

# PROGRAMA INTERINSTITUCIONAL DE DOCTORADO EN ARQUITECTURA



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE AGUASCALIENTES  
UNIVERSIDAD DE COLIMA  
UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO  
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO



LA INTERACCIÓN DEL CONCRETO REFORZADO EN EL  
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS HISTÓRICOS,  
ANTE EL EFECTO SÍSMICO (CASO: VALLADOLID-MORELIA, Siglos XVIII – XX)

## TESIS

PARA OBTENER EL GRADO DE  
DOCTOR EN ARQUITECTURA

PRESENTA

**Roberto Hernández Huerta**

DIRECTOR DE TESIS  
Dr. Miguel Fernando Elizondo Mata

Morelia, Michoacán Diciembre de 2006

# PROGRAMA INTERINSTITUCIONAL DE DOCTORADO EN ARQUITECTURA



UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE AGUASCALIENTES  
UNIVERSIDAD DE COLIMA  
UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO  
UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO



LA INTERACCIÓN DEL CONCRETO REFORZADO EN EL  
COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS HISTÓRICOS,  
ANTE EL EFECTO SÍSMICO (CASO: VALLADOLID-MORELIA, Siglos XVIII – XX)

Miembros del **JURADO**:

Dr. en Arq. Miguel Fernando Elizondo Mata

Dr. en Arq. Fernando López Carmona

Dr. en Arq. Luis Alberto Torres Garibay

Dr. en Arq. Ramón Salvador Medina López

Dr. en Arq. Luis Fernando Guerrero Baca

Dra. en Arq. Eugenia María Azevedo Salomao

Dr. en Arq. Adolfo Gómez Amador



## PROGRAMA INTERINSTITUCIONAL DE DOCTORADO EN ARQUITECTURA

PROGRAMA INTERINSTITUCIONAL DE  
DOCTORADO EN ARQUITECTURA  
CONSEJO ACADÉMICO.

Presente.

Por este medio, hago de su conocimiento, que la tesis denominada "LA INTERACCIÓN DEL CONCRETO REFORZADO EN EL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS HISTORICOS ANTE EL EFECTO SÍSMICO (CASO: VALLADOLID-MORELIA, SIGLOS XVIII-XX)", realizada por el M. En Arq. **ROBERTO HERNÁNDEZ HUERTA** bajo mi tutoría, ha sido concluida, en virtud de que se efectuaron las correcciones hechas al doctorante en la última revisión.

Por lo anterior, no tengo inconveniente alguno en que el tesista realice las gestiones pertinentes para poder defender su tesis en examen de grado.

Atentamente  
Coquimatlán, Colima, 9 de diciembre de 2005.

Dr. Arq. Miguel Fernando Elizondo Mata  
Tutor.

c.c.p. Dr. Arq. Jesús López García  
c.c.p. Doctorante  
c.c.p. archivo

---

## RESUMEN

El tema de este trabajo de investigación “*La interacción del concreto reforzado en el comportamiento estructural de edificios históricos, ante el efecto sísmico. (Caso: Valladolid-Morelia. Siglos XVIII-XX)*”, obedece a la idea de que el ingeniero estructurista de la actualidad, en términos generales ha incursionado poco en el estudio del comportamiento estructural de éste tipo de edificios de valor histórico, así como de sus técnicas constructivas muy particulares de éstos.

La ingeniería estructural y sísmica en el patrimonio histórico arquitectónico edificado ha tenido hasta el momento poca participación en la arquitectura dentro del campo de la restauración de edificios históricos, siendo que esta disciplina puede aportar una parte sustancial a la preservación del patrimonio histórico edificado, que permita lograr con la tecnología constructiva una seguridad estructural ante las eventualidades sísmicas, logrando con esto la conservación del patrimonio histórico-arquitectónico.

Este trabajo de investigación tiene como propósito, explicar el papel de la ingeniería estructural y la interacción que ha tenido el concreto armado en la arquitectura histórica edificada, tema que ha sido generalmente abordado por especialistas en restauración, con enfoques cualitativos y con poca atención a las técnicas contemporáneas de análisis y evaluación en cuanto a la seguridad estructural de los edificios históricos. Además el enfoque de esta investigación es más conceptual que técnico, y más explicativo de las ventajas y limitaciones de los procedimientos que de las modalidades de aplicación de los mismos. Contiene ejemplos que ilustran la problemática estructural de algunos edificios históricos y la manera en que se han comportado estructuralmente ante el efecto sísmico.

La conservación de los edificios históricos es una actividad compleja y necesariamente multidisciplinaria, ya que requiere la experiencia de arquitectos, historiadores, arquitectos restauradores y, en algunos casos, la participación de especialistas en ingeniería estructural y sísmica, geotecnia, entre otras. El papel de cada uno de los especialistas en el proyecto específico dependerá de las circunstancias que hayan dado lugar a la necesidad de la intervención. Esto significa entre otros aspectos, que los arquitectos deben conocer los criterios de diseño sismorresistente y que los ingenieros estructurales deben conocer los conceptos que rigen la conservación; es decir las tareas conducentes a prolongar la vida de un edificio histórico.

Los aspectos de ingeniería estructural de estos edificios no se limitan al cálculo y análisis de esfuerzos para la revisión de la seguridad y para el proyecto de las intervenciones de refuerzo. Se incluyen en este trabajo los procedimientos de inspección de las propiedades de los materiales, de diagnóstico del estado de la estructura, de monitoreo del comportamiento, y de la evaluación de las técnicas para corregir deficiencias y restablecer las condiciones adecuadas de comportamiento. Asimismo se hace referencia sobre los alcances y limitaciones sobre la utilización de los métodos de análisis estructural y sobre la validez de sus resultados en el campo de la conservación del patrimonio arquitectónico edificado.

---



## ABSTRACT

The topic of this investigation work “The interaction of the concrete reinforced in the structural behavior of historical buildings, before the seismic effect. (Case: Valladolid-Morelia. XVIII-XX centuries)”, it obeys the idea that the engineer structures of the present time, in general terms has intruded little in the study of the structural behavior of this type of buildings of historical value, as well as of his constructive techniques very peculiar of these.

The structural and seismic engineering in the built architectural historical patrimony has had until the moment little holding in the architecture inside the field of the restoration of historical buildings, being that this discipline can contribute a substantial part to the preservation of the built historical patrimony that allows to achieve with the constructive technology a structural security in the face of the seismic eventualities, achieving the conservation of the historical-architectural patrimony therewith.

This investigation work has as purpose, to explain the paper of the structural engineering and the interaction that she has had the concrete armed in the built historical architecture, fear that it has been generally approached by specialists in restoration, with qualitative focuses and with little attention to the contemporary techniques of analysis and evaluation as for the structural security of the historical buildings. The focus of this investigation is also more conceptual than technical, and more explanatory of the advantages and limitations of the procedures that of the modalities of application of the same ones. It contains examples that illustrate the structural problem of some historical buildings and the way in that you have behaved structurally before the seismic effect.

The conservation of the historical buildings is a complex and necessarily multidisciplinary activity, since it requires the experience of architects, historians, restoring architects and, in some cases, the participation of specialists in structural and seismic engineering, geotechnics, among others. The paper of each one of the specialists in the specific project will depend on the circumstances that have given place to the necessity of the intervention. This means among other aspects that the architects should know the approaches of design sismorresistente and that the structural engineers should know the concepts that govern the conservation; that is to say the conducive tasks to prolong the life of a historical building.

The aspects of structural engineering of these buildings are not limited to the calculation and analysis of efforts for the revision of the security and for the project of the reinforcement interventions. They are included in this work the procedures of inspection of the estates of the materials, of diagnostic of the state of the structure, of monitoring of the behavior, and of the evaluation of the techniques to correct deficiencies and to reestablish the appropriate conditions of behavior. Also reference is made on the reaches and limitations on the use of the methods of structural analysis and about the validity of its results in the field of the conservation of the built architectural patrimony.

---

## ÍNDICE GENERAL

	Pág.
<b>INTRODUCCIÓN.</b>	3
<b>I.- ASPECTOS ESTRUCTURALES EN LA ARQUITECTURA HISTÓRICA.</b>	23
1. Interacción de la ingeniería estructural y sísmica en la arquitectura histórica.	25
1.1.- Desarrollo histórico de la ingeniería estructural.	26
1.2.- Aspectos estructurales en la arquitectura histórica.	32
2. Características y propiedades físico-mecánicas de los materiales.	39
<b>II.- EVOLUCIÓN DE LA NUEVA TECNOLOGÍA CONSTRUCTIVA EN INMUEBLES HISTÓRICOS.</b>	57
1. Evolución de la nueva tecnología constructiva en la arquitectura histórica.	59
2. El uso del concreto reforzado en la intervención de edificios históricos.	67
2.1.- Interacción de los materiales tradicionales con los nuevos materiales en edificios históricos.	67
2.2.- Primeras teorías de la intervención de edificios históricos con concreto reforzado.	71
2.3.- Primeras intervenciones con concreto reforzado en edificios históricos.	73
3. Marco legal sobre la conservación del patrimonio edificado.	77
3.1.- Técnicas de intervención a través de las cartas internacionales de restauración.	77
3.2.- Incompatibilidad de los criterios de conservación con los reglamentos de diseño y construcción.	79
4. Criterios de intervención con concreto reforzado en zonas sísmicas.	81
4.1.- Técnicas de intervención con concreto reforzado en México.	82
4.2.- Técnicas de intervención con concreto reforzado en edificios civiles.	85
4.3.- Modificación de los criterios de intervención en zonas sísmicas.	86
4.4.- Criterios de intervención en edificios históricos dañados por el sismo de 1999.	87
4.5.- Intervención estructural en edificios históricos.	90
<b>III.- COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS HISTÓRICOS ANTE EL EFECTO SÍSMICO</b>	93
1. Acciones y efectos sísmicos en la arquitectura histórica.	95
1.1.- Características de la acción-respuesta sísmica.	95
1.2.- Patología estructural sísmica en las edificaciones históricas.	107
1.3.- Comportamiento sísmico de edificios de mampostería no reforzada.	114
1.4.- Respuesta sísmica y modo de falla estructural en edificios históricos.	122
2. Elementos y sistemas estructurales de la obra de fábrica.	133
2.1.- Aspectos generales de la obra de fábrica.	133
2.2.- Muros de mampostería no reforzada.	137
2.3.- Arcos y bóvedas.	145
2.4.- Análisis de cúpulas.	161
2.5.- Columnas de mampostería pétreo.	172
2.6.- Contrafuertes y botareles.	174

3.	Alcance y limitaciones sobre la utilización de los métodos de análisis estructural.	177
3.1.-	Método basado en el equilibrio de fuerzas (método gráfico).	181
3.2.-	Método de análisis elástico lineal (método analítico).	199
3.3.-	Método de análisis no lineal (método analítico).	219
3.4.-	Método de análisis dinámico.	220
3.5.-	Modelo comparativo de análisis estructural (método gráfico y analítico).	223
<b>IV.-</b>	<b>EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFUERZO ESTRUCTURAL.</b>	<b>233</b>
1.	Diagnosis de la vulnerabilidad en los edificios históricos.	235
1.1.-	Aspectos generales del riesgo sísmico.	235
1.2.-	Diagnosis de la vulnerabilidad en los edificios.	238
1.3.-	Causas fundamentales de la vulnerabilidad.	240
1.4.-	Diagnosis del deterioro en los edificios históricos.	241
2.	Técnicas y normatividad para rehabilitación y refuerzo estructural.	247
2.1.-	La rehabilitación como actividad en la restauración.	247
2.2.-	Reparación y refuerzo estructural en la arquitectura histórica.	249
2.3.-	Refuerzo de elementos arquitectónicos-estructurales ante el efecto sísmico.	254
2.4.-	Técnicas de reparación en elementos arquitectónicos-estructurales.	263
3.	Medidas de seguridad estructural en la arquitectura histórica.	269
3.1.-	Seguridad sísmica en elementos arquitectónicos-estructurales.	269
4.	Monitoreo e instrumentación en edificios históricos.	273
4.1.-	Monitoreo para el control de movimientos inducidos.	273
4.2.-	Técnica y equipo de pruebas para el análisis de los materiales.	275
<b>V.-</b>	<b>ANÁLISIS DE MODELO REPRESENTATIVO - CASO DE ESTUDIO VALLADOLID-MORELIA</b>	<b>279</b>
1.	Características y propiedades mecánicas del subsuelo.	281
2.	Microzonificación sísmica de la región Morelia.	293
3.	Materiales y técnicas constructivas en la arquitectura histórica.	301
3.1.-	Materiales de construcción en la antigua Valladolid.	301
3.2.-	Técnica constructiva en las edificaciones históricas.	304
3.3.-	Técnica de aparejo en arcos, bóvedas y cúpulas.	315
3.4.-	El uso del concreto reforzado en Valladolid-Morelia.	322
3.5.-	Propiedades físico-mecánicas de la toba riolítica, madera y arcilla recocida.	325
4.	Procedimiento para la revisión de la seguridad sísmica de modelos representativos.	329
5.	Casos seleccionados como modelos representativos de análisis.	337
	<b>CONCLUSIONES.</b>	<b>497</b>
	<b>GLOSARIO TÉCNICO.</b>	<b>521</b>
	<b>BIBLIOGRAFÍA.</b>	<b>541</b>

ÍNDICE DE FIGURAS, TABLAS, FOTOS Y PLANOS

	Pág.
<b>CAPÍTULO I.- ASPECTOS ESTRUCTURALES EN LA ARQUITECTURA HISTÓRICA.</b>	
Fig. 1.- Palladio, puente en madera sobre el río Cismone.	28
Fig. 2.- Galileo, dibujo de la viga en voladizo y torre de pisa.	28
Fig. 3.- Método empírico del espesor de muro-contrafuerte.	34
Fig. 4.- Método gráfico para el cálculo de esfuerzos.	34
Fig. 5.- Eficiencia de las estructuras de la naturaleza para resistir las acciones.	35
Fig. 6.- Relaciones geométricas para el diseño de cúpulas.	36
Fig. 7.- Método gráfico para determinar el espesor de un contrafuerte que recibe un empuje de bóveda.	36
Fig. 8.- Método Gráfico de empujes que se empleó para la construcción de las nervaduras de un arco.	37
Fig. 9.- Aplicación de los conceptos básicos de estática en la arquitectura medieval.	37
Fig. 10.- Curva de esfuerzos-deformación de un material estructural.	39
Fig. 11.- Comportamiento no lineal de sección rectangular sujeta a flexión, para un material elastoplástico.	41
Fig. 12.- Tipos de elementos estructurales de piedra.	44
Fig. 13.- Modo de falla de un material pétreo a compresión.	45
Fig. 14.- Tipo de aparejo en muros de mampostería.	48
Fig. 15.- Modelo de interacción piedra-mortero.	49
Fig. 16.- Mecanismo de falla de la mampostería ante cargas verticales.	49
Fig. 17.- Mecanismo de falla de mampostería por tensión diagonal.	50
Fig. 18.- Curva de deformaciones en la mampostería.	51
Fig. 19.- Esfuerzos internos en un elemento sujeto a flexocompresión.	52
Fig. 20.- Curva esfuerzo-deformación del efecto de la presión lateral de confinamiento.	53
Fig. 21.- Curva esfuerzo-deformación de la madera.	54
Fig. 22.- Tensores metálicos (templadores).	55
Tabla 1.- Tipo de piedras naturales.	44
Tabla 2.- Propiedades mecánicas de la piedra natural.	45
Tabla 3.- Propiedades mecánicas del tabique de arcilla cocida.	47
Tabla 4.- Propiedades mecánicas de mampostería de edificios históricos.	50
Tabla 5.- Esfuerzos permisibles para la madera.	54
<b>CAPÍTULO III.- COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS HISTÓRICOS ANTE EL EFECTO SÍSMICO.</b>	
Fig. 1.- Movimiento de placas y generación de sismos.	96
Fig. 2.- Ondas "P" y "S" Love y Rayleigh.	96
Fig. 3.- Flujo de fuerzas horizontales de una cubierta plana.	97
Fig. 4.- Rigidez de entrepiso, angular o lineal.	98
Fig. 5.- Comportamiento elástico de los materiales.	99
Fig. 6.- Modelo simplificado de un edificio y modos de vibrar.	100
Fig. 7.- Construcción de un espectro de respuesta.	101
Fig. 8.- Modelo de un sistema de un grado de libertad.	102
Fig. 9.- Representación de un edificio por un sistema de varios grados de libertad.	104
Fig. 10.- Modos de vibración de un sistema de tres grados de libertad.	104
Fig. 11.- Flujo de fuerzas debido a la vibración.	106
Fig. 12.- Diagrama de relación carga-deformación.	106
Fig. 13.- Representación esquemática del templo abovedado.	110
Fig. 14.- Comportamiento sísmico de elementos arquitectónicos-estructurales.	115
Fig. 15.- Respuesta histéresica de un muro de mampostería no reforzada.	117
Fig. 16.- Mecanismo de falla fuera de plano ante el efecto sísmico.	118
Fig. 17.- Mecanismo de falla por cortante.	119
Fig. 18.- Mecanismo de falla y reforzamiento de elementos arquitectónicos estructurales.	120
Fig. 19.- Falla por agrietamiento longitudinal de bóveda.	125
Fig. 20.- Falla de bóveda por abertura de sus apoyos.	125
Fig. 21.- Falla por esbeltez y flexibilidad en la torre campanario y capulín.	127

Fig. 22.- Falla por cortante en cuerpo de torre campanario.	127
Fig. 23.- Falla por separación, producida por fuerzas de inercia perpendiculares al plano del muro.	127
Fig. 24.- Tendencia de falla por volteo en muros por esbeltez y carga lateral.	128
Fig. 25.- Respuesta sísmica de un sistema de piso diafragma.	129
Fig. 26.- Modelo de arcos de mampostería por Danisy.	134
Fig. 27.- Optimizaciones geométricas.	135
Fig. 28.- Plasticidad hiperestatismo.	136
Fig. 29.- Conexiones y su asimetría.	136
Fig. 30.- Capacidad a flexión y sección excéntrica.	139
Fig. 31.- Falla por cortante en muros con aberturas.	140
Fig. 32.- Deformaciones de vanos.	140
Fig. 33.- Muro bajo la acción de cargas verticales, esbeltez y pandeo.	141
Fig. 34.- Estabilidad de un muro aislado.	142
Fig. 35.- Cálculo de los ángulos de desplome.	142
Fig. 36.- Línea de empuje en muro aislado.	143
Fig. 37.- Principio de análisis límite.	143
Fig. 38.- Acciones horizontales en el plano del muro.	144
Fig. 39.- Acciones entre momento de vuelco y momento flector en muro.	144
Fig. 40.- Momento flector de un arco.	146
Fig. 41.- Momento flector de un arco con peso propio y relleno.	147
Fig. 42.- Forma del arco. Distribución de cargas. Línea de empujes.	147
Fig. 43.- Arcos por tranquil o rampantes.	148
Fig. 44.- Rotura de arcos de medio punto y funicular.	149
Fig. 45.- Rotura de medio punto y peraltados y funicular.	150
Fig. 46.- Construcción del polígono funicular.	150
Fig. 47.- Funicular y línea de presiones.	150
Fig. 48.- Esfuerzos en arcos y línea de presiones.	151
Fig. 49.- Línea de presiones.	151
Fig. 50.- Arco elíptico y carpanel.	152
Fig. 51.- Anclaje de tirante en muro.	152
Fig. 52.- Posición del tirante e intervención de los empujes.	153
Fig. 53.- Bóvedas de arista.	154
Fig. 54.- Bóveda de arista. Análisis de membrana.	154
Fig. 55.- Bóveda de arista romana. Esfuerzos y rotura.	155
Fig. 56.- Bóveda de arista. Determinación de esfuerzos.	156
Fig. 57.- Bóveda románica.	156
Fig. 58.- Bóvedas vaidas.	157
Fig. 59.- Bóvedas vaida. Análisis de fuerzas axiales y empujes (caso radial).	158
Fig. 60.- Distribución de empujes sobre el borde.	159
Fig. 61.- Distribución de cargas y línea de empuje.	159
Fig. 62.- Bóveda nervada vaida.	159
Fig. 63.- Análisis de fuerzas axiales y empujes.	159
Fig. 64.- Análisis de fuerzas axiales.	160
Fig. 65.- Bóvedas vaidas con $f/l < 0.20$ .	160
Fig. 66.- Análisis gráfico de bóveda vaida.	161
Fig. 67.- Análisis de cúpula.	161
Fig. 68.- Esfuerzos actuantes en cúpulas.	163
Fig. 69.- Análisis de cúpula esférica.	164
Fig. 70.- Análisis de esfuerzos de cúpulas.	165
Fig. 71.- Análisis de cúpula parabólica.	166
Fig. 72.- Flexiones y desplazamientos en cúpula apuntada.	168
Fig. 73.- Análisis de cúpula como arcos independientes.	169
Fig. 74.- Cúpula poligonal semicircular.	171
Fig. 75.- Cúpula elíptica de revolución.	172
Fig. 76.- Condición de carga en una columna.	173
Fig. 77.- Flujo de fuerzas en contrafuerte-botarel.	174

Fig. 78.- Flujo de fuerzas en el arco arbotante y líneas de presiones.	175
Fig. 79.- Análisis de Polen de las fuerzas funiculares en la cúpula de San Pedro, en Roma (1748).	179
Fig. 80.- Trayectoria de cargas en cubierta de superficie plana.	182
Fig. 81.- Trayectoria de cargas en cubiertas inclinadas (armaduras).	182
Fig. 82.- Trayectoria de cargas en cubiertas curvas.	183
Fig. 83.- Distribución de fuerzas en las dovelas.	187
Fig. 84.- Trayectoria de fuerzas resultantes de una superficie curva.	188
Fig. 85.- Aplicación de empuje máximo y mínimo en la clave y su distribución en el arranque.	189
Fig. 86.- Distribución de esfuerzos en dovelas.	190
Fig. 87.- Ubicación de fuerza normal resultante.	190
Fig. 88.- Línea de presiones de un arco de medio punto sin sobrecarga.	191
Fig. 89.- Línea de fractura de un arco de medio punto sin sobrecarga.	193
Fig. 90.- Segunda línea de presiones determinada para un arco de medio punto sin sobrecarga.	193
Fig. 91.- Línea de presiones en un arco de medio punto con sobrecarga.	195
Fig. 92.- Triángulo de carga de la parte del muro que obra sobre un hueco.	196
Fig. 93.- Determinación aproximada del momento flexionante en un muro con sistema de cubierta plana.	204
Fig. 94.- Ancho efectivo de losa para cálculo de momento de inercia de la viga de acoplamiento.	205
Fig. 95.- Deformaciones por cortante y por flexión de un muro en voladizo sujeto a carga lateral.	208
Fig. 96.- Comparación de métodos de la columna ancha vs elemento finito.	212
Fig. 97.- Sistema muro-marco idealizado con columnas anchas.	212
Fig. 98.- Grados de libertad para columnas y vigas en el método de la columna ancha.	213
Fig. 99.- Diagonales equivalentes a muros confinados.	215
Fig. 100.- Definiciones para determinar la rigidez de un muro confinado.	216
Fig. 101.- Tipos de elementos finitos para modelos de edificios históricos.	217
Fig. 102.- Mallas de elementos finitos para diferentes elementos estructurales.	218
Fig. 103.- Modelos de análisis con elementos finitos.	218
Fig. 104.- Línea de presiones por elementos finitos.	219
Fig. 105.- Modos naturales de vibración de una torre campanario de un edificio histórico.	221
Fig. 106.- Modos naturales de vibración de un edificio histórico.	222
Fig. 107.- Respuesta dinámica de una estructura con piezas grandes.	223
Fig. 108.- Método de análisis gráfico (primera revisión).	226
Fig. 109.- Método por análisis gráfico (segunda revisión y definitiva).	227
Fig. 110.- Método analítico aplicando las formulas de A. J. Roark y S. Timoshenko.	228
Fig. 111.- Desarrollo de la curva de resistencia aplicando el método analítico.	229
Fig. 112.- Aplicación del análisis gráfico en una bóveda con sobrecarga.	230
Tabla 1.- Resistencia de la mampostería pétreo.	137
Tabla 2.- Esfuerzo cortante nominal para algunos tipos de mampostería sobre área bruta.	205
Tabla 3.- Resistencia nominal a compresión de la mampostería $f^*m$ sobre área bruta.	210
Tabla 4.- Resistencia nominal a compresión de la mampostería $f^*m$ sobre área bruta.	210
Tabla 5.- Resistencia a compresión de la mampostería $f^*$ para algunos tipos de piezas, sobre área bruta.	211
Tabla 6.- Proporcionamiento en volumen, recomendados para mortero en elementos estructurales.	214
Tabla 7.- Propiedades de la mampostería.	214
Tabla 8.- Esfuerzos a compresión de dovelas de arco.	225
Tabla 9.- Determinación del peso total del arco y de cada dovela.	226
Tabla 10.- Resumen del método analítico.	227
Foto 1.- Falla por cortante en muro lateral norte del templo de San Jerónimo Purenchecuaró.	108
Foto 2.- Rehabilitación de arco y bóveda.	111
Foto 3.- Mecanismo de falla de bóveda y arcos fajones.	111
Foto 4.- Mecanismo de falla en la cúpula y en el muro de ábside del templo.	112
Foto 5.- Falla por cortante en el contrafuerte botarel.	113
Foto 6.- Mecanismo de falla en muros de mampostería no reforzada.	122
Foto 7.- Falla por cortante en la cúpula.	126
Foto 8.- Mecanismo de falla de tambor y cúpula por efecto sísmico.	130
Foto 9.- Falla por cortante en tambor y cuerpo de torre campanario por efecto sísmico.	131
Foto 10.- Esbeltez y presencia de fisura en columna de mampostería.	173



**CAPÍTULO IV.- EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFUERZO ESTRUCTURAL.**

Fig. 1.- Esquema metodológico para la diagnosis en los edificios históricos.	239
Fig. 2.- Esquema metodológico de operaciones para la intervención en edificios históricos.	243
Fig. 3.- Formato de dictamen de evaluación presísmica y de seguridad estructural en edificios históricos.	245
Fig. 4.- Opciones de refuerzo de muros ante efectos sísmicos.	255
Fig. 5.- Refuerzo de columnas de mampostería pétreo.	256
Fig. 6.- Opciones de refuerzo en torres campanarios.	257
Fig. 7.- Opción de refuerzo con tirantes de conexión y templador en arco.	258
Fig. 8.- Refuerzo de bóveda con tímpanos por el extradós.	259
Fig. 9.- Refuerzo de cúpula con anillo de confinamiento.	259
Fig. 10.- Rigidización con sistema de vigería de madera.	260
Fig. 11.- Sistema de vigueta y bovedilla con vigería de madera y tapa de ladrillo como falso plafón.	261
Fig. 12.- Opciones de refuerzo en la cimentación.	262
Fig. 13.- Técnica para la inyección por gravedad en grietas.	263
Fig. 14.- Técnica de reparación de grietas con banda de malla electrosoldada.	264
Fig. 15.- Técnica de reparación mediante costuras armadas.	265
Fig. 16.- Técnica de refuerzo en muros con malla electrosoldada.	266
Fig. 17.- Sistema de puntos de control de coordenadas.	273
Fig. 18.- Sistema de medición con extensómetro de cinta.	274
Fig. 19.- Sistema de la medición de desplomos.	274
Fig. 20.- Métodos de registro y seguimiento de grietas estructurales.	275

**CAPÍTULO V.- ANÁLISIS DE MODELO REPRESENTATIVO – CASO DE ESTUDIO VALLADOLID-MORELIA.**

Fig. 1.- Corte transversal del eje-1 y perfil del suelo (S-2).	285
Fig. 2.- Corte estratigráfico (sondeo S-9 y S-14).	286
Fig. 3.- Contexto geodinámico de México y placas tectónicas en movimiento.	287
Fig. 4.- Localización de la zona de Morelia-Cuitzeo y de las fallas geológicas NE-SW.	287
Fig. 5.- Prueba triaxial y prueba de consolidación (PC-2).	288
Fig. 6.- Datos del ángulo de fricción y de la cohesión de las muestras inalteradas.	291
Fig. 7.- Zonificación sísmica del estado de Michoacán.	293
Fig. 8.- Distribución de las máximas intensidades sísmicas.	295
Fig. 9.- Isosistas del temblor del 19 de junio de 1858.	296
Fig. 10.- Isosistas máximas registradas en la Republica Mexicana de 1845 a 1985.	296
Fig. 11.- Estaciones sísmicas y curvas de isoperiodos.	297
Fig. 12.- Sistema constructivo de bóveda catalana.	304
Fig. 13.- Cimientos en edificios históricos con mampostería pétreo.	306
Fig. 14.- Cimiento interior y de lindero con escarpio.	306
Fig. 15.- Muro de mampostería con sillarejos.	307
Fig. 16.- Muro de esquina aparejada con sillares.	307
Fig. 17.- Muro a base de sillares y sillarejos.	307
Fig. 18.- Muro mixto de sillares y sillarejos.	307
Fig. 19.- Muro de aparejo irregular con juntas aplanadas.	308
Fig. 20.- Muro de espesor mayor.	308
Fig. 21.- Muro con sillares combinados con sillarejos.	308
Fig. 22.- Muro de adobe con contracimiento de piedra.	308
Fig. 23.- Muro con arco de refuerzo.	309
Fig. 24.- Muro con arco de refuerzo sobre vanos.	309
Fig. 25.- Cubierta de terrado con tapa de tabla o ladrillo.	311
Fig. 26.- Entrepiso de terrado con tapa de tabla.	311
Fig. 27.- Entrepiso de terrado con tapa de ladrillo.	312
Fig. 28.- Sistema constructivo de entrepiso y empotramiento de vigas de madera en muros.	312
Fig. 29.- Entrepiso de terrado con tapa de tejamanil.	313
Fig. 30.- Cubierta inclinada con teja de barro cocido.	313



Fig. 31.- Distribución de fuerzas desarrolladas por los arcos.	314
Fig. 32.- Sistema constructivo de bóvedas con tezontle.	315
Fig. 33.- Arco de sillería formado con dovelas pentagonales.	316
Fig. 34.- Arco de sillería con dovelas dispuestas de forma que encajen en el muro.	316
Fig. 35.- Arco de sillería de medio punto.	317
Fig. 36.- Arco de sillería de carpanel.	317
Fig. 37.- Unión de dos arcos con un pilar.	317
Fig. 38.- Unión de arco a un pilar con un almohadón de piedra que dan nacimiento a los arcos.	317
Fig. 39.- Arco de descarga.	318
Fig. 40.- Aparejo en espiga para bóvedas de cañón.	318
Fig. 41.- Aparejo en espiga (otra modalidad).	319
Fig. 42.- Aparejo recto para bóvedas de cañón.	319
Fig. 43.- Aparejo circular para bóvedas de cañón.	319
Fig. 44.- Planta de una bóveda de rincón con aparejo recto.	320
Fig. 45.- Detalle de una arista de bóveda de rincón de claustro de aparejo recto.	320
Fig. 46.- Dovela de sillería de arista para bóveda de rincón de claustro.	320
Fig. 47.- Aparejo arqueado de una bóveda de rincones de claustro.	320
Fig. 48.- Aparejos de bóvedas y cúpulas.	321
Fig. 49.- Aparejos de bóvedas de crucería.	321
Fig. 50.- Aristas de bóvedas de crucería.	321
Tabla 1.- Propiedades mecánicas de los suelos (sondeo S-9 y S-14).	286
Tabla 2.- Pruebas de clasificación de suelos.	290
Tabla 3.- Pruebas esfuerzo-deformación.	290
Tabla 4.- Periodos de vibrar obtenidos de estudios de sondeos profundos en la ciudad de Morelia.	297
Tabla 5.- Valores máximos obtenidos de la red sísmica de la ciudad de Morelia.	298
Tabla 6.- Espesor de muros en fachada principal de edificios históricos.	309
Tabla 7.- Requisitos de la mampostería pétreo.	325
Tabla 8.- Características de la toba riolítica.	326
Tabla 9.- Características de la toba riolítica del banco de Tlalpujahua.	326
Tabla 10.- Características de la piedra basalto del banco la Concepción (Quinceo).	326
Tabla 11.- Resistencia a la compresión axial de toba riolítica.	327
Tabla 12.- Esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad.	327
Tabla 13.- Tabiques de arcilla recocida.	328
Tabla 14.- Tabiques de arcilla recocida.	328
Tabla 15.- Coeficiente sísmico para construcciones en distintas zonas sísmicas de Michoacán.	341
Foto 1.- Hotel Alameda (Av. Madero poniente esq. Guillermo Prieto).	322
Foto 2.- Hotel Alameda y Av. Fco I. Madero.	323
Foto 3.- Elementos de concreto sobre sistema de viguería de madera de azotea.	323
Foto 4.- Losa de concreto reforzado sobre vigas de madera. Palacio Clavijero, Morelia Mich.	324
Foto 5.- Losa reticular sobre sistema de viguería de madera. Palacio Clavijero, Morelia Mich.	324
Foto 6.- Torre campanario con refuerzo de concreto reforzado. Templo de Capuchinas, Morelia Mich.	324
Foto 7.- Trabes y columnas de concreto reforzado en la torre campanario. Templo de Capuchinas.	324
Plano 1.- Materiales pétreos en la región de Morelia.	281
Plano 2.- Carta geológica de la región de Morelia.	282
Plano 3.- Ubicación de las fallas geológicas en la ciudad de Morelia.	283
Plano 4.- Microzonificación de peligro de la ciudad de Morelia.	284
Plano 5.- Localización de sondeos (S-2) y pozo a cielo abierto (PCA-2).	285
Plano 6.- Valladolid, año de 1579 (Hoy Morelia).	301
Plano 7.- Valladolid, año de 1794 (Hoy Morelia).	302
Plano 8.- Valladolid-Morelia, año de 1898.	303
Plano 9.- Localización de las fallas geológicas activas en Valladolid-Morelia.	338
Plano 10.- Ubicación de edificios históricos (casos de estudio) en la zona histórica de Morelia.	339
Plano 11.- Vista aérea de edificios históricos (casos de estudio) en la zona histórica de Morelia.	339
Plano 12.- Zonificación sísmica del estado de Michoacán.	341

AEIS	Asociación Española de Ingeniería Sísmica.
AGN	Archivo General de la Nación.
AHMCR	Archivo Histórico “Manuel Castañeda Ramírez.”
AHMM	Archivo Histórico Municipal de Morelia.
ANEM	Análisis de Estructuras de Mampostería.
CABIN	Comisión de Avalúos de Bienes Nacionales.
CEHOPU	Centro de Estudios Históricos de Obras Públicas y Urbanismo.
CENAPRED	Centro Nacional de Prevención de Desastres.
CNMH	Coordinación Nacional de Monumentos Históricos.
CICM	Colegio de Ingenieros Civiles de Michoacán.
COLMICH	Colegio de Michoacán.
CONACULTA	Consejo Nacional para la Cultura y las Artes.
DOF	Diario Oficial de la Federación.
DGSMPC	Dirección General de Sitios y Monumentos del Patrimonio Cultural.
FONDEN	Fondo Nacional de Desastres Naturales.
ICOMOS	Consejo Internacional de Sitios y Monumentos.
I.I-UNAM	Instituto de Ingeniería de la UNAM.
INAH	Instituto Nacional de Antropología e Historia.
NTCDS	Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo.
NTCEC	Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Concreto.
NTCEM	Normas Técnicas Complementarias de Estructuras de Mampostería.
OCPM	Organización de Ciudades del Patrimonio Mundial.
RCDF	Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
RCEM	Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán
SAHOP	Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.
SCOP	Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas.
SMIE	Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural.
SMIS	Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica.
SMMS	Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.
UMSNH	Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.
UNAM	Universidad Nacional Autónoma de México.
<i>Apud</i>	Citado por
<i>cfr.</i>	Confróntese.
<i>ed.</i>	Editorial.
<i>et al</i>	Y otros.
<i>ibidem</i>	Mismo libro o trabajo citado en la nota anterior.
<i>idem</i>	Mismo autor citado en la nota inmediatamente anterior.
<i>ils.</i>	Ilustraciones.
<i>loc. cit.</i>	Lugar citado. Sustituye a toda la referencia, incluyendo las páginas.
<i>op. cit.</i>	Obra citada.
<i>p. e.</i>	Por ejemplo.
Pág, p, pp.	Página(s).
Núm.	Número.
Sic	Así (escrito por el autor citado)
s. ed.	Sin edición.
s/n	Sin número.
Tr.	Traducción.
t(s)	Tomo(s).
<i>vid.</i>	Véase.
vol.(s)	Volumen(s).
vs	Versus; opuesto a, contra.

## INTRODUCCIÓN



Vista aérea de la Antigua Valladolid (Hoy Morelia, Mich.)

---

## **Introducción**

El tema de esta investigación surge de observar que los sismos han sido en parte uno de los mayores causantes de que muchos edificios históricos hayan sido severamente afectados en su comportamiento estructural y otros hayan colapsado, debido a que estos se encuentran en regiones de actividad sísmica significativa. Sin embargo, las marcas que han dejado los sismos son más o menos evidentes en las construcciones que han permanecido por siglos en las regiones de alta sismicidad, por lo que el estudio histórico y estructural de su comportamiento ante estos fenómenos, es un medio importante para la evaluación de su seguridad estructural para lograr prevenir cualquier acción extraordinaria eventual que pudiera presentarse al edificio, logrando de esta forma la preservación del monumento histórico.

Cada día nuestro patrimonio histórico arquitectónico edificado se va deteriorando por muchas razones; es por eso que es necesaria su preservación que permita que las generaciones futuras puedan seguir enriqueciéndose con la apreciación de las evidencias de las culturas y civilizaciones que las han precedido. Sin embargo más que su valor artístico, los edificios históricos forman parte de nuestra cultura, constituyendo una evidencia de lo edificado por los grandes constructores del pasado.

Muchos de los edificios históricos, que aún existen, se han visto sometidos a lo largo de su existencia a la acción de la intemperie, de los agentes físicos y químicos, a repetidos episodios de daño y reparación, y con frecuencia a intervenciones sustanciales a raíz de los diversos sismos que los han afectado.

La vida útil de un edificio histórico puede verse disminuida por un conjunto de factores externos que pueden ser producto de los agentes naturales como los sismos, los hundimientos de terreno, la intemperie, el viento entre otros factores; cuando cualquiera de estos agentes haya afectado significativamente al inmueble en su seguridad estructural, la actividad requerida para la conservación pasa de ser una acción de mantenimiento a una actividad más profunda, a tal grado que se requiera llevar a cabo una reestructuración.

Sin embargo es indispensable tomar en cuenta que para conservar un edificio histórico, es necesario preservar la estabilidad de cada uno de los elementos arquitectónicos que forman parte de su estructura; tomando en cuenta que cualquier forma, material y sistema constructivo estructural, se rige con los principios que otorga la mecánica estructural y que son aplicados a los edificios contemporáneos. Sin embargo, aún existe una renuencia generalizada a la aplicación de la ingeniería estructural y sísmica en los proyectos de restauración por algunos profesionales de la materia y, más aún, al empleo de métodos cuantitativos que permitan evaluar la seguridad estructural y prever anticipadamente medidas de seguridad y de refuerzo.

La carencia de investigación y aplicación en el aspecto de la ingeniería estructural en el patrimonio histórico arquitectónico y específicamente en tecnología constructiva-estructural, llega a veces a converger en actividades más intuitivas que cuantitativas, por lo que se pretende con este trabajo, aportar resultados que puedan ser aplicados por el especialista en el campo de la arquitectura y específicamente en la disciplina de la

restauración para prever daños de consideración a los edificios históricos arquitectónicos ante los efectos sísmicos.

Además el tema de investigación conlleva a estudiar y analizar la incursión que durante el siglo XX tuvieron los nuevos materiales, especialmente el concreto reforzado, en relación con los materiales tradicionales en la restauración de edificios históricos. Lo que trae consigo conocer las causas y los efectos de estas intervenciones, la confrontación de ambas técnicas, su posible incompatibilidad, el cambio de mentalidad que implicaron estos nuevos elementos, recordando que cada material y técnica constructiva representa el avance tecnológico y de conocimientos de su época, así como la evolución en los criterios de intervención con este material. A partir de los años cincuenta se generalizó el uso de esta técnica para solucionar cualquier tipo de deterioro en las construcciones históricas, hecho que modificó radicalmente su concepción estructural y como consecuencia produjo una manera distinta de intervenirlos.

Ha transcurrido el suficiente tiempo para poder analizar el comportamiento estructural en edificios históricos sobre una de las tecnologías (concreto reforzado) que se presentaban como “definitivas”, y que al cabo de los años están poniendo en evidencia sus limitaciones y los efectos secundarios que producen sobre las estructuras con materiales y técnicas constructivas tradicionales y otros elementos arquitectónicos en la arquitectura histórica.

A finales del siglo XX se comenzó a observar que las intervenciones en edificios históricos con concreto reforzado, que se pensaban como muy eficaces, en algunos casos, no estaban superando la “prueba del tiempo” manifestándose incompatibilidades con los elementos, tanto por las características internas de los mismos materiales como a errores por la puesta en obra, debido a problemas en la técnica de ejecución, en la calidad, en la cantidad del material ó en el criterio de aplicación.

Es importante definir qué se entiende por edificio histórico y por tecnologías históricas, ya que forman la parte esencial de nuestro marco contextual. El **edificio histórico** en México es un bien vinculado con la historia de la nación a partir del establecimiento de la cultura hispánica en el país, en los términos de la declaratoria respectiva o por determinación de la ley<sup>1</sup>. Las **tecnologías históricas** se caracterizan por el uso de materiales tradicionales como adobe, ladrillo, piedra y morteros de cal, transformados hoy en día por medio de procesos industrializados.

### **Antecedente**

Los sismos han sido una de las principales causas de destrucción de los edificios históricos en México y otros países. La experiencia generada por este factor no ha sido divulgada o sistematizada de forma adecuada, por lo que no se cuenta con una práctica establecida acerca de la evaluación de la seguridad de estos edificios y de las medidas más idóneas para reducir su vulnerabilidad<sup>2</sup>.

---

<sup>1</sup> Instituto Nacional de Antropología e Historia, *Ley Federal Sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas*, México, INAH, p. 16.

<sup>2</sup> Meli, Roberto, “Comportamiento sísmico de inmuebles históricos”, en *Memorias técnicas del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Guadalajara, SMIS, 2001.



Cabe hacer mención que durante el siglo XX, se han llevado a cabo diversos trabajos de investigación documental sobre los materiales y sistemas constructivos empleados en la arquitectura y particularmente en los edificios históricos, complementa la información técnica constructiva por algunos especialistas en arquitectura, que han participado e intervenido en edificios históricos, poniendo de manifiesto que desde el siglo XVI hasta el siglo XIX, dieron forma constructiva a muchas edificaciones los siguientes materiales: piedra, madera, arcilla y cal. Además de conocer el comportamiento estructural de los edificios históricos para garantizar su estabilidad, el cual dependerá básicamente de las características físico mecánicas del material, su configuración geométrica y la ubicación de sus elementos arquitectónicos dentro del sistema constructivo que forman parte del edificio.

El esfuerzo para comprender las formas arquitectónicas que tiene el patrimonio histórico edificado y su desarrollo a lo largo de muchos años ha exigido ordenar y reorganizar la concepción tecnológica y estructural en las edificaciones de carácter histórico ante los efectos sísmicos. La evolución que han tenido las estructuras a lo largo del tiempo y realizadas por el hombre se basó en gran parte en el método de la prueba y el error. Sin embargo el observar hoy en día soluciones que admiramos por su destreza estructural y eficiencia requirió de muchos intentos fallidos que con la experiencia práctica poco a poco fueron definiendo los límites permisibles, para mantener las características de la estructura dentro de su seguridad.

En las últimas tres décadas se ha desarrollado un gran cúmulo de conocimientos en el campo de la ingeniería sísmica, así como el desarrollo y aplicación de dos métodos de análisis sísmico para edificios modernos:

1. Método de análisis estático: incluye métodos aproximados para análisis preliminares para marcos sujetos a fuerzas laterales como el método de Bowman, del factor, de distribución en voladizo y el de Wilbur. Para comprobaciones rápidas de resultados se cuenta con métodos más refinados y exactos como el método de rigideces. Para la valuación de fuerzas sísmicas se cuenta con el método simplificado estático y para sistemas con muros sujetos a cargas laterales se cuenta con los métodos de la columna ancha, del elemento finito, McLeod, Khan y Sbarounis.
2. Método de análisis dinámico: incluye métodos numéricos para obtener modos y frecuencias de vibrar como el método de Newmark, de Holzer, de iteración inversa,  $\beta$  de Newmark y el método matricial, con los cuales se han resuelto con gran precisión los más variados y complejos modelos estructurales de edificios ante el efecto de cualquier tipo de fuerzas gravitacionales y accidentales que pudiera afectarlos.

Algunos de los métodos de análisis estructural antes referidos han tenido poca aplicación en los edificios históricos a pesar de que los principios en que se basan algunos métodos de análisis pueden arrojar resultados conservadores, siempre y cuando se tome en cuenta que los edificios históricos por sus particularidades arquitectónicas y estructurales difieren en materiales y sistemas constructivos con los edificios modernos. Sin embargo si se toman en cuenta algunas consideraciones como es el comportamiento y propiedades físico-mecánicas

de los materiales, configuración geométrica del edificio y técnicas constructivas y estructurales que presentan los edificios históricos contra los que actualmente tienen los edificios modernos, se puede llevar a cabo un análisis puntual del comportamiento estructural de edificios históricos ante los efectos sísmicos.

### **Planteamiento**

Establecer la identificación y el análisis sobre la utilización de materiales y técnicas constructivas que sean compatibles y aplicables para la rehabilitación y refuerzo estructural en los edificios históricos, proponiendo y aplicando la tecnología estructural que pueda adoptarse en la arquitectura dentro del campo del comportamiento estructural de los edificios históricos; respetando la concepción estructural, normatividad, características constructivas y tipología estructural que tienen en particular estos edificios.

Plantear los alcances y limitaciones sobre la utilización de las teorías y procedimientos de análisis estructural disponibles actualmente, para analizar el comportamiento estructural de los edificios históricos, destacando ventajas y desventajas sobre la validez de sus resultados, ya que aún existen ciertas reservas para su aplicación en la arquitectura histórica y en forma particular en el campo de la conservación del patrimonio histórico edificado.

### **Justificación**

La ingeniería estructural y sísmica en el patrimonio histórico arquitectónico ha tenido poca participación en la arquitectura dentro del campo de la restauración de edificios históricos, siendo que esta disciplina puede aportar una parte sustancial a la preservación del patrimonio histórico edificado, que permita lograr con la tecnología constructiva una seguridad estructural ante las eventualidades sísmicas, logrando con esto la conservación del patrimonio histórico-arquitectónico.

El evaluar el comportamiento estructural en los edificios históricos que han sido afectados por sismos, es la forma más efectiva para conocer y entender el grado de vulnerabilidad estructural a que puede estar expuesta cualquier edificación, es de gran importancia evaluar la forma y tipo de intervención que han tenido las edificaciones desde su primera etapa constructiva hasta la última realizada, logrando con esto, identificar materiales y sistemas constructivos que han tenido un trabajo y comportamiento estructural exitoso y deben seguir utilizándose, y aquellos que no resultan convenientes. Sin olvidar que debe prevalecer una compatibilidad de los nuevos materiales y sistemas constructivos con los concebidos de origen.

Por otra parte se ha incursionado poco en la aplicación de la disciplina estructural dentro del campo de la arquitectura y patrimonio, siendo que esta puede aportar conocimientos científicos sobre el comportamiento y respuesta estructural que puede tener cualquier edificio histórico ante la presencia sismos. Lo anterior implica considerar diversas opciones preventivas, así como evaluar el trabajo estructural de cada uno de los elementos que forman parte del sistema estructural del edificio; buscando de alguna forma prevenir que el edificio en estudio prácticamente no sufra daño ante sismos frecuentes de baja intensidad considerando que el daño estructural sea limitado y fácilmente reparable teniendo un factor de riesgo de seguridad aceptable contra el colapso.



En los últimos veinte años ha habido en el ámbito internacional grandes avances en la aplicación de métodos cuantitativos de la ingeniería estructural en la arquitectura y en especial en el campo de la restauración.

Este proyecto de investigación pretende conocer las diferentes acciones de intervención que han sufrido los edificios históricos durante la segunda mitad del siglo XX, con la aplicación de técnicas modernas, -muchas de ellas irreversibles, que afectan de manera importante, la concepción de la estructura original- y, especialmente, plantear una problemática sobre estas intervenciones. Además, nos interesa conocer como se han comportado estas intervenciones en **zonas sísmicas**, donde el patrimonio histórico se ha visto fuertemente afectado y deteriorado y un recorrido por las estructuras históricas es un poco desolador, lo que me ha llevado a la necesidad de querer y tener que comprender los criterios de intervención y las técnicas sismo-resistentes, para la mejor concepción de la estructura y la **aplicación de materiales idóneos** en los edificios históricos.

En los últimos años están surgiendo diferentes controversias acerca de cómo y con qué materiales hay que intervenir los edificios históricos *-sin olvidar que algunos nuevos materiales se comportan estructuralmente de manera distinta a las mamposterías pétreas tradicionales y que el conjunto de mamposterías preexistentes y las aportadas serán siempre mejor si unas y otras responden a las mismas técnicas-* este concepto de revaloración servirá para preservar las técnicas tradicionales y garantizar la continuidad documental.

Conviene recordar que la aplicación de ciertos materiales y técnicas de intervención, como el concreto reforzado, que se pensaba en un principio como muy eficaz, en algunos casos, esta comenzado a observarse que no ha superado la “prueba del tiempo” manifestándose incompatibilidades con otros elementos, debido a las características internas de los mismos materiales o a errores por la puesta en obra, ya sea, por problemas en la técnica de ejecución, en la calidad o en la cantidad del material.

Este trabajo de investigación expone un recorrido histórico sobre la evolución que han tenido los criterios de intervención con concreto reforzado como técnica de intervención en la arquitectura histórica; se desarrolla desde dos puntos de vista, la primera parte se basa en la formación de los planteamientos teóricos y la segunda parte en la confrontación con la práctica del concreto, a través del análisis de un muestreo de edificios históricos intervenidos con este material.

Por otra parte los principios y criterios de la ingeniería estructural son aplicables a la arquitectura histórica, así como algunos métodos de análisis empleados para los edificios contemporáneos pueden ser aplicables a los edificios históricos. Para ello se requiere de adaptaciones basadas en un claro conocimiento del comportamiento físico-mecánico de los materiales y de las configuraciones geométricas estructurales que tienen las edificaciones históricas, sin olvidar el respeto a los materiales y técnicas constructivas que conserva la arquitectura histórica.

El presente proyecto de investigación versa sobre la siguiente **tesis**:

- La utilización del concreto armado puede mejorar el comportamiento estructural en la arquitectura histórica de edificios, ante el efecto sísmico; siempre y cuando la técnica de aplicación de este material sea compatible con los materiales y sistemas constructivos que forman parte de las edificaciones históricas, sin poner en riesgo su seguridad estructural.

El **objeto de estudio** que se pretende abordar en este proyecto de investigación es sobre *“La interacción del concreto reforzado en el comportamiento estructural de edificios históricos, ante el efecto sísmico. (Caso: Valladolid-Morelia, Siglos XVIII-XX)”*, obedece a que en la actualidad y en México, muy poco se ha incursionado e investigado con un “conocimiento científico<sup>3</sup>”, sobre el comportamiento estructural que pueden presentar los edificios históricos ante los efectos sísmicos en la arquitectura histórica.

La **delimitación temporal** de este trabajo de investigación corresponde del primer tercio del siglo XVIII que marca el inicio del proceso de consolidación de la vida virreinal y edificatoria de la ciudad de Morelia -antigua Valladolid- (zona de estudio), y la última década del siglo XX, que es cuando se logra la protección de su centro histórico y de sus edificios mediante el decreto federal por el que se declara zona de monumentos históricos a la ciudad de Morelia (19/12/90), para posteriormente ser inscrita como patrimonio mundial de la humanidad (13/12/91).

Con relación al **tema de estudio**, La interacción del concreto reforzado en el comportamiento estructural de edificios históricos, ante el efecto sísmico; obedece a la necesidad comentada en múltiples seminarios, congresos y reuniones celebradas con los temas de investigación en arquitectura, patrimonio e ingeniería, en el sentido de la necesidad que existe, de que, los especialistas arquitectos restauradores, ingenieros y arquitectos participen conjuntamente y en forma interdisciplinaria en trabajos de investigación de esta área específica, abordando los problemas y fenómenos desde el punto de vista del campo de la disciplina estructural y sísmica con aplicación en la arquitectura y patrimonio histórico.

Ante esta necesidad y después de varios recorridos en la región central del estado de Michoacán y particularmente las primeras observaciones hechas en la región de Morelia; se pudo detectar la importante producción arquitectónica edificatoria de la ciudad de Morelia, así como las técnicas constructivas y materiales tradicionales de la región y de las soluciones arquitectónicas que en ella destacan, tanto en su arquitectura de carácter religioso como las múltiples muestras de la arquitectura civil; dada la magnitud del territorio elegido y la riqueza arquitectónica existente; se consideró importante evaluar y analizar la producción edificatoria del centro histórico de Morelia.

Para determinar las **unidades de análisis de estudio**, se consideró que dada la importancia de la producción edificatoria que existe en la zona de estudio que se encuentra localizada y

---

<sup>3</sup> Salazar González, Guadalupe, *Seminario de Investigación I. Metodología de la Investigación*, Material didáctico del PIDA, Morelia, UMSNH, 2002, p. 4. “El Conocimiento Científico: es resultado de un análisis a conciencia, disciplinado y sistemático de la experiencia diaria”.

delimitada por seis fallas geológicas activas (Nocupetaro, de la Colina, Torremolinos, la Paloma, Chapultepec y Cuautla) y comprendida dentro de la zonificación sísmica “C” del estado de Michoacán<sup>4</sup>; se procedió a realizar una prospección directa in situ, donde se analizó qué edificios eran viables para ser considerados como modelos de análisis en el proyecto de investigación, tomando para el caso las características geológicas de su ubicación, el aspecto arquitectónico, el estado de conservación, las intervenciones en su sistema estructural, los materiales y sistemas constructivos-estructurales.

De este universo de edificios históricos, se eligieron seis objetos arquitectónicos como unidades de análisis de estudio, debido a que estos edificios han sido intervenidos en varias ocasiones durante su vida útil e incluso han sido objeto de alteraciones en su sistema constructivo y estructural con materiales y técnicas modernas, lo cual repercute en mayor o menor grado la seguridad del comportamiento estructural de estos edificios; por lo cual se eligen como modelos representativos de análisis tres edificios de carácter religioso: Templo de las Monjas Capuchinas, Templo de Santa Rosa de Lima y Templo de San José, y tres edificios de carácter civil: Ex Seminario Tridentino (Palacio de Gobierno), Casa consistorial (Palacio de Justicia), Colegio de san Nicolás Obispo (Colegio de San Nicolás de Hidalgo).

Los edificios seleccionados como modelos representativos de análisis, son inmuebles que en términos generales representan con sus materiales, técnicas constructivas y elementos arquitectónicos-estructurales la concepción arquitectónica y estructural de la mayoría de los edificios históricos, permitiendo con estos casos de estudio presentar una metodología de análisis que permita diagnosticar el comportamiento estructural que pueden tener los edificios históricos en la interacción del uso del concreto reforzado y sus efectos sísmicos, así como algunos criterios de reparación y refuerzo estructural aplicables a los edificios históricos.

### **Objetivos**

Uno de los objetivos de este proyecto de investigación consiste en analizar el comportamiento estructural que desarrollan los edificios históricos ante el efecto sísmico, tomando en cuenta la interacción que puede existir entre el uso de nuevos materiales y técnicas constructivas tradicionales que posee la arquitectura histórica en Valladolid-Morelia.

Además el trabajo tiene como propósito mostrar la importancia que tiene la ingeniería estructural en la arquitectura histórica, tema que ha sido tradicionalmente poco abordado por especialistas en restauración, en cuanto a las técnicas de análisis y evaluación en la seguridad estructural.

Por otra parte se pretende determinar e identificar el alcance y limitaciones que tienen los métodos de análisis estructural gráficos-analíticos aplicables a los edificios históricos, evaluando la validez de sus aplicaciones.

---

<sup>4</sup> Colegio de Ingenieros Civiles de Michoacán, *Reglamento de Construcciones de Michoacán*, Morelia, CICM, 1999, p. 299.

Por último se hará un análisis sobre la evolución que han tenido en el siglo XX, los criterios de intervención con concreto reforzado en los edificios históricos, desde sus primeras aplicaciones como material nuevo en el campo de la restauración hasta la actualidad; para lo cual se examinará la formación de los planteamientos teóricos, las razones de su uso, la puesta en práctica y, sobre todo, la evaluación de su efectividad a mediano plazo; valorando los efectos sobre su vulnerabilidad, durabilidad y compatibilidad con los materiales y técnicas tradicionales.

Lo anterior deberá servir como **experiencia** para revalorar las técnicas tradicionales, adquirir nuevos conocimientos sobre las intervenciones en edificios históricos utilizando el concreto reforzado y sentar las bases para nuevas líneas de investigación hacia una correcta utilización de ambos materiales.

Como objetivos específicos se tiene:

1. Analizar los aspectos estructurales en la arquitectura histórica y su interacción con la ingeniería estructural y sísmica, tomando en consideración las características y propiedades físico-mecánicas de los materiales.
2. Analizar y evaluar la evolución de la nueva tecnología constructiva en la arquitectura histórica y la aplicación de criterios sobre el uso del concreto reforzado en la intervención de edificios históricos y en zonas sísmicas.
3. Analizar el comportamiento estructural de edificios históricos y su efecto sísmico en la arquitectura histórica edificada, analizando el alcance y limitaciones sobre la utilización de los métodos de análisis estructural.
4. Identificar y analizar que materiales y técnicas constructivas son compatibles y aplicables para la reparación y refuerzo estructural en los edificios históricos; respetando la concepción estructural, normatividad, características constructivas y tipología estructural que tiene en particular la arquitectura histórica edificada.
5. Identificar y analizar los diferentes mecanismos de fallas y de respuesta sísmica más comunes que han experimentado algunos edificios históricos ante el efecto sísmico; proponiendo algunas técnicas de reparación preventiva, correctiva y de reforzamiento estructural, que han permitido la conservación de los edificios históricos.

En este estudio el interés es conocer el comportamiento estructural de los edificios históricos y su interacción en el uso de nuevos materiales ante efectos sísmicos por lo que las **preguntas fundamentales que se plantean** son:

1. ¿Qué materiales y técnicas constructivas deben emplearse en los edificios históricos para lograr un comportamiento y una seguridad ante cualquier efecto sísmico?
2. ¿Cuáles han sido las razones por las que se ha utilizado el concreto reforzado en la restauración de edificios históricos y qué tan válido ha sido utilizarlo?

3. ¿Qué consideraciones técnicas constructivas aplicaban los antiguos constructores en la construcción de edificios durante el siglo XVIII al XIX, para garantizar su estabilidad y seguridad estructural?
4. ¿Qué técnicas preventivas y correctivas hoy en día se han logrado aplicar en forma exitosa para prever la seguridad estructural y preservación de los edificios históricos ante los posibles riesgos sísmicos?

Como respuestas a las preguntas de investigación antes indicadas, se plantean las siguientes:

### **Hipótesis**

1. La evolución de la nueva tecnología constructiva trae consigo la incompatibilidad de materiales y técnicas aplicables en la intervención de edificios históricos cuando no se cuenta con el diagnóstico de la causa-efecto, pudiendo aumentar el riesgo sísmico en el edificio.
2. El comportamiento de los distintos materiales, desde la ductilidad de unos a la fragilidad de otros, y las consecuencias que esas características tienen en las formas arquitectónicas y su comportamiento en las edificaciones históricas, puede generar la falla parcial o total del elemento arquitectónico-estructural ante un efecto sísmico.
3. Los principios y criterios de algunos métodos de análisis estructural que se aplican en la ingeniería estructural en edificios contemporáneos, pueden ser aplicables en edificios históricos.
4. Con la utilización de nuevos materiales, técnicas constructivas y tecnología estructural puede lograrse la reparación y refuerzo estructural en edificios históricos, siempre y cuando estos puedan ser compatibles y aplicables al edificio.

### **Marco teórico conceptual**

En los últimos veinte años el concepto de “patrimonio arquitectónico edificado” ha sufrido una profunda reconsideración incrementando de manera notable todo aquello que se considera herencia material y espiritual de nuestros antepasados desde nuevos valores filosóficos-científicos; sin embargo hoy estamos inmersos en un momento de postvanguardia y dentro de una cultura tecno-científica, en donde hay que constatar que en México esta conceptualización se encuentra frente a otros países europeos en estado de gran debilidad siendo necesario influir con rotundidad en las autoridades y en la sociedad para que asuman estos nuevos conceptos y fronteras sobre la preservación del patrimonio cultural edificado.

El marco teórico de este estudio se basa en distintos esquemas metodológicos que ya se han aplicado en la valoración del estado actual del patrimonio histórico edificado, algunos específicamente en la comprobación de las intervenciones con nuevos materiales.

El enfoque del presente trabajo es más teórico y conceptual que técnico, pretendiendo con esto la aportación al conocimiento científico sobre el comportamiento estructural que tienen los edificios históricos ante el efecto sísmico y la manera que ha sido estudiada por los especialistas en conservación del patrimonio arquitectónico edificado. Además se pretende ilustrar la problemática estructural que tienen o pueden tener los edificios históricos mediante modelos analíticos, siendo más explicativo de las ventajas y limitaciones de los procedimientos que de las modalidades de aplicación de los mismos.

Meli (1999)<sup>5</sup> señala: “En el medio de los restauradores de monumentos existe una gran desconfianza hacia la participación de los especialistas en estructuras; se les ve como tecnólogos que desconocen la historia y los aspectos culturales que motivaron la construcción del inmueble, y como insensibles para aceptar las limitaciones de los materiales y sistemas constructivos de la época. [...] Si bien, dijo, ese papel no debe ser el protagonista, sí se le debe prestar atención a la seguridad de las estructuras; es necesario que las intervenciones correctivas sean diseñadas con bases realistas y hacer uso de los conocimientos más actualizados”.

La *estructura* describe mucho de lo que se ve en la naturaleza. Las plantas vivientes, desde los más frágiles helechos hasta los árboles más robustos, poseen una forma estructural consistente con sus necesidades.

La *ingeniería estructural en la arquitectura* nace cuando las estructuras de los humanos empezaron a reflejar su habilidad para concebirlas, analizarlas y diseñarlas así como para construirlas.

El *análisis estructural* es el proceso mediante el cual se determina la respuesta de una estructura a cargas o acciones especificadas. Esta respuesta generalmente se mide estableciendo las fuerzas y las deformaciones en toda la estructura.

El *comportamiento estructural*, se refiere a la manera en que una estructura responde a las acciones que se le imponen; a sus deformaciones y posibles daños o fallas como agrietamiento, aplastamiento y la flexión súbita de un elemento que se despega de su eje original, perdiendo drásticamente su rigidez y capacidad de resistir cargas.

Un *método de análisis estructural* comúnmente se expresa como un algoritmo matemático; sin embargo, se basa en información obtenida a través de la aplicación de la teoría de la mecánica de sólidos, la investigación en laboratorio, la experimentación con modelos y en campo, así como la experiencia y el criterio.

Los sismos han sido uno de los mayores causantes de destrucción de edificios históricos, las huellas de los sismos son más o menos evidentes en las construcciones que han permanecido por siglos, y el estudio histórico y estructural de su comportamiento ante estos fenómenos es un factor importante para evaluar su seguridad estructural. Generalmente los edificios que han subsistido durante siglos sin daño, o con efectos menores, han dado

---

<sup>5</sup> Meli, Roberto, *Conocer la estructura de los inmuebles históricos, fundamental para su restauración*, México, Consejo Nacional para la Cultura y las Artes, 1999, <http://www.cnca.gob.mx/cnca/nuevo/diarias/280199/ingenier.html> consultada el 25 de enero de 2004.



prueba suficiente de su seguridad; sin embargo, hay situaciones en que ese argumento no es válido, ya que la capacidad del edificio para resistir efectos sísmicos puede irse disminuyendo con el paso del tiempo por diversas razones; como puede ser, por el deterioro natural de los materiales, por debilitamiento debido a efectos de sismos anteriores y por modificaciones a la estructura, que pudo haber influido en la reducción de su resistencia ante los efectos sísmicos.

La aplicación de los principios de la *ingeniería sismorresistente*, en el ámbito del patrimonio arquitectónico edificado, nos permite aplicar los procedimientos para determinar el comportamiento estructural que puede presentarse en los edificios ante los efectos sísmicos y calcular cuantitativamente las características necesarias para proporcionarles resistencia frente a sismos, es una práctica relativamente reciente. Su surgimiento se puede establecer en la década de 1920, y se ha desarrollado esencialmente para edificaciones modernas de acero y de concreto. Sin embargo esto se ha dado en mucho menor grado en los edificios históricos, que son en gran medida reflejo de prácticas de edificación desarrolladas localmente en cada cultura.

Una fuente importante para el desarrollo de la práctica estructural de la antigüedad fue la observación de las estructuras creadas por la naturaleza y su progresiva extrapolación a las construcciones, permitieron crear una base empírica de conocimientos, que se fue ampliando y perfeccionando, hasta lograr las soluciones que hoy en día admiramos por su atrevimiento y eficiencia estructural, para lo cual requirió múltiples intentos fallidos que poco a poco fueron definiendo los límites en los cuales debían mantenerse las características de la estructura para garantizar un comportamiento estructural adecuado para cada uno de los materiales y elementos estructurales comunes.

Señala Straub, *“A pesar del notable desarrollo de la estática y la mecánica, había una mínima conexión entre la teoría y la práctica y pocos intentos de aplicar los conocimientos científicos para propósitos prácticos”*<sup>6</sup>.

Las formas sumamente complejas y refinadas que se aplicaron en varias construcciones, fueron realizadas recurriendo a conceptos geométricos relativamente elementales, empleando la llamada geometría constructiva, basada en el trazo de cuadrados, círculos y triángulos, para definir los puntos y trazos necesarios.

Los primeros intentos de sistematización del conjunto de conocimientos empíricos acerca del diseño de las estructuras llevaron a establecer reglas geométricas sobre las proporciones que debían guardarse entre las dimensiones de los elementos estructurales para asegurar su estabilidad, mismas que se ampliaron y se difundieron, especialmente en el Renacimiento.

Heyman (1995)<sup>7</sup>, ha estudiado la validez de algunos métodos de análisis utilizando conceptos de lo que se llama análisis al límite, o plástico. El razonamiento que realiza es del tipo siguiente: las soluciones así encontradas no son necesariamente las verdaderas, porque no garantizan que se respeten las condiciones de compatibilidad de deformaciones

---

<sup>6</sup> Straub, H., A history of Civil Engineering, Londres, L. Hill, 1952.

<sup>7</sup> Heyman, J., *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica*, Madrid, Instituto Juan Herrera, 1995.



ni las de continuidad en los apoyos; sin embargo, si la trayectoria de la línea de presiones encontrada cumple con el equilibrio, y no se alteran las condiciones de resistencia del material, esto es más que suficiente para garantizar que la estructura es estable ante esa condición de carga, debido a que su capacidad real de carga es mayor que la que resulta del análisis. Esta aseveración se basa en el llamado teorema del límite inferior del análisis estructural, en el que se demuestra que si se determina una condición para un conjunto de fuerzas internas está en equilibrio con las fuerzas externas, cargas y reacciones, y además que en ningún punto de la estructura se alteran los límites de resistencia del material, puede afirmarse que la estructura es segura.

Heyman da más argumentos a favor de una solución que ignore las condiciones de compactibilidad; afirma que en estructuras de mampostería, la solución exacta no existe o es irrelevante. Es decir que la línea de presiones o de resistencia real varía en el tiempo y no puede pensarse en una solución única, basta con encontrar una solución que cumpla con la seguridad y que sea más conservadora que la real.

Por otra parte Heyman propone el empleo de métodos basados en el equilibrio para el cálculo de la carga de ruptura de las estructuras de mampostería, mediante la determinación de la línea de resistencia que corresponde a la formación de un mecanismo de colapso; para ello, en una estructura hiperestática, como un arco, una bóveda o una cúpula, debe formarse cierto número de articulaciones plásticas, en las que la línea de presiones pasa por un extremo de la sección; por tanto, la casi totalidad de ella se encuentra sometida a tensión.

Saint-Venant, en el siglo XVIII estableció cuatro postulados del cálculo y diseño estructural, heredando la ciencia de la estabilidad y la mecánica de las construcciones, para poder complementar los sistemas estructurales.<sup>8</sup>

El Primer postulado es la respuesta o rigidez de la estructura; en cambio los siguientes tres postulados son las herramientas que se tienen para comprobar la resistencia y deformación de la misma, es decir el segundo postulado simplifica los cálculos, sobre todo para las fuerzas accidentales, de sismo y viento. El tercero visualiza la estructura como conjunto que se deforma, y en consecuencia, se producen tensiones gradualmente.

Bresse derivó las ecuaciones de la elástica, e hizo posible el cálculo elástico y de la energía de deformación;<sup>9</sup> generaciones posteriores volvieron a retomar el postulado de Saint-Venant, presentando como una novedad la creación de un nuevo método que permitía considerar para el cálculo, los esfuerzos de trabajo de algunos elementos estructurales hasta un límite último de resistencia.

Para este trabajo se describen brevemente los métodos aproximados y exactos de análisis elástico cuya aplicación es práctica en análisis ante cargas laterales. Se enfatizan los métodos matriciales y los simplificados, porque en la actualidad, cuando se requieren resultados exactos, se pueden emplear con facilidad procedimientos matriciales gracias a la difusión del uso de computadoras personales. Los métodos simplificados son útiles en las

---

<sup>8</sup> Calderón Cabrera, Bernardo y José Luis Calderón C., *Reestructuración de Monumentos*, México, Escuela de Restauración y Museografía del INAH, 1974, p. 58

<sup>9</sup> Castillo Martínez, Heberto, *Nueva Teoría de las Estructuras*, México, Representaciones y Servicios de Ingeniería, 1975, pp. 47-70.

etapas preliminares de análisis y dimensionamiento y permiten también verificar si no se han cometido errores graves al emplear métodos más precisos, pero más complejos.

Conviene remarcar que el nombre *método "exacto"* se refiere a precisión numérica dentro del marco de ciertas hipótesis. En el análisis de edificios históricos, dicho término alude a resultados precisos de modelos en donde las cargas y las propiedades mecánicas y geométricas son conocidas y se supone comportamiento elástico lineal.

Sin embargo existe gran incertidumbre en la predicción de acciones sísmicas, y, en menor grado, en el cálculo de propiedades como pesos, áreas, momentos de inercia, módulos de elasticidad, etc. Por tales motivos, aun empleando los más refinados programas para computadora, se tienen solamente modelos aproximados de los edificios y sus solicitaciones, y es concebible que, bajo ciertas circunstancias, un *método "aproximado"* representa a una estructura con precisión similar a la de un método "exacto". De allí que, cuando se satisfacen sus condiciones de aplicabilidad, los métodos aproximados son una valiosa herramienta para constatar la precisión de métodos exactos.

Otra ventaja de los métodos aproximados es que se basan en condiciones fundamentales de equilibrio y en comprender cómo se comporta una estructura ante cierto sistema de cargas. Por tanto, su uso facilita la visualización de la interacción entre las piezas que conforman la estructura, de trayectorias de carga y de configuraciones deformadas.

Los métodos matriciales permiten cualquier tipo de estructuras, sujeta a todo tipo de carga y se presentan con bastante detalle en la literatura técnica como Zienkiewicks y Taylor<sup>10</sup>, Cook et al.<sup>11</sup>, y Livesley<sup>12</sup>.

El método de la columna ancha se basa en que las deformaciones laterales de los muros se pueden calcular con los procedimientos de resistencia de materiales, tomando en cuenta las deformaciones debidas a flexión y a cortante. Se denomina columna ancha a un miembro así idealizado para distinguirlo de las columnas normales en que sólo son importantes las deformaciones por flexión. Para analizar sistemas de muros, se considera cada muro como una columna ancha con sus propiedades concentradas en su eje centroidal y se supone que las zonas de las vigas que se encuentran dentro de los muros son infinitamente rígidas a flexión y tiene la ventaja de que los sistemas con muros se idealizan como estructuras esqueléticas, lo mismo que los marcos.

Mac Leod<sup>13</sup> ha constatado la buena precisión del método comparando sus resultados con los de modelos elásticos a escala de muros con una hilera central de huecos. En efecto, el método es útil en casos de muros con huecos, sobre todo si se incluyen los efectos de extremos rígidos en las columnas y los de cortante en las vigas. En ciertos casos es conveniente que las zonas rígidas en los extremos tengan forma de codo y no sean solamente rectas.

---

<sup>10</sup> Zienkiewicz, O. C. y R. L. Taylor, *El método de los elementos finitos*, vol. 1, Barcelona, Mc Graw-Hill, 1989.

<sup>11</sup> Cook, R. D., D. S. Malkus y M. E. Plesha, *Concepts and applications of finite element analysis*, Nueva York, Ed. John Wiley & Sons, 1989.

<sup>12</sup> Livesley, R. K., *Elementos finitos, introducción para ingenieros*, México, Limusa Noriega Editores, 1994.

<sup>13</sup> Mac Leod, I. A., *Shear wall-frame interaction, a design aid with commentary*, Illinois, Portland Cement Association, 1971.

En el caso de muros de mampostería confinados sujetos a cargas laterales ha sido objeto de numerosas investigaciones experimentales y analíticas. Meli<sup>14</sup> y Bazán<sup>15</sup> han revisado trabajos relacionados con las prácticas de construcción en México. Se ha observado que inicialmente muro y marco trabajan como una columna global ancha en la que las columnas del marco proporcionan casi toda la rigidez a flexión mientras que el muro absorbe la mayoría de los esfuerzos cortantes. Sin embargo, a menos que existan conectores de corte adecuados entre muro y marco, bastan cargas laterales relativamente pequeñas para que ambos se separen en esquinas opuestas de modo que el marco se apoya sobre el muro. Debido a que el agrietamiento entre muros puede ocurrir aun durante sismos moderados, es necesario calcular la rigidez lateral y los elementos mecánicos que originan las cargas sísmicas en el muro tomando en cuenta tal comportamiento.

En la actualidad, el método del elemento finito constituye una herramienta eficaz para el análisis de estructuras complejas, como ciertos muros de composición y/o geometría complicada. Para fines prácticos, las soluciones obtenidas mediante la aplicación adecuada del método a problemas elásticos lineales pueden considerarse como exactas. Uno de los más difundidos es el desarrollado bajo la dirección de Wilson<sup>16</sup> del cual se han escrito varias versiones mejoradas para computadoras personales.

Numerosos autores como Zienkiewicz y Taylor<sup>17</sup>, Cook et al.<sup>18</sup>, Livesley<sup>19</sup> y Przemieniecki<sup>20</sup>, presentan con detalle el método, en forma orientada hacia el análisis de estructuras. Los muros se pueden modelar adecuadamente considerando que se trata de un problema de estado plano de esfuerzos, es decir, aceptando que son nulos los esfuerzos perpendiculares al plano del muro. Aunque los elementos finitos que permiten tratar este tipo de problema pueden tener diversas formas, como triángulos o cuadriláteros, dado que las partes de un muro son usualmente rectángulos, es adecuado el uso de elementos rectangulares.

Con base en las leyes constitutivas del material, es decir, en las relaciones que existen entre esfuerzos y deformaciones (Ley de Hooke) y en la función adoptada para prescribir los desplazamientos, se determina la matriz de rigideces de cada elemento usando el principio de trabajos virtuales. Esta matriz está referida a los grados de libertad de los nudos del elemento.

El objetivo de estos instrumentos ha sido fundamental para rectificar y mejorar los procesos de intervención dentro de los trabajos de conservación y mantenimiento. Afortunadamente, en los últimos años, se ha iniciado una etapa de exploración sobre el comportamiento de estos nuevos materiales en la restauración, teniendo al factor **tiempo** como un elemento que pone a la luz dicha efectividad y que juega un papel muy importante para la estimación de riesgos y para la permanencia de una técnica de intervención en el patrimonio histórico edificado.

---

<sup>14</sup> Meli, Roberto, *Comportamiento sísmico de muros de mampostería*, México, Instituto de Ingeniería UNAM, 1975.

<sup>15</sup> Bazán, Enrique, *Muros de mampostería ante cargas laterales: estudios analíticos*, Tesis Doctoral, México, Facultad de Ingeniería UNAM, 1980.

<sup>16</sup> Wilson, E., y A. Habibullah, *SAP90. series of Computer Programs for Finite Element Analysis of Structures. User's Manual*, Berkeley, Universidad de, 1989.

<sup>17</sup> *Ibidem*.

<sup>18</sup> *Ibidem*.

<sup>19</sup> *Ibidem*.

<sup>20</sup> Przemieniecki, J. S., *Theory of Matrix Structural Analysis*, Nueva York, McGraw-Hill Book Co, Inc, 1985.

### **Método de investigación**

Esta investigación está planteada desde una visión general hacia lo particular, para tener una perspectiva lo más amplia posible de factores tecnológicos, científicos e históricos, al mismo tiempo, poder evaluar de manera global las consecuencias en la muestra representativa.

La metodología de esta investigación, a través del análisis del muestreo de edificios históricos intervenidos con concreto reforzado, está comprendida por varias fases tendientes a conocer diferentes puntos de vista, como: el comportamiento mecánico, físico, la durabilidad de los nuevos materiales, la compatibilidad entre técnicas, la idoneidad o no de las soluciones constructivas y la valoración de los resultados en la restauración. Esto permitirá tener una mejor visión del tema y poder contrastar entre la teoría y la práctica de éstas intervenciones.

Además el presente trabajo de investigación, pretende aplicar el conocimiento científico, por medio de un método que permita: 1.- Analizar el problema que permite plantear hipótesis. 2.- Practicar análisis y verificar conclusiones. 3.- Clasificar, tabular y graficar datos para encontrar similitudes, secuencias y correlaciones. 4.- Formular conclusiones. 5.- Hacer comprobaciones y aportar nuevos conocimientos.

Durante la obtención y el procesamiento de información se pretende ir alternando actividades de observación directa con las de gabinete para verificar la información documental; de tal forma que el problema que se pretende abordar contemple tres aspectos básicos y fundamentales: 1.- Análisis documental histórico con el fin de identificar particularidades y todo los aspectos relacionados con las características técnico-constructivas-estructurales del área elegida y el periodo estudiado. 2.- Levantamientos arquitectónicos, análisis e identificación general y particular de los elementos materiales y constructivos de los edificios seleccionados, y 3.- Establecimiento de enlaces, recurrencias y/o diferencias existentes entre los sistemas constructivos y materiales empleados en el área y espacio temporal por estudiar, extrapolando si es necesario el límite temporal.

Para analizar estructuralmente los edificios históricos, el presente trabajo de investigación no sólo se limita al diseño y análisis de esfuerzos de trabajo de la estructura; para los casos de estudio se pretende mostrar el alcance y limitaciones de los métodos de análisis estructural, así como la obtención de las propiedades y características mecánicas de los materiales que los integran y las posibles tendencias de falla, logrando obtener un diagnóstico que permita identificar, analizar, monitorear y evaluar los diversos grados de seguridad estructural y las medidas preventivas y correctivas más apropiadas para garantizar un comportamiento estructural óptimo ante la presencia de un sismo con una determinada magnitud.

La metodología se basa en un conjunto de “procedimientos”, que ayudaron a comprender mejor los edificios restaurados con concreto reforzado. Lo primero que se propone en este esquema es formular y conocer ambas situaciones: **la teórica**, delimitada por los planteamientos teóricos del concreto reforzado en la restauración y por los criterios sobre la elección de este material en las estructuras de mampostería y **la real**, entendida como el comportamiento que ha tenido este material después de un período de prueba de cincuenta

años a través de la confrontación con la práctica de los edificios históricos intervenidos con concreto reforzado. Por lo tanto, este instrumento se basa en “**comparar lo real con lo teórico**” esta confrontación de aspectos servirá como una herramienta en la rectificación de la técnica de intervención en edificios históricos; recordando que el proceso no es lineal, sino que es necesario la retroalimentación de conceptos y criterios.

Analizadas estas dos fases se podrá evidenciar si se presenta una discrepancia, la cual estará representada por los efectos positivos y/o negativos (incompatibilidades y deterioros) del concreto reforzado en las estructuras tradicionales; esta divergencia de resultados, será el factor analizado para llegar a una correcta evaluación, después de más de cincuenta años del uso del concreto reforzado. La constatación de las diferencias evidenciará un problema en el conocimiento de esta técnica de intervención, motivando a buscar como resolverlo y, por lo tanto, procediendo a diseñar una nueva solución. Así mismo, si no hay discrepancia entre lo real y lo teórico no hay problema en la teoría planteada. Por lo tanto, este sistema informativo pretenderá servir como modelo de evaluación y rectificación cronológica, en la investigación sobre los refuerzos estructurales con concreto reforzado en edificios históricos y en su mantenimiento programado.

Por lo anterior el presente trabajo de investigación aborda dos aspectos fundamentales para cada caso de estudio: El primero es el trabajo en campo y el segundo es el trabajo en gabinete, permitiendo con esto dividir en dos fases dicho trabajo.

1. La primera fase fue el acercamiento al análisis del objeto por la vía de la prospección: que es un primer conocimiento físico del objeto. Dónde se deben recopilar todo tipo de documentos que nos dé información del ¿cómo está? a través del conocimiento de los antecedentes históricos, gráfico-documental, estético-arquitectónico, arqueológico, así mismo su estado actual del objeto arquitectónico mediante la elaboración de levantamientos arquitectónicos, topográficos, fotográficos, de materiales y sistemas constructivos, de deterioros y alteraciones, etc. Este comprende actividades de información y reconocimiento del objeto arquitectónico de estudio.
2. La segunda fase tuvo lugar dentro del campo reflexivo o sea fue la fase en la cual se llevó a cabo el análisis del objeto arquitectónico de estudio él ¿cómo es? es decir es un análisis de los materiales y sistemas constructivos del objeto de estudio, desde su edificación hasta el momento actual. En esta fase de trabajo es cuando se analiza en forma cualitativa y cuantitativa el comportamiento estructural que puede presentar el edificio.

El **primer capítulo** permite conocer los aspectos estructurales que influyen en la arquitectura histórica, mediante la interacción de la ingeniería estructural y sísmica en la arquitectura, haciendo referencia al desarrollo histórico que ha tenido la ingeniería estructural, así como los aspectos estructurales en la arquitectura histórica y la interacción sísmica en la zona de estudio (Valladolid-Morelia). Asimismo se analizan las principales características y propiedades físico-mecánicas de los materiales y técnicas constructivas-estructurales que influyen en el comportamiento estructural de los edificios históricos ante los efectos sísmicos. Además de las características estructurales de los materiales y tecnología constructiva comunes en las edificaciones históricas de Valladolid-Morelia, se establece la microzonificación sísmica y geotecnia del subsuelo local con el objeto de identificar la existencia de fallas geológicas que delimitan a la zona de estudio, esta información permitirá mediante una interpolación conocer las propiedades geotécnicas del terreno donde se encuentran ubicados los objetos arquitectónicos de estudio y establecer las condiciones de riesgo sísmico y evaluar la respuesta sísmica que pueden tener los edificios históricos en Valladolid-Morelia.

En el **segundo capítulo** se analiza la evolución de la nueva tecnología constructiva en la arquitectura histórica, así como el uso del concreto reforzado en la intervención de edificios históricos y la incursión que durante el siglo XX tuvieron los nuevos materiales, especialmente el concreto reforzado, en relación con los materiales tradicionales en la restauración de edificios históricos. Lo que trae consigo conocer las causas y los efectos de estas intervenciones, la confrontación de ambas técnicas, su posible incompatibilidad, el cambio de mentalidad que implicaron estos nuevos elementos, recordando que cada material y técnica constructiva representa el avance tecnológico y de conocimientos de su época, así como la evolución en los criterios de intervención con este material; debido que a partir de la segunda mitad del siglo XX se generalizó el uso de este material para solucionar cualquier tipo de deterioro en las construcciones históricas, hecho que modificó radicalmente su concepción estructural y como consecuencia produjo una manera distinta de intervenirlos.

En este apartado se plantea las razones por las que se comienza a rechazar este material en recientes fechas, debido a la constatación por falta de durabilidad, como consecuencia de la incompatibilidad física y mecánica que presenta el concreto reforzado con los materiales tradicionales, así como su difícil reversibilidad y autenticidad. Asimismo se señala sobre las incompatibilidades mecánicas que tiene el concreto reforzado en zonas sísmicas, donde la introducción de un nuevo material (concreto reforzado) como refuerzo, ha modificado sustancialmente el comportamiento estructural original del elemento arquitectónico, debido a que su trabajo estructural será no homogéneo y al rigidizarlas en exceso, estas estructuras de mampostería pétreas se pueden volver más vulnerables porque no son capaces de absorber los esfuerzos generados por un movimiento sísmico. Además se abordan los criterios de intervención con concreto reforzado en zonas sísmicas y la aplicación de las técnicas contemporáneas a través de las cartas internacionales de restauración para edificios históricos.



El **tercer capítulo** plantea los aspectos y consideraciones sísmicas que deben ser consideradas en el análisis del comportamiento y respuesta estructural que pueden tener los edificios históricos; donde se exponen las acciones y efectos sísmicos que pueda tener la estructura como conjunto, ante la presencia de un sismo, tomando en cuenta que una evaluación cuidadosa del comportamiento de los edificios afectados por un sismo severo es la forma más efectiva para comprender las debilidades estructurales de estas construcciones y evaluar los tipos de intervención realizados en el pasado, para identificar aquellos que han resultado exitosos y deben seguir utilizándose, y aquellos que no resultan convenientes.

En este capítulo se analizan los alcances y limitaciones sobre la utilización de los métodos de análisis estructural y sobre la validez de sus resultados en la arquitectura histórica con las reservas que existen en el medio de la conservación. En términos generales, resulta conveniente recurrir a una combinación de algunos métodos de análisis, no tanto para fines de comprobación de resultados, sino para aprovechar las ventajas de cada uno para el estudio de aspectos específicos, o para definir el método que se requiere para la aplicación de un análisis más refinado; sin embargo tenemos que en el ámbito de la conservación domina la preferencia por lo intuitivo y lo cualitativo; sin olvidar que es importante el respaldo que pueden dar a la intuición y a la experiencia, los resultados del análisis de modelos representativos de la estructura en estudio, así como los derivados de mediciones experimentales.

Así mismo se aborda lo relativo al comportamiento estructural de los elementos arquitectónicos-estructurales que forman parte de los edificios y se explica la causa de los daños más comunes, así como las razones del éxito o del fracaso de las medidas tomadas en el pasado para la protección de los edificios afectados. Sin olvidar que el patrimonio arquitectónico edificado tiene ante sí un problema extremadamente complejo cuya solución pasa por definir sistemas estructurales y procedimientos constructivos económicos, eficientes y compatibles con los criterios de conservación. Por lo que es absolutamente imprescindible un trabajo interdisciplinario entre arquitectos de conservación, historiadores e ingenieros estructurales para resolver el problema técnico que plantea el diagnóstico estructural y sísmico para los monumentos históricos.

Este capítulo permitirá entre otros aspectos, que los arquitectos deben conocer los criterios de diseño sismorresistente y que los ingenieros estructurales deben conocer los conceptos que rigen la protección de monumentos históricos.

El **cuarto capítulo** evalúa la diagnosis de la vulnerabilidad y deterioro en los edificios históricos, asimismo se hace la consideración sobre las técnicas y criterios de rehabilitación y de refuerzo estructural que se pueden proponer para los edificios históricos, logrando con esto la preservación de la estabilidad de su estructura ante cualquier eventualidad sísmica que pudiera presentarse, asimismo las recomendaciones para lograr el monitoreo e instrumentación para los edificios históricos, así como las medidas preventivas, de protección y seguridad estructural en la arquitectura histórica.

El problema que vamos a enfocar es cómo compatibilizar los requisitos de seguridad que se especifican en los reglamentos vigentes de diseño y construcción de edificaciones con los criterios de conservación para edificios considerados patrimonio cultural; teniendo en



cuenta que cada intervención estructural en la cual se utilizan refuerzos y estructuras adicionales, usualmente de materiales modernos, reduce el valor histórico y cultural del edificio. En un extremo se ubica el concepto de conservación radical, que podría preferir que el edificio permanezca intocable, solo con acciones de preservación, para mantener su autenticidad. En este caso, de acuerdo al riesgo sísmico que enfrente, el edificio estaría condenado a ser destruido en caso se presentara un sismo que exceda su capacidad resistente. En el otro extremo se ubican las normas técnicas complementarias de diseño sísmico, que si se aplican en función al tiempo de vida útil que debe tener la edificación, impondría tal cantidad de refuerzos de acero y concreto que prácticamente cambiaría el sistema estructural del edificio.

Asimismo se hacen algunas reflexiones sobre los criterios de reparación y refuerzo que deben adoptarse, debido a que los sismos han sido una de las principales causas de destrucción de los edificios históricos, ya que muchos de los monumentos que han llegado hasta nuestros días han sido sujetos a lo largo de su existencia a repetidos episodios de daño y reparación, y con frecuencia de modificaciones sustanciales a raíz de los diversos sismos que los han afectado.

El **quinto capítulo**, hace referencia al análisis de modelo representativo, tomando como caso de estudio a Valladolid-Morelia; en este apartado se aborda lo relativo a las características y propiedades mecánicas del subsuelo de la zona de estudio, asimismo se aborda la microzonificación sísmica de la región de Morelia, Así como los materiales y técnicas constructivas que prevalecen en la arquitectura histórica de Valladolid-Morelia, para posteriormente aplicar una metodología de análisis a casos seleccionados que permitirá comparar las características de sismorresistencia de seis edificios históricos considerados como modelos representativos de análisis de estudio, evaluando sus condiciones de seguridad sísmica; para lo cual se aplicará el “*método simplificado de revisión sísmica e índice de área resistente a sismo*”, procedimiento simplificado que permite obtener una diagnosis preliminar sobre el efecto sismo en estructuras de mampostería pétreas, tomando en cuenta que existen métodos gráficos-analíticos más refinados que permiten conocer con más detalle el comportamiento estructural del edificio ante las diferencias e incompatibilidades que pueden presentarse al utilizar nuevos materiales y técnicas constructivas en los edificios históricos de mampostería pétreas.

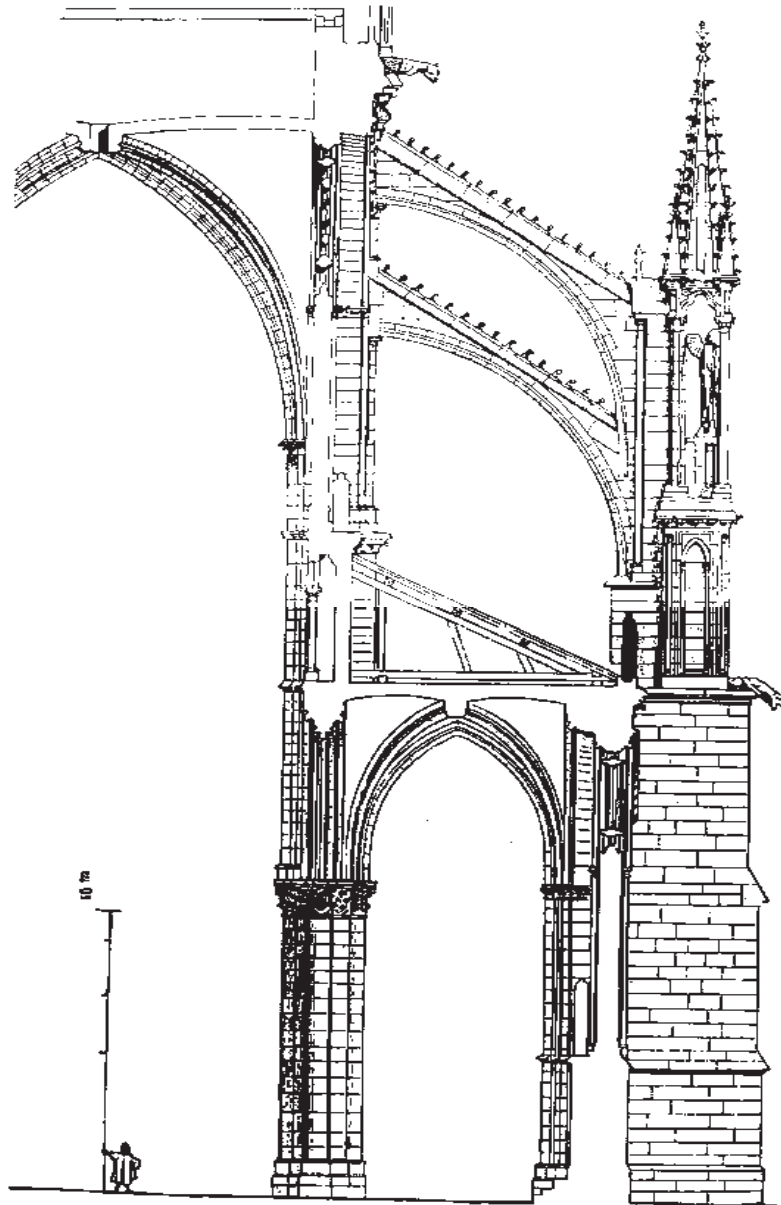
**Conclusiones**, en este apartado se explica los elementos encontrados que tienen significación y que contribuyen al conocimiento del comportamiento estructural de edificios históricos y su interacción en el uso de nuevos materiales ante los efectos sísmicos, en Valladolid-Morelia, remarcando los factores que deben tomarse en cuenta cuando se intervienen edificios históricos para garantizar la seguridad estructural y su conservación como parte del patrimonio cultural edificado.

**Glosario técnico**, muestra el léxico y la definición de términos técnicos estructurales empleados en el campo de la ingeniería estructural y sísmica, así como de términos arquitectónicos empleados en la arquitectura histórica y en el campo de la restauración.

**Bibliografía**, forma parte del proceso de consulta e información recabada durante la investigación y redacción del documento, y se integra en la parte final del trabajo.

# CAPÍTULO I

## ASPECTOS ESTRUCTURALES EN LA ARQUITECTURA HISTÓRICA



Naves y botareles de la Catedral de Reims  
Fuente: Chanfón, Olmos Carlos, Colección Mexicana  
de Tradadistas Wilars de Honecort, p. 88.

## 1. INTERACCIÓN DE LA INGENIERÍA ESTRUCTURAL EN LA ARQUITECTURA HISTÓRICA

Los distintos tipos de edificios, las diferentes técnicas que se emplearon y los diversos grados de dificultad que presenta cada obra en la arquitectura histórica son causa que obligan al conocimiento del comportamiento estructural de estos edificios. Podemos decir que los procedimientos de análisis o verificación técnicos estructurales y constructivos se han ido implementando poco a poco con las experiencias y conocimientos adquiridos a lo largo de los años.

Sin embargo las bases de la mecánica estructural estaban bien establecidas en una evolución que paso por Arquímedes, Galileo y Newton, éstas no encontraron aplicación explícita en el cálculo estructural. En consecuencia esos extraordinarios ejemplos de unidad entre la estética y la técnica estructural y constructiva se manifestaron en las complejas, esbeltas y eficientes catedrales góticas, que requirieron de un preciso conocimiento de la forma en que las fuerzas se generan y se transmiten de uno a otro elemento de la estructura.

La palabra *estructura* describe el conjunto de elementos arquitectónicos-estructurales resistentes convenientemente dispuestos y vinculados, que interaccionan entre sí con el objeto de resistir cargas u otras acciones de tipo accidental (viento y sismo).

Si suponemos que la primera estructura fue un árbol que en forma conveniente cayó a través de un precipicio y se le utilizó subsecuentemente como puente, entonces, desde este simple y accidental comienzo, el hombre ha avanzado sin duda en su habilidad para diseñar y construir estructuras. Sin embargo cuando las estructuras fueron realizadas por el hombre y empezaron a reflejar su habilidad para concebirlas y diseñarlas así como para construir las, fue que nació la *ingeniería estructural*.

Originalmente las estructuras se diseñaban por intuición apoyada en la experiencia. Lo adecuado de un diseño se medía por la manera en que se comportaba la estructura, y si había insuficiencias, se hacían cambios después de que se había construido la estructura. La experiencia ganada a través de este procedimiento sumamente empírico afectó los diseños subsecuentes, y esto puede considerarse como el principio *del análisis estructural*.

El *comportamiento estructural*, se refiere a la manera en que una estructura responde a las acciones que se le imponen; a sus deformaciones y posibles daños como el agrietamiento, aplastamiento y pandeo.

La aplicación de los principios de la *ingeniería sismorresistente*, en el ámbito de la arquitectura histórica, permite aplicar los procedimientos para determinar el comportamiento estructural que puede presentarse en los edificios ante los efectos sísmicos y calcular cuantitativamente las características necesarias para proporcionarles resistencia frente a sismos, es una práctica relativamente reciente. Su surgimiento se puede establecer en la década de 1920, y se ha desarrollado esencialmente para edificaciones modernas de acero y de concreto. Sin embargo esto se ha dado en mucho menor grado en los edificios históricos, que son en gran medida reflejo de prácticas de edificación desarrolladas localmente en cada cultura.

El factor que más ha influido en el establecimiento de la práctica actual del análisis sismorresistente para edificios históricos, ha sido la experiencia que se ha derivado del comportamiento estructural observado de los diferentes tipos de estructuras que han sufrido sismos severos. La identificación de las características que han dado lugar a fallas o un buen comportamiento y el análisis de los tipos de daños y de sus causas han contribuido en forma decisiva al entendimiento del comportamiento sísmico de las estructuras históricas. La causa más frecuente de colapso de los edificios es la insuficiente resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura.

Los sismos han sido causantes de destrucción de edificios históricos, las huellas de los sismos son más o menos evidentes en las construcciones que han permanecido por siglos, y el estudio histórico y estructural de su comportamiento ante estos fenómenos es un factor importante para evaluar su seguridad estructural. Generalmente los edificios que han subsistido durante siglos sin daño, o con efectos menores, han dado prueba suficiente de su seguridad; sin embargo, hay situaciones en que ese argumento no es válido, ya que la capacidad del edificio para resistir efectos sísmicos puede irse disminuyendo con el paso del tiempo por diversas razones; como puede ser, por el deterioro natural de los materiales, por debilitamiento debido a efectos de sismos anteriores y por modificaciones a la estructura, que pudo haber influido en la reducción de su resistencia ante los efectos sísmicos.

Un sismo produce movimientos laterales importantes que van asociados a momentos flexionantes y fuerzas cortantes que agrietan y dañan las secciones más débiles, que son usualmente las partes superiores que tienen las grandes aberturas de los campanarios. Si se refuerzan los cuerpos superiores dañados por un sismo, éstos serán capaces en la siguiente ocasión de transmitir mayores fuerzas a la parte inferior que puede ahora fallar, aunque en un sismo anterior de misma intensidad hubiese quedado intacta. Se han encontrado algunos casos en que el nivel inferior del campanario falló después de haber reforzado el superior, y otros en que la falla se transfirió al cuerpo macizo integrado a la fachada, después de que se reforzaron los dos niveles de campanario.

### **1.1.- Desarrollo histórico de la ingeniería estructural**

Una fuente importante para el desarrollo de la práctica estructural de la antigüedad fue la observación de las estructuras creadas por la naturaleza y su progresiva extrapolación a las construcciones, han permitido crear una base empírica de conocimientos, la cual se fue ampliando y perfeccionando con el paso del tiempo, hasta lograr las soluciones que hoy en día observamos en la arquitectura histórica por su eficiencia estructural requirió muchos intentos fallidos que poco a poco se fueron determinando los límites admisibles en los cuales debían mantenerse las características de la estructura para que ésta presentara un comportamiento apropiado para cada uno de los materiales y elementos arquitectónicos-estructurales comunes.

Prácticamente desde que el hombre apareció en la tierra, ha requerido de los materiales que utiliza cumplan con determinadas características de resistencia mecánica; para ello, recurre al método de la prueba y el error que se ha dado como un proceso intuitivo en todas las generaciones y que aún hoy sigue siendo válido. Sin embargo desde épocas muy antiguas

ya existía el plano inclinado, con sus dos modalidades: la cuña y el tornillo y la palanca con sus tres derivados: la polea, la rueda y el eje.

En los albores de la era cristiana, los romanos realizan obras grandiosas como acueductos, caminos, edificios, reflejando un gran conocimiento de la resistencia mecánica de los materiales; Aunque los romanos hicieron poco por la ciencia, comparados con los griegos, sobrepasaron a sus antecesores y contemporáneos en los desarrollos de Ingeniería. Así como los egipcios y los griegos habían usado ampliamente la viga y columna de piedra, los romanos desarrollaron, además del arco de mampostería, la cúpula de piedra, de la cual es destacable el Panteón en Roma, construido en el año 123 A.c. y que permaneció durante casi dieciocho siglos como la mayor luz en estructura alguna (44 mt)<sup>1</sup>; no obstante, este conocimiento continuo siendo empírico aún en las grandes catedrales góticas de la edad media, que como otras construcciones monumentales, han demostrado con el paso de los siglos su resistencia estructural.

Debe anotarse que la *ingeniería estructural* existía como un arte en la antigüedad, mas no como una ciencia. Es hasta el siglo XV, que con el renacimiento se inicia el verdadero cultivo de las ciencias, estableciéndose entonces los conocimientos que habrían de facilitar el estudio formal del comportamiento mecánico de los materiales.

No existen evidencias de estudios formales y sistemáticos del comportamiento mecánico de los materiales, anteriores al siglo XVI; esto significa que el sentido común y el conocimiento empírico de los materiales; que como resultado de la experiencia al través del ensayo y error, fueron las bases sobre las que se sustentaron los diseños y construcciones del pasado. Aparentemente, los constructores actuaban por reglas empíricas, que se transmitían de generación en generación, conservadas en secreto por los artesanos y rara vez modificadas por nuevos conocimientos. A pesar de ello, las estructuras construidas durante estos períodos no dejan de sorprender.

Entre los siglos XV y XVI se destaca Leonardo Da Vinci, fue el primero en introducir el concepto de: “momento de una fuerza” y prácticamente fijó el principio denominado “tercera ley del movimiento de Newton”. También estudio la flexión de vigas apoyadas en sus extremos y la resistencia de vigas en voladizo; la resistencia de alambres de varias longitudes; hizo algunas investigaciones sobre la resistencia de las columnas, estableciendo que ésta varía inversamente con su longitud y directamente con alguna relación de su sección transversal.

En el siglo XVI Andrea Palladio usó las primeras cerchas en la construcción de puentes y techos de edificaciones, aunque sus diseños no tenían como base un análisis racional. En su obra el mismo Palladio expresaba que para su dimensionamiento y concepción, ”no es posible establecer reglas ciertas y determinadas”<sup>2</sup>. Antes solo se usaban en la construcción vigas, columnas, arcos y cúpulas. Sin embargo se necesitaron dos siglos más para que los constructores se dieran cuenta de la importancia de esta nueva forma estructural y fuera usada masivamente.

---

<sup>1</sup> Cowan, Henry J. y Wilson, Forrest, *Structural Systems*, New York, Van Nostrand Reinhold, 1981. p. 12.

<sup>2</sup> Fletcher, Banister, *A History of Architecture on the comparative Method*, New York, Charles Scribner's Sons, 1948. p. 68.

Galileo Galilei (1564-1642) inauguró la edad de la razón en el análisis estructural. Fue el primero en estudiar la resistencia de los sólidos a la rotura, creando, por así decirlo, la Mecánica de Materiales. En su segundo libro: “*Diálogos sobre Dos Nuevas Ciencias*”, discutió el problema de la viga en voladizo bajo su peso propio y una carga concentrada en el extremo. Consideraba que la viga permanecía rígida, excepto en la sección de falla y que la compresión se concentraba en la parte inferior de esta sección, con una tensión constante en el resto de ella. Este problema denominado “El problema de Galileo” no fue resuelto correcta y completamente sino en 1855. Aunque sus resultados no fueron correctos, su trabajo llamó la atención sobre la existencia e importancia de lo que denominamos la mecánica de los materiales.

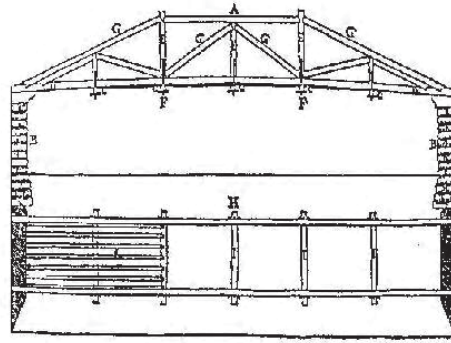


Fig. 1 Palladio, puente en madera sobre el río Cismote (Fuente: Palladio, Andrea, 1988)

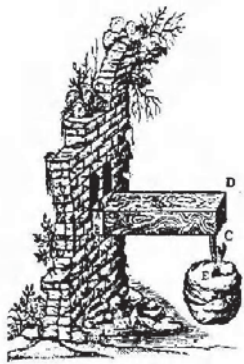


Fig. 2-a Galileo, dibujo de la viga en voladizo<sup>3</sup>

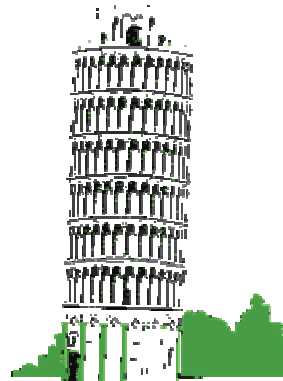


Fig. 2-b Torre de Pisa

Isaac Newton (1642-1727) profesor de Matemáticas en la Universidad de Cambridge, estableció en su famosa obra: Principios Matemáticos de la Filosofía Natural, las leyes del movimiento, la ley de la Gravitación Universal y el Cálculo Infinitesimal. Fue notable por su permanente voluntad de reconocer las contribuciones de sus predecesores y contemporáneos, expresada en su famosa frase: “*Si he podido ver más lejos que los demás, es porque me he parado en los hombros de gigantes*”<sup>4</sup>. La denominada Ley III, de los “axiomas o leyes del movimiento” de Newton y conocida por todos: *a toda acción ocurre siempre una reacción igual y contraria: o sea, las acciones mutuas de dos cuerpos siempre son iguales y dirigidas en direcciones opuestas.*

Robert Hooke (1635-1703). Estudió la elasticidad de los materiales y llegó en 1660 a la ley que hoy lleva su nombre (*aunque ésta fue publicada hasta 1676*). Como resultado de sus estudios, inventó el resorte espiral que sustituyera al péndulo de los mecanismos de relojería; no obstante, Hooke no aplicó su ley a problemas de ingeniería.

<sup>3</sup> Galilei, Galileo, *Consideraciones y demostraciones matemáticas sobre dos nuevas ciencias*, Madrid, Editora Nacional, 1976.

<sup>4</sup> Uribe Escamilla, Jairo, *Análisis de Estructuras*, Bogotá, Ed. Uniandes, 1992. p. 50.



Edme Mariotte (1654-1684). En 1670 desarrolló independientemente esa misma ley, y la aplicó a las fibras de una viga; observando que unas fibras se alargan y otras se acortan y que lo hacen respecto a un eje a la mitad de la altura de la sección, desarrollando el concepto de eje neutro

El problema de Galileo vuelve a ser estudiado por el suizo James Bernoulli (1654-1705), quien supone que una sección plana de una viga, permanece plana durante la flexión..., aunque no llegó a una solución satisfactoria debido a que no dio importancia a lo que hoy conocemos como eje neutro. En 1717 Johann Bernoulli (1667-1748), hermano de James, enunció el principio de los desplazamientos virtuales, que es el método que aún hoy empleamos en la determinación de las deflexiones elásticas en las estructuras. Posteriormente, su hijo Daniel Bernoulli (1700-1782), estudia el problema de la determinación de la curva elástica de barras flexionadas.

Leonhard Euler (1707-1783), influido por Daniel Bernoulli, estudió los problemas de las curvas elásticas de vigas y columnas, empleó el método del Trabajo Mínimo y contribuyó con su valiosa discusión sobre el “pandeo de las columnas”. Por las épocas de Euler, su compatriota Ulrich Grubenmann, se dio cuenta del valor de las cerchas usadas doscientos años antes por Palladio y las usó en la construcción de varios puentes de casi 100 m de luz. Sin embargo estos puentes no fueron construidos con base en un análisis racional, sino por el método del tanteo.

Charles August Coulomb (1736-1806), puede considerarse junto con Navier como uno de los creadores de la Resistencia de Materiales. En 1776, publicó el primer análisis correcto de los esfuerzos en una viga con sección rectangular. Aplicó la Ley de Hooke a las fibras, situó la superficie neutra en su posición correcta, desarrollo el equilibrio de las fuerzas en la sección con las fuerzas externas y evaluó correctamente los esfuerzos. También consideró la etapa plástica, e indicó que en la falla, bajo ciertas condiciones, la superficie neutra debería moverse a otra posición. Fueron necesarios 135 años desde que Galileo hiciera el primer intento de solucionar el problema. Presentó su famosa teoría sobre la presión de tierras sobre muros de contención y enunció su teoría de la torsión de ejes.

Thomas Young (1733-1829), en Cambridge, introdujo por primera vez el concepto de “Módulo de Elasticidad”, con una definición muy diferente a la que conocemos hoy en día: *“El Módulo de Elasticidad de cualquier sustancia es una columna de la misma sustancia, capaz de producir una presión en su base que es al peso que causa cierto grado de compresión como la longitud de la sustancia es a la disminución de la longitud”*. Trató también problemas de torsión de ejes y flexión de vigas en voladizo y el problema de la tensión y compresión excéntrica de barras de sección rectangular.

Louis Marie Henri Navier (1785-1836), publicó en 1826, la primera edición de sus “Leçons”, el primer gran texto de Mecánica en la Ingeniería. No solo presentaba un buen tratado sobre la resistencia y las deflexiones de las vigas de cualquier sección, sino que también consideraba arcos, columnas con cargas excéntricas, puentes colgantes y muchos problemas técnicos. A Navier le corresponde desarrollar la primera teoría general de los sólidos elásticos, así como el primer tratamiento sistemático de la teoría de estructuras.

Barré de Saint-Venant (1791-1886), Ingeniero francés, fue tal vez el más grande de quienes aportaron a la formulación de la “Teoría de la Elasticidad”. Trabajó sobre la flexión de vigas curvas, las vibraciones y las deformaciones plásticas. En 1855 presentó sus famosas memorias que trataban el problema de la torsión y en 1856 las relativas a la flexión; en las que por primera vez se consideran correctamente los esfuerzos de corte en las secciones transversales de vigas, allí también se discutían problemas de impacto y vibración.

Duhamel (1797-1872), contemporáneo de Saint-Venant, trabajó en la teoría de la vibración de los cuerpos elásticos. En su *Mémoire sur les Vibrations d'un Système Quelconque de Points Matériels* (1834), mostró que los desplazamientos producidos por una fuerza variable pueden ser representados por una integral, subdividiendo los intervalos infinitesimales con el fin de obtener el movimiento forzado como la suma de los movimientos de los intervalos. Esta ecuación conocida como la “Integral de Duhamel” y es ampliamente usada hoy en día en la Dinámica de Estructuras para el caso sísmico.

En la teoría de la elasticidad también se lograron adelantos sobresalientes Lamé (1795-1870) y Clapeyron (1799-1864), quienes publicaron en 1833 un artículo notable sobre elasticidad, que presentaba importantes avances sobre los esfuerzos en cilindros y esferas huecas y que introducía la idea del elipsoide de esfuerzos, así como el principio de la igualdad de trabajo interno y externo en una estructura solicitada a esfuerzo. En 1852 Lamé publicó el primer libro sobre elasticidad y en 1857 Clapeyron presenta su *Teorema de los Tres Momentos*, para el análisis de vigas continuas. Puede decirse que a partir de este momento se inicia el desarrollo de una verdadera “*Teoría de las Estructuras*”.

En 1854 el Ingeniero francés Bresse publicó su libro “*Recherches Analytiques sur la Flexión et la Résistance de Pieces Courbés*” en que presentaba métodos prácticos para el análisis de vigas curvas y arcos.

En 1867 fue introducida por el alemán Winkler (1835-1888), la “Línea de Influencia”. También hizo importantes contribuciones a la Resistencia de Materiales, especialmente en la teoría de flexión de vigas curvas, flexión de vigas apoyadas en medios elásticos.

El concepto de esfuerzo que hoy conocemos, así como el desarrollo de las ecuaciones de la teoría de la elasticidad y las nociones de esfuerzos y deformaciones principales, fueron introducidas por Agustín Louis Cauchy (1789-1857); posteriormente William John Macquorn Rankine (1820-1872) obtuvo las ecuaciones para la transformación de esfuerzos, e hizo muchas otras contribuciones a la teoría de la elasticidad y mecánica aplicada.

James Clerk Maxwell (1830-1879), publicó el que podríamos llamar el primer método sistemático de análisis para estructuras estáticamente indeterminadas, basado en la igualdad de la energía interna de deformación de una estructura cargada y el trabajo externo realizado por las cargas aplicadas; igualdad que había sido establecida por Clapeyron. En su análisis, presentó el Teorema de las Deformaciones Recíprocas, que por su brevedad y falta de ilustración, no fue apreciado en su momento. En otra publicación posterior presentó su diagrama de fuerzas internas para cerchas, que combina en una sola figura todos los

polígonos de fuerzas. El diagrama fue extendido por Cremona, por lo que se conoce como el diagrama de Maxwell-Cremona.

El italiano Betti en 1872, publicó una forma generalizada del Teorema de Maxwell, conocida como *el Teorema Recíproco de Maxwell-Betti*.

El alemán Otto Mohr (1835-1918) hizo grandes aportes a la Teoría de Estructuras. Desarrolló el método para determinar las deflexiones en vigas, conocido como el método de las cargas elásticas o la Viga Conjugada. Presentó también una derivación más simple y más extensa del método general de Maxwell para el análisis de estructuras indeterminadas, usando los principios del trabajo virtual. Hizo aportes en el análisis gráfico de deflexiones de cerchas, con el complemento al diagrama de Williot, conocido como el diagrama de Mohr-Williot, de gran utilidad práctica. También obtuvo su famoso Círculo de Mohr, para la representación gráfica de los esfuerzos en un estado biaxial de esfuerzos.

Alberto Castigliano (1847-1884) presentó en 1873 el principio del trabajo mínimo, que había sido sugerido anteriormente por Menabrea, y que se conoce como el Primer Teorema de Castigliano. Posteriormente, presentó el denominado Segundo Teorema de Castigliano para encontrar deflexiones, como un corolario del primero. En 1879 publicó en París su famoso libro *Théoreme de l'Equilibre de Systèmes Elastiques et ses Applications*, destacable por su originalidad y muy importante en el desarrollo del análisis hiperestático de estructuras.

Heinrich Müller-Breslau (1851-1925), publicó en 1886 un método básico para el análisis de estructuras indeterminadas, aunque en esencia era una variación de los presentados por Maxwell y Mohr. Le dio gran importancia al Teorema de Maxwell de las Deflexiones Recíprocas en la evaluación de los desplazamientos. Descubrió que la “Línea de Influencia” para la reacción o una fuerza interna de una estructura era, en alguna escala, la elástica producida por una acción similar a esa reacción o fuerza interna. Conocido como el teorema de Müller-Breslau, es la base para otros métodos indirectos de análisis de estructuras mediante modelos.

Hardy Cross (1885-1959) profesor de la Universidad de Illinois, publicó en 1930 su famoso método de Distribución de Momentos, que puede decirse revolucionó el análisis de las estructuras de marcos continuos de concreto reforzado y puede considerarse uno de los mayores aportes al análisis de estructuras indeterminadas. Este método de aproximaciones sucesivas evade la resolución de sistemas de ecuaciones, como las presentadas en los métodos de Mohr y Maxwell. La popularidad del método decayó con la disponibilidad de los computadores, con los cuales la resolución de sistemas de ecuaciones dejó de ser un problema. Los conceptos generales del método fueron extendidos posteriormente al estudio de flujo en tuberías. Posteriormente se hicieron populares los métodos de Kani y Takabeya, también de tipo iterativo y hoy en desuso.

En la década de los 50, Turner, Clough, Martin y Topp presentan lo que puede llamarse como el inicio de la aplicación a estructuras de los métodos matriciales de la rigidez, que han obtenido tanta popularidad en la actualidad. Posteriormente, se desarrollaron los *métodos de elementos finitos*, que han permitido el análisis sistemático de gran número de

estructuras y la obtención de esfuerzos y deformaciones en sistemas complejos como las presas de concreto usadas en las hidroeléctricas. Entre sus impulsores están: Clough, Wilson, Zienkiewics y Gallagher.

### **1.2.- Aspectos estructurales en la arquitectura histórica**

Fue una preocupación de los constructores antiguos el aligerar las construcciones disminuyendo los espesores de las mamposterías en los edificios; como es el caso de las construcciones del siglo XVI al XVIII, que se hacían con base en una experiencia, ya que las dimensiones de bóvedas, muros y otros elementos estructurales se daban por un proceso geométrico, dando como resultado posteriormente que algunos constructores aplicarán algunas reglas de forma empírica, sin ninguna base de cálculo numérico.<sup>5</sup>

El análisis estructural de los edificios, es una práctica relativamente reciente que consiste en la determinación mediante procedimientos cuantitativos de la forma, dimensiones y propiedades de materiales, para los elementos que tienen como función resistir las cargas que se originan. De hecho, sólo hasta avanzado el siglo XX, esta práctica se ha generalizado a todo tipo de edificios.

Para el desarrollo de la práctica estructural de la antigüedad, la observación de las estructuras creadas por la naturaleza jugó un papel importante, permitiendo con esto crear una base empírica de conocimientos, la cual se fue ampliando y perfeccionando con el paso del tiempo. Sin embargo el desarrollo de las estructuras hechas por el hombre se basó en gran medida en el método de la prueba y el error.

Para obtener las soluciones que hoy en día observamos y admiramos por su atrevimiento y eficiencia estructural se requirió de muchos intentos fallidos que poco a poco fueron definiendo los límites en los cuales debían conservarse las características de la estructura para que ésta tuviera un comportamiento estructural adecuado para cada uno de los materiales y elementos estructurales comunes. Uno de los ejemplos más admirables son las catedrales, en los cuales el anhelo de lograr formas cada vez más imponentes llevó a colapsos parciales o totales y a la vez modificaciones importantes de las características arquitectónicas en las edificaciones.

De igual manera, las formas sumamente complejas y refinadas que se aplicaron en varias construcciones, fueron realizadas recurriendo a conceptos geométricos relativamente elementales, empleando la llamada geometría constructiva, basada en el trazo de cuadrados, círculos y triángulos, para definir los puntos y trazos necesarios. Este procedimiento era aplicado por algunos constructores en el siglo XVI a los edificios; mientras que por otro lado los estudios de análisis de fuerzas y mecánica de las construcciones ya los habían iniciado Galileo y Newton, pero sobre todo la aplicación al cálculo de edificios es iniciado por los estructuristas: Napier que por esa época ya hace cálculos numéricos y sobre todo Saint-Venant, establece en el siglo XVIII cuatro postulados del cálculo y diseño estructural y nos deja la ciencia de la estabilidad y mecánica de las construcciones, para que nosotros podamos complementar los sistemas estructurales.<sup>6</sup>

---

<sup>5</sup> Calderón Cabrera, Bernardo, *Reestructuración de monumentos*, México, Escuela de Restauración y Museografía del INAH, 1974. p. 10

<sup>6</sup> *Ibidem*.

Postulados propuestos por Saint-Venant:<sup>7</sup>

*Primer postulado:*

El material debe ser homogéneo, y para que una mampostería sea considerada homogénea debe estar confinada por elementos estructurales que tomen las tensiones a que pueda estar expuesta.

Este postulado es definitivo, pues es la respuesta o rigidez de la estructura; en cambio los siguientes tres postulados son la herramienta que tenemos para comprobar la resistencia y deformación de la estructura.

*Segundo postulado:*

La forma de la carga concentrada o uniformemente repartida, sólo influye en las inmediaciones de su aplicación, pues lejos del lugar de aplicación, no importa que sea concentrada o repartida.

Este postulado simplifica los cálculos, sobre todo para las fuerzas accidentales, de sismo y viento.

*Tercer postulado:*

En cualquier sección de una estructura, la envolvente de los esfuerzos o de las deformaciones siempre es un plano.

Con este postulado visualizamos la estructura como conjunto que se deforma equilibradamente, y en consecuencia, se producen tensiones gradualmente.

Bresse derivó las ecuaciones de la elástica, e hizo posible el cálculo elástico y de la energía de deformación;<sup>8</sup> generaciones posteriores volvieron a retomar el postulado de Saint-Venant, presentando como una novedad la creación de un nuevo método que permitía considerar para el cálculo, los esfuerzos de trabajo de algunos elementos estructurales hasta un límite último de resistencia.

*Cuarto postulado:*

Toda sección de una estructura se encuentra sujeta, a los esfuerzos y a las deformaciones que en ella se producen: Un esfuerzo normal de tensión o compresión, un esfuerzo cortante paralelo a la sección y un momento flexionante perpendicular a la sección.

Los primeros intentos de sistematización de los conocimientos empíricos acerca del análisis y diseño de las estructuras llevaron a establecer reglas geométricas sobre los trazos de proporciones que debían guardarse entre las dimensiones de los elementos arquitectónicos estructurales (altura-espesor, claro, peralte, etc.), para garantizar su estabilidad, mismas que se fueron difundiendo con el paso del tiempo, hasta llegar el periodo del Renacimiento donde tuvieron una amplia aplicación para el diseño de arcos y bóvedas, muros y contrafuertes.

---

<sup>7</sup> Calderón Cabrera, Bernardo, *op. cit.*, p. 11.

<sup>8</sup> Castillo Martínez, Heberto, *Nueva Teoría de las Estructuras*, México, Representaciones y Servicios de Ingeniería, 1975. pp. 47-70.

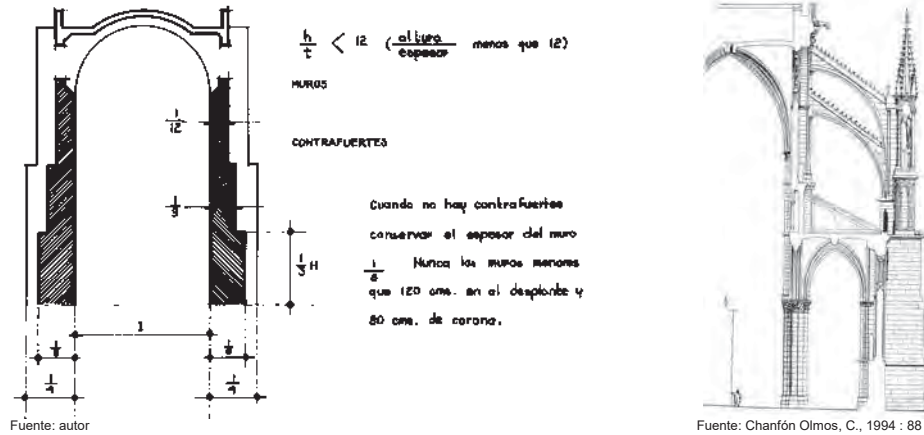


Fig. 3 Método empírico del espesor de muro-contrafuerte

Conforme creció la necesidad de enfoques más precisos para el análisis estructural, los matemáticos llegaron a interesarse y empezaron a aplicar sus habilidades para el problema. Se siguió una larga secuencia de desarrollos conforme cada investigador confió en el progreso de sus contemporáneos o de sus predecesores.

Actualmente se ha podido demostrar científicamente que los primeros materiales estructurales empleados en las construcciones, con excepción de la madera, tuvieron características bien definidas en cuanto a su trabajo estructural. Comparando estos, con lo que se dictan en las normas para los materiales contemporáneos, eran más bien débiles; y todos fueron más débiles al esfuerzo de trabajo por tensión que a la compresión.

Por tanto la resistencia a la tensión de la estructura ensamblada era solamente tan grande como la adhesión existente entre las unidades, siendo que ésta era muy pequeña. En las antiguas estructuras, el esfuerzo a la tensión que tenían los materiales disponibles restringió grandemente el rango de las posibilidades de formas estructurales, y de su tamaño.

Durante el proceso de análisis se lleva a cabo un modelo general y una serie de análisis comparativos específicos, basados en métodos gráficos y numéricos, aplicando teorías como la elástica o de los esfuerzos permisibles, o bien de la resistencia última de los materiales que forman parte del inmueble.

Sin embargo los procedimientos para el análisis y diseño estructural han mostrado una tendencia muy acelerada hacia el refinamiento de las técnicas numéricas empleadas. Vale la pena reflexionar sobre esta tendencia, para ejercer un juicio crítico acerca de los procedimientos de análisis que conviene emplear para un problema dado.

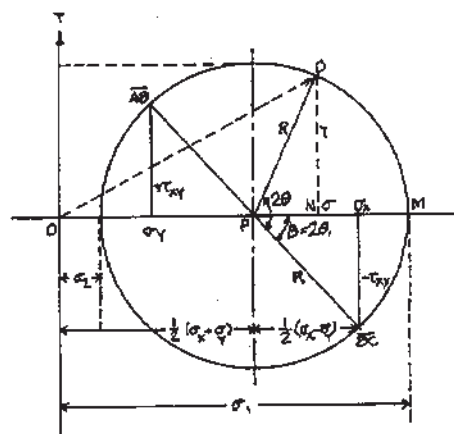


Fig. 4 Método gráfico para el cálculo de esfuerzos  
Fuente: Hearn, E. J., 1984 : 309



La aplicación de los métodos cuantitativos del análisis y del diseño estructural son relativamente recientes, desde hace poco más de un siglo, se han diseñado estructuras revisando en forma más o menos completa los esfuerzos en sus miembros. Las primeras aplicaciones fueron a puentes de grandes claros. Los conceptos de teoría de la elasticidad y de resistencia de materiales estaban ya muy desarrollados para esas fechas. Sin embargo su aplicación al proyecto de estructuras civiles era prácticamente desconocida; en el mejor de los casos se limitaba la revisión de algún problema muy particular dentro del funcionamiento global de la estructura.

Como ejemplo tenemos, la teoría que se emplea actualmente para el dimensionamiento de columnas, incluyendo los efectos de pandeo, se basa con pocas adaptaciones, en la solución teórica desarrollada por Leonard Euler hacia mediados del siglo XVIII; no fue sino hasta un siglo después cuando se le dio a la teoría de Euler aplicación en el cálculo estructural.

Como se mencionó anteriormente las estructuras se proyectaban con bases exclusivamente empíricas, a partir de la extrapolación de construcciones anteriores y de la intuición basada en la observación de la naturaleza. Como ejemplo podemos mencionar la forma y propiedades de los materiales de un árbol o del esqueleto de los diversos animales adaptados a las solicitaciones que deben soportar, para apreciar este hecho tenemos lo siguiente:

La madera tiene mayor resistencia a tensión que a compresión; por tanto los momentos flexionantes que se presentan cuando el viento actúa sobre un árbol, ocasionarían la falla de la sección del tronco cuando el esfuerzo de compresión “C”, excediera al resistente y mucho antes de que se alcanzase la capacidad por tensión (fig. 5-a).

Para incrementar la resistencia a viento, aprovechando íntegramente la capacidad en tensión y en compresión, la forma de crecimiento de árbol induce esfuerzos de tensión en la parte exterior de la sección y de compresión en el interior del tronco (fig. 5-b).

De esta forma, al actuar el viento, se superponen los estados de esfuerzos a) y b), dando lugar al estado c) para el cual se requiere un empuje de viento claramente mayor para que se alcance la resistencia en compresión y así se produzca la falla del tronco.

La naturaleza ha logrado tales resultados a partir del proceso que, en ingeniería, se llama de aproximaciones sucesivas, o de prueba y error y que, en su contexto, se conoce como evolución natural. Los cambios que mejoran la eficiencia de un sistema natural tienden a permanecer, mientras que los contrarios a la eficiencia llevan a la falla y a la desaparición del sistema así modificado.

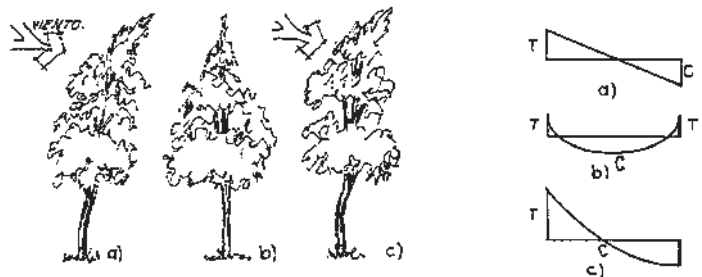
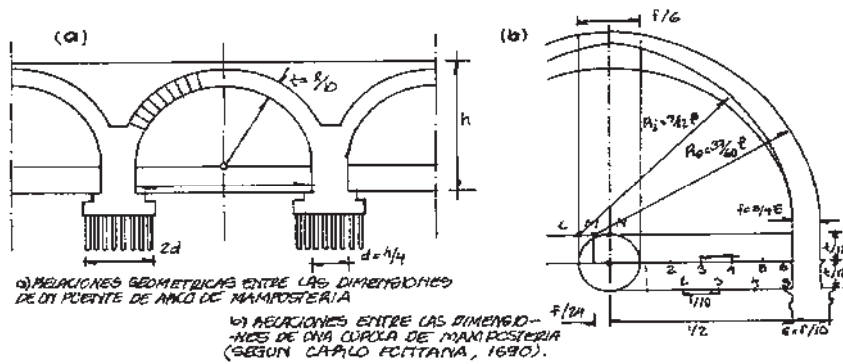


Fig. 5 Eficiencia de las estructuras de la naturaleza para resistir las acciones.

Lo anterior implica que para lograr los sistemas asombrosamente refinados que ahora conocemos se requirieron muchos años y miles de fallas. Algo parecido ha sucedido con las antiguas obras del hombre: llegar a algunas de las formas que vemos por su atrevimiento estructural implicó muchos intentos fallidos que fueron definiendo los límites dentro de los que se podían resolver en forma segura algunos tipos de estructuras con determinados materiales.

Los primeros intentos de sistematización del proceso de cálculo fueron el establecimiento de reglas geométricas que debían observarse para materiales y elementos constructivos dados, con el objeto de asegurar su estabilidad. Fueron de uso común hasta el Renacimiento, cuando la popularización del método experimental condujo a procedimientos más refinados.

Se trataba todavía de aprender de la experiencia, pero se pretendía sistematizar el proceso; esto incluía la realización de experimentos de manera controlada para deducir de ellos reglas de validez general.



Fuente: Straub, H., 1952

Fig. 6 Relaciones geométricas para el diseño de cúpulas

Entre la gran variedad de las reglas geométricas que se empleaban para determinar los espesores de elementos estructurales como muros que sostienen bóvedas de templos, se tiene como ejemplo la que se dio a conocer en 1868 por el tratadista Simón García<sup>9</sup> sobre el tratado español del siglo XVI del arquitecto Rodrigo Gil de Hontañón.

Los fundamentos teóricos de estas reglas eran, sin embargo, muy burdos sino del todo inexistentes. La incorporación de bases teóricas sólidas y generales a los procedimientos de diseño ha sido muy lenta y puede considerarse al análisis y diseño estructural como un producto de este siglo.

Con frecuencia se ha comentado que no se justifica el empleo de los refinados métodos de análisis y diseño estructural a los que se suele recurrir en la actualidad, dado

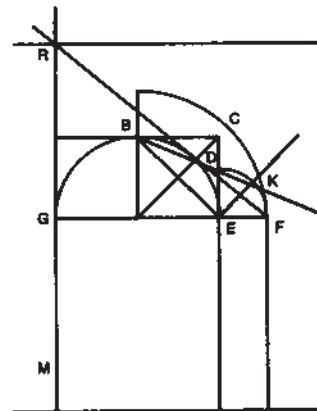


Fig. 7 Método gráfico para determinar el espesor de un contrafuerte que recibe un empuje de bóveda (según Rodrigo Gil de Hontañón). Fuente: Kubler, G., 1982:186

<sup>9</sup> Chanfón Olmos, Carlos, *Compendio de arquitectura y simetría de los templos*, México, Escuela Nacional de Conservación, Restauración y Museografía "Manuel del Castillo Negrete", 1979.

que sin ellos se pudieron realizar estructuras muy eficientes y que han permanecido por muchos siglos, bastando únicamente la intuición, el buen sentido estructural y la experiencia del comportamiento de estructuras previas para proyectar estructuras adecuadas.

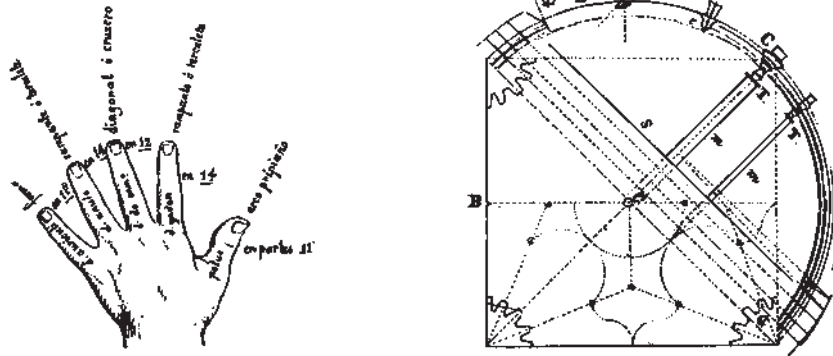


Fig. 8 Método gráfico que señala los empujes y andamio que se empleó para la construcción de las nervaduras de un arco (según Rodrigo Gil de Hontañón). Fuente: Kubler, G., 1982:187

Por otro lado el procedimiento empírico tiene la grave limitación de que es confiable sólo si se trata de estructuras esencialmente similares a otras ya existentes y comprobadas, resultando muy peligroso extrapolar la experiencia a condiciones diferentes a las previas. Sin embargo la intuición y el buen sentido estructural son bases esenciales de un buen diseño, pero sólo la justificación teórica de lo que se ha imaginado por ese medio, puede dar lugar a una estructura confiable. La experimentación en estructuras debe dejarse para el laboratorio o para el estudio de prototipos y no hacerse en las construcciones.

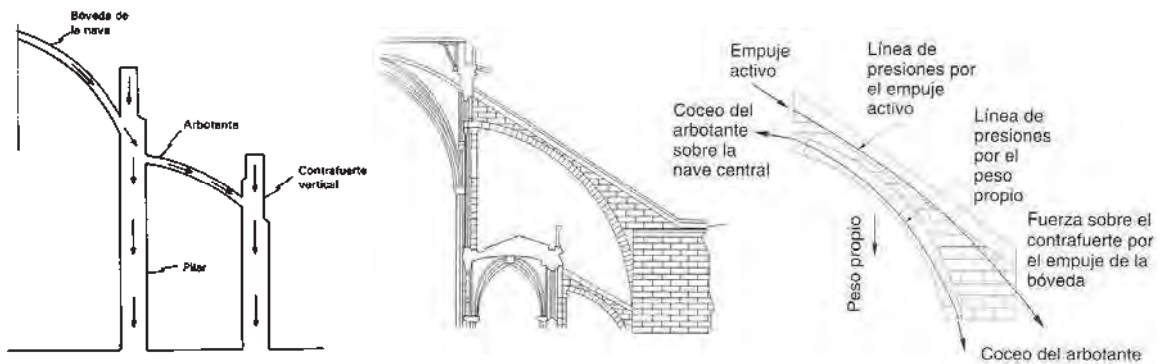


Fig. 9 Aplicación de los conceptos básicos de estática en la arquitectura medieval. Fuente: Francis, A. J., 1984:111 y Meli, R., 1998:65

Hoy en día es muy frecuente que algunos especialistas en estructuras se han enfrentado al análisis estructural de edificios históricos, aplicando los mismos planteamientos y normas que están acostumbrados a emplear para los edificios modernos, y con ellos llegan a evaluaciones totalmente falsas de la seguridad de los mismos. Sin embargo van acompañadas del desprecio hacia las bajas resistencias de los materiales originales, y de la pretensión de sustituirlos en su función estructural por materiales modernos.

## 2. CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES FÍSICO-MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Las características que hace que un material sea adecuado para cumplir funciones estructurales se relacionan con sus propiedades físico-mecánicas principalmente.

Las propiedades estructurales de los materiales son determinadas en forma rigurosa por medio de sus leyes constitutivas, o sea del conjunto de ecuaciones que describen el estado de deformaciones que se presentan en los materiales ante cada posible estado de esfuerzos, así como los estados que corresponden a condiciones de falla.

En toda edificación debemos tener presente que todo material debe cumplir funciones adicionales a las puramente estructurales. La estructura no suele ser únicamente un sistema esquelético resistente recubierto y protegido por otros componentes que tienen la función de formar una envolvente externa y de subdividir los espacios. Generalmente la estructura misma debe cumplir en forma parcial estas funciones, por lo que el material que la compone debe tener, además de características estructurales adecuadas, propiedades de impermeabilidad y durabilidad ante la intemperie y de aislamiento térmico y acústico. Además de la estructura, integrada al resto de los componentes constructivos debe poder proporcionar cualidades estéticas al edificio.

Es importante señalar que no existe un material estructural óptimo; la alternativa más conveniente en cada caso particular depende tanto de la función estructural como de las propiedades no estructurales que son deseables para una situación específica.

Por lo general las principales propiedades de los materiales se representan mediante curvas de esfuerzo-deformación obtenidas mediante ensayos estándar ante condiciones uniaxiales de esfuerzos de compresión y de tensión.

En algunos materiales, como el acero, las resistencias a compresión y a la tensión son prácticamente iguales, mientras que los materiales pétreos son mucho menos resistentes a los esfuerzos de tensión que a compresión y algunos otros como la madera tienen una resistencia mayor al esfuerzo por tensión. Las diferencias dependen de la constitución interna de cada material.

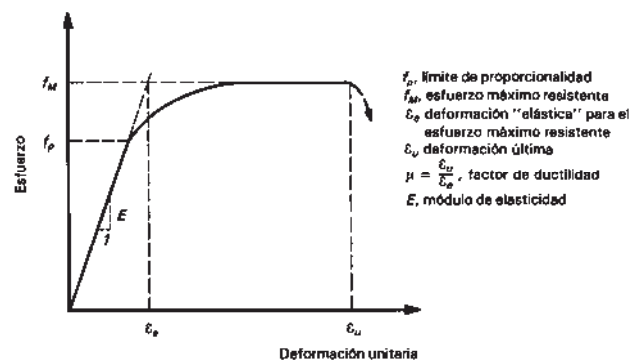


Fig. 10 Curva de esfuerzo-deformación de un material Estructural. (Fuente: Autor)

La curva esfuerzo-deformación de todos los materiales estructurales presentan un tramo inicial lineal, o casi, lo que permite definir un módulo de elasticidad ( $E$ ), como la pendiente de dicho tramo.

En el acero, la madera y en la mayoría de las mamposterías, la curva se mantiene lineal hasta el límite de la carga máxima o de la fluencia; en el concreto la curva deja claramente de ser lineal desde esfuerzos del orden de la mitad de la resistencia.

El módulo de elasticidad es una propiedad muy importante en el comportamiento estructural, ya que de éste depende directamente la rigidez que se puede obtener en la estructura y el cumplimiento de los estados límite de servicio. Este módulo depende de las fuerzas de atracción entre los átomos de un elemento y por tanto prácticamente no puede ser alterado en un material dado, a menos que se cambie sustancialmente su composición.

En ciertos materiales la relación esfuerzo-deformación deja de ser lineal desde niveles relativamente bajos de esfuerzos, el comportamiento inelástico se refiere generalmente a la forma de la curva esfuerzo-deformación después de que se llega al esfuerzo adoptado como resistencia (esfuerzo máximo o esfuerzo de fluencia o valor tomado convencionalmente como resistencia).

El parámetro con que se mide la resistencia es por medio del factor de ductilidad, o sea la relación entre la deformación última o de falla, para la cual se comienza a tener una reducción neta de capacidad, y la deformación de fluencia, o sea la deformación que corresponde al esfuerzo resistente, si el comportamiento es lineal.

A la propiedad de ductilidad de las estructuras se le ha dado importancia desde que se ha enfocado el diseño a lograr que, en condiciones de servicio, los esfuerzos calculados suponiendo comportamiento lineal permanezcan a niveles bajos.

Cabe recordar que el comportamiento de un *material frágil* es considerado cuando el factor de ductilidad es próximo a uno, y es un *material dúctil* aquel que éste dentro del orden de cuatro o más.

En otro aspecto, tenemos el caso de una sección rectangular sujeta a flexión. Para un material de comportamiento lineal se tiene la distribución de esfuerzos, de una forma lineal, para lo cual el esfuerzo máximo de compresión ( $\sigma_c$ ), es igual al de tensión ( $\sigma_t$ ), y ambos valen:

$$\sigma_c = \sigma_t = \frac{6.(M)}{b.(h)^2}$$

Donde:

M = Momento flexionante que actúa en la sección, en Kg-cm.

b = Ancho de la sección, en cm.

h = Peralte de la sección, en cm.

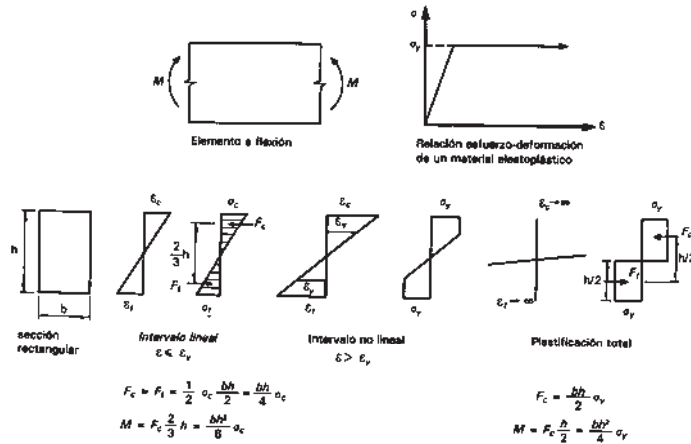


Fig. 11 Comportamiento no lineal de una sección rectangular sujeta a flexión, para un material elastoplástico.

Si el momento resistente  $M_y$  de la sección se alcanza cuando los esfuerzos máximos de tensión y de compresión son iguales a los respectivos esfuerzos resistentes, que también se considerarán iguales a un mismo valor ( $\sigma_y$ ).

$$M_y = \frac{b \cdot (h)^2}{6} \cdot \sigma_y$$

Si el material es dúctil en tensión y en compresión y tiene una curva esfuerzo-deformación de tipo elastoplástico, la condición anterior no corresponde al momento máximo resistente de la sección, ya que ésta es capaz de aceptar curvaturas mayores, incrementando el esfuerzo en las fibras interiores que todavía no han alcanzado el esfuerzo de fluencia.

Esta situación continúa hasta que toda la sección se encuentra en fluencia, una mitad en tensión y la otra en compresión. Las fuerzas internas  $F_c$  y  $F_t$  que se desarrollan en estas condiciones valen:

$$F_c = f_y \frac{h}{2} \cdot b = F_t$$

El brazo de palanca entre las dos fuerzas vale  $h/2$ , y por tanto, el momento resistente, llamado en este caso momento plástico,  $M_p$ , resulta:

$$M_p = \sigma_y \frac{b \cdot (h)^2}{4}$$

Que es 50 % mayor que el que corresponde a la iniciación de la fluencia y es, por consiguiente 1.5 veces superior al que ocasiona la falla para un material frágil.

Para que se desarrolle el momento plástico es necesario teóricamente que la ductilidad del material sea infinita, ya que, como se observa en la fig. 11, se necesita una curvatura infinita de la sección para que lleguen a fluir las fibras más cercanas al eje neutro.



Por otra parte tenemos a la madera donde se emplean normalmente sólo secciones rectangulares, la diferencia entre el momento plástico y el de fluencia es muy notable y puede aprovecharse en el diseño.

Es importante tomar en cuenta que las propiedades estructurales de todo material están sujetas a cierto grado de variabilidad, que depende del proceso de producción del material y de cada propiedad específica.

Tenemos el caso de los materiales naturales como la piedra y la madera o en los materiales de origen artificial como lo es el ladrillo, el concreto, donde la variabilidad de las propiedades es relativamente alta, es decir los coeficientes de variación oscilan entre 30 % y el 40%. Sin embargo en los materiales que se obtienen en forma industrializada con buen control de calidad, como es el caso del acero, sus propiedades son muy constantes y son típicos coeficientes de variación de 10% en la resistencia.

En el concreto y en la madera, cuando la carga se aplica dinámicamente, a alta velocidad, aumentan sustancialmente la resistencia y la rigidez, a la vez que se acentúa el carácter frágil de la falla. Tenemos que si en ambos materiales, si una carga se mantiene durante un largo período de tiempo, se presentan fenómenos de flujo plástico que hacen que las deformaciones aumenten continuamente con el tiempo, llegando a ser del orden de tres veces las que se presentaron inmediatamente después de la aplicación de la carga. Los materiales como el ladrillo de barro y el acero son mucho menos sensibles a la velocidad y permanencia de la carga.

Un último aspecto que influye en la posibilidad de emplear eficientemente un material es la posibilidad de darle la forma más adecuada para la función estructural a la que está destinado, tanto en lo relativo a la forma de la sección como a la de los elementos y sistemas estructurales básicos.

La gran variedad de materiales que pueden emplearse con fines estructurales es muy amplia. En este trabajo sólo se destacarán algunas peculiaridades del comportamiento estructural de los materiales más comúnmente empleados, tomando como base los aspectos antes señalados.

**Materiales pétreos:**

Son considerados de procedencia natural o artificial, que junto con la madera, fueron los primeros que se emplearon por el hombre en sus construcciones. Su mayor característica es la de tener resistencia y módulo de elasticidad en compresión relativamente altos y por una baja resistencia a la tensión.

Las zonas de contacto entre las piedras individuales conforman planos de debilidad para la transmisión de esfuerzos de tensión y de cortante. La unión entre las piedras individuales se lleva a cabo mediante juntas a base de morteros de diferentes composiciones.

En cambio la mampostería de piedras artificiales está conformada por piezas de un tamaño menor con relación a las dimensiones del elemento constructivo que con ellas se integra.

Las piezas pueden tener una variedad de formas y de materiales constitutivos; entre las más comunes se encuentran el ladrillo macizo o hueco de barro fabricado de forma manual o mecánico, el bloque hueco de concreto y el ladrillo macizo del mismo material, así como el ladrillo sílico-calcáreo. En la construcción vernácula se emplea como material el adobe hecho de barro y cocido en forma natural mediante los rayos solares.

Las propiedades estructurales de la mampostería están sujetas a dispersiones altas debido al poco control que se ejerce sobre las características de los materiales constitutivos y sobre el proceso de construcción que prácticamente es de una forma manual.

El coeficiente de variación de la resistencia en compresión de elementos de mampostería se encuentra entre 30 y 40%, aunque en los elementos de piezas fabricadas de una forma mecánica y construidos con mano de obra cuidadosa pueden lograrse valores menores.

Por lo anterior tenemos que por la variabilidad de las propiedades, los factores de seguridad fijados por las normas para el diseño de estructuras de mampostería son mayores que los que corresponden a los otros tipos de materiales estructurales.

El uso de la mampostería para fines estructurales es muy común a elementos que estén sometidos particularmente a esfuerzos de compresión, como los muros y los arcos. Aunque se emplean también cuando se requiere aprovechar el peso propio del elemento estructural para equilibrar esfuerzos de tensión inducidos por las cargas externas; tal es el caso de los muros de contención.

Hoy en día la mampostería tiende a entrar en desuso en los países industrializados debido a que requiere el uso intensivo de mano de obra, lo que la hace poco competitiva con otros materiales. Sin embargo, sigue teniendo amplio campo de aplicación en muchos países, cada vez más en relación con las piezas de tipo industrializado y de mejores propiedades estructurales.

El refuerzo de los materiales pétreos permite eliminar la principal limitación estructural de la mampostería, o sea su baja resistencia a esfuerzos de tensión. En general, el refuerzo consiste en barras de acero integradas a la mampostería en las zonas y en la dirección en las que pueden aparecer tensiones.

La piedra geológicamente presenta diferencias que corresponden a las distintas maneras en las que puede formarse, además es el componente más común para la mampostería de los edificios históricos, y constituye un material estructural por sí solo para la construcción de elementos monolíticos es decir elementos de un solo bloque de piedra sin uniones, o formados por bloques o sillares sobrepuestas en seco o con una delgada junta horizontal o vertical de mortero para absorber las irregularidades de la superficie de contacto y para nivelar.

El tipo de piedra empleada en los elementos arquitectónicos-estructurales de edificios históricos, presentan dos propiedades mecánicas básicas: La durabilidad y la resistencia, aunque las dos propiedades van paralelamente relacionadas con la densidad del material, la

resistencia no fue generalmente un factor crítico para elección de la piedra, como resultó la capacidad de resistir los efectos del intemperismo.

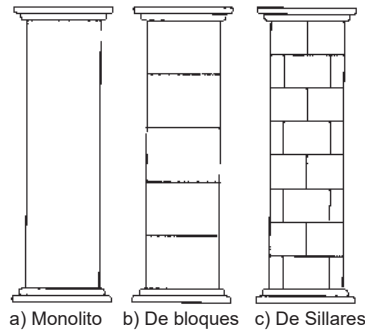


Fig. 12 Tipos de elementos estructurales de piedra

Las rocas ígneas, formadas por consolidación de magma de las cuales deriva el granito y el basalto como materiales representativos en la construcción histórica, son muy duras y, por tanto, son más difíciles de trabajar, por lo que su fábrica y uso fue restringido a grandes bloques y formas arquitectónicas simples.

Las rocas sedimentarias derivan de las ígneas por desintegración o descomposición y la consecuente reconsolidación, son más trabajables y ha sido más amplia su utilización en la construcción, por la facilidad de cortarlas y labrarlas en formas deseadas. Las areniscas son las más comunes entre las rocas de este tipo, sin embargo son débiles en la dirección perpendicular a la del lecho de depósito. Los canteros han aprovechado esa dirección para cortarlas más fácilmente, y la otra para que sea la que reciba las cargas más elevadas en el elemento arquitectónico-estructural.

Las rocas metamórficas, que determinan un tercer grupo derivado de las anteriores generadas por calor, presión o acciones químicas, fueron utilizadas como recubrimiento en las edificaciones históricas.

Tabla 1 Tipo de piedras naturales<sup>10</sup>

Ígneas intrusivas (grano grueso)	Granodiorita, granito, diorita, gabro.
Ígneas extrusivas (grano fino)	Dacita, riolita, andesita, basalto, tobas, brecha volcánica.
Sedimentarias	Caliza, travertino, arenisca, conglomerado, brechas.
Metamórficas	Mármol, gneiss.
Orgánicas	Coral, piedra muca.

Las piedras deben ser sanas y resistentes, sin grietas, que puedan ser labradas cuando sea necesario y de aspecto agradable si se emplean aparentes en edificios.

<sup>10</sup> Silva Ruelas, Luis, *Los materiales de construcción en la antigua Valladolid*, Morelia, Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas, 1990, p.156.

La resistencia de cualquier estructura construida con piedra depende de la elección de la forma estructural, (arcos, pilares) que obligue a los bloques a trabajar con tensiones uniformemente distribuidas de compresión o una distribución similar de las mismas (en el caso de dinteles de luz pequeña, las tensiones de tensión son muy bajas).

La resistencia a compresión de las piedras en la construcción varía entre 100 a 1000 kg/cm<sup>2</sup>. La resistencia a tensión es del orden de una décima de la de compresión, y el módulo de elasticidad cercano a 1000 veces la resistencia a compresión.

Tabla 2 Propiedades mecánicas de la piedra natural<sup>11</sup>

Resistencia a compresión con humedad	150 kg/cm <sup>2</sup> min.
Resistencia a compresión paralela a planos de formación si los hay.	100 kg/cm <sup>2</sup> min.
Absorción.	4 % máx.
Densidad aparente.	2.3 min.
Intemperismo acelerado.	10 % máx.

Por la baja resistencia a tensión de estos materiales y el bajo esfuerzo de compresión, se comienza a presentar un microagrietamiento transversal que se transmite a medida que aumentan los esfuerzos, hasta llegar a la separación de una serie de pequeñas columnas individuales, cuya capacidad de carga está limitada por su pandeo.

Cuando se somete una pieza de mampostería a una carga creciente de compresión, se registra un acortamiento longitudinal progresivo de la pieza y a la vez se presenta una deformación transversal; este fenómeno mecánico se le denomina efecto de Poisson.

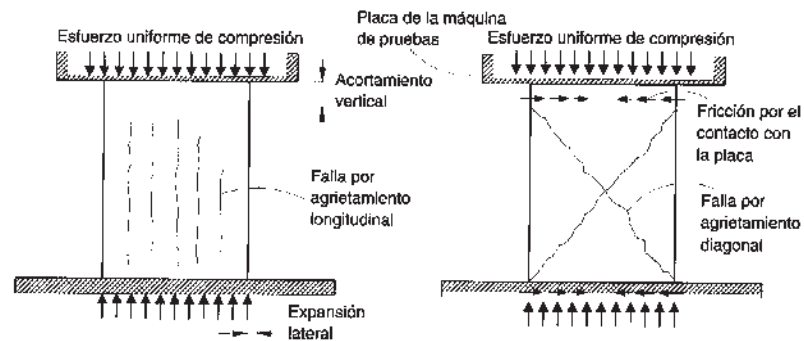


Fig. 13 Modo de falla de un material pétreo a compresión

Por otra parte el llamado efecto de tamaño, se manifiesta en que a medida que crecen las dimensiones del elemento, disminuye su resistencia. Las imperfecciones de forma natural del material dan lugar a puntos débiles desde donde empieza el agrietamiento transversal causante de la falla. A medida que se va desarrollando el tamaño del elemento, aumenta la probabilidad de imperfecciones y, por tanto la resistencia es menor. En las rocas metamórficas se llegan a tener reducciones del orden del 10%, sin embargo el efecto de tamaño depende del tipo de piedra.

<sup>11</sup> *Ibidem*, p. 157.

El efecto que con mayor frecuencia se presenta es el de las imperfecciones del contacto de un bloque o sillar con las piezas adyacentes, o de un monolito con su base. Por ejemplo los sillares colocados con junta “a hueso”, deben ser labrados con superficie lisa y regular su base de contacto, para evitar concentraciones de carga; una técnica constructiva es el uso de una delgada capa de mortero en la junta que permite la reducción de las concentraciones de esfuerzos, además de permitir nivelar los sillares y facilitar su correcto posicionamiento.

Debido a que la rigidez del contacto es mayor entre las piedras que a través del mortero, se originan altas concentraciones de esfuerzos en el perímetro de las secciones, debilitando al elemento y produciendo un agrietamiento vertical en la superficie exterior. Un ejemplo es el empleo de cuñas de piedra para nivelar los sillares. La rigidez de estas cuñas o lajas es mucho mayor que la del mortero y produce concentraciones de esfuerzos y a la vez aplastamiento local de la piedra y, con la posibilidad de que se origine un agrietamiento vertical en el sillar.

El material pétreo (piedra) es ideal para los elementos en los que interese la masa y el peso, o en aquellos que tengan que trabajar exclusivamente a compresión. Dentro de sus cualidades tiene: Buena resistencia a la compresión y aun al impacto, Buena resistencia a la erosión causada por los factores atmosféricos, Tiene masa compacta, Ofrece buena adherencia a los morteros, Su esfuerzo admisible a la compresión de 1.5 a 20 kg/cm<sup>2</sup> y un peso volumétrico de 800 a 2,650 kg/m<sup>3</sup>.

Arcilla:

Los suelos arcillosos se usaron como aglomerante para las mamposterías y como aplanados para muros y para la fabricación de adobes. Con materiales selectos se elaboraron piezas de arcilla recocida, como tejas, ladrillos, baldosas, tubos y tabiques.

La arcilla se empezó a usar en las construcciones, en la modalidad de tierra apisonada (tapial), o como recubrimiento o relleno de entramados de madera (bajareque). Su principal debilidad es la degradación por la intemperie y el agrietamiento a causa de la contracción por secado.

Los ladrillos de barro secado al sol se conocen en México como adobes y se emplean principalmente en la construcción de muros, muy común desde las épocas precoloniales; aun durante la colonia muchos edificios importantes se construyeron en adobe; la mayoría ha sido destruida por el intemperismo y por los sismos. Sin embargo un buen número de templos con muros de adobe que han sido adecuadamente protegidos y con buen mantenimiento, subsisten hasta la fecha.

Las propiedades mecánicas de la tierra, apisonada o en adobe, tienen grandes variaciones según las características del suelo con que se elaboran. La adición de paja, estiércol y algún material orgánico aglutinante tiene el propósito de disminuir la contracción del material y aumentar su resistencia al intemperismo.

La resistencia a compresión puede variar entre 5 y 20 kg/cm<sup>2</sup>, y la resistencia a tensión entre 0.25 y 1 kg/cm<sup>2</sup>. Estas resistencias son bajas, no suelen ser críticas para la capacidad

estructural de las construcciones, tanto como lo es la degradación del material y la dificultad de conectar los muros de estos materiales entre sí y con las cubiertas.

Un avance importante en la construcción de barro se dio con la fabricación de los ladrillos, que resulta de la cocción de piezas similares a los adobes, con lo que se logra una mejor estabilidad dimensional y mayor resistencia al intemperismo. Estas piezas de barro permitieron la construcción no solo de muros, sino también de arcos y bóvedas.

**Tabla 3 Propiedades mecánicas del tabique de arcilla cocida<sup>12</sup>**

Concepto	Negros (a)	Colorados (b)	Naranja (c)
Módulo de flexión.	15 kg/cm <sup>2</sup> min.	12 kg/cm <sup>2</sup> min.	10 kg/cm <sup>2</sup> min.
Compresión a la 1ª grieta.	30 kg/cm <sup>2</sup>	25 kg/cm <sup>2</sup>	20 kg/cm <sup>2</sup>
Compresión a la ruptura.	70 kg/cm <sup>2</sup> min.	60 kg/cm <sup>2</sup> min.	50 kg/cm <sup>2</sup> min.
Absorción 24 hrs agua fría.	20 % máx.	23 % máx.	25 % máx.
Absorción 5 horas agua a 100°C.	25 % máx.	28 % máx.	30 % máx.
Coefficiente de saturación.	0.80 máx.	0.82 máx.	0.81 máx.

Las propiedades del ladrillo cocido varían según el tipo de suelo que se emplea, el procedimiento de fabricación y la temperatura de cocción, en los edificios históricos, se pueden encontrar piezas con resistencias a la compresión de 20 a 150 kg/cm<sup>2</sup>.

#### Mortero:

La importancia de tener un material en estado plástico para rellenar oquedades entre piedras y poder proporcionar cierta adherencia y continuidad entre ellas, dio lugar al empleo de los morteros. El mortero de cal y arena permitió la construcción de elementos más resistentes y más durables, por su mayor capacidad cementante y durabilidad. Sin olvidar que el primer material que se utilizó para ese propósito fue el barro, con la desventaja de que presenta alta degradación ante la intemperie.

Las mamposterías de los edificios históricos en su mayoría están unidas con mortero de cal y arena, lo que les permite tener ciertas propiedades. La cal adquiere resistencia por un proceso de carbonatación que se da por el contacto con el aire. Este proceso se origina en forma lenta y progresa de las caras exteriores hacia el interior del muro estructural.

Los morteros de cal y arena alcanzan resistencias en compresión de 5 a 20 kg/cm<sup>2</sup>. Aunque son más resistentes que los morteros de barro, son también afectados por el intemperismo, por su relativa porosidad permiten la penetración de humedad, con sales que dañan el cementante. Sin embargo los morteros, como los ladrillos y las piedras, tienen buena capacidad para absorber esfuerzos de compresión, pero su resistencia en tensión es muy baja, considerándose de un décimo de la de compresión.

Para fines del siglo XIX, se introduce el cemento Pórtland, de ahí que su empleo en los edificios históricos es producto de reparaciones recientes. El mortero de cemento, además de tener resistencias muy superiores a la del mortero de cal (50-200 kg/cm<sup>2</sup>), tiene un

<sup>12</sup> Silva Ruelas, Luis, *op. cit.*, p. 157

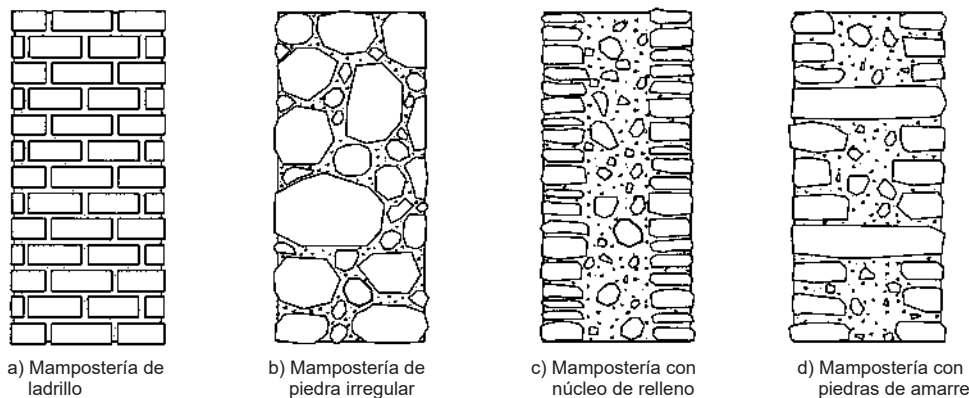


fraguado muy rápido y con un módulo de elasticidad mucho mayor, lo que le permite tener mayor rigidez a la obra de mampostería; por lo que debe tenerse cuidado al realizar reparaciones locales con morteros de cemento en elementos de mampostería con morteros de cal, ya que esto introduce zonas más rígidas donde se tienden a producir concentraciones de esfuerzos.

Mampostería natural:

La combinación de piedras con mortero, da lugar a la mampostería, en la que el mortero cumple con ciertas funciones, como llenar las oquedades que se presentan entre las piedras, propiciar una mejor y más uniforme transmisión de cargas en el elemento constructivo, además de permitir el acomodo deseado de las piedras.

La gran variedad de técnicas constructivas que se encuentran en la mampostería de los edificios históricos hace muy laborioso y de poca aplicación cualquier intento de clasificación exhaustiva. Sin embargo las propiedades estructurales dependen en gran medida del arreglo de los materiales componentes, además de las características mecánicas de los mismos.

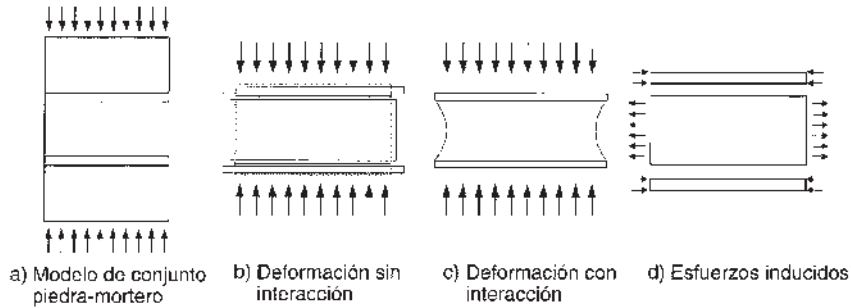


Fuente: Meli, R., 1998 : 30

Fig. 14 Tipo de aparejo en muros de mampostería

Las propiedades mecánicas de la mampostería natural varían en intervalos muy amplios y dependen de la calidad de la piedra y del mortero; sin embargo, la interacción entre ambos materiales depende en gran medida del aparejo, o en general de la distribución interna de los mismos; además, las propiedades llegan a ser afectadas por el deterioro.

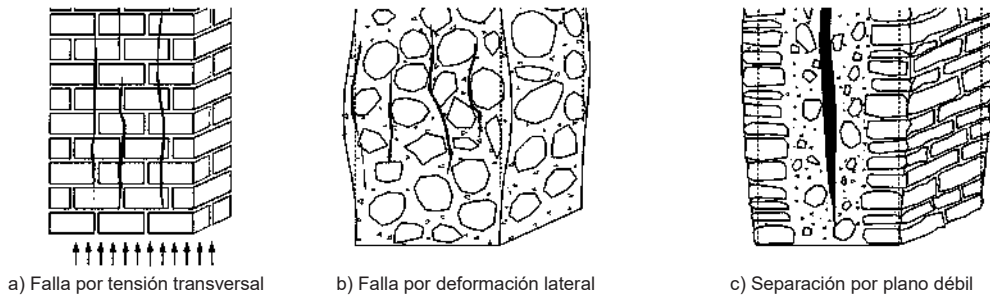
En cuanto al comportamiento mecánico de la mampostería de piedra-mortero, al estar bajo un estado de esfuerzos de compresión, el conjunto experimenta un acortamiento en la dirección de los esfuerzos aplicados y, un alargamiento en la dirección transversal. El mortero es mucho menos rígido que la piedra, y presenta deformaciones mayores, en la dirección de los esfuerzos de compresión aplicados, como en la dirección transversal. En la superficie de contacto entre la mampostería y el mortero, las deformaciones transversales deben coincidir. Por ello, la interacción entre los dos produce una contracción transversal del mortero y una tensión de la piedra. Esto origina la presencia de esfuerzos de compresión en el mortero y de tensión en la piedra, ambos en dirección transversal.



Fuente: Meli, R., 1998 : 31

Fig. 15 Modelo de interacción piedra-mortero

Por la baja resistencia en tensión que presenta la piedra, estos esfuerzos de tensión transversal producen un agrietamiento que aumenta a medida que la carga crece y que actúa la capacidad del conjunto para resistir cargas axiales. La capacidad de compresión del mortero no suele ser crítica debido a que, por su reducido espesor, queda confinado entre las piedras. Para aparejo de piedras irregulares, los mecanismos de falla son distintos; estos no originan el agrietamiento transversal de las piedras, sino la separación de las mismas, el abombamiento de un tramo de muro y la división en franjas verticales, independientes, produce el pandeo y subsecuentemente el colapso. En este tipo de mampostería, la presencia de piedras transversales de amarre, juega un papel importante en la dirección del espesor del muro.



Fuente: Meli, R., 1998 : 30

Fig. 16 Mecanismo de falla de la mampostería ante cargas verticales

Proponer valores típicos de las propiedades mecánicas no es nada fácil, ya que los resultados experimentales son escasos por la dificultad de reproducir en laboratorio las condiciones específicas de material, y por la variedad de factores que pueden presentarse en la obra.

La resistencia en tensión de la mampostería es baja y depende de la adherencia entre el mortero y las piedras. Para fines de análisis es recomendable considerarla nula, aunque puede alcanzar valores entre 1 y 2 kg/cm<sup>2</sup>. Por otro lado tenemos que la resistencia en compresión de la mampostería de ladrillo suele variar entre 5 y 50 kg/cm<sup>2</sup>.

Tabla 4 Propiedades mecánicas de mampostería de edificios históricos

Material	Peso Volumétrico t/m <sup>3</sup>	Resistencia a compresión	Resistencia a cortante	Módulo de elasticidad
Adobe	1.8	2-5	0.5	3 000
Bloques de lepetate con mortero de cal	1.8	5-10	0.5	5 000
Ladrillo con mortero de lodo	1.6	5-10	1.0	5 000
Ladrillo con mortero de cal	1.6	15-20	2.0	10 000
Mampostería de piedra irregular con mortero de cal	2.0	10-15	0.5	5 000
Mampostería de piedra de buena calidad	2.0	30	2.0	20 000

Resistencias y módulos, en kg/cm<sup>2</sup>  
Las propiedades indicadas representan valores conservadores entre los encontrados en la literatura.

La resistencia de un muro a fuerzas por cortante es regida por esfuerzos de tensión, esta vez en dirección diagonal; por lo mismo, los valores de resistencia que se alcanza a la tensión la mampostería es baja, por lo que la falla se produce por una grieta diagonal como las que es frecuente encontrar en muros afectados por hundimientos diferenciales y por las inducidas por los sismos.

El comportamiento estructural de la mampostería ante los diversos tipos de esfuerzos es frágil. Es decir, el material falla de manera súbita al alcanzar el límite de su capacidad de carga. La falla frágil se manifiesta para las mamposterías de mayor resistencia. Por lo que estas estructuras están expuestas a un colapso sin previo aviso debido a que no manifiestan señales de daño cuando alcanzan su límite máximo de esfuerzo.

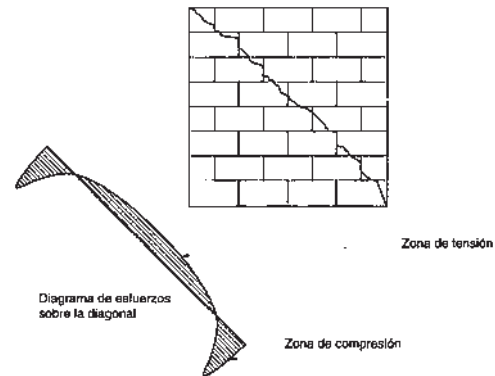
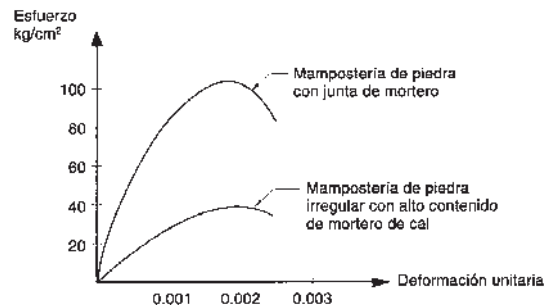


Fig. 17 Mecanismo de falla de mampostería por tensión diagonal

La relación esfuerzo-deformación es casi lineal para niveles relativamente bajos de esfuerzos. Por otra parte la deformación incrementa proporcionalmente a los esfuerzos y la tendencia de falla se da en forma súbita cuando se alcanza el máximo esfuerzo resistente. Cabe mencionar que los materiales que tienen una menor resistencia presentan un comportamiento menos frágil, y conservan esfuerzos cercanos al máximo para deformaciones relativamente altas.

Para fines de análisis de las deformaciones de las estructuras de mampostería, así como para el cálculo estructural, es importante conocer el valor del módulo de elasticidad del material, ya que tiene variaciones en intervalos amplios. Se han obtenido resultados desde 5,000 kg/cm<sup>2</sup> para la mampostería con aparejo irregular con altos contenidos de mortero, hasta 200,000 kg/cm<sup>2</sup> en mampostería de sillar



de buena calidad con juntas de mortero delgadas. En una misma edificación, los módulos de elasticidad de los materiales que forman parte de los elementos arquitectónico-estructurales llegan a presentar distintas variaciones, e influir significativamente en la distribución de cargas entre los elementos arquitectónicos del edificio histórico.

Cuando se aplica una carga de compresión a un elemento de mampostería, se obtiene una deformación inicial elástica por efecto de la carga; ahora si la carga se mantiene aplicada sobre el elemento, éste continuará deformándose por la contracción por fraguado del mortero y el flujo plástico ocasionado por la presencia de la carga. Para el caso de edificios históricos pudo haber ocurrido la deformación de la mampostería en las primeras semanas, aunque siguen aumentando lentamente con el tiempo y el aumento son poco significativos después de un año, por tanto el material de estas edificaciones produjo su reacción en su momento edificatorio.

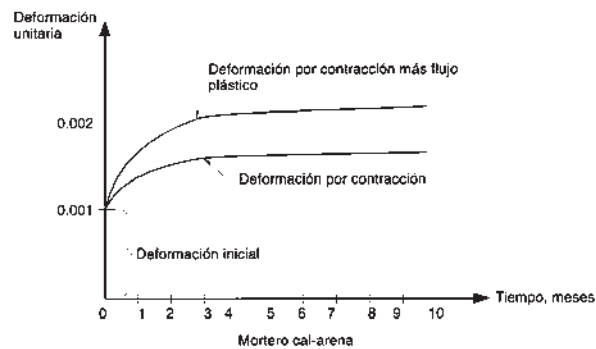


Fig. 18 Curva de deformaciones en la mampostería

Por otra parte tenemos que la mampostería llega a experimentar cambios volumétricos importantes por contracción de los materiales componentes. Como ejemplo tenemos que para la mampostería a base de ladrillo o piedra, el efecto de contracción se debe al fraguado del mortero de cal que va acompañado de retracciones significativas; para la mampostería de adobe, su efecto es por el secado del barro; siendo necesario tomar en cuenta la presencia de este fenómeno para la reparación o sustitución de elementos estructurales en los edificios históricos, tomando en cuenta que aunque se empleen los mismos materiales de existentes de origen, las partes nuevas tienden a contraerse y a separarse de la estructura original.

Asimismo se produce otro cambio volumétrico significativo en la mampostería llamado flujo plástico, donde el material que es sometido a carga de compresión, después de un acortamiento inicial elástico, se mantiene deformando en el tiempo, mientras la carga permanezca actuando. Este efecto debe considerarse en los morteros de cemento Pórtland y en los morteros a base de cal para lo cual la deformación final logra mantenerse en el mismo intervalo que la inicial. Este fenómeno debe tenerse presente para la inserción de nuevos elementos resistentes en las estructuras existentes. Cuando se produce el flujo plástico puede existir transferencia de carga de elementos inicialmente muy rígidos, pero que al continuar deformándose, ceden parte de la carga a otros menos sensibles a este efecto.

El efecto de flujo plástico permite que los elementos estructurales de mampostería tiendan a deformarse ante hundimientos diferenciales que van aumentando lentamente con el tiempo. Un ejemplo de lo anterior se presenta cuando existen distorsiones en los muros y cubiertas de mampostería de los edificios históricos.

Las deformaciones producidas por flujo plástico por lo general son directamente proporcionales al volumen de mortero en la mampostería. Por tanto tenemos que para elementos de mampostería con aparejo irregular, el mortero llega a constituir hasta el 60% del volumen total; para la mampostería a base de sillares de cantera, apenas se logra tener un 2 o 3 % del total, dando como resultado que los primeros llegan a presentar deformaciones diferidas mucho mayores.

Para fines de análisis de la resistencia de elementos de mampostería en la arquitectura histórica, se recurre al empleo de reglas empíricas, aunque se han empleado dos hipótesis sobre el comportamiento estructural de la mampostería: la primera se refiere a un comportamiento lineal hasta la falla, dando lugar al empleo de las fórmulas de teoría elástica para el cálculo de esfuerzos; la segunda se refiere a un comportamiento plástico, es decir que antes de la falla es factible que toda el área de la sección que está sujeta a esfuerzos de compresión, logre alcanzar el esfuerzo máximo resistente a la compresión. Esta última hipótesis puede interpretarse no apropiada al comportamiento de un material relativamente frágil, como la mampostería, es la que permite mejores estimaciones de la resistencia, debido a que la distribución de esfuerzos que se presentan durante la falla producen una plastificación mucho más cercana que a la distribución lineal.

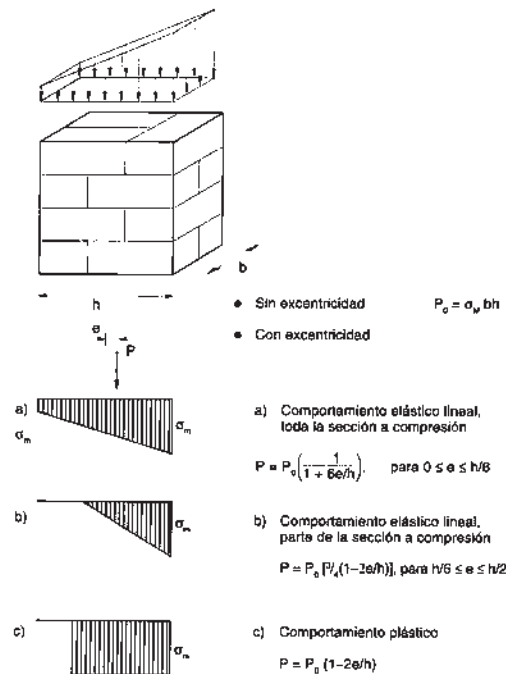


Fig. 19 Esfuerzos internos en un elemento sujeto a flexocompresión

Un procedimiento adecuado para mejorar el comportamiento mecánico de la mampostería ante la presencia de cargas de compresión, es mediante el empleo de un confinamiento que

permita restringir la deformación lateral por efecto de Poisson<sup>13</sup>. Experimentalmente se ha encontrado que la aplicación de un esfuerzo lateral de confinamiento, logra aumentar el esfuerzo de compresión resistente y, sobre todo, la deformación de falla.

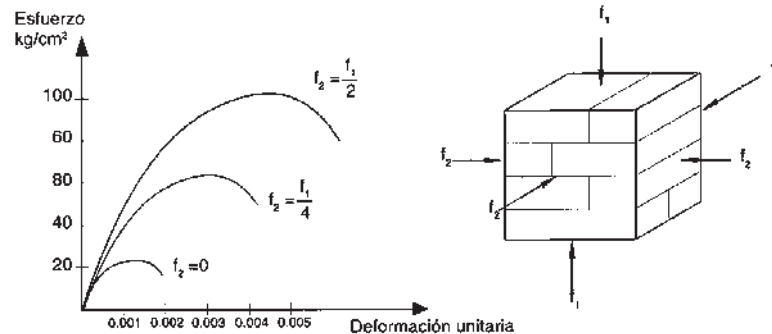


Fig. 20 Curva esfuerzo-deformación del efecto de la presión lateral de confinamiento

La presencia de carga axial combinada con un momento flexionante, es el resultado de una carga excéntrica que actúa en generalmente en los elementos arquitectónicos de mampostería que forman parte de los edificios históricos. Sin embargo para determinar la capacidad de resistencia de elementos sujetos a esta condición de carga, es recomendable reducir la carga axial que es capaz de resistir el elemento estructural de mampostería, para tomar en cuenta los efectos de la excentricidad y de la relación de esbeltez.

#### Madera:

La madera junto con la piedra ha sido el material más empleado en los edificios históricos. Su disponibilidad, su bajo peso volumétrico y su adecuada resistencia a esfuerzos de flexión permite que sea atractiva, como elemento estructural para techos, cubiertas, columnas y como elemento rigidizante de muros. En diversas edificaciones se recurrió a la madera como refuerzo de estructuras de mampostería, empleándose como refuerzo interno en algunas columnas de mampostería o como refuerzo vertical y horizontal en muros. Uno de los objetivos de los elementos de madera es lograr la conexión entre los elementos estructurales (columna-viga-muro). La conexión o amarre que no es posible lograr en la mampostería por su escasa resistencia a esfuerzos de tensión; se puede lograr conexiones (ensambles) apropiadas con la madera. Particularmente en zonas de frecuente actividad sísmica, por lo que es común que en los edificios históricos cuenten con un refuerzo de madera en el interior de los elementos arquitectónicos de mampostería.

Una de las desventajas que presenta la madera es la reducida durabilidad, la vulnerabilidad ante el ataque biológico y el intemperismo que han causado deterioro y destrucción de los elementos de madera, por lo que pocas edificaciones de este material se conservan hasta hoy en día. Otro inconveniente que se suscita en la madera para su uso en estructuras de grandes proporciones consiste en la dificultad de realizar las conexiones, particularmente cuando el elemento debe generar esfuerzos de tensión.

<sup>13</sup> Efecto de Poisson: Cuando se somete una pieza de mampostería a una carga creciente de compresión, se registra un acortamiento longitudinal progresivo de la pieza y a la vez se presenta una deformación transversal.



Las propiedades que definen la calidad estructural de la madera incrementan con el peso específico de la madera, la cual varía entre 600 y 1000 kg/m<sup>3</sup>, empleándose como valor promedio de 800 kg/m<sup>3</sup> para madera de pino.

En cuanto a la resistencia a la tensión paralela a la dirección de las fibras, ésta resulta ser baja, la cual suele despreciarse en los cálculos. En cuanto a la resistencia a compresión en la dirección de las fibras es menor que en tensión, variando entre 80 a 100 kg/cm<sup>2</sup>, esta diferencia se debe a un posible pandeo de las fibras que llegan a ser muy esbeltas. Para la resistencia a la compresión normal a las fibras se encuentra entre 15 a 30 kg/cm<sup>2</sup>, y su esfuerzo cortante resistente entre 15 a 20 kg/cm<sup>2</sup>. Su módulo de elasticidad se considera entre 80,000 a 100,000 kg/cm<sup>2</sup>, según el tipo de madera y sus condiciones de protección.

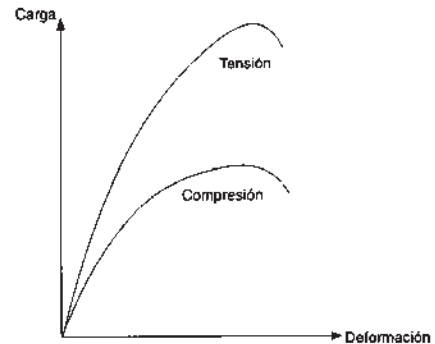


Fig. 21 Curva esfuerzo-deformación de la madera

Tabla 5 Esfuerzos permisibles para la madera

TIPO DE ESFUERZO	PINO, OCOTE Y CEDRO ROJO			O Y A M E L		
	Madera de 1ª 100 %	Madera de 2ª 80 %	Madera de 3ª 60 %	Madera de 1ª 100 %	Madera de 2ª 80 %	Madera de 3ª 60 %
Compresión perpendicular a las fibras	11	8.8	5.5	8	6.4	4.8
Compresión paralela a las fibras	60	48	36	50	4	3
Tensión perpendicular a las fibras	3	2.4	1.8	2.5	2	1.5
Tensión paralela a las fibras	70	56	42	60	48	36
Cortante perpendicular a las fibras	35	28	21	25	20	15
Cortante paralela a las fibras	12	9.6	7.2	9	7.2	5.4
Trabajo a flexión	90	80	60	90	80	60
<b>TIPO DE CONSTRUCCIÓN</b>	<b>PROTEGIDA</b>		<b>SEMI-PROTEGIDA</b>	<b>A LA INTEMPERIE</b>		
Permanente	1.00		0.85	0.75		
Semipermanente	1.20		1.05	0.90		
Provisional	1.35		1.14	1.00		
Coeficiente de seguridad 1/4      Coeficiente de trabajo a flexión = 60 a 90 kg/cm <sup>2</sup>						

Los esfuerzos resistentes antes referidos corresponden a la madera sana, sin nudos; ya que la resistencia de la madera se ve afectada por la presencia de nudos y por la dirección de las fibras de la madera con respecto al eje del elemento. Otro factor que interviene en las propiedades mecánicas de la madera es su contenido de humedad. Es recomendable que en la reposición de elementos deteriorados de madera, se procure que los nuevos elementos tengan un bajo contenido de humedad para que su comportamiento pueda ser compatible con los existentes, que han logrado el proceso de secado, ya que las dilataciones de la madera llegan a fracturar la mampostería; además las contracciones por secado de la madera tienden a producir agrietamiento a los elementos de este material.

Hierro:

Sin lugar a dudas el acero es el material estructural por excelencia, aunque desde la antigüedad ya fueron utilizados distintos metales para fines estructurales, tal es el caso de las armaduras de bronce que fueron colocadas en el pórtico de acceso al panteón romano.

Cabe mencionar que el bronce tuvo algunas aplicaciones aisladas con respecto al hierro por su mayor durabilidad al no ser sujeto a corrosión.

A partir del siglo XIX el hierro fundido se emplea en estructuras debido a la facilidad con la cual podían moldearse una gran variedad de formas, pero las grandes variaciones de la sección transversal (donde se producirá una concentración de tensiones) y su fragilidad debido al alto contenido de carbono, hacían que la resistencia a tensión fuera sensiblemente inferior respecto a la compresión y así, solo era apropiado para columnas y arcos.

El uso que tuvo el hierro fundido fue para tensores desde épocas antiguas, para lo cual se emplearon diferentes sistemas de anclaje. Estos anclajes en lo general no contaban con sistemas de ajuste para controlar la tensión del tirante; para ello se empleaban cuñas y muy a menudo se calentaba la barra en toda su longitud antes de colocarla, para que al enfriarse tendiera a contraerse y quedara tensada.

Por otro lado tenemos que el hierro colado tiene alta resistencia y puede dar lugar a elementos de características uniformes. Para el siglo XVIII este material llegó a ser suficientemente económico como para su uso estructural a escala importante. Además es un material de buena resistencia, pero notablemente frágil cuando se sujeta a esfuerzos de tensión, debido a su alto contenido de carbono. Por ello fue empleado en lo general para elementos sujetos a esfuerzos de compresión, como columnas, postes y arcos, sus conexiones fueron adaptadas de las usuales en estructuras de madera.

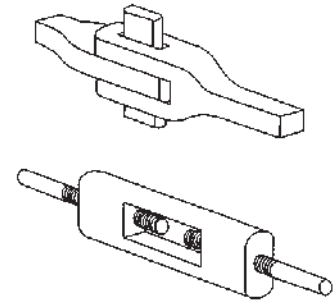


Fig. 22 Tensores metálicos (templadores)

A fines de siglo XIX se comienza a utilizar el hierro dulce y el acero, que es un material férreo (aleación cuyo mayor componente en peso es hierro) con un porcentaje de carbono al 2%, que puede ser laminado en caliente para obtener distintos elementos estructurales. La trabajabilidad del acero permitió el desarrollo de formas de unión más eficientes y sencillas, como los pernos, remaches, tornillos y la soldadura.

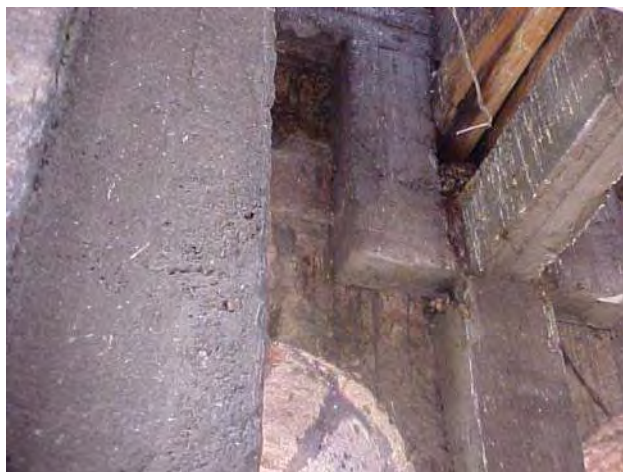
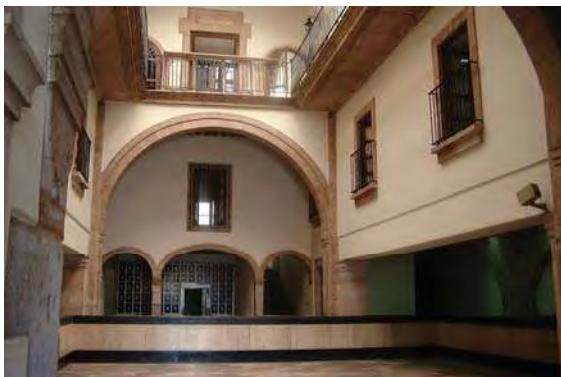
Su resistencia a tensión se compara con la de compresión y el bajo contenido de carbono hace que sea un material de gran ductilidad<sup>14</sup>. Desde este punto de vista el acero es actualmente el material ideal, ya que ofrece ambas ventajas (resistencia y rigidez) y además se aproxima a un comportamiento homogéneo (mantiene constantes sus propiedades físicas y químicas punto a punto), e isótropo (sus propiedades mecánicas es decir la relación tensión-deformación independientemente de la dirección estudiada).

El comportamiento estructural en los edificios depende básicamente de las características geométricas, del sistema estructural y de las propiedades de los materiales en que esta construida.

<sup>14</sup> Solo se reduce a muy bajas temperaturas, fenómeno estudiado por la mecánica de fractura, al igual que la propagación de fisuras probables, que introduce el concepto de la denominada tenacidad a fractura.

## CAPÍTULO II

### EVOLUCIÓN DE LA NUEVA TECNOLOGÍA CONSTRUCTIVA EN INMUEBLES HISTÓRICOS



Edificios históricos de Morelia, Mich. Intervenido con elementos de concreto reforzado

---

## 1. EVOLUCIÓN DE LA NUEVA TECNOLOGÍA CONSTRUCTIVA EN LA ARQUITECTURA HISTÓRICA

Hoy en día existe un momento singular en la tecnología constructiva, llena de contradicciones. Por un lado, las nuevas técnicas constructivas y los nuevos materiales que se incorporan al cambio general y progresivo del ámbito de la construcción; por el otro, **el desconocimiento y la desconfianza hacia las técnicas tradicionales** que caracterizan a los edificios históricos, predominando una irracional confianza en nuevos materiales, no comprobados lo suficientemente como para introducirlos en edificios históricos que han perdurado generación tras generación en nuestra memoria histórica. Esta confianza tendrá su fin, cuando se comprendan los edificios históricos y las normativas reconozcan que los materiales tradicionales deben ser usados con generosidad y sabiduría y se prohíban las falsificaciones o imitaciones<sup>1</sup>.

Como antecedente se tiene que todavía a principios del siglo XX, las obras restauración en edificios históricos se ejecutaban con técnicas y criterios propios de la construcción de mampostería natural; aún no aparecía la discontinuidad, bajo el aspecto técnico de materiales, entre arquitectura nueva y restauración de edificios. Es decir, se empleaban los mismos materiales y los mismos criterios estructurales, produciéndose que las dos actividades, nueva construcción y restauración, terminaran por ejecutarse recíprocamente. Por lo tanto, antes de que se introdujera el concreto reforzado en la arquitectura histórica del siglo XIX como actividad constructiva, no variaba tecnológicamente de la construcción histórica, a pesar de que las formas de construir habían cambiado muy poco.

A partir de mediados del siglo XX se generalizó la práctica de usar el concreto reforzado como recurso técnico para solucionar cualquier tipo de deterioro en los edificios históricos, hecho que modificó radicalmente la concepción estructural de estas construcciones y, como consecuencia, produjo una manera distinta de comprenderlos y de intervenirlos.

El concreto reforzado no sólo creó un nuevo tipo de arquitectura, sino que **impuso e impone una nueva forma de restaurar** los edificios históricos, reduciendo el ámbito de la construcción histórica y tristemente, desestimando un patrimonio de conocimientos que poco a poco están siendo olvidados; ya que la gran difusión del empleo de nuevos materiales ha provocado el abandono de la práctica de restaurar edificios con materiales y técnicas constructivas tradicionales con la misma tecnología.

A partir de que surge este nuevo material se genera una confianza en que los refuerzos con concreto reforzado proporcionarían la resistencia y la seguridad a la estructura, omitiendo, en algunos casos, la posibilidad de una restauración más coherente. Por esto es importante tener presente el concepto de que **el concreto reforzado es un material homogéneo, isótropo<sup>2</sup> y elástico, mientras que los edificios de mampostería son heterogéneos, anisótropos y presentan un comportamiento plástico**. A pesar de estas diferencias en el comportamiento estructural, con excesiva facilidad se sigue recurriendo al acero o al

---

<sup>1</sup> Pérez, Salvador, "La piel del armadillo" en *Informes de la Construcción* del Instituto Eduardo Torroja, Vol. 52, N° 468, Madrid, 2000, p. 56.

<sup>2</sup> García-Pelayo, Ramón y Cross, *Pequeño Larousse. Ilustrado*, México, Ediciones Larousse, 1981, p. 594. "Dícese de los cuerpos cuyas propiedades físicas son idénticas en todas las direcciones"



concreto reforzado, cuya efectividad y coexistencia en materia de restauración es en algunas ocasiones “dudosa”.

Otro factor que influye, a partir del siglo XX, para que se difunda el uso del concreto reforzado se debe a la **teoría de la elasticidad**, probablemente debido a este hecho: “*se presupone que las fisuras y grietas en los edificios históricos indican un peligro inminente en su estabilidad, pero esto no necesariamente es así*”; actualmente hay varios debates sobre cuál es la mejor manera de aproximarse al estudio de las estructuras de mampostería pétreo y sobre sus intervenciones<sup>3</sup>. En muchas ocasiones, las grietas y las fisuras son una de las maneras que tiene el edificio de mampostería para “defenderse” por lo que **hace articulaciones que le permiten moverse sin colapsarse**.

La utilización de refuerzos de concreto reforzado y las inyecciones armadas han sido las técnicas para consolidar estructuras de edificios históricos más utilizadas desde los años cincuenta hasta nuestros días, considerándolas altamente satisfactorias; esto favoreció a su rápida expansión por muchos países como la mejor y la única solución para conservar el patrimonio, estableciéndose como una -regla práctica- “*cada monumento deberá ser visto como caso único, porque tal es en cuanto a obra de arte y tal deberá ser también su restauración y el uso de los materiales*”<sup>4</sup>.

Uno de los primeros edificios históricos que requirió actuaciones urgentes por los daños que estaba ocasionando el concreto reforzado fue el Partenón, intervenido en los años treinta por el ingeniero Nicolaos Balanos siguiendo los postulados de la Carta de Atenas, quien rellenó el friso con elementos de concreto reforzado y a partir de 1980 se mostraron rupturas graves por el descubrimiento del hierro a la vista. En el primer coloquio internacional sobre el deterioro de las piedras, Theodore Skoulikidis explicó que las “*sucesivas restauraciones de la Acrópolis, en donde el mármol fue reforzado con elementos de hormigón armado y acero, presentan fuertes degradaciones*”<sup>5</sup>.

Estas anomalías de distinta clase que se han comenzado a presentar, en las últimas dos décadas del siglo XX, en los edificios restaurados con este material, solicitan un análisis detallado con el objeto de establecer algunos **parámetros límites** que hay que fijar en estas intervenciones. De esta manera se podrá evitar la formación de mecanismos destructores y se conocerá a fondo, de qué modo la presencia del concreto reforzado afecta a las construcciones tradicionales; esto con la vital finalidad de conservar y rescatar nuestro patrimonio monumental de intervenciones que presentan una reducida durabilidad en sus materiales.

La destrucción de los edificios antiguos y los intentos por protegerlos no han sido el producto del siglo XIX ni del XX. Desde el siglo V se tiene noticia sobre los primeros esfuerzos por rescatar las construcciones antiguas; el emperador romano Julio Maiorano promulgó un edicto donde se manifestaba la preocupación por la destrucción que estaban sufriendo los edificios de la Roma antigua y se les ponía bajo la tutela del Estado: “*...bajo*

---

<sup>3</sup> Huerta, Santiago, *Prólogo del libro Teoría, historia y restauración de estructuras de fábricas* de Heyman J., Madrid, CEHOPU, 1995.

<sup>4</sup> Esponda, Rafael, *Recientes tendencias y experiencias*, México, 1976.

<sup>5</sup> Skoulikidis, Theodore. *Deterioration des matériaux de construction et notamment des marbres para la corrosion de l'acier incorpore*, Chambery, 1971, pp. 41-45. La Rochelle. ICCROM, XIX D 84.

*el pretexto de necesidades sociales, las bellezas de la ciudad están siendo bárbaramente destruidas, los propietarios demuelen los monumentos de nuestro gran pasado para usarlos en nuevas construcciones, cuando su patriotismo debería dictarles todo lo contrario...*<sup>6</sup> A través de este decreto se prohíbe el saqueo de los edificios antiguos para usar sus elementos artísticos en nuevas construcciones. Pero con el paso de los siglos se fue perdiendo el interés en los edificios antiguos; durante la Edad Media debido a las condiciones socioeconómicas y a la falta de la conciencia histórica, se acrecentó esta desvalorización por dichos inmuebles históricos.

Pero no fue hasta el Renacimiento, cuando se comienzan a realizar estudios y análisis de los monumentos clásicos por medio de escritos, dibujos y relieves, y surge lo que se podría considerar como la primera conciencia arqueológica<sup>7</sup>; de este modo se retorna el interés por los edificios de la antigüedad, fundamentado por la corriente del humanismo iniciado por poetas, filósofos, pintores, escultores y arquitectos. El descubrimiento, en 1415, de los escritos de Vitrubio<sup>8</sup> y la teoría de actuación de Alberti<sup>9</sup>, fueron de gran influencia en la valoración de la arquitectura clásica.

Hasta mediados del siglo XVIII, cuando se desarrolló una verdadera conciencia del valor artístico e histórico de los monumentos y se comienza a plantear el tema de la restauración con una visión científica<sup>10</sup>. Las obras de los teóricos del neoclásico y del romanticismo tuvieron una indiscutible importancia en la historia de la apreciación y conservación de los monumentos históricos. Los primeros planteamientos teóricos de la ciencia de la restauración de monumentos arquitectónicos se expresaron en Francia y en Inglaterra; a diferencia, en Italia, se realizaron de forma pragmática, intervenciones que respetaban tanto el valor artístico como el histórico.

En Francia, las primeras restauraciones se realizaron con escasos conocimientos, de forma empírica, sin reglas generales que pudieran orientar los trabajos y faltando arquitectos capacitados. Los resultados fueron fatales, no sólo para la apariencia y valor histórico, sino para la integridad física del patrimonio. Gracias a la labor de Ludovico Vitet<sup>11</sup> y de Próspero Merimee<sup>12</sup> se logró una nueva generación de jóvenes arquitectos mejor preparados e influenciados por los conceptos de la restauración estilística; de todos ellos sobresale Eugene Emmanuel Viollet-le-Duc (1814-1879), por su gran aportación al

<sup>6</sup> Ibanov, V N, *Cultural Monuments and Society*, en Coloquios del Icomos, Leningrado 2-8 septiembre, 1961 en Molina, Augusto, La restauración arquitectónica de edificios arqueológicos, México, INAH, Tomo 21, Colección Científica, Arqueología, 1975. p.7.

<sup>7</sup> De 1431, es el libro de *Varietate fortuna*, obra de Poggio Bracciolini y Flavio Biondo, contiene el primer catálogo e inventario donde se describen las ruinas romanas. Rivera Javier, *Restauración arquitectónica desde los orígenes hasta nuestros días. Conceptos, teoría e historia*, en *Teoría e historia de la Restauración*. Tomo 1, Universidad de Alcalá, Ed. Munilla-Leria, 1997. p. 106.

<sup>8</sup> Encontrados en la abadía de Monte Cassino, inspiró una multitud de tratados que exponían las reglas de la arquitectura clásica.

<sup>9</sup> León Batista, Alberti establece una primera teoría de actuación sobre los monumentos de la antigüedad, los divide en tres postulados: **Continuar el edificio con estilo antiguo**, ejemplos: Bramante y Francesco de Giorgio con los proyectos del cimborrio de la Catedral de Milán, la continuación de la Catedral de Salamanca y la conclusión de la fachada de San Marcos en León; **equilibrio entre lo antiguo y lo nuevo**, ejemplo: El proyecto de Alberti para la fachada de Santa María Novela en Florencia y recubrir la estructura antigua con una estructura moderna tanto interior como exteriormente, ejemplos: Palladio en la Basílica de Vicenza y a Vasari en el Refectorio de Nápoles. Rivera, Javier, *Restauración arquitectónica desde los orígenes hasta nuestros días. Conceptos, teoría e historia*, en *Teoría e historia de la Restauración*. Tomo 1, Universidad de Alcalá, Ed. Munilla-Leria, 1997. p. 106.

<sup>10</sup> Distinguiendo las obras del pasado con las del presente.

<sup>11</sup> Fue Inspector General de la Comisión de Monumentos Históricos de 1834 a 1840. Estableció dos procedimientos para la restauración, la utilización metodológica de la arqueología y la historia del arte como sistema para conocer en el monumento las partes faltantes y las partes a reconstruir.

<sup>12</sup> Buscó perfeccionar los criterios de restauración y modelar el entusiasmo innovador, decía que “por restauración se debe entender la conservación de lo que existe, admitiendo la reconstrucción solamente de aquello que se sabe con exactitud”.



profundo conocimiento de la historia, de las formas arquitectónicas y de los sistemas constructivos de la arquitectura medieval. Sus teorías sobre la **restauración estilística** se expresaron en el “*Dictionnaire raisonné de l’architecture française du XI au XVI siècle*”, publicado en forma de fascículos entre 1854 y 1868. En todos sus estudios se analiza la edad y el carácter de cada parte del monumento con base en toda la documentación posible (escritos y dibujos). “*Si se trata de restaurar tanto las partes primitivas como las partes modificadas ¿es necesario no tomar en cuenta estas últimas y reestablecer la unidad de estilo o reproducir exactamente el todo con las modificaciones posteriores? La adopción absoluta de uno de los dos partidos puede presentar peligros y es necesario no aceptar ninguna de los dos principios de una manera absoluta, sino obrar de acuerdo con las circunstancias particulares*”<sup>13</sup>.

Carlo Perogalli resume en dos puntos, el criterio de Viollet-le-Duc:

- 1.- Cuando en un edificio existen “lagunas” provocadas por derrumbes, inclusive el que lo faltante nunca se hubiere construido, se deberá reconstruir, de tal manera de dejar el edificio completo, basándose en analogías con edificios contemporáneos<sup>14</sup>.
- 2.- Eliminar del edificio todas aquellas partes arquitectónicas o decorativas, agregadas en épocas posteriores, para reintegrarlo a su unidad original y a su pureza estilística.

En 1850 Viollet-le-Duc, inició la teoría de restaurar a través de nuevas técnicas y materiales, pensando que con este modo se podría reconstruir más rápido y más barato los elementos faltantes y corregir los errores estructurales, buscando la integridad arqueológica. Algunas de sus teorías son criticables, como dice Molina Montes: “*por su insistencia en conservar una mal entendida-unidad de estilo-, aun a costa de disminuir el valor del edificio como documento histórico y por llevar la restauración más allá de lo indicado por la evidencia disponible. Pero su insistencia en la interpretación histórica, sus conocimientos de formas y técnicas constructivas*”<sup>15</sup>, fueron un éxito para revalorar la historia de la construcción; de aquí se le considero uno de los pioneros de la restauración moderna y sus principios fueron tomados como axiomas durante todo el siglo XIX, prolongándose en algunos países hasta el siglo XX. Desafortunadamente, algunos de sus sucesores llevaron su teoría a extremos, exagerando los conceptos y ocasionando dañinas falsificaciones, no sólo en Francia sino en distintas partes del mundo.

Paralelamente se inició en Inglaterra la difusión de conceptos opuestos, inspirados en el movimiento romántico; su expositor fue John Ruskin (1819-1900) en su libro “*Seven lamps of Architecture*” dice: “*Restauración es la más completa destrucción que puede sufrir un edificio, acompañada de una falsa descripción del objeto destruido. Preservar, como el legado más precioso, la arquitectura de épocas pasadas*”. Él ataca a la reconstrucción burda<sup>16</sup> y totalmente irrespetuosa del valor histórico y de la personalidad del edificio. La teoría expuesta por Ruskin, basada en un concepto “romántico-ideal”, llegó a generar a

---

<sup>13</sup> Viollet-le-Duc, Eugene, *Diccionario razonado de la arquitectura francesa del XI al XVI siglo*, T. VIII, Paris, F de Nebele, 1967.

<sup>14</sup> Perogalli, Carlo, *Monumenti e metodi di valorizzazione*. Milán, Libreria Editrice Politecnica Tamburini, 1954, p. 42.

<sup>15</sup> Molina, Augusto, *La Restauración arquitectónica de edificios arqueológicos*, México, INAH, Tomo 21, Colección Científica, Arqueología, 1975. p.7.

<sup>16</sup> Se refiere a reconstrucciones donde lo importante era construirlos como se suponían que eran de origen, como las de su contemporáneo Sir Gilbert Scott.

*finales del siglo XIX y durante el XX la convalidación de la ruina*<sup>17</sup>. No solo en Inglaterra, sino en Grecia y en países nórdicos. William Morris<sup>18</sup> influido por Ruskin dice: “*un edificio debería ser restaurado sólo para preservar su fábrica, no debería modificarse su diseño*”.

Las teorías de Viollet-le-Duc y de Ruskin, a pesar de que se contraponen, fueron valiosas para la formación de los criterios de la restauración moderna; mientras el primero opta por una restauración excesiva que trata de devolver al edificio su apariencia real, Ruskin prefiere la mínima intervención, el mantenimiento del edificio y la valoración de la ruina.

La reacción contra estas restauraciones la realizó Camillo Boito (1836-1914) que es considerado por algunos autores como el más importante teórico de la **restauración moderna**. Buscaba una dialéctica entre lo antiguo y lo nuevo, su principal aportación fue el reconocimiento del doble valor que tiene el monumento arquitectónico como obra de arte y como documento histórico; también logra que la restauración tenga bases arqueológicas y de proyecto. Establece en 1883 algunos principios, que han sido considerados por varios críticos como la primera Carta del Restauo.

1.- El monumento cuando sea necesario intervenir, deberá ser consolidado antes que reparado, reparado antes que restaurado.

2.- Serán considerados como monumentos, aquellos agregados que se hicieron en el edificio primitivo, excepto en los casos que teniendo una importancia artística e histórica menor que la del propio edificio y que oculten alguna parte notable del mismo, será aconsejable la remoción.

3.- Una placa colocada en el edificio recordará la fecha y las principales obras.

4.- Diferencia de materiales en sus fábricas.

5.- Supresión de molduras y decoración en las partes nuevas. En los monumentos arqueológicos, las partes de complemento deben dejarse con superficies lisas.

6.- Durante la reparación deberán hacerse fotografías antes, durante y al final.

7.- Notoriedad visual de las acciones.

En las enseñanzas de Boito se aprecia una mayor comprensión de la autenticidad y en el valor de los monumentos, influyó en diversos críticos y restauradores, pero esto no evitó como dice Pierro Gazzola “*proceder a adiciones y reconstrucciones, ni cometer errores y excesos que reprobaba en Viollet-le-Duc*”. Los criterios de Boito aún hoy tienen vigencia en la restauración.

A principios del siglo XX, excepto en Inglaterra, en el resto de los países se continuaba restaurando bajo los planteamientos ideológicos de Viollet-le-Duc<sup>19</sup>, uno de los principales

---

<sup>17</sup> Debido a la influencia y valoración sobre este concepto de la ruina se llegó a “generar ruinas artificiales dentro del pintoresquismo característico de aquellos países”. Rivera, Javier, en *Teoría e historia de la Restauración*, Tomo I, Madrid, Universidad de Alcalá de Henares, 1997. p. 133.

<sup>18</sup> Morris, Ruskin y Zorzi participaron en uno de los debates más importantes sobre la defensa del patrimonio, en este caso la Catedral de San Marcos en Venecia.

exponentes de recomposiciones estilísticas fue Alfonso Ruliblan (1848-1913) quién restauró diversos monumentos en Bolonia, Italia “*caía en restauraciones arbitrarias cuando pretendía integrar los monumentos basándose en su intuición y en analogía de otros monumentos*”.

En los primeros años del siglo XX, se llevaron a cabo dos restauraciones opuestas a los principios teóricos de Boito; sus actuaciones suscitaban grandes polémicas y despertaron un mayor interés hacia el patrimonio.

La **primera** fue en 1902, al derrumbarse la Torre de San Marcos en Venecia donde existieron distintas ideas tales como: construir una obra moderna, realizar una exacta reconstrucción ahí o en otro lugar, etc., al final se decidió reconstruir el campanario con el lema *come era e dove era*, influenciada fuertemente por los conceptos de la restauración histórica. El criterio se sustentó: “*además de su valor específico como monumento, formaba parte importante de la composición de la Plaza misma y, por tanto, su pérdida cambiaba totalmente la concepción del espacio y era indispensable su reedificación*”<sup>20</sup>. Es importante resaltar que es uno de los primeros edificios donde para su reconstrucción se utilizó concreto armado en los cimientos, en la estructura, en la nueva cúpula y se revistió todo con materiales tradicionales, la nueva torre pesó dos mil toneladas menos que la antigua.

La **segunda** intervención realizada por Sir Arthur Evans fue a partir de 1900 en Cnosos, por su carácter irreal se le consideró como “*la reconstrucción más intensiva y despiadada que jamás se haya intentado en un complejo arqueológico*”<sup>21</sup>.

Gustavo Giovannoni (1873-1947) formuló su propia teoría nombrado **restauración científica**. Esta teoría estaba fundamentada en la valoración tanto histórica como artística de los monumentos y en la absoluta necesidad de veracidad; decía que la restauración debe estar basada en datos concretos conocidos, nunca en hipótesis. Estableció la conducta de mínima intervención, la distinción conceptual entre edificios vivos y muertos, el concepto del marco ambiental y la defensa de los centros históricos. Rechaza efectuar innovaciones, pero en caso de que sea necesario éstas se deben identificar por medio de una fecha, con molduras esquemáticas y con **materiales diversos a los originales**.

Entre los principales teóricos que muestran una negativa por el uso del hierro están:

#### En Italia:

Giuseppe Valadier: No acepta el uso del hierro decía que: “*el utilizar tirantes de hierro producía efectos al oxidarse que disminuían la resistencia*”<sup>22</sup>.

---

<sup>19</sup> Gazzola Piero, *La Restauration des Monuments: Histoire, dans la conservation et la restauration des monuments et des bâtiments*, Paris, Série Musées et Monuments, XIV. 1973. p. 3 l.

<sup>20</sup> Bonfil Ramón, *Apuntes sobre restauración de monumentos*, México, Cuadernos de Lectura Popular. Serie Cultura Mexicana, SEP, 1971, p. 95.

<sup>21</sup> Molina Montes, Augusto, *La Restauración arquitectónica de edificios arqueológicos*, México, INAH, Colección Científica N° 21, Arqueología, 1975. p. 21.

<sup>22</sup> Valadier, *L' Architettura pratica dettata nella scuola e cattedra delle insigne. La Academia de San Luca*, Roma en Gizzi, S., *L uso dei nuovi materiali*, 1832.

Luigi Bardet: En 1809, crítica las actuaciones que Carlo Chenchi realizó en Segesta en 1781, por utilizar el hierro, ya que *“ha hecho más grande la unión entre la piedra, aumento del daño más que del beneficio”*<sup>23</sup>.

En Francia:

León de Mallerville: Se opone al hierro en las consolidaciones de la Catedral de Rouen.

Eugene Viollet-le Duc: A pesar de su apertura por el uso de hierro, expresa la dificultad estructural del acoplamiento entre la piedra original y el hierro, así como por su rigidez y dilatación. Asimismo el uso de hierro y materiales tradicionales, llega a presentar un comportamiento variable con el paso del tiempo y sumando la diversa rigidez de los materiales se convierten en una solución poco aceptable. Si alguien quiere utilizar la mampostería sobre el hierro, éste debe quedar libre para que se pueda dilatar, sin dañar la parte exterior que lo soporta.

Finalmente el patrimonio arquitectónico edificado tiene ante sí un problema extremadamente complejo cuya solución pasa por definir sistemas estructurales y procedimientos constructivos económicos, eficientes y compatibles con los criterios de conservación. Es por tanto imprescindible un trabajo conjunto entre arquitectos de conservación, historiadores e ingenieros estructurales para resolver el problema técnico que plantea el reforzamiento sísmico de edificios históricos. **Esto significa entre otros aspectos, que los arquitectos deben conocer los criterios de diseño sismorresistente y que los ingenieros estructurales deben conocer los conceptos que rigen la protección de monumentos históricos.**

---

<sup>23</sup> Sette Piera, María, *Il Restauro in Architettura Quadro storic*, Madrid, Librería Torino, 2001. p. 160.

## **2. EL USO DEL CONCRETO REFORZADO EN LA INTERVENCIÓN DE EDIFICIOS HISTÓRICOS**

A principios del siglo XX se empezó a desarrollar notables cambios en la concepción estructural de los edificios históricos y, por consiguiente, en la forma de intervenirlos sustituyendo a los materiales tradicionales por un nuevo material: El concreto reforzado. A éste material se le atribuían unas características especialmente favorables de resistencia, durabilidad, mayor rapidez de fraguado y fabricación, control del material y disminución de los costos, entre otros.

Debido a esto, los motivos de su difusión fueron muy diversos, desde aspectos sociales, históricos, científicos, técnicos, culturales y económicos. Estas circunstancias modificaron sustancialmente la concepción de los edificios de fábrica en la mentalidad del arquitecto, del ingeniero, del arquitecto restaurador y del constructor en su visión productiva, plástica y espacial, pero sobre todo estructural al introducirle un nuevo esquema de trabajo con el concreto reforzado.

La confianza por el nuevo recurso supuso transformaciones tales como la disminución del consumo de los materiales tradicionales, el rechazo hacia los trabajos artesanales, la consiguiente pérdida de mano de obra calificada y las causas para olvidar como intervenir edificios de fábrica con los materiales de origen. Por lo tanto los conocimientos sobre la tecnología constructiva antigua fueron perdiéndose poco a poco.

El siglo XX se caracterizó por el dominio del uso del concreto reforzado y del acero, en el panorama técnico y consecuentemente en los cursos de la universidad, no se ocupaban en ningún modo de la mampostería bajo el aspecto estático.

### **2.1.- Interacción de los materiales tradicionales con los nuevos materiales en edificios históricos**

El concreto reforzado se desarrolló enormemente durante todo el siglo XIX y su uso en la arquitectura se generalizó en el XX, esto significó un desplazamiento del resto de los conglomerantes que conducirá a la práctica desaparición de la cal en todas sus vertientes.

Desde principios del siglo XX se consideraron obsoletos el uso de materiales tradicionales como los morteros de cal, esto provocó la extinción del oficio artesanal que dificultó aun más el problema.

A partir de la tercera década del siglo XX se comenzó a difundir la practica de verificar el sistema estructural de los edificios históricos bajo los postulados de la teoría de la elasticidad produciendo que se comenzaran a generar los principios teóricos sobre el concreto armado, esto dio lugar, que a partir de la segunda mitad del siglo XX se usara excesivamente este material para reestructurar dichos edificios.

Algunos de los argumentos fundamentales para favorecer e impulsar la introducción de estos nuevos materiales en la intervención de edificios históricos, fue la suma de los siguientes factores:

- La ausencia de sistemas para comprender el comportamiento estructural de los edificios históricos con materiales o, dicho de otra forma, *la falta de una teoría científica sobre el comportamiento de estos materiales*.
- La dificultad para interpretar la geometría y la estabilidad del conjunto edificatorio.
- La ignorancia de las técnicas y los materiales tradicionales permitió la aparición de paliativos<sup>24</sup>.
- La poca resistencia que se le presuponía a las estructuras tradicionales desconfiando sobre su estabilidad.
- El surgimiento de una nueva teoría basada en el comportamiento elástico de las estructuras, que se presenta por el concreto reforzado.
- El enfoque de la ciencia de la construcción centrado exclusivamente en los nuevos materiales<sup>25</sup>.
- La confianza absoluta en el concreto reforzado se aprecia en lo que dice López Otero: “...el triunfo son las intervenciones con concreto armado, ningún material ni sistema constructivo le aventaja, por su plasticidad, por su facilidad de adaptación, por su gran unidad constructiva, incombustibilidad y hasta economía. Además, tiene el concreto, la curiosa cualidad de comportarse como un ser viviente, contrayéndose localmente para sustraerse a esfuerzos excesivos y transportarlos sobre las regiones de fatiga, de tal modo, que acaba por adoptar un estado de equilibrio más perfecto”<sup>26</sup>.

La desconfianza en las técnicas y los materiales tradicionales se fundamentó en cuatro aspectos:

1. La búsqueda de nuevas técnicas que mejoraran las condiciones actuales.
2. La pérdida de los oficios artesanales.
3. El cambio de mentalidad del comportamiento constructivo en los edificios históricos.
4. La atracción de resolver problemas estructurales bajo la base científica.

En esta época, la influencia de la nueva tecnología y el saber científico tuvieron gran importancia en el impulso del concreto armado, así se expresa en el artículo “*Les moyens*

---

<sup>24</sup> El término de materiales paliativos se refiere al uso que se le dio al concreto armado por algunos autores franceses como Pallot, Eric, *L'utilisation du beton dans la restauration des monumets historiques*, Paris, 1997.

<sup>25</sup> Este suceso se incrementó con la rotura entre ingenieros y arquitectos en 1747 en Paris, que condujo a la fundación de “Ecole des Ponts et Chausées”, de esta forma se produjo el abandono del análisis hacia los materiales tradicionales y el inicio erróneo de la sobre posición de la ciencia de la construcción.

<sup>26</sup> López Otero, Modesto, *La técnica moderna en la conservación de monumentos*, Madrid, Faure, 1932. pp. 14-17.



*modernes de construction appliques a la restauration des monuments” de Gustavo Giovannoni donde menciona que “el campo de la restauración está abierto a la contribución de la física y a los modernos medios constructivos, en especial, el uso del concreto armado en sus variadas aplicaciones”<sup>27</sup>.*

En los países más industrializados el concreto reforzado se insertó rápidamente dentro de los cambios de la arquitectura<sup>28</sup> del siglo XX, representando en muchos casos el desarrollo del país; esto provocó “*pérdida de tradiciones constructivas, confianza en la alta tecnología y bajo costos de mano de obra*”<sup>29</sup>.

Es así como, la desconfianza hacia los materiales y los procedimientos tradicionales produjo que, al valorar la seguridad de las estructuras antiguas con las nuevas normativas de construcción y de sismo, se obtuvieran resultados desfavorables en cuanto a la resistencia de estos materiales y se introdujera el concreto armado como solución.

La idea de confiar a la moderna estructura de hierro y del concreto reforzado, la función estática para intervenir edificios históricos nace a principios del siglo XX, encabezada por arquitectos, ingenieros y arquitectos restauradores, que interpretaban los modelos estáticos de los organismos en piedra según la óptica y los principios estructurales que estaban naciendo en aquel preciso período histórico.

Haciendo historia sobre como surge el nuevo concepto estructural en la arquitectura, el científico Cauchy en 1823 elabora los principios de **la teoría de la elasticidad**, punto de partida para el conocimiento sobre el comportamiento de las estructuras.

A través de esta teoría, era posible resolver sobre la base científica el problema de la estructura portante, pero para llevar a la práctica esta teoría, Luigi Sorrentino en 1999 establece que fue necesario “*recurrir a un material suficientemente similar al formulado en la hipótesis por el matemático francés, y de esta manera obtener las características intrínsecas que tendría el nuevo material: la homogeneidad, la isotropía y la elasticidad. El hierro y después el acero eran los nuevos materiales que contenían dichas propiedades, y que a través de los cálculos numéricos se garantizaba su seguridad estructural. A diferencia, las características intrínsecas de los materiales tradicionales son la heterogeneidad (constituida por el conjunto de ladrillos o piedras de distintos tamaños y de la cal como aglomerante), la anisotropía (debido a la presencia de juntas entre los materiales) y sobretodo la resistencia<sup>30</sup> a compresión y su comportamiento plástico*”. Por lo tanto, esta atracción de poder resolver sobre la base científica los problemas estructurales, ayudo a impulsar la difusión del concreto reforzado y del acero para resolver con cierta “seguridad” reestructuraciones de edificios históricos.

---

<sup>27</sup> Giovannoni, Gustavo, “Les moyens modernes de construction appliques a la restauration des monuments” en *La conservation des monuments d’art et d’histoire*, 1931, pp. 179-184.

<sup>28</sup> En la arquitectura moderna fue el material más utilizado, su gran aceptación fue por diversas características: “ningún material ni sistema constructivo le aventaja por su plasticidad, facilidad de adaptación, gran unidad constructiva, incombustibilidad y hasta economía”. López Otero, Modesto, *op. cit.*, p. 14.

<sup>29</sup> Segarra Lagunes, Margarita, “Debate actual sobre la conservación del patrimonio construido”, en *Memorias de Congreso ICOMOS*, México, 1999.

<sup>30</sup> Sorrentino Luigi, *Comportamento sismico delle costruzioni murarie storiche. “Evoluzione e interpretazione meccanica dei criteri e delle tecniche di intervento”*, Tesi di laurea in Problemi statici del restauro. Università “La Sapienza”, Roma, 1999.

A principios del siglo XX se consideraba que la obra de fábrica no tenía futuro, porque se prestaba poco a la esquematización y a los requisitos de base que cualquier formulación teórica requería para ser desarrollada: homogeneidad, isotropía, solidez.

Acerca de la llegada de los nuevos materiales, Salvatore D'Agostino dice: “el concreto reforzado y el acero, el desarrollo de la teoría de la elasticidad y la idea del “marco rígido” de los edificios modernos, supusieron que las construcciones antiguas perdieran el sentido de unidad<sup>31</sup>.”

Estos conceptos ayudaron para que se expandiera un nuevo tipo de construcción, que al traspasar las nociones de aumento de rigidez y comprobación numérica, al ámbito de la restauración, se desencadenó la difusión del concreto reforzado como el recurso más utilizado para resolver todo tipo de problemas. Además, de 1890 a 1930, se publicaron numerosos manuales sobre la técnica del concreto reforzado, confirmando su creciente difusión como nueva tecnología.

Desde un punto de vista no mecánico sino más bien estético, una decisión a favor del uso del concreto reforzado, fue la exigencia de que las intervenciones fuesen inmediatamente distinguibles del conjunto existente. Angelis de Ossat establece que: “*Las características del concreto reforzado aseguran sinceridad y franqueza, diferenciándose de las obras del pasado y constituyendo una estructura automáticamente fechada, sin confundirse con la original y sin pasar por falsa*”<sup>32</sup>. Esta idea acerca de distinguir lo nuevo de lo viejo ha sido una necesidad recurrente en la restauración, teniendo como antecedente a Camillo Boito (1883) que solicita: “...*la diferencia de los materiales de fábrica*” y posteriormente la Carta de Atenas (1931) en el punto IV recomienda que: “*los nuevos materiales fueran siempre reconocibles*”.

El éxito del aspecto formal se apoya por la búsqueda de un lenguaje moderno de la arquitectura, utilizando la nueva tecnología como elemento fundamental que rompe con la forma, materia y sistema constructivo de la arquitectura premoderna. Hay mucho eclecticismo y el lenguaje de lo antiguo y lo histórico se confrontan con el nuevo material, por lo cual, el concreto reforzado se establece rápidamente.

Dentro de las múltiples razones que han favorecido a la difusión del concreto reforzado, algunas son claramente **constructivas**, en especial, surge como respuesta para el refuerzo de la estructura original frente a movimientos sísmicos, a nuevos requisitos solicitados por los actuales reglamentos de construcción y a nuevos usos del edificio.

Las razones de carácter **estructural** se producen por la eficiencia que la estructura moderna demostraba sobre la base científica, mientras que la tradicional era manifestada sólo por la experiencia del tiempo, criterio que con el cambio de mentalidad hacia la valoración de lo científico, **el empirismo perdía su significado**. Se propuso un nuevo criterio de

---

<sup>31</sup> Conforto, M. Leticia, D'Agostino, Salvatore, “The use of brickwork in the conservation and restoration of archeological monuments: tradition and current views”. en *Proceedings of International Symposium “Ceramics in Architecture”* (July). Edited by P. Vicenzini. Roma, 1994, p. 255.

<sup>32</sup> De Angelis d' Ossat, Guglielmo, Intervento all tavola rotonda: il ruolo del cemento nel restauro e le prospettive future. Carbonara, *Restauro e cemento in architettura*, Vol. 2, Roma, AITEC, 1985, p. 426.

intervención basado en la introducción del concreto reforzado en el sistema estructural de los edificios históricos; éste material hacia posible la comprensión de los daños y el control científico de la construcción antigua bajo los nuevos planteamientos de resistencia de los materiales y de las normativas.

Las razones de carácter económico estuvieron relacionadas con la rapidez de elaboración y con la disminución de los costos en obra y en la producción. La urgencia que se requería para solucionar múltiples deterioros en la época de la posguerra en Europa. Los procedimientos del concreto reforzado se industrializaron, por lo tanto, se tuvo mayor control de calidad y se convirtió en “la manera de hacer” de los constructores. Se perdieron los conocimientos sobre la técnica constructiva antigua y por ende, la especialización de la mano de obra.

Las razones para evitar los constantes **daños por sismo**. El 5 de marzo de 1909<sup>33</sup> F. Hennebique presentó a la Sociedad de Ingenieros de París la memoria titulada “*El hormigón armado y el terremoto*”, donde establecía que este nuevo material era capaz de soportar mejor los sismos a causa de la homogeneidad que consiente la contemporaneidad de vibración y aceleración; no es destructible, como la madera o el hierro, por los incendios que siguen siempre al terremoto; no tiene límites de altura; el nuevo material permite construir iglesias, palacios monumentos con un peso relativamente reducido y ni se deberá temer por el desplome porque tendrá mayor estabilidad.

Todos estos argumentos, por un lado, provocaron la **desconfianza hacia los materiales tradicionales y hacia los procedimientos empíricos** y, por el otro, impulsaron la preferencia por los materiales modernos basados en análisis científicos.

## **2.2.- Primeras teorías de la intervención de edificios históricos con concreto reforzado**

Uno de los primeros antecedentes teóricos sobre la intervención de edificios históricos con concreto reforzado fue Anatole de Baudot (1834-1915), discípulo de Viollet-le-Duc, quién desarrolló el uso del concreto reforzado en la restauración de edificios históricos, a finales del siglo XIX en Francia, estableció que: “*no se le debía temer a las nuevas técnicas ya que estas se basan en un mejor sistema constructivo*”<sup>34</sup>. Para 1907, estaba totalmente a favor de las restauraciones con concreto reforzado, ya que proporcionaba mejores soluciones, afirma que: “*hasta estos últimos años los trabajos de restauración han consistido en mejoras parciales, sin que las modificaciones reales se hayan realizado. Sin embargo hoy, gracias al concreto reforzado, es posible utilizar un remedio absolutamente eficaz. Está admirable técnica contribuirá a la conservación de nuestros edificios de la Edad Media sin cambiar su espíritu, con la condición de utilizarlos con inteligencia y en los límites inspirados por el respeto a la forma*”<sup>35</sup>.

Este precursor del concreto reforzado añade que el concreto tiene mayores ventajas que los métodos empíricos “*no se trata de ser sabios científicos y de quitarle al artista la libertad que necesita, sino al contrario, dejársela lo más amplia posible, poniéndole entre las*

---

<sup>33</sup> Es de los primeros documentos donde se favorece el uso del concreto reforzado para solucionar los problemas sísmicos.

<sup>34</sup> Mouton, B, “Reinforced concrete in reinforcement structures” en *Revista Monumental*, Paris, 1997, p.56

<sup>35</sup> Pallot, Enric, “L’utilization du beton dans la restauration des monuments historiques” en *Revista Monumental*, Paris, 1997, P. 50.

*manos los medios simples y algunos gracias a los cuales puede tener una idea exacta de lo que se hace en la construcción y por lo tanto, de quitarle el peso de las inquietudes y dificultades que lo rodea cuando utiliza los materiales tradicionales y los métodos empíricos”<sup>36</sup>.*

Baudot confirma estos criterios a favor de la técnica y de la ciencia del concreto reforzado poniéndolo en práctica en las siguientes intervenciones:

En 1899, consolida la cimentación de la iglesia de San Nicolás de Blois.

En 1901, construye la primera iglesia nueva de concreto reforzado en St. Jean Montmartre.

En 1905, restaura las terrazas en el Castillo de Vincennes.

Desde principios del siglo XX se comenzó a aceptar de forma unánime, el empleo de técnicas y materiales modernos, caracterizado por el concreto reforzado. Así se expresan algunos de los técnicos más representativos de este movimiento:

Gustavo Giovannoni (1931) decía que: *“el arte y la ciencia de la restauración deben admitir todos los medios y procedimientos que la técnica moderna dispone, utilizando igualmente, para fines de consolidación como de reintegración”<sup>37</sup>.*

Nicolaos Balanos (1920) en las restauraciones a través de la anastilosis, consideraba la gran ventaja del concreto reforzado: *discreto, entonado y respetuoso, como un elemento firme, sólido y durable; restauró con cemento el Arco de Tito, “para constatar así la era de la Arquitectura Moderna”<sup>38</sup>.*

Como se aprecia, anteriormente, la posición conceptual y la evolución de las ideas de los restauradores, admitieron la nueva técnica de reintegración con el concreto reforzado y tendieron a abandonar los criterios artísticos y a sustituirlos por **criterios científicos**, es aquí cuando el recurso de los materiales y de las técnicas modernas tuvo cabida en la intervención de edificios históricos.

Entre las publicaciones más importantes del primer tercio del siglo XX, que sugieren las ventajas de los nuevos refuerzos con concreto reforzado en la intervención de edificios históricos, destacan:

- Gavini, Carlo Ignazio. 1923. *Il cemento armato nel restauro dei monumento.*
- Giovannoni, Gustavo, 1931. *Sull'applicazione dei medi costruttivi moderni ed in particolare del cemento armato, nel restauro dei monumento. Industria del cemento y “Les moyens modernes de construction appliques a la restauration des monuments” (1933).*

---

<sup>36</sup> *Ibidem*, p. 51.

<sup>37</sup> Giovannoni, Gustavo, *op. cit.*, pp. 179-184.

<sup>38</sup> Garate Rojas, Ignacio, *Artes de la Cal*. Madrid, Ediciones de la Universidad de Alcalá de Henares, 1994.

- Paquet, Pierre, 1933, *Le Ciment arme dans la restauration des monuments anciens*. Paris. Institut de cooperation intellectuelle.
- Pernier, Luigi, 1933, *La conservation des palais minoens en Crete*.

### 2.3.- Primeras intervenciones con concreto reforzado en edificios históricos

Los primeros antecedentes en el uso del concreto reforzado para obras contemporáneas datan de finales del siglo XIX, con la arquitectura moderna, de donde surgió una nueva concepción de edificios, según D'Agostino Salvatore fue: “una gran revolución que transformó los 2000 años de principios arquitectónicos y de conceptos”<sup>39</sup>.

Los primeros edificios históricos restaurados con hormigón armado *se realizan a tientas y coinciden con el éxito por la construcción moderna; esta confianza por la nueva tecnología influye para que se traspasen algunos conceptos estructurales en la restauración*<sup>40</sup>.

En **Francia**, las primeras noticias son:

- Eugene Flachet (1860) consolida la torre central de la **Catedral de Bayeux**.
- Boileau (1864) refuerza el techo de una nueva **iglesia en Le Vesinet**.
- Paul Gout (1880) repara unos forjados de concreto reforzado en el **Mont-Saint-Michel**.
- Abbeville (1887) coloca nuevos elementos de concreto reforzado para reforzar la fachada y las torres de la **iglesia de Danjoy**.
- Brunet<sup>41</sup> (1897) coloca una malla de concreto reforzado por encima de las bóvedas y refuerzos en el pórtico norte de la **Catedral de Chartres**.
- Paul Gout (1906) coloca una viga de concreto reforzado entre las dos torres de la **Catedral de Reims**, para aligerar las tensiones que afectan al rosetón.
- Brunet (1905) coloca en el crucero un forjado de concreto reforzado en la **Catedral de Laon**, este material también lo usa en la torre y linternilla.
- En la **Catedral de Beauvais** (1906-1910) se reemplaza la cubierta original por un forjado de concreto reforzado.

Después de la primera guerra mundial se utilizó en un gran porcentaje de concreto reforzado para reconstruir las partes dañadas de los edificios históricos. Este material “condiciona una nueva tarea para el servicio de monumentos históricos”, ya que tiene una

---

<sup>39</sup> Conforto, M. Leticia, *op. cit.*, pp. 247-260.

<sup>40</sup> Pallot, Enric, *op. cit.*, p. 52.

<sup>41</sup> Además en otras iglesias sustituye las cubiertas metálicas por forjados de concreto reforzado.

generación de arquitectos, archivos gráficos y fotografías y, sobre todo, “*la ayuda del concreto reforzado el cual ha sido probado y es barato*”<sup>42</sup>.

Entre los arquitectos que trabajaron en la época de la posguerra dentro del servicio de monumentos históricos estuvieron:

1.- Charles Genyus<sup>43</sup>.

2) Henri Deneux intervino:

- **La Catedral de Reims** (1926) restablece la estructura que había sido bombardeada e incendiada, alrededor eran 1250 vigas de madera, frente a ésta necesidad decide sustituirlas por vigas prefabricadas de concreto “*establece que esta solución era fácil de realizar y permite mantener el aspecto exterior original del edificio*”<sup>44</sup>.
- **La iglesia de Saint-Remi de Reims** consolidó las bóvedas de piedra y sustituyó los elementos de madera por armaduras de concreto reforzado. “*Realizó un “corset” con concreto reforzado para luchar contra la inestabilidad del edificio en la zona de los arbotantes*”<sup>45</sup>.

3) Pierre Paquet<sup>46</sup> (1875-1959) intervino:

- **La Catedral de Reims** consolidó las dos torres y colocó zunchos de concreto reforzado.
- En la **Catedral de Arras** reconstruyeron toda la estructura interna de la torre con vigas, pilares y techo de concreto reforzado. Esta estructura fue recubierta con piedra tallada, los trabajos terminaron en 1930.
- **La Catedral de Rouen** fijó la fachada y en la Torre de Piazza introdujo una nueva estructura de concreto reforzado donde “*modifica notablemente el ambiente interior y a diferencia, al exterior, realiza una obra rigurosamente “idéntica” siguiendo los procedimientos medievales*”<sup>47</sup>.

4) Emile Brunet intervino:

- **La Catedral de Soissons** (1930) utiliza el concreto reforzado para las consolidaciones de las principales vigas en la cubierta.

Otros ejemplos fueron:

- **Versalles** (1925), en la ala de Luis XIII realizaron una osamenta nueva de concreto reforzado.

---

<sup>42</sup> Pallot, Enric, *op. cit.*, p. 51.

<sup>43</sup> Fue el inspector general del Servicio de Monumentos históricos.

<sup>44</sup> Pallot, Enric, *op. cit.*, p. 52.

<sup>45</sup> *Ibidem*.

<sup>46</sup> Participó en la elaboración de la Carta de Atenas, donde expuso su predilección por las restauraciones con nuevos materiales, a causa de sus ventajas en reconstrucción de edificios.

<sup>47</sup> León, Paul *et al.* “Les Monuments historiques: conservation, restauration” en *Bulletin de la société de l’histoire de l’art francais*, Paris, 1951. p.502.



- **La Colegiata de Sant Quintín** (1920), la obra de fábrica fue inyectada con concreto reforzado y el campanario consolidado con concreto.
- **Catedral de Noyon** se realizó una cubierta de concreto reforzado.
- **Capilla de Saint Nocolieme** en Plumeliain (1924), el campanario fue remodelado con concreto reforzado.

Las primeras décadas restaurando edificios históricos con concreto reforzado se caracterizaron por dos tipos de actuaciones:

- La primera consistió en introducir disimuladamente el concreto reforzado dentro de las mamposterías, **colocándolo en partes no visibles o recubriéndolo** con piedra. La filosofía intentaba como dice López Otero que “*nadie sospeche de su existencia*” o Piera Sette: “*ocultando la obra de restauración o de adecuación técnica*”.
- La segunda, basada en la restauración filológica<sup>48</sup>, se oponía a restauraciones muy invasivas por que transformaba a los monumentos dificultando su comprensión; pero “*los nuevos elementos de concreto reforzado conservaban los restos antiguos, sin alterar la forma primitiva y facilitaban la lectura al **diferenciar lo nuevo de lo viejo**. La idea era “exhibirlo como signo declarado de novedad y distinción filológica”<sup>49</sup>.*

Esta peculiaridad del nuevo material de no obstaculizar visualmente las actuaciones recientes favoreció a que se “popularizara” este recurso. Gracias a esto existen numerosos casos, donde el concreto “*parece ser usado para simplificar y restituir de manera menos gravosa la intervención, más que por absoluta necesidad*”<sup>50</sup>.

Francia e Italia fueron los predecesores del concreto reforzado en la intervención de edificios históricos en Europa. Después en España, Portugal y Grecia se utilizó a finales de los años treinta. Por último, países de la Europa central como Alemania, Polonia, Hungría y Rumania, lo aplicaron después de la segunda guerra mundial pero de manera menos exhaustiva. En cambio, en Inglaterra, existen muy pocos ejemplos de esta utilización, debido a la preferencia en la filosofía de conservar y en el uso de materiales tradicionales. La introducción del concreto reforzado en estructuras históricas fue la práctica más utilizada a partir de mediados del siglo XX, apoyada por técnicos debido a la mayor familiaridad que tenían estos profesionales con respecto a los nuevos materiales y a la seguridad que aportaba la verificación de cálculos por medio de este material.

Después de las reconstrucciones de la posguerra, la confianza por el concreto y el fuerte avance de la tecnología como signo de actualidad, produjeron que esta técnica se generalizara en Europa para resolver múltiples problemas en la restauración de edificios históricos a partir de los años sesenta.

---

<sup>48</sup> Corriente teórica de los años veinte, en España el principal exponente fue Leopoldo Torres Balbás (1886-1960).

<sup>49</sup> Sette Piera, María, *op. cit.*, p. 158.

<sup>50</sup> *Ibidem*, p.142.

Algunos de los principales fundamentos que se mencionan en esta época, sobre el uso del concreto reforzado en la intervención de la arquitectura histórica se refieren: “ningún otro material alternativo de uso corriente habría podido responder de manera adecuada a las múltiples exigencias de la restauración, se utiliza para cimentaciones de muros portantes, para ligamentos horizontales en los forjados, para la reconstrucción de techos, para la consolidación de estructuras verticales y horizontales”<sup>51</sup>. Otros aspectos sobre la elección del concreto reforzado corresponden “al reconocimiento de la cualidad de este material y a que los procedimientos son conocidos influyendo en aspectos: economía, practicidad, simplicidad de ejecución, confianza y eficacia experimentada”<sup>52</sup>.

La difusión y la preferencia del concreto reforzado en la restauración del patrimonio llegó a ser tan importante que en los años ochenta, especialistas italianos consideraban: “que la restauración en concreto reforzado, ya era, en sustancia, la restauración en sí”<sup>53</sup>.

Este fenómeno del concreto reforzado se extendió más tarde a países de América Latina, donde a finales de los años setenta-ochenta se restauraba con este material, convirtiéndose en una moda más que en una necesidad, ocasionando un choque cultural muy fuerte por las técnicas existentes, donde las técnicas constructivas estaban más arraigadas a la cultura y los materiales tradicionales se encontraban más disponibles en la región y todavía se conservaron los oficios artesanales más tiempo<sup>54</sup>.

---

<sup>51</sup> Carbonara, Giovanni, *Restauro e Cemento in Architettura*, Vol. II, Roma, AITEC, 1985, p. 268.

<sup>52</sup> *Ibidem*, p. 284.

<sup>53</sup> *Ibidem*, p.53.

<sup>54</sup> Segarra Lagunes, M., *op. cit.*

### 3. MARCO LEGAL SOBRE LA CONSERVACIÓN DEL PATRIMONIO EDIFICADO

#### 3.1.- Técnicas de intervención a través de las cartas internacionales de restauración.

La aplicación de las técnicas contemporáneas, que sitúa la restauración en el ámbito de la producción industrial contemporánea es un tema fundamental expuesto, en los *Documentos Internacionales*. Estas cartas sobre la conservación del patrimonio cultural han tenido una evolución muy importante durante el siglo XX. Específicamente, en la aplicación de los nuevos materiales se han observado cambios fundamentales en recientes fechas sobre los criterios de intervención del hormigón armado; dicho proceso sobre la manera de comprender la restauración ha dependido de aspectos como: las investigaciones realizadas al material, la presencia de nuevos deterioros de carácter mecánico, físico y químico en los monumentos y por los conocimientos hacia el comportamiento estructural de los edificios históricos.

Existen unas 15 declaraciones y recomendaciones internacionales sobre la conservación de los bienes culturales muebles e inmuebles. La primera de ellas es la Carta de Atenas que data de 1931 y dio una expresión inicial de los principios fundamentales que deben presidir la preservación y conservación de los edificios históricos.

La Carta de Venecia en 1964, reexamina esos principios, en vista de la complejidad del problema, con el fin de profundizarlos y dotarlos de mayor alcance. En esta Carta se define los términos de conservación y restauración.

Después de varias resoluciones y revisiones se elabora en 1979, la Carta para la Conservación de Lugares de Valor Cultural o Carta de Burra, Australia. Esta Carta incorpora a los términos de conservación y restauración, los de preservación, reconstrucción y adaptación. Es decir se flexibiliza y amplía las posibilidades de intervención en los edificios históricos.

La Carta de Brasilia, ICOMOS-Brasil 1995, trata sobre la autenticidad del patrimonio cultural y el mensaje que proyecta a la sociedad. Estamos ante un bien auténtico cuando existe correspondencia entre el objeto material y su significado.

Al analizar dichos conceptos, desde la Carta de Atenas (1931) donde se reflejaba un evidente entusiasmo y una radical confianza por el concreto reforzado; pasando por la Carta de Venecia (1964) influenciada por la Segunda Guerra Mundial donde la tecnología del concreto reforzado sirvió básicamente para reconstruir de manera urgente estructuras de edificios históricos; hasta la Carta del Restauo Italiana (1989) de Paolo Marconi, donde por primera vez se establece tajantemente, el no continuar utilizando el recurso del concreto reforzado como una receta de restauración para solucionar cualquier problema e impulsa una revalorización al uso de las técnicas y materiales tradicionales. Por último, está la Carta del ICOMOS (2002), donde se rechaza el uso de estos materiales por las patologías producidas y especifica, que se retomen las técnicas tradicionales y se busquen soluciones reversibles.

Debido a estos cambios sobre los criterios de restauración, el concreto reforzado adquirió auge, promovido como material maravilloso, en el primer documento internacional para la

protección de los monumentos-**La Carta de Atenas (1931)** que contiene normas de restauración muy generales, pero en ella se plantea, por primera vez, cuestiones claramente tecnológicas. El artículo V: *“Los expertos aprueban el empleo prudente de todos los recursos de la técnica moderna para la conservación de edificios antiguos y **más especialmente del concreto reforzado.**”*

El objetivo principal en la introducción de estos nuevos materiales era aportar mayor resistencia a los materiales tradicionales. La actuación se realizaba de la siguiente forma: se sacrificaba parte del muro existente para colocar las varillas, quedando completamente insertada la nueva estructura dentro del conjunto, es decir, de modo invisible cumpliendo además otro de los criterios de la restauración de los años treinta: donde se *“Especificaba que esos medios deben disimularse, salvo imposibilidad, con el fin de **no alterar el aspecto externo y el carácter del edificio que se restaura**”*.

En los textos de esos años se aprecia una evidente admiración por el concreto reforzado, como el recurso único para resolver todos los problemas. Sobrecoge el debate seguido con motivo de la conferencia en tomo a propuestas de restauración para monumentos de la Acrópolis, representado por el Partenón<sup>55</sup>, empleando cementos armados o no. Otras ponencias donde se favorece al uso del concreto en la restauración son las de Gustavo Giovannoni y Pierre Paquet.

En 1938, con motivo de las reformas a las leyes italianas sobre la protección de objetos de interés artístico-histórico y en ocasión de la fundación del Instituto Central del Restauo (ICR) en Roma, se formó la comisión ministerial presidida por **Giovannoni, Longhi y De Angelis**. De aquí surgió la Carta del Restauo Italiana y las Instrucciones para el restauo, contenían normas similares a la Carta de Atenas, con respecto al uso de los nuevos materiales dice: Art. IX *“Con el objeto de reforzar la estanqueidad de un monumento y de reintegrar su volumen, todos los **medios constructivos modernísimos** pueden proporcionar auxilios precisos y será oportuno valerse de ellos cuando la adopción de medios constructivos análogos a los antiguos no lleven al objetivo”*.

Las diversas razones para el uso del concreto reforzado en la restauración de edificios históricos estuvieron fuertemente influenciada por dos vertientes:

- **Parte teórica**, lo justificó y lo impulsó. A partir de la Carta de Atenas, el uso de materiales modernos, se *“vuelve de uso común, aunque no necesario y poco meditado, erróneamente considerado como fácil e inmediato, tanto que muy seguido, terminara calificándose como una banal y dañosa operación de rutina”*<sup>56</sup>.
- **Parte práctica**, la gran difusión y acogida de este material por los especialistas como el recurso para mejorar la calidad estructural de los edificios históricos *“consideraba que este nuevo material les permitía resolver a través de métodos científicos actuaciones que los materiales tradicionales no habían sido capaces de solucionar”*<sup>57</sup>.

---

<sup>55</sup> El Partenón fue el primer edificio restaurado, por Balanos, con concreto reforzado bajo los nuevos lineamientos de la técnica moderna.

<sup>56</sup> Sette Piera, María, *op. cit.*

<sup>57</sup> *Ibidem.*

Conjuntamente estuvo apoyado por dos factores muy importantes: **el económico** (la rapidez de elaboración) y el **científico** (la desconfianza a los materiales y procedimientos tradicionales por la comprobación de los nuevos materiales a través de la teoría de la elasticidad y de cálculos numéricos).

Paralelamente a estas circunstancias, el cambio de mentalidad y la posible influencia de la arquitectura moderna afirmaba que: el concreto reforzado es el fundamento esencial de cada edificación representando la cultura de nuestro tiempo<sup>58</sup>.

### **3.2.- Incompatibilidad de los criterios de conservación con los reglamentos de diseño y construcción.**

El problema que vamos a enfocar es cómo compatibilizar los requisitos de seguridad que se especifican en los reglamentos vigentes de diseño y construcción de edificaciones, con los criterios de conservación para edificaciones consideradas patrimonio cultural.

Los reglamentos vigentes de diseño sísmico están basados en los siguientes conceptos:

- Sismicidad del lugar.
- Respuesta del Suelo.
- Uso de la edificación.
- Tiempo de vida útil.
- Características de los materiales de construcción.
- Estado del arte del análisis y diseño.
- Economía del país.

En el caso de edificios históricos la aplicación de estos reglamentos es infundada por las siguientes razones:

- Las estructuras de edificios históricos difieren sustancialmente de las actuales en cuanto a características mecánicas y respuesta sísmica.
- Poseen ya una cierta debilidad específica, producto del deterioro causado por el paso del tiempo y usualmente, falta de ductilidad y de continuidad estructural.
- Contrario al proceso de diseño moderno, donde el ingeniero estructural decide, basado en su propia convicción y criterio, el refuerzo necesario, en el caso de edificios históricos, la decisión es compartida entre el ingeniero estructural, el arquitecto de conservación y el historiador.

Debemos tener en cuenta que cada intervención estructural en la cual se utilizan refuerzos y estructuras adicionales, usualmente de materiales modernos, reduce el valor histórico y cultural del edificio.

---

<sup>58</sup> Carbonara Giovanni, *op. cit.*, p. 48.

En un extremo se ubica el concepto de conservación radical, que podría preferir que el edificio permanezca intocable, solo con acciones de preservación, para mantener su autenticidad. En este caso, de acuerdo al riesgo sísmico que enfrente, el edificio estaría condenado a ser destruido en caso se presentara un sismo que exceda su capacidad resistente.

En el otro caso extremo se ubica el reglamento de diseño sísmico, que si se aplica en función al tiempo de vida útil que debe tener la edificación, impondría tal cantidad de refuerzos de acero y concreto que prácticamente cambiaría el sistema estructural del edificio.

En uno y otro caso el edificio histórico estaría condenado a perder su valor, ya sea por su destrucción sísmica o por un cambio sustancial en su condición material.

Entre los sistemas constructivos de los edificios modernos en todo el mundo existe una cierta similitud por lo que las experiencias de un sismo llegan a ser aplicables a los edificios de otros países, permitiendo con esto acumular con una cierta rapidez un cuerpo de conocimientos que influye en la práctica constructiva en el ámbito internacional. Esto se ha aplicado en mucho menor grado en los edificios históricos, que son en gran parte reflejo de prácticas y técnicas de construcción desarrolladas localmente.

Consecuencia de lo anterior los sistemas tecnológicos, así como los procedimientos analíticos y normativa de cálculo y construcción, que se ha desarrollado para las construcciones modernas, no puede aplicarse de forma directa a los edificios históricos. Sin embargo, los principios en que se basa el diseño de aquéllos son válidos también para estos; la difusión que ha existido en años recientes de los estudios sobre el tema, ha permitido desarrollar un cúmulo de conocimientos que han servido de guía para la evaluación y análisis de los casos específicos.



#### 4. CRITERIOS DE INTERVENCIÓN CON CONCRETO REFORZADO EN ZONAS SÍSMICAS

Dentro de esta búsqueda de documentos que hemos realizado para comprender el cambio de mentalidad que se ha producido en la reestructuración de edificios de obra de fábrica a través del concreto reforzado, creemos importante analizar la relación que existió entre aquellas construcciones históricas que han sido afectadas por los continuos movimientos sísmicos y sus refuerzos estructurales con concreto reforzado.

Además nos interesa conocer la influencia y el papel que ha jugado la legislación y/o reglamentos de las construcciones históricas durante estos años en los contextos sísmicos. Conviene destacar que todavía a finales del siglo XX, las normas sismo-resistentes seguían siendo marginales para los edificios históricos, posiblemente, ocasionando que se utilizaran materiales y técnicas como el concreto reforzado y el acero que son aptos para los edificios de nueva planta; esto se debe a que su sistema estructural de origen está pensado con estos materiales, pero en el caso de la restauración de los edificios de fábrica su sistema presenta un comportamiento estructural distinto.

Algunos autores han comentado la dificultad de “traducir” en normas técnicas, el estado de degradación de las fábricas antiguas; entre los factores destacan:

- 1) La visión lo más exacta posible de cómo se encuentra el edificio, ya que la determinación de la forma original y la de su geometría, constituye por sí mismo un problema de especialista.
- 2) Permitir un mayor grado de seguridad sin, por otro lado, modificar de manera substancial el comportamiento general<sup>59</sup>.
- 3) La incapacidad de afrontar la verificación estática con la misma metodología de análisis numérico elaborada para las construcciones modernas de materiales elásticos y continuos<sup>60</sup>.
- 4) Se refleja una incongruencia tanto cultural como técnico-operativo en la reglamentación.
- 5) La obligación de un análisis estructural en la verificación de los edificios históricos comportaría la parálisis de las intervenciones.
- 6) La dificultad de conocer la superposición de reparaciones y estados por los que ha pasado la estructura.

La teoría de restauración introduciendo concreto para reforzar edificios históricos, se inició a finales de los años sesenta en México. Al hablar del origen de este nuevo material dentro de nuestro patrimonio histórico en la Ciudad de México es indispensable hacer referencia a la teoría que desarrollaron los arquitectos José Luis y Bernardo Calderón Cabrera.

---

<sup>59</sup> D'Avino Stefano, *Técnicas constructivas y de la vulnerabilidad de las estructuras antiguas: Prevención de riesgo sísmico y su restauración*. Actas del 2do. Congreso Historia de la Construcción, Madrid, 1998.

<sup>60</sup> *Ibidem*.

Básicamente sus principios consistían en transformar la forma original de trabajo de los edificios de fábrica a través de la utilización del concreto reforzado y de las verificaciones por cálculos matemáticos; de este modo se suponía que la estructura iba a ser capaz de soportar los empujes de tensión, compresión y cortante.

Para analizar esta evolución sobre los criterios de intervención con concreto reforzado y poder rectificar como se han comportado estas reestructuraciones de los años setenta, ponemos como ejemplo tres de los edificios históricos de la Ciudad de México más característicos e interesantes por las actuaciones con dicho material, que a simple vista pueden parecer muy drásticas: el Templo de San Francisco, el Templo de Mexicaltzingo y el Templo de la Concepción, estas construcciones fueron restauradas aplicando metódicamente los criterios desarrollados por los arquitectos Calderón. En cuanto a las intervenciones de los años ochenta, de carácter civil, ponemos como ejemplo el edificio conocido como la Casa de Heras y Soto que presentaban fuertes deformaciones en su sistema estructural, por lo que el arquitecto Ricardo Prado lo reestructuró introduciendo refuerzos de concreto reforzado en el interior de las columnas del patio.

Ahora en el siglo XXI, después de treinta y cuatro años de utilización de esta técnica de reestructuración y de los diferentes fenómenos (asentamientos, sismos, hundimientos diferenciales, etc.) que han afectado la estabilidad estructural de estos edificios, es el momento para hacer una revaloración sobre la efectividad y sobre el comportamiento de estos materiales en la intervención de edificios históricos. La verificación de estos resultados de las técnicas de restauración con concreto armado podrá ser útil como experiencia para nuevas intervenciones de nuestro patrimonio histórico.

Es necesario exponer el contexto tan particular en el que se efectuaron dichas restauraciones, ya que ahora, con las nuevas valoraciones que se están estableciendo sobre este material (incompatibilidades físicas, químicas y mecánicas), con la tendencia actual de mínimas intervenciones y con la recuperación de técnicas tradicionales, posiblemente, a simple vista pudieran juzgarse como reestructuraciones sumamente agresivas, muchas veces injustificadas y dañinas para la estabilidad del conjunto. Pero, precisamente esta relación que existe entre los factores del contexto geográfico, económico, socio-cultural y las técnicas de restauración como instrumento para disminuir y contrarrestar los deterioros producidos en el patrimonio histórico, fueron las pautas que creímos importantes para analizar el surgimiento, el comportamiento y la eficiencia de las técnicas de intervención con concreto reforzado bajo estas circunstancias tan restrictivas para la restauración de los edificios de fábrica, en las últimas décadas del siglo XX.

#### **4.1.- Técnicas de intervención con concreto reforzado en México**

La reestructuración de monumentos históricos en México, aplicando por primera vez las nuevas tecnologías encabezadas por el concreto reforzado, se inició a finales de los años sesenta. Esta nueva teoría fue desarrollada por los arquitectos José Luis y Bernardo Calderón Cabrera. Dichos principios estaban fuertemente influidos por cuatro factores:

- 1) La influencia de los nuevos conocimientos sobre la estabilidad de las construcciones a través del cálculo matemático, basados en el concreto reforzado y en el acero, y la necesidad de reforzarlos a través de estos materiales.
- 2) La preocupación para rescatar el patrimonio del fuerte deterioro producido por los sismos, los asentamientos diferenciales, los hundimientos y la baja calidad de los materiales.
- 3) Antes que demoler las construcciones históricas era mejor transformarlas.
- 4) La idea de que la presencia de grietas demostraba un peligro de inestabilidad al sistema estructural de las fábricas, que no soportarían mayores esfuerzos.

El nuevo método de reestructuración consistía en “*aplicar a los edificios históricos un nuevo sistema de refuerzos estructurales, introduciendo y/o confinando con concreto reforzado: cimientos, muros, bóvedas y cúpulas, modificando en algunos casos su forma de trabajo*. El objetivo de esta actuación era que: “*los elementos fueran capaces de combatir esfuerzos de tensión, compresión y cortante tanto en plano vertical como en el horizontal*”<sup>61</sup>.

La finalidad de estos nuevos refuerzos era proporcionar las características de rigidez al conjunto, para evitar los continuos daños por sismo y asentamientos diferenciales en los edificios de fábrica.

Esta teoría fue trascendental **para la incorporación del cambio tecnológico y para la aceptación de los nuevos materiales**, específicamente, la aceptación por los refuerzos de concreto reforzado en la intervención de edificios históricos. Dichos conceptos estructurales no surgieron de la nada, al contrario, estaban fuertemente fundamentados en diversos estudios de cálculo y en múltiples análisis de estructuras modernas, basando sus principios en los conocimientos del acero y del concreto reforzado. Premisa que ayudó a modificar la comprensión de los edificios históricos y a **buscar en los nuevos materiales la única solución para reforzarlos**.

Con respecto a esta debilidad en los edificios históricos establecían que: “*lo más importante para reestructurar un edificio histórico es recordar que fueron construidos antes de que se conociera la teoría de la elasticidad ni se pudiera comprobar sobre bases matemáticas, por lo tanto, estamos ahora en ventaja para poder calificar las fallas y cuantificar los refuerzos, y es más, muchas veces lo logramos por medio de reestructuraciones con concreto reforzado estratégicamente proyectada*”<sup>62</sup>. Añadían que en un nuevo edificio suponemos las cargas y con ellas calculamos cortantes, momentos y deformaciones de las piezas, es decir, prevemos estas tres últimas cosas. En cambio, en un edificio de mampostería natural que necesita reestructurarse podemos cuantificar con más exactitud las cargas que ya tiene, con ello calculamos los cortantes y los momentos que

---

<sup>61</sup> Calderón Cabrera, Bernardo y José Luis Calderón C., *Reestructuración de monumentos*, México, Escuela de Restauración y Museografía del INAH, 1974. pp. 18-28.

<sup>62</sup> *Ibidem*.

también son más exactos, calculamos las deformaciones y las podemos corroborar en el lugar, por lo tanto, nuestro análisis estructural además de informativo es verificador.

Por esto los arquitectos Calderón proclaman que no hay pretexto para no aplicar cálculos matemáticos<sup>63</sup> o bien, con sólo observar los elementos estructurales se puede saber si la falla es por cortante, por tensión, por compresión o por deformación y se puede calificar y dosificar el refuerzo con ayuda del concreto reforzado. Así llegamos a la hermosa conclusión, que si efectuamos los cálculos y medimos las deformaciones podemos sacar las constantes de modulo de elasticidad por momento de inercia, que en cálculo nuevo siempre suponemos. Para una reestructuración, la seguridad es entregada en una fórmula matemática que inclusive nos sirve para formar una estadística experimental. Como se observa en los apuntes de reestructuración<sup>64</sup>, hay una modificación tajante sobre el comportamiento estructural de los edificios históricos, asignando demasiada seguridad a las bases de cálculo matemático.

Debido a ello, la nueva teoría de reestructuración se basaba 100% en el uso del concreto reforzado, ya que este material ayudado con el acero eran los únicos que cumplían los requerimientos de la teoría de la elasticidad y, por lo tanto, los consideraban idóneos para resistir mejor los distintos esfuerzos de las mamposterías.

Por lo tanto, su teoría se basó en:

- La estabilidad de las estructuras tenía que ser evaluada bajo los nuevos lineamientos de cálculos matemáticos.
- Únicamente se podía reforzar con dos materiales: concreto reforzado y acero.
- Proyectar refuerzos que fueran capaces de soportar todos los esfuerzos (compresión, flexión y cortante) que aparecieran en el cálculo.

A través de los refuerzos de concreto reforzado buscaban “confinar y hacer trabajar de manera homogénea a la construcción histórica”, ya que proporcionaba mayor rigidez al conjunto y cambiaba la forma de trabajo a las mamposterías naturales para soportar todo tipo de esfuerzos, consideraban que: “una estructura hecha con un conglomerado de sillares sueltos, se le transformaba en una estructura que además actuaría como pórtico o marco rígido, siendo más resistente y menos deformable”.

El proceso de reestructuración establecido consistía:

- 1) **En los cimientos** realizaban una caja rígida a través de dos plataformas (losas de concreto y una viga invertida) para que combatiera cualquier asentamiento diferencial. La cimentación debía ser lo suficientemente fuerte para soportar los esfuerzos de los apoyos verticales en sus anclajes con la misma.

---

<sup>63</sup> Desde el punto de vista científico, esta forma de reestructurar con hormigón armado desde los años sesenta hasta los ochenta estuvo fuertemente influida por la teoría de la elasticidad y por la imperiosa necesidad de aplicar cálculos matemáticos para corroborar la fragilidad de las estructuras antiguas y de reforzarlas con concreto reforzado como se realizaba a edificios de nueva planta.

<sup>64</sup> Calderón Cabrera, B., *op. cit.*, pp. 2-3.

- 2) **En los muros** armaban una retícula con vigas y columnas de concreto reforzado, que les proporcionaran **rigidez y mayor capacidad de resistencia**, para resistir tensiones, compresiones y cortantes en cualquier sentido. Todo el refuerzo de los muros debía confinar el material original, empacándolo y homogeneizando su trabajo.
- 3) **En las cubiertas** la forma de confinar bóvedas fue mediante zunchos, vigas y cadenas, así como la colocación de redes de malla en el intradós y en el extradós, para combatir los distintos esfuerzos tanto en el plano horizontal como en el vertical. El concepto era confinar los elementos estructurales a través del concreto reforzado para que fuera un conjunto homogéneo.
- 4) **En las torres**<sup>65</sup> les colocan una especie de “encamisado” formado por vigas en el sentido horizontal y por columnas en el sentido vertical ambos de concreto reforzado. En general lo realizaban por dentro de la construcción.

#### **4.2.- Técnicas de intervención con concreto reforzado en edificios civiles**

A finales de la década de los setenta, en la Ciudad de México, se utilizaron con concreto reforzado dos sistemas para reestructurar edificios de carácter civil, como palacios del siglo XVII y XVIII que presentaban fuertes deformaciones en su sistema estructural.

La primera alternativa consistía en una estructura independiente de concreto armado que en forma de “muleta o prótesis” soportara la arquería de piedra, evidenciándose la nueva estructura.

La segunda alternativa buscaba dejar visualmente la arquería original pero proporcionándole la suficiente capacidad de carga para que absorbiera tanto cargas axiales como empujes laterales y su trabajo fuera el más adecuado<sup>66</sup>.

En la mayoría de reestructuraciones de edificios civiles se optó por utilizar la segunda opción. La ventaja que presentaba este sistema era que garantizaba la estabilidad de las columnas, ligaba el conjunto y quedaba oculto sin deformar la apariencia de las columnas. Además conservaba externamente la imagen original y así nadie que no sepa lo que se hizo, puede imaginarse que dichas columnas y entrepisos tienen refuerzos internos de concreto<sup>67</sup>.

Este criterio de intervención consistía en introducir refuerzos con concreto armado en el interior de la fábrica para mejorar el comportamiento estructural del edificio, la capacidad portante de los elementos y ayudar a contrarrestar los esfuerzos inducidos. El proceso consistía en: desmontar los tambores de las columnas del patio, perforar las piezas en el centro, insertar un núcleo de varillas formando un alma de acero densamente armada e inyectar el concreto. Este material también se introducía desde la cimentación para ampliar las bases y consolidar los coronamientos; en los muros se inyectaba mortero de cemento

---

<sup>65</sup> Por su esbeltez sufren más los efectos de movimientos horizontales.

<sup>66</sup> Prado Ricardo, *El Palacio de Manrique y la Canoa, Una investigación sobre su historia y una propuesta para su destino*. Tesis de maestría, UNAM, Facultad de Arquitectura, México, 1979.

<sup>67</sup> Prado Ricardo, *Experiencias en Restauración en Apuntes del Posgrado de Arquitectura*, N°. 3. UNAM, México, 1998, p. 23.

Pórtland y, en algunos casos, se introducían unos nuevos elementos verticales y horizontales de concreto reforzado; por último, en los forjados colaban unas losas de concreto que servían como diafragma de rigidez y cerraban el marco rígido con las columnas armadas.

#### **4.3.- Modificación de los criterios de intervención en zonas sísmicas**

A partir de los recientes daños en zonas sísmicas, la concepción estructural original de las mamposterías ha adquirido un carácter de prioridad absoluta, siempre y cuando dichos elementos estructurales no presenten fallas insanables. El empeño por respetar esta originalidad de la estructura se transparenta en la más reciente reflexión sobre el tema de la conservación en área sísmica: La mejor política para la salvaguardia está representada por la prevención, estas medidas deberían representar el entendimiento entre dos exigencias: la necesidad de alterar lo menos posible la concepción, las técnicas y las tecnologías originales de la obra y por el otro, la necesidad de asegurar un nivel de seguridad óptimo.

Entre los nuevos conceptos que presenta la norma sísmica italiana 1996, dentro de la corriente por respetar la estructura original de los edificios históricos, propone:

- Las intervenciones estructurales desde el punto de vista para la conservación de los edificios históricos deben ser concebidos en modo de no alterar sensiblemente la concepción original de la fábrica.
- El concepto de mejoramiento definido como: la ejecución de un conjunto de obras, controlando los singulares elementos estructurales del edificio, con el desarrollo de conseguir un mayor grado de seguridad sin modificar por el otro de manera sustancial el comportamiento global.
- El mejoramiento configura una tipología de intervención coherente, tanto con las exigencias de la seguridad como con las exigencias de la conservación.

El 29 de octubre de 1996 se aprueba la Instrucción general para la redacción de proyectos de restauración en zona sísmica<sup>68</sup> que promueve una reconstrucción compatible, considerando la menor certeza sobre la eficacia real de intervenciones que transforman los edificios de fábrica en un híbrido, con un comportamiento mixto (y algunas incongruente) entre los materiales tradicionales y los elementos introducidos de concreto reforzado.

Actualmente se están delineando los últimos criterios de intervención donde se aprecia un importante cambio, en primer lugar prefieren técnicas no invasivas, reversibles y compatibles con los materiales tradicionales. Los primeros antecedentes sobre estos aspectos se encuentran en la normativa vigente de Italia (del 16 de enero de 1996 y en la circular del 10 abril de 1997) que establecen la diferencia entre intervenciones de adecuación relativas a modificar sustancialmente el edificio y al aspecto de mejoramiento, el cual no debe modificar el comportamiento general del edificio histórico.

---

<sup>68</sup> Por la Comisión Nacional para la Prevención del Patrimonio Cultural del riesgo sísmico del Ministerio para los bienes culturales y ambientales en Italia.



#### 4.4.- Criterios de intervención en edificios históricos dañados por el sismo de 1999

El interés por estudiar el sismo ocurrido el 15 junio de 1999 y específicamente el de la ciudad de Puebla se debió a que a través del análisis sobre el comportamiento de estas construcciones históricas afectados por este sismo, se podría reflexionar y obtener datos acerca de la cual es la forma más efectiva para intervenirlos, esto servirá para “*entender las debilidades estructurales de las construcciones y evaluar los tipos de intervenciones realizados en el pasado, para identificar aquellos que han resultado exitosos y deben seguir utilizándose, y aquellos que no resultan convenientes*”.

Las causas por las que seleccionamos el estado de Puebla se refieren, en primer lugar, a que fue una de la zona más afectada y con el mayor número de edificios dañados por sismo, 798<sup>69</sup> edificios históricos, en segundo lugar, porque se presentaron intervenciones muy controvertidas por la utilización de técnicas diferentes a las originales, como fueron las restauraciones con concreto reforzado y, en tercer lugar, porque algunos de estos inmuebles ya habían sido intervenidos con concreto reforzado después del sismo del 28 de agosto de 1973 y 24 de octubre de 1980.

Después de los sismos de 1973 y 1980 se realizaron intervenciones en los edificios que habían sufrido los daños más graves, y éstas con frecuencia implicaron modificaciones significativas en el comportamiento sísmico de la estructura mediante la inserción de elementos de concreto reforzado y, en menor medida, de acero estructural. No se cuenta todavía con información necesaria para evaluar en cuántos casos estas modificaciones resultaron efectivas para mejorar el comportamiento del edificio, y en cuántos no. Se detectaron, sin embargo, diversos edificios en que el efecto del refuerzo había sido solamente trasladar el daño a otra parte de la estructura, que en ocasiones era más crítica para la estabilidad del conjunto.

En esta investigación se consideraron los inmuebles más relevantes dañados por el sismo de 1999 en el estado de Puebla que presentaban los mayores daños estructurales; ésta clasificación fue realizada con base en documentos técnicos que se encontraron en los archivos del FONDEN<sup>70</sup>, CENAPRED<sup>71</sup> y del INAH<sup>72</sup>, siendo ésta la única y la mayor fuente disponible de información para obtener un conocimiento profundo de cada edificio histórico. Para el primer estudio estadístico de la tipología geométrica y de daños, se seleccionaron<sup>73</sup> 7 templos para centrarme en el objeto de estudio de mi tesis y valorar a detalle que reacciones se habían presentado en estas restauraciones con concreto reforzado después del sismo de 1999. Me interesaba observar el comportamiento de estas estructuras históricas afectadas por el sismo, analizar los criterios de intervención utilizados y, además, confrontar que había sucedido con aquellas intervenciones que previamente habían sido restauradas con concreto reforzado.

---

<sup>69</sup> Memoria Fonden 2000, *Rehabilitación de inmuebles históricos dañados por los sismos de junio y septiembre de 1999*, México, CONACULTA-INAH, 2000, pp. 247-381.

<sup>70</sup> Fondo Nacional de Desastres Naturales.

<sup>71</sup> Centro Nacional de Prevención de Desastres.

<sup>72</sup> Instituto Nacional de Antropología e Historia.

<sup>73</sup> Para esta selección influyeron diversos factores, uno de ellos fue que en algunos edificios no obtuvimos la información documental completa; no estaban bien definidas las intervenciones y no podíamos hacer una valoración correcta.

Sobre los criterios de intervención ejecutados en los edificios históricos y la utilización del concreto reforzado se pueden clasificar en tres grupos:

Grupo I.- En algunos edificios los daños del sismo no afectaron gravemente a la estructura y ni los refuerzos anteriores de concreto reforzado presentaron fuertes degradaciones ni efectos colaterales. El criterio a seguir fue la consolidación de las partes lesionadas con inyecciones de cementos expansivos o la utilización puntual del concreto reforzado.

Grupo II.- En algunos edificios los daños del sismo si produjeron alteraciones por la introducción de refuerzos de concreto reforzado en la estructura, ocasionando diferencias importantes de rigideces en el conjunto. El criterio se basó en eliminar hasta donde fuera posible los elementos de concreto reforzado y en utilizar materiales y técnicas tradicionales para las nuevas intervenciones.

Grupo III.- En algunos edificios los daños del sismo si afectaron partes de la estructura, pero a pesar de eso, el criterio consistió en volver a reforzar la estructura utilizando concreto reforzado, pero de manera puntual, porque se consideró que era la mejor solución para contrarrestar los efectos del sismo.

En algunas memorias<sup>74</sup> técnicas se destaca que actualmente después de los daños observados, los trabajos van encaminados a “consolidar y asegurar la estabilidad estructural del edificio con procedimientos de consolidación ya reconocidos en base a técnicas tradicionales. También se sugiere el reforzamiento de la estructura con contrafuertes dimensionados estructuralmente y una cuidadosa intervención.

Con frecuencia no se procuró conectar e integrar correctamente los nuevos elementos a la estructura original, por lo que éstos constituyeron un debilitamiento de la estructura, o una interferencia con su manera natural de vibrar, como en el caso de la inserción de gruesos castillos en muros de mampostería. En otras ocasiones la disposición y características de los elementos de refuerzo muestran desconocimiento del comportamiento estas estructuras, y no originaron el efecto deseado, sea porque el tamaño del elemento nuevo era claramente insuficiente, como puede ser el caso de trabes de concreto reforzado que fueron colocadas sobre cubiertas para soportar la bóveda que es, de por sí, más rígida y resistente que las trabes, sea porque su posición no era la apropiada. En no pocas ocasiones la calidad de la intervención y construcción de los elementos de refuerzo eran de baja calidad.

Es importante destacar que, durante esta investigación, hemos encontrado diferentes criterios, y que muchos de ellos se contradicen, tanto en la teoría como en la puesta en práctica del concreto reforzado en edificios históricos; pero todas estas recomendaciones han servido para conocer y valorar, de forma general, la utilización de este material en los edificios históricos.

Posiblemente, la existencia de múltiples opiniones y formas de actuación, se deba a que el tema de los efectos del concreto reforzado y de las investigaciones sobre estas nuevas tecnologías en el campo de la restauración, se han ido desarrollando paulatinamente.

---

<sup>74</sup> Memoria Fonden 2000, *op. cit.*

A partir de la década de los ochenta, en aspecto estructural comenzaron a concurrir múltiples posturas sobre la forma de intervenir edificios históricos, esto produjo diversas alternativas. Una de ellas, fue la intención de recuperar las técnicas artesanales que estaban ya en el olvido. En esta misma línea sobre el rescate de las técnicas tradicionales se enfocaron los Congresos del ICCROM en Roma, Italia (1981) titulado “*Mortars, cements and grouts used in conservation of historic buildings*”.

Pero a pesar de esta búsqueda para recuperar las técnicas tradicionales como recurso de restauración y del surgimiento de las primeras patologías por las intervenciones inadecuadas en los edificios históricos con concreto reforzado, a mediados de los ochenta Aldo Aonzo, consideraba a este material “*como el instrumento y la técnica determinante en la restauración, como medio constructivo moderno, científicamente controlable y necesario para la conservación*”<sup>75</sup>.

Al haber realizado este proceso de búsqueda sobre la evolución de los criterios de intervención con hormigón armado, he observado que la mayoría de la información documental se refiere únicamente al uso del concreto reforzado, ya sea en obra nueva o como técnica de intervención; pero en muy pocos casos, hasta el momento, he encontrado un estudio exhaustivo sobre el desarrollo que ha tenido este material en la restauración específicamente, sobre la evolución de los criterios de intervención y acerca de la rectificación de esta técnica en un período de tiempo.

Recientemente se ha comenzado una nueva visión de restaurar sin concreto reforzado, se recomienda que en la práctica se deben evitar, las intervenciones indiscriminadas “*tales como las inyecciones de cemento en todas las fábricas, la obra de redes electrosoldadas o la sustitución sistemática de las armaduras de cubierta, que no correspondan al intento de contrastar una particular forma de vulnerabilidad*”. Debe, más bien, favorecer a intervenciones mínimas dirigidas a obtener una puntual consolidación estructural aprovechando la interacción entre las partes verificando o reconstruyendo la eficacia de las conexiones a través de cordones y ligaduras<sup>76</sup>.

Este desarrollo posiblemente se deba a una reacción ante los perjuicios causados por la utilización indiscriminada, durante el siglo XX, del concreto reforzado, y quizás, por la presencia de múltiples patologías y por intentar comprender el comportamiento mecánico de una estructura histórica y de sus técnicas constructivas después de observar que la técnica moderna con concreto reforzado no ha dado los resultados anhelados. González Fraile menciona: “*poco a poco, se ha ido alcanzado una mejor comprensión del valor y la pertinencia de las técnicas tradicionales, no porque supongan un epígono romántico de purismo en la voluntad del restaurador, sino, sobre todo, porque se conoce su mayor eficacia y adecuación al conjunto del monumento*”<sup>77</sup>.

---

<sup>75</sup> Aonzo, Aldo, Expresidente de la Asociación Italiana Técnica del Cemento.

<sup>76</sup> D’avino, Stefano, *Técnicas constructivas*, op. cit., p. 120.

<sup>77</sup> Rivera, Javier, et. al., *Patrimonio, restauración y nuevas tecnologías. Proyecto Piloto Urbano Valladolid (PPU): Investigación científica y rehabilitación del patrimonio*, Valladolid, Secretariado de publicaciones e intercambio editorial, 1999.

De la investigación realizada sobre el uso del concreto reforzado en la intervención de edificios históricos, se obtuvo a **manera de resultado** tres aspectos:

Primer aspecto: Las razones por las cuales se empleó el concreto reforzado a partir de la segunda mitad del siglo XX en la intervención de los edificios históricos fueron la confianza acrítica, la ausencia, casi total, de una teoría específica y la influencia de los nuevos métodos de cálculo estructural. Además en las situaciones de emergencia para contrarrestar los daños originados por sismos.

Segundo aspecto: Se refiere a las razones por las que se comienza a rechazar este material en recientes fechas, debido a la constatación por la falta de durabilidad, como consecuencia de la incompatibilidad física, química y mecánica que presenta el concreto reforzado con los materiales tradicionales, así como su difícil reversibilidad y autenticidad. Específicamente se comprobó que las incompatibilidades mecánicas en el caso de zonas no sísmicas, se presentan en un período a largo plazo. En cambio, en zonas sísmicas, la introducción de estos nuevos refuerzos ha modificado sustancialmente el comportamiento estructural original debido a que presentan formas de trabajar distintas y al rigidizarlas en exceso, estas estructuras de mampostería pétreas se vuelven más vulnerables porque no son capaces de absorber los movimientos sísmicos.

Tercer aspecto: Las razones por las que a pesar de la constatación del balance negativo en la actualidad se sigue utilizando el concreto reforzado, se debe a que no hay una conciencia precisa sobre los efectos negativos y/o se ignoran los inconvenientes, no hay alternativas fáciles, claras, rápidas, ni únicas, hay un desconocimiento sobre las técnicas constructivas antiguas y, sobre todo, por que no se asimilan, ni se difunden, ni se transmiten los nuevos conocimientos.

#### **4.5.- Intervención estructural en edificios históricos**

Cada edificio histórico es único en cuanto a su historia, su valor cultural, sus materiales, su comportamiento ante sismos anteriores y su estado de conservación. Si a esto le sumamos que en casos de un nuevo evento sísmico importante, sufre daños estructurales de diversa magnitud, estamos ante un problema sumamente complejo que requiere de un procedimiento operativo de acuerdo a las técnicas de conservación y los principios estructurales.

Desde el punto de vista de la oportunidad, se pueden clasificar las intervenciones en el siguiente orden:

- Inmediatas: Para prevenir el daño a las personas.
- Urgentes: Para prevenir el deterioro acelerado.
- Necesarias: Para mantener el edificio en condición estable a prueba de réplicas sísmicas y viento.
- Deseables: Para rehabilitar o mejorar el edificio, incluyendo su resistencia sísmica.
- De observación: Para adquirir mayor información y establecer un diagnóstico correcto.

El principio estructural que debe guiar la intervención es evitar que el edificio colapse, ya que mientras siga en pie, es posible su recuperación. Esto significa que debemos asegurar que la edificación puede absorber la energía sísmica y disiparla. Para conseguir este objetivo, se puede optar por los siguientes procedimientos:

1. Incrementar la resistencia elástica del edificio mediante la inclusión de elementos estructurales cuyo módulo de elasticidad sea compatible con el del material original, ya que de lo contrario se puede generar comportamientos dinámicos distintos.
2. Incrementar la ductilidad del edificio. En el caso de las construcciones masivas de mampostería puede ser un objetivo difícil de lograr.
3. Asegurar la estabilidad del edificio en su etapa post-fisuración. Esto significa que la disipación de energía ocurrirá por fricción entre las partes fisuradas pero asegurando que permanezcan unidas entre sí.

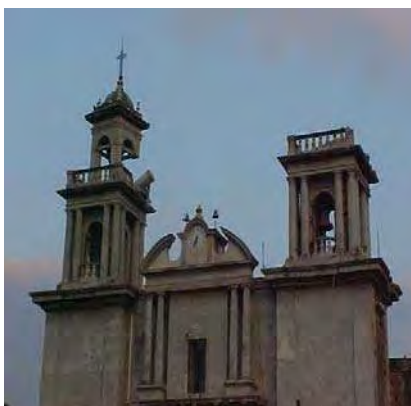
De los procedimientos mencionados se debe optar por aquel que respete mejor los principios de la buena conservación de edificios históricos, es probable que una aplicación cuidadosa del tercer y primer procedimiento sea la más recomendable.

Otro aspecto importante es que la intervención, preferentemente, debe ser reversible, esto permite que se pueda monitorear el efecto de la intervención, se pueda corregir, reforzar o revertir. Las intervenciones irreversibles comprometen totalmente y por anticipado la supervivencia del edificio con una sola técnica producto del conocimiento presente, sin tener en consideración que nuestra tarea es preservar el edificio histórico para las siguientes generaciones, que con nuevas tecnologías pueden realizar futuras intervenciones de mejor calidad.

Finalmente, la tecnología apropiada de intervención se basa en una comprensión intuitiva-cuantitativa del comportamiento sísmico de los edificios históricos, tal como lo hicieron los constructores del pasado.

## CAPÍTULO III

### COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS HISTÓRICOS ANTE EL EFECTO SÍSMICO



Ejemplos de comportamiento estructural por efecto sísmico

---



## 1. ACCIONES Y EFECTOS SÍSMICOS EN LA ARQUITECTURA HISTÓRICA.

### 1.1.- Características de la acción-respuesta sísmica

Uno de los objetivos de llevar a cabo un análisis sísmico en edificios históricos es conocer el comportamiento y respuesta estructural que pueda tener la estructura como conjunto, ante la presencia de un sismo. Además implica considerar diversas opciones, así como evaluar las consecuencias de cada uno de los elementos que forman parte del sistema estructural del edificio; buscando de alguna forma prevenir que el edificio en estudio prácticamente no sufra daño ante sismos frecuentes de baja intensidad, tomando en cuenta que el daño no estructural sea limitado y fácilmente reparable y por otro lado el daño estructural sea mínimo bajo la acción de sismos de intensidad moderada, y que para temblores excepcionalmente intensos se tenga un nivel aceptable de seguridad contra el colapso, aunque los daños estructurales y no estructurales sean apreciables.

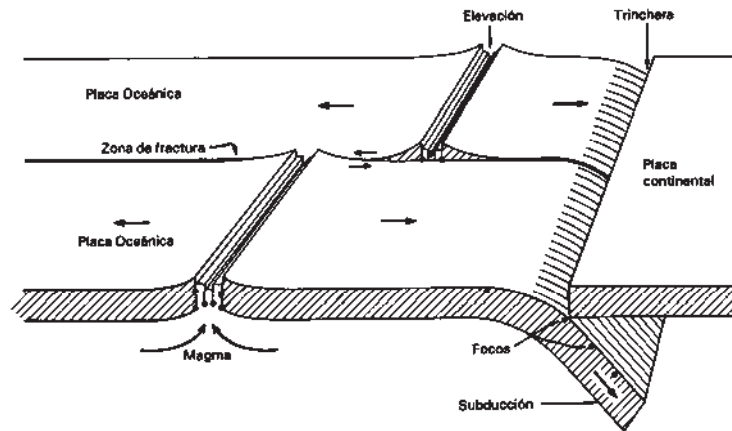
También se persigue que las deformaciones sean menores que ciertos límites, para preservar la comodidad y seguridad de los ocupantes del edificio y del público en general. Para conseguir los objetivos mencionados no basta que el especialista en estructuras o el arquitecto restaurador conozca y aplique cuidadosamente los requisitos estipulados en los reglamentos, sino que es indispensable que tenga conceptos claros sobre la naturaleza de las acciones sísmicas por un lado, y por otro, sobre las características de los materiales y de los elementos y sistemas estructurales que definen la respuesta sísmica en los edificios.

Los aspectos de sismología y de riesgo sísmico revisten un grado de especialización. Sin embargo el estudio de la respuesta estructural ante sismos requiere de conocimientos previos de dinámica estructural; por lo que en este trabajo se tomarán los principios básicos que se deben emplear para justificar los métodos de análisis sísmico.

Un *sismo*: es una vibración de la tierra, que puede ser producida por diversas causas: colapso del techo de cavernas, erupciones volcánicas, explosiones, acomodamiento de la corteza terrestre y otras. Los más importantes, desde el punto de vista ingenieril, por su gran intensidad y por los problemas que provocan a las construcciones, son los sismos de origen tectónico, debido al acomodamiento de la corteza terrestre.

La teoría que explica la ocurrencia de este tipo de sismos se ha venido confirmando de diversas formas desde hace unos veinte años. Indica que estos sismos son producidos por acomodamientos de las placas que constituyen la corteza terrestre, que están en continuo movimiento "flotando" sobre el manto de tierra que la subyace.

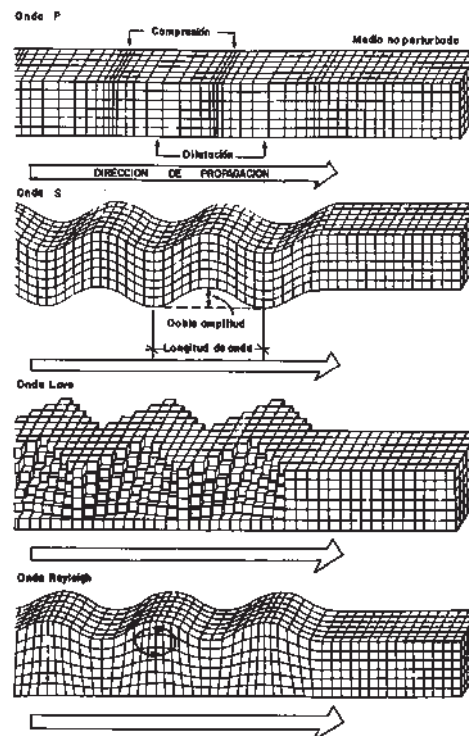
El contacto entre las diversas placas hace que la tendencia a movimiento entre ellas se vea frenado, acumulándose energía durante un cierto tiempo, hasta que, al vencerse la resistencia de las rocas, se produce un movimiento brusco a lo largo de este contacto, liberándose la energía acumulada en forma de ondas vibratorias que producen los temblores.



Fuente: Meli. R., 1985:400

Fig. 1 Movimiento de placas y generación de sismos

La brusca caída de esfuerzos que acompaña el deslizamiento de las placas genera ondas sísmicas debidas a las deformaciones longitudinales (de compresión) o transversales (de cortante) de la roca. Estas ondas viajan alejándose de la falla y su amplitud se va atenuando poco a poco. Las ondas longitudinales (llamadas ondas "P" principales) viajan a mayor velocidad y tienen frecuencias más altas y amplitudes menores que las ondas de cortante (ondas S o secundarias). A medida que se alejan de la falla, las ondas mencionadas se reflejan en las capas superficiales y producen otro tipo de ondas (de superficie) que tienen velocidades menores que las dos anteriores. De esta forma, cerca de la falla, los tres tipos de ondas están superpuestas, pero a distancias grandes de la falla se distinguen los tres trenes de ondas porque llegan en tiempos diferentes.



Fuente: Fundación ICA, 1988:19

Fig. 2 Ondas "P" y "S" Love y Rayleigh

El movimiento en la superficie del terreno depende de las condiciones locales de geología, topografía y del subsuelo. Cuando las ondas sísmicas atraviesan estratos de suelo blando para llegar a la superficie, modifican en forma sustancial las características del movimiento; en este caso, el movimiento se genera con una frecuencia menor, pero de mayor amplitud; es decir durante un sismo, la base del edificio que está fija al suelo, tiende a desplazarse en el sentido del movimiento del terreno, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada y a seguir el movimiento de su base, lo cual equivale a que se introduzcan en éste, fuerzas que son proporcionales a la masa del edificio y a la aceleración del movimiento.

El movimiento del terreno es complejo y se puede visualizar por vibraciones horizontales y verticales. Las primeras son las más críticas; sin embargo, en las edificaciones históricas pueden llegar a ser significativos los efectos de aceleraciones verticales, debido a que éstas cuando actúan en forma vertical, reducen el efecto de las fuerzas debidas a la gravedad que, en la mampostería natural, son generalmente favorables a la resistencia de la estructura ante cargas horizontales. Sin embargo el efecto conjunto del movimiento horizontal y vertical puede ser crítico en edificaciones de mampostería cuya estabilidad se basa en la acción equilibrante del peso propio ante los empujes laterales. La aceleración vertical del movimiento del terreno produce fuerzas de inercia verticales que actúan, ya sea aumentando o disminuyendo las fuerzas de gravedad.

Las fuerzas de inercia que se inducen en la estructura no son producto únicamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen en gran medida de algunas características de la edificación, principalmente de la masa del mismo y de su forma de vibrar. Estas fuerzas de inercia se generan en las diferentes partes del edificio y son mayores donde la masa es mayor y donde los desplazamientos del edificio son más grandes, principalmente en las cubiertas; en su trayecto, las fuerzas producen solicitaciones críticas en elementos que cuentan con menor área resistente para absorberlas, como es el caso de columnas y conexiones entre elementos de la estructura, generando esfuerzos y deformaciones que pueden poner en riesgo la estabilidad de la edificación. Para que una estructura cumpla con una eficiencia de trabajo adecuado en cuanto a su comportamiento sísmico, ésta debe tener la capacidad necesaria para canalizar las fuerzas de inercia hacia los elementos idóneos para resistirlas, sin que se originen concentraciones de esfuerzos en zonas débiles.

Los movimientos del terreno se amplifican en forma gradual por la vibración de la estructura, de manera que las aceleraciones en la misma, llegan a ser superiores a las del terreno. Por lo que el grado de amplificación depende del amortiguamiento propio del edificio y de la relación entre el periodo fundamental de la estructura y el periodo dominante del movimiento del terreno; cuando este movimiento es lento se excitan particularmente las edificaciones altas y flexibles y cuando el movimiento es rápido, es decir de alta frecuencia, los efectos son más desfavorables para las edificaciones de baja altura y rígidos, como es en la mayoría de los edificios históricos.

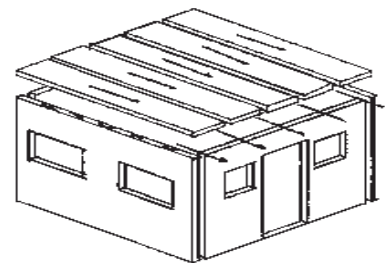


Fig. 3 Flujo de fuerzas horizontales de una cubierta plana

El comportamiento de las estructuras al ser excitadas por un sismo, depende principalmente de las características dinámicas tanto de la estructura como del movimiento. Estas características dinámicas del movimiento son variables tanto durante un mismo sismo, como de uno a otro sismo, dependiendo de la distancia epicentral, profundidad focal y magnitud del sismo, así como del tipo de terreno en que estén desplantadas las estructuras.

Por otro lado, las características dinámicas de las estructuras no son fáciles de estimar correctamente, debido a las incertidumbres existentes en la determinación de las propiedades elástico-geométricas de los elementos que forman la estructura, a la variación de las propiedades al presentarse comportamiento inelástico, así como a incertidumbres en cuanto a la colaboración a la resistencia y rigidez de elementos no estructurales, que suelen participar en la respuesta sísmica debido a que es difícil desligarlos adecuadamente de la estructura; también es poco frecuente incluir la participación de la cimentación y del suelo circundante en la determinación de las propiedades dinámicas de un edificio.

Sin embargo, las oscilaciones pueden ser en torsión, en translación o en una combinación de ambos movimientos, lo que dependerá de la simetría o asimetría de la estructura y de la excitación a que se le someta. Es importante tratar de reducir las oscilaciones torcionales a un mínimo.

La amplitud de las oscilaciones de las estructuras depende de la rigidez lateral, angular y lineal, que a su vez están condicionadas por los materiales empleados en la construcción y el sistema estructural adoptado. Los materiales más comunes son: mampostería natural y artificial, madera, acero estructural y concreto reforzado.

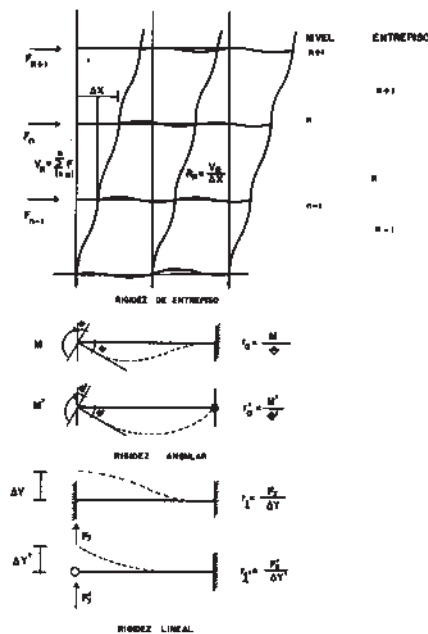


Fig. 4 Rigidez de entrepiso, angular o lineal

- 1) *Rigidez lateral o de entrepiso:* es la oposición de la estructura a ser deformada entre un nivel y otro por las cargas horizontales aplicadas en cada nivel.

2) *Rigidez angular*: es la oposición de un nudo de una estructura o del extremo de un elemento estructural a girar al ser sometido a un momento flexionante.

3) *Rigidez lineal*: es la oposición al desplazamiento relativo de un extremo de un miembro estructural con respecto a su otro extremo.

La rigidez, tanto lateral como angular o lineal, depende del tamaño de la sección transversal de los elementos estructurales, con lo que se calculan las propiedades geométricas: áreas y momentos de inercia; de su longitud, de la forma en que están conectados a otros elementos y del material con que están hechos, lo que define las propiedades elásticas como módulo de elasticidad, módulo de Poisson y módulo de cortante.

Es importante tomar en cuenta que existen elementos estructurales en que hay *compatibilidad entre resistencia y rigidez*, pero hay otros en que la rigidez es mucho mayor que la resistencia, como por ejemplo los muros de mampostería, lo que complica el problema de análisis de las estructuras en que existen elementos de este tipo. En cambio tenemos que las propiedades elásticas del acero están más definidas que las del concreto reforzado o de la mampostería.

Por otra parte cuando tenemos que el nivel de esfuerzos a que están trabajando los materiales es bajo, su comportamiento puede ser cercano al elástico, resultando una proporcionalidad entre esfuerzos y deformaciones, correspondiendo una deformación del doble para esfuerzos dos veces mayores; pero, a medida que los esfuerzos crecen, el comportamiento deja de ser elástico, alcanzando lo que se denomina como comportamiento no lineal o inelástico, en el cual, al duplicar el esfuerzo, la deformación es mucho mayor que el doble antes mencionado.

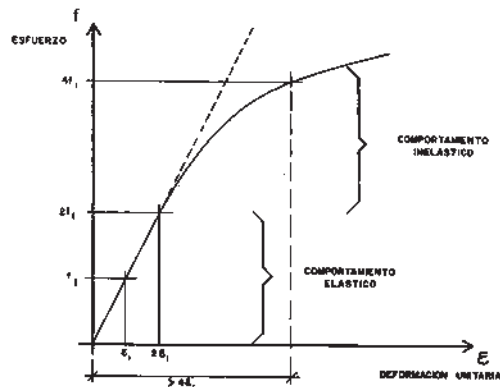


Fig. 5 Comportamiento elástico e inelástico de los materiales

Por lo general se desarrollan modelos matemáticos elásticos muy simplificados de las estructuras, pues, aún con ayuda de la tecnología computarizada, el problema dista de ser manejable. Entre las características más importantes que pueden obtenerse de los modelos están los períodos de oscilación de cada uno de los distintos modos en que pueden vibrar y las formas de estos modos, entendiendo por período el tiempo que tarda en ocurrir una oscilación completa.

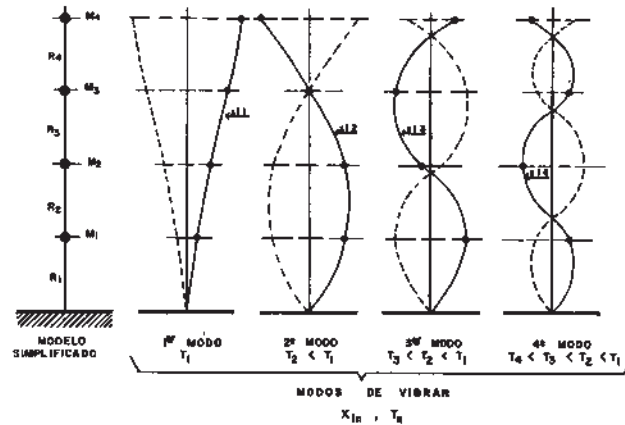


Fig. 6 Modelo simplificado de un edificio y modos de vibrar

Una característica de la que depende la respuesta de la estructura es el *amortiguamiento* y la *ductilidad* que pueden desarrollarse.

a) *Amortiguamiento*: es una propiedad intrínseca de los materiales empleados, que depende de la forma en que se conecten los elementos estructurales y no estructurales.

Valores de amortiguamiento relativamente pequeños reducen considerablemente la respuesta sísmica de las estructuras.

b) *Amortiguamiento crítico*: es el que tiene una estructura cuando al separarla de su posición y soltarla no oscila sino que regresa a la posición de equilibrio. Su valor está comprendido dentro del rango de 3% a 10% del crítico, puede aumentar algo al someter a las estructuras a grandes deformaciones.

c) *Ductilidad en las estructuras*: Es la propiedad de soportar grandes deformaciones inelásticas sin fallar ni reducir su capacidad de carga. Depende en gran medida de los materiales empleados. Es una propiedad muy deseable en las estructuras situadas en zonas sísmicas.

Toda estructura presenta respuestas máximas sometidas a una misma excitación, por lo que recibe el nombre de *espectro de respuesta*. Según el tipo de comportamiento que se haya considerado se tendrán espectros de respuesta elásticos o espectros de respuesta inelásticos.

Las respuestas que suelen calcularse son desplazamientos, velocidades o aceleraciones, a partir de ellas se calcula cualquier efecto que se quiera determinar en la estructura, por ejemplo momentos de volteo en la base, fuerzas cortantes en cualquier nivel, esfuerzos en alguna sección, etc.



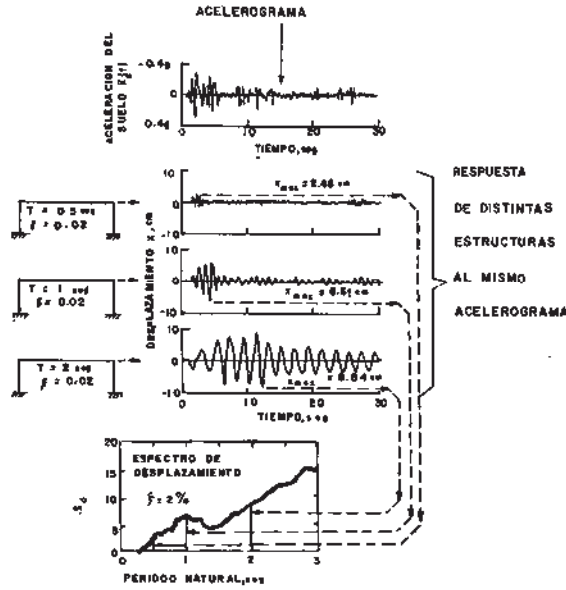


Fig. 7 Construcción de un espectro de respuesta

En nuestro país el interés por la ingeniería sísmica se desarrolló de manera importante después del temblor del 28 de julio de 1957, dando lugar a la revisión del reglamento de construcción existente y propiciando la investigación e instrumentación sísmica<sup>1</sup>.

El problema dinámico que originan los temblores en las estructuras es complejo y difícil de representar analíticamente, por lo que en los reglamentos se recomiendan usualmente métodos de análisis relativamente simples que tratan de representar los efectos del sismo a través de fuerzas horizontales aplicadas en los distintos niveles de un edificio, evaluadas ya sea por *un método estático* o bien por *métodos dinámicos*, que tratan de ser más precisos.

Estos métodos de análisis sísmico prescritos por las normas técnicas complementarias para diseño por sismo en los reglamentos de construcciones y empleados en la práctica son generalmente muy simplificados y recurren a idealizaciones de la acción sísmica mediante sistemas de fuerzas estáticas equivalentes.

Aun cuando se empleen estos procedimientos, en vez de otros más refinados, no hay que perder de vista el carácter dinámico del fenómeno y es necesario conocer los principios básicos de la dinámica estructural.

Una estructura responde a una excitación sísmica, basada por una historia de aceleraciones, de velocidades o de desplazamientos, que se presentan en el suelo sobre el que está desplazada, mediante una vibración a través de la cual disipa la energía que es generada por dicho movimiento.

<sup>1</sup> Fundación ICA, *Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985*, México, Limusa, 1988, p. 51.

La amplitud de la vibración necesaria para disipar esa energía depende de las características del sistema conformado por el conjunto *subsuelo-cimentación-estructura-elementos no estructurales*.

Una de las principales características de la respuesta estructural puede realizarse mediante el estudio de un sistema simple de un grado de libertad. Este sistema simple está formado por una masa, un resorte y un amortiguador.

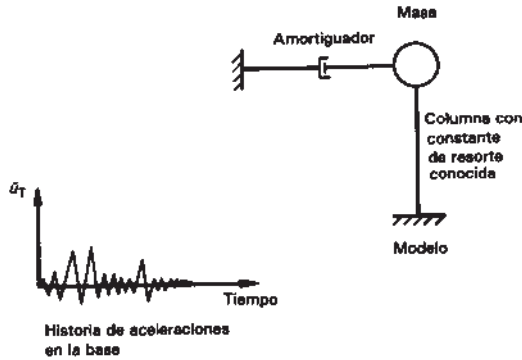


Fig. 8 Modelo de un sistema de un grado de libertad

Donde observamos que el resorte se representa por medio de una columna cuya rigidez lateral equivalente a la constante del resorte. Si el sistema está sujeto a un movimiento de su base, definido por una historia de desplazamientos,  $u_0$ ,  $\sigma$  de aceleraciones del suelo  $\ddot{u}_0$ , la masa entrará en oscilación y se generarán sobre ella tres tipos de fuerzas:

1) La fuerza de inercia es proporcional a la masa y a la aceleración total que ésta sufre,  $\ddot{u}_T$ ; que es igual a la suma de la aceleración del terreno,  $\ddot{u}_0$ , más la de la masa relativa al terreno,  $\ddot{u}$ .

$$F_I = m (\ddot{u}_T) \quad (1)$$

2) La fuerza que se genera en la columna por su rigidez lateral al tratar de ser desplazada con respecto al terreno. Considerando que la respuesta de la columna se mantiene dentro de un intervalo lineal, tenemos que la fuerza es igual al producto del desplazamiento relativo de la masa con respecto al suelo, por la rigidez lateral de la columna.

$$F_R = k u \quad (2)$$

3) La fuerza de amortiguamiento que trata de restablecer el equilibrio de la estructura en vibración. Esta fuerza es proporcional a la velocidad de la masa con respecto al suelo; al factor de proporcionalidad se le llama coeficiente de amortiguamiento.

$$F_A = c \dot{u} \quad (3)$$

La ecuación de equilibrio dinámico será:

$$F_I + F_A + F_R = 0 \quad (4)$$

Sustituyendo (1), (2), (3) en (4), tenemos:

$$m\ddot{u}_T + c\dot{u} + ku = 0$$

Por tanto:

$$\ddot{u}_T = \ddot{u}_0 + \ddot{u}$$

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + k\ddot{u} = -m\ddot{u}_0$$

Dividiendo entre “m”:

$$\ddot{u} + \frac{c}{m}\dot{u} + \frac{k}{m}u = \ddot{u}_0$$

Donde:

$$\frac{c}{m} \text{ y } \frac{k}{m}$$

(Representan conceptos relacionados con la vibración libre del sistema)

Tenemos por tanto:

$$w^2 = \frac{k}{m}$$

o bien:

$$w = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

Donde:

w = Frecuencia circular del sistema no amortiguado, o sea aquella con la que oscila éste cuando se le impone un desplazamiento y se le suelta.

Cuando el amortiguamiento es nulo el sistema describe un movimiento armónico simple, con la frecuencia antes referida y con período tenemos:

$$T = \frac{2 \cdot \pi}{w} = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}}$$

Donde:

T = Período de oscilación del sistema.

La mayoría de las estructuras no se prestan para ser idealizadas como un sistema de un grado de libertad, pero pueden considerarse compuestas por una serie de masas concentradas unidas por resortes. Esta representación por medio de un sistema de varios grados de libertad admite un análisis dinámico relativamente sencillo de su respuesta.

El caso más común de una estructura que puede idealizarse como un sistema de varios grados de libertad, es el de un edificio simétrico en que las masas se consideran concentradas en cada nivel y los resortes representan la rigidez lateral de cada nivel.

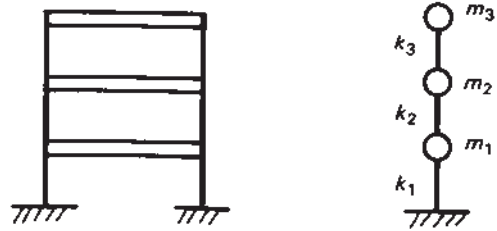


Fig. 9 Representación de un edificio por un sistema de varios grados de libertad

Ante la acción de un impulso y considerando que no existe amortiguamiento, la estructura vibrará libremente adoptando una configuración de desplazamientos que se denomina *forma modal* y con una frecuencia de vibración peculiar de cada modo. Existen tantos modos como número de grados de libertad que tiene el sistema.

En vibración libre, el movimiento es armónico simple:

$$u = a \text{ sen } w t.$$

Donde:

u = Vector de desplazamientos.

a = Vector de constantes de amplitud.

Conocidos los valores de “w” se pueden determinar los valores de “a<sub>i</sub>” que corresponden a cada frecuencia natural y que determinan la forma modal correspondiente.

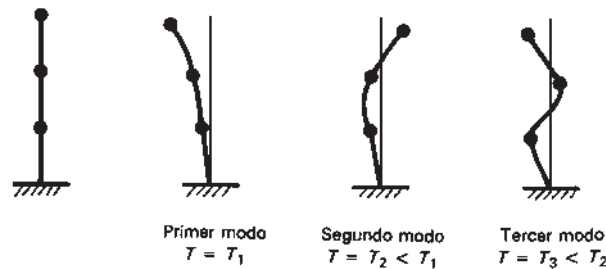


Fig. 10 Modos de vibración de un sistema de tres grados de libertad

El primer modo, o modo fundamental, se caracteriza por no mostrar puntos de inflexión y por tener la frecuencia más baja (período más largo).

Al pasar a los modos superiores, la configuración presenta cada vez un nuevo punto de inflexión y el período natural va disminuyendo.

Al excitar el sistema, cada modo responde como un sistema independiente de un grado de libertad y la respuesta total será combinación de las respuestas independientes de cada modo, multiplicada cada una por un factor de participación.

El desplazamiento de piso “y” se obtiene, como la suma de las participaciones de cada modo a dicho desplazamiento.

$$u_i = \sum_{n=1}^N \phi_{in} \cdot y_{in} \cdot (t)$$

Donde:

$y_{in}$  = Desplazamiento en el nivel y del modo n.

t = Instante del desplazamiento.

$\phi_{in}$  = Factor que define la escala a que interviene el modo n en el movimiento del nivel i.

Gran parte de la energía de un sismo en una estructura, se absorbe por oscilación en los primeros modos de vibración; así, en una estructura de varios grados de libertad, el análisis se simplifica notablemente, ya que basta para las estructuras regulares, determinar la respuesta ante los tres primeros modos para tener una idea muy precisa de la respuesta total.

Al igual que un sistema de un grado de libertad, aquí también para fines de un análisis o diseño estructural de un edificio, interesa esencialmente la máxima sollicitación a la que se verá sujeta la estructura por efecto del sismo; por lo que no es necesario conocer la historia completa de la respuesta, sino sólo su valor máximo ante la excitación sísmica.

Un criterio propuesto por Rosenblueth, sobre la máxima respuesta del sistema, y que es aceptado por la mayoría de los reglamentos, es calcular primero la respuesta del sistema en cada modo de vibración,  $R_i$  (esta respuesta puede ser desplazamiento lateral de un nivel o la fuerza interna en una sección determinada).

La respuesta máxima en cada modo puede determinarse directamente del espectro de aceleraciones o velocidades para la frecuencia natural del modo en cuestión, idealizando la estructura como una serie de sistemas de un grado de libertad.

$$R_R = \sqrt{\sum_{i=1}^N R_i^2}$$

Para llevar a cabo un análisis del comportamiento estructural en edificios históricos ante efectos sísmicos, éste puede efectuarse considerando que las estructuras tienen comportamiento elástico lineal. No obstante, se tiene conocimiento que durante temblores severos los edificios pueden incursionar en comportamiento inelástico, para lo cual es necesario considerar factores de resistencia a los resultados del análisis elástico.

Sin embargo la intensidad de la vibración inducida en un edificio histórico depende tanto de las características del movimiento del terreno como de las propiedades dinámicas de la estructura. Para sismos moderados la estructura del edificio se mantiene, normalmente, dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal y su respuesta puede calcularse con buena aproximación con los métodos de análisis dinámico de sistemas lineales.

A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio histórico aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, alterando su respuesta estructural; es decir en términos generales, el comportamiento estructural del edificio deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar.

Sin embargo el comportamiento no lineal está asociado a daño, inicialmente sólo en los elementos no estructurales y después se manifiesta en la estructura misma. Algunas de las evidencias del comportamiento estructural no lineal, y de daño, es la presencia de agrietamiento de recubrimientos, desprendimientos, pandeos y deformaciones locales de algunos elementos arquitectónicos-estructurales.

Una descripción simple que se puede dar del comportamiento estructural no lineal de una estructura es mediante la relación que priva entre la carga lateral total aplicada (fuerza cortante en la base) y el desplazamiento de la parte superior del edificio. Es decir el movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base, generando fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura.

Por otro lado tenemos que las fuerzas de inercia que se generan por la vibración en los lugares donde se encuentran las masas del edificio se transmiten a través de la estructura por trayectorias que dependen de la configuración estructural. Estas fuerzas generan esfuerzos y deformaciones que pueden poner en peligro la estabilidad del edificio.

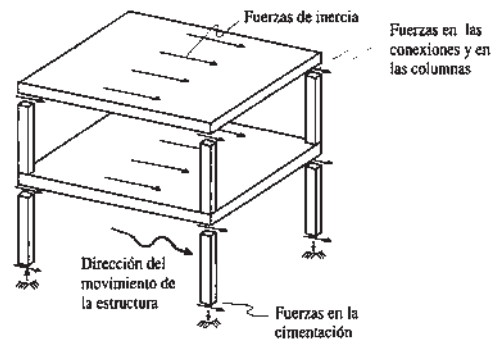


Fig. 11 Flujo de fuerzas debido a la vibración.

Por tanto es importante tomar en cuenta que la flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que ésta vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen en forma preponderante de las propiedades de la estructura misma. Por una parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.

Por otro lado la respuesta sísmica de una estructura se puede obtener analizando un modelo simple que es un sistema de un grado de libertad, constituido por una masa concentrada y un elemento resistente con cierta rigidez lateral y cierto amortiguamiento. Este sistema se caracteriza por su periodo natural de vibración que es proporcional a la raíz cuadrada de la relación entre la masa y la rigidez.

Cada material y sistema estructural presenta variaciones en su respuesta que dan lugar a diferencias tanto en las cargas como a las deformaciones que se requieren para alcanzar los distintos estados límite. Algo importante en el análisis sísmico consiste en proporcionar a la estructura, además de la resistencia necesaria, la capacidad de deformación que permita la mayor ductilidad posible.

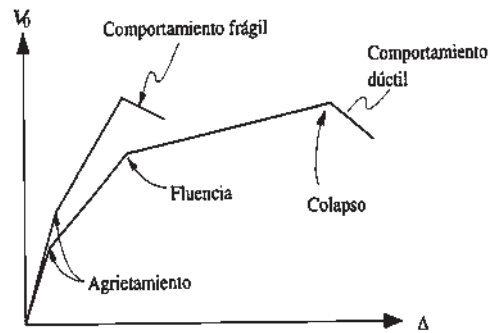


Fig. 12 Diagrama de relación carga-deformación



## 1.2- Patología estructural sísmica en las edificaciones históricas

Aparentemente definir la *Patología Estructural* representa una intromisión en otras áreas del conocimiento pero para una mejor comprensión conceptual de ella haremos un símil con las ciencias médicas. No es a partir de las personas sanas que se hace la docencia y práctica médica sino frente a quien padece una dolencia, por lo que evaluando su cuadro clínico se hace el diagnóstico, se formulan estrategias y se dan pautas para su solución. Algo similar ocurre con las edificaciones cuando a partir de los daños que manifiesten, se formulan procesos de intervención y se crean metodologías para evitar que tales hechos se repitan en las nuevas obras.

Definiremos entonces la *Patología estructural* como la ciencia dedicada al estudio sistemático y ordenado de los daños y fallas que se presentan en las edificaciones, analizando el origen o las causas y consecuencias de ellos para que, mediante la formulación de procesos, se generen las medidas correctivas para lograr recuperar las condiciones de desempeño de la estructura. Algunos autores muestran su desacuerdo por el término "patología", considerando más acertados los términos de Reparación y Mantenimiento.

Cada día se aprecia el interés profesional sobre el tema de la Patología Estructural motivados por el creciente número de daños, mal funcionamiento, intervenciones normativas o deterioro por el simple paso del tiempo. Crece también el interés por conocer métodos y técnicas que puedan emplearse de manera segura, en el tratamiento de problemas en las edificaciones históricas.

Existen razones discutibles por las cuales no se divulgan los tratamientos de rehabilitación o reforzamiento de los innumerables casos que se presentan. Cuando se confirma un daño o falla, pareciera que el primer paso del tratamiento es el disimulo o desaparición de toda prueba ante el riesgo de colocar en evidencia tanto la obra como los profesionales que han intervenido. Se pierde entonces la gran posibilidad de compartir las experiencias cuando precisamente toda lección sobre el particular es la mejor ganancia para difundir procesos de patología y rehabilitación sistemáticos.

Los sismos han sido en parte uno de los mayores causantes de que muchos edificios históricos hayan sido severamente afectados en su estructura y otros hayan colapsado, debido a que estos se encuentran en regiones de actividad sísmica significativa. Sin embargo, las marcas que han dejado los sismos son evidentes en las construcciones que han permanecido por siglos en las regiones de alta sismicidad, por lo que el estudio histórico y estructural de su comportamiento ante estos fenómenos, es un medio importante para la evaluación de su seguridad estructural para lograr prevenir cualquier acción extraordinaria eventual que pudiera presentarse al edificio, logrando de esta forma la preservación del monumento histórico.

Sin embargo algunas construcciones que han resultado dañadas por efectos de un sismo, lo habían sido ya más de una vez en sismos anteriores. Si no había evidencia de daños, era por las sucesivas reparaciones a las que habían sido sometidas. En la gran mayoría de los edificios sólo se habían realizado reparaciones de los daños mediante resane y consolidación de grietas o reconstrucciones locales de las partes afectadas. En general, se

llegan a repetir los mismos patrones de daño ocurridos en sismos anteriores; sin embargo, existen casos en que se puede observar una clara acumulación y agravamiento del daño, que conduce a situaciones de peligro.

El hecho de que una construcción haya subsistido por muchos años, es prueba suficiente de que su seguridad estructural es adecuada, sin embargo son muchas las causas que pueden deteriorar la resistencia con el tiempo y que pueden llevar a la construcción al colapso, inclusive ante el solo efecto de su peso propio. En términos generales, este deterioro se hace evidente ante la presencia de agrietamientos, aplastamiento de material, desprendimiento y deformaciones. En ciertas ocasiones, no se encuentra evidencia externa de la pérdida progresiva de resistencia del material de una estructura, sin embargo se han presentado casos de colapsos súbitos de edificaciones que no presentaban signos de daño en forma aparente.



Foto. 1 Falla súbita por cortante en muro lateral norte del Templo de San Jerónimo Purenchecuaru Mpio de Quiroga, Mich.

En ocasiones, las reparaciones realizadas en el pasado incluyeron la modificación de algunas partes de la construcción que se consideró que influían negativamente en su comportamiento sísmico. Este es el caso de la reducción de la altura de campanarios o su eliminación total, así como de adornos y salientes; en general modificaciones de este tipo han resultado exitosas; no así con algunas modificaciones relacionadas con la abertura de vanos y nichos y la sustitución parcial de materiales de paredes y techumbre sin cuidar la adecuada conexión de la parte nueva con la original.

Los sismos han sido una de las principales causas de destrucción de los edificios históricos en México y otros países. La experiencia generada por este factor no ha sido divulgada o sistematizada de forma adecuada, por lo que no se cuenta con una práctica establecida acerca de la evaluación de la seguridad de estos edificios y de las medidas más idóneas para reducir su vulnerabilidad<sup>2</sup>.

El esfuerzo para comprender las formas arquitectónicas que tiene el patrimonio histórico edificado y su desarrollo a lo largo de muchos años ha exigido ordenar y reorganizar la concepción tecnológica y estructural en las edificaciones de carácter histórico ante los efectos sísmicos. La evolución que han tenido las estructuras a lo largo del tiempo y realizadas por el hombre se basó en gran parte en el método de la prueba y el error. Sin embargo el observar hoy en día soluciones que admiramos por su destreza estructural y eficiencia requirió de muchos intentos fallidos que con la experiencia práctica poco a poco fueron definiendo los límites permisibles, para mantener las características de la estructura dentro de su seguridad.

---

<sup>2</sup> Meli, Roberto, "Comportamiento sísmico de inmuebles históricos. Lecciones de eventos recientes", en *Memorias del XIII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, nov. de 2001, Guadalajara, 2001, 18 p.

En el pasado reciente se llegó a incluir nuevos elementos con la función expresa de incrementar la resistencia sísmica, pero manteniendo características de la construcción original. La más frecuente de estas modificaciones fue la adición de contrafuertes o botareles en los muros longitudinales, con el fin de restringir su flexión hacia fuera, la que, como se ha dicho, es la principal debilidad de estas estructuras.

En el análisis y evaluación que se ha venido realizando recientemente a edificios históricos, se ha diagnosticado que parte del deterioro estructural es por la falta de mantenimiento preventivo y correctivo y a la deficiencia de conexión e integración en forma correcta del material y de su técnica constructiva empleada a la estructura original, por lo que éstos factores han influido con el paso del tiempo a un debilitamiento de la estructura, o una interferencia con su manera natural de vibrar ante la presencia de un sismo, como en el caso de la inserción de gruesos castillos, traveses o losas de concreto en los muros de mampostería natural. En ocasiones la disposición y características de los elementos de refuerzo muestran desconocimiento del comportamiento estructural que tienen los edificios históricos llegando a generar intervenciones que no produjeron el efecto deseado.

Para lograr diagnosticar la seguridad estructural del edificio, es importante entender a fondo el funcionamiento estructural de la construcción original y el mecanismo de transmisión de fuerzas concebido por sus constructores. Asimismo deben identificarse los factores que pueden modificar el mecanismo original de transmisión de fuerzas y afectar el comportamiento y la seguridad estructural del edificio; partiendo de que los daños que la estructura puede haber sufrido por efectos accidentales como sismos, vientos, o bien los debidos a hundimientos significativos de sus apoyos y al deterioro por intemperismo o a agentes químicos, así como los generados por modificaciones realizadas por el hombre a lo largo del tiempo, como la remoción de partes de la estructura o adiciones que hubieran incrementado o disminuido las cargas.

Los análisis realizados a diversos edificios históricos y los informes técnicos de pruebas mecánicas a materiales realizadas, han permitido confirmar que los esfuerzos promedio aplicados en las secciones transversales de los elementos estructurales son pequeños, si se comparan con la resistencia en compresión del material; es poco probable que esos esfuerzos excedan de  $20 \text{ kg/cm}^2$  para elementos de piedra que tiene una resistencia en compresión de  $280 \text{ kg/cm}^2$ , o más. Esto ha llevado a pensar que se tienen amplios factores de seguridad en dichas estructuras.

Es común pensar que una estructura debe ser segura en términos absolutos, lo que implica que sea imposible que vaya a fallar. Este concepto es erróneo y, más bien, puede afirmarse lo contrario: toda estructura acabará por fallar, a menos que sea objeto de intervenciones que subsanen y corrijan los indicios de falla.

Para un adecuado esquema de evaluación de la seguridad estructural en los edificios históricos ante los efectos sísmicos y estar en posibilidad de proponer materiales y técnicas constructivas apropiadas para el edificio, se debe comprender el comportamiento estructural de cada elemento arquitectónico-estructural que forma parte del edificio y del tipo de daño que se puede presentar en la estructura. Así como las medidas de seguridad que se han aplicado en el pasado y presente para la protección de los edificios afectados por

sismo, haciendo algunas reflexiones sobre los criterios de reparación y refuerzo que deben adoptarse.

Por otra parte el análisis y evaluación del comportamiento sísmico de cada uno de los elementos arquitectónicos-estructurales de los edificios afectados por un sismo, es la forma más efectiva para conocer y entender el grado de vulnerabilidad estructural a que puede estar expuesta cualquier edificación, es de gran importancia evaluar la forma y tipo de intervención que han tenido las edificaciones desde su primera etapa constructiva hasta la última realizada, logrando con esto, identificar materiales y sistemas constructivos que han tenido un trabajo y comportamiento estructural exitoso y deben seguir utilizándose, y aquellos que no resultan convenientes. Sin olvidar que debe prevalecer una compatibilidad de los nuevos materiales y sistemas constructivos con los concebidos de origen.

El proponer un adecuado esquema de intervención permitirá comprender cuál fue el comportamiento que originó cada tipo de daño, así como las opciones que se tienen para contrarrestar ese efecto mediante una propuesta de reparación y refuerzo y del cómo afectará esa reparación al comportamiento general de la estructura en futuros eventos.

Sin embargo el factor que más ha influido en el establecimiento de la práctica actual del análisis sismorresistente para edificios históricos, ha sido la experiencia que se ha derivado del comportamiento estructural observado de los diferentes tipos de estructuras que han sufrido sismos severos. La identificación de las características que han dado lugar a fallas o un buen comportamiento y el análisis de los tipos de daños y de sus causas han contribuido en forma decisiva al entendimiento del comportamiento sísmico de las estructuras históricas. La causa más frecuente de colapso de los edificios es la insuficiente resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura.

En este trabajo de investigación se describe el comportamiento sísmico estructural que llega a presentarse en los elementos arquitectónicos-estructurales que forman parte de un edificio histórico, para lo cual se analiza un caso de estudio de arquitectura religiosa como es un *templo abovedado*<sup>3</sup>, describiendo la causa del daño más común y medidas que se han logrado tomar para la protección de los edificios afectados por sismo, así como el trabajo estructural de cada elemento arquitectónico que forma parte del mismo.



Fig. 13 Representación esquemática del templo Abovedado.

<sup>3</sup> Caso típico de estudio del comportamiento estructural que tiene una sola nave longitudinal, aunque con frecuencia existe una nave transversal para dar a la planta la forma de una cruz latina. La fachada principal está formada por un muro grueso con ventana de coro y algunos nichos, la parte superior es rematada por un frontón que puede sobresalir del nivel de la cubierta. En uno o los dos extremos de la fachada se levantan las torres campanarios rematadas por la linternilla y el cupulín. La nave longitudinal está cubierta por una bóveda de cañón con arcos fajones que rematan en los muros longitudinales. La crujía del crucero está cubierta por la cúpula apoyada generalmente sobre un tambor de planta ortogonal que, a través de pechinas, transmite u carga a los cuatro apoyos que se forman en las esquinas del crucero de la nave longitudinal y la transversal, los muros longitudinales se encuentran exteriormente reforzados por contrafuertes.

Los *arcos* como las bóvedas son estructuras que trabajan por gravedad transmitiendo la carga vertical debido a su peso propio y a otros elementos, hacia sus apoyos laterales mediante fuerzas que se generan entre las dovelas que los componen siguiendo una trayectoria o línea de presión que debe pasar por dentro del núcleo central del arco. Las fuerzas resultantes se transmiten a los apoyos laterales e incluyen un componente horizontal importante o coceo. Es por ello que se reciben con muros y contrafuertes para transmitir las fuerzas adecuadamente a la base del terreno o cimiento.

Los arcos en edificios históricos en general han permanecido estables ante carga vertical como lo demuestran los arcos romanos con miles de años o los de templos con cientos de años de antigüedad. Ante las demandas horizontales como las que se generan por la fuerza inercia en un sismo, las fuerzas y deformaciones internas se incrementan, pero son aún resistidas por el material. Una frecuente causa de daño



Foto 2 Rehabilitación de Arco y Bóveda

o colapso es debida a la abertura de los apoyos (aumento temporal del claro del arco o bóveda), en cuyo caso aparecen grietas verticales en la clave, seguidas de grietas en los apoyos o en los cuartos extremos. No obstante que se generen estas fisuras, la estructura mantiene su estabilidad siempre y cuando la línea de presiones pase por el núcleo central del arco o bóveda. Si el desplazamiento relativo de apoyos es muy grande, el tamaño de las grietas rompe la trayectoria de la línea de presiones, conduciendo a un estado de inestabilidad e incluso de colapso.

Las *bóvedas* que se desarrollan entre arco y arco también trabajan por gravedad. Generalmente no transmiten su carga a los arcos transversales, sino que transmiten las fuerzas directamente a sus apoyos (muros). Cuando las bóvedas tienen lunetos, se forma una estructura tridimensional más estable. Sin embargo, el riesgo de colapso es por la falla o abertura de los apoyos. Por lo general, las grietas que siguen la clave del intradós de la bóveda no representan riesgo importante de colapso siempre y cuando se cumpla las condiciones de estabilidad que requieren los arcos.



Foto 3 Mecanismo de falla de bóveda y arcos fajones

Las *cúpulas*, por su parte, tienen cierta semejanza con el trabajo de los arcos. Transmiten su carga por gravedad, pero con un desarrollo geométrico tridimensional. Es cerca del ecuador donde se pueden generar esfuerzos de tensión normales a los meridianos (tangenciales), pero la estructura de tambor que generalmente llevan como base les ayuda a restar esta acción. Las cúpulas son elementos relativamente rígidos y se ha visto que el modo fundamental de vibrar en condiciones dinámicas es el de torsión en planta, lo que genera respuestas por esfuerzo cortante en la estructura de tambor. Han existido casos en cúpulas aunque no en forma común que, aunque totalmente fracturadas, disponen todavía de una alta estabilidad estática.



Las cúpulas son mucho más sensibles a los movimientos de los apoyos que las bóvedas, esto produce grietas a lo largo de los meridianos, así como agrietamientos horizontales en la base. Por el peso propio que presentan las cúpulas, la vibración de éstas produce fuerzas laterales importantes sobre el tambor, el cual presenta una resistencia a fuerza cortante limitada por las aberturas de los vanos ventanas. Además, las cúpulas tienden a presentar una vibración de torsión que agrava las fuerzas cortantes en el tambor, lo que afirma los numerosos casos de daños comunes en estos elementos arquitectónicos-estructurales.



Foto 4 Mecanismo de falla en la cúpula y en muro de ábside del templo

Los elementos con configuración geométrica curva (arcos, bóvedas y cúpulas) son elementos cuya forma es muy eficiente para transmitir su propio peso a los apoyos mediante esfuerzos de compresión, los que la mampostería natural puede absorber eficientemente, para ello requieren que sus apoyos corridos sean firmes; sin embargo los movimientos que sufren durante el efecto sismo los muros y columnas que apoyan los elementos de cubierta, introducen agrietamientos que pueden conducirlos a la falla.

Los *campanarios* que sobresalen de las fachadas son elementos esbeltos y flexibles que generan vibraciones elevadas. Por su altura se presentan fuerzas laterales importantes que causan daños, particularmente en las secciones donde existen aberturas de gran tamaño se origina una reducción del área efectiva resistente. Generalmente los agrietamientos se presentan en las columnas que limitan las aberturas, y en los cerramientos de superficie curva de las aberturas del campanario. Por otra parte se llegan a generar vibraciones de esfuerzos por torsión que dislocan las zonas de campanarios; asimismo la flexión generada por la vibración lateral de las torres origina grietas horizontales en la parte inferior de las columnas.



Un tipo de daño grave es el agrietamiento por esfuerzo diagonal del cuerpo inferior de la torre que ésta conectado a la fachada; éste se debe al efecto de las fuerzas cortantes que son transmitidas por la vibración de la zona del campanario y por lo tanto tiende a producir un deslizamiento sobre la grieta inclinada y en el límite, la caída de la parte superior de la grieta. En ciertas ocasiones se llega a producir agrietamiento diagonal en la parte central de la fachada, debido a la vibración de la torre y al debilitamiento que se produce por la presencia de la puerta de acceso, ventana de coro y nichos en la fachada principal.

Aunado a lo anterior su flexibilidad contrasta con la relativa robustez de la estructura del templo, ya sea del cuerpo de las torres o las cúpulas. Además, al trabajar por gravedad, las aceleraciones verticales del sismo, sumadas a las horizontales, producen en cierto instante combinaciones de demandas de cortante y tensión (o reducción de la compresión) que disminuyen la resistencia y rigidez del elemento. Cabe mencionar que sobre las columnas,



la estructura es rígida, la cual se encuentra coronada con tambor que soporta al cupulín de la torre.



El agrietamiento horizontal en las columnas de campanarios es frecuente. En algunos casos se ha observado que el agrietamiento de las distintas columnas a una misma altura, y en otras los agrietamientos ocurren en los extremos superior e inferior. Más que por esfuerzo cortante, la causa de las grietas, perfectamente horizontales y de reducida abertura, se puede atribuir al posible trabajo de flexocompresión primero, y después de cabeceo como mecanismo de bloques rígidos. El mecanismo de falla se caracteriza por el desplazamiento y rotación de la parte superior, generando la separación entre piezas y mortero por tensión, alternándose la dirección del movimiento. Una falla por cortante genera grietas inclinadas por tensión diagonal.

Los *contrafuertes* son elementos que reciben las fuerzas tanto verticales como las laterales que les transmiten los arcos y las que se generan por movimientos sísmicos. Son elementos que trabajan esencialmente a compresión-cortante y en los cuales se pueden generar agrietamientos inclinados por tensión diagonal. En este sentido es común encontrar un patrón repetitivo donde las grietas se dirigen hacia abajo y de adentro hacia el exterior de la estructura. Por tanto se puede comprender por qué no se generan agrietamientos en el sentido opuesto en el mismo elemento, pues cuando las acciones cambian de dirección son los contrafuertes del otro lado de la nave los que reciben las mayores respuestas sísmicas. Sin embargo las características que influyen en la resistencia de los contrafuertes son el material empleado y el área en planta que tiene el elemento arquitectónico-estructural, a mayor dimensión mayor la resistencia que proporciona.

En diversos casos, aunque existan robustos contrafuertes, éstos no garantizan la presencia de la flexión hacia afuera de los muros y por consiguiente el agrietamiento de la cubierta. Comúnmente, en estos casos se puede apreciar la escasez de conexión o cierta separación entre el contrafuerte y el muro longitudinal en su parte superior; la segunda situación se puede atribuir a que el gran peso de los contrafuertes produjo asentamiento del suelo sobre el que estaban apoyados directamente, lo que condujo a un giro hacia fuera del contrafuerte, que se separó del muro y no cumplió su función, al menos hasta que el muro longitudinal no se deformó lo necesario para volver a entrar en contacto con el contrafuerte.



Foto 5 Falla por cortante en el contrafuerte botarel

En cuanto al cuerpo de las torres estos proporcionan la resistencia al esfuerzo cortante de las masas de campanarios que se encuentran sobre dichos cuerpos. Cuando las fuerzas actúan hacia el centro de la nave, el cuerpo de la torre puede apoyarse contra la fachada, compuesta por un elemento largo y rígido, por lo que no es común ver agrietamientos inclinados hacia adentro. Por otro lado, cuando la fuerza es hacia afuera, es posible que en el cuerpo se produzcan agrietamientos inclinados hacia abajo y hacia afuera, así como una grieta vertical entre el cuerpo de la torre y la fachada, o que se generen grietas con un desarrollo lineal vertical en la fachada por la trayectoria de menor área transversal vertical la cual generalmente intercepta a la ventana del coro y el acceso principal al templo.

La *fachada principal* es un muro alto y pesado con escasa conexión con el resto de la nave del templo, lo que propicia una vibración en dirección perpendicular a su plano, es decir su trabajo estructural es como una viga en voladizo. Es frecuente observar que el frontón llega a presentar agrietamiento por flexión horizontal en su parte inferior, es decir a nivel de cubierta o en su caso se llega a percibir una separación lineal continua entre la fachada y la cubierta o muro longitudinal del templo debido al mismo fenómeno.

El *frontón de fachada* y otros elementos decorativos y voluminosos suelen agrietarse en su base, debido también a deformaciones de tensión por la flexión que se genera por fuerzas fuera de su plano.

Finalmente los *muros longitudinales* rara vez llegan a presentar agrietamientos, por la gran área efectiva resistente que tienen ante las fuerzas en su plano; sin embargo, en algunos casos estos muros llegan a presentar desplomos hacia fuera debido a la fuerza de empuje lateral (coceo) que induce la bóveda y a sus deformaciones por sismo, de las que no se pudieron recuperar debido a la oposición de la bóveda. Los desplomos que se llegan a observar en la actualidad son por lo general debido al efecto acumulado de los sismos que a lo largo de los años han afectado al edificio.

Existen algunos casos en que los efectos del sismo se han concentrado en ciertas áreas de la construcción que en forma semejante tenían las mismas características que el resto. Esto puede atribuirse a que en el área afectada existía un suelo menos firme que bajo el resto del edificio, generando con esto amplificaciones del movimiento sísmico o a hundimientos diferenciales que dañaron a la edificación. Existen casos en que los problemas son producto de cambios bruscos en la rigidez y forma de vibrar de la estructura, tenemos como ejemplo que en la crujía anexa a la del coro se han producido daños severos que es más rígida que las demás por el efecto del entrepiso que existe en el coro.

### **1.3.- Comportamiento sísmico de edificios de mampostería no reforzada**

La mampostería es uno de los materiales con un mayor abanico de aplicaciones en la edificación de obras civiles y religiosas. Su uso se remonta a las primeras civilizaciones que poblaron la tierra.

Han sido muchos los materiales utilizados a lo largo de la historia como elementos componentes de la mampostería. Con el transcurso de los años los procesos de fabricación han ido evolucionando, sin embargo, la forma de colocación de este material continúa

siendo a mano, y es ésta una de las variables que más incide en el comportamiento final de la mampostería. Esta variable resulta difícil de controlar y, por consiguiente, puede decirse que es uno de los principales limitantes dentro de la calidad de la obra de fábrica.

Todas las construcciones en mampostería en el pasado, fueron realizadas a partir de reglas empíricas y, diseñadas sólo para soportar acciones gravitatorias, usando la carga muerta para estabilizar las estructuras frente a cargas laterales producidas por vientos y sismos. No es hasta mediados del siglo XX, que aparecen las primeras normativas y reglamentaciones de diseño.

La aplicación de los principios de ingeniería estructural ha significado un avance importante en el conocimiento de las propiedades y del comportamiento de la mampostería no reforzada.

Los sismos fuertes que han tenido lugar hasta la fecha, han mostrado en la mayoría de los casos, que las estructuras de mampostería no reforzada han sido las más afectadas. El modo de fallo de este tipo de estructuras, ha puesto en evidencia un comportamiento con muy poca ductilidad, debido a que el colapso se presenta de forma súbita. En la mayoría de los casos, este tipo de fallo ha estado relacionado con las deficiencias características de esta tipología constructiva, como son: malas conexiones, diafragmas de piso excesivamente flexibles y morteros de mala calidad, entre otros. Por otra parte, ante sismos menos intensos, las estructuras sólo se han visto afectadas ligeramente sin presentar daños de consideración. Esto podría indicar que, para zonas con una amenaza sísmica baja y moderada, utilizando una técnica adecuada de reforzamiento, podría garantizarse un buen desempeño de estas estructuras, y por lo tanto, reducir el riesgo al que se encuentran expuestas



Fig. 14 Comportamiento sísmico de elementos arquitectónicos-estructurales

El amplio uso que se le ha dado a este material, en la mayoría de edificios históricos corresponden a este tipo de sistema constructivo, exige un mejor entendimiento de su respuesta sísmica y, el desarrollo de métodos de diseño que incorporen características propias de estas estructuras, de tal manera que, su comportamiento ante acciones sísmicas sea adecuado.

En la literatura, pocos resultados experimentales están disponibles para estructuras de mampostería no reforzada, especialmente bajo cargas sísmicas. Esto se debe principalmente a que estas estructuras son normalmente consideradas como poco adecuadas en zonas con una amenaza sísmica elevada y, por otra parte, su desempeño sísmico es bastante variable,

esto es, en algunos casos ha resultado catastrófico y en otros se han comportado de manera excelente. La razón de esta variabilidad, se explica a partir de la relación carga-deformación: inicialmente la mampostería es rígida, mostrando poco efecto de carga, sin embargo, una vez se alcanza la deformación pico, suele fallar de manera frágil.

Considerando que no existe ningún tipo de refuerzo, la redistribución de los esfuerzos máximos no es posible y, el fallo local rápidamente se convierte en un fallo global de la estructura. Así, el sistema pierde resistencia y puede colapsar. Sin embargo, cuando la respuesta de la estructura ante un movimiento sísmico, cae dentro del primer intervalo, esto es, dentro del rango elástico, su desempeño es bastante bueno. Las estructuras diseñadas para satisfacer este requerimiento, deben ser de proporciones masivas para cualquier movimiento sísmico, es decir, que tengan una gran cantidad de muros de gran espesor en ambas direcciones en planta. Esto explica, el por qué varias estructuras antiguas de esta tipología, se han comportado adecuadamente frente a sismos de diferente intensidad, con daños muy leves.

Evaluar el desempeño sísmico de este tipo de estructuras no es una tarea fácil, debido a que el análisis está condicionado a ciertos aspectos, tales como:

- El agrietamiento inicial no necesariamente corresponde al colapso de la estructura.
- La capacidad de disipación de energía después de la capacidad pico en la mayoría de los casos es limitada.

En los últimos 20 años, los daños registrados como consecuencia de un número considerable de sismos, dieron origen a un desarrollo importante en el área de reforzamiento y rehabilitación de estructuras existentes. Sin embargo, la incorporación de estas técnicas en las diferentes normativas existentes, ha avanzado más lentamente y, en algunos casos, no se cuenta aún con una propuesta aprobada dentro de las respectivas reglamentaciones.

El primer paso para determinar si es necesario intervenir una estructura y a qué nivel, consiste en un análisis ingenieril de la estructura, que permita determinar su vulnerabilidad, para las condiciones de servicio y de amenaza sísmica existente. Por lo tanto, es necesario plantear modelos simples, que permitan analizar el comportamiento global de estas estructuras ante cargas sísmicas de una manera fácil, rápida y eficiente y cuyo objetivo final sea el de incorporar funciones simples en las normativas de diseño, que permitan cuantificar el daño que se presenta en este tipo de estructuras de acuerdo a la amenaza sísmica existente en la zona.

### ***Comportamiento bajo cargas dinámicas en el plano***

La respuesta dinámica de las estructuras de mampostería no reforzada, es un fenómeno complejo que depende de la resistencia, la rigidez y la ductilidad de la mampostería, del tipo de diafragma de piso, de sus conexiones y finalmente de la magnitud de las cargas verticales de compresión del sistema. En la literatura técnica, existen pocos resultados experimentales para las estructuras de mampostería no reforzada, especialmente bajo cargas sísmicas. Esto se debe particularmente, a que este tipo de estructuras no se consideran

apropiadas para zonas de sismicidad moderada y alta. Sin embargo, muchas de las estructuras históricas en estas zonas pertenecen a esta tipología.

LA partir de ensayos pseudo-dinámicos y dinámicos, es posible determinar su comportamiento histerético, el cual se representa por medio de ciclos reversibles de carga y descarga, denominados ciclos histeréticos. La Figura siguiente muestra la relación entre la fuerza horizontal aplicada, (H), y la deflexión en el primer nivel, (D), de un edificio de mampostería no reforzada de dos niveles.

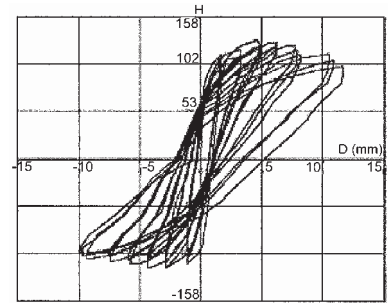


Fig. 15 Respuesta histerética de un muro de mampostería no reforzada

Sin embargo el comportamiento bajo cargas dinámicas de las estructuras de mampostería no reforzada, está estrechamente ligado a la resistencia propia de la mampostería y a la magnitud de los esfuerzos de compresión vertical inducidos por las cargas del sistema estructural. El efecto de estos esfuerzos se compara con la función que desempeña el refuerzo. Por lo tanto, con un nivel de cargas de compresión vertical moderado, los muros de mampostería no reforzada tienen una mayor capacidad para resistir cargas laterales y disipar energía, una vez producido el primer agrietamiento en las juntas verticales. Este comportamiento puede atribuirse a la fricción actuando a lo largo de las juntas debido a los esfuerzos de compresión vertical constantes. De igual forma, los resultados muestran una disminución de la rigidez a medida que crece el número de ciclos.

#### ***Respuesta de fallo en los muros de mampostería no reforzada***

La respuesta en el caso de la mampostería no reforzada, no garantiza que el comportamiento de todo el conjunto de muros, sea similar. Por lo que no hay que perder de vista, el modo de fallo, frágil y drástico, observado durante sismos recientes. Adicionalmente, en la mayoría de los casos, la magnitud de los esfuerzos de compresión en los últimos niveles de las estructuras de mampostería no reforzada, son bajos, lo que reduce drásticamente su capacidad de experimentar grandes deformaciones una vez producido el agrietamiento y, por lo tanto, se producen fallos de tipo frágil.

Los principales mecanismos de fallo observados durante los últimos sismos, no están relacionados con, la resistencia propia del muro, sino con el comportamiento global de la estructura.

#### ***Principales mecanismos de fallo que han sido detectados e investigados durante los movimientos sísmicos***

Los daños observados en las estructuras de mampostería no reforzada producidos por los sismos, han dejado una gran cantidad de escenarios que varían de una zona a otra, dependiendo de diversos factores, entre los cuales se pueden destacar:

- La magnitud del sismo.
- Las características geológicas y geotécnicas de la zona.
- La calidad de las construcciones.



La combinación de todos estos factores, unida a la incertidumbre implícita del fenómeno, arroja un amplio espectro de posibles escenarios de daño.

Los principales factores que influyen en los diferentes tipos de fallo que se presentan en las estructuras de mampostería no reforzada, tiene un peso dentro de la seguridad de la estructura, no obstante, este peso está relacionado con los anteriores factores, por lo tanto, es poco probable poder establecer un peso único e independiente para cada uno de ellos. La interacción dinámica de cada uno de estos factores, es finalmente la responsable de los escenarios de daño que se presentan como consecuencia de un sismo. Por lo tanto, es indispensable que para cada zona, se haga una evaluación rigurosa de los parámetros que condicionan la resistencia de las estructuras frente a cargas de tipo sísmico, para que puedan identificarse los principales causantes del daño y las estrategias de reforzamiento a seguir, para disminuir el riesgo al que están expuestas dichas construcciones y sus ocupantes.

### ***Fallos fuera del plano***

Este tipo de fallo es bastante común en las estructuras de mampostería no reforzada, incluso para movimientos sísmicos de magnitud moderada. Se produce por la falta de anclaje de los muros a los diafragmas de piso y techo, o por una excesiva flexibilidad de los diafragmas. El fallo fuera del plano es drástico y pone en peligro la capacidad del sistema resistente de cargas gravitatorias.

Otro, ejemplo de fallo fuera del plano, es el fallo de los pretiles, que se considera como fallo fuera del plano, debido a que este tipo de elementos no estructurales, se comportan, si no están restringidos o bien anclados, como muros en voladizo extendidos más allá de la línea de techo. Por estar localizados en la parte superior de los edificios se ven sometidos a mayores amplificaciones del movimiento sísmico, que inducen fácilmente al fallo por flexión fuera del plano. Los pretiles han sido reconocidos como una amenaza seria para la vida de las personas durante los sismos y, por lo tanto, algunas de las últimas regulaciones de reforzamiento sísmico han ido dirigidas, directamente, hacia la reducción de estas amenazas. Otras posibles fuentes de amenaza son las chapas y demás elementos de ornamentación que no tengan un buen soporte o anclaje, frente a cargas laterales.



Fig. 16 Mecanismo de falla fuera de plano ante el efecto sísmico



### ***Fallos en el plano***

Los fallos en el plano pueden producirse por esfuerzos excesivos de cortante o de flexión, dependiendo de la relación de aspecto (longitud/altura) de los elementos de mampostería no reforzada. Por lo tanto, para valores bajos de la relación de aspecto, el fallo se produce por flexión y para valores medios, el fallo se produce por cortante.

### ***Fallos en el plano por cortante***

Se trata de un tipo de agrietamiento en doble diagonal en forma de cruz (X), que puede presentarse en diferentes partes de la estructura. Este tipo de fallo, ha sido identificado como una de las principales causas del colapso de las estructuras de mampostería no reforzada, cuando las grietas se forman en los muros del sistema resistente de cargas laterales, debido a que no existe la suficiente densidad de muros en una dirección determinada del edificio y, por lo tanto, las fuerzas inducidas por el sismo exceden la resistencia a cortante. Cuando el tamaño de estas grietas llega a ser excesivo, la resistencia y la rigidez de los muros se degradan rápidamente, debido a que no existe un refuerzo que controle el tamaño de las grietas y, por lo tanto, la estructura falla de forma frágil. Para grietas pequeñas y poco profundas, el sistema resistente de cargas verticales no se ve comprometido y, por tanto, la estructura continua siendo estable.

Este tipo de agrietamiento en forma de cruz de San Andrés o (X), también se produce en las fachadas de los edificios de mampostería no reforzada que tienen un gran número de ventanas y puertas. En este caso, las grietas se forman en la parte del muro que está limitada por estas aberturas o directamente sobre los dinteles.



Fig. 17 Mecanismo de falla por cortante

### ***Fallos en el plano por flexión***

Las grietas producidas por esfuerzos excesivos de flexión, son generalmente horizontales y se forman en la parte superior e inferior de las columnas o pilares de mampostería.

El balanceo o el deslizamiento sobre las grietas de flexión horizontal, puede ser una forma efectiva de absorber deformaciones y, al mismo tiempo, limitar las fuerzas generadas en el interior de una estructura.

### ***Fallos de anclaje o conexión***

Existe una práctica constructiva deficiente, que generalmente se asocia con las estructuras de mampostería no reforzada, y que consiste en no garantizar las conexiones competentes entre los mismos elementos de mampostería (muros, pretilas, dinteles, etc) o entre estos elementos y los diafragmas de piso y techo. Esta condición es esencial para un buen desempeño de la estructura, de tal forma que exista una buena transmisión de las cargas verticales y horizontales a los elementos del sistema resistente. Muchas de las construcciones antiguas presentan conexiones inadecuadas o impropias, razón por la cual, se originan fuertes daños e incluso el colapso, cuando se ven sometidas a movimientos sísmicos.

Durante los últimos 25 años, se han reforzado y rehabilitado un gran número de estructuras de mampostería no reforzada y, se pudo comprobar, durante sismos posteriores, que es posible prevenir el fallo por anclaje o conexión e incluso el colapso de estas estructuras con técnicas de reforzamiento bastante simples.

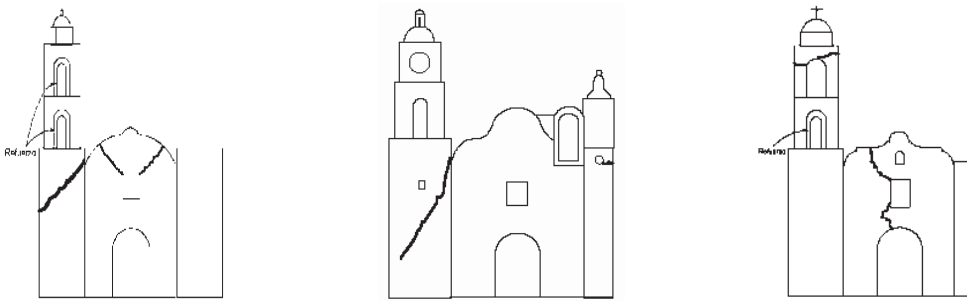


Fig. 18 Mecanismo de falla y reforzamiento de elementos arquitectónicos estructurales

El fallo por anclaje más común se presenta en, o cerca de, la parte superior de los muros, donde no hay un anclaje adecuado entre los muros y los techos, y adicionalmente, la magnitud de la sobrecarga es pequeña. Generalmente, las vigas y las viguetas de los techos, se encuentran simplemente apoyadas sobre la parte superior de los muros o simplemente se utiliza un mortero débil para sujetar las vigas al muro. Por lo tanto, ante la ausencia de un anclaje adecuado, los muros exteriores se comportan como vigas en voladizo sobre toda la altura del edificio.

El riesgo de que se produzca un fallo fuera del plano debido a esfuerzos de flexión excesivos en la base del muro, obviamente se incrementa con la altura, y aún más importante, puede ocurrir un fallo estructural global por desprendimiento de las vigas desde su soporte.

Es importante notar, que para sismos de baja magnitud, es posible que la fuerza de fricción nominal existente contribuya a prevenir el fallo, no obstante, esta resistencia no se tiene en cuenta en el diseño y no justifica la omisión de unos buenos anclajes.

Por otra parte, las malas conexiones entre los muros, producen grietas verticales en las esquinas y en los empalmes, que ocasionan su separación y, por lo tanto, aumentan su vulnerabilidad.

### ***Flexibilidad de los diafragmas y resistencia***

Los diafragmas de pisos y techos experimentan solicitaciones dinámicas en su propio plano y, su flexibilidad tiene un impacto considerable sobre la respuesta de los edificios de mampostería no reforzada. No obstante su comportamiento es bastante complejo

En muchos casos, los daños en los diafragmas de piso, pueden no deteriorar su capacidad para resistir cargas gravitacionales. Sin embargo, considerando que los diafragmas de piso flexibles, se comportan como vigas profundas extendidas entre los muros de mampostería no reforzada, las rotaciones en sus extremos pueden inducir daños en las esquinas de los muros. La ausencia de una buena transferencia entre los diafragmas y los muros de carga, también puede producir grietas en las esquinas de los muros, especialmente en edificios estrechos y largos, en los cuales, las fuerzas de cortante en el plano de los diafragmas, debidas a la flexión en la dirección larga, no pueden ser transmitidas sobre la longitud corta del muro y por lo tanto, el diafragma encontrará su soporte empujando a los muros en la dirección transversal.

### ***Daños por impacto***

El impacto entre edificios adyacentes no aislados mediante juntas sísmicas, puede producir el colapso parcial o total de los muros de una estructura, particularmente cuando los niveles de pisos y techos no están alineados. Esto se debe a que este tipo de choques producen una carga que no ha sido contemplada en el análisis sísmico. Por ejemplo, el desplazamiento horizontal del sistema de piso o cubierta de un edificio, puede producir un impacto sobre un muro del edificio adyacente, que puede hacerlo colapsar. Las opciones para reducir esta fuente de daño, para el caso de estructuras existentes, son bastante limitadas y están orientadas hacia esquemas de reforzamiento de los edificios para mitigar los impactos. En la mayoría de los edificios históricos se encuentran unidos unos con otros lo cual ha sido beneficioso porque entre ellas se confinan; sin embargo, de colapsar uno de ellos, el resto puede fallar de forma simultánea.

### ***Fallas inducidas por configuración geométrica***

Las formas regulares tanto en planta como en elevación, reducen considerablemente la vulnerabilidad de cualquier tipo de estructura. A continuación, se describen algunos problemas relacionados con la configuración en planta y en elevación de las estructuras de mampostería no reforzada:

- Problemas de torsión producidos por una distribución inadecuada de los muros en la planta del edificio o por los cambios en la sección del muro debido a los vanos en las ventanas, que dan lugar a la formación de muros de poca altura, los cuales son sumamente rígidos y, por lo tanto, absorben un gran porcentaje de la fuerza cortante total.
- Mala transmisión de esfuerzos desde los muros superiores hacia los inferiores, por la falta de continuidad vertical en los muros.

- Reducción de la resistencia a cortante y fallos por pandeo que se producen en los muros esbeltos, y que son típicos de los edificios antiguos con altura de entrepiso muy elevada.
- Discontinuidad en elevación de los muros de mampostería y/o alturas de entrepiso diferentes producen la formación de un piso débil o blando, en el cual generalmente se concentra el daño. En el caso de estructuras antiguas, el primer nivel generalmente tiene una altura mucho mayor que los demás. Adicionalmente, muchos de los muros que se encuentran en los niveles superiores, desaparecen por completo en este nivel, buscando espacios mucho más diáfanos. Esto produce una concentración grande de esfuerzos y ocasionan daños severos en este nivel, debido a la disminución de la rigidez con respecto a los otros niveles.
- Empuje de escaleras contra muros que se emplean como apoyos del descanso, lo que origina un fallo por punzonamiento del muro.

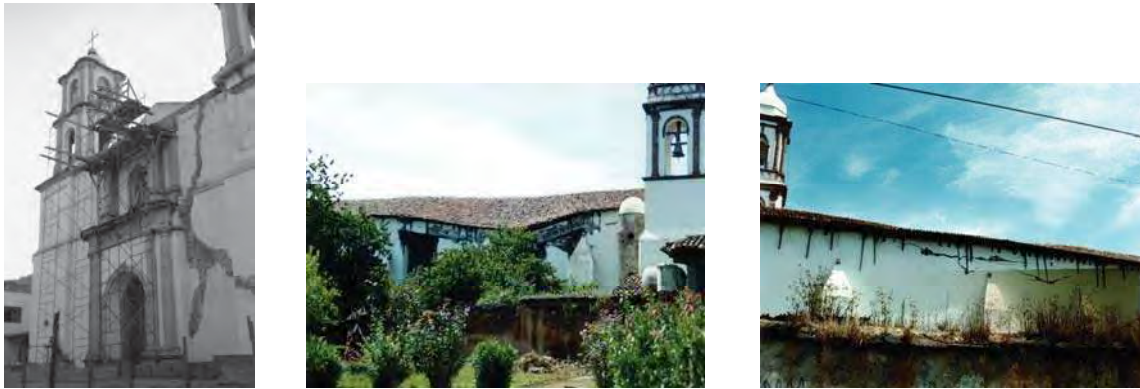


Foto 6 Mecanismo de falla en muros de mampostería no reforzada

### ***Edad de la edificación***

La edad de las edificaciones está relacionada de forma indirecta con muchos de los daños observados durante los sismos. En los edificios de mampostería no reforzada, el deterioro del material y el mortero por la erosión causada por el clima y por su degradación con el paso de los años, es más que evidente. Por otra parte, un gran porcentaje de las normativas de diseño sismorresistente, datan de menos de 50 años, con lo cual, construcciones anteriores a esta época, fueron diseñadas sin ningún tipo de consideración sismorresistente.

### **1.4.- Respuesta sísmica y modo de falla estructural en edificios históricos**

Teniendo como parámetro el comportamiento sísmico de edificios de mampostería no reforzada y la experiencia obtenida personalmente por dos eventos sísmicos ocurridos recientemente (15-06-1999 y 21-01-2003) en dos diferentes áreas geográficas del país como fue Puebla y Colima respectivamente, se procedió a realizar una revisión comparativa de los daños con más frecuencia que se presentaron en la arquitectura histórica por el evento sísmico suscitado; se comprobó en la presente investigación que los elementos arquitectónicos-estructurales más vulnerables por efecto de sismo en la *arquitectura histórica religiosa* (templos), fueron en los cuerpos de las torres campanarios, así como en

los elementos arquitectónicos-estructurales sobresalientes tales como la linternilla de la cúpula, el cupulín de la torre campanario, almenas, pináculos y otros elementos arquitectónicos. Sin embargo es de mencionar, que fue muy frecuente observar la presencia de fallas por agrietamiento horizontal en las bases, fuste o capitel de las columnas o pilastras que forman parte de alguno de los cuerpos de la torre campanario, particularmente en donde se alojan las campanas. Asimismo, se observó en la linternilla de cúpulas, tambor de cúpulas y otros elementos arquitectónicos-estructurales que mantienen aberturas y elementos esbeltos como apoyos, manifestaron daños considerables por esfuerzo cortante que en algunos casos fueron fallas de tipo estructural que se manifestaron con colapso parcial y otros con colapso total.

Con menor frecuencia, se han registrado fallas de tipo estructural como son agrietamientos inclinados en el cuerpo de las torres y en los contrafuertes. Sin embargo la dirección del agrietamiento, en general ocurre de la parte superior a la parte inferior y del centro de la nave hacia fuera. Asimismo se han detectado fallas con agrietamiento horizontal en la base del frontón, y grietas verticales e inclinadas en la fachada, que atraviesan las claves de aberturas como la ventana del coro y el portón de acceso principal a la nave principal del templo.

Menos frecuentes han resultado las fallas por agrietamiento vertical en la interfaz del cuerpo de la torre campanario y portada principal, así como la presencia de agrietamientos entre las ventanas de los tambores y de grietas siguiendo los meridianos de las cúpulas.

Otro daño común por efecto sísmico es el agrietamiento longitudinal en el espinazo (intradós o extradós) de la bóveda principal, cruzando la clave de los arcos fajones.

En cuanto a la *arquitectura histórica civil relevante* con materiales y sistema tradicional, estos presentan una problemática similar. Los daños consisten en el agrietamiento diagonal de muros, sobre todo en las zonas debilitadas por aberturas; en la separación entre muros perpendiculares en sus encuentros y en distintos daños locales debido a las irregularidades en la estructuración. El problema mayor, y que da lugar a las fallas más graves, se debe a que los pisos no constituyen diafragmas rígidos y no están conectados a los muros que los soportan; esto da lugar a que los muros de varios pisos funcionan como paredes muy esbeltas que tienden a inclinarse hacia el exterior y en el límite a volcarse y colapsar. Las condiciones de mantenimiento de estos edificios suele ser más austeros que las de las construcciones religiosas por lo que abundan los casos de grave deterioro de la madera y de filtraciones que agua que debilitan la mampostería pétreo.

Una vez realizada la investigación en cuanto al tipo de falla o daño más común en la arquitectura histórica del género religioso y civil relevante, puede afirmarse que en la mayoría de las construcciones que han resultado dañadas por sismo, lo habían sido ya más de una vez en sismos anteriores. Si no existía evidencia de daños, era por las sucesivas reparaciones a las que habían sido sometidas. En la gran mayoría de los edificios históricos se habían realizados reparaciones de los daños mediante resane o inyección de grietas, o reconstrucciones locales de las partes afectadas. En general, se repitieron esta vez los mismos patrones de daño ocurridos en sismos anteriores; sin embargo, hubo casos en que

se detectó una clara acumulación y agravamiento del daño, que conduce a situaciones de seguridad estructural.

Para proponer un adecuado esquema de rehabilitación se debe comprender cuál fue el comportamiento que originó cada tipo de daño, las opciones que se tienen para contrarrestar ese efecto mediante su reparación y refuerzo y cómo afectará esa reparación al comportamiento general de la estructura en futuros eventos sísmicos.

Aunque la causa más frecuente de colapso de edificios históricos es la insuficiente resistencia a los esfuerzos por tensión y a la presencia de carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura (columnas o muros), se debe tener presente que para un correcto comportamiento sísmico, la resistencia no es el único factor importante. Sin embargo, la capacidad de deformación, o la ductilidad, es una propiedad que puede evitar el colapso de un edificio.

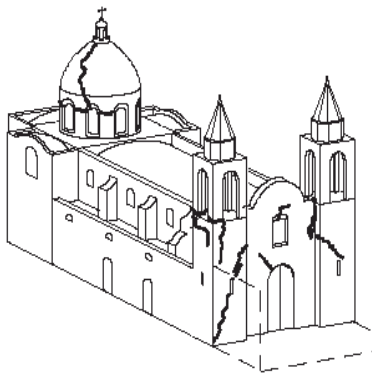
Por otra parte las conexiones entre los elementos estructurales que tienen la función de resistir las fuerzas sísmicas son zonas críticas para la estabilidad del edificio; presentándose en ellas en forma frecuente, concentraciones elevadas y condiciones complejas de esfuerzos, que han dado lugar a numerosos casos de falla.

Sin embargo la conexión de la estructura con su cimentación y la de ésta en el suelo son aspectos fundamentales para la estabilidad del edificio. Los casos de volteo de un edificio por efectos sísmicos son escasos, pero pueden ocurrir en estructuras esbeltas.

Una configuración inadecuada del sistema estructural produce una respuesta desfavorable de la estructura o un flujo de fuerzas que genera concentraciones de esfuerzos y posibles fallas locales.

Cuando el terreno se mueve en razón de un sismo, el edificio se resiste, por inercia, a ser desplazado, lo cual equivale a que se introduzcan en éste, fuerzas que son proporcionales a la masa del edificio y a la aceleración del movimiento.

Lo peculiar del problema sísmico no estriba sólo en la complejidad de la respuesta estructural a los efectos dinámicos de los sismos, sino sobre todo, se deriva de lo poco predecible que es el fenómeno y de las intensidades extraordinarias que pueden alcanzar sus efectos, asociados a que la probabilidad de que se presenten dichas intensidades en la estructura sea pequeña.



Los edificios históricos son, en su mayoría, muy pesados y estructuralmente muy rígidos.

Lo primero hace que se generen fuerzas de inercia elevadas, ya que éstas dependen del producto masa por aceleración.

Lo segundo hace que la frecuencia fundamental de vibración, se encuentre en el intervalo donde se ubican las frecuencias dominantes de los sismos de epicentros cercanos.



Por esta razón, las aceleraciones que se inducen en estos edificios son elevadas y los daños llegan a ser considerables.

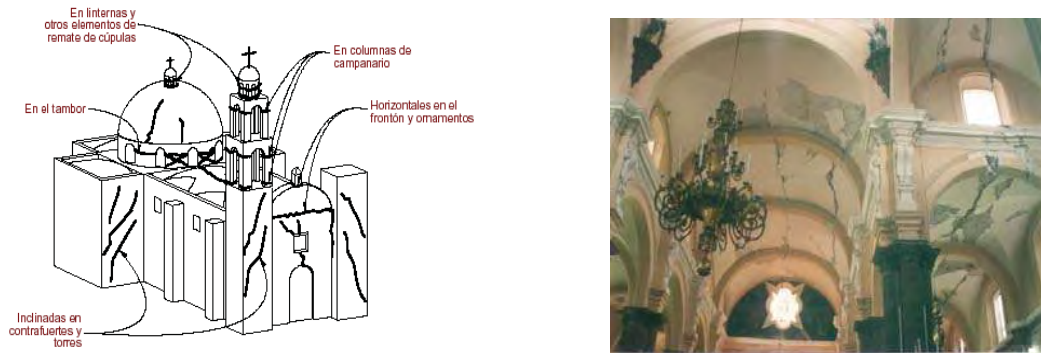


Fig. 19 Falla por agrietamiento longitudinal de bóveda

La debilidad principal de la mampostería consiste en su baja resistencia en tensión, de la que deriva la imposibilidad de realizar conexiones efectivas entre distintos elementos arquitectónicos-estructurales. Sin embargo los sistemas estructurales básicos de las estructuras de mampostería son eficientes para soportar las cargas gravitacionales que se transmiten por apoyo directo a través de fuerzas axiales de compresión; no lo son para transmitir las fuerzas de inercia, que pueden actuar en uno u otro sentido y que pueden generar fuerzas de tensión entre dos elementos arquitectónicos.

A pesar de sus debilidades intrínsecas, muchos edificios de mampostería han soportado satisfactoriamente los sismos a lo largo de los siglos. Esto ha sido a soluciones conservadoras con abundantes gruesos muros y de contrafuertes en dos direcciones.

En un sismo, las fuerzas de inercia que se generan por la masa importante de la bóveda y las que se producen por el peso mismo del muro, producen empujes normales al plano del muro, por lo que los muros de apoyo de las bóvedas oscilan lateralmente, y pueden llegar a una abertura tal que la bóveda se vuelva inestable y se colapse.

La vibración transversal puede producir esfuerzos de tensión en la bóveda, los cuales tienden a separar el edificio en dos partes, de modo que los muros de uno de los lados no participan en la resistencia a cargas laterales, originando con esto agrietamiento longitudinal en la bóveda.



Fig. 20 Falla de bóveda por abertura de sus apoyos

El colapso de bóvedas es, quizás, la más frecuente de las fallas graves de edificios de mampostería por efectos sísmicos. Sin embargo, aunque algo menos crítica, es la situación de las cúpulas, que son más rígidas que las bóvedas, pero también ejercen empujes sobre sus apoyos y permiten el movimiento de éstos hacia el exterior, hasta lograr aberturas que generan la inestabilidad de la cúpula y a su colapso, generalmente parcial.



Foto 7 Falla por cortante en la cúpula

El gran peso de las cúpulas genera elevadas fuerzas de inercia que se manifiestan por la amplificación que las vibraciones experimentan debido a la altura de la cúpula. La vibración vertical de la cúpula la hace vulnerable al levantamiento con respecto al tambor y a falla por cortante. No obstante, las condiciones críticas se dan en el tambor donde existen vanos ventanas que reducen el área efectiva resistente del paramento del tambor.

Por otra parte se tiene que el peso de estos elementos arquitectónicos-estructurales genera fuerzas de inercia elevadas que deben ser transmitidas hacia los apoyos, generalmente a través de elementos de transición, como son las pechinas y los arcos. La flexibilidad de la estructura inferior da lugar a desplazamientos laterales que generan un modo de vibración vertical de la cúpula; esta vibración origina fuerzas de inercia verticales que producen fuerzas cortantes en las pechinas y tambor, que pueden ser causa de su falla por cortante.

En el caso de las torres campanario, son elementos muy esbeltos y flexibles que presentan vibraciones de gran amplitud. Por su gran altura, esto genera fuerzas laterales importantes que causan daños, sobre todo en las secciones donde las grandes aberturas reducen de manera importante el área efectiva resistente.

Por su esbeltez y flexibilidad las torres campanarios presentan importantes desplazamientos horizontales durante los sismos. La flexión que se genera produce agrietamientos horizontales, pero rara vez el volteo, debido a que por la alternancia de la dirección del movimiento, las grietas horizontales se abren y se cierran consecutivamente; este proceso, llamado zapateo, se disipa energía introducida por el sismo.

La flexión generada por la vibración lateral de las torres produce agrietamiento horizontal en las partes bajas de las columnas. Frecuente es la falla por cortante de las zonas donde el área de muros se reduce sustancialmente por las aberturas de la torre campanario.



Fig. 21 Falla por esbeltez y flexibilidad en la torre campanario y cupulín

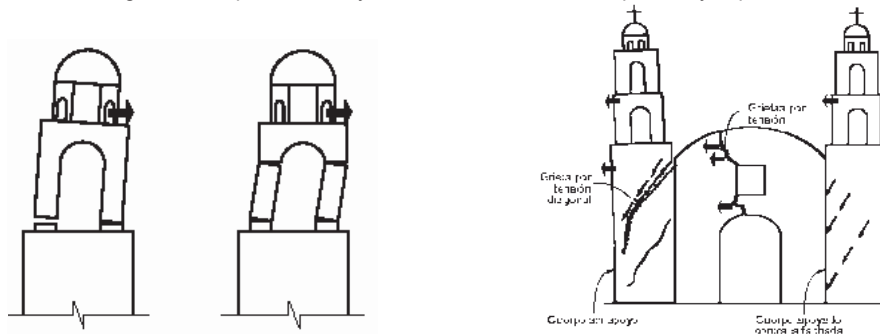


Fig. 22 Falla por cortante en cuerpo de torre campanario

La fachada es un muro alto y pesado, por lo que se inducen en ella fuerzas de inercia muy elevadas durante un evento sísmico. La conexión de la fachada con el resto del edificio es débil ante fuerzas que tienden a separar las dos partes, debido a la baja resistencia en tensión de la mampostería; por ello, al vibrar la fachada en dirección normal a su plano, ésta tiende a separarse del resto del edificio, y a vibrar como un muro aislado, propiciando al volteo. Sin embargo, la fuerza de inercia podría ser resistida eficazmente por los muros longitudinales del edificio, si existiera capacidad para transmitir fuerzas de tensión entre ella y la fachada; al no ser así, ésta se separa del resto del edificio, y vibra como un muro en cantiliver, es decir como un muro que está propenso a voltearse hacia fuera.

Para el caso del frontón, este llega a presentar agrietamiento por flexión horizontal en su base, es decir a nivel de cubierta.

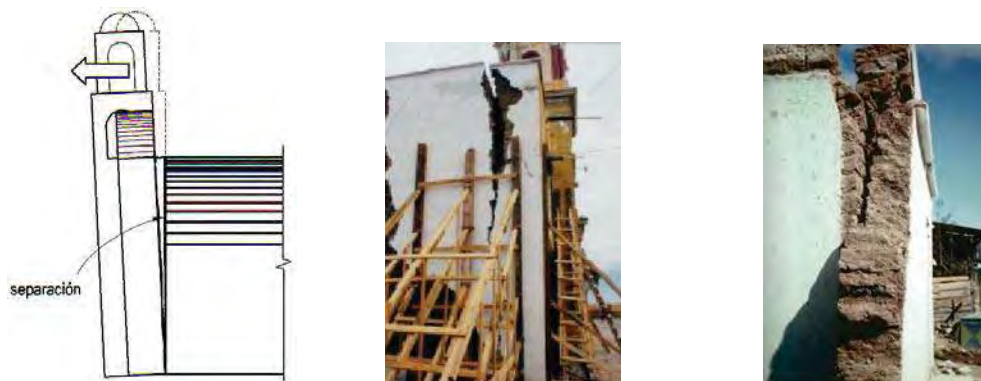


Fig. 23 Falla por separación, producida por fuerzas de inercia perpendiculares al plano del muro

En edificios históricos en que los techos o entrepisos no constituyen diafragmas rígidos, no resulta conveniente concentrar elementos muy rígidos y resistentes a cargas laterales en ciertas partes de la edificación, ya que puede resultar perjudicial. Las fuerzas de inercia no llegan a estos núcleos resistentes y el resto de la estructura se separa de ellas.

Una modalidad de falla frecuente es la que se aprecia entre la nave de un templo y el área del coro; esta última es más rígida y da lugar a fuertes concentraciones de esfuerzos en la conexión entre las dos partes, las que llegan a producir agrietamiento de bóveda y muros en el área de contacto.

Otra situación crítica se presenta en un edificio con techo o entrepiso de vigas de madera paralelas. Las fuerzas de inercia que se producen en el techo o entrepiso se transmiten a las vigas de apoyo y de éstas a los muros en que se apoyan simplemente. El empuje tiende a generar volteo del muro. Sin embargo, cuando existe suficiente número de muros transversales poco espaciados, la restricción que ofrecen a la separación del muro longitudinal es suficiente para evitar su volteo; por otra parte si existen contrafuertes externos es la defensa más efectiva contra este tipo de falla.

No obstante, la vibración de la fachada en dirección transversal a su plano produce su separación con respecto a las vigas, las que pierden apoyo y ocasionan el colapso de entrepisos y techos.

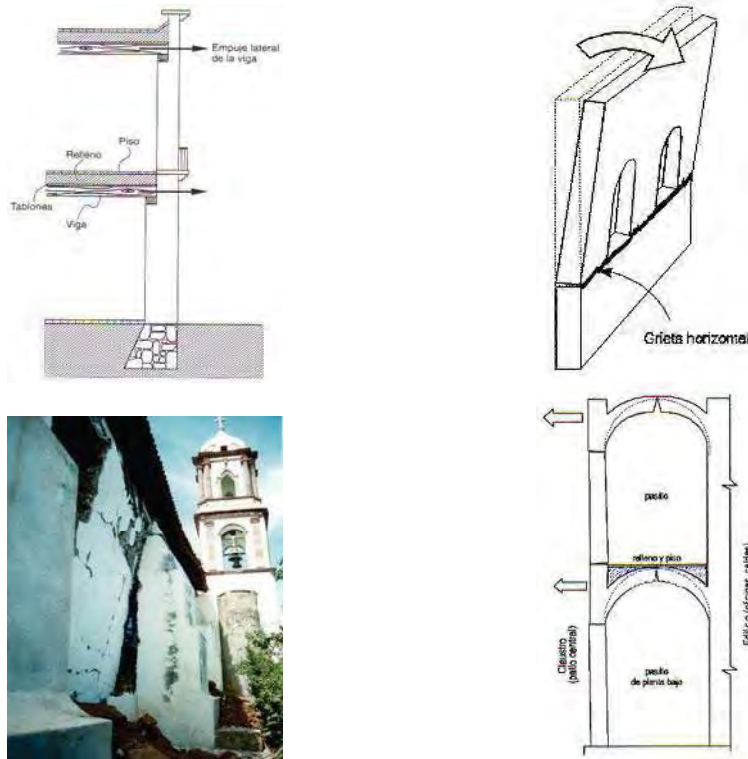


Fig. 24 Tendencia de falla por volteo en muros por esbeltez y carga lateral

La falla por cortante en el plano de los muros o en columnas que se agrietan en forma diagonal es común, pero menos frecuente que la falla de flexión. Aunque la resistencia en

tensión diagonal de la mampostería es reducida, los grandes espesores y la relativa cantidad de muros en dos direcciones ortogonales, suelen proporcionar una resistencia significativa ante este tipo de falla. La situación más crítica se presenta cuando los muros tienen grandes aberturas.

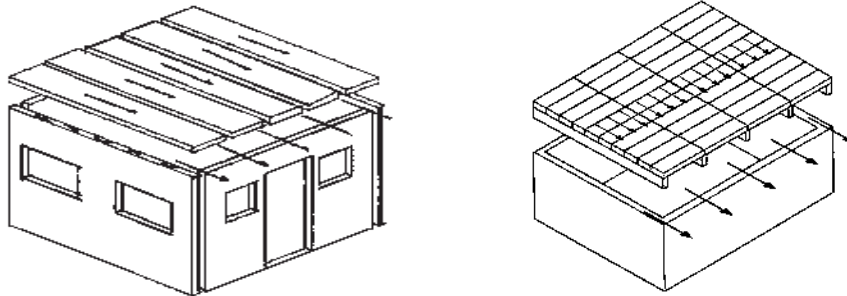


Fig. 25 Respuesta sísmica de un sistema de piso diafragma

Algunos sistemas de piso son rígidos en su plano, es decir constituyen un diafragma que se mueve como una sola unidad. Tal es el caso de las losas de concreto o sistemas de techos o entrepisos con vigas y tablonés de madera, si estos últimos están conectados rígidamente a las vigas.

Finalmente la mampostería ha sido uno de los materiales históricamente más utilizados en la edificación de edificios históricos. La variedad de piezas y tipos de mortero utilizados, así como las diferentes técnicas empleadas para la construcción de este sistema estructural, se refleja en los diferentes tipos de estructuras existentes.

Mampostería se define como el conjunto de dos fases de materiales, esto es; piezas y mortero, que se combinan manualmente de forma regular o irregular. Existen diferentes tipos de piezas y morteros, los cuales tienen un amplio rango de propiedades mecánicas y geométricas. El material resultante, la mampostería, presenta una gran variación en sus características y un comportamiento diferente a los elementos que la conforman. Por esta razón, es difícil calibrar modelos analíticos o expresiones empíricas generales siendo preciso analizar en detalle cada tipo de mampostería.

Para analizar el comportamiento sísmico de las estructuras de mampostería no reforzada, es indispensable tener claro el comportamiento de este material compuesto (piezas-mortero) bajo diversas condiciones de solicitaciones y esfuerzos. Inicialmente, la mampostería es un material concebido para resistir cargas verticales, es decir, que uno de los principales factores que debe ser considerado en el análisis, es la resistencia a la compresión. No obstante, estas estructuras se ven afectadas por otro tipo de acciones, tales como las cargas de viento y los sismos, que finalmente se traducen en fuerzas horizontales que deben ser soportadas por la estructura, lo cual exige considerar la resistencia a cortante y a tracción de la mampostería. Estas propiedades usualmente se relacionan con la resistencia a la compresión mediante expresiones empíricas o analíticas.

La mampostería presenta un comportamiento óptimo cuando está sujeta a compresión. El valor de la resistencia a compresión en la mampostería depende de la calidad de las piezas



del mortero y de su interacción. Factores tales como; el porcentaje de área deteriorada de las piezas, la humedad, la capacidad de absorción y la adherencia con el mortero, influyen considerablemente en la resistencia de los muros. En cuanto al comportamiento a cortante, puede decirse que es mucho más complejo, debido a las diferentes propiedades mecánicas de los materiales constitutivos. Diferentes tipos de fallo pueden ocurrir, dependiendo de las propiedades de los materiales y del estado de esfuerzos, principalmente, de la magnitud del esfuerzo de compresión perpendicular a las juntas horizontales de mortero. Básicamente se distinguen tres modos:

- Fallo a cortante a lo largo de las juntas de mortero, para esfuerzos de compresión bajos, con grietas que se distribuyen en forma escalonada y a través de los planos de debilidad que conforman la interfase piezas-mortero.
- Fallo por tensión diagonal para esfuerzos de compresión moderados, donde las grietas se distribuyen en forma de (X) atravesando las piezas.
- Fallo a compresión para esfuerzos de compresión altos, con grietas que se propagan verticalmente y atraviesan las piezas de mampostería. En otros casos, el fallo final es una combinación de estos tres modos básicos.

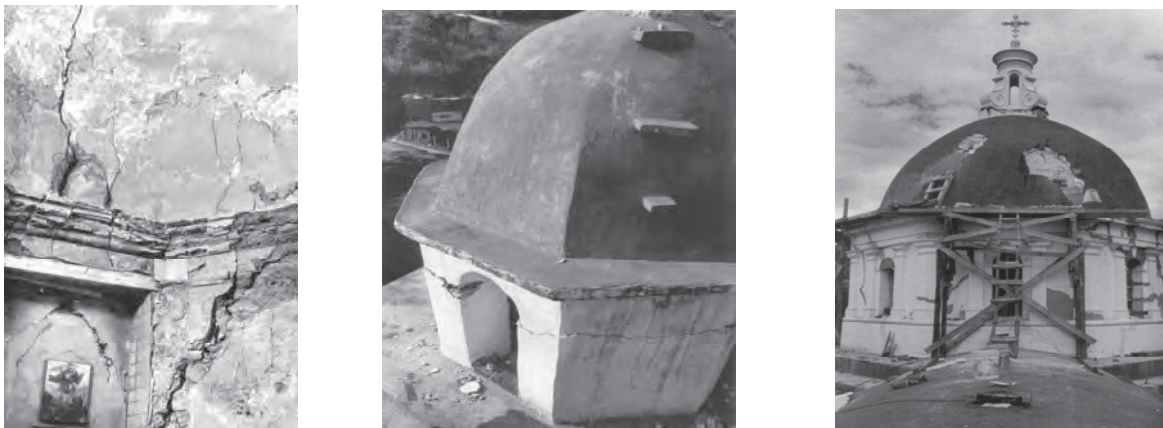


Foto 8 Mecanismo de falla de tambor y cúpula por efecto sísmico

La resistencia a cortante de la mampostería depende básicamente de:

- La resistencia a la adherencia.
- La resistencia a la fricción entre las juntas de mortero y las piezas.
- El nivel de los esfuerzos de compresión.

El comportamiento de la mampostería a tensión está controlado por la resistencia a la adherencia, desarrollada en las interfaces mortero-piezas y existen algunas propuestas que la relacionan con la resistencia inicial de cortante. Los modos de falla por tensión, dependen de la dirección de la carga, esto es:



- Para esfuerzos de tensión paralelos a las juntas horizontales, las grietas se propagan verticalmente atravesando las unidades o en forma escalonada a lo largo de las juntas de mortero.
- Para esfuerzos de tensión en la dirección de las juntas verticales, las grietas se distribuyen horizontalmente por las juntas o atravesando las piezas.

Las estructuras de mampostería pueden estar sometidas simultáneamente a cargas de compresión y cargas laterales, por lo tanto, se generan esfuerzos de flexocompresión y cortante. El comportamiento bajo esta combinación de esfuerzos es mucho más complejo, debido a las incertidumbres asociadas a la estimación de las resistencias de flexión y cortante. Los dos tipos de fallo más comunes que se presentan bajo estas condiciones de esfuerzos son: fallo por cortante y fallo por flexión, siendo el primero de ellos, el que más se ha observado durante los levantamientos de daño después de ocurrido un sismo. El tipo de fallo está estrechamente ligado a la relación de aspecto (longitud/altura) de los paneles de mampostería. Así, normalmente para relaciones de aspecto mayor se presentan fallos por cortante y para valores menores, el fallo es por flexión.

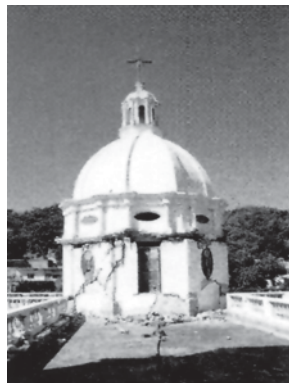


Foto 9 Falla por cortante en tambor y cuerpo de torre campanario por efecto sísmico

La respuesta dinámica de las estructuras de mampostería no reforzada depende tanto de la resistencia, la rigidez y la ductilidad del material, como del tipo de diafragma de piso, conexiones y de la magnitud de la carga vertical. Esta última, proporciona una mayor capacidad de deformación después de que se produce el agrietamiento y, por consiguiente, permite que el sistema disipe cierta cantidad de energía.

A partir de los levantamientos de daño realizados después de ocurrido un sismo, se han podido identificar algunos de los principales factores que contribuyen al aumento de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de mampostería no reforzada, estos son entre otros: elementos excesivamente esbeltos, baja densidad de muros en planta, deficiencias en los anclajes de los muros a los diafragmas de piso y techo, malas conexiones entre los distintos elementos, flexibilidad en los diafragmas de piso, ausencia de separación entre los edificios adyacentes, deformaciones permanentes de los suelos irregularidades en la distribución en planta y altura de las estructuras.

**En el patrimonio histórico-arquitectónico-edificado; observar los daños ocasionados por los sismos, es aprender de ellos.**

## 2. ELEMENTOS Y SISTEMAS ESTRUCTURALES DE LA OBRA DE FÁBRICA

### 2.1.- Aspectos generales de la obra de fábrica

El este apartado se analizará las estructuras de obra de fábrica antigua (mampostería pétreo), es decir estructuras que ya están construidas; sin embargo en el proceso normal que seguimos para calcular estructuras modernas comenzamos por el diseño, continuamos con el predimensionado y terminamos con él calculo de la estructura que hemos definido. En la obra de fábrica antigua parece que nos saltamos los dos primeros y sin embargo seguimos necesitando. Necesitamos comprender el diseño para encuadrar la estructura en un tipo determinado al que sigue un particular proceso de análisis. Debemos tener unos determinados estándares equivalentes a nuestras modernas formulas de predimensionado para saber a priori que seguridad aproximada tiene nuestra antigua estructura.

El conocimiento del análisis lleva en nuestro caso a estudiar las diferentes combinaciones entre elementos estructurales; por ejemplo un muro aislado tiene un preciso sistema para su comprobación, sin embargo es una estructura poco optimizada, si apoyamos este muro en otros perpendiculares a él o si lo sujetamos en su coronación a un forjado que une dos muros paralelos el funcionamiento de la estructura es diferente y su cálculo también. No funciona igual un templo de planta centralizada, que una catedral gótica, no es lo mismo una estructura basada en crujiás formadas por muros paralelos, que una estructura basada en muros perpendiculares a fachada; en este apartado nos vamos a centrar más en las estructuras de escala mediana propia de los edificios civiles aunque de vez en cuando se haga referencias a grandes estructuras históricas.

Para la obra de fábrica antigua podemos hablar en casi todos los casos de **resistencia a tensión nula**. Esto tiene un corolario evidente: las resultantes de los pesos, cargas y empujes no se pueden salir de la geometría de cada elemento o bien son estructuras unirresistentes, que solo resisten a compresión en las que las líneas de acción de la estructura se tiene que mantener dentro de ella.

Por otra parte la **cohesión** entre mortero y elementos de fábrica es muy pequeña en muchos casos y nula en otros. Sin embargo existe el **rozamiento** entre hiladas proporcional al peso propio de la estructura por encima de cada sección horizontal, este rozamiento debe garantizar la transmisión de las acciones horizontales y que cada elemento no sufra un cizallamiento entre hiladas.

Vemos que el peso propio de la estructura es una propiedad muy importante en la estabilidad de estas estructuras, tanto mas cuanto menos optimizadas estén. Precisamente la preponderancia del peso propio en las construcciones de obra de fábrica lleva directamente a una cuestión sobre la que incidiremos reiteradas veces: El principio de semejanza y la propiedad, más o menos atenuada, que tienen estas estructuras de ser escalables; es decir dada una estructura deducir las dimensiones de otra semejante por simple proporcionalidad.

A continuación procederemos a estudiar algunas propiedades de estas estructuras tales como la plasticidad y la asimetría. Además analizaremos las posibilidades de combinación de elementos desde un punto de vista geométrico.

### **Resistencias y sistemas de análisis**

La asimetría entre resistencia a tensión y compresión deriva de las características de los materiales que hay en un elemento estructural. Sus valores dependen de las resistencias del ladrillo o piedra así como de la resistencia del mortero; influye de modo fundamental el tamaño de las juntas, juntas estrechas o nulas significa que la resistencia a tensión y la cohesión son prácticamente nulas y que la resistencia a compresión de las fábricas se acerca a la de sus elementos pétreos.

Juntas anchas significa que la resistencia a compresión disminuye mucho se queda incluso por debajo de la resistencia de mortero y elementos por separado. Además cuando el tamaño de las juntas se amplía las fábricas comienzan a tener algo de resistencia a tensión, y son mucho más cohesivas esto es mas cierto cuando no solo aumenta la junta horizontal sino también las juntas verticales entre elementos.

Un posible modelo de análisis es considerar que existe una estimable resistencia a tensión conjuntamente con un valor estimable para la cohesión, ambos entorno al diez por ciento de la resistencia a compresión, esto nos lleva a un posible análisis lineal para elementos aislados y un análisis numérico mediante el método de los elementos finitos para combinaciones no elementales. El campo natural de acción de este modelo es la albañilería.

Otra forma de abordar el problema es considerar nulas la resistencia a tensión y la cohesión, de modo que la estabilidad de la estructura depende del peso propio, y del rozamiento entre hiladas, esto nos lleva a un modo de cálculo en rotura para lo cual hay que establecer la configuración de rotura compatible con las cargas.

Los análisis en rotura en obra de fábrica comienzan en el siglo XVIII en el análisis de arcos, claramente reconocidas por el francés Danisy en 1732 cuando describió los experimentos que efectuó en modelos de arcos, los cuales fueron usados posteriormente por Coulomb en la formulación de las reglas para el diseño de arcos.

Una configuración de rotura sencilla es la que presentan los muros de fachada sin conexión transversal ante cargas de viento, en este caso la rotura se produce por una junta horizontal mediante vuelco del muro, mas complicado es establecer las líneas de rotura de un muro unido transversalmente ante cargas horizontales. En el caso de los arcos la rotura se produce cuando existen mas de tres rótulas plásticas o sea que la configuración límite de equilibrio es el arco triarticulado.

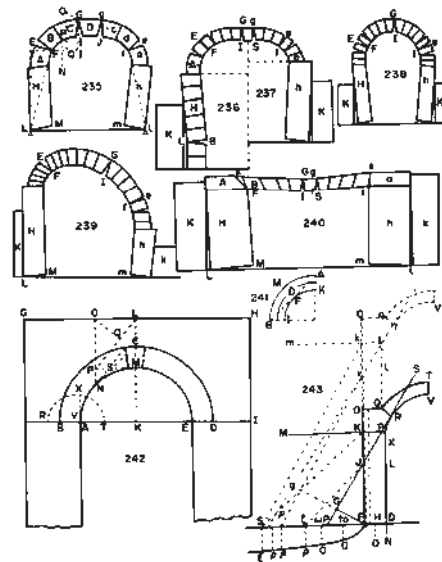


Fig. 26 Modelo de arcos de mampostería  
Fuente: Francis A. J., 1984:64

Para establecer estas configuraciones es de gran ayuda las dos reglas básicas empleadas en el cálculo plástico:

- Cualquier configuración de equilibrio que no sea de rotura corresponde a una carga menor que la de rotura.
- De todas las configuraciones de rotura posibles la real corresponde a una carga de rotura menor.

Sin embargo, sí encontramos una configuración equilibrada que no sea de rotura que equilibre nuestra carga límite la estructura es segura puesto que esta carga es menor que la de rotura.

***La geometría y las estructuras de obra de fábrica***

La geometría tiene una especial incidencia en el análisis de estructuras de obra de fábrica puesto que es la única manera de optimizarlas, además se produce una coincidencia de base entre configuración estructural y arquitectónica que incide en el análisis estructural puesto que tienen que ser compatibles.

Desde el principio, dentro de cada elemento necesitamos de ciertas disposiciones que llamamos aparejos para conseguir mejorar el comportamiento de las fábricas, con los distintos tipos de aparejo se mejora la resistencia y la cohesión.

Si consideramos un muro aislado, y lo combinamos con un muro paralelo a través del forjado estamos constituyendo una crujía estructural y arquitectónica a la vez. Evidentemente mejora el comportamiento ante acciones horizontales. Podemos mejorar aún mas la estructura si conectamos los muros de crujía con muros transversales y constituimos células estructurales y arquitectónicas cuya proporción en planta es determinante para el comportamiento estructural.

Si analizamos el muro de fachada veremos que la distribución de vanos y su cantidad respecto a los macizos de albañilería es determinante en la capacidad portante de los muros de fachada y que esta disposición debe tender a la homogeneidad y a la disposición vertical de vanos.

Si acudimos a las configuraciones que usan bóvedas y cúpulas la geometría es aún más importante.

Si analizamos el uso de la bóveda de cañón en crujías o naves podemos ver los diversos sistemas que se han empleado a lo largo de la historia para optimizar tanto la bóveda mediante la introducción de lunetos o de doble curvatura como el muro con la introducción de naves laterales abovedadas.

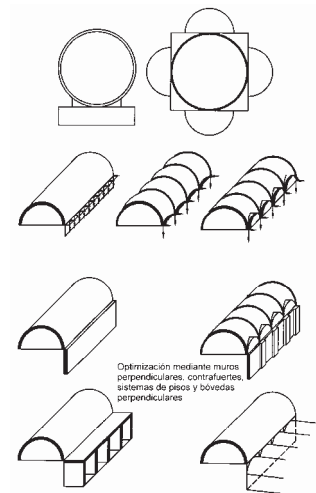


Fig. 27 Optimizaciones geométricas

***La plasticidad en las estructuras de obra de fábrica***

En este apartado nos referimos a la capacidad de las estructuras de fábrica para adaptarse a las cargas y cambiar su modo de funcionamiento. Una cúpula puede fisurarse ampliamente y pasar desde el modelo bidireccional de arcos y meridianos a funcionar como un conjunto de arcos independientes, pasando por modelos intermedios de zona superior no fisurada

apoyada sobre un conjunto de arcos independientes. El modelo de arcos independientes es el más usado para cálculo de cúpulas frente a cargas verticales y según los teoremas de rotura tiene suficiente seguridad, puesto que nos da una carga menor que la de rotura que establecen los modos intermedios de fisuración a veces difíciles de establecer.

Un muro apoyado en su base y en dos muros transversales puede fisurarse mediante dos líneas inclinadas en su parte superior y seguir siendo estable si la parte que se aísla de las traviesas sigue siendo estable como muro aislado.

Un arco puede desarrollar rótulas plásticas en apoyos y clave y seguir siendo tan estable como lo es un arco triarticulado, siendo en este caso la formación de rótulas plásticas la base de cálculo de los arcos de fábrica.

En general para que se pueda considerar esta capacidad de readaptación necesitamos cierto grado de superabundancia de conexiones, o bien comportamiento bidireccional. Un muro aislado no tiene esta capacidad pues cualquier rotura horizontal provoca su vuelco.

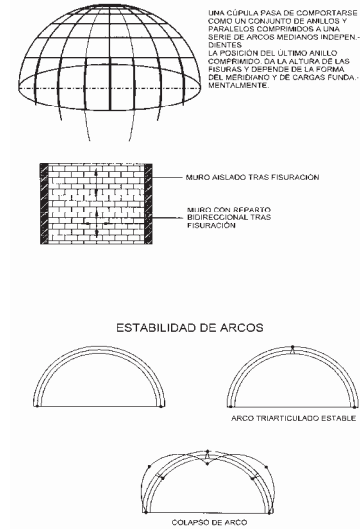


Fig. 28 Plasticidad hiperestatismo

**Asimetría de conexiones**

Una primera aproximación a esta cuestión pasa por establecer los mecanismos de conexión, que son el peso propio y el rozamiento. Un muro aislado resiste la carga de viento y su enlace con la base consiste en el rozamiento que nos da la reacción horizontal que equilibra la carga de viento y el descentramiento de la resultante de peso propio en la base que nos proporciona el momento centrador que equilibra el momento de vuelco.

La gravedad, el peso propio establece una asimetría en la dirección vertical y la diferencia entre un contacto pleno entre elementos y otro solo mediante rozamiento nos da una asimetría horizontal.

Un muro ante viento apoyado en el forjado y en la base necesita cierta cantidad de masa por encima del forjado para garantizar el apoyo, por lo tanto las reacciones en el forjado y en la base son diferentes.

Un muro apoyado transversalmente con una carga exterior horizontal desarrolla una línea de rotura inclinada y admite mas carga horizontal que si la carga es interior, por ejemplo el empuje de una bóveda, pues en este caso solo el rozamiento y no la presión de contacto constituye el mecanismo de equilibrio.

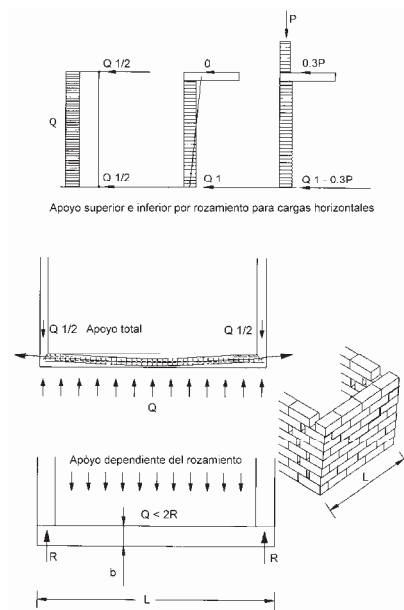


Fig. 29 Conexiones y su asimetría

## 2.2.- Muros de mampostería no reforzada

Los muros son elementos de apoyo del peso del edificio, además cumplen otras funciones estructurales, como las de absorber los empujes laterales debidos al coceo de arcos y bóvedas, y al efecto de sismo y viento.

Los muros suelen tener que cumplir tres funciones:

- La de soportar la carga axial debida al peso de la cubierta y al peso propio del muro.
- La de recibir empujes normales a su plano, que producen flexión en la dirección más débil del muro.
- La de resistir empujes laterales en el plano debido a las fuerzas transmitidas por la cubierta cuando el muro está alineado para funcionar como contrafuerte.

La acción del sismo en el edificio es resistida por los muros; sin embargo las fuerzas laterales en el plano del muro producen esfuerzos de tensión en dirección normal a una diagonal principal. Por la baja resistencia de la mampostería a esfuerzos por tensión, se puede presentar en el muro una grieta diagonal perpendicular a la dirección de los esfuerzos de tensión. Debido a que los movimientos producidos por sismo se alternan en ambas direcciones, su efecto se evidencia por grietas cruzadas.

### *Resistencia de las fábricas*

La obra de fábrica se caracteriza por su buen comportamiento a compresión y su débil o nula capacidad a tensión y a cortante, es un dato muy conocido que lleva directamente a soportar cargas verticales sin problemas y a un complicado diseño frente a cargas horizontales, sin olvidarnos de las excentricidades de la carga vertical derivadas de los apoyos de forjados y cubiertas.

Tabla 1 Resistencia de la mampostería pétreo

Piedra	Peso volumétrico seco $\text{ton/m}^3$	Resistencia a compresión $\text{kg/cm}^2$	Resistencia a tensión $\text{kg/cm}^2$	Módulo de elasticidad $\text{kg/cm}^2$
Areniscas	1.75 a 2.65	150 a 3 200	60 a 120	40 000 a 200 000
Basaltos	2.30 a 3.00	800 a 5 800	200 a 300	100 000 a 300 000
Granito natural	2.40 a 3.20	800 a 3 000	100 a 200	400 000 a 500 000
Mármol	2.40 a 2.85	300 a 3 000	35 a 200	900 000
				$f_m^*$
Mampostería juntaeda con mortero de resistencia en compresión no menor que $50 \text{ kg/cm}^2$				20
Mampostería juntaeda con mortero de resistencia en compresión menor que $50 \text{ kg/cm}^2$				15

Las resistencias de las fábricas dependen de la capacidad resistente de la piedra o el ladrillo, de la capacidad del mortero y del tamaño de las juntas.

En la tabla anexa podemos observar la resistencia a compresión y a tensión de la mampostería pétreo y su módulo de elasticidad.

Al tener en cuenta el tamaño de las juntas se debe contemplar el fenómeno de expansión lateral de los materiales comprimidos, que en el caso de los morteros es grande al no estar confinado.

### *Resistencia a tensión*

En la resistencia a tensión tenemos que tener en cuenta que el tamaño de juntas es positivo sobre todo si la junta vertical es amplia y el mortero rodea al ladrillo con amplitud, mas aún



si el mortero es pobre, caso de los morteros de cal o de puzolana, la resistencia a tensión llega a ser de un tercio de la de compresión.

### ***Resistencia a cortante***

La capacidad a cortante influye de modo importante en el análisis de obra de fábrica; un muro con diferencia de cargas verticales y por lo tanto con diferencias de acortamientos la necesita; la introducción de huecos provoca estas diferencias de acortamientos entre los paños continuos y los paños entre huecos. Los apoyos de cubiertas inclinadas, los tirantes anclados en muros, los enlaces entre muros necesitan esta capacidad.

Depende de la cohesión de las fábricas y del rozamiento interno de la misma. El primero es un valor ligado a la resistencia a tracción pues crece o disminuye con los mismos factores; la cohesión se sitúa entre 1 y 3 kg/cm<sup>2</sup> mayor en albañilería que en cantería.

El rozamiento influye porque la capacidad a cortante en juntas horizontales aumenta con el peso propio.

La resistencia a cortante en juntas horizontales es la suma de la cohesión mas la tensión de compresión multiplicada por la tangente del ángulo de rozamiento interno que resulta estar en torno a 0.4 para albañilería y cantería. Por lo tanto crece de arriba abajo en el muro, por ejemplo en un muro de 4 metros de altura y 40 cm de espesor la resistencia a cortante en la corona es igual a la cohesión, mas o menos 2 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que en la base puede llegar a ser de 6 kg/cm<sup>2</sup> para muros de mampostería.

La resistencia a cortante en cortes verticales depende solo de la cohesión para empujes y de la resistencia al corte de los elementos para cargas puntuales verticales, por ejemplo apoyos con sistema de viguería. En el caso de una esquina con un muro cargado y otro descargado se puede producir una diferencia de acortamiento que provoque el corte; el primer ejemplo lleva al diseño de amarres con materiales mas duros, en el segundo caso al empleo de un cuatrapeado de esquina también con materiales mas duros, que en algunas fábricas antiguas se expresan al exterior.

### ***Deformabilidad***

Históricamente se ha considerado el acortamiento de los muros igual a un milímetro por metro. Se puede deducir esta deformación, considerando un módulo de elasticidad igual a 600 veces la resistencia a compresión, el muro solo con su propio peso y la fórmula del acortamiento a compresión: Carga axial por altura, dividido entre módulo por área.

La deformación de las fábricas por cargas verticales da lugar en el caso de cargas excéntricas al giro de cada hilada. Es una cuestión más a tener en cuenta a las que hemos comentado en el caso de la resistencia a cortante.

### ***Excentricidades y capacidad de resistir momentos de volteo***

En este apartado queremos hacer una comparación entre la capacidad de resistir un momento exterior mediante excentricidad de la carga con un análisis clásico lineal.

Partiendo de aceptar tensiones en un análisis lineal tendríamos que admitir una máxima capacidad a compresión igual a la de tensión. Si eliminamos la zona tensionada y consideramos la zona comprimida con su máxima capacidad a compresión obtenemos una capacidad de resistencia al vuelco cinco veces mayor. Esta capacidad aumenta admitiendo que la resistencia máxima a compresión la distribuimos simétricamente a la situación de la carga.

Esta última operación nos lleva a la máxima sección que podemos incluir en el elemento resistente cuyo centro de gravedad coincida con el punto de aplicación de las cargas. Si la carga es lineal se trata de calcular la sección interior al muro cuyo eje de simetría coincida con la línea de aplicación de las cargas. Se considera que la sección se plastifica y que no existe capacidad a tensión, tal y como se hace en el cálculo plástico del concreto. Siempre que exista una pequeña zona de la sección alrededor de las cargas y suficiente para resistirlas el muro es seguro si se han empleado los correspondientes coeficientes de seguridad.

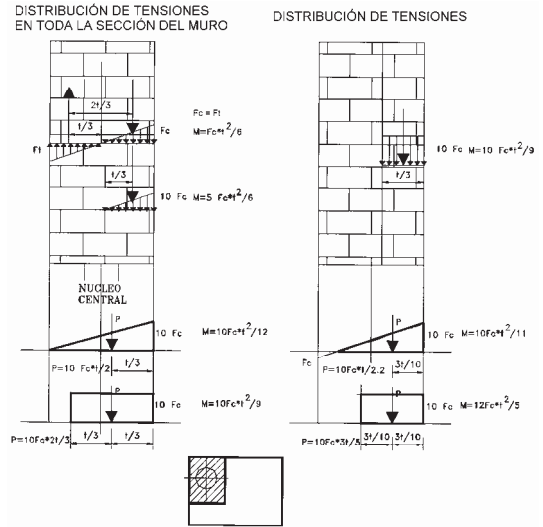


Fig. 30 Capacidad a flexión y sección excéntrica

Volviendo al análisis comparado, un punto de partida mas realista es considerar la resistencia a tensión como el décimo de la de compresión. En este caso el momento de vuelco admisible con un análisis plástico, sección eficaz, es dos veces y media el que podemos considerar en un análisis elástico.

Por último si situamos la carga en el límite del núcleo central de la sección, la diferencia de capacidad al vuelco entre ambos enfoques es de una vez y media a favor del análisis plástico. Vemos que el análisis plástico o en rotura nos da resistencias al vuelco mayores que el análisis clásico. La capacidad frente a cargas verticales las analizaremos conjuntamente con la cuestión del pandeo.

**Introducción de vanos en muros**

La introducción de vanos afecta a la distribución de tensiones y a la compatibilidad de deformaciones entre los macizos continuos de arriba abajo, que llamaremos a partir de ahora muro de carga, y muro macizos entre los huecos.

Es natural que estamos suponiendo una distribución de vanos reticulares sin entrar aún en su regularidad y homogeneidad; cualquier otra distribución es enormemente perjudicial para el comportamiento del muro y no entramos en ellas, además las distribuciones irregulares no siguen patrones modelos sino que consisten en un sinnúmero de casos particulares.

En la figura siguiente podemos ver un patrón de tensiones verticales de compresión en un muro con vanos. El valor crece lógicamente de arriba abajo, los vanos provocan unos vacíos tensionales por arriba y por debajo de los mismos, las máximas tensiones se

producen en la base de los muros de carga. Dado que no se han dispuesto en el modelo elementos más rígidos en el dintel, umbral y jambas de los vanos se ha producido una flexión lateral de las jambas con hundimiento del dintel y levantamiento del umbral lo que lleva a una zona de tensiones verticales máxima en las jambas de los vanos.

Esta distribución tensional dependerá de la distancia vertical entre vanos y de la distancia horizontal. Vanos muy cercanos horizontalmente llevan a una fuerte concentración de compresiones en los muros de carga, vanos muy cercanos verticalmente llevan a una necesidad absoluta de un dintel muy rígido que soporte el peso propio de los macizos y las cargas del sistema de piso que se sitúen en los muros macizos.

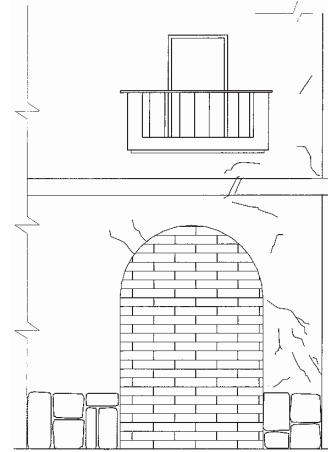


Fig. 31 Falla por cortante en muros con aberturas

Esta distribución tensional que observamos lleva en cualquier caso a justificar los dinteles, umbrales y jambas como elementos necesarios en el análisis de muros.

En la figura anterior podemos ver la distribución de tensiones horizontales de tensión debida al fenómeno de expansión lateral modificadas por la introducción de vanos. Los vacíos por encima del dintel y por debajo del umbral con tensiones de compresión formando arcos de descarga provocan unas zonas de tensiones que se abren en cruz a partir de las esquinas de los vanos, y que llevan a fisuraciones perpendiculares a las líneas de tensión marcando los arcos de descarga.

Sin embargo si el dintel y el umbral son suficientemente rígidos, la fisuración va a ser justo la contraria partiendo de las esquinas y abriéndose en cruz. Es debido el cambio a que se trata de fisuraciones de cortante, que se producen por la diferencia de comportamiento entre elementos de muro sobre el dintel poco comprimidos y elementos de muros en contacto con los anteriores pero pertenecientes al muro de carga.

Se evita este efecto prolongando el dintel mas allá del vano repartiéndolo la reacción. Los efectos de introducir vanos que hemos analizados tensionalmente lo podemos ver desde el punto de vista de las deformaciones en la figura siguiente, donde podemos observar el hundimiento del dintel, el levantamiento del umbral y la comba de las jambas.

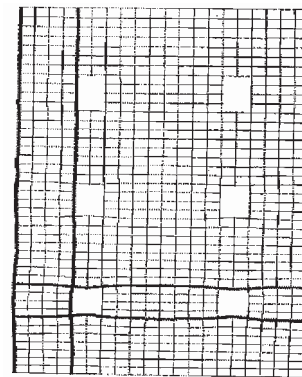


Fig. 32 Deformaciones de vanos

Si recordamos como se solucionaba clásicamente la compatibilidad de deformaciones en una esquina de muro con un encadenado mas duro, le añadimos las hiladas de mampostería continuas sobre los vanos y los apoyos entregados para resistir las cargas puntuales llegamos a un concepto antiguo de muro con elementos duros y blandos enunciado por primera vez por Alberti en el siglo XV. Alberti y muchos autores posteriores se han referido a esta idea llamándola osatura o esqueleto mural puesto que extendían la idea a toda la estructura.

**Cargas excéntricas, esbeltez y pandeo en muros**

La esbeltez posible de un muro es mucho menor que la estrictamente necesaria para cargas verticales. Este hecho procede de dos fuentes: Las cargas horizontales y la excentricidad de las cargas verticales.

En un muro a peso propio la tensión cualquier sección es función lineal de la altura de muro por encima de dicha sección. En el mismo muro aplicando un análisis clásico mediante la fórmula de Euler, la tensión crítica de pandeo es función de la esbeltez. De otro modo: A peso propio, para la misma altura una reducción del espesor no afecta a la tensión de trabajo, y si afecta a la tensión crítica.

Hasta el momento no hemos tenido en cuenta un factor importante que afecta a la esbeltez y que son las conexiones. Si acudimos a la fórmula de Euler la diferencia de capacidad entre un muro unido a un sistema de piso y un muro aislado es importante; la tensión crítica en el muro conectado es cuatro veces superior a la del muro aislado o de otro modo la carga que admite un muro conectado es cuatro veces mayor que la del muro aislado.

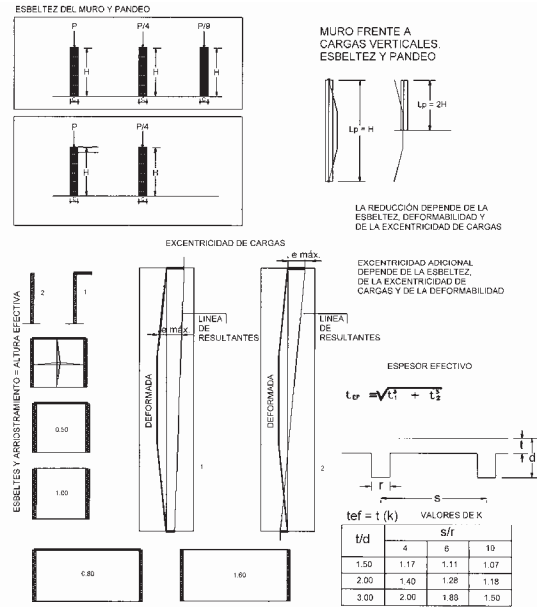


Fig. 33 Muro bajo la acción de cargas verticales, esbeltez y pandeo.

La resistencia a cargas axiales está regida por los mismos factores que influyen en la resistencia de las columnas. El efecto de pandeo no suele ser crítico debido a que los espesores empleados son, en general, muy anchos (relación altura-espesor < 6), sin embargo cuando se presentará problema de esbeltez, se recurre a incrementar su espesor.

Cuando el edificio sufre hundimientos diferentes en distintas partes de su cimentación, se producen distorsiones en los muros que dan lugar a un estado de esfuerzos similar al inducido por las fuerzas laterales debidas a sismo, con la diferencia que ahora la distorsión se produce en un solo sentido, por lo que el agrietamiento se da en una sola diagonal.

**Análisis de un muro aislado frente acciones horizontales**

Un modo intuitivo de ver la estabilidad de un muro aislado frente a cargas horizontales es estudiar el máximo desplome que puede tener dicho muro y comprobar que para iguales pesos específicos depende exclusivamente de la esbeltez del muro.

En la figura siguiente analizaremos un muro de esbeltez cinco con un desplome sucesivo. Primeramente admitirá un giro hasta que la resultante de peso propio esté en el límite del núcleo central de la sección, a partir de ahí aparecerá una grieta que se ampliará hasta un límite en el que la resultante de peso propio está en la arista exterior del muro.

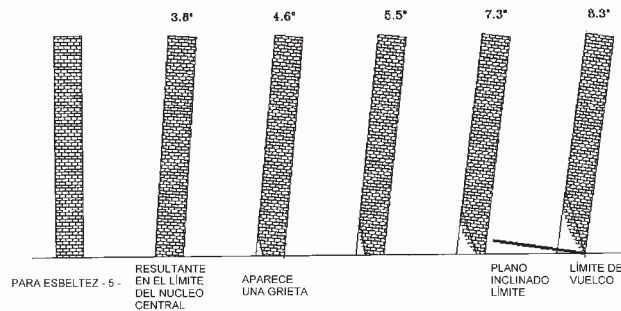


Fig. 34 Estabilidad de un muro aislado

Los ángulos para aparición de la primera grieta y para el desplome dependen de la esbeltez y el peso específico y se estudian en la figura siguiente, considerando el equilibrio de los sólidos resultantes.

La tabla de la figura además de dar los valores angulares nos dice un valor más intuitivo el desplome en función de la altura:

- Para esbeltez 3, el desplome de aparición de grieta es de un décimo de la altura y el vuelco se produce para un desplome de un cuarto de la altura.
- Para esbeltez 12, aparece la grieta para un desplome de un cincuentavo de la altura y se produce el vuelco para un desplome de un veintavo de la altura.

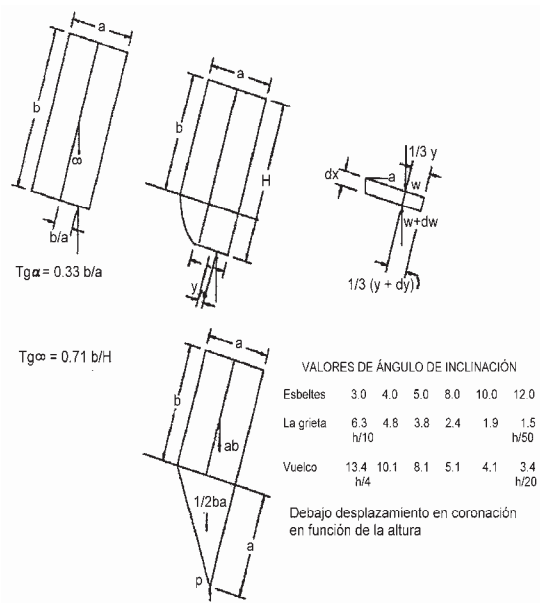


Fig. 35 Cálculo de los ángulos de desplome

La estabilidad del muro aislado la analizamos con más generalidad en la figura siguiente introduciendo la idea de **línea de empujes**. Esta línea es la resultante de unir los sucesivos puntos de aplicación de la resultante de cargas verticales descentradas para producir un momento centrador que equilibre los sucesivos momentos de vuelco.

En dicha figura podemos ver un cálculo de dicha línea en un muro sometido al empuje de bóvedas. Si la línea de empujes se sale de la sección mural se producirá el vuelco del muro alrededor de una arista horizontal que pasa por el punto de salida. Para que esto sea cierto consideramos una resistencia a compresión infinita o lo que es casi equivalente, niveles tensionales muy bajos.

Desde un punto de vista más global podemos ver en la figura siguiente cual es la línea de empujes de un muro ante una acción horizontal y equilibrado solo a peso propio y una carga (P) vertical que sea la mínima que garantice la condición de deslizamiento en la corona.

Dicha línea es una hipérbola; esto implica que tiene un límite asintótico y que existe un espesor de muro independiente de la altura, suficiente para resistir el vuelco al que se ve sometido bajo la carga horizontal (F). Esta propiedad tiene un importante corolario teórico puesto que implica que el espesor mural necesario para resistir el vuelco es para un cierto valor independiente de la altura; se puede ver además que espesor es una función cuadrática de las fuerzas, de modo que si duplica el espesor podemos multiplicar las fuerzas por cuatro.

La línea de empujes sirve como método de cálculo englobado en un determinado tipo de análisis denominado **análisis límite** cuyos planteamientos los podemos ver en la figura siguiente.

Para incluir en dicho análisis la resistencia a compresión podemos plantear cuales son las máximas excentricidades de la carga vertical planteando el equilibrio de la sección concéntrica. Esto nos da una línea de excentricidades máximas que agotan el muro; En este caso la línea de empujes no debe salir de los límites geométricos que plantea la línea de excentricidades.

En resumen debemos comprobar tres apartados:

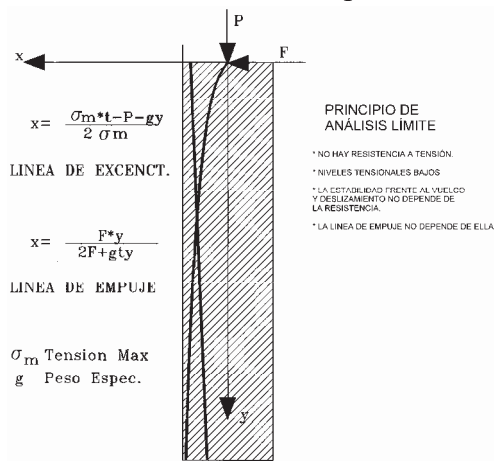


Fig. 37 Principio de análisis límite

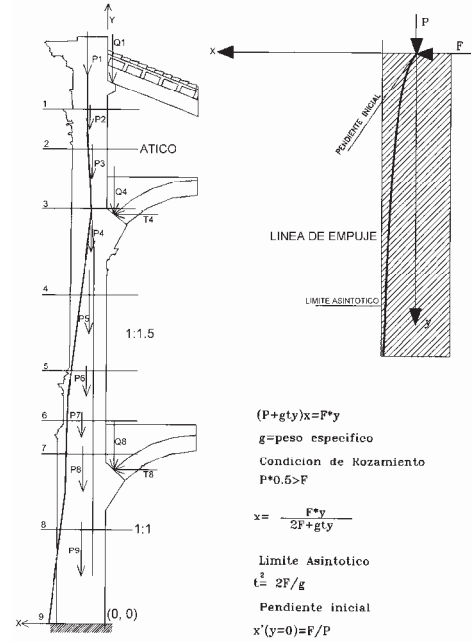


Fig. 36 Línea de empuje en muro aislado

- El momento centrador de las cargas verticales equilibra el momento de vuelco con un determinado coeficiente de seguridad.
- La condición de deslizamiento establece que las cargas horizontales deben ser menores que las cargas verticales multiplicadas por el coeficiente de rozamiento de la fábrica; considerando la cohesión nula.
- Comprobar que los límites tensionales no son agotados.

La comprobación de resistencia la podemos obviar introduciendo el coeficiente geométrico de seguridad; consiste el método en definir un espesor de muro menor que el real dentro del cual se debe mantener la línea de empujes. En la figura anterior se puede observar como se puede hacer a partir de la condición de resistencia.

Otro modo de hacerlo es plantear que coeficiente de seguridad frente al vuelco da una reducción del espesor del muro.



Es muy simple deducir que una reducción del espesor del muro de dos nos da un coeficiente de seguridad frente al vuelco también de dos, puesto que reducimos en dicho factor dos la máxima excentricidad.

Si consideramos como espesor de muro reducido el definido por el núcleo central de la sección estamos reduciendo la máxima excentricidad por tres y consiguiendo un coeficiente geométrico de seguridad también de tres. Este último caso del espesor reducido al núcleo central es el más empleado y significa en la práctica que la sección siempre está comprimida.

**Acciones horizontales en el plano del muro**

Para analizar el vuelco y el deslizamiento de muros bajos este tipo de cargas se tiene que establecer un modelo de rotura. Los huecos descomponen el muro en una serie de recuadros de los cuales resulta clave el comportamiento del macizo entre huecos.

Si el muro macizo es suficientemente rígido para establecer una continuidad horizontal de tipo planta o bien el sistema de piso o cubierta colabora con los macizos entre vanos para establecer esta continuidad la rotura se produce mediante el vuelco de los macizos verticales laterales a los vanos y por planta.

Si no existe esta continuidad horizontal el vuelco se produce en un elemento de muro vertical que toma toda la altura del muro.

La diferencia es importante puesto que el brazo de vuelco es mayor y el valor del momento de vuelco se multiplica por 1.5; mientras que en el primer caso se produce un arrastre planta a planta de la fuerza horizontal que hace el vuelco más pequeño.

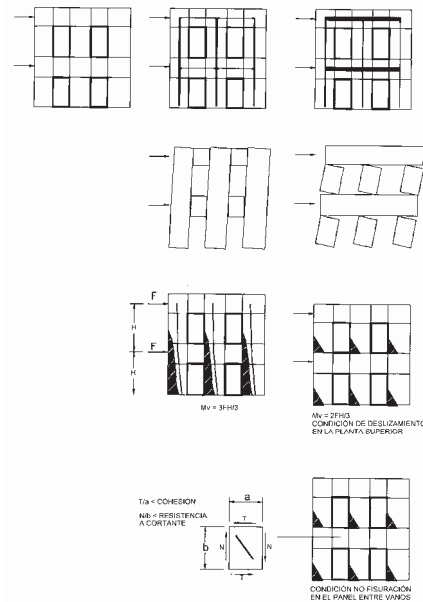


Fig. 38 Acciones horizontales en el plano del muro.

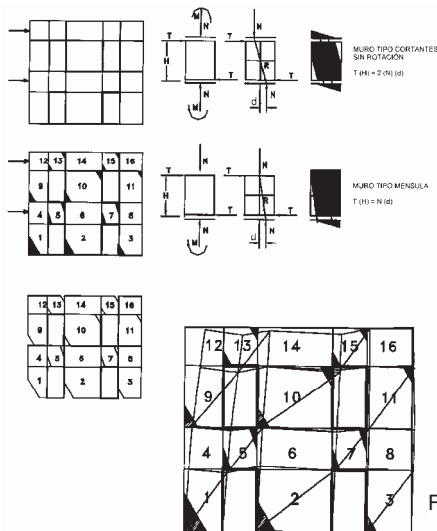


Fig. 39 Acciones entre momento de vuelco y momento flector en muro.

### 2.3.- Arcos y bóvedas

La idea del arco como manera de salvar un claro supone cambiar material estructural por forma estructural, el trabajo mediante ejes es mucho más eficiente que el trabajo de flexión pues utiliza toda la capacidad resistente de la sección. A cambio de la pureza formal del dintel nos ajustamos a formas arquitectónicamente más difíciles de manejar.

En este análisis de estudio nos vamos a referir indistintamente a arcos y a bóvedas simples formadas por arcos como si fueran problemas equivalentes, lo que en general es cierto si bien la presencia de arcos fajones que rigidicen las bóvedas puede plantear determinadas diferencias.

Si nos remontamos a los inicios del uso de los arcos el problema para salvar una determinada luz era encontrar una viga de dicha luz, lo que solo era posible con vigas de madera y hasta una determinada distancia, no se trataba pues de realizar una estructura más eficiente sino de la única forma de acometer mayores empresas.

Acuñar una dovela entre dos planos inclinados produce reacciones perpendiculares a los planos inclinados y por lo tanto una componente horizontal que no está presente en el peso de la dovela, por lo tanto acuñar supone empujar y el *empuje horizontal* es la mayor servidumbre que producen los arcos sobre sus elementos de apoyos.

Si consideramos un solo plano inclinado de apoyo tenemos que evitar que nuestra dovela deslice sobre él para ello tendremos que apretar la dovela con una fuerza tal que tenga una componente sobre el plano inclinado que equilibre dicho deslizamiento. Además la dovela puede girar alrededor de una arista por lo que nuestra fuerza de acuñamiento de be producir un par que equilibre la tendencia al vuelco de la dovela. *Vuelco y deslizamiento* de las piezas del arco son los problemas estructurales que pueden hacer que el arco se rompa.

Consideremos ahora una estructura formada por dos vigas inclinadas que se unen en un punto que vamos a llamar *clave* y que se abren hasta sus dos apoyos, la sometemos a una carga vertical en clave. Cuanto más grande sea la distancia de clave a suelo, las vigas estarán menos inclinadas, la proyección de la carga sobre cada viga será menor y la proyección horizontal del eje de cada viga será también menor, si la distancia de clave a suelo la llamamos *flecha*, el empuje será menor cuanto mas grande sea la flecha. Concretamente si en esta estructura calculamos gráficamente el empuje su valor será la carga multiplicada por la distancia y dividido por cuatro veces la flecha; el empuje crece con la luz y disminuye con la flecha.

Si complicamos algo mas esta estructura y formamos un arco quebrado formado por cuatro vigas, sometida a una carga puntual en clave, podemos ver que el eje en cada barra es diferente y crece hacia el apoyo al ser la barra de apoyo mas inclinada que la barra de clave; sin embargo la proyección horizontal de dicho eje es constante por que en cada punto tiene que ser igual a la reacción horizontal, o sea que el empuje es constante.

También sucede que en los puntos de quiebro, la proyección vertical de los ejes de las barras no se equilibran por lo tanto existe un cortante en las barras y por lo tanto un flector, esto no sucede en clave pues la componente vertical desequilibrada se compensa con la

carga concentrada. Tampoco sucede en nuestro primer ejemplo de dos barras. En el primer caso tenemos una estructura que es funicular de las cargas, para convertir el segundo caso en una estructura *antifunicular* de las cargas o sea sin flexiones, tendríamos que introducir cargas puntuales en los puntos de quiebro que equilibren la componente vertical desequilibrada.

**Análisis del arco y bóveda**

Por análisis general entendemos un modo de acercarnos a los arcos desde el punto de vista de la viga equivalente, partimos de los esfuerzos de una viga que salva el mismo vano del arco para llegar a la forma ideal del arco y para calcular sus empujes y los esfuerzos axiales.

Si comenzamos por considerar un esquema de cargas uniformes y no consideramos el peso propio del arco, tenemos un diagrama de momento flexión conocido con una ecuación parabólica y con un máximo en el centro del vano de un octavo de la carga por la luz al cuadrado. Partimos de que conocemos el valor del empuje (H) en los apoyos del arco, podemos anular el momento flexionante en el centro calculando la flecha del arco para producir un par (H x f) que anule el flexionante y a partir de esta igualdad entre flector y par de arco calcular la flecha, cuyo valor es la carga por el cuadrado de la luz dividido por ocho veces el empuje. Podemos generalizar a cualquier punto del arco buscando anular el flector de viga en dicho punto mediante la correspondiente ordenada y del arco y calcular la directriz del arco para carga uniforme que evidentemente es una parábola. También podemos considerar conocida la flecha y calcular el empuje a partir de ella, el valor del empuje para arco de directriz parabólica y resulta la conocida fórmula del empuje que vemos en la figura anterior.

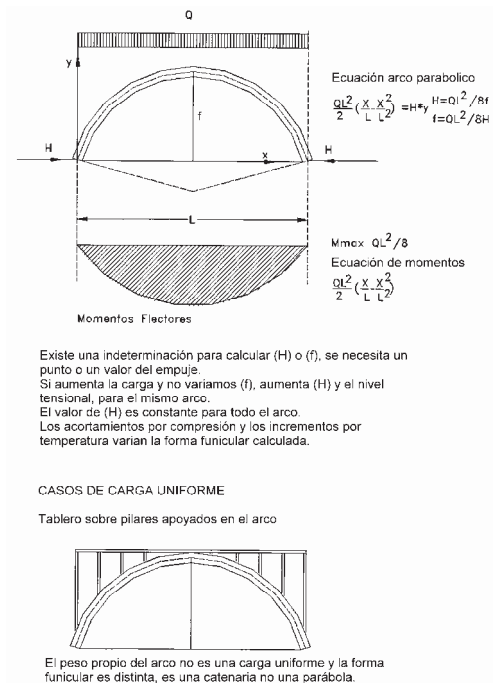
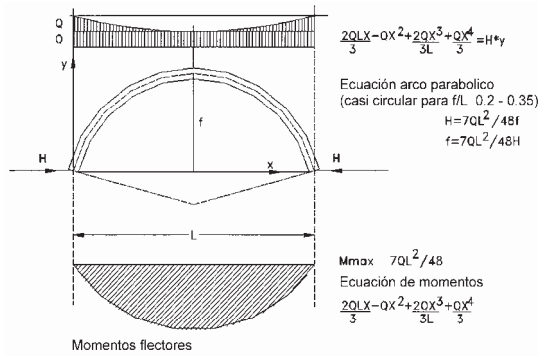


Fig. 40 Momento flector de un arco

Es obvio que tenemos una indeterminación, para determinar la directriz del arco necesitamos conocer los dos puntos de apoyo y un punto de paso mas o bien una condición adicional que puede ser el valor del empuje o la longitud de la directriz; esta indeterminación conecta con la indeterminación de los polígonos funiculares, puesto que la directriz que hemos calculado no es mas que el antifunicular de las cargas. La condición más obvia es el valor de la flecha del arco.

La carga uniforme como carga primordial no es frecuente en obra de fábrica donde los pesos propios son muy elevados, solamente en puentes construidos con el tablero apoyado con una serie de pies derechos sobre el arco sería la carga uniforme decisiva y por tanto la parábola la directriz ideal.



CASO NORMAL DE CARGA EN ARQUITECTURA CIVIL  
 PESO PROPIO + RELLENO DE RIÑONES + SOBRECARGA DE USO  
 LÍNEA DE EMPUJES APROXIMADA AL CÍRCULO PARA BÓVEDAS  
 REBAJADAS.

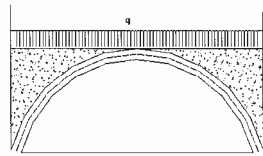


Fig. 41 Momento flector de un arco con peso propio y relleno

El peso propio es una carga que crece desde el centro hacia los extremos; si sobre el arco tenemos un relleno que defina un plano horizontal también tenemos una carga que crece desde el centro hacia los extremos. En la figura siguiente, estudiamos esta carga aproximándola con una parábola de segundo grado, obtenemos una ecuación de momentos y por lo tanto de la directriz del arco que es una parábola de cuarto grado, directriz que es casi circular en el intervalo de relación flecha luz 0.2/0.35.

El valor del empuje es algo mayor que en el caso de carga uniforme, aproximadamente un quince por ciento. Este caso de carga es el más común en edificaciones de obra de fábrica, donde el arco se emplea para soportar forjados, y en general los senos o riñones del arco se macizan, siendo menos común el uso de arcos exentos.

**Forma del Arco y línea de empujes**

Los arcos más antiguos de la arquitectura occidental son arcos circulares. Quizá debido a que se pueden construir con dovelas iguales o quizá debido a razones más profundas derivadas de la preeminencia del círculo en la geometría griega, hemos visto que no es una directriz adecuada para arcos exentos o sometidos a carga uniforme, sin embargo resulta clave pensar que los arcos de fábrica tienen un espesor importante puesto que podemos llegar a una importante conclusión:

Una parábola se puede incluir en el espesor de un arco circular, depende del espesor del arco y de la relación flecha/luz, cuanto más rebajado es el arco más fácil es incluir una parábola en el espesor de un arco de directriz circular.

En general un arco de forma cualquiera puede acoger la línea antifunicular de las cargas dependiendo de su espesor, a esta línea la llamamos *línea de empujes*; Esta idea supone admitir flexiones en el arco debidas a la excentricidad del eje, que sigue la línea de empujes, respecto a la directriz, también supone que no se aprovecha toda la sección.

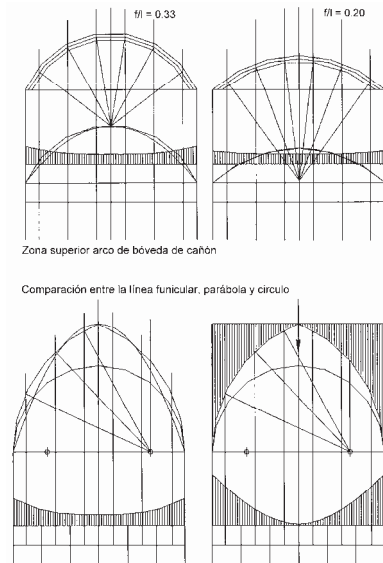


Fig. 42 Forma del arco. Distribución de cargas. Línea de empujes

Podemos suponer que si la línea no sale del núcleo central no tenemos tensiones y calculamos de modo clásico. O bien suponer que existe una sección concéntrica con el eje que es la realmente eficaz y olvidarnos del núcleo central calculando en rotura. Mas allá podemos llegar a suponer bajos niveles tensionales y considerar solo el problema de la estabilidad del arco, para lo que resulta suficiente que la línea de empujes no se salga de la sección; es un tema la que volveremos mas adelante.

Otra geometría muy utilizada es la del arco apuntado cuyo uso tuvo su origen en la idea de entrar en el apoyo con una pendiente mas inclinada de modo que se redujeran los empujes; el arco apuntado como forma de salvar un vano presenta con cargas uniformes un levantamiento de la clave y una tendencia a abrirse en riñones, temas que analizaremos mas tardes con el estudio de la línea de presiones. La sección arquitectónica con arco apuntado muestra la dificultad del uso para soportar forjados, es más apropiado como solución para naves. Su construcción más usual es con dos arcos de círculos con centro en la línea que une los apoyos bien dividiendo ésta en cuatro o cinco segmentos y tomando como centro el tercer o cuarto punto de división; son construcciones llamadas al cuarto o quinto agudo.

**Bóvedas y arcos por tranquil**

En este análisis de estudio nos vamos a referir exclusivamente a las bóvedas formadas por arcos con apoyos en distinto nivel llamados también arcos *por tranquil*. Es una solución muy usada que no es la única, puesto que habría que añadir las bóvedas de cañón en esviaje, helicoidales y alabeadas.

El análisis general de un arco con desnivel entre apoyos da resultados parecidos, en cuanto a empuje y ecuación de la línea funicular que el análisis de arcos sin desnivel. El máximo flector de centro de vano está anulado por el producto del empuje horizontal (H) por la flecha total de centro de vano, medida como la distancia entre la clave y la línea horizontal que pasa por el apoyo mas bajo menos el producto de una reacción vertical debida al desnivel por la distancia horizontal al centro del vano.

Una primera diferencia es la existencia de un par de reacciones verticales en los apoyos debidas al desnivel que deben compensar el par producido por los empujes horizontales que están a diferente nivel.

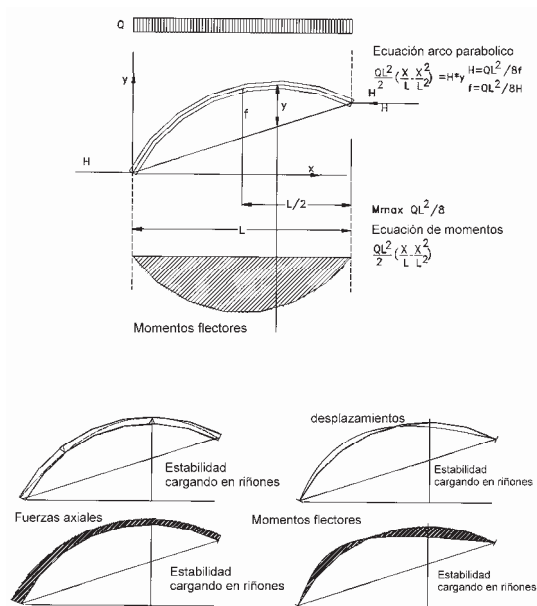


Fig. 43 Arcos por tranquil o rampantes

Si sustituimos en la ecuación que anula el momento flexionante, la reacción vertical por su valor que es el empuje por la flecha dividida por la luz, podemos llegar a una lectura más intuitiva:

El momento flector se anula en cada punto del arco mediante el producto del empuje horizontal por la distancia vertical desde la cuerda del arco a dicho punto. En esta lectura la

flecha del arco es la distancia máxima que se produce entre arco y cuerda, y se sitúa esta distancia en el punto de tangente horizontal del arco.

Con esta lectura el modo mas fácil de encajar una parábola en el espesor del arco es tomar como puntos de paso: el extradós del primer apoyo, el punto de tangente horizontal también en el extradós y el intradós del apoyo superior.

Otra solución de arcos a distinto nivel es el *arbotante*. En este caso la carga es el peso propio mas un empuje activo que le llega desde una bóveda en la crujía colindante. El empuje activo suaviza y aplana la curva de empujes de modo que el arbotante puede llegar a construirse como un arco plano con sus apoyos en diferente nivel. Para comprobarlo solamente tenemos que ver como la línea recta funicular para el empuje activo se coloca alternativamente por encima y por debajo de la línea funicular de peso propio.

**Rotura de arcos**

Apoyándonos en la idea de línea de empujes podemos plantear el método de rotura para comprobación de la seguridad de arcos. Este método tiene origen lejano en algunos trabajos de Leonardo Da Vinci en el Renacimiento, que se volvieron a plantear durante los siglos XIX y XX.

Se parte de una idea básica: los niveles tensionales son bajos. Además se supone que no existe resistencia a tensión y que la cohesión es nula. Por lo tanto la estabilidad del arco se debe a que la línea de empujes esté dentro de la geometría del arco. En un muro aislado un solo punto de salida de la línea de empujes provoca el vuelco, en un arco cada punto de salida o tangencia de la línea de empujes es una articulación y un arco de tres articulaciones es estable, por lo cual para que un arco vuelque es necesario cuatro articulaciones.

En un arco circular la clave tiende a bajar, en ese punto la línea de empujes pasará en el límite por la parte superior del arco abriéndose una grieta por el intradós. En dicho arco a peso propio los riñones tienden a levantarse con abertura de grieta por el extradós de modo que se pueden producir cinco articulaciones: dos en apoyos, dos en riñones y una en clave, definiendo la forma de rotura del arco circular.

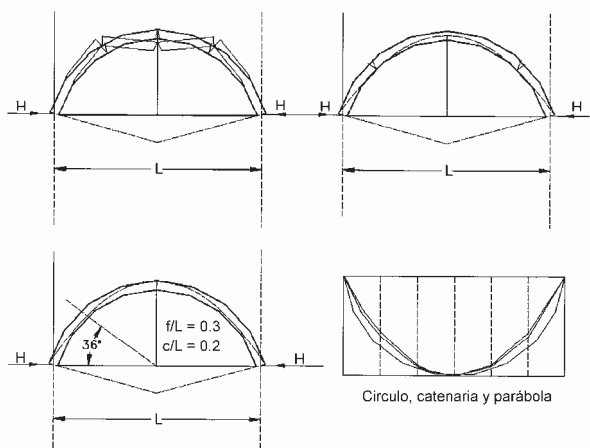


Fig. 44 Rotura de arcos de medio punto y funicular

Para que el arco sea seguro la línea de empujes debe estar dentro de la geometría del mismo y para ello es suficiente que exista una línea funicular compatible con las cargas dentro del espesor del arco.

Por ejemplo si la carga es uniforme solamente es necesario comprobar que la parábola que pasa por clave y apoyos no provoca una articulación en riñones.



En la figura siguiente podemos analizar con rapidez distintos tipos de arcos solamente encajando la parábola en sus espesores.

El arco semicircular con carga uniforme necesita una esbeltez de superior a 0.2 o bien estabilizarlo cargando en riñones para reducir este espesor a los niveles clásicos del décimo de la luz. Un arco circular rebajado a peso propio puede ser más esbelto que el anterior pues no tiene el problema de riñones del semicircular. Un arco elíptico vuelve a necesitar carga en riñones tal y como de detecta el encaje de la parábola en su espesor.

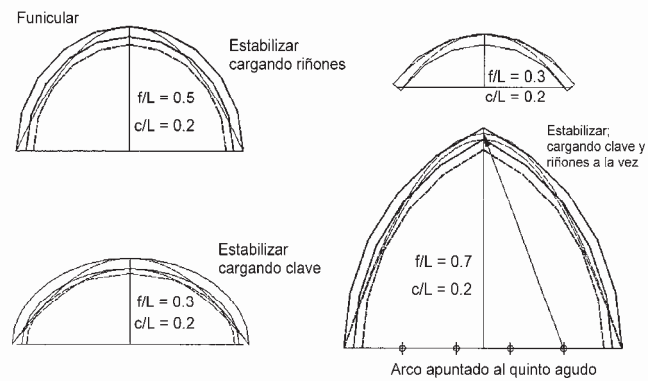


Fig. 45 Rotura de arcos de medio punto y peraltados y funicular

Para un caso genérico de cargas habrá que construir el correspondiente polígono funicular que como sabemos necesita tres puntos de paso para su definición.

**Línea de presiones**

Un arco nunca es el antifunicular de las cargas puesto que estas varían, además los acortamientos debido a los ejes y las cargas térmicas modifican su geometría. Podemos calcular los momentos flectores provocados por estas causas considerando la directriz ideal del arco definida por su eje. Estos flectores están anulados en este caso por el descentramiento de los ejes en la sección del arco. El método de rotura en este caso plantea que es la línea de presiones la que no debe salir de la geometría del arco.

La diferencia entre línea de empujes y línea de presiones la analizamos en la figura siguiente. Es debida a que el par funicular que anula el flector se mide en ordenadas verticales y las excentricidades de la línea de presiones se mide perpendicularmente a la directriz.

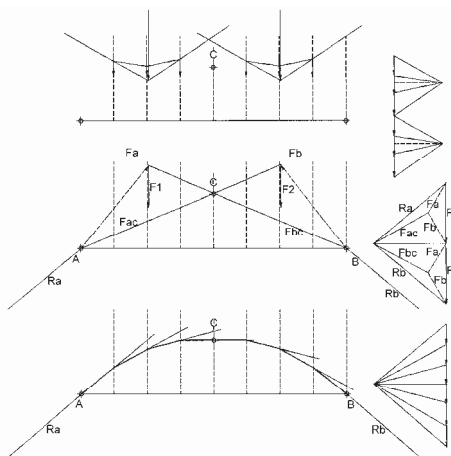


Fig. 46 Construcción del polígono funicular

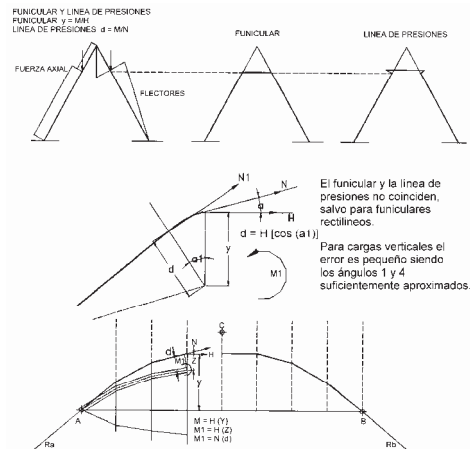


Fig. 47 Funicular y línea de presiones

Para cargas verticales la diferencia es pequeña si el ángulo formado entre la vertical y la normal al arco y el formado entre la tangente y la horizontal son parecidos, además es necesario que las cargas sean continuas de modo que no se produzcan saltos en los ejes centroidales.

Por lo tanto para cargas verticales continuas y arcos con curvaturas que no presenten saltos bruscos podemos usar la línea funicular, en caso contrario debemos usar la línea de presiones como método mas seguro.

En la figura siguiente, analizamos un arco semicircular y a peso propio y un arco apuntado a peso propio y cargando riñones.

El arco circular muestra una deformada con descenso de clave y levantamiento de riñones, flectores positivos en clave y negativos en riñones. Si combinamos la ley de fuerzas axiales con la de flectores para calcular las excentricidades obtenemos la línea de presiones que es muy parecida a la catenaria de peso propio.

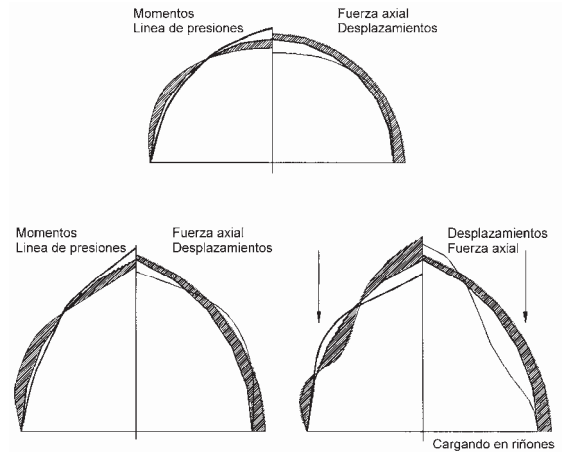


Fig. 48 Esfuerzos en arcos y línea de presiones

El arco apuntado a peso propio construido al quinto agudo tenemos también un descenso de clave y un levantamiento de riñones, si cargamos riñones se nos levanta la clave por lo que debemos cargar ésta. En este último caso los flectores son positivos solamente en riñones y la correspondiente línea de presiones muestra la necesidad de cargar en clave.

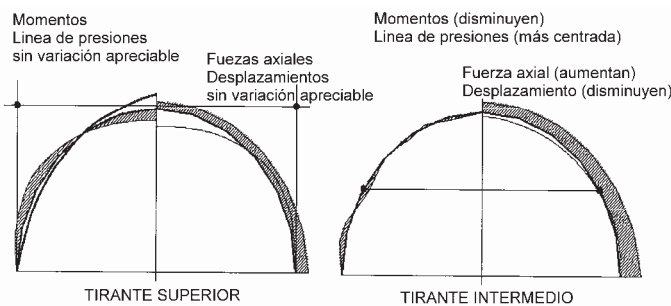


Fig. 49 Línea de presiones con tirantes

cargando en riñones. Por lo que el análisis con la línea de presiones no solo afecta al cálculo sino que además sirve para analizar posible métodos de estabilización de arcos con cargas adicionales o con tirantes.

En la misma figura se observa que el tirante superior no afecta al comportamiento del arco en sí mismo solo reduce los empujes sobre los muros. El mismo dato que obtendríamos con tirantes uniendo los apoyos.

En la figura anexa aplicamos el método de presiones a arcos con tirantes y se puede observar como un atirantamiento en riñones dificulta el levantamiento de estos, de modo que el diagrama de flectores en el arco tiene valores muy pequeños de modo que la correspondiente línea de presiones es muy parecida al círculo. El mismo efecto obtendríamos

**Arcos elípticos y carpaneles**

El uso del arco elíptico o su traducción en arcos circulares el carpanel, se usa como solución para relaciones flecha/luz bajas pero con entregas verticales en los apoyos como manera de reducir empujes y también como forma de conseguir una mejor solución arquitectónica en la entrega del arco.

La deformada del arco muestra un fuerte descenso de la clave si lo analizamos a peso propio, sin embargo si cargamos en riñones se vuelve a conseguir que las flexiones sean pequeñas y que la línea de presiones se adapte a la geometría del arco.

**Coefficiente geométrico de seguridad**

En este apartado podemos plantear la obtención de un coeficiente de seguridad desde un punto de vista geométrico, y proponer cual es el espesor reducido en el que se debe encajar la línea de presiones para conseguir un determinado coeficiente de seguridad.

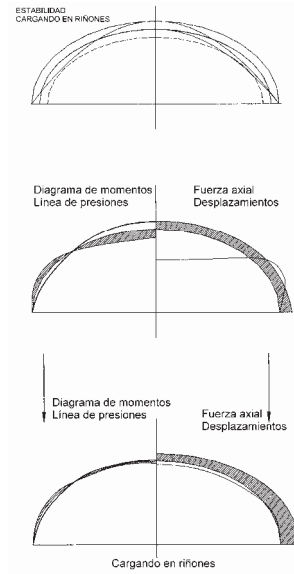


Fig. 50 Arco elíptico y carpanel

En la clave del arco, el par centrador conseguido por excentricidad del eje se puede analizar estudiando varias excentricidades y comprobar que crece linealmente; es decir que si reducimos la excentricidad a la mitad conseguimos un par centrador mitad del anterior. O sea que si consideramos un espesor mitad del real conseguimos un par centrador máximo mitad del total, o sea que tenemos un coeficiente de seguridad de dos.

Si consideramos como espesor máximo el definido por el núcleo central de la sección se consigue un coeficiente de seguridad de tres y que teóricamente no tengamos tensiones y por lo tanto fisuras en el arco.

Aplicando el método del tercio o del núcleo central obtenemos las esbelteces límites de los tres tipos mas comunes de arcos: Semicircular, elíptico y apuntado y esta esbeltez límite a peso propio es muy parecida en los tres casos: De un quinto a un séptimo de la luz.

**Efecto del tirante en muros y bóvedas**

Anteriormente hemos analizado el efecto de los tirantes en los arcos, no así los correspondientes efectos del tirante en los muros.

Primero analizamos el anclaje del tirante en el muro. Este se produce mediante un cono de deslizamiento que debe resistir un esfuerzo rasante igual a la tracción en el tirante, para ello contamos con la cohesión y el peso propio. De modo que el producto de la superficie del cono definida en la figura siguiente, por la cohesión mas el producto de dicha superficie por el coeficiente de rozamiento y por el peso propio superior dicha superficie sea mayor que la acción del tirante.

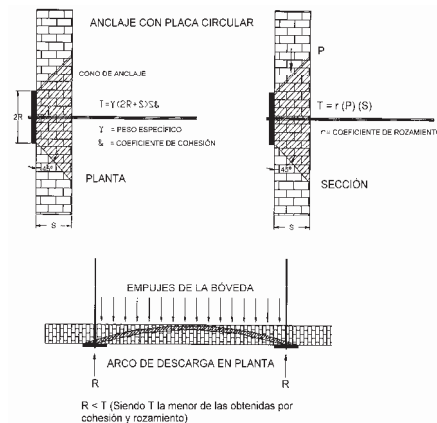


Fig. 51 Anclaje de tirante en muro

Por otro lado la acción del tirante es puntual y si estamos atirantando una bóveda tendremos que suponer arcos de descarga en planta embutidos en el grueso del muro.

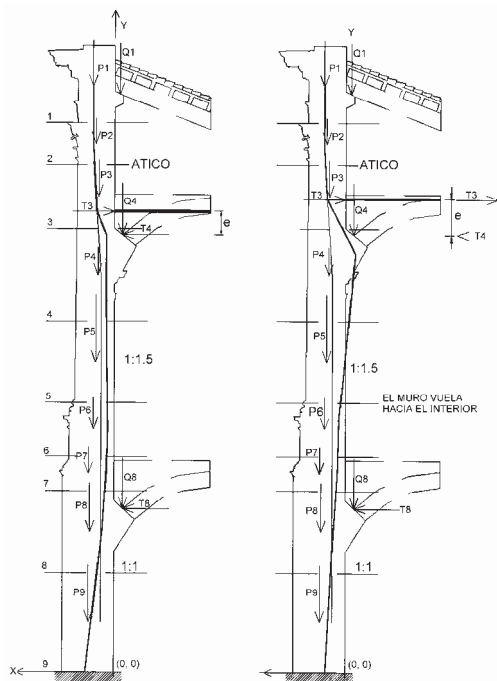


Fig. 52 Posición del tirante e intervención de los empujes

En la arquitectura histórica este problema se obvia planteando la bóveda de modo que discretiza las cargas sobre los puntos de atirantamiento.

- Mediante lunetos de descarga.
- Mediante arcos fajones.

La situación del tirante respecto a la entrega del arco en el muro no es única. Puede ser atirantando en riñones o más comúnmente atirantando por encima de la clave de modo que el tirante quede oculto.

Esta solución plantea un problema de vuelco del muro hacia el interior cuando la distancia entre clave y apoyo es grande o sea cuando el arco no es rebajado. La línea de presiones del muro de la figura siguiente muestra esta cuestión.

### ***Bóvedas de arista***

La utilización de las bóvedas de arista en la historia de la arquitectura cubre un espacio histórico muy amplio que va desde sus primeros usos en la arquitectura romana, donde es empleada fundamentalmente para cubiertas de edificios con luces importantes, la directriz es siempre semicircular. La bóveda por arista gótica pone énfasis en el papel resistente de las aristas y reduce la superficie cilíndrica del conjunto de piedras o dovelas que forman el elemento pasivo de la bóveda, en este caso la directriz es siempre apuntada, y sigue siendo una solución para cubiertas de naves aunque la luz se reduce significativamente respecto a las bóvedas romanas. Este conjunto de piedras o dovelas que forman el elemento pasivo de una bóveda de arista discretiza las cargas y podemos considerar la bóveda apoyada en pilares.

En el Renacimiento la bóveda por arista reduce su papel a los claustros de patios. La luz es pequeña y ya es una solución de un sistema de piso o de cubierta por lo que la distribución de carga cambia al introducir el relleno sobre la carga de peso propio.

Aparece el módulo en planta como factor decisivo y para los casos de módulos rectangulares la intersección de cilindros propia de la planta cuadrada se sustituye por intersección de cilindro y toro que respeta los arcos semicirculares en sección y alzado. Fuera de los patios se usa poco aunque Alberti en su tratado la propone como solución genérica de forjado en un marco general de apoyos puntuales entregados en los soportes murales. Palladio, sí la usa como solución de proyecto para cubrir estancias cuadradas y magnifica el apoyo puntual separando las columnas de los muros.

En el periodo posterior al Barroco, concretamente en las corrientes más clasicistas se recupera la bóveda por arista como solución de un sistema de cubierta en combinación con los sistemas de proyecto basado en alineaciones o interjes/intercolumnios en dos direcciones en planta, aprovechando las posibilidades de discretización de cargas continuas en apoyos puntuales que tiene esta solución.

Algunas implicaciones arquitectónicas del uso de las bóvedas de arista nos hemos encontrado con algunos factores a considerar en cualquier discusión como elemento estructural:

- La diferencia de cargas en la solución de forjado y en la de cubierta.
- El papel resistente de la arista que en el caso de la bóveda romana es un arco elíptico rebajado y en la gótica un arco elíptico apuntado.
- Las posibilidades de discretización en cargas puntuales sobre pilares que está en relación con el papel de las aristas y con el de los arcos formeros de apoyo.

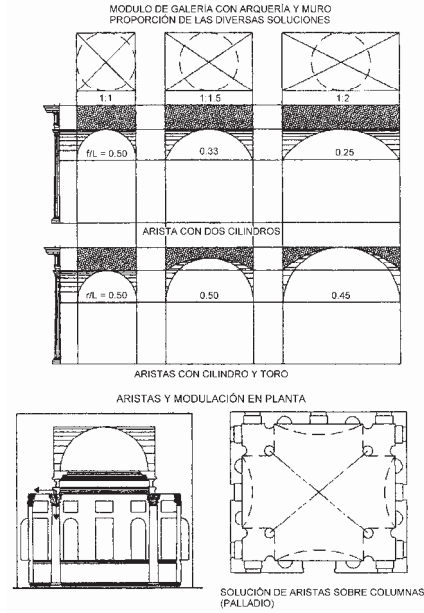


Fig. 53 Bóvedas de arista

**Análisis de bóveda de arista**

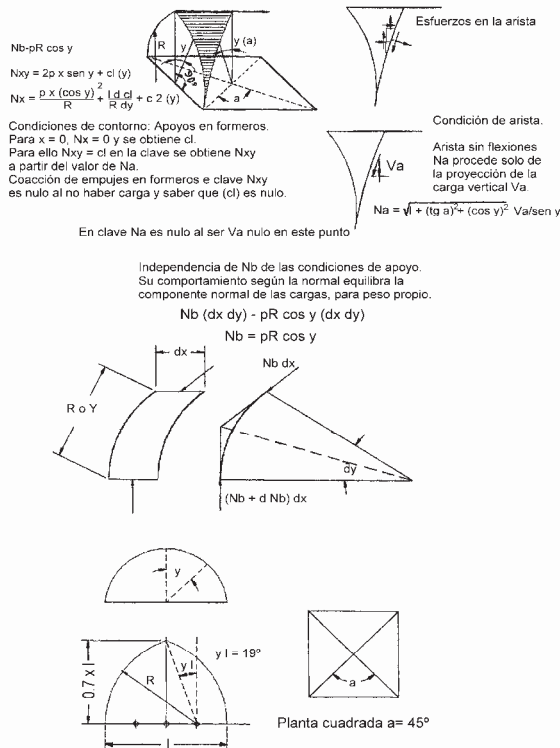


Fig. 54 Bóveda de arista. Análisis de membrana

En este análisis consideramos la estructura con esfuerzos axiales en los planos tangentes admitiendo tracciones y sin considerar flexiones. Cometemos, dos errores:

- Si hay tensiones, la fábrica no puede resistirlas.
- No admitir flexiones es erróneo puesto que los espesores de la obra de fábrica son grandes y se pueden resistir flexiones mediante excentricidades de los esfuerzos axiales.

Sin embargo, este análisis nos sirve fundamentalmente como método de comprensión del funcionamiento de la estructura más que como método de cálculo.

La membrana cilíndrica tiene un funcionamiento radicalmente diferente a las bóvedas, esta diferencia se ve estudiando el esfuerzo ( $Nb$ ) según los arcos. La misión de

este esfuerzo es compensar la proyección de las cargas sobre la normal al arco y el resultado es contundente: (Nb) no depende de las condiciones de apoyo y es nulo para ángulos de apertura de 90°.

Los esfuerzos (Nx) según las generatrices y los tangenciales (Nxy) si dependen de las condiciones de borde pues al equilibrar un elemento de membrana nos salen dos constantes de integración a resolver con dichas condiciones de contorno.

En definitiva la independencia de (Nb) y su ecuación depende de la posibilidad de que existan los esfuerzos (Nx) según las generatrices y esto en obra de fábrica solo es posible si los (Nx) son de compresión.

Para resolver las dos constantes de integración necesitamos dos condiciones de apoyo:

- Apoyo en los arcos formeros que además coarte el desplazamiento perpendicular al plano del arco formero, es decir que estos planos laterales resistan los empujes que vienen dados por los esfuerzos (Nx).
- Condición de la arista. La arista no es un apoyo pero tenemos que considerar que en ella no se producen flexiones o dicho de otra manera que la arista resiste las cargas verticales mediante un esfuerzo axial (Na) sin cortante. O sea que la proyección de (Na) sobre la vertical equilibra la carga vertical que se transmite a través de los esfuerzos (Nb).

Con estas dos condiciones es posible resolver las ecuaciones de equilibrio para los dos casos que nos planteamos, la bóveda romana y la bóveda gótica. Para ello se resuelven las ecuaciones para la bóveda cargada apoyando en los formeros y la bóveda sin carga coaccionando el empuje en los formeros, después sumamos los resultados.

**Modelo de análisis**

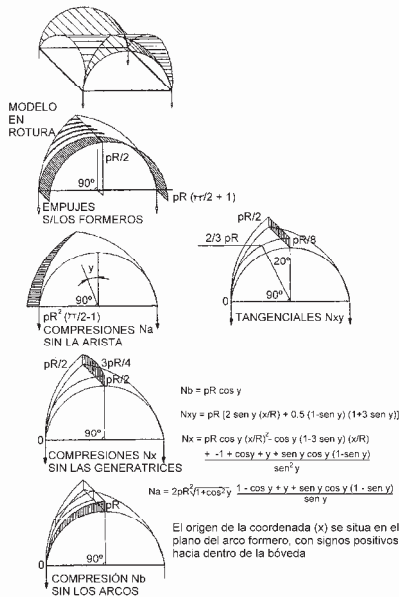


Fig. 55 Bóveda de arista romana. Esfuerzos y rotura

La distribución de esfuerzos (Nb) según los arcos es uniforme en la línea de cumbrera y disminuye a valor nulo en el encuentro con la esquina. En los encuentros con la arista este esfuerzo también varía desde el máximo en clave hasta un valor nulo en la esquina. Estos esfuerzos cuando llegan a la arista producen un empuje según las generatrices sobre el casquete de bóveda colindante.

La distribución de esfuerzos (Nx) es muy similar si bien la distribución en la línea de cumbrera no es uniforme y tiene su máximo a medio camino entre clave y arco formero. Más importante es que son siempre compresiones. Producen un empuje sobre los arcos formeros, variable desde un valor mínimo en cumbrera hasta un máximo en la entrega del arco formero.

Si el arco formero no resiste estos empujes la bóveda se agrieta con las llamadas fisuras de Sabouret que dividen



cada casquete en arcos independientes apoyados en la arista. Este modelo de rotura es el que no puede servir como modo de cálculo de bóvedas de arista para comprobar su seguridad.

Los esfuerzos ( $N_{xy}$ ) no cambian el hecho principal, la bóveda sigue estando completamente comprimida si los formeros resisten, por lo tanto uno de los dos errores que cometemos al plantear el estado de membrana no existe al no existir tensiones.

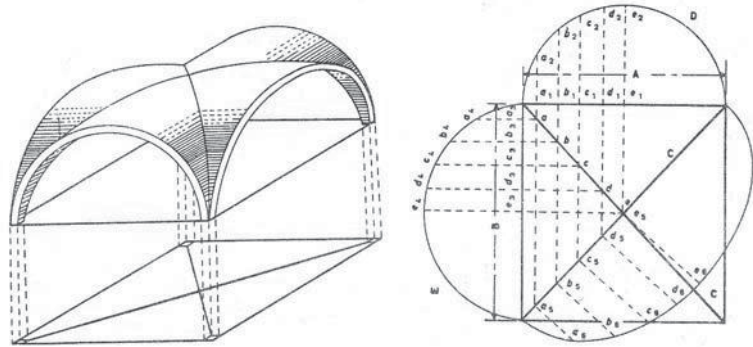


Fig. 56 Bóveda de arista. Determinación de esfuerzos

Los arcos formeros están sometidos además de los empujes debidos a ( $N_x$ ) a esfuerzos tangentes a su directriz debidos a los tangenciales ( $N_{xy}$ ) que se acumulan sobre el borde y que intentan abrir el arco.

La arista es la responsable de trasladar las cargas verticales procedentes a su vez de los esfuerzos ( $N_b$ ), siempre está en compresión desde un valor nulo en clave hasta el máximo en los apoyos. Vemos que funciona de modo inverso a los arcos y por lo tanto al llegar con el máximo al apoyo es el único elemento que traslada las cargas verticales a las esquinas de la planta.

Finalmente la clave para el correcto funcionamiento de estas bóvedas está en que las generatrices están comprimidas, que los formeros resistan los empujes de las generatrices y la acumulación de tangenciales y que las aristas resistan las cargas verticales y las lleven a los apoyos.

**Análisis de rotura**

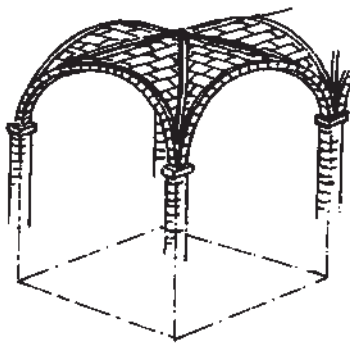


Fig. 57 Bóveda románica

En las bóvedas romanas la distribución de cargas verticales es correcta para el tipo de arco al crecer rápidamente hacia los apoyos desde un valor nulo en clave; sin embargo las acciones horizontales tienden a abrir la arista y va a ser necesario rellenar en riñones.

En las bóvedas apuntadas las cargas verticales tienen un valor nulo en la clave por lo que es necesario disponer una carga puntual en la clave, además las acciones horizontales tienden a abrir la arista por lo que será necesario rellenar en riñones.

### ***Bóvedas vaidas***

La geometría de las bóvedas vaidas puede ser visualizada como un casquete esférico apoyado sobre cuatro pechinas, aunque esta imagen no funciona para las vaidas sobre planta rectangular o para los casos de bóvedas muy rebajadas.

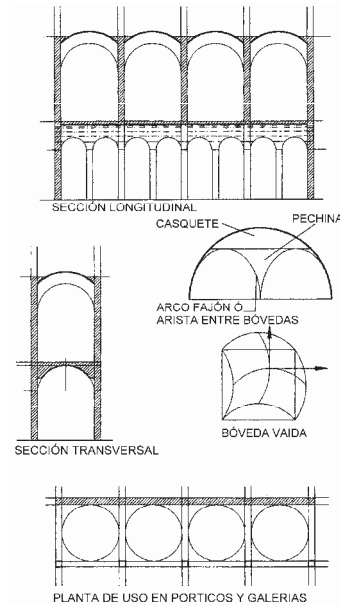


Fig. 58 Bóvedas vaidas

Para estas bóvedas conviene diferenciar la relación ( $f/L$ ) del arco de borde de la relación ( $f/L$ ) total. En el caso más peraltado tenemos arcos semicirculares en el borde, planta cuadrada y relación ( $f/L$ ) total igual a 0.71, es el corte de una semiesfera por cuatro planos que en planta definen un cuadrado. En los casos de bóvedas rebajadas no existen grandes errores si tomamos la relación ( $f/L$ ) total como la suma de los dos arcos de bordes no paralelos.

La relación ( $f/L$ ) es siempre superior a la bóveda cilíndrica equivalente debido a la doble curvatura por lo que es un dato para comprender su mejor funcionamiento: estas bóvedas pueden ser más esbeltas y producen menos empujes que sus equivalentes cilíndricas.

La cuestión de la geometría incide junto con las condiciones de borde y el sistema constructivo en el funcionamiento estructural de estas bóvedas. Podemos distinguir tres casos típicos:

- Casquete esférico peraltado sobre pechinas con despiece radial y funcionamiento derivado de la cúpula esférica.
- Bóvedas rebajadas con despiece en emparrillados de arcos y funcionamiento derivado de las superficies de traslación.
- Construcción sobre dos arcos diagonales y funcionamiento derivado de las bóvedas de arista, con la posibilidad de atirantados según el perímetro.

Las condiciones de borde normales son:

- Arcos fajones que soportan la bóveda y que suponen de hecho que los desplazamientos verticales y horizontales están muy restringidos.
- Aristas comunes a dos vaidas que implica que solo los desplazamientos horizontales están restringidos.

Los bordes libres simplemente apoyados no los consideramos, al carecer de empujes, son más propios de membranas de concreto; cuando se restringen los desplazamientos horizontales estamos asumiendo que aparecen empujes en los apoyos, lo que resulta más en consonancia con la obra de fábrica como material.

Al sistema constructivo que identifica el tercer caso, hay que añadir las bóvedas nervadas que se pueden incluir en los dos primeros casos.

Los casos uno y tres nos resultan conocidos, pero el caso dos necesita de una pequeña introducción.

Una superficie de traslación es la que se construye deslizando un arco sobre otro situado en un plano perpendicular al primero. En la teoría de membrana están estudiadas y se conoce con precisión el funcionamiento del paraboloide elíptico rebajado, El par, derivado de la traslación de un arco parabólico rebajado sobre otro.

**Análisis de bóvedas vaidas radiales**

En primer lugar vamos a considerar la bóveda vaida como un derivado de la cúpula esférica. Esta tiene bajo carga uniforme las zonas de tracción por debajo del paralelo situado a 45° y siendo este ángulo límite de 51° para peso propio; Estos ángulos definen, aproximadamente, en una vaida peraltada el luquete. Si los bordes de la vaida restringen suficientemente los desplazamientos y suministran los empujes necesarios para restituir un estado parecido al de la cúpula, tendríamos el luquete bicomprimido y las pechinas con tracciones según los paralelos; estas condiciones se dan con bordes sustentados por arcos fajones muy rígidos. En cualquier otro caso las zonas tensionadas invadirían el luquete y las líneas isostaticas dejarían de ser meridianos y paralelos deformándose.

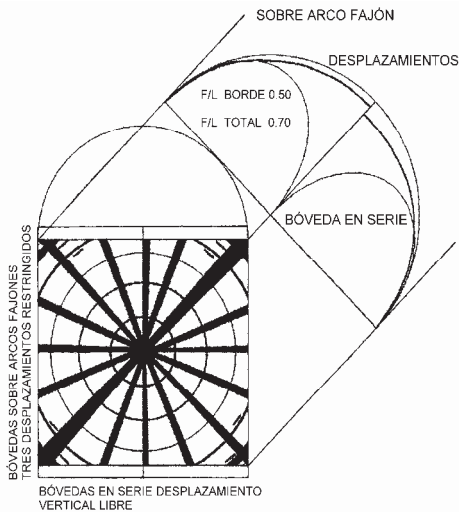


Fig. 59 Bóvedas vaida. Análisis de fuerzas axiales y empujes (caso radial)

Un análisis de una bóveda vaida de este tipo descompuesta en barras que siguen un modelo radial y cargada a peso propio. El objetivo es averiguar las zonas de tensión y ver la distribución de empujes en el borde antes de eliminar dichas zonas de tensión, también ver diferencias entre bóvedas sobre arcos fajones y bóvedas en serie.

Para ambas condiciones de borde se observa:

- Una distribución muy uniforme de fuerzas axiales según los meridianos.
- Las tensiones aparecen en las pechinas. Estas tensiones desaparecen cuando la relación (f/L) total descende por debajo de 0.4.
- La distribución de empujes horizontales sobre el borde es muy uniforme.

Las diferencias entre ambas condiciones solo aparecen de modo acusado en la deformada, las bóvedas en serie presentan mayores desplazamientos en clave.

De este análisis podemos derivar que las condiciones de bóvedas en serie también son adecuadas como apoyo de las vaidas.

Si eliminamos las zonas de tensión y pasamos a rotura nos quedaría un modelo simple formado por arcos meridianos radiales que podemos calcular; en este caso tanto el peso propio como la carga uniforme no resulta una carga adecuada para arcos circulares y resulta necesario la carga en riñones bien rellenando solo las pechinas o rellenando hasta la clave.

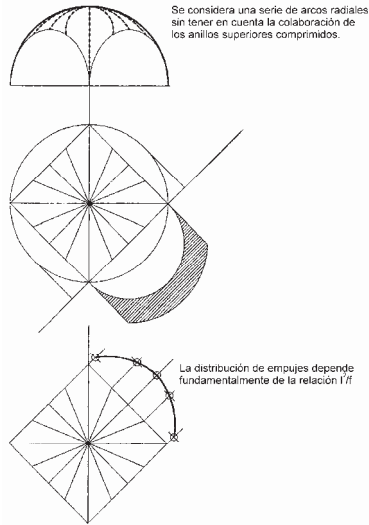


Fig. 60 Distribución de empujes sobre el borde

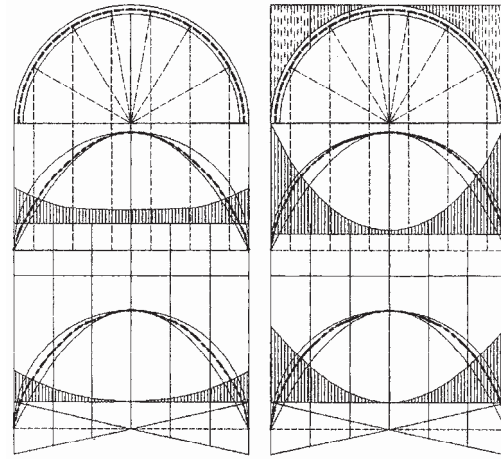


Fig. 61 Distribución de cargas y línea de empuje

Las esbelteces necesarias para un coeficiente de seguridad geométrico de tres son  $(L/40)$  para relleno hasta clave y  $(L/25)$  para relleno solo sobre las pechinas. Los empujes son del orden de la mitad de la bóveda de cañón equivalente.

**Análisis de bóvedas vaídas nervadas**

Las bóvedas vaídas nervadas constituyen un magnífico ejercicio de estereotomía de la piedra; estructuralmente cambia la forma de trabajo que resulta más parecido al de las membranas de traslación que a las cúpulas, este cambio resulta más acusado cuanto más rebajada es la vaída llegando a poder analizarse como paraboloides elípticos.

El elemento fundamental del nervio es una cruceta tallada en piedra de una sola pieza que uniéndose con otras constituyen la red de nervios; de modo que el cruce de arcos es rígido y la unión de cruces en los puntos medios son articulaciones.

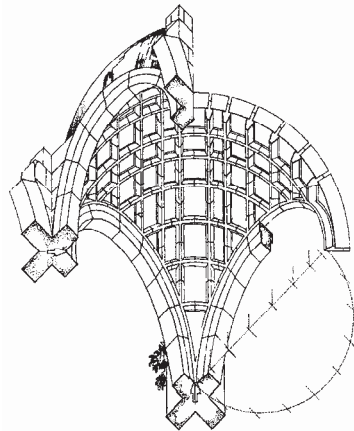


Fig. 62 Bóveda nervada vaída

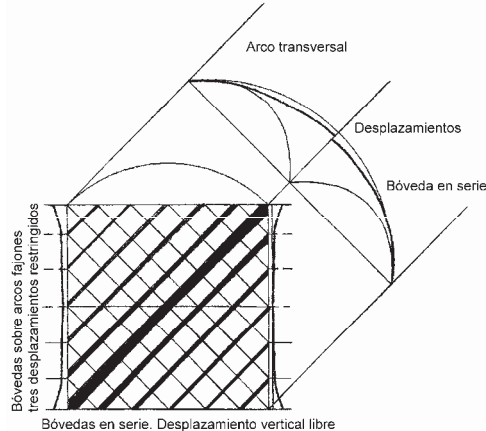


Fig. 63 Análisis de fuerzas axiales y empujes

En la figura anterior se muestran los resultados para el caso de relación ( $f/L$ ) total 0.71. De esta figura podemos resaltar las siguientes cuestiones:

- La distribución de fuerzas axiales crece desde el centro de cada arco hacia su extremo.
- Las fuerzas axiales son mayores en los arcos centrales.
- La distribución de empujes crece hacia el centro por lo que dependen de la relación ( $f/L$ ) de cada arco.
- No existen diferencias fundamentales entre las bóvedas en serie y las bóvedas sobre arcos fajones.
- La deformada nos dice que se debe cargar en riñones.

Cuando la relación ( $f/L$ ) disminuye la distribución de empujes se hace más uniforme y la distribución de fuerzas axiales también.

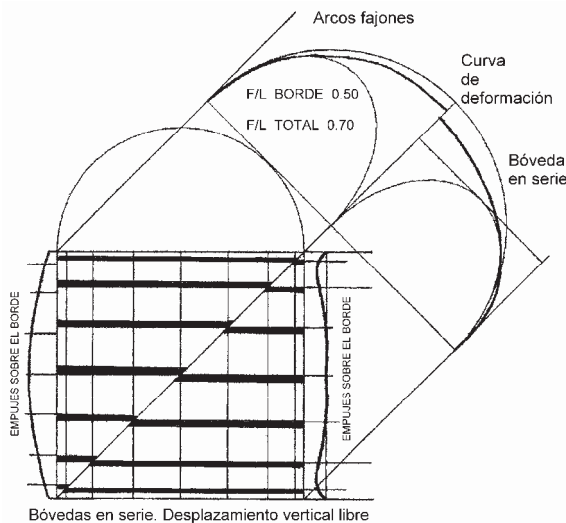


Fig. 64 Análisis de fuerzas axiales

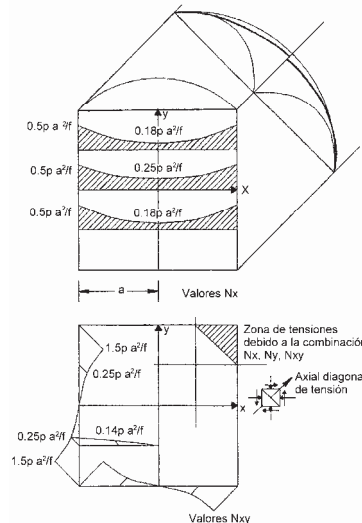


Fig. 65 Bóvedas vaídas con  $F/L < 0.20$

La red diagonal de nervios mostrada en la figura anterior, presenta algunas características especiales:

- Los empujes crecen desde el centro hacia las esquinas.
- Las fuerzas axiales crecen desde el arco principal de la diagonal hacia los extremos.

El análisis como paraboloides elípticos nos dice que los valores de las fuerzas axiales si bien en el centro de los arcos son mayores en el centro de la bóveda crecen de modo diferente de modo que se unifican en los apoyos de modo que la distribución de empujes en el borde es uniforme.

Los valores del esfuerzo cortante combinados con las fuerzas axiales en las direcciones x-y producen la aparición de tensiones a  $45^\circ$  en las esquinas.

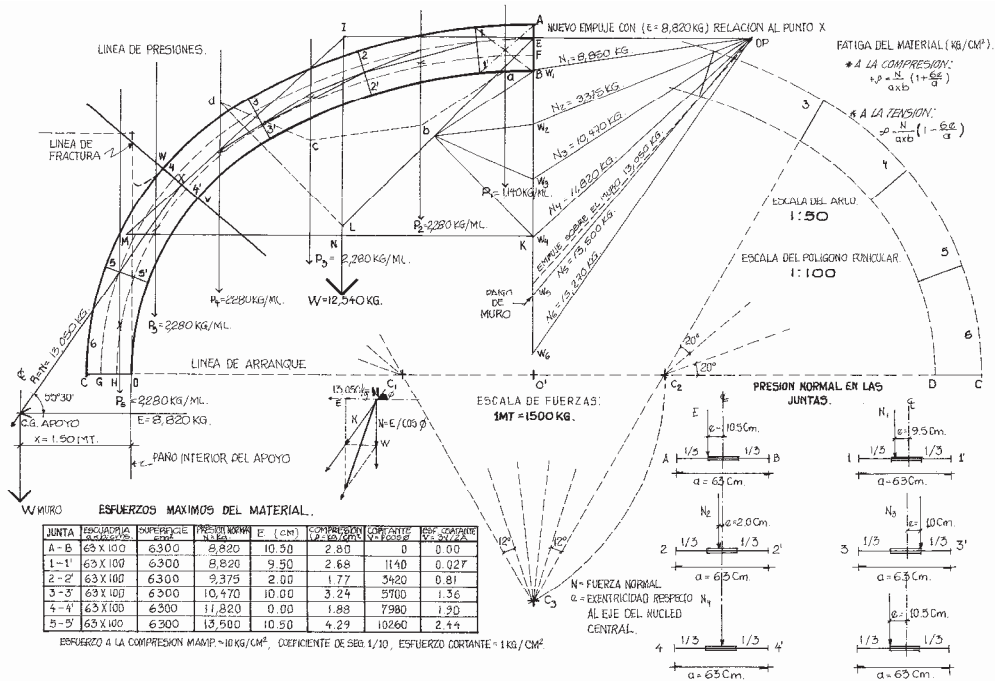


Fig. 66 Análisis gráfico de bóveda vacía

## 2.4.- Análisis de cúpulas

La cúpula es un elemento estructural que surge para cubrir un espacio, salvando un vacío; dicho así resulta aparentemente obvio, y no lo es tanto pues en su desarrollo histórico el empleo de las cúpulas como elemento decorativo/formal volcado hacia el exterior resulta frecuente a partir del Renacimiento, y en estos casos los problemas estructurales son los propios de un elemento que cubre una luz mas los derivados de elementos que se elevan a gran altura.

La solución semicircular en sección no es la mejor desde un punto de vista puramente estructural, las tensiones en los anillos comienzan para peso propio en el paralelo definido por un ángulo de 51° medido desde el eje de revolución hacia el plano horizontal, estas tracciones provocan fisuras que dividen parte de la cúpula en arcos independientes; el arco semicircular necesita carga en riñones.

Hacia el exterior la cúpula da una reacción vertical y otra horizontal, el empuje de las cúpulas se puede reducir eligiendo perfiles en sección mas peraltados y se puede resistir de diversos modos. Como ejemplo tenemos algunas soluciones nervadas con muros curvados y semiesferas o ábsides para resistir los empujes.

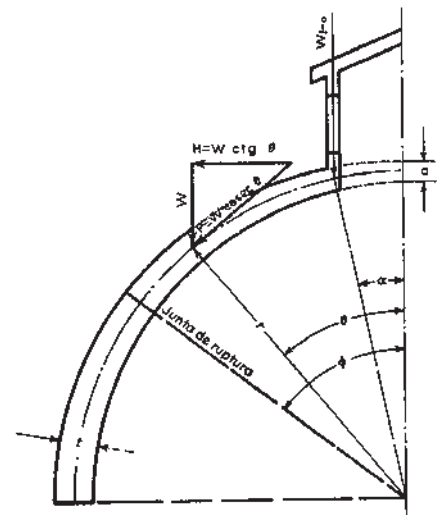


Fig. 67 Análisis de cúpula



La reacción horizontal tiene otro efecto: es necesario resistir el deslizamiento. Además las cúpulas se deforman bajando la clave y abriéndose en los apoyos, dado que tenemos acortamientos por compresiones en la parte superior y alargamientos/fisuraciones en la inferior todo esto lleva a la necesidad de un zuncho en el apoyo, zuncho que no debe ser muy rígido para no provocar flexiones secundarias.

Otro elemento a considerar es la linterna apoyada en clave y el óculo como abertura en clave cuando la linterna no existe. Es una solución que parte de la necesidad de iluminar el espacio interior y que con las linternas derivará en decorativa. Influyen, según el diseño del perfil en las tensiones paralelas y en el comportamiento de los meridianos.

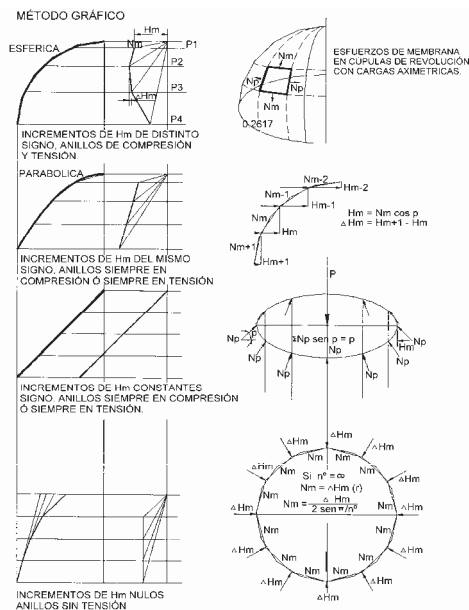
La relación entre cúpula y planta se puede analizar desde dos puntos de vista que se sobreponen: el arquitectónico el estructural.

Arquitectónicamente se da la necesidad de acomodar la planta de la cúpula a un cuadrado u octágono en planta, para este último caso la solución es la cúpula de paños cilíndricos con sus problemas estructurales específicos.

Para ajustar la cúpula al cuadrado se han utilizado diversas soluciones:

- Se parte de una cúpula vaida obtenida por corte de la semiesfera por cuatro planos verticales, el apoyo se realiza sobre cuatro arcos fajones, a partir de ahí se independiza el casquete esférico de los cuatro triángulos esféricos o pechinas mediante una hilera de ventanas.
- El tambor independiza completamente la solución cupular del apoyo mediante pechinas.
- Otro modo usado es recurrir a pilares achaflanados que realmente están planteando un octógono intermedio entre el tambor y el cuadrado de planta.

*Análisis general*



La cúpula es una solución basada en la doble curvatura y en la colaboración entre anillos y meridianos. Frente a una bóveda semicircular la cúpula semiesférica no fisurada da la mitad de empujes. Podemos estudiar la cúpula como membrana de revolución asumiendo dos errores: Las cúpulas no son delgadas por lo tanto no se cumple la hipótesis de no existencia de flexiones; y además no asumen tensiones por lo que solo podemos considerar válidos los raros casos en que estas no existan. Aún así este método nos da una visión muy clara del comportamiento estructural de las cúpulas.

El análisis de membrana se basa en una simple ecuación: La suma de los esfuerzos axiales según las líneas principales de curvatura, meridianos y anillos,

divididos cada uno por su correspondiente radio de curvatura es igual a la carga exterior proyectada sobre la normal en cada punto.

Para la cúpula de revolución el cálculo de estos esfuerzos es muy sencillo debido a la simetría respecto al eje de revolución. Podemos integrar el peso propio por encima de cada anillo e igualarlo a la componente vertical de los esfuerzos de los arcos meridianos; una vez obtenidos los ejes meridianos acudimos a la ecuación de la membrana y obtenemos los ejes de cada paralelo.

### *Análisis gráfico*

La colaboración entre meridianos y anillos se puede considerar de forma simple. Los esfuerzos meridianos producen en cada punto una componente horizontal que tiene que ser equilibrada por los paralelos. Esta componente horizontal hacia fuera o hacia dentro es una presión sobre el anillo que deriva en un esfuerzo axial de compresión o tensión.

De acuerdo a la figura anterior, se descompone la cúpula en trozos, y desde la clave se trazan paralelas a cada elemento de meridiano de modo que la diferencia entre proyecciones horizontales del esfuerzo de meridiano nos da la presión sobre cada anillo.

En el perfil semiesférico podemos ver que esta diferencia cambia de signo a partir de cierto punto, es decir nos da el punto de aparición de tensiones. El perfil parabólico tiene siempre los anillos en compresión dado que no hay cambio de signo.

El perfil cónico los incrementos son del mismo signo y constantes. Cuando los incrementos radiales son nulos tenemos un perfil especial en el que los anillos no trabajan. Es decir los esfuerzos meridianos tienen la propiedad de que en cada punto la componente horizontal de los esfuerzos meridianos superior e inferior son iguales y de signo contrario.

### *Cúpula esférica*

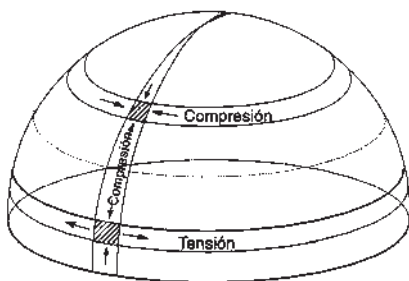


Fig. 68 Esfuerzos actuantes en cúpula

El perfil semicircular no es el más adecuado para la cúpula de obra de fábrica por los empujes y la amplitud de la fisuración sin embargo es el más querido por la arquitectura clásica. Un magnífico ejemplo de modos de resistir los empujes es el empleo de los ábsides semicirculares, del modo de adaptar la planta circular al octógono de planta y sobre todo del paso que se produce del casquete comprimido a arcos de apoyos separados por ventanas aproximadamente en la zona de aparición de las tensiones paralelas.

### *Análisis de cúpula esférica*

Para analizar esta solución necesitamos el peso propio por unidad de superficie,  $p$ , el radio de la esfera y el ángulo  $\alpha$  que define cada anillo medido a partir del eje de revolución hacia el plano horizontal, en los casos de apertura en clave y linterna necesitamos el ángulo de apertura ( $\alpha_1$ ) y el peso de la linterna por metro lineal.

El peso en cada nivel considerado dado por el ángulo  $a$  lo podemos obtener integrando un elemento diferencial de esfera multiplicado por la longitud de la circunferencia en función del radio  $r$  del anillo y por el peso propio por unidad de superficie; dado que  $r$  es igual a  $(R)$  multiplicado por el coseno del ángulo  $a$ , es fácil la integración entre un valor nulo y un valor cualquiera del ángulo ( $a$ ).

En este caso en la ecuación de la membrana, debido a que tenemos un radio de curvatura principal único, usamos el valor de  $r$  en función de  $(R)$  y la proyección del peso propio sobre la normal.

En el primer caso de cúpula sin linterna y sin apertura en clave, los esfuerzos meridianos ( $N_m$ ) son de compresión y crecen desde un valor  $(pR/2)$  a  $(pR)$ . Los esfuerzos paralelos ( $N_p$ ) tienen un valor en clave de  $(pR/2)$  de compresión y para  $a$  igual a  $90^\circ$  un valor de  $(pR)$  en tensión, el punto del eje paralelo nulo se sitúa sobre un valor de  $51^\circ$  para el ángulo  $a$ . Observemos que en clave el valor de ( $N_m$ ) no es nulo dado que la tangente es horizontal no producen componentes no equilibradas.

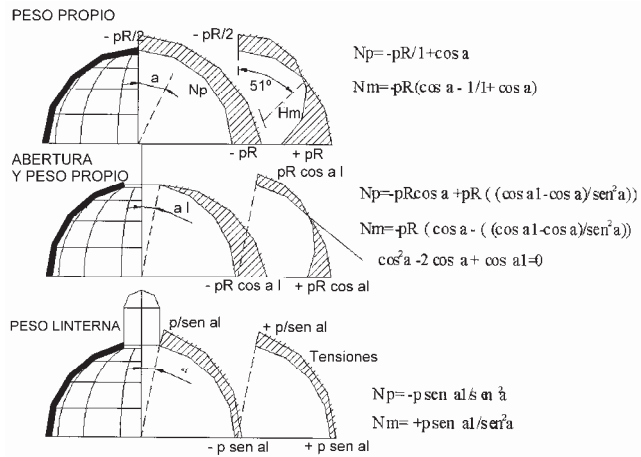


Fig. 69 Análisis de cúpula esférica

El valor del peso propio para cada anillo está en función del radio  $(R)$  al cuadrado mientras que la sección que lo resiste crece linealmente con  $(R)$  por lo que el perfil tampoco es adecuado desde este prisma y necesitaremos ampliar la sección para que no se agote y el eje se pueda descentrar dentro de ella.

El caso de apertura en clave tiene una formulación algo mas complicada dada en la figura anterior, los valores de ( $N_m$ ) crecen desde cero a  $(pR \cos a)$ , los valores de ( $N_p$ ) van desde una compresión en clave hasta una tracción en la base para  $90^\circ$  dados por la expresión  $+/- (pR \cos a)$ . Son valores menores que los correspondientes a la solución completa. En la apertura necesitamos un zuncho de compresión. Observemos también el valor nulo de ( $N_m$ ) en la apertura, cualquier otro valor produciría componentes verticales no equilibradas y de hecho no tenemos peso propio por encima del óculo.

La linterna produce compresiones decrecientes según los meridianos y tracciones en todos los anillos, estas tracciones son decrecientes y nos indican que no se trata de una buena solución para sostener una linterna.

*Modelo de análisis*

Se puede observar como la relación mas desfavorable se produce en la clave donde la fuerza axial es muy pequeña y el crecimiento del flector es menor que la fuerza axial.

Si eliminamos iterativamente las barras en tensión observamos que llegamos a un modelo de solo arcos meridianos; es decir la fisuración llega hasta la clave.

Esto produce un aumento de los ejes en meridianos y de la flexión además la tendencia a abrirse por riñones se incrementa. Las excentricidades máximas se producen en el tercio superior de la cúpula.

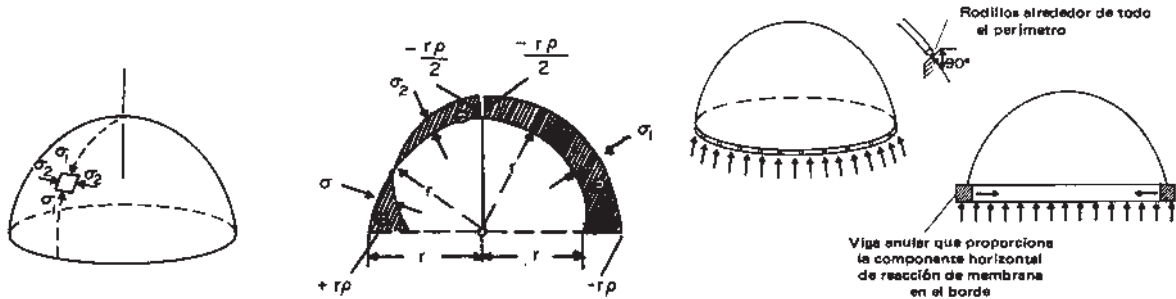


Fig. 70 Análisis de esfuerzos de cúpulas

Este modelo nos valida el cálculo de la cúpula como arcos meridianos independientes con sección variable en plata puesto que son realmente sectores circulares. La distribución de carga resultante se incrementa notablemente hacia los apoyos por lo que no resulta necesario sobrecargar los riñones de modo apreciable, dado que el funicular se acerca al perfil semicircular.

El modo de rotura de las cúpulas esféricas hasta un nivel que podemos calcular con facilidad usando un coeficiente geométrico de seguridad que puede ser forzar a la permanencia de la línea de presiones dentro del tercio central de la sección.

Los valores normales del espesor en clave y en la base en función del diámetro están entre  $(d/45)$  y  $(d/15)$ , siendo suficiente para espesor constante  $(d/12)$ . En cualquier caso son espesores muy grandes para grandes cúpulas de ahí el recurso a la doble cáscara y a las nervaduras para ahorrar peso.

### ***Cúpula parabólica***

El perfil parabólico resulta, junto con el elíptico peraltado y el cónico, los únicos que para peso propio y carga uniforme tienen siempre compresiones en los anillos. La parábola es por lo tanto una curva adecuada para las cúpulas de obra de fábrica.

### ***Análisis de cúpula parabólica***

Para definir geoméricamente la parábola en coordenadas cartesianas usamos el valor de su radio de curvatura en clave,  $c$ , la ecuación es:

$$y = x^2/2c$$

Conforme crece el valor de  $(c)$  la curva se hace más plana, para  $c$  pequeño y por lo tanto curvaturas grandes en la clave la parábola se hace mas peraltada.

Para definir la situación de cualquier anillo usamos el ángulo  $a$  de apertura desde el eje de revolución hacia el plano horizontal, con centro en cada centro de curvatura, puesto que tenemos para cada punto de la parábola un centro y un radio de curvatura diferentes. El radio de cualquier anillo es igual a  $(c)$  multiplicado por la cotangente de  $(a)$ .

$$r = c \operatorname{ctg} (a)$$

El radio de curvatura en cualquier punto  $(R)$  es igual a  $c$  dividido por el coseno al cubo de  $(a)$

$$R = c / \cos^3 (a)$$

Con estos datos podemos comenzar por integrar el peso propio por encima de un anillo cualquiera definido por el ángulo  $a$ , y a partir de ahí obtener el valor de  $(N_m)$ , acudir a la ecuación de la membrana y obtener  $(N_p)$ .

Los  $(N_m)$  son siempre valores de compresión debido a que la combinación de cambio de pendiente e incrementos de  $(N_m)$  en los meridianos producen presiones radiales hacia el interior y por lo tanto anillos comprimidos.

Concretamente:

- Los valores del eje según meridianos parten del valor  $(pc/2)$  en clave y crecen lentamente, para ángulos de  $45^\circ$ , que son ángulos que definen normalmente los apoyos  $(N_m)$  vale  $0.57 (pc)$ .
- Los valores del eje según paralelos parten del valor  $(pc/2)$  en clave y crecen mas rápidamente que en los meridianos, para el ángulo de  $45^\circ$   $(N_p)$  vale  $0.87 (pc)$ .

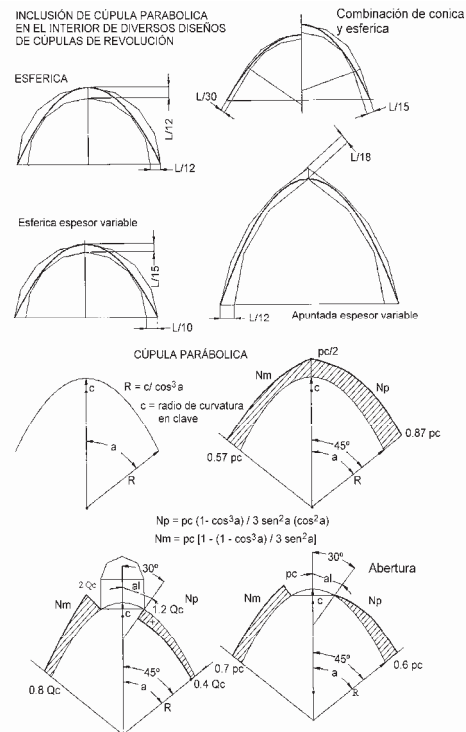


Fig. 71 Análisis de cúpula parabólica

Como el último anillo previo al apoyo está comprimido y el zuncho de apoyo está tensionado debido a los empujes horizontales de  $(N_p)$ , las distorsiones de borde son mayores que en la cúpula esférica y por lo tanto las posibles flexiones en zonas próximas al borde.

La introducción de una apertura en clave modifica levemente el análisis anterior:

- Los valores de la fuerza axial en paralelos crecen rápidamente al principio desde un valor nulo para tener un crecimiento más lento después.
- Los valores de la fuerza axial según anillos son compresiones que parten de un valor igual a  $(pc)$  y decrecen lentamente.

Se necesita un zuncho de compresión en la abertura de la linternilla de cúpula. La construcción de una linterna en clave cambia de modo fundamental el comportamiento de la cúpula parabólica.

- Los meridianos están comprimidos con compresiones decrecientes.
- Los paralelos están siempre en tensión, fuertes arriba y decreciendo hacia los apoyos. Dependiendo del peso de la linterna podemos tener anillos en tracción que abarque gran parte de la cúpula, para comprobarlo basta sumar los estados de peso propio con abertura y de peso de linterna. O sea que la fisuración puede comenzar incluso por la parte superior de la cúpula, y tener la zona inferior con anillos todavía comprimidos.

Del mismo modo que para los arcos la catenaria era el antifunicular de las cargas de peso propio en el plano y decíamos que siempre que la línea funicular de las cargas pudiera incluirse dentro del espesor del arco este era estable, en el caso de cúpulas podemos generalizar el principio y decir que siempre que podamos incluir en el espesor de una cúpula de revolución una superficie de presiones parabólica aquella será estable y no estará fisurada si no tenemos en cuenta las perturbaciones de borde.

### *Cúpulas apuntadas*

El perfil apuntado es un modo de disminuir los empujes, tracciones en anillos inferiores y poder elevar la cúpula sobre tambor.

El modo mas extendido de construir el arco es dividir la luz en cinco partes y usar como centro el punto más cercano a un extremo del arco, es la construcción llamada al quinto agudo. En este caso la altura es igual a tres cuartos de la luz, una vez y media la que se obtiene para la esférica semicircular.

Los empujes quedan realmente disminuidos respecto a la esférica debido a que la parábola de presiones incluida es menos tendida. La esférica semicircular entra en tangente vertical en el apoyo y sin embargo produce empujes debido al funcionamiento real en obra de fábrica distinto del análisis de membrana.

Las tensiones en anillos son menores puesto que la distribución del peso propio proyectada sobre la planta es distinta, con pendientes mayores en las zonas cercanas a la clave. También el cambio de las tangentes es menos acusado.

### *Análisis de cúpula apuntada*

En este tipo de cúpulas el centro de curvatura de los meridianos no se sitúa en eje de revolución sino que está a una determinada distancia de él ( $r_E$ ). El radio de cada anillo tiene una formulación en función del principal de curvatura algo mas complicada que en los casos anteriores.

Llamaremos a  $\alpha$  al ángulo que nos sitúa los anillos a partir del eje de revolución y ( $\alpha_1$ ) al ángulo definido por la línea vertical que pasa por el centro de los meridianos con la línea que une el centro de revolución en el apoyo con la clave.



La ecuación de la membrana es diferente:

$$P_e = N_m/R + N_p \operatorname{sen} a / (R \cos a + rE)$$

Procede del análisis de las membranas toroidales con eje de revolución y centro de meridianos en puntos diferentes del eje horizontal. Es un análisis que no nos interesa dado que los toros en obra de fábrica se comportan prácticamente como bóvedas de cañón.

En el caso que nos ocupa podemos proceder integrando el peso propio por anillos para calcular los esfuerzos ( $N_m$ ) según los meridianos y acudir a la fórmula de la membrana para obtener los valores de los esfuerzos ( $N_p$ ) según los paralelos.

Como siempre en primer lugar analizamos los valores para la cúpula completa:

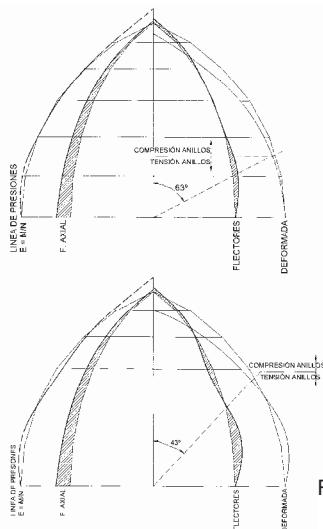
- Los ( $N_m$ ) parten de un valor nulo en la clave y crecen hacia los apoyos siempre en compresión. El valor nulo en clave viene dado por la imposibilidad de componentes verticales desequilibradas.
- Los ( $N_p$ ) parten de una zona de compresión amplia en la parte superior con un valor nulo en clave al ser los ( $N_m$ ) nulos, después tenemos una zona de tracción en los anillos inferiores, zona que es más pequeña y con valores menores que en la cúpula semiesférica.

La abertura en la clave no modifica fundamentalmente este análisis, si bien los valores son menores tanto para ( $N_m$ ) como para ( $N_p$ ). Necesitaremos un anillo de compresión en la apertura.

La inclusión de la linterna produce tensiones en todos los anillos mucho menores que los calculados para la cúpula esférica.

Estas cúpulas para valores de  $a$  entre  $60^\circ$  y  $70^\circ$  no producen tracciones mayores que las que puede soportar la fábrica, en las luces habituales de 20-30 metros e incluso la inclusión de la linterna solo significa un pequeño aumento del espesor necesario.

*Modelo de análisis*



Este modelo está construido tal y como se especificó en la cúpula semiesférica construido al quinto agudo con un ángulo  $a_1$  de  $68^\circ$  y una altura igual a tres cuartos de la luz.

Si comparamos los resultados de la figura siguiente, con los de la cúpula semiesférica anteriormente mostrada se observan dos diferencias fundamentales en la solución que admite tensiones:

- Los momentos flectores son mucho menores y la deformada no salta por riñones.
- También la zona de tensión está mas abajo tal y como predice la teoría de membrana.

Fig. 72 Flexiones y desplazamientos en cúpula apuntada

En este caso de cúpulas apuntadas la grieta no progresa hasta la clave sino que se estabiliza en torno a un valor de  $\alpha$  cercano a  $45^\circ$ . Por lo tanto no resulta válido el cálculo gráfico de arcos independientes sin colaboración de los anillos comprimidos.

En el apartado siguiente propondremos un modelo de cálculo sobre la base de arcos independientes que contemple este hecho.

- El aumento de flexiones y el salto por riñones es menor que en la solución esférica.
- Las excentricidades de la línea de presiones son también mas pequeñas que en la solución semicircular a excepción de la excentricidad en la clave que es del mismo orden.

Con respecto al arco apuntado plano sorprende que a peso propio no se levante en clave, es una cuestión que marca las diferencias entre cúpulas y arcos, del mismo modo que la parábola en cúpulas es la curva funicular y no la catenaria.

Por lo tanto este modelo de análisis confirma lo definido por el método analítico y este tipo de cúpulas resultan más adecuadas a las soluciones en obra de fábrica exentas, es decir que no soporten cargas de cubierta, constituyéndose en la mejor solución de cúpulas exentas y puramente de cubierta.

Un modelo de cálculo muy utilizado, es calcular gráficamente las cúpulas descompuestas en una serie de arcos sectoriales articulados en la clave.

Este modelo no tiene en cuenta la colaboración de los paralelos y tiene validez en los casos de cúpulas con anillos en tracción en los que la grieta progresa hasta la clave; es decir es válida para cúpulas esféricas con ángulos de apertura claramente mayores que  $51^\circ$ . En la figura siguiente podemos ver el resultado de cálculo de este tipo.

Si hacemos el mismo análisis para cúpulas apuntadas obtenemos resultados no válidos, por ejemplo la cúpula se levanta en clave. Esto se debe a que este modelo no está considerando que parte de la cúpula tenga los anillos comprimidos impidiendo que la clave se eleve.

Es posible modelar en el plano los anillos como tirantes que ocupen toda la zona comprimida, si realizamos el correspondiente cálculo gráfico vemos que coincide básicamente con los resultados de un modelo espacial.

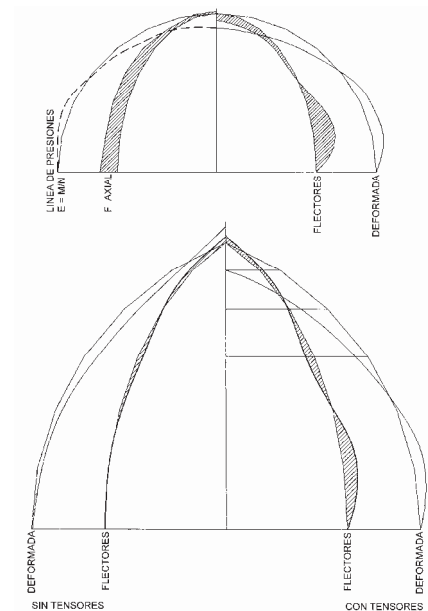


Fig. 73 Análisis de cúpula como arcos independientes

### *Cúpulas poligonales*

Las cúpulas de planta poligonal están compuestas por paños cilíndricos unidos por aristas, podríamos considerar dentro de este campo incluso las bóvedas en rincón de claustro como cúpulas poligonales de planta cuadrada, si bien para lograr un cierto comportamiento cupular hay que partir de la planta octogonal. El corte del cilindro puede ser circular de modo que las aristas son arcos de elipses o bien estas últimas son circulares y por lo tanto el cilindro es elíptico.

#### *Análisis de cúpula poligonal*

El análisis de membrana como cúpulas de revolución no es posible en ellas; si lo es el análisis que parte de la membrana cilíndrica, si bien resulta extremadamente dificultoso puesto que la solución sencilla que conocemos parte de unas condiciones de borde diferentes a las de estas cúpulas. La membrana cilíndrica se suele calcular con el borde longitudinal libre y apoyadas en tímpanos extremos, podríamos considerar triángulos cilíndricos apoyados en las aristas, pero para modelar nuestro caso tendríamos que añadir un apoyo en el borde horizontal.

Afortunadamente en la integración de las condiciones de borde el esfuerzo según meridianos ( $N_m$ ) no depende de las condiciones de borde y su valor es, para peso propio ( $p$ ), radio del cilindro ( $R$ ) y ángulo de apertura desde el eje ( $a$ ):

$$N_m = p R \cos (a)$$

Si analizamos esta expresión vemos que nos da para  $a$  igual a  $90^\circ$  un valor nulo de ( $N_m$ ), lo cual resulta absurdo, sin embargo así sería si la cúpula resistiera tensiones.

Por otro lado si observamos la formulación de los esfuerzos según los anillos, vemos que dependen de la coordenada  $x$  que define la distancia en el plano horizontal a las aristas. Si estos esfuerzos son variables hemos perdido la simetría de revolución y por lo tanto los esfuerzos según meridianos y anillos ( $N_m$ ) y ( $N_p$ ) no definen las direcciones principales de tensión y nos aparecen en el sistema coordenado que hemos elegido esfuerzos tangenciales ( $N_{mp}$ ).

$$N_{mp} = 2 p R \operatorname{sen} a x/R$$

Por lo tanto para conocer realmente la zona de tensión tenemos que combinar en cada punto los esfuerzos  $N_m$ ,  $N_p$  y  $N_{mp}$ .

De modo simplificado los ( $N_p$ ) definen una zona de tracción tanto más elevada que en la cúpula esférica cuanto menos lados tenga la poligonal en planta. Para una solución octogonal el anillo que separa la zona de tensión de la comprimida está definido por un ángulo  $a$  de  $45^\circ$ .

Los esfuerzos según la arista, tienen un valor nulo en la clave a partir de ahí presenta una pequeña zona de tensión para pasar a compresión creciente hacia los apoyos.

El análisis de membrana al considerar un apoyo en las aristas está cometiendo un error pues no existe físicamente este apoyo y un modelo espacial de estas cúpulas difiere notablemente de este análisis como veremos a continuación.

*Modelo de análisis*

Con respecto al modelo de análisis de membrana de la figura siguiente, observamos diferencias en la distribución de esfuerzos axiales en la arista y en los meridianos, esfuerzos que resultan más lógicos en obra de fábrica, con apoyo en el borde horizontal solamente.

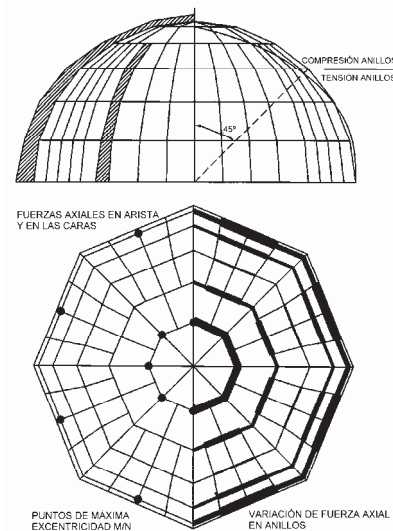


Fig. 74 Cúpula poligonal semicircular

Las aristas trabajan más que los arcos de los paños y se necesita su construcción física como una nervadura.

Los esfuerzos en los meridianos varían siendo máximos en los centros de los paños.

Los puntos de máxima flexión están en la parte inferior y en el centro de los paños cilíndricos, son los puntos de máxima excentricidad.

En cuanto a la deformada se puede observar que los anillos tienden a abrirse en el centro de los paños arriba y a cerrarse hacia dentro en los centros de los paños abajo.

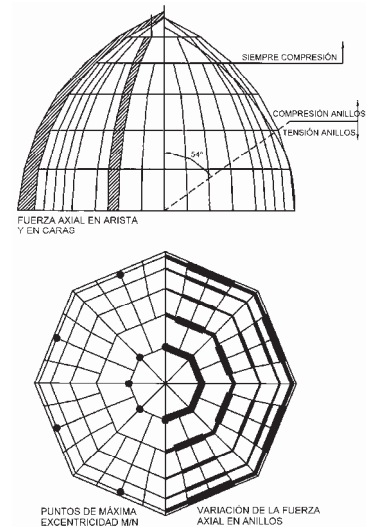
Si eliminamos la zona de tensión la grieta progresa hasta la clave y desaparece la mayor concentración de fuerzas axiales en la arista.

Por lo tanto el modelo de cálculo simplificado de arcos sectoriales independientes es válido si consideramos dos tipos de perfil: el correspondiente al cilindro y el correspondiente a la arista.

Si analizamos el caso de cúpula poligonal de perfil apuntado construido al quinto agudo en el paño cilíndrico, respecto al caso anterior la principal diferencia es que la grieta no progresa por lo que el modelo de cálculo como arcos independientes no es posible y tampoco el de arco y tirante puesto que no tiene en cuenta la existencia de aristas, zona cilíndrica y anillos en compresión colaborando en la zona comprimida:

**Cúpula elíptica**

El análisis de membrana de estas cúpulas es más complejo que otro debido a las particularidades de la elipse como figura geométrica y la dificultad de definición en cualquier tipo de sistema coordenado. Sin embargo la solución es perfectamente conocida.



Para definir los esfuerzos ( $N_m$ ) y ( $N_p$ ) usamos un factor ( $b$ ) que nos define el peralte del perfil, el ángulo  $a$  define, como siempre, la situación de cada anillo si bien en este caso los centros de curvatura son distintos para cada punto del arco meridiano, ( $h$ ) es la altura y ( $r$ ) es el semieje horizontal en el apoyo.

La cúpula apaisada elíptica con la altura igual a la mitad de la luz presenta tensiones en parte de sus anillos. El esfuerzo axial de meridiano parte de un valor igual a ( $pr$ ) disminuyendo hacia los apoyos hasta un valor igual a la mitad del producto ( $pr$ ).

El esfuerzo ( $N_m$ ) parte de un valor de compresión ( $pr$ ) en la clave hasta un valor también de ( $pr$ ) en tensión en los apoyos, el punto nulo se sitúa para  $a$  igual a  $35^\circ$ .

La confluencia de bajos valores del eje meridiano y fuertes tracciones en paralelos hace que no sea buena solución para obra de fábrica, necesitando refuerzos en los meridianos en la base incluso para el caso de rotura y arcos independientes.

Si la cúpula es peraltada cambian por completo la distribución de esfuerzos pareciendo que estamos con otra solución completamente distinta. Para la cúpula de altura doble que el semieje los esfuerzos son siempre de compresión y con una distribución mas adecuada que la de la cúpula parabólica.

Los esfuerzos ( $N_m$ ) parten de un valor igual a  $0.25 (pr)$  en clave y crecen hacia los apoyos hasta alcanzar un valor de  $0.5 (pr)$ .

Los esfuerzos ( $N_p$ ) toman un valor en la clave de  $0.25 (pr)$  y también crecen hacia los apoyos y mas acusadamente que el eje meridiano. En el apoyo toma en este caso un valor de  $0.85 (pr)$ .

Por lo tanto se trata de la mejor combinación de pendiente y peso propio para obra de fábrica, solamente e igual que en el caso de las parabólicas la perturbación de borde debida al zuncho de apoyo y último paralelo en compresión. Los empujes son evidentemente mucho menores que en la cúpula parabólica y teóricamente nulos para este caso con entrega en el apoyo a  $90^\circ$ .

**2.5.- Columnas de mampostería pétreo**

Estos elementos que tienen la función de apoyo del edificio al transmitir el peso del mismo hacia los pisos inferiores, y finalmente a la cimentación. Por su forma como por su trabajo, constituyen el elemento estructural más simple, porque reciben cargas en la dirección de su eje centroidal y están sujetos a esfuerzos de compresión que son los que la mampostería y otros materiales resisten adecuadamente.

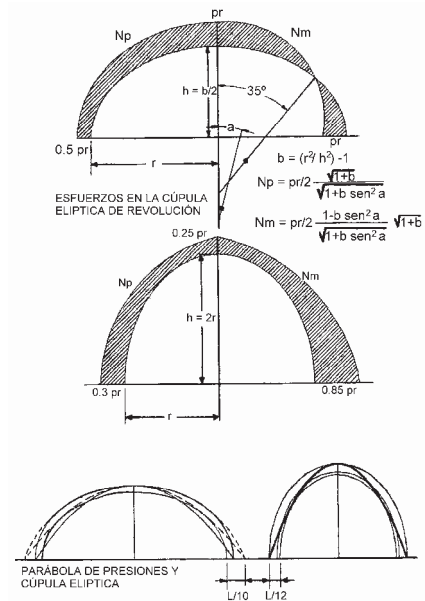


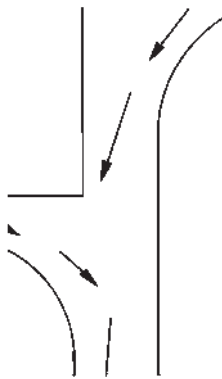
Fig. 75 Cúpula elíptica de revolución

La adición de capiteles y bases favorece la captación de cargas desde la cubierta, entrepiso y la transmisión de las mismas hacia la cimentación. Sin embargo la capacidad de carga de una columna depende de la resistencia del material básico del que está conformada, pero es afectada por varios factores que reducen la resistencia con respecto a la del material base.



Foto 10 Esbeltez y presencia de fisura en columna de mampostería

En una columna de mampostería pétre se deben tomar en cuenta los efectos de las posibles excentricidades en la aplicación de la carga, sea por desviación de las fuerzas transmitidas por el sistema de piso, o por las irregularidades de la forma de la columna, o por desplomos inducidos por asentamientos de su cimentación. Es importante monitorear si existe alguna desviación del eje de la columna con respecto a la vertical y determinar las condiciones en que se transmite la carga del sistema de piso hacia la columna; esto es debido a que las excentricidades en la aplicación de la carga vertical suelen aumentar en el tiempo por las deformaciones diferidas de los materiales, así como por los movimientos de la cimentación y terreno.



En general, siempre existe cierta excentricidad en la carga resultante, por lo tanto la columna está sometida a un trabajo de flexocompresión. Además de la carga axial, los arcos que reciben una cubierta producen empujes laterales, pero si las cargas a ambos lados de la columna están bien balanceadas, los componentes horizontales de las cargas se equilibran.

A diferencia de otros elementos estructurales de mampostería pétre, las columnas sólo muestran signos claros de daño cuando llegan a condiciones muy cercanas al colapso; su falla es por ello de tipo frágil.

Fig. 76 Condición de carga en una columna

El principal signo de que se está alcanzando la capacidad de carga de la columna es la presencia de fisuras y/o grietas verticales que indican que la expansión lateral del material ha alcanzado niveles altos y que puede comenzar el desprendimiento del material.

Por otra parte el aplastamiento local del mortero o de los puntos de contacto entre sillares, y el desprendimiento de salientes de la cantera, indican altas concentraciones locales de esfuerzos de compresión que pueden significar un estado de esfuerzos elevados, o una situación local que puede ser absorbida por una redistribución de esfuerzos en el resto de la sección de la columna.



En algunos casos se llegan a observar columnas con daños que muestran pérdida de capacidad de carga, sin embargo, no muestran riesgo de colapso. Esto se debe a que las cargas originalmente transmitidas por un sistema de piso a la columna, han sido redistribuidas a otros elementos de apoyo por un reacomodo de la estructura del sistema de piso, o por que éste tiene suficiente rigidez para transmitir las cargas hacia otros puntos de la estructura. Generalmente este tipo de situaciones requieren casi siempre una intervención para restaurar la distribución original de cargas.

## 2.6.- Contrafuertes y botareles

Para absorber los empujes transversales que se generan por el coceo de las bóvedas y arcos, por fuerzas laterales debidas a sismo o viento, se cuenta con el propio peso del muro que equilibra el momento de volteo; sin embargo, a medida que la altura del muro y la magnitud del empuje crecen, se vuelven imprácticos contrarrestar el momento del volteo con espesores cada vez mayores del muro.

Con el afán de incrementar la eficiencia en contrarrestar el volteo, se puede recurrir a rigidizar el muro con pilastras que aumentan localmente el espesor del muro. Sin embargo resulta más efectivo el implementar contrafuertes, que son muros transversales exteriores a través de los cuales se conducen los empujes laterales hacia el terreno sin introducir tensiones en la mampostería.

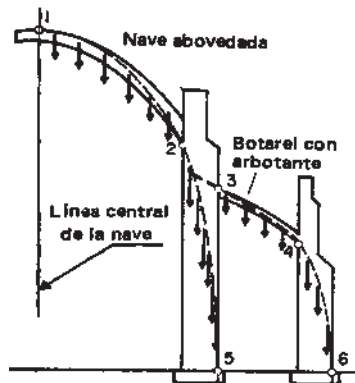


Fig. 77 Flujo de fuerzas en contrafuerte-botarel

La geometría del contrafuerte puede ser de sección rectangular o trapecial para formar un espolón exterior que permite tener una mejor eficiencia en cuanto a su trabajo estructural.

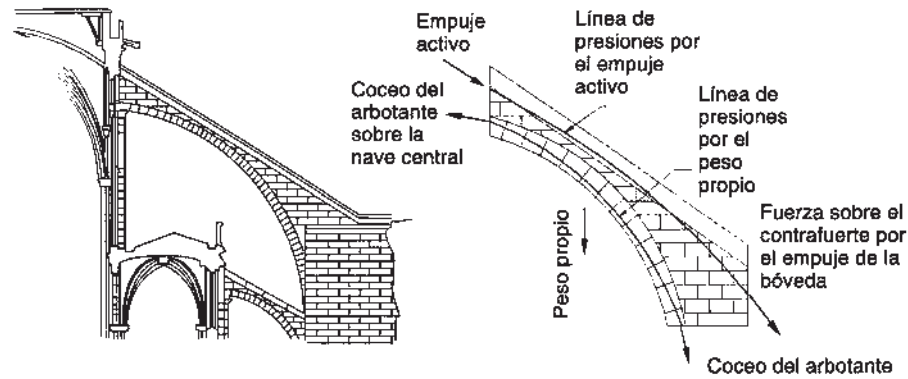
El contrafuerte debe contar con un apoyo rígido sobre el terreno para una acción efectiva; de lo contrario girará hacia fuera y perderá la acción de contrarresto. El gran peso del contrafuerte puede producir hundimiento de la parte exterior del muro que se pretende estabilizar. La base de ese muro tiende a girar hacia fuera produciendo un desplazamiento adicional en la parte superior del muro y agravando la condición de estabilidad de la cubierta.

### *Botarel con arbotante*

Para aligerar el contrafuerte sin disminución significativa de su efecto de contrarresto, se libera un hueco central en su parte inferior dejando un arco superior que funciona como puntal; eso permite la circulación a través del muro de contrafuerte y el uso del espacio inferior.

El arco de fábrica inclinado que actúa como puntal se le llama arbotante, es el elemento estructural de los edificios históricos donde su desarrollo y aplicación implican un conocimiento preciso de la forma en que las cargas se transmiten en la estructura, y porque tiene un impacto visual que deja en claro su función estructural.

La función del contrafuerte botarel, es la de un puntal que transmite el coceo de la bóveda hacia un contrafuerte exterior, pasando encima de la cubierta; su trabajo en compresión hace posible que tenga una sección pequeña y una configuración muy esbelta. Además de servir como contraviento para rigidizar la cubierta y transmitir los empujes laterales debido a sismos y a viento. Una función no estructural es canalizar hacia partes inferiores el agua de lluvia que se concentra en la cubierta.



Fuente: Meli, R., 1998:65

Fig. 78 Flujo de fuerzas en el arco arbotante y líneas de presiones

El trabajo del arco arbotante como puntal es más eficiente en la sección rectangular constante; sin embargo el puntal también tiene que resistir su peso propio, que se vuelve más significativo a medida que aumenta su longitud; por ello, la forma lógica de este puntal es la de un arco inclinado.

El estado de esfuerzos en el arco puede observarse como la suma del peso propio y de los efectos del empuje lateral que proviene de la cubierta. La suma de las líneas de presiones que se generan en los dos casos, da lugar a la trayectoria final de fuerzas.

El cocoo del arco contrarresta, al menos parcialmente, el empuje lateral de la cubierta y contribuye a su estabilidad; en el otro extremo, el cocoo aumenta el empuje lateral sobre el contrafuerte y tiende a voltearlo hacia fuera.

### 3. ALCANCE Y LIMITACIONES SOBRE LA UTILIZACIÓN DE LOS MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El propósito de este apartado es dar a conocer los procedimientos de análisis estructural disponibles, destacando ventajas y limitaciones sobre su aplicación en la arquitectura histórica.

Para comprender las formas arquitectónicas de cada edificio en estudio, se debe ordenar y reorganizar los conceptos y la experiencia práctica adquirida a través de los años en el medio de la conservación y restauración, en torno al comportamiento de los distintos materiales de construcción, desde la fragilidad de unos a la ductilidad de otros, y las consecuencias que esas características tienen en la concepción y comportamiento de las edificaciones.

La comprensión de esa forma arquitectónica permite conocer el comportamiento estructural de los elementos que la constituyen; quedando condicionado por su capacidad para absorber los esfuerzos de trabajo. Sabemos que por sus propiedades mecánicas de trabajo la mampostería es capaz de resistir la presencia de fuerzas a la compresión, sin embargo es muy débil ante la presencia de esfuerzos a la tracción; es por eso que es importante desde un principio establecer las restricciones geométricas que garanticen la estabilidad de los elementos arquitectónicos que forman parte del sistema estructural del edificio.

Sin embargo el comprender las formas arquitectónicas que tiene el patrimonio histórico edificado y su desarrollo a lo largo de muchos años ha exigido ordenar y reorganizar la concepción tecnológica y estructural en las edificaciones de carácter histórico ante los efectos sísmicos. La evolución que han tenido las estructuras a lo largo del tiempo y realizadas por el hombre se basó en gran parte en el método de la prueba y el error. Sin embargo el observar hoy en día soluciones que admiramos por su destreza estructural y eficiencia requirió de muchos intentos fallidos que con la experiencia práctica poco a poco fueron definiendo los límites permisibles de los materiales, para mantener las características de la estructura dentro de su seguridad estructural.

Las construcciones que han fallado después de un largo tiempo de haber permanecido estables, son aquéllas que eran capaces de combatir un sólo esfuerzo, por ejemplo tenemos a la mampostería de piedra natural que trabaja a la compresión; si se presenta en forma accidental otro tipo de esfuerzos como es la tracción, se produce una combinación de esfuerzos de trabajo que originan una flexión, con esto el elemento de mampostería no tendrá la capacidad de trabajo suficiente para absorber la tensión actuante en sus paramentos o caras del mismo, originándose una falla local o general en el elemento estructural.

Sobre el empleo de los métodos de análisis estructural y sobre su validez de sus resultados, sin embargo tenemos que en el ámbito de la conservación domina la preferencia por lo intuitivo y lo cualitativo; sin embargo, es importante el respaldo que pueden dar a la intuición y a la experiencia, los resultados del análisis de modelos representativos de la estructura en estudio, así como los derivados de mediciones experimentales.

En términos generales, resulta conveniente recurrir a una combinación de algunos métodos de análisis, no tanto para fines de comprobación de resultados, sino para aprovechar las ventajas de cada uno para el estudio de aspectos específicos, o para definir el método que se requiere para la aplicación de un análisis más refinado.

Una fuente importante para el desarrollo de la práctica estructural de la antigüedad fue la observación de las estructuras creadas por la naturaleza y su progresiva extrapolación a las construcciones, permitieron crear una base empírica de conocimientos, que se fue ampliando y perfeccionando, hasta lograr las soluciones que hoy en día admiramos por su atrevimiento y eficiencia estructural, para lo cual requirió múltiples intentos fallidos que poco a poco fueron definiendo los límites en los cuales debían mantenerse las características de la estructura para garantizar un comportamiento estructural adecuado para cada uno de los materiales y elementos estructurales comunes.

*“A pesar del notable desarrollo de la estática y la mecánica, había una mínima conexión entre la teoría y la práctica y pocos intentos de aplicar los conocimientos científicos para propósitos prácticos”<sup>4</sup>.*

Como primer caso de aplicación de los principios de la estática y de la mecánica al cálculo de la seguridad de una estructura se debe a Poleni<sup>5</sup>. En el año de 1748 le fue encargado un informe técnico sobre las condiciones de estabilidad que presentaba la Cúpula de la Basílica de San Pedro en Roma, ya que ésta presentaba agrietamientos a lo largo de los meridianos y perímetro del tambor. Para lo cual propuso aplicar el concepto de polígono funicular de fuerzas que después constituyó la base para el método de estática gráfica empleado hasta hoy en día para el análisis de estructuras en edificios históricos y conocido como método gráfico.

En efecto, el cálculo de resistencia estructural más antiguo que se registra, corresponde al análisis de una estructura frágil, como fue el caso de la Cúpula de la Catedral de San Pedro (fig. 79c), que mostraba grietas importantes a lo largo de los meridianos, generándose una polémica acerca de su seguridad. Poleni desarrolló un procedimiento de cálculo basado en un mecanismo de colapso, es decir supuso que la cúpula podía considerarse formada por una serie de arcos semicirculares, o gajos (fig. 79a), separados por las grietas existentes, y la pregunta era qué tan fuerte debía de ser el refuerzo a emplear mediante cadenas de hierro forjado que circundarán a la base de la cúpula para evitar su colapso por esfuerzos a tracción.

En el informe técnico que presentó Poleni en 1748, consideró que la cúpula se dividía verticalmente en una cantidad de segmentos tipo “gajo de naranja” (fig. 79b); sin embargo este tipo de análisis y modo de falla para cúpulas ya había sido sugerido por Leonardo da Vinci años atrás. Es decir la tendencia de cada gajo, junto con el segmento de tambor es el de girar alrededor de la base del tambor, esto se debe a las conexiones articuladas que se presentan en los puntos N, H y C (fig. 79b).

---

<sup>4</sup> Straub, H., “A history of Civil Engineering, Londres, L. Hill, 1952.

<sup>5</sup> Poleni, G., *Memorie istoiche della gran cupula del Tempio Vaticano*, Padova, 1748, Madrid, publicado en edición facsimilar por el Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, 1983.

Este análisis, hazaña notable para la primera mitad del siglo XVIII, fue directamente al punto principal del problema de cómo evitar la falla de una cúpula. Poleni propuso que si podía trazarse una línea de presiones que quedase inserta en el espesor del arco, este sería estable. Para eso, dividió el arco en 16 tramos o dovelas y, de un corte transversal de la cúpula calculó el volumen y el peso de cada tramo. Posteriormente en forma experimental, cargó una cadena flexible con 32 pesos, cada uno proporcional al del tramo correspondiente del arco, tomando en cuenta el peso de la linternilla en el centro de la cúpula (fig. 1a), después dibujó la catenaria abajo del corte del arco y luego invirtió su dibujo para ubicar la catenaria hacia arriba a partir del arranque de la cúpula. Para lo cual concluyó que la cúpula era segura al verificar que la línea de la catenaria quedaba en toda su longitud comprendida en el tercio medio del espesor de la cúpula. Los cálculos de Poleni fueron vistos con escepticismo por la mayoría de sus contemporáneos; hoy en día, resultan correctos a la luz de los conocimientos actuales, sin embargo la polémica acerca de la validez, es representativa de una diferencia de enfoques que aún subsiste.

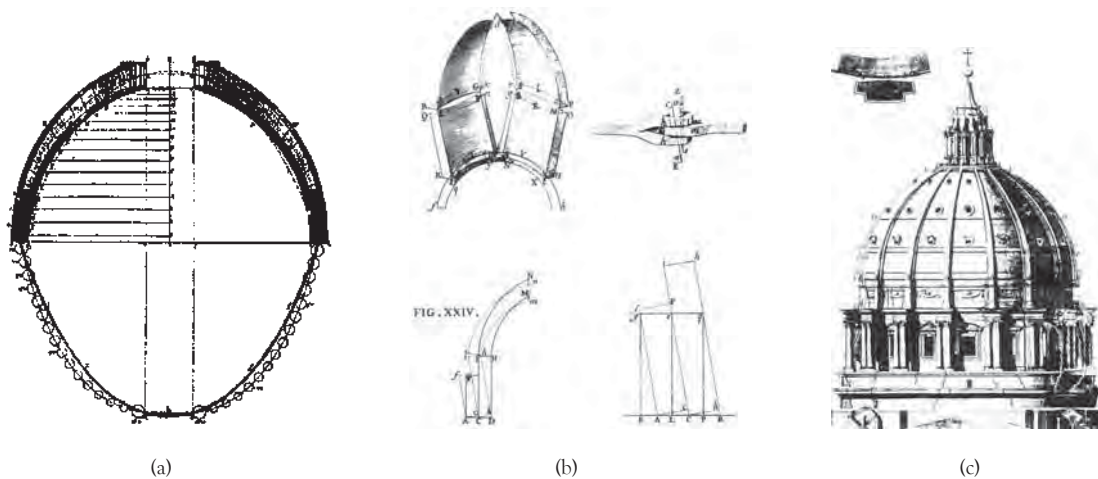


Fig. 79 Análisis de Poleni de las fuerzas funiculares en la Cúpula de San Pedro, en Roma (1748).  
Fuente: Francis A. J., 1984:96

Con la aplicación del método gráfico se logra determinar las trayectorias que siguen las fuerzas internas generadas por las cargas que actúan sobre la estructura, transmitiéndose estas fuerzas hacia sus apoyos y, finalmente, hacia su cimentación y terreno.

Heyman (1995)<sup>6</sup>, ha estudiado la validez de estos métodos utilizando conceptos de lo que se llama análisis al límite, o plástico. El razonamiento que realiza es del tipo siguiente: las soluciones así encontradas no son necesariamente las verdaderas, porque no garantizan que se respeten las condiciones de compactibilidad de deformaciones ni las de continuidad en los apoyos; sin embargo, si la trayectoria de la línea de presiones encontrada cumple con el equilibrio, y no se alteran las condiciones de resistencia del material, esto es más que suficiente para garantizar que la estructura es estable ante esa condición de carga, debido a que su capacidad real de carga es mayor que la que resulta del análisis. Esta aseveración se basa en el llamado teorema del límite inferior del análisis estructural, en el que se demuestra que si se determina una condición para un conjunto de fuerzas internas está en

<sup>6</sup> Heyman, J., *The Stone skeleton. Structural Engineering of Masonry Architecture*, Londres, Cambridge University Press, 1995.

equilibrio con las fuerzas externas, cargas y reacciones, y además que en ningún punto de la estructura se alteran los límites de resistencia del material, puede afirmarse que la estructura es segura.

Heyman da más argumentos a favor de una solución que ignore las condiciones de compactibilidad; afirma que en estructuras de mampostería, la solución exacta no existe o es irrelevante. Es decir que la línea de presiones o de resistencia real varía en el tiempo y no puede pensarse en una solución única, basta con encontrar una solución que cumpla con la seguridad y que sea más conservadora que la real.

Por otro parte Heyman propone el empleo de métodos basados en el equilibrio para el cálculo de la carga de ruptura de las estructuras de mampostería, mediante la determinación de la línea de resistencia que corresponde a la formación de un mecanismo de colapso; para ello, en una estructura hiperestática, como un arco, una bóveda o una cúpula, debe formarse cierto número de articulaciones plásticas, en las que la línea de presiones pasa por un extremo de la sección; por tanto, la casi totalidad de ella se encuentra sometida a tensión.

En las últimas décadas ha existido un avance importante en los métodos experimentales y analíticos para el análisis estructural de los edificios históricos; además de contar con herramientas analíticas muy precisas (software) que permiten obtener resultados sobre el trabajo estructural de las estructuras más complejas. Sin embargo existe un punto débil en la aplicación de estos procedimientos que lo constituye la determinación de los modelos y los parámetros estructurales que definen su respuesta estructural, ya que los defectos obtenidos con frecuencia en los resultados de análisis estructurales es debido al desconocimiento del comportamiento de los materiales, de las técnicas constructivas y de la concepción estructural del edificio histórico, lo que conlleva a resolver un modelo analítico poco representativo de la estructura original.

La estructuración de un modelo analítico representativo enfrenta algunas dificultades, que comienzan desde la identificación de la estructura misma y de su geometría. Sin embargo hay especialistas que están acostumbrados a modelar edificios modernos formados por losas, muros, vigas y columnas, los cuales son geoméricamente sencillos; la tarea es mucho más difícil cuando se debe representar la concepción geométrica estructural de los edificios históricos y, en particular, identificar qué elementos forman parte de la estructura resistente y cuáles son simplemente decorativos que cumplen con otros propósitos constructivos, sin olvidar que la continuidad entre los distintos elementos arquitectónicos son también difíciles de establecer.

En la edificación contemporánea, es común tratar con estructuras cuyos elementos están conectados de manera de evitar movimientos relativos entre ellos, para lograr una continuidad perfecta. Sin embargo en los edificios históricos los elementos suelen estar simplemente apoyados y articulados, existiendo la posibilidad de rotaciones relativas en las zonas de conexión o de unión.

Un factor que limita el empleo de las herramientas comunes de análisis, es la baja resistencia a esfuerzos de tensión de los materiales empleados, dando lugar a posibles agrietamientos y separación entre elementos. En el ámbito estructural esta particularidad no



suele ser importante para obtener las condiciones de esfuerzos ante las cargas de servicio, ya que tales estructuras están concebidas para trabajar ante esfuerzos de compresión. Sin olvidar que las condiciones cercanas a la falla cuando se presentan fenómenos de inestabilidad, el agrietamiento y la escasez de continuidad entre los elementos se vuelven críticos, al igual que para los efectos por hundimientos diferenciales y efectos sísmicos.

El profesional que intervenga un edificio histórico, desde el punto de vista estructural, puede apoyar su intuición, experiencia y concepción estructural, aplicando los alcances y limitaciones que tienen cualquiera de los siguientes métodos:

### **3.1.- Método basado en el equilibrio de fuerzas (Método gráfico)**

El método gráfico sigue teniendo una aplicación conservadora en los edificios históricos, aplicando principios geométricos donde sus resultados se obtienen aplicando la estabilidad gráfica (polígono funicular), así como de la extrapolación de la producción arquitectónica y de la observación de la naturaleza, siendo este un artífice de gran número de estructuras muy eficientes y que han llegado a un grado extremo de refinamiento en cuanto a su función estructural.

El método permite visualizar en una forma muy directa y objetiva el funcionamiento de una estructura, y apreciar si el flujo de cargas se efectúa de una manera eficiente, e identificar cuáles son las partes críticas que ameritan una revisión más detallada y, posiblemente, una acción correctiva.

Las primeras reglas para determinar la seguridad de las estructuras consistieron en la aplicación de reglas geométricas que definían las relaciones que debían guardarse entre las dimensiones de los elementos estructurales principales. El primer acercamiento para la cuantificación de las cargas y sus efectos se dio a mediados del siglo XVIII, con la aplicación de métodos para determinar las trayectorias que siguen las fuerzas internas que se producen para que las cargas que actúan sobre la estructura se puedan transmitir hacia sus apoyos, cimentación y terreno.

El proceso anterior es lo que se llama “bajada de cargas”, que implica la cuantificación de los pesos de los diferentes materiales que forman parte de la construcción y la identificación de las partes de la estructura sobre las que estos gravitan, así como la continuidad con la que algunos elementos estructurales se apoyan sobre otros hasta llegar al terreno. Este procedimiento normalmente es sencillo en los edificios históricos, en lo referente a las fuerzas verticales, ya que es posible definir con precisión cómo unos elementos se conectan y se apoyan libremente entre ellos; además de que existen simetrías que ayudan a determinar qué porción de la carga de un elemento gravita sobre otro.

La trayectoria que siguen las fuerzas es clara y sencilla en una estructura en la que los elementos están sobrepuestos de tal forma que sus conexiones no restringen la rotación de sus extremos. En estas condiciones la estructura es considerada como isostática y sus cargas que actúan en cada elemento estructural se cuantifican en forma directa, dando como resultado la transmisión de reacciones en cada uno de sus apoyos inferiores.

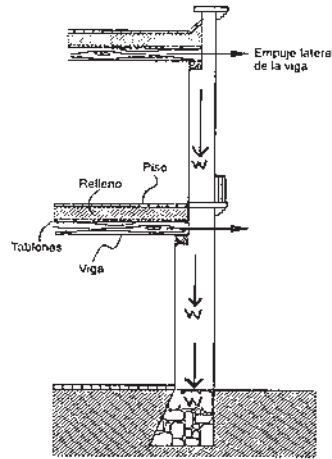


Fig. 80 Trayectoria de cargas en cubierta de superficie plana

La trayectoria de las fuerzas internas que se generan cuando los elementos presentan una geometría triangular, se pueden determinar en forma directa y sencilla cuando están sometidos a cargas a lo largo de sus ejes. Este es el caso de las armaduras de techo, en las que existe una conexión rígida entre los elementos que constituyen la geometría triangular; sin embargo, el empotramiento que se da en las conexiones produce momentos flexionantes, y tomando en cuenta la esbeltez de las barras, se obtiene que el efecto de los momentos es pequeño comparado con el de las fuerzas axiales actuantes y puede despreciarse. Al considerar que existen articulaciones en las conexiones entre barras, las armaduras sencillas pueden analizarse con base en las condiciones de equilibrio estático.

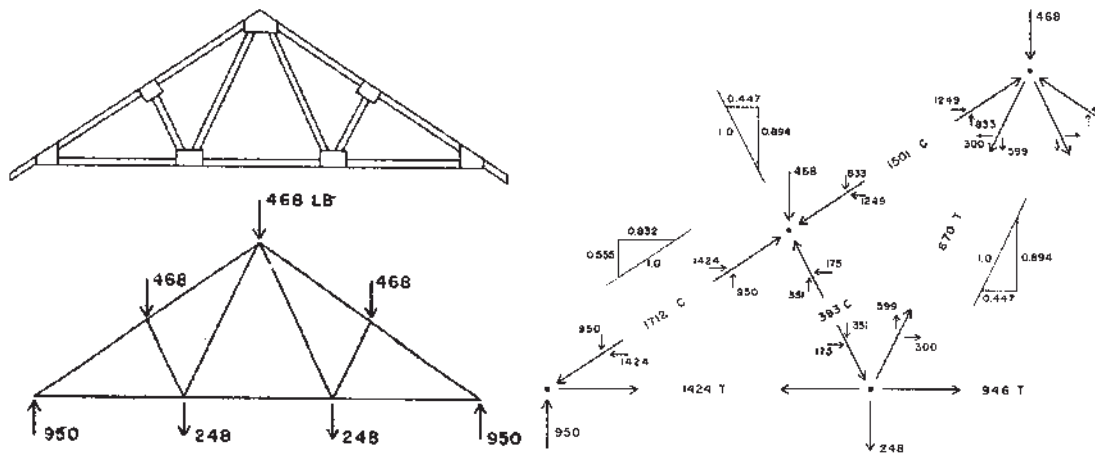
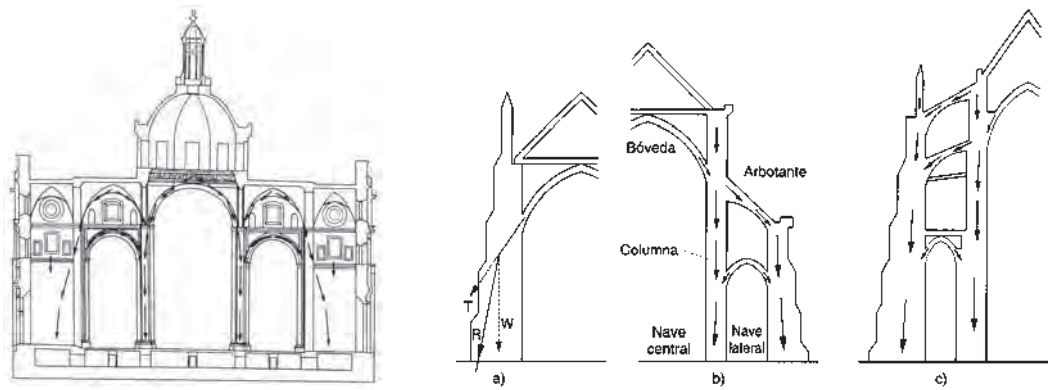


Fig. 81 Trayectoria de cargas en cubiertas inclinadas (armaduras)

Para determinar la trayectoria de las fuerzas internas o empujes horizontales que se generan cuando los elementos de cubierta no son planos, resulta complejo determinar los empujes horizontales. En términos estructurales, se trata de sistemas hiperestáticos cuya solución requiere plantear condiciones adicionales a las de equilibrio, o sea a las de estática; dichas condiciones se refieren a la compatibilidad de las deformaciones.



Fuente: Meli, R., 1998:76

Fig. 82 Trayectoria de cargas en cubiertas curvas

Por lo tanto se tiene que la fuerza horizontal o el coceo que se produce, no se puede cuantificar directamente con consideraciones de equilibrio de fuerzas, sino que es necesario calcular la trayectoria de estas fuerzas dentro del elemento, lo cual depende, además de las condiciones de equilibrio, de las de continuidad en los extremos del elemento y de las características de rigidez del material que conforma la estructura. De la figura anterior se tiene para los casos: a) cuando la altura de la nave es moderada, el empuje de la bóveda puede ser absorbido por un contrafuerte; b) para bóvedas de gran altura, se lleva primero el coceo a un nivel más bajo mediante un arco arbotante, para no generar un contrafuerte de mayor dimensión; c) Para grande alturas es necesario dos niveles de arcos arbotantes para no dar lugar a un tamaño exagerado de contrafuerte. Se observa en la figura anterior que la trayectoria de las fuerzas mantiene el mismo esquema para lograr que el peso de los elementos verticales equilibre el momento de volteo inducido por el coceo de la bóveda.

Los métodos de análisis para estas estructuras históricas se basaban desde el siglo XVIII en la aplicación únicamente de las condiciones de equilibrio, pero considerando ciertas restricciones a las trayectorias de las fuerzas, de tal forma que el problema era considerado como estáticamente determinado. El método consiste en el trazo de la línea de presiones, que define el punto de cada sección en que se ubica la resultante de los esfuerzos internos. Si se establece, con base en el conocimiento de las condiciones de esfuerzos en la estructura, la ubicación de la línea de resistencia en un número suficiente de puntos para que la estructura se vuelva estáticamente determinada, se puede encontrar la trayectoria total de la línea de resistencia.

En este procedimiento se determinan las secciones en que se presentan las excentricidades máximas entre la línea de resistencia y el eje centroidal del elemento. Por estos puntos, se recomienda que la línea de resistencia pase por el límite del tercio medio de la sección, de manera que toda la sección pueda quedar sujeta a esfuerzos de compresión. Con estas hipótesis, se traza la trayectoria de la línea de resistencia con base en las condiciones de equilibrio; si la línea de resistencia queda dentro del tercio medio en todas las secciones del elemento, se garantiza que no se presenten esfuerzos de tracción, y si además los esfuerzos de compresión se mantienen dentro de los límites admisibles, se garantiza que el elemento estructural es estable.

Para un elemento estructural con geometría curva (arcos, cúpulas y bóvedas) sujeto a su peso propio o con sobrecarga, se aprovechan las condiciones de simetría y el conocimiento de que las excentricidades máximas se presentan en la clave por el intradós, y en los arranques por el extradós, para ubicar los tres puntos de la línea de resistencia, con el cual el problema se vuelve estáticamente determinado.

La aplicación del método se limita a estructuras planas, por lo que el edificio tridimensional se modela como una serie de sistemas planos independientes. Esto es debido a que frecuentemente se introducen errores significativos, al no considerar la interacción que existe entre los elementos planos, por las condiciones de continuidad en la dirección ortogonal a la de corte.

Sin embargo la aplicación del método de la estática gráfica a la solución de edificios geoméricamente complejos, requiere una clara intuición acerca de la trayectoria de la línea de resistencia de presiones y de la ubicación de las secciones críticas donde fijar las condiciones de esfuerzo máximo. Si no se tiene el cuidado de elegir de forma adecuada estos puntos, al aplicar el método se encuentra que la línea de resistencia de presiones queda fuera del tercio medio o del espesor total de la sección, con lo cual se trasgrede la condición de límite de resistencia del material; por lo que los resultados se vuelven inválidos. Por otra parte es necesario tomar en cuenta que los cambios de posición de las secciones críticas para las siguientes iteraciones requieren de práctica e intuición; de lo contrario, no se converge hacia una línea de resistencia de presiones admisible.

Para la determinación de la línea de resistencia de presiones aplicando la estática gráfica, se debe tener en cuenta los alcances y limitaciones que conlleva el aplicar un análisis estructural al edificio histórico por el procedimiento gráfico, teniendo presente la concepción estructural de cada uno de los elementos arquitectónicos estructurales que forman parte del edificio.

Cabe señalar que las propiedades de rigidez del material y las condiciones de continuidad en los apoyos, suelen ser laboriosas de determinar, ya que varían en el tiempo por diferentes factores. Los morteros están expuestos a flujo plástico, y las deformaciones por este fenómeno alteran la rigidez relativa de diferentes secciones de la estructura; los apoyos se encuentran sujetos a movimientos por asentamientos diferenciales, y toda la estructura sufre deformaciones debidas a cambios de temperatura; además de hacer variar las propiedades con el tiempo, origina agrietamientos que modifican las condiciones de rigidez. Por lo que las líneas de resistencia de presiones real varía en el tiempo y no puede pensarse en una solución única, por lo que basta con encontrar una respuesta que cumpla con la seguridad y estabilidad más conservadora que la real.

### **Determinación de la línea de presiones mediante estática gráfica**

El procedimiento resulta sencillo para el caso de arcos o bóvedas, y es manejable para estructuras en que se puede tener una estimación previa de la trayectoria que siguen las cargas y se puede ubicar la posición de las secciones críticas.

Antes de entrar en detalle, conviene considerar las dificultades con que se presentan al formular unas hipótesis de partida por cuanto en un *arco de piedra* intervienen factores de los que, la ponderación no es nada fácil.

La omisión, por ejemplo, de las deformaciones que sufre la piedra sujeta a compresiones simplifica los problemas, la influencia del mortero de las juntas es un aspecto que complica el problema, pues su capacidad para el trabajo a tensión, si bien limitada, permite que el cuerpo de un arco trabaje en cierta medida a la flexión.

Si en los cálculos se omite la resistencia a la tensión del mortero, el resultado quedará falseado, pero este error no origina peligro alguno; por el contrario, aumenta la seguridad del estudio. La misma determinación de la carga que realmente gravita sobre un arco es algo que en muchas ocasiones supone graves dificultades, siempre que surgen dudas al respecto, resulta prudente proceder por exceso; incluso el definir que partes de un arco se comporta como tal y cual puede admitirse incorporada a los estribos, es algo relativo.

De las dificultades expuestas y de otros imponderables se deduce que el cálculo de la estabilidad de un arco se apoya en hipótesis de exactitud aproximada, lo que necesariamente, ha de ocasionar ciertas discordancias entre los resultados técnicos y la realidad. Ello explica el equilibrio inadmisibles de ciertos arcos que parecen desafiar la ley de la gravedad y cuyo cálculo conducirá a buen seguro a la ruina teórica.

Observamos que todo cálculo de la estabilidad de cualquier elemento estructural viene afectado por un factor de seguridad, tanto en la determinación del estado de cargas como en la retribución de la resistencia de materiales, por lo que, necesariamente, ha de existir una gama de situaciones comprendidas entre el equilibrio estable deducido por el cálculo y la ruina real del elemento.

En última instancia la misma naturaleza interviene automáticamente para demorar al máximo el colapso de un sistema estructural.

Los fenómenos de adaptación justifican la aseveración de que *“todas las cosas se mantienen en su sitio por el horror a caerse”*.

En la realidad lo que se persigue al calcular cualquier estructura no es la determinación del estado de cargas que la arruinará si no la seguridad de que esa estructura es óptima para soportar con seguridad un sistema de solicitaciones previsto.

Al respecto, resulta interesante el esquema siguiente, en que se aprecia la postura que tomarán dos individuos que, unidos en la forma indicada, soportasen, además de sus propios pesos, uno adicional colocado en la espalda de uno de ellos. Además constituye un apoyo al símil del arco como organismo vivo.



Una vez considerado lo anterior, expondré un procedimiento para la determinación de la estabilidad de arcos, que proporciona resultados suficientemente próximos a la realidad, partiendo del supuesto de que los materiales que componen el arco no se deforman y despreciando la aptitud del mortero para trabajar a tensión.

La explicación del método gráfico, la realizaré sobre un ejemplo concreto; sometido solo a su peso propio. Para aclarar las variantes que puedan surgir, recurriré a otros ejemplos en los que la explicación se realizará con menor detalle, remitiéndome al primer ejemplo que, como mencioné anteriormente, servirá de exposición general.

#### **Cálculo de la estabilidad de un arco descargado (Método Gráfico)**

De lo que precede se deduce de que para determinar si un arco es o no estable, es necesario construir la *línea de presiones* ó *de resistencia* que corresponda a las condiciones de carga, forma y dimensiones del arco.

Cuando la carga es simétrica, es suficiente ocuparse únicamente de un semiarco, esto es lo común en el caso de problemas arquitectónicos.

El número de dovelas en que se divide el arco es indiferente, y no necesariamente las juntas que dividen las dovelas deberán coincidir con las que haya de tener la construcción. Para trazar la línea de presiones en el cuerpo de un arco, hay que tener en cuenta el empuje del otro semiarco sobre la junta vertical de la cumbre.

Este empuje se combina con el peso de la primera dovela y su carga, para determinar el empuje de dicha dovela sobre la inmediatamente inferior, y este empuje a su vez, se combina con la resultante del peso y la carga de la segunda dovela, y así sucesivamente para todas las dovelas, hasta la junta de arranque.

Los puntos en que las diferentes rectas que representan los empujes cortan a las juntas, se conocen por el nombre de *centros de presión*, y la línea que los une es denominada *línea de presiones* o *de resistencia*.

Para lo anterior, es necesario determinar el centro de gravedad de cada dovela y la recta que pasa por el centro de gravedad de la totalidad del semiarco. La cara de cada dovela se puede considerar como un trapecio y se aplica cualquier procedimiento para la determinación del centro de gravedad de esta figura.



Consideramos una cualquiera de las dovelas de un arco descargado, es decir, sometido solamente al peso propio de las dovelas. En cada una de ellas actúan tres fuerzas.

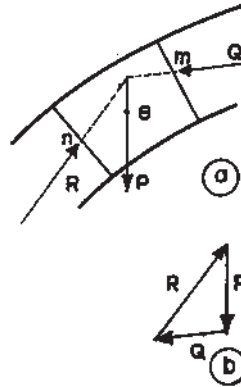


Fig. 83 Distribución de fuerzas en las dovelas

- a) El empuje  $\underline{Q}$  que ejerce la dovela superior.
- b) El peso propio  $\underline{P}$  de la dovela en estudio, aplicado en el centro de gravedad de la misma.
- c) La reacción  $\underline{R}$  de la dovela inferior.

Estas fuerzas han de estar en equilibrio y, por tanto, ser concurrentes. Con dichas fuerzas puede construirse un triángulo.

Los puntos  $\underline{m}$  y  $\underline{n}$  en que  $\underline{Q}$  y  $\underline{R}$  cortan a las juntas respectivas se denominan centros de presión, y la línea que une todos los centros de presión se llama línea de presiones.

Dado que no es prudente confiar en la capacidad de trabajo a tensión del mortero de las juntas, basaremos el criterio de estabilidad del arco en el hecho de que la línea de presiones esté comprendida dentro del tercio medio del cuerpo del arco. Además se comprobará que las tracciones que se originan en cada dovela, no rebasen los límites permisibles, y que los ángulos que forme la curva de presiones con las normales a las distintas juntas no sean mayores que los ángulos de rozamientos entre dovelas.

El caso más favorable sería aquel en que la línea de presiones coincidiese con la directriz del arco y las juntas fuesen normales a ella.

Debido a la simetría de forma y de carga, se calcula solamente medio arco.

El equilibrio de este semiarco, se deberá a la acción de tres fuerzas.

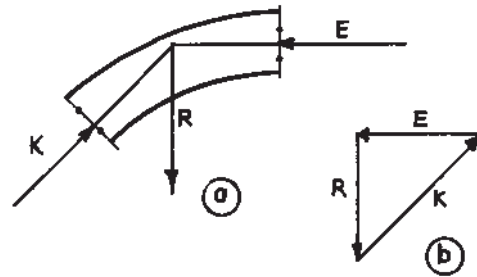


Fig. 84 Trayectoria de fuerzas resultantes de una superficie curva

- a) El empuje en la cumbre, obrando horizontalmente aplicado en el punto  $\underline{E}$  y contrarrestando la tendencia del semiarco a volcarse hacia el interior.
- b) El peso  $\underline{R}$  del semiarco considerado como una fuerza vertical aplicada en su centro de gravedad, y solicitando al semiarco a volcarse hacia el interior girando sobre el punto.
- c) Una fuerza de igual magnitud y dirección y sentido contrario a la resultante de las dos fuerzas citadas, obrando según  $\underline{K} = HI$ .

Las tres fuerzas anteriores deben ser concurrentes y serán posibles construir con ellas el triángulo de equilibrio.

De la resultante  $\underline{R}$  se puede hallar fácilmente su línea de acción y su magnitud.

De la fuerza  $\underline{E}$  se conoce solamente su dirección que es horizontal, pero se desconoce su magnitud, y de su punto de aplicación solo se conoce que, de acuerdo con lo expuesto anteriormente, ha de encontrarse contenido en el tercio medio de la junta de la cumbre.

De la fuerza  $\underline{K}$  no se conoce su magnitud y dirección, mientras que de su punto de aplicación solo se conoce que deberá estar comprendido dentro del tercio medio de la junta de arranque.

Denominando  $\underline{a}$  y  $\underline{b}$  de la figura siguiente, a los bordes del núcleo central de la junta vertical, y  $\underline{c}$  y  $\underline{d}$  a los de la junta de arranque, podremos determinar cual de las posibles líneas de presiones produce el empuje máximo y cual el mínimo. En efecto, los dos límites de aplicación de  $\underline{k}$ ,  $\underline{c}$  y  $\underline{d}$ , nos brindan dos posibilidades:

- a)  $\underline{E}$  aplicada en  $\underline{a}$  y  $\underline{k}$  aplicada en  $\underline{d}$ .
- b)  $\underline{E}$  aplicada en  $\underline{b}$  y  $\underline{k}$  aplicada en  $\underline{c}$ .

Como podemos observar en los triángulos de la figura siguiente, el caso  $\underline{a}$  corresponde al empuje mínimo, mientras el caso  $\underline{b}$  corresponde al empuje máximo.

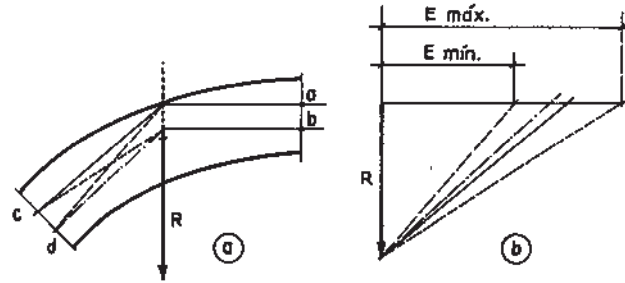


Fig. 85 Aplicación de empuje máximo y mínimo en la clave y su distribución en el arranque

De lo anterior se deduce que el mejor empuje compatible con la resistencia de los materiales y con la estabilidad del arco es el que se obtiene tomando como puntos de paso de la línea de presiones en el tercio superior de la clave y el inferior en los arranques (caso a), es decir, la curva de presiones límite superior, y es la que tomamos en cuenta para el cálculo del arco.

De la deducción hecha anteriormente, he basado en el siguiente razonamiento:

Un arco se ejecuta sobre una cimbra que tiene como finalidad sostener el peso del mismo durante el período de ejecución. Al descimbrar lentamente, las cargas intervienen poco a poco y el arco, tiende a caer, lo cual es impedido por los apoyos que, paulatinamente van recibiendo el empuje. Este proceso continúa hasta que se llega al equilibrio, que corresponde a la línea de presiones de mínimo empuje y que es la máxima flecha entre todas las posibles, ó sea, límite superior. Alcanzando este equilibrio, no hay razón para el movimiento descendente del arco con continúe, por lo que dicha curva de presiones puede considerarse como definitiva.

Un descimbrado violento daría lo contrario de lo supuesto, por lo que deberá evitarse toda brusquedad en esta delicada operación.

Tomando en cuenta la línea de resistencia mínima es la verdadera, simplifica considerablemente la resolución del problema, ya que, de hecho *un arco es una estructura estáticamente indeterminada*. Los resultados así obtenidos son suficientemente exactos y los podemos considerar confiables.

Si analizamos cualquiera de las juntas  $\underline{AB}$  entre dovelas, siendo  $\underline{D}$  la fuerza por unidad de espesor que actúa en el centro de presión  $\underline{M}$  comprendido en el tercio central y denominado al ángulo formado por  $\underline{D}$  y la norma a la junta, debe verificarse.

Donde:

$\rho$  = Ángulo de razonamiento de dovelas.

$\sigma_{\text{máx}}$  = La fatiga máxima en el trasdós, (no puede rebasar la admisible para el material)

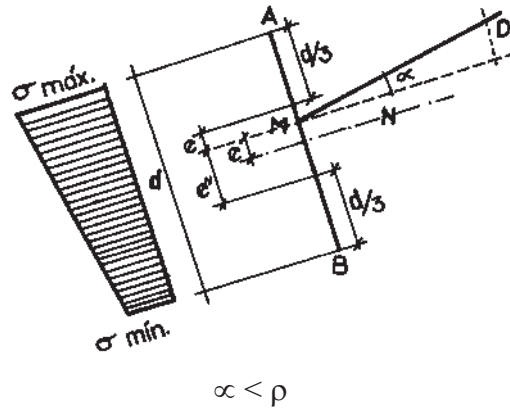


Fig. 86 Distribución de esfuerzos en dovelas

Los valores de las tensiones en el intradós y el trasdós en función de la proyección  $N \cos \alpha$  de  $N$  sobre la normal a la junta y de las distancias  $e''$  y  $e'$  de  $M$  a los bordes exterior e interior del núcleo son:

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{6 \cdot (N \cos \alpha) \cdot (e'')}{d^2}$$

$$\sigma_{m\acute{i}n} = \frac{6 \cdot (N \cos \alpha) \cdot (e')}{d^2}$$

Conocida la fatiga media:

$$\frac{N}{S}$$

Donde:

$S$  = Superficie de la junta para espesor unitario de arco, puede encontrarse gráficamente los valores de  $\sigma_{m\acute{a}x}$  y  $\sigma_{m\acute{i}n}$ , sin más que tomar como:

$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N}{S}$  sobre el centro de gravedad de la junta y uniendo su extremo con los bordes del núcleo central.

Prolongando ambas rectas, se interceptan sobre  $N$  las longitudes buscadas.

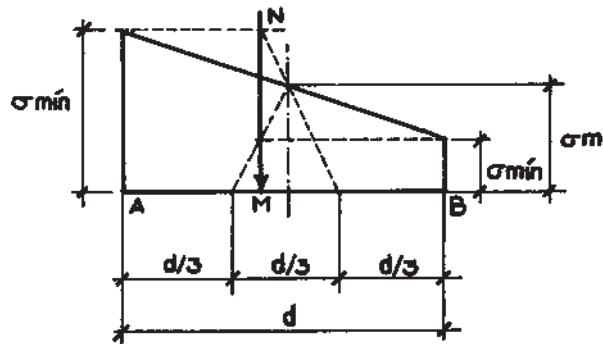


Fig. 87 Ubicación de la fuerza normal resultante

**Procedimiento gráfico de la estabilidad de un arco sin sobrecarga**

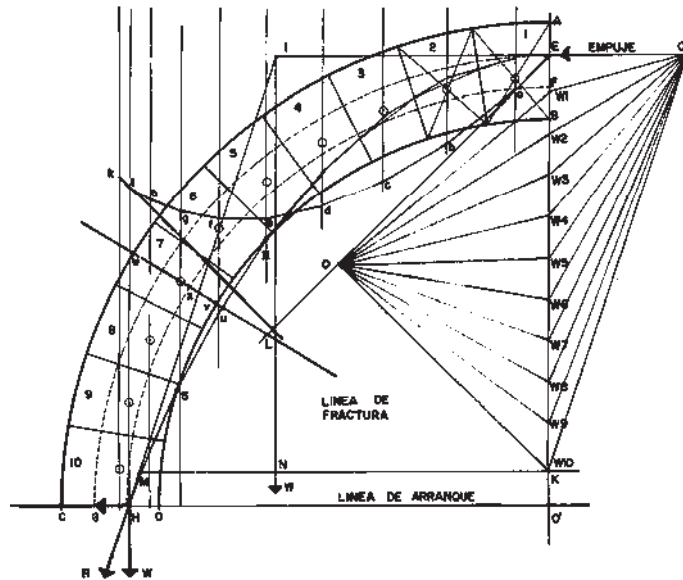


Fig. 88 Línea de presiones de un arco de medio punto sin sobrecarga

- 1) Se traza un medio arco a una escala tan grande como sea conveniente.
- 2) Se divide el arco en dovelas iguales. (no es necesario que las dovelas en que se divide el arco, correspondan a las que se colocarán en la construcción del mismo).
- 3) Se calcula la superficie de las caras de cada dovela (cuando el cuerpo del arco se ha dividido en dovelas iguales, lo más recomendable es determinar el área correspondiente a la mitad del cuerpo del arco).
- 4) Se divide la junta de la cumbre en tres partes iguales y con radio  $o'E$  y  $o'F$ , se trazan arcos que dividen el cuerpo del arco en tres partes.
- 5) Se fija los puntos  $E$  y  $H$  por los que hemos de pasar una línea mínima de resistencia.
- 6) Se determinan los centros de gravedad de cada dovela.
- 7) Se trazan verticales por cada centro de gravedad de cada una de las dovelas que forman el semiarco.
- 8) Desde el punto  $E$ , se toma en su vertical a una escala de "*tantas unidades de superficie por unidad de longitud*", las áreas de cada dovela, contiguas y sucediéndose hacia abajo empezando por la clave, resultando la longitud  $E-K$  igual al área total del cuerpo del arco.
- 9) Desde  $E$  y  $K$ , se trazan líneas a  $45^\circ$  que se cortarán en  $Q$ .

10) Se trazan  $ow1$ ,  $ow2$ ,  $ow3$ , etc., y por el punto en que  $oE$  corta a la vertical que pasa por el centro de la primera dovela, en  $\underline{a}$ , se traza una paralela a  $ow1$  que corta en  $\underline{b}$  a la segunda vertical. Después se trazan  $bc$ , paralela a  $ow2$ ,  $cd$  paralelas a  $ow3$ , y se continúa del mismo modo hasta  $\underline{k}$ , desde donde se traza  $kL$  paralela a  $ow10$  que se prolonga, hacia abajo, hasta que corte en  $\underline{L}$  a la prolongación de  $Eo$ .

11) Se trata la vertical  $\underline{L}$  que pasará por el centro de gravedad del cuerpo del semiarco.

Lo que precede es una aplicación del procedimiento para determinar por el polígono de equilibrio, las líneas de acción de la resultante de un sistema de fuerza paralelas.

12) Para determinar el empuje en la cumbre y la reacción en el arranque, se traza la horizontal de  $\underline{E}$ , parte superior del tercio medio, y la vertical de  $\underline{L}$  hasta que se corte en  $\underline{I}$ , con la línea anterior. Para que el arco sea estable, se exige, generalmente la condición de que la línea de resistencia pase dentro del tercio medio.

13) Se traza la dirección de la resultante,  $IH$ , del empuje en la cumbre y el peso del semiarco y también la horizontal frente al punto  $w10$ , entre  $N$  y  $M$ . Dicha horizontal en la cumbre, por que  $INM$  es el triángulo de las tres fuerzas en equilibrio: el empuje en la cumbre, el peso del semiarco y la reacción en el arranque.

14) Se traza  $w10-op$  paralela a  $HI$  y las líneas  $op-w1$ ,  $op-w2$ ,  $op-w3$ , etc.,  $op-E$ , igual a  $NM$ , es el empuje en la cumbre y  $w10-op$ , igual a  $M-I$ , la reacción en la línea de arranque. Los triángulos  $INM$ , y  $Ek-op$  son semejantes.

Ahora es preciso determinar la línea de presión ó resistencia del cuerpo del arco. El empuje  $\underline{E}$  se compone con el peso de la primera dovela dando una resultante, que a su vez, se combina con el peso de la segunda, y así sucesivamente para todas las dovelas.

Las intersecciones de las resultantes citadas con las líneas de junta son los centros de presión y la curva que los une es la línea de resistencia.

Estas resultantes se pueden determinar, en cada dovela, por medio del paralelogramo de las fuerzas, pero esto complica el dibujo, y trae, como consecuencia, un trabajo innecesario, por lo que resultará más práctico valerse de triángulos de fuerza trazadas los unos a continuación de los otros a la derecha del dibujo, para transportar después los resultados, por medio de paralelas, a la figura definitiva, especialmente cuando los pesos de las dovelas se han representado ya sobre la línea  $E-k$  por  $E-w1$ ,  $w2$ ,  $w3$ ,  $w4$ ,  $w5$ , etc.

15) Desde el punto en que  $op-E$  prolongada corta a la primera vertical, de la dovela n° 1, se traza una recta paralela a  $op-w1$ , hasta la segunda vertical, otra paralela a  $op-w2$  y así sucesivamente; la última recta pasará por  $\underline{H}$ . Se unen los diversos puntos en que estas rectas cortan a las juntas, centros de presión, y la línea que los une es la línea de presiones.



Si la curva citada está comprendida, por entero, dentro del tercio medio del cuerpo de arco, se puede considerar a éste como estable.

Pero si la línea de presiones pasara no solamente fuera del tercio medio sino fuera del cuerpo mismo aún sería posible que el arco no fuese inestable.

El paso inmediato será ver si se puede trazar una línea de presión que pase dentro de los límites del tercio medio del cuerpo del arco.

*Segundo Tanteo:*

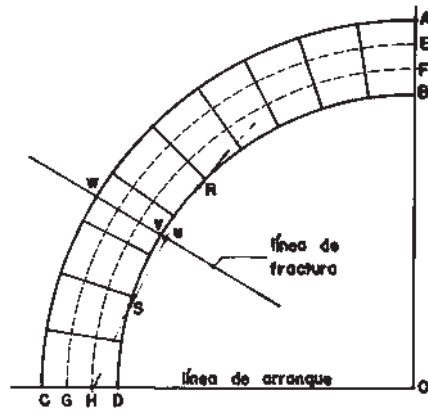


Fig. 89 Línea de fractura de un arco de medio punto sin sobrecarga

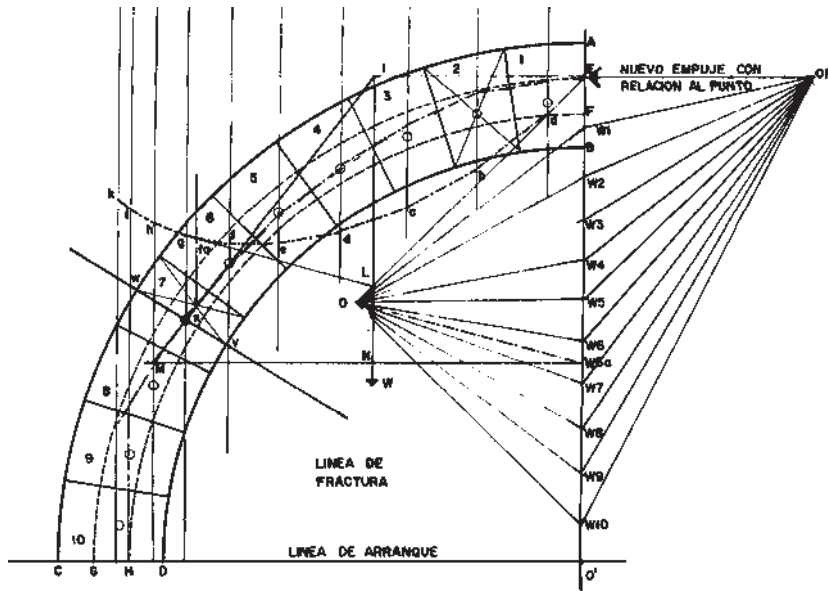


Fig. 90 Segunda línea de presiones determinada para un arco de medio punto sin sobrecarga

1) Ampliando y aislando las líneas de construcción (ver fig. anterior), observamos que la línea de presiones sale del cuerpo del arco en  $\underline{R}$ , y vuelve al mismo por  $\underline{S}$  y su punto más distante de él es el  $\underline{U}$ .

2) Se traza por  $\underline{U}$  una perpendicular a  $R-S$ , esta perpendicular  $V-W$ , llamada *línea de fractura*, será aproximadamente la traza del plano por el que el arco tiene tendencia a romperse con la línea de resistencia considerada, probablemente por vuelco hacia la derecha, girando alrededor del punto  $\underline{V}$ .

Lo anterior indica que el empuje en la cumbre, cuyo punto de aplicación se supone que sea  $\underline{E}$ , aunque sea bastante intenso para mantener el equilibrio, respecto al punto  $\underline{H}$ , no basta para conservarlo respecto al  $\underline{V}$ .

Ahora si aplicamos en  $\underline{E}$  un segundo empuje bastante intenso para mantener el equilibrio respecto a  $\underline{V}$ , o aún mejor respecto a  $\underline{X}$  sin que lo que sea tanto que haga girar el arco hacia afuera alrededor de  $\underline{G}$ , ó de otro punto de la línea exterior del tercio medio, la línea de resistencia que resulte de dicho empuje estará muy próxima a la verdadera línea de resistencia, y el arco será estable.

3) Para determinar la nueva línea de resistencia, hay que hallar primeramente el nuevo empuje en la cumbre.

Hay que empezar del mismo modo que anteriormente, hasta llegar a la séptima dovela, que se divide en dos por la recta  $V-W$ , siendo una  $W V-6a$  y la otra, el resto de esta séptima dovela. Esta división hay que referirla a la línea de los pesos en  $w6-w6a$ , que representa el área de la dovela  $6a$  y la recta  $w6a-w7$ , el resto del área de la dovela séptima.

4) La vertical  $I-L$ , que pasa por el centro de gravedad de la parte del semiarco por encima de la línea  $V-W$ , se determina prolongando hacia atrás la línea  $h-g$ , paralela a  $o-w6a$ , hasta que corte en  $\underline{L}$  a  $oE$ . El nuevo empuje en la cumbre se determina completando el triángulo de las fuerzas para dicho empuje y la fuerza igual y opuesta al empuje resultante, para lo cual se traza la recta inclinada, por  $\underline{X}$ , y la horizontal que pasa por  $w6a$ . El nuevo empuje, como antes  $N-M$ , es igual a  $o-E$ .

5) Este nuevo empuje se traslada a  $op-E$  trazando las rectas,  $op-w1$ ,  $op-w2$ ,  $op-w3$ , etc., como anteriormente, la línea de presiones pasará por los puntos de intersección de las paralelas a dichas rectas con las líneas de junta.

6) La nueva línea de presiones, si se ha trazado correctamente, debe pasar por  $\underline{X}$ , y queda dentro del tercio medio, excepto por una pequeña distancia en el arranque, y, por tanto, podemos decir, que el arco es estable. Si hubiese pasado fuera del tercio medio en una gran longitud, en este segundo tanteo, no estaría justificada la presunción de que el arco fuese estable.

Analíticamente se puede determinar los esfuerzos de compresión y de tensión, así como el peso de cada dovela y el peso total de arco.

Esfuerzo a la compresión:

$$+. \rho = \frac{N}{a.(b)} \cdot \left( 1 + \frac{6.(e)}{a} \right) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Esfuerzo a la tensión:

$$-. \rho = \frac{N}{a.(b)} \cdot \left( 1 - \frac{6.(e)}{a} \right) \quad (\text{kg/cm}^2)$$

Si resultarán esfuerzos mayores de lo que permite el material, se deberá aumentar el espesor de la bóveda ó arco; se trazará nuevamente la curva de presiones y se verificarán las fatigas.

**Cálculo gráfico de la estabilidad de un arco con sobrecarga**

Nos ocuparemos ahora, de un arco de medio punto cargado con un muro de mampostería del mismo espesor por M<sup>2</sup> de paramento que el cuerpo del arco y con el plano superior del muro inclinado, desde h<sub>1</sub> sobre la cumbre del arco hasta h<sub>n</sub> por encima del arranque.

El procedimiento común consiste en suponer que la carga se transmite verticalmente y hacia abajo. De este modo cada dovela recibirá una parte de la carga comprendida entre las verticales trazadas por los puntos de intersección de las juntas, a uno y otro lado de la dovela con el extradós. Hecha esta consideración, es preciso determinar que cantidad de sobrecarga está por encima del arco. Dibujada la silueta del ella y su carga, se reduce, esta carga (tierra, ladrillo, mampostería, etc.) para *uniformarla* con el material del arco ó bóveda nos da un coeficiente, con este coeficiente se traza el nivel imaginario de la carga reducida al material del arco ó bóveda (el coeficiente por h<sub>1</sub>, h<sub>2</sub>,...h<sub>n</sub>).

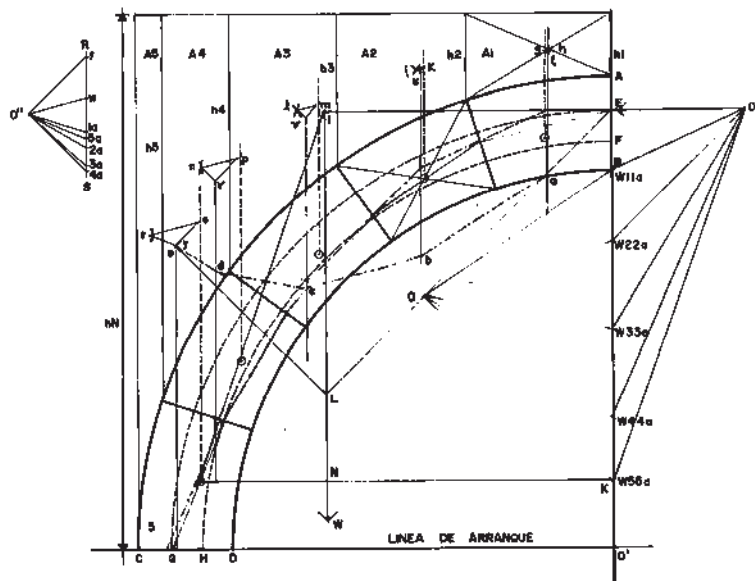


Fig. 91 Línea de presiones en un arco de medio punto con sobrecarga

Se observa, que si se practica un hueco en un muro, y especialmente si el muro lleva construido mucho tiempo, que la mayor parte de la mampostería que queda por encima de dicho hueco se sostiene, por sí misma y que solamente determinadas partes, limitadas por la línea irregular, cargarán sobre el hueco, como puede apreciarse en la figura.

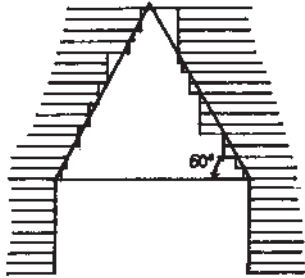


Fig. 92 Triangulo de carga de la parte del muro que obra sobre un hueco

El perfil de esta línea límite depende del material del muro, las dimensiones de las piedras, ladrillos, etc. Las características del aparejo y la calidad del mortero. Por lo que precede, se comprende que toda la obra situada por encima de un arco no se debe considerar cargado sobre el mismo. Algunos autores recomiendan como carga correcta una parte triangular del muro cuyos lados tienen una inclinación horizontal de  $60^\circ$ . Es muy difícil, por no decir imposible, determinar exactamente esta carga por las leyes de la mecánica.

Lo mejor es estudiar particularmente cada caso y, por un estudio minucioso de las condiciones, determinar lo más preciso, la parte del peso de la mampostería superior que se transmite al arco.

Una vez fijada esta carga para cierto arco, se puede seguir el procedimiento siguiente:

- 1) Se traza un medio arco a una escala tan grande como sea conveniente.
- 2) Se divide el arco en dovelas iguales (no es necesario que, las dovelas en que se divide el arco, sean las mismas que se vayan a colocar en la construcción del mismo).
- 3) Se calcula la superficie de las caras de cada dovela (cuando el cuerpo del arco se ha dividido en dovelas iguales, lo más sencillo es encontrar el área de la mitad del cuerpo del arco).
- 4) Se divide la junta de la cumbre en tres partes iguales, formando así, tres arcos iguales.
- 5) Se divide la sobrecarga en la misma cantidad que las dovelas, trazando verticales por los puntos de intersección de las líneas de junta con el extradós.

El área aproximada de cada una de éstas sobrecarga se determina multiplicando la semisuma de las longitudes de las dos verticales de los costados por la distancia entre las mismas.

$$\frac{h_1 + \dots + h_n}{2} (d_1, d_2, \dots, d_N)$$

- 6) Las posiciones de los centros de gravedad de cada dovela y de la sobrecarga correspondiente a cada una de ellas se determinan como en el ejemplo anterior.
- 7) Una vez determinadas las líneas de acción de los pesos de las dovelas y de sus cargas correspondientes, actuando sobre los centros de gravedad o respectivos, se pueden determinar las líneas de acción de los pesos compuestos de cada dovela y su carga.
- 8) Se empieza por tomar en la línea  $RS$  a la izquierda del arco cargado y a una escala conveniente, el área (peso),  $f-w$  de la dovela y a continuación, y a partir de  $w$ , se toman las distancias  $w-1a$ ,  $w-2a$ ,  $w-3a$  y  $w-4a$  etc.
- 9) Para representar los pesos de las dovelas combinadas con sus cargas en la línea  $A-k$ , es mejor elegir la escala conveniente, pues la diferencia de escalas no es importante.
- 10) Después se traza  $feo$  y  $4a-0''$  a  $45^\circ$  con  $RS$  y, en su turno,  $o''-w$ ,  $o''-1a$ ,  $o''-2a$ , etc.

El problema que se presenta consiste en componer el peso de cada dovela con su sobrecarga y como los pesos de todas las dovelas son iguales y, como además las fuerzas que han de componerse para hallar su resultante son solamente dos, los dos radios polares  $o''-f$  y  $o''-w$  del diagrama de fuerzas sirve para cada caso y el polígono funicular queda reducido a un triángulo.

- 11) Se trazan después,  $g-t$ ,  $i-u$ ,  $l-v$ ,  $n-x$  y  $r-y$ , paralelas respectivamente a  $o''-1a$ ,  $o''-2a$ ,  $o''-3a$ ,  $o''-4a$  y  $o''-5a$ .
- 12) Los puntos  $t$ ,  $u$ ,  $v$ ,  $x$  e  $y$ , son los puntos por los que hay que trazar las líneas de acción de los pesos de las dovelas compuestos con sus sobrecargas.

Cuando se hallan trazado estas líneas, se empleará el mismo procedimiento que en el ejemplo anterior para determinar la línea  $I-N$ , salvo que las distancias  $E-w11a$ ,  $w11a - w22a$ , etc., en lugar de ser iguales solamente a los pesos de las dovelas, son iguales a los pesos de las mismas compuestos con sus sobrecargas y  $E-w11a$ , será igual a  $f-1a$ , de  $w-11a$  a  $w-22a$  será igual a  $f-2a$ , etc.

La línea  $E-o$  forma un ángulo de  $45^\circ$  con  $A-o'$ , pero como la posición del polo  $o$  es completamente arbitraria, la línea  $ow5-5a$  se ha trazado, en este caso, de tal modo que  $o$  caiga hacia la izquierda, de la figura para evitar confusión en el dibujo, lo que podría haber sucedido si  $ow5-5a$ , hubiera formado un ángulo de  $45^\circ$  con  $A-o'$ .

- 13) Las rectas  $a-b$ ,  $b-c$  y  $d-e$  se han trazado paralelas a  $w1-1ao$ ,  $w2-2ao$ , etc., el se ha trazado paralela a  $ow5-5a$  hacia atrás, hasta cortar en  $L$  a  $E-o$ .

14)  $\underline{L}$  es el punto por el que se trazará la recta  $I-N$ , que pasa también por el centro de gravedad de la totalidad del semiarco y su sobrecarga; la vertical de  $\underline{L}$  pasará por el centro de gravedad del arco y su sobrecarga.

15) Esta construcción tiene por objeto determinar el empuje en la cumbre y la línea de resistencia.

El procedimiento para determinar este empuje en la cumbre es análogo al empleado en el ejemplo anterior. Sin embargo, en aquel ejemplo se encontró que el empuje, aplicado en  $\underline{E}$  y determinado suponiendo que  $\underline{H}$  era el punto de aplicación de la reacción en la línea de arranque, dio como resultado una línea de resistencia que quedaba por debajo del tercio medio; pero en lugar de realizar las operaciones necesarias para un segundo tanteo, como en el ejemplo anterior, se adopta la solución de aumentar ligeramente la inclinación con la vertical de la línea  $U-M$ , adoptando así un empuje ligeramente mayor en la cumbre.

Como la línea de resistencia, con este empuje, se aparta ligeramente del tercio medio cerca del arranque, es lógico suponer que el arco, en estas condiciones, es estable.

Nota:

Los procedimientos que se acaban de exponer se pueden aplicar en:

- a) Arcos elípticos (sean de mampostería o de concreto)
- b) Arcos de concreto reforzado.

Para los segundos las fatigas máximas a la tensión, deben ser absorbidas totalmente por el acero de refuerzo, y los esfuerzos a compresión serán absorbidos por el concreto.

Conociendo el esfuerzo permisible del acero y la fuerza normal máxima  $\underline{N}$  que actúa en el arco, podemos calcular el área y el número de acero necesario:

$$A_s = N / f_s$$

$$F_s = 0.50 (f_y)$$

El método de la estática gráfica se apoya en el *análisis al límite, o plástico* en donde las soluciones así encontradas no son necesariamente las verdaderas, porque no garantizan que se respeten las condiciones de compatibilidad de deformaciones ni las de continuidad en los apoyos; sin embargo, si la trayectoria de la línea de presiones encontrada cumple con el equilibrio, y no se alteran las condiciones de resistencia del material, esto es más que suficiente para garantizar que la estructura es estable ante la condición de carga, debido a que su capacidad real de carga es mayor que la que resulta del análisis estructural.

Para la aplicación del análisis estructural se hace referencia al *teorema del límite inferior*, mediante el cual demuestra que si se determina una condición para la cual un conjunto de fuerzas internas está en equilibrio con las fuerzas externas, cargas y reacciones, y además



que en ningún punto de la estructura se alteran los límites de resistencia del material, puede afirmarse que el elemento estructural es estable y seguro.

Para una estructura hiperestática, como una bóveda, una cúpula o un arco, debe considerarse cierto número de articulaciones plásticas, en las que la línea de presiones pasa por un extremo de la sección; por tanto, la casi totalidad de ella se encuentra sometida a tracción. De esta forma, en dichas secciones se genera una grieta que permite el giro local en la sección, como sucede en una articulación. Una vez determinada la posición del número necesario de articulaciones para que forme el mecanismo, se determina la línea de resistencia de presiones que pase por dichos puntos y la carga que corresponde a la capacidad de la estructura al colapso. El procedimiento para su análisis es el que está basado en el *método de equilibrio para el cálculo de la carga de ruptura* que corresponde a la formación de un mecanismo de colapso.

Es evidente que en estructuras hiperestáticas de mampostería se pueden originar agrietamientos importantes, sin que se pierda la capacidad de carga cuando son expuestas a movimientos de sus apoyos. Sin embargo estos agrietamientos pueden considerarse como articulaciones plásticas, debido a que permiten giros importantes que producen redistribuciones de las cargas aplicadas. Cuando los apoyos son fijos, el colapso no suele darse por fenómenos de inestabilidad debidos a la formación de un mecanismo, sino por fallas locales como el aplastamiento del material, inestabilidad local, o deslizamiento debido a esfuerzos cortantes en las juntas de mortero.

Por lo anterior han surgido por algunos especialistas en estructuras, dudas sobre la aplicación del método de análisis a la ruptura, sobre todo en lo que se refiere a la capacidad de la mampostería para generar articulaciones plásticas cuando la estructura se encuentra sometida a solicitaciones axiales elevadas. Es por ello que este método de análisis a la ruptura debe emplearse con precaución y con pleno conocimiento del comportamiento estructural del edificio en estudio, que permita asegurar que no se presentarán modos de falla que difieran a los considerados en el análisis estructural.

### **3.2.- Método de análisis elástico lineal (método analítico)**

El método analítico ha tenido un desarrollo extraordinario en las últimas décadas, se ha desarrollado un impresionante conjunto de conocimientos y de técnicas para el análisis y diseño de estructuras, además se cuenta con procesos de cálculo de solicitaciones en modelos sumamente refinados de estructuras muy complejas, los cuales pueden tomar en cuenta efectos como la no linealidad del comportamiento de los materiales, la interacción de la estructura con el suelo y el comportamiento dinámico.

Sin embargo lo que analizan estos métodos son “modelos” es decir idealizaciones matemáticas tanto de la estructura misma, como de las acciones a las que está sujeta y de los materiales de los que está compuesta. Aunque por regla general siempre debe tenderse al empleo de los métodos de análisis que mejor representen el caso específico que se quiere analizar.

Los edificios históricos suelen tener geometrías mucho más elaboradas que requieren una modelación tridimensional más compleja; por el contrario, los edificios modernos están configurados por arreglos de elementos lineales como son las columnas y vigas o planos como los muros y losas, los cuales pueden modelarse fácilmente como retículas bidimensionales o tridimensionales.

Haciendo referencia a los edificios modernos es común considerar que su estructura es continua entre los elementos estructurales, lo que implica uniones rígidas y capaces de transmitir momentos flexionantes y fuerzas de tensión; esta continuidad no se logra en general en las estructuras de los edificios históricos cuyos elementos sólo pueden transmitir fuerzas de compresión axial, además se encuentran simplemente apoyados unos sobre otros.

Se suele llamar *métodos elásticos* los que se basan en la hipótesis de que el material estructural tiene un comportamiento lineal, para esfuerzos de compresión como para los de tensión, es decir las deformaciones internas aumentan en forma proporcional a los esfuerzos aplicados para cualquier resultado de estos últimos. Sin embargo esta hipótesis ha logrado obtener la solución precisa de la respuesta de modelos estructurales típicos, en los cuales se cumplen, no sólo las condiciones de equilibrio de fuerzas internas y externas, sino que también se logra cumplir las condiciones de compatibilidad de deformación.

Saint-Venant, en el siglo XVIII estableció cuatro postulados del cálculo y diseño estructural, heredando la ciencia de la estabilidad y la mecánica de las construcciones, para poder complementar los sistemas estructurales.<sup>7</sup>

El Primer postulado es la respuesta o rigidez de la estructura; en cambio los siguientes tres postulados son las herramientas que se tienen para comprobar la resistencia y deformación de la misma, es decir el segundo postulado simplifica los cálculos, sobre todo para las fuerzas accidentales, de sismo y viento. El tercero visualiza la estructura como conjunto que se deforma, y en consecuencia, se producen tensiones gradualmente.

Bresse derivó las ecuaciones de la elástica, e hizo posible el cálculo elástico y de la energía de deformación;<sup>8</sup> generaciones posteriores volvieron a retomar el postulado de Saint-Venant, presentando como una novedad la creación de un nuevo método que permitía considerar para el cálculo, los esfuerzos de trabajo de algunos elementos estructurales hasta un límite último de resistencia; hoy en día, el especialista en estructuras debe retomar la teoría elástica y sus respectivos postulados para llevar a cabo el análisis estructural de los edificios históricos.

Por otra parte el comportamiento de los materiales estructurales no se apega en forma estricta a la hipótesis de relación lineal esfuerzo-deformación, que viene siendo la base de la teoría elástica; pero las discrepancias suelen considerarse apropiadas para materiales como la madera, acero y aún para el concreto reforzado; sin embargo para el caso de la

---

<sup>7</sup> Calderón Cabrera, Bernardo. y José Luis Calderón C., *Reestructuración de Monumentos*, México, Escuela de Restauración y Museografía del INAH, 1974, p. 10 pp, ils.

<sup>8</sup> Castillo Martínez, Heberto, *Nueva Teoría de las Estructuras*, México, Representaciones y Servicios de Ingeniería, 1975, pp.47-70.

mampostería natural y artificial las discrepancias suelen ser más radicales debido a que este material tiene resistencia despreciable a esfuerzos con trabajo a tensión, por lo que se encuentra expuesto a agrietamientos que originan deformaciones locales muy diferentes a las que corresponden a un material de comportamiento lineal.

Existen varios efectos que alteran la distribución de esfuerzos en la mampostería, como los efectos de movimiento de sus apoyos, las deformaciones diferidas del mortero y los cambios de temperatura. Asimismo la gran variedad de propiedades que tiene el material de una a otra sección, altera la distribución de sus esfuerzos. Es decir, no se puede esperar que los resultados obtenidos de un análisis elástico sean representativos de los esfuerzos y de las deformaciones reales de una estructura de mampostería, y en particular cuando se encuentran sometidas a cargas que producen esfuerzos de flexión significativas.

En las últimas cinco décadas se ha desarrollado un gran cúmulo de conocimientos en el campo de la ingeniería sísmica, así como el desarrollo y aplicación de métodos de análisis sísmico para edificios contemporáneos, como los siguientes:

1. Por el método de análisis estático: se incluyen métodos aproximados que permiten llevar a cabo un análisis preliminar en las estructuras porticadas sujetas a fuerzas laterales como el método de Bowman, del factor, de distribución en voladizo y el de Wilbur. Además se cuenta con métodos más refinados y exactos como el método de rigideces, el método simplificado estático para la evaluación de fuerzas sísmicas y los métodos de la columna ancha, del elemento finito, McLeod, Khan y Sbarounis para sistemas con muros sujetos a cargas laterales.
2. Por el método de análisis dinámico: se incluyen métodos numéricos para obtener modos y frecuencias de vibrar como el método de Newmark, de Holzer, de iteración inversa,  $\beta$  de Newmark y el método matricial, con los cuales se han resuelto con gran precisión los más variados y complejos modelos estructurales de edificios ante el efecto de cualquier tipo de fuerzas gravitacionales y accidentales que pudiera afectarlos.

Algunos métodos de análisis estructural antes referidos, han tenido poca aplicación en los edificios históricos por los profesionistas que intervienen en ellos, a pesar de que los principios en que se basan algunos métodos de análisis pueden arrojar resultados conservadores, para lo cual es necesario tomar en cuenta algunas consideraciones durante el análisis del edificio, como es la comprensión de esa forma arquitectónica particular que tienen los edificios históricos, la concepción estructural en torno a su comportamiento gravitacional y sísmico, sus propiedades físico-mecánicas de los materiales, su configuración geométrica-arquitectónica, las técnicas constructivas aplicadas y sus sistemas estructurales que actualmente mantienen los edificios; logrando con esto, un análisis y diagnóstico puntual del comportamiento estructural que puede presentar el edificio histórico ante cualquier efecto sísmico que pudiera alterar su trabajo estructural.

Se describen brevemente los métodos aproximados y exactos del análisis elástico cuya aplicación es práctica en análisis ante fuerzas laterales. Asimismo se enfatizan los métodos matriciales y los simplificados, porque en la actualidad, cuando se requieren resultados

exactos, se pueden emplear con facilidad procedimientos matriciales gracias a la difusión del uso de computadoras personales.

Conviene remarcar que el nombre método "exacto" se refiere a precisión numérica dentro del marco de ciertas hipótesis. En el análisis de edificios históricos, dicho término alude a resultados precisos de modelos en los que las cargas y las propiedades mecánicas y geométricas son conocidas y se supone comportamiento elástico lineal.

Los métodos aproximados se basan en condiciones fundamentales de equilibrio y en comprender cómo se comporta una estructura ante cierto sistema de cargas. Por tanto, su uso facilita la visualización de la interacción entre las piezas que conforman la estructura, de trayectorias de carga y de configuraciones deformadas.

Sin embargo existe gran incertidumbre en la predicción de acciones sísmicas, y, en menor grado, en el cálculo de propiedades como pesos, áreas, momentos de inercia, módulos de elasticidad, etc. Por tales motivos, aun empleando los más refinados programas para computadora, se tienen solamente modelos aproximados de los edificios y sus sollicitaciones, y es concebible que, bajo ciertas circunstancias, un *método "aproximado"* represente a una estructura con precisión similar a la de un *método "exacto"*. De allí que, cuando se satisfacen sus condiciones de aplicabilidad, los métodos aproximados son una valiosa herramienta para constatar la precisión de métodos exactos.

Aceptando la hipótesis de comportamiento elástico lineal, se puede considerar que los métodos matriciales son exactos para el análisis de edificios históricos, así como de otros sistemas estructurales. Estos procedimientos se han desarrollado extensamente en décadas recientes y en su forma más general constituyen el método de elementos finitos.

El *método matricial* permite cualquier tipo de estructura, sujeta a todo tipo de carga y se presentan con bastante detalle en la literatura técnica como Zienkiewicks y Taylor<sup>9</sup>, Cook et al.<sup>10</sup>, y Livesley<sup>11</sup>.

Apoyándonos en la hipótesis de comportamiento elástico lineal, tenemos que las deformaciones de un muro ante cierto sistema de cargas en su plano deben analizarse y calcularse con los métodos y teorías de la elasticidad. Además de las propiedades elásticas del material como el módulo de elasticidad, de cortante y de Poisson, asimismo hay que tomar en cuenta la magnitud y distribución de las cargas, la geometría del muro y la forma en que está apoyado. Para los casos de geometría o condiciones de frontera complicadas se pueden tratar con el método del elemento finito, que permite obtener soluciones numéricas con la precisión que se desee.

---

<sup>9</sup> Zienkiewicz, O. C. y R. L. Taylor, *The finite element method*, Fourth edition, vol. 1, Basic formulation and linear problems, Nueva York, McGraw-Hill, (traducido al español por el Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, España), 1989.

<sup>10</sup> Cook, R. D. y M. E. Plesha, *Concepts and applications of finite element analysis*, Nueva York, Ed. John Wiley & Sons, 1989.

<sup>11</sup> Livesley, R. K., *Elementos finitos, introducción para ingenieros*, México, Limusa-Noriega Editores, 1994.

El *método simplificado* es útil en las etapas preliminares de análisis y dimensionamiento, además permite verificar si no se han cometido errores graves al emplear métodos más precisos, para su aplicación se debe tener en cuenta las condiciones siguientes:

- 1) La deformación de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano ésta restringida por el sistema de piso o por otros elementos.
- 2) No existen excentricidades importantes (mayores que  $t/6$ ) en la carga axial aplicada.
- 3) La relación altura a espesor del muro no excede de 20 ( $h/e \leq 20$ ).

Si se cumplen estas condiciones, puede revisarse o diseñarse cada muro para el efecto de una carga axial uniformemente distribuida, igual a la carga vertical aplicada en su área tributaria. Siendo válido el empleo del *método simplificado de diseño* que se indica en las Normas Complementarias de Mampostería.

Para tomar en cuenta los efectos de excentricidad accidental y de esbeltez, se requiere que la carga axial resistente del muro sea afectada por un factor reductor por excentricidad y esbeltez ( $F_E$ ), siempre que la relación altura a espesor del muro no sea mayor que 20.

### **Resistencia de muros a cargas verticales**

La carga vertical que resiste un muro se determinará con la expresión siguiente:

$$P_R = F_R (F_E) (f_m^*) (A_T)$$

Donde:

$P_R$  = Carga vertical que resiste el muro en kg

$F_R$  = Factor de reducción de la resistencia = 0.60.

$F_E$  = Factor reductor por excentricidad y esbeltez, que se tomará como:

$F_E = 0.70$  Para *muros interiores* que soporten claros que no difiera en más de 50%.

$F_E = 0.60$  Para *muros extremos* o con claros asimétricos y para casos en que la relación cargas vivas a cargas muertas de diseño excede de uno ( $CV/CM \leq 1.00$ ).

$F_E = 0.80$  (muros interiores) = 0.70 (muros extremos), Para muros que estén ligados a muros transversales con una separación no mayor de 3.00 mt.

$f_m^*$  = Resistencia nominal en compresión de la mampostería en  $kg/cm^2$ .

$A_T$  = Área transversal del muro en  $cm^2$ .

La carga resistente así calculada se comparará con la carga total actuante obtenida considerando los factores de carga que especifiquen los reglamentos de construcción de la localidad.

Cuando dos sistemas de piso adyacentes que concurren a un muro tienen momentos flexionantes diferentes, existe un momento de desequilibrio que se distribuirá entre el sistema de piso y el muro proporcionalmente a la rigidez a flexión de cada elemento.

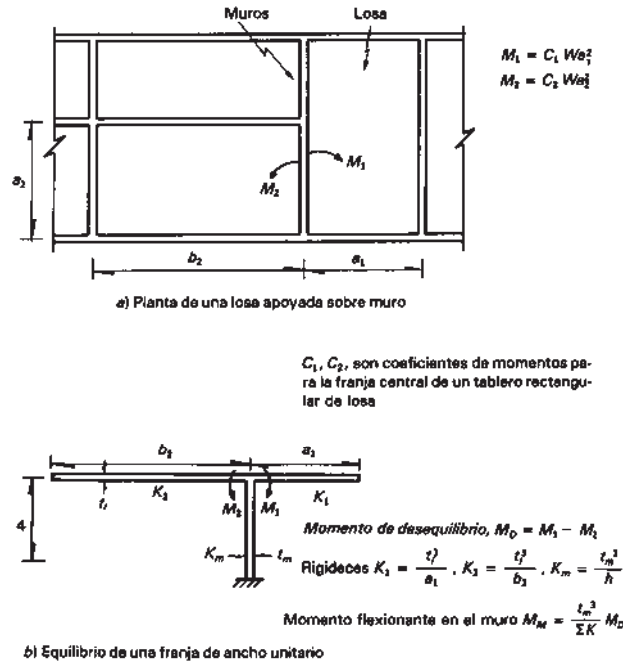


Fig. 93 Determinación aproximada del momento flexionante en un muro con sistema de cubierta plana

Cada franja de ancho unitario del muro se revisará o diseñará entonces para el efecto de la carga axial más el del momento así determinado. En general, y especialmente si se cumplen restricciones similares a las que se han impuesto para muros de mampostería, la excentricidad resulta pequeña (no mayor que  $t/6$  del muro) y puede considerarse el efecto de la flexión con un factor reductivo que afecte a la capacidad de carga axial.

### Análisis ante cargas laterales

En el análisis ante cargas laterales de estructuras con muros se debe considerar que en la rigidez de éstos pueden intervenir deformaciones por cortante y por flexión. Además también se enfrenta a dificultades para modelar correctamente el complejo arreglo tridimensional formado por los muros, sistemas de pisos, dinteles y pretilas.

Por otro lado las herramientas de cómputo actualmente disponibles permiten sin embargo resolver modelos muy refinados de estas estructuras. Donde los muros pueden modelarse como columnas anchas con el mismo momento de inercia (I) y área de cortante (A) que los muros reales. Estas columnas están acopladas por vigas con el momento de inercia del piso en un ancho equivalente, al cual debe sumarse el momento de inercia de pretilas y dinteles.



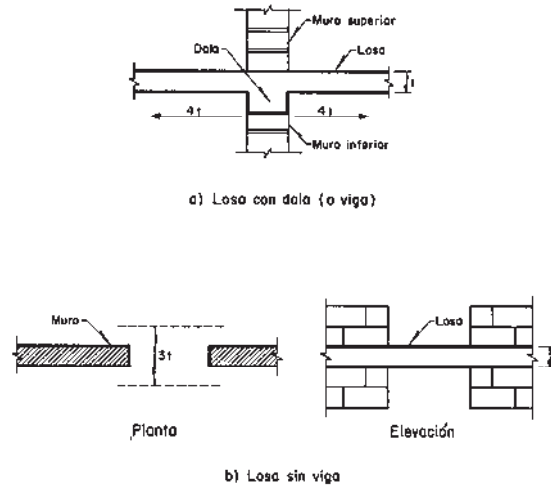


Fig. 94 Ancho efectivo de losa para cálculo de momento de inercia de la viga de acoplamiento

La figura anterior muestra algunas recomendaciones para el ancho equivalente del sistema de piso que debe tomarse en cuenta como viga de acoplamiento. Otra opción de modelar los muros, que es particularmente adecuada para estructuras con marcos y muros-diafragma, es como paneles que están conectados a las columnas y vigas que los rodean.

Cualquiera que sea el modelo, deberá tomarse en cuenta las deformaciones de cortante y de flexión y debe considerarse los momentos de inercia reducidos de los elementos en que los momentos flexionantes aplicados produzcan agrietamiento.

### Resistencia de muros a cargas laterales

La fuerza cortante resistente de diseño se calculará con la expresión:

$$V_R = F_R (0.7) (v^*) (A_T)$$

Donde:

$V_R$  = Fuerza cortante resistente de diseño.

$A_T$  = Área transversal bruta del muro.

$F_R$  = Factor de reducción de la resistencia = 0.60

$v^*$  = Esfuerzo cortante nominal de la mampostería.

Tabla 2 Esfuerzo cortante nominal para algunos tipos de mampostería, sobre área bruta

Pieza	Tipo de Mortero	(1) $v^*$ en kg/cm <sup>2</sup>
Tabique de barro recocido	I	3.5
	II y III	3
Tabicón de concreto ( $f_p^* > 80$ kg/cm <sup>2</sup> )	I	3
	II y III	2
Tabique hueco de barro (2)	I	3
	II y III	2
Bloque de concreto tipo pesado	I	3.5
	II y III	2.5

Para muros confinados, se tomará el valor de ( $v^*$ ) de la tabla anterior.

Para muros con refuerzo interior, se tomará el valor de ( $v^*$ ) igual a 1.50 veces el valor consignado en la tabla anterior.

- 1) Para las piezas huecas, cuando el valor de la tabla anterior, sea mayor que  $0.8 \sqrt{f_m^*}$  se tomará este último valor como ( $v^*$ ).
- 2) Tabique de barro con perforaciones verticales pero con relación de áreas neta a bruta no menor de 0.45.

Para *muros bajos* de sección rectangular cuya altura total no excede de un tercio de su longitud y cuya base se encuentra empotrada, las deflexiones por flexión pueden ascender a 10 % ó 15 % del total, o aún menos, dependiendo de las condiciones en los otros tres bordes. Es aceptable despreciar esta contribución y calcular la rigidez del entrepiso o cubierta tomando en consideración las deformaciones debidas a cortante.

### **Deformaciones ante cargas laterales**

La deformación o desplazamiento máximo queda definido por la suma de la contribución de la deformación por flexión y la debida a cortante, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$\Delta = \frac{V.H^3}{3.E.I} + \alpha \frac{V.H}{G.A}$$

Donde:

$\Delta$  = Desplazamiento lateral del extremo cargado.

$V$  = Fuerza cortante aplicada.

$H$  = Altura.

$A$  = Área de su sección transversal del muro.

$I$  = Momento de inercia de la sección transversal del muro.

$E$  = Módulo de elasticidad del material.

$G$  = Módulo de cortante.

$\alpha$  = Coeficiente que depende de la forma de la sección transversal del muro ( $\alpha = 1.20$  para sección rectangular).

Con la ecuación anterior, podemos obtener las condiciones siguientes:

- 1) Si la relación altura a longitud de un muro de sección rectangular excede de 2.50 ( $H/L \leq 2.50$ ), las deformaciones por cortante son pequeñas (menos de 15% del total), y pueden ignorarse, quedando la rigidez definida por el término de flexión únicamente.
- 2) Si la relación altura a longitud del muro es menor que un tercio ( $H/L \leq 0.33$ ), son despreciables las deformaciones debidas a flexión.

Esta última condición se da en construcciones y muros relativamente bajos y de ella se deriva un procedimiento muy directo de análisis por cargas laterales que da lugar al método simplificado de diseño sísmico.

Si se llegan a despreciar las deformaciones de flexión, el desplazamiento del muro en cada entrepiso depende de la fuerza cortante aplicada en dicho entrepiso, y vale:

$$\Delta = \alpha \cdot \frac{V \cdot H}{G \cdot A}$$

Si la carga lateral está aplicada a diversos muros de misma altura y diferente área transversal, a través de un sistema de piso rígido en su plano, cada muro absorbe una fracción de la fuerza cortante total aplicada en el entrepiso en cuestión, que es proporcional a su rigidez.

a) La rigidez ( $K_i$ ) de un muro de sección rectangular, está dada por la expresión:

$$K_i = \frac{V}{\Delta} = \frac{G \cdot A}{\alpha \cdot H}$$

Donde:

$$A = e (L)$$

e = Espesor del muro.

L = Longitud del muro.

b) Para muros con sección diferente de la rectangular la rigidez de entrepiso está dada por:

$$K_i = G (\Omega) / h$$

Donde:

h = Altura del entrepiso donde se calcula la rigidez.

$\Omega$  = Área efectiva de cortante del muro.

G = Módulo de cortante del muro.

Si todos los muros son, además, del mismo material (G = constante), cada uno de ellos tomará una fracción de la fuerza cortante total ( $V_{total}$ ), igual a:

$$\frac{V_i}{V_{Total}} = \frac{K_i}{\sum K_i} = \frac{A_i}{\sum A_i}$$

Es decir, la cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal (sí todos los muros son del mismo espesor, la cortante será proporcional a la longitud).

$$V_i = \frac{A_i}{\sum A_i} \cdot V_{Total}$$

Lo cual implica además que el esfuerzo cortante en cada muro será el mismo, ya que:

$$v_i = \frac{V_i}{A_i} = \frac{V_{Total}}{\sum A_i}$$

Por consiguiente, si se cumple la condición de que las deformaciones por flexión son despreciables, basta revisar la fuerza cortante total en un entrepiso dividida entre el área total de muros en dicho entrepiso y en la dirección de las fuerzas laterales aplicadas, no exceda de un esfuerzo cortante resistente apropiado para el material de que se trata.

Por lo anteriormente indicado, tenemos las condiciones analíticas de deformaciones por cortante y por flexión de un muro en voladizo sujeto a carga lateral.

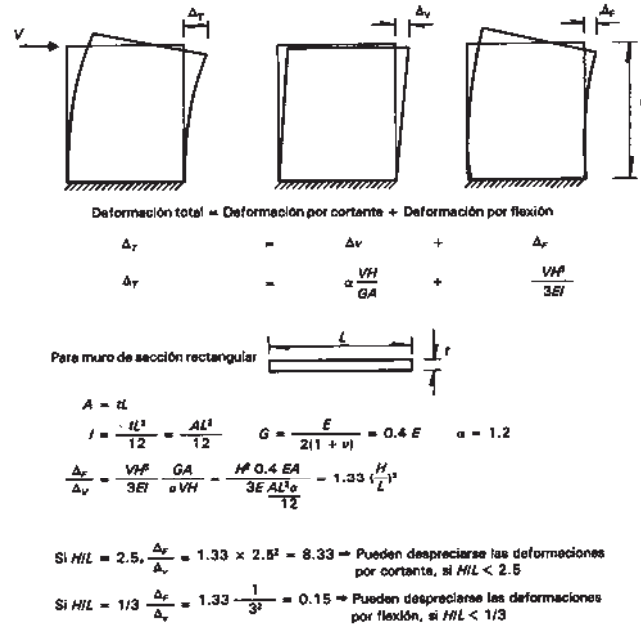


Fig. 95 Deformaciones por cortante y por flexión de un muro en voladizo sujeto a carga lateral

Para *muros esbeltos* tienen importancia las deformaciones por esfuerzo normal debido a flexión como las provenientes de fuera cortante. Por ello, las rigideces de entrepiso y cubierta dependen de la distribución de fueras horizontales en la altura. Así tenemos que por una parte, las fuerzas cortantes que toman los muros dependen de sus rigideces de entrepiso o cubierta, y por otra, éstas dependen de las primeras.

Ahora bien si la construcción no es muy baja, no se podrán despreciar las deformaciones por flexión; por tanto, el desplazamiento lateral de cada muro en cada entrepiso dependerá de la suma de las deformaciones de flexión y de las de cortante y la porción de la fuerza cortante de entrepiso que será absorbida por cada uno será variable. En una forma simple, la fracción de la fuerza cortante que toma cada muro se puede obtener por igualación de los desplazamientos laterales en el extremo.

En estos muros tienen importancia las deformaciones por esfuerzo normal debido a flexión como las provenientes de fuerza cortante. Por ello, las rigideces de entrepiso dependen de la distribución de fuerzas horizontales en la altura. Normalmente estos muros se encuentran acoplados con marcos y la interacción altera sus rigideces de entrepiso. Así, por un lado, las

cortantes que toman los muros dependen de sus rigideces de entrepiso, y por otra, éstas dependen de las primeras.

Cuando las fuerzas laterales son tomadas sólo por muros de distintas propiedades geométricas, es decir, si no son importantes las rigideces de las vigas o de los sistemas de piso que conectan a los muros, se cometen errores tolerables si dichas fuerzas se distribuyen proporcionalmente a la rigidez de cada muro, calculada para un desplazamiento unitario de su extremo superior (es decir, aplicando una fuerza en dicho extremo y dividiendo entre el desplazamiento que allí produce).

Sin embargo, este criterio no es aplicable si las variaciones de las propiedades geométricas de las secciones transversales de los distintos muros con la altura no son aproximadamente proporcionales. También cabe señalar que los errores en los pisos inferiores son notables, donde la influencia de los esfuerzos cortantes es mayor que la involucrada en esta forma de proceder.

Ahora bien si el sistema de piso es un diafragma rígido en su plano, obligará a los muros a tener un movimiento de cuerpo rígido.

Por otro lado si no existe torsión en planta, todos los muros tendrán un mismo desplazamiento ( $\Delta$ ) y, por lo tanto, la fracción de la carga que tomará cada uno será proporcional a la fuerza lateral necesaria para producir dicho desplazamiento ( $\Delta$ ), o sea a su rigidez lateral.

Tenemos por lo tanto que la rigidez de cada muro, considerado como voladizo independiente del resto de la estructura, se obtiene con la expresión:

$$K_i = \frac{V_i}{\Delta}$$

Siendo:

$$\Delta = \alpha \cdot \frac{V \cdot H}{G \cdot A} + \frac{V \cdot H^3}{3 \cdot E \cdot I}$$

La fuerza cortante aplicada a cada muro se determina, como:

$$V_i = \frac{K_i}{\sum K_i} \cdot V$$

Esta fracción se considera igual en todos los pisos, aunque en realidad puede variar sustancialmente. Con esta idealización se está despreciando, además, la restricción que opone el sistema de piso al giro de los muros, que para sistemas de pisos delgados y muros abundantes suele ser despreciable.

**Resistencia en compresión**

La resistencia nominal en compresión de la mampostería,  $f_m^*$ , sobre área bruta, se puede determinar con alguno de los procedimientos siguientes:

- 1) Ensaye de pilas construidas con las piezas y morteros que se emplearán en la obra.
- 2) A partir de la resistencia nominal de las piezas y el mortero.
  - a) Para bloques y tabiques de concreto con relación altura a espesor no menor que un medio ( $h/e \geq 0.50$ ), y con  $f_p^* \leq 200 \text{ kg/cm}^2$ , la resistencia nominal a compresión será la que indica la tabla siguiente, si se comprueba que las piezas y el mortero cumplen con los requisitos de calidad especificados en las Normas técnicas complementarias de mampostería.

**Tabla 3 Resistencia nominal a compresión de la mampostería,  $f_m^*$  sobre área bruta**

$f_p^*$ , en kg/cm <sup>2</sup>	$f_m^*$ , en kg/cm <sup>2</sup>		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
25	15	10	10
50	25	20	20
75	40	35	30
100	50	45	40
150	75	60	60
200	100	90	80

- b) Para piezas de barro y otros materiales, excepto concreto, con relación altura a espesor no menor que un medio ( $h/e \geq 0.50$ ) la resistencia nominal a compresión se obtendrá de la tabla siguiente.

**Tabla 4 Resistencia nominal a compresión de la mampostería,  $f_m^*$  sobre área bruta**

$f_p^*$ , en kg/cm <sup>2</sup>	$f_m^*$ , en kg/cm <sup>2</sup>		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
25	10	10	10
50	20	20	20
75	30	30	25
100	40	40	30
150	60	60	40
200	80	70	50
300	120	90	70
400	140	110	90
500	160	130	110

- b) Mediante valores indicativos, sí no se realizan determinaciones experimentales podrán emplearse los valores de  $f_m^*$  que, para distintos tipos de piezas y morteros, se presentan en la tabla siguiente.



**Tabla 5 Resistencia nominal a compresión de la mampostería,  $f_m^*$  para algunos tipos de piezas, sobre área bruta**

Tipo de pieza	Valores de $f_m^*$ , en kg/cm <sup>2</sup>		
	Mortero I	Mortero II	Mortero III
Tabique de barro cocido	15	15	15
Bloque de concreto tipo pesado	20	15	15
Tabicón de concreto** ( $f_p^* \geq 80$ kg/cm <sup>2</sup> )	20	15	15
Tabique con huecos verticales ( $f_p^* \geq 120$ kg/cm <sup>2</sup> )	40	40	30

\* La relación área neta-bruta no será menor de 0.45

d) Para mampostería con refuerzo interior, el valor de  $f_m^*$  podrá determinarse partir de ensayos en muros o muretes en los que se reproduzca la cantidad y la disposición del refuerzo, el aparejo y colado en los huecos. En caso de no realizarse dichos ensayos podrá tomarse para  $f_m^*$  el valor que corresponde a mampostería sin refuerzo incrementando en 50% pero no en más de 15 kg/cm<sup>2</sup>.

e) La resistencia en compresión de muros confinados. Para muros reforzados con dalas y castillos, el esfuerzo resistente en compresión,  $f_m^*$ , calculado para la mampostería sin refuerzo, podrá incrementarse en 4 kg/cm<sup>2</sup>.

### Resistencia al aplastamiento

Cuando una carga concentrada se trasmite directamente a la mampostería, el esfuerzo de contacto no excederá de 0.6  $f_m^*$ . El esfuerzo actuante se calculará con las cargas de diseño.

### Resistencia en tensión

Se considerará que es nula la resistencia de la mampostería a esfuerzos de tensión perpendiculares a las juntas.

### Módulo de elasticidad

El módulo de elasticidad de la mampostería (E), podrá determinarse experimentalmente o calcularse en forma aproximada de la manera siguiente:

a) Para mampostería de tabiques y bloques de concreto:

$$E = 800 (f_m^*) \dots \text{Para cargas de corta duración.}$$

$$E = 350 (f_m^*) \dots \text{Para cargas sostenidas.}$$

b) Para mampostería de tabique de barro y otras piezas, excepto las de concreto:

$$E = 600 (f_m^*) \quad \text{Para cargas de corta duración.}$$

$$E = 350 (f_m^*) \quad \text{Para cargas sostenidas.}$$

### Módulo cortante

El módulo cortante de la mampostería se tomará como:

$$G = 0.3 (E)$$

El *método de la columna ancha* se basa en que las deformaciones laterales de los muros se pueden calcular con los procedimientos de resistencia de materiales, tomando en cuenta las deformaciones debidas a flexión y a cortante. Se denomina columna ancha a un miembro así idealizado para distinguirlo de las columnas normales en que sólo son importantes las deformaciones por flexión. Para analizar sistemas de muros, se considera cada muro como una columna ancha con sus propiedades concentradas en su eje centroidal y se supone que las zonas de las vigas que se encuentran dentro de los muros son infinitamente rígidas a flexión y tiene la ventaja de que los sistemas con muros se idealizan como estructuras esqueléticas, lo mismo que los marcos.

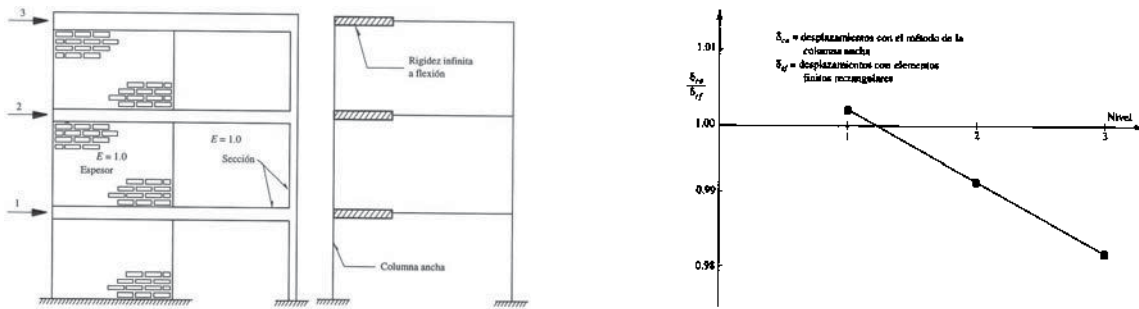


Fig. 96 Comparación de métodos de la columna ancha vs elemento finito

La mayoría de los edificios con muros se pueden analizar con el método de la columna ancha; comparando los resultados con los del método de elementos finitos, se observa que las diferencias entre los desplazamientos laterales obtenidos con ambos métodos son menores que dos por ciento, confirmando que para estructuras elásticas el uso de columnas anchas conduce a resultados prácticamente exactos<sup>12</sup>.

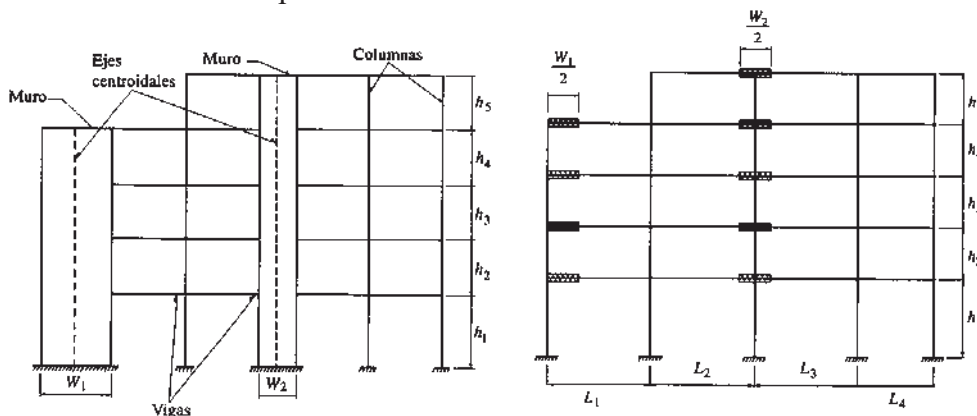


Fig. 97 Sistema muro-marco idealizado con columnas anchas

<sup>12</sup> Bazán, Enrique y Roberto Meli, *Diseño sísmico de edificios*, México, Limusa Noriega Editores, 2002, p.92.

Las deformaciones por cortante en las columnas y las zonas rígidas en las vigas modifican las respectivas matrices de rigideces. Con referencia a los grados de libertad para las columnas y vigas.

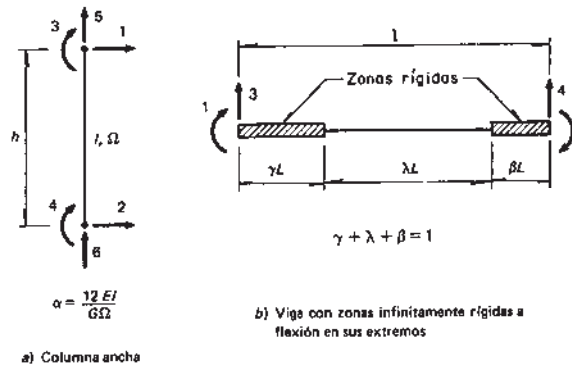


Fig. 98 Grados de libertad para columnas y vigas en el método de la columna ancha

**Matrices de rigideces:**

1) Para columnas anchas:

$$\begin{bmatrix} \frac{12 EI}{(1 + \alpha)h^3} & & & & & \\ & \frac{12 EI}{(1 + \alpha)h^3} & & & & \\ & & \frac{6 EI}{(1 + \alpha)h^2} & & & \\ & & & \frac{6 EI}{(1 + \alpha)h^2} & & \\ & & & & \frac{(4 + \alpha) EI}{(1 + \alpha)h} & \\ & & & & & \frac{(2 - \alpha) EI}{(1 - \alpha)h} & \\ & & & & & & \frac{(4 + \alpha) EI}{(1 + \alpha)h} & \\ & & & & & & & \frac{EA}{h} & \\ & & & & & & & & -\frac{EA}{h} & \frac{EA}{h} \end{bmatrix}$$

simétrica

2) Para las vigas con zonas rígidas en sus extremos:

$$\frac{EI}{\lambda \ell} \begin{bmatrix} 4 + 12 \frac{\gamma}{\lambda} (1 + \frac{\gamma}{\lambda}) & & & & \\ & 2 + 6 (\frac{\gamma + \beta}{\lambda}) + 12 \frac{\gamma \beta}{\lambda^2} & & & \\ & & 4 + 12 \frac{\beta}{\lambda} (1 + \frac{\beta}{\lambda}) & & \\ & & & -\frac{6}{\lambda \ell} (1 + \frac{2\beta}{\lambda}) & \\ & & & & \frac{12}{\lambda^2 \ell^2} & \\ & & & & & \frac{12}{\lambda^2 \ell^2} & \frac{12}{\lambda^2 \ell^2} \end{bmatrix}$$

simétrica

En casos extremos, si el área de cortante es grande o las longitudes de zonas rígidas son pequeñas, las matrices anteriores coinciden con las de una viga y columna normales.

Por otra parte, hoy en día existen programas para analizar edificios que incluyen explícitamente deformaciones por cortante y zonas rígidas. Cuando se emplean programas

de cómputo que no incluyan esta última opción, las zonas rígidas pueden representarse por tramos de vigas con momentos de inercia grandes, en comparación con las de las vigas y columnas del conjunto.

Las propiedades mecánicas de la mampostería se calculan a partir de su resistencia nominal a compresión ( $f_m^*$ ), sobre el área bruta. Estas propiedades mecánicas se pueden determinar a partir de ensayos de pilas, o de la resistencia nominal de las piezas y el mortero; sin embargo, para cuando no se realicen determinaciones experimentales las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería dan una tabla de valores indicativos de ( $f_m^*$ ) en función de los tipos de piezas y de mortero, así como de las proporciones recomendadas para distintas clases de morteros, tabla 5 y 6.

**Tabla 6 Proporcionamiento en volumen, recomendados para mortero en elementos estructurales**

Tipo de mortero	Partes de cemento	Partes de cemento de albañilería	Partes de cal	Partes de arena*	Valor típico de la resistencia nominal en compresión, $f_m^*$ , en $kg/cm^2$
I	1	—	0 a 1/4	No menos de 2.25 ni más de 3 veces la suma de cementantes en volumen	125
	1	0 a 1/2	—		
II	1	—	1/4 a 1/2		75
	1	1/2 a 1	—		
III	1	—	1/1 a 1 1/4		40
	1	—	—		

\* El volumen de arena se medirá en estado suelto.

**Tabla 7 Propiedades de la mampostería**

Pieza	Mortero	$f_m^*$	$\nu^*$	E	G
Tabique recocido	I	15	3.5	4500	1350
	II	15	3	4500	1350
	III	15	3	4500	1350
Tabique extruido	I	40	3	12000	3600
	II	40	2	12000	2700
	III	30	2	9000	2700
Bloque concreto pesado	I	20	3.5	10000	3000
	II	15	2.5	7500	2250
	III	15	2.5	7500	2250

Esfuerzos en  $kg/cm^2$   
 $f_m^*$  y  $\nu_m^*$  son esfuerzos nominales de diseño, no esfuerzos permisibles

Mac Leod<sup>13</sup> ha constatado la buena precisión del método comparando sus resultados con los de modelos elásticos a escala de muros con una hilera central de huecos. En efecto, el método es útil en casos de muros con huecos, sobre todo si se incluyen los efectos de extremos rígidos en las columnas y los de cortante en las vigas. En ciertos casos es conveniente que las zonas rígidas en los extremos tengan forma de codo y no sean solamente rectas.

<sup>13</sup> Mac Leod, I. A., *Shear wall-frame interaction, a design aid with commentary*, Illinois, Portland Cement Association, Skokie, Traducido al español por Limusa, México, 1971.

Mac Leod<sup>14</sup> ha desarrollado un procedimiento que permite estimar la fuerza cortante y el desplazamiento lateral máximos de sistemas formados por marcos y muros, así como el momento de volteo en la base de los muros, a partir de suponer que todos ellos están conectados sólo en sus extremos superiores.

El método de Mac Leod, aunque no proporciona información sobre la distribución de cortantes en altura, permite verificar con rapidez los resultados globales de procedimientos más elaborados.

En el caso de *muros de mampostería confinados sujetos a cargas laterales* ha sido objeto de numerosas investigaciones experimentales y analíticas. Meli<sup>15</sup> y Bazán<sup>16</sup> han revisado trabajos relacionados con las prácticas de construcción en México. Se ha observado que inicialmente muro y marco trabajan como una columna global ancha en la que las columnas del marco proporcionan casi toda la rigidez a flexión mientras que el muro absorbe la mayoría de los esfuerzos cortantes. Sin embargo, a menos que existan conectores de cortante adecuados entre muro y marco, bastan cargas laterales relativamente pequeñas para que ambos se separen en esquinas opuestas de modo que el marco se apoya sobre el muro. Debido a que el agrietamiento entre muros puede ocurrir aun durante sismos moderados, es necesario calcular la rigidez lateral y los elementos mecánicos que originan las cargas sísmicas en el muro tomando en cuenta tal comportamiento.

Para el cálculo de la rigidez lateral y los elementos mecánicos en marco y muro una posible idealización es simular cada muro como una diagonal equivalente en compresión. Se propone que la diagonal equivalente tenga el mismo espesor,  $t$ , y módulo de elasticidad,  $E$ , que el muro y que su ancho sea:

$$w_o = (0.35 + 0.22 \lambda) h$$

Donde:

$h$  = Altura del muro entre ejes.

$\lambda$  = Parámetro adimensional basado en las rigideces del muro y marco.

La formula anterior es considerando que el marco es continuo y no articulado en sus extremos, para lo cual se considera  $G_m = 0.4 E_m$ . La formula es aplicable para valores de  $\lambda$  entre 0.9 y 11 y para relaciones de aspecto  $\zeta$  entre 0.75 y 2.50. Estos intervalos cubren la mayoría de los casos prácticos.

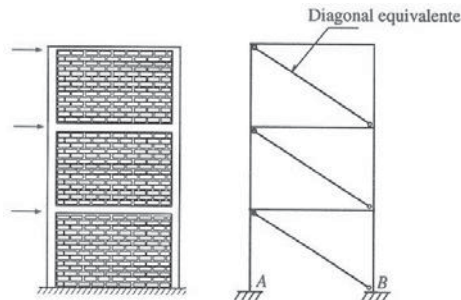


Fig. 99 Diagonales equivalentes a muros confinados

<sup>14</sup> Mac Leod, I. A., *Analytical modeling of structural systems*, Nueva York, Ellis Horwood, 1990.

<sup>15</sup> Meli, R., "Comportamiento sísmico de muros de mampostería", en *Revista del Instituto de Ingeniería, UNAM*, N° 352, México, 1975.

<sup>16</sup> Bazán, Enrique, *Muros de mampostería ante cargas laterales: estudios analíticos*, Tesis Doctoral, Facultad de Ingeniería, UNAM, México, 1980.

Para calcular rigidez lateral y elementos mecánicos de un sistema marco-muro es considerar que el conjunto constituye una columna ancha y el momento de inercia  $I$ , se considera que proviene de la rigidez axial de las columnas;  $E_c$ , es el módulo de elasticidad del marco y  $G_m$ , es el módulo del cortante del muro y  $\Omega$ , es el área de cortante que adopta un valor reducido, que toma en consideración la separación entre muro y marco, dado por:

$$\Omega_o = (0.37 - 0.12 \zeta + 0.023 \lambda) (A_m + 2 A_c)$$

Donde:

$A_m$  = Área de sección transversal del muro.

$A_c$  = Área de la sección de cada columna del marco, sin transformar a pesar de ser de material más rígido.

Como resultado del análisis considerado como columnas anchas, se obtienen en cada muro un momento flexionante  $M$  y una fuerza cortante  $V$ . Las cargas axiales,  $T$  de tensión y  $C$  de compresión se calculan como:

$$T = M/(zb) \qquad C = z M/b$$

Donde:

$$z = 1.15 - 0.2 \zeta$$

$b$  = distancia entre ejes de las columnas.

La fuerza cortante máxima en las columnas es  $0.6 V$ . Estas aproximaciones están limitadas a los intervalos de valores de  $\zeta$  y  $\lambda$  antes referidas para el uso de diagonales equivalentes.

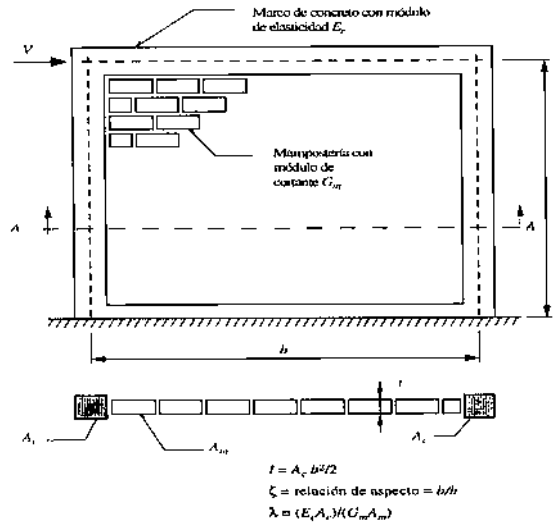


Fig. 100 Definiciones para determinar la rigidez de un muro confinado

En la actualidad, el *método del elemento finito* constituye una herramienta eficaz para el análisis de estructuras complejas, como ciertos muros de composición y/o geometría complicada. Para fines prácticos, las soluciones obtenidas mediante la aplicación adecuada del método a problemas elásticos lineales pueden considerarse como exactas. Uno de los



más difundidos es el desarrollado bajo la dirección de Wilson<sup>17</sup> del cual se han escrito varias versiones mejoradas para computadoras personales.

El método de los elementos finitos permite obtener soluciones prácticamente precisas para cualquier problema que involucre muros, si se acepta que el comportamiento es elástico lineal, e incluso es apropiado para análisis no lineales<sup>18</sup>.

Numerosos autores como Zienkiewicz y Taylor<sup>19</sup>, Cook et al.<sup>20</sup>, Livesley<sup>21</sup> y Przemieniecki<sup>22</sup>, presentan con detalle el método, en forma orientada hacia el análisis de estructuras. Los muros se pueden modelar adecuadamente considerando que se trata de un problema de estado plano de esfuerzos, es decir, aceptando que son nulos los esfuerzos perpendiculares al plano del muro. Aunque los elementos finitos que permiten tratar este tipo de problema pueden tener diversas formas, como triángulos o cuadriláteros, dado que las partes de un muro son usualmente rectángulos, es adecuado el uso de elementos rectangulares.

Los elementos finitos más comunes son el elemento barra, el sólido y la cáscara; cada uno presenta una solución diferente para el estado de esfuerzos y deformaciones, y condiciones diferentes para las fuerzas nodales. Para los edificios históricos se emplean los elementos sólidos y los elementos de cáscara para las partes curvas como el caso de cúpulas y bóvedas.

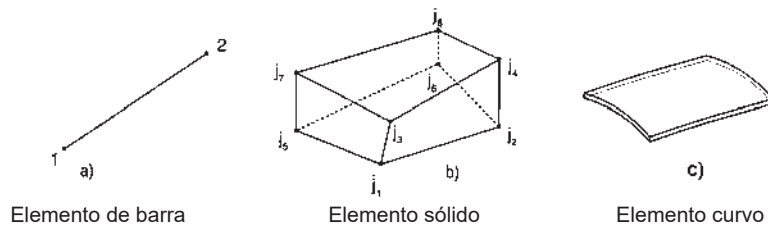


Fig. 101 Tipos de elementos finitos para modelos de edificios históricos.

La técnica de aplicación para el método de elemento finito, consiste en dividir la estructura en una serie de elementos tipo para los cuales quedan planteadas las ecuaciones de equilibrio y deformación; estableciendo las condiciones de compatibilidad en los nudos comunes a dos o más elementos. El análisis implica la solución de un número extraordinario de ecuaciones simultáneas para una estructura de cierta complejidad. Obviamente, todo este refinamiento analítico y de cálculo numérico no eliminan los alcances y limitaciones sobre la aplicabilidad de las soluciones elásticas a cierto tipo de estructuras.

<sup>17</sup> Wilson, E., y A. Habibullah, *SAP90. Series of Computer Programs for Finite Element Analysis of Structures. User's Manual*, Berkeley, Universidad de, 1989.

<sup>18</sup> Bazan, Enrique y Roberto Meli, *Diseño sísmico de edificios*, op. cit.

<sup>19</sup> Wilson, E., y A. Habibullah, op. cit.

<sup>20</sup> *Ibidem*.

<sup>21</sup> *Ibidem*.

<sup>22</sup> Przemieniecki, J. S., *Theory of Matrix Structural Analysis*, Nueva York, McGraw-Hill Book Co, Inc, 1985.

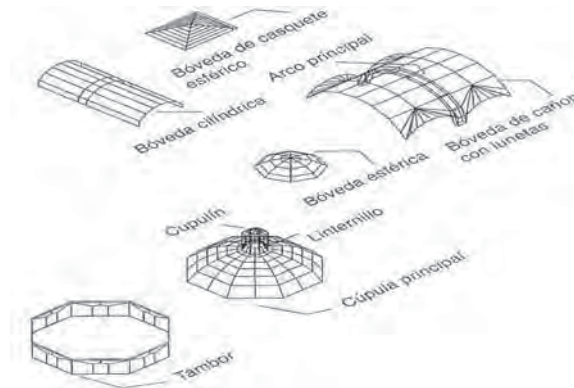
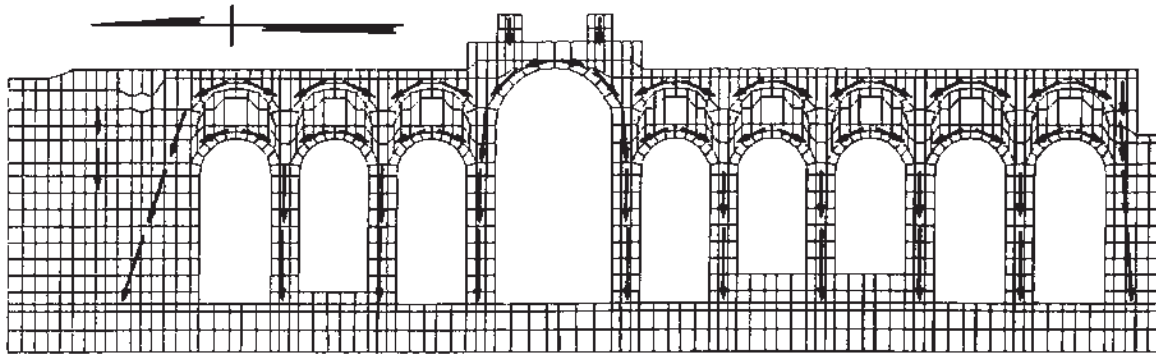


Fig. 102 Mallas de elementos finitos para diferentes elementos estructurales. (Fuente: Meli, R., 1998:86)

El número de elementos finitos necesario depende de la complejidad de la geometría y del sistema de cargas y de la precisión con que se quieran determinar los esfuerzos a nivel local. El tipo de elemento finito que conviene emplear en cada caso depende fundamentalmente de la geometría de la estructura del edificio en estudio.

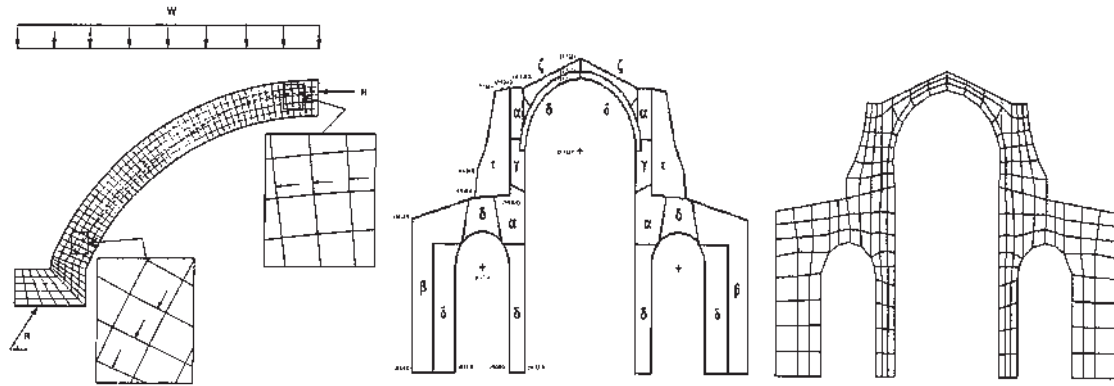


Fuente: Zaldivar Guerra, S. (Coord.) et. al., 1995:156  
 Fig. 103 Modelo de análisis con elementos finitos

Los modelos de análisis tridimensionales de estructuras complejas dan lugar a un número elevado de elementos finitos. Este análisis sirve para tener una idea global del estado de esfuerzos, de la cual pueden identificarse zonas críticas que requieren un análisis más puntual, además su graficación permite identificar las zonas de la estructura afectadas más severamente.

La aplicación del análisis elástico, por la técnica del elemento finito, permite una representación más completa del estado de esfuerzos y de deformaciones de la estructura del edificio,

En los edificios históricos las estructuras generalmente son de mampostería natural; sin embargo cuando se analizan por métodos analíticos más refinados, se puede llegar a perder el contacto con la estructura real y con la conciencia de las posibles diferencias que existen entre ésta y el modelo analítico que se analiza. Por ello, es recomendable que tales modelos sólo pueden ser planteados y construidos con la participación del especialista que conozca a fondo los materiales, las técnicas constructivas y el funcionamiento estructural, así como la historia del comportamiento y de las alteraciones y modificaciones que ha tenido el edificio en estudio.



Fuente: Meli, R., 1998:81

Fig. 104 Línea de presiones por elementos finitos

En los planteamientos elásticos se debe de cumplir condiciones, tanto de equilibrio como de compatibilidad de esfuerzos y de deformaciones; las hipótesis que estos resultados implican, se basan sólo a las condiciones de compatibilidad de esfuerzos y deformaciones; por su parte, las condiciones de equilibrio se plantean y se solucionan en forma exacta. De esta forma, la distribución de fuerzas internas, es decir las trayectorias de cargas internas, cumple con el equilibrio, y de acuerdo con el teorema del límite inferior constituye un resultado conservador de las fuerzas que se presentan en la estructura, por lo tanto si se puede demostrar que la estructura es estable y segura ante la distribución de fuerzas, y lo será en mayor medida ante la distribución correcta. Por lo tanto la solución es tan válida, o tan objetable, como las que se obtienen aplicando los métodos basados en el equilibrio o de la estática gráfica.

Sin embargo los resultados que deben considerarse con más reservas de los análisis elásticos así planteados, son los valores de los esfuerzos internos y de las deformaciones y desplazamientos de la estructura. Haciendo una interpretación cuidadosa, es factible tener indicaciones útiles sobre esfuerzos y deformaciones promedio, tomando en cuenta que los valores locales son por lo general poco fiables. Con esta interpretación, los resultados de los análisis elásticos traen consigo en la actualidad la herramienta más viable para el estudio analítico de la seguridad de las estructuras complejas de los edificios históricos.

### 3.3.- Método de análisis no lineal (Método analítico)

La principal contradicción al empleo de los métodos elásticos de análisis es que no admiten el comportamiento no lineal de la mampostería originado por el agrietamiento que ocurre con frecuencia debido a su casi nula resistencia a tensión. Sin embargo en los modelos lineales se consideran que las propiedades ante esfuerzos de tensión son las mismas que ante los esfuerzos de compresión y que en ambos casos se mantienen sin variación alguna para cualquier aumento de carga.

Estas limitaciones pueden ser superadas si se elaboran modelos en los que el material es lineal en compresión, pero tiene una resistencia escasa a esfuerzos de tensión. Esta solución implica un método de análisis no lineal, ya que al aumentar la carga, el tamaño de la zona en tensión aumenta, lo que implica modificar las características del modelo de cada intervalo de carga. Sin embargo al aplicar las técnicas de elemento finito, el planteamiento es el de conectar los elementos finitos mediante resortes que no resisten tensión y que

desconectan los elementos cuando se da esa condición de esfuerzos; la complejidad de la modelación y de las soluciones numéricas sigue siendo laboriosa, por lo que su aplicación se ha limitado a problemas con un enfoque más hacia la investigación, por tanto su aplicación al diagnóstico de edificios históricos, ha sido muy limitada.

Por lo anterior se ha dado más preferencia a la aplicación de análisis elásticos progresivos, en los que las propiedades de rigidez de algunos elementos que forman parte de la estructura se modifican, no de manera automática y sucesiva, como en los métodos de análisis no lineal, sino en forma manual. Para la aplicación del análisis elástico lineal, resulta importante iniciar con un modelo de la estructura completa, y de éste identificar las partes de la estructura en donde se pueden presentar condiciones críticas de esfuerzos, a fin de construir para ellas modelos locales en los que se aplique el análisis no lineal con propiedades modificadas.

Estas modificaciones se deducen de los resultados de un primer análisis elástico de la estructura intacta, del cual se identifican las zonas sujetas a tensión que son necesarias modificar; estas modificaciones pueden originarse de la observación de la estructura real del edificio, e intentar lograr reproducir en el modelo zonas de agrietamiento o de debilidad, que son detectadas mediante la observación directa del edificio en estudio.

### **3.4.- Método de análisis dinámico**

El análisis dinámico de estructuras requiere mayor cantidad de datos que el análisis ante cargas estáticas por lo cual la posibilidad de encontrar dificultades numéricas es mayor en análisis dinámico que en estático porque el número y complejidad de operaciones a efectuar es apreciablemente mayor. Por ejemplo, el empleo de un valor reducido del módulo de elasticidad o de pesos algo mayores, no siempre conducen a una mayor respuesta dinámica, ya que ambos cambios afectan los periodos de vibrar de la estructura y se tiene que examinar el espectro de diseño para determinar si la respuesta sísmica aumenta o no. Lo más conveniente es emplear la mejor estimación disponible sobre las propiedades inerciales y de rigideces del edificio, en el entendido de que los espectros de diseño sísmico ya han sido modificados para tener en cuenta incertidumbres en los periodos de vibración que resulten de la variabilidad de tales propiedades. Por ello, la solución numérica de problemas dinámicos ha sido materia de investigación en años recientes.

Los edificios históricos, generalmente son estructuras muy rígidas, de manera que las fuerzas externas inducidas no se amplifican en forma importante debido a la vibración propia del edificio. Sin embargo existen situaciones en las que es importante llevar a cabo análisis dinámicos de los edificios históricos, como es el caso del efecto de las vibraciones de alta frecuencia, producidas por tráfico, equipos vibratorios en las cercanías del edificio, y el de la respuesta sísmica en situaciones en que su efecto dinámico resulte importante a nivel general o local.

La aplicación más útil de los análisis dinámicos es la que se lleva a cabo para determinar las características de vibración de la estructura, como las frecuencias y formas modales de vibrar, lo que permite con esto evaluar la importancia de los efectos dinámicos que pueden generar diferentes fuerzas externas.

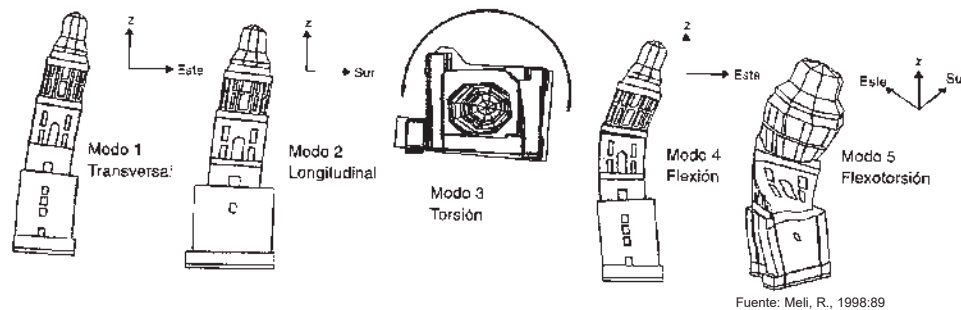


Fig. 105 Modos naturales de vibrar de una torre campanario de un edificio histórico

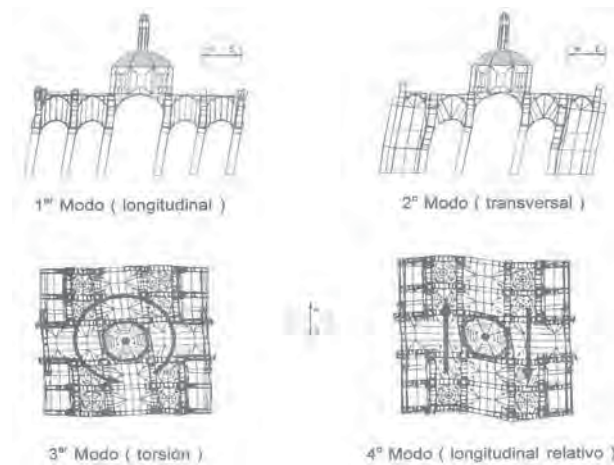
La figura anterior muestra las frecuencias y modos de vibrar de una torre campanario, en donde los dos modos principales de vibración corresponden a una flexión general de la torre; los otros modos corresponden a frecuencias de vibración mucho mayores y son poco excitados por los movimientos sísmicos en el sitio, debido a que éstos presentan frecuencias dominantes muy bajas.

Para llevar a cabo un análisis dinámico en un edificio histórico, se recurre muy poco a los modelos simplificados de masas y resortes, lo cual es muy común su aplicación a los edificios contemporáneos; debido a que este tipo de edificios históricos llegan a hacer complejos desde el punto de vista de su composición estructural-arquitectónica, recomendando para ciertos casos de complejidad recurrir a la aplicación de modelos de elementos finitos, donde se aplica un modelo geométrico y se adicionan algunos datos de propiedades de masas y amortiguamiento; logrando que las ecuaciones de equilibrio sean de equilibrio dinámico, incluyendo características de rigidez, inercia y amortiguamiento.

El análisis dinámico llega aplicarse con diferentes grados de niveles de precisión según sea el caso de estudio, por ejemplo un nivel de análisis aproximado, nos proporciona una visión completa de las características dinámicas de la estructura del edificio y de su respuesta ante la presencia de diferentes vibraciones impuestas, y un nivel de análisis exacto, nos permite obtener lo señalado en el análisis aproximado, además de la historia completa de la respuesta del sistema estructural ante una condición de vibración, definida por una historia de movimientos impuestos a su base.

Para el análisis sísmico se emplea un análisis modal espectral, en el que se determinan las fuerzas que inducen los elementos de la estructura para el espectro de diseño propuesto. Sin embargo es recomendable que la revisión de la seguridad en métodos simplificados que han mostrado ser confiables para estructuras de mampostería, debido a que no implican la hipótesis de un comportamiento elástico y se basan en condiciones de equilibrio en estado plástico.

Los periodos elevados de los modos torcionales pueden reflejar la baja rigidez de la cubierta para fuerzas en su plano, debido a que esta permite movimientos relativos entre los distintos ejes. La influencia de estos modos en la respuesta sísmica del conjunto arquitectónico puede llegar a ser reducida.



Fuente: Zaldivar Guerra, S. (Coord.) *et. al.*, 1995:159

Fig. 106 Modos naturales de vibración de un edificio histórico

Los métodos de análisis dinámico que se basan en la solución de modelos elásticos lineales carecen de los mismos alcances y limitaciones que se tiene para el análisis estático, en la aplicación a estructuras de mampostería natural, y en particular al cálculo de la respuesta sísmica, la presencia de agrietamientos en materiales que adolecen los esfuerzos de tensión y que a la vez modifican en forma sustancial la respuesta sísmica; por ello deben tomarse las medidas precautorias necesarias en cuanto a la modelación de las estructuras y a la interpretación de los resultados del análisis.

Para aquellos edificios históricos donde los desplazamientos y vibraciones de la estructura se deben a movimientos locales en las uniones entre grandes bloques de piedra indeformables, el análisis dinámico elástico no es aplicable, debido a que el planteamiento de las ecuaciones dinámicas para este tipo de comportamiento resulta complejo por ser no lineal, y por tener que absorber el efecto impuesto por el cierre brusco de las grietas. Como es el caso de elementos de grandes piezas superpuestas (fustes de columnas), con una junta en seco, o con una delgada capa de mortero, originando deformaciones que se concentran en dichas juntas y la flexión que produce la abertura de la junta y después su cierre, con cierto impacto en el que se disipa una determinada energía de vibración. Por otro lado la fuerza cortante produce deslizamientos entre las piezas y rotaciones en planta.

La respuesta dinámica de una estructura a base de piezas grandes no está regida por las ecuaciones de equilibrio dinámico que consideran que el movimiento de la estructura se debe a la deformación del material. Sin embargo el material es rígido y el movimiento de la estructura puede considerarse debido a rotaciones y traslaciones en las juntas entre las piezas.

La revisión de la seguridad sísmica de elementos de este tipo no puede determinarse con los métodos comunes para estructuras flexibles, sino con base en la solución de modelos de piezas rígidas específicas.



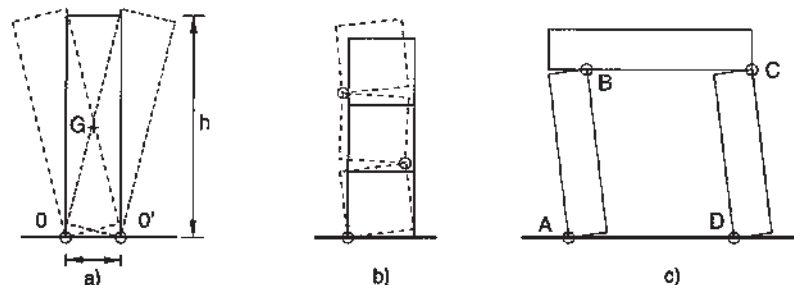


Fig. 107 Respuesta dinámica de una estructura con piezas grandes

Para llevar a cabo el análisis dinámico de sistemas suelo-estructura, es necesario contar con las rigideces equivalentes del suelo y de coeficientes de amortiguamiento equivalentes que representen la disipación de energía que ocurre en el suelo. Sin embargo para edificios en general es suficiente considerar el impacto en el periodo fundamental de vibración y en los desplazamientos laterales de las rigideces estáticas. Usualmente el resultado cae dentro del lado de la seguridad si se considera que la fracción de amortiguamiento del sistema suelo-estructura es la misma que la de la estructura sobre una base rígida. Cabe notar que cuando la interacción suelo-estructura es relevante, adicionalmente a los coeficientes de rigidez y amortiguamiento que representan el suelo, son de importancia la masa y momentos de inercia de la cimentación y ciertas propiedades geométricas como los radios de giro de las masas, la relación de esbeltez entre la altura del edificio sobre la dimensión de la base, así como la relación de la profundidad de la cimentación a altura del edificio. En cualquier caso, no se justifican refinamientos en el análisis dinámico cuando existen incertidumbres significativas en las propiedades del suelo, efectos de estructuras adyacentes, contacto entresuelo y cimentación, naturaleza de las vibraciones sísmicas, entre otros factores.

### 3.5.- Modelo comparativo de análisis estructural (Método gráfico y analítico)

Las técnicas y el análisis estructural, en la actualidad son de gran importancia para la restauración de los monumentos históricos, ya que dependiendo del problema específico se debe realizar un análisis puntual, para conocer o verificar como es la respuesta estructural del inmueble como conjunto y los elementos que conforman la estructura, o en caso contrario, los que se integrarán a él. Una vez conocido el comportamiento de la estructura, se puede elegir el proceso técnico constructivo y de los materiales a integrar para el proyecto de intervención. Esto permite que el especialista que intervenga en una reestructuración tome conciencia sobre el comportamiento que tiene o va a tener cada elemento arquitectónico que forma parte de la estructura.

Uno de los objetivos del problema, es plantear el método de análisis y definir un modelo que permita idealizar la problemática existente, como puede ser el modelo gráfico-analítico, así como de los procedimientos constructivos que tiene cada elemento que forma parte del sistema estructural; de acuerdo a una metodología que permita obtener un diagnóstico del problema y a su vez el establecimiento de formas alternativas de verificación, como es:

1) La de obtener datos físicos, que permitan, conocer todo el proceso anatómico-fisiopatológico, del inmueble, permitiendo aplicar la terapéutica apropiada, a través de los levantamientos *in-situ* y de los análisis de observación directa.

2) Identificar los diferentes sistemas estructurales y sus procedimientos constructivos que presenta o intervienen en el inmueble en estudio.

Para ejemplificar este trabajo se realiza un análisis comparativo de resultados del método gráfico y el método analítico, tomando como modelo un elemento de configuración geométrica curva (un arco de medio punto sin sobrecarga), desarrollando la curva de presiones o de resistencia.

Análisis comparativo de modelo gráfico-analítico de un arco de mampostería (un caso de estudio)

Para la determinación de la estabilidad de un arco de medio punto sin sobrecarga, de mampostería natural (cantera) con un peso volumétrico de  $\gamma = 2,000 \text{ kg/ m}^3$ , con juntas a base de mortero cemento-arena prop 1:4; con un esfuerzo de trabajo del material a la compresión de  $12.00 \text{ kg/ cm}^2$ , se tiene el análisis del modelo gráfico-analítico siguiente:

Datos:

Radio de extradós	$r = 3.81 \text{ mt.}$
Radio del intradós	$r_i = 3.05 \text{ mt.}$
Longitud ó profundidad del arco	$b = 0.30 \text{ mt.}$
Luz del arco	$l = 6.10 \text{ mt.}$
Espesor de la clave (por fórmula)	$e = 0.76 \text{ mt.}$

1) Superficie total del cuerpo del semiarco:

Área de la mitad del cuerpo del arco =  $0.7854 (r^2 - r_i^2)$ .

Por tanto:

$$A_T = 0.7854 [(3.81)^2 - (3.05)^2] = 4.11 \text{ m}^2.$$

El semiarco se divide en 10 dovelas, tenemos que la superficie de cada dovela es igual a  $0.411 \text{ m}^2$ .

2) Con los datos anteriores se procede a dibujar el arco y se analiza gráficamente con el procedimiento anteriormente visto.

3) Una vez obtenido el polígono funicular definitivo (para arcos sin sobrecargas ó con sobrecarga según el caso), se procede a leer los resultados obtenidos gráficamente. Estos se colocan en la columna (4) de la tabla siguiente.

4) Se determinan gráficamente las excentricidades que existe entre la línea de presiones y el eje del arco (el cual se encuentra en el centro del tercio medio), esto es para cada junta que forma el arco, y sus resultados se colocan en la columna (5) de la tabla siguiente.

Para nuestro caso, tenemos que el arco esta compuesto por mampostería (cantera), como sabemos la mampostería natural tiene la cualidad de trabajar a esfuerzos de compresión que de tensión.

En cambio, cuando el arco es hecho de concreto armado, éste trabaja con esfuerzos de compresión y tensión, estos esfuerzos son absorbidos por el concreto y el acero de refuerzo respectivamente.

5) Una vez analizado lo anterior se procede a determinar los esfuerzos de compresión y tensión, aplicando las fórmulas siguientes:

a) Esfuerzo a la compresión:

$$+ \rho = \frac{N}{a.(b)} \left( 1 + \frac{6.(\varepsilon)}{a} \right)$$

b) Esfuerzo a la tensión:

$$- \rho = \frac{N}{a.(b)} \left( 1 - \frac{6.(\varepsilon)}{a} \right)$$

6) Por último se revisan los esfuerzos calculados, columnas (6) y (7) con el esfuerzo permisible del material que se compone en arco.

7) Si resultaran los esfuerzos mayores que el esfuerzo permisible del material que sé este empleando, se deberá aumentar el espesor del arco ó de la bóveda; se trazará nuevamente la curva de presiones y se verificarán nuevamente los esfuerzos.

Este procedimiento puede ser aplicable para el análisis de bóvedas, debido a que una bóveda es formada por una serie de arcos continuos.

Las variantes que existen entre el arco y la bóveda para su análisis, es la profundidad ó longitud del elemento (para el análisis, es la profundidad de las bóvedas se toma como profundidad una franja del 1.00 mt de longitud, y para arcos se toma su profundidad real).

**Tabla 8 Esfuerzos a compresión de dovelas de arco**

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
Junta	Escuad. Axb (cm)	Superf. (cm <sup>2</sup> )	Presion Normal(N) (kg)	Excent. (cm)	Esf. a comp. kg/cm <sup>2</sup>	Esf. a tens. kg/cm <sup>2</sup>
A – B	76 x 30	2,280	1,350	12.66	1.18	
1 - 1'	76 x 30	2,280	1,380	12.60	1.20	
2 - 2'	76 x 30	2,280	1,440	10.00	1.13	
3 - 3'	76 x 30	2,280	1,548	5.00	0.95	
4 - 4'	76 x 30	2,280	1,680	2.00	0.85	
5 - 5'	76 x 30	2,280	1,848	0.00	0.81	
6 - 6'	76 x 30	2,280	2,028	2.00	1.03	
7 - 7'	76 x 30	2,280	2,208	10.00	1.73	
8 - 8'	76 x 30	2,280	2,400	25.00	3.13	
9 - 9'	76 x 30	2,280	2,610	33.00	4.13	
C – D	76 x30	2,280	2,838	38.00	4.99	

Escala gráfica del polígono funicular.

$$1 \text{ mt} = 600 \text{ kg.}$$

Esfuerzo de trabajo del material a la compresión.

$$\gamma = 12.00 \text{ kg/cm}^2.$$

Tabla 9 Determinación del peso total del arco y de cada dovela

Carga y dovela	Superficie (m <sup>2</sup> )	Volumen (m <sup>3</sup> )	Peso (kg)	Observación
1	0.411	0.1233	246.60	Peso
2	0.411	0.1233	246.60	
3	0.411	0.1233	246.60	de la
4	0.411	0.1233	246.60	
5	0.411	0.1233	246.60	mampostería
6	0.411	0.1233	246.60	
7	0.411	0.1233	246.60	Igual a
8	0.411	0.1233	246.60	
9	0.411	0.1233	246.60	$\gamma = 2,000$ Kg/m <sup>3</sup> .
10	0.411	0.1233	246.60	
$W_T =$			2,466.00	

a) Por el método de análisis gráfico

Empuje  $E = 1,080.00 \text{ kg}$

Carga  $W = 2,466.00 \text{ kg}$

Resultante  $R = 2,644.00 \text{ kg}$

Excentricidad en el arranque  $e_a = 0.27 \text{ mt}$

Excentricidad en la clave  $e_c = 0.12 \text{ mt}$

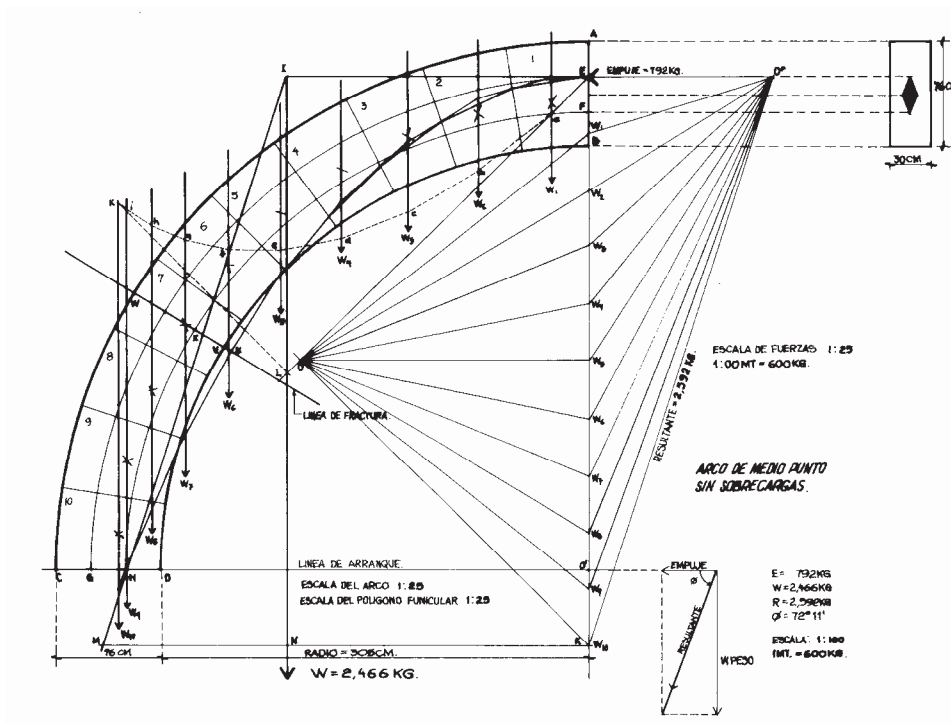


Fig. 108 Método de análisis gráfico (primera revisión)

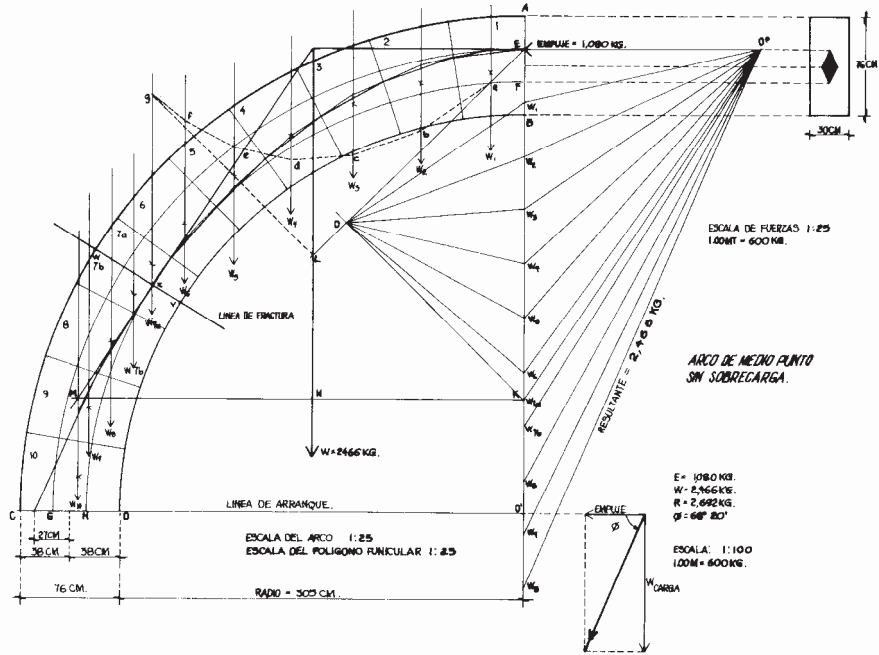


Fig. 109 Método por análisis gráfico (segunda revisión y definitiva)

**Procedimiento analítico para la determinación del empuje y momento total del arco (aplicando la formula de A. J. Roark y S. Timoshenko)**

Tabla 10 Resumen del método analítico

Ubicación de la carga (grados)	Reacciones horizontales (ton)	Momento de empotramiento (ton-mt)
5°	0.1080647	- 0.1666268
14°	0.1007103	- 0.14832407
23°	0.08744768	- 0.11619487
32°	0.07010794	- 0.07636117
41°	0.05107741	- 0.0364173
50°	0.03288311	- 0.0038665
59°	0.01776121	+ 0.01564235
68°	0.007219329	+ 0.02005154
77°	0.001650152	+ 0.0123876992
86°	0.000048013	+ 0.0017901656
Σ =	0.476969844 Ton.	- 0.49791896 Ton-mt

Empuje total:

$$E_{Total} = 0.476969844 (2)$$

$$E_{Total} = 0.954 \text{ ton.}$$

$$E_{Total} = 954.000 \text{ kg.}$$

Momento de empotramiento total:

$$M = - 497.92 \text{ kg-mt.}$$

Excentricidad en el arranque del arco:

$$e = \frac{M_O}{Reaccion} = \frac{-497.92.Kg - mt}{2,466.00.Kg}$$

$$e = 0.20 \text{ mt.}$$

b) Por el método aplicando las fórmulas de A. J. Roark y S. Timoshenko

Empuje	E = 954.00 kg
Carga	W = 2,466.00 kg
Resultante	R = 2,644.00 kg
Excentricidad en el arranque	e <sub>a</sub> = 0.20 mt
Excentricidad en la clave	e <sub>c</sub> = 0.35 mt

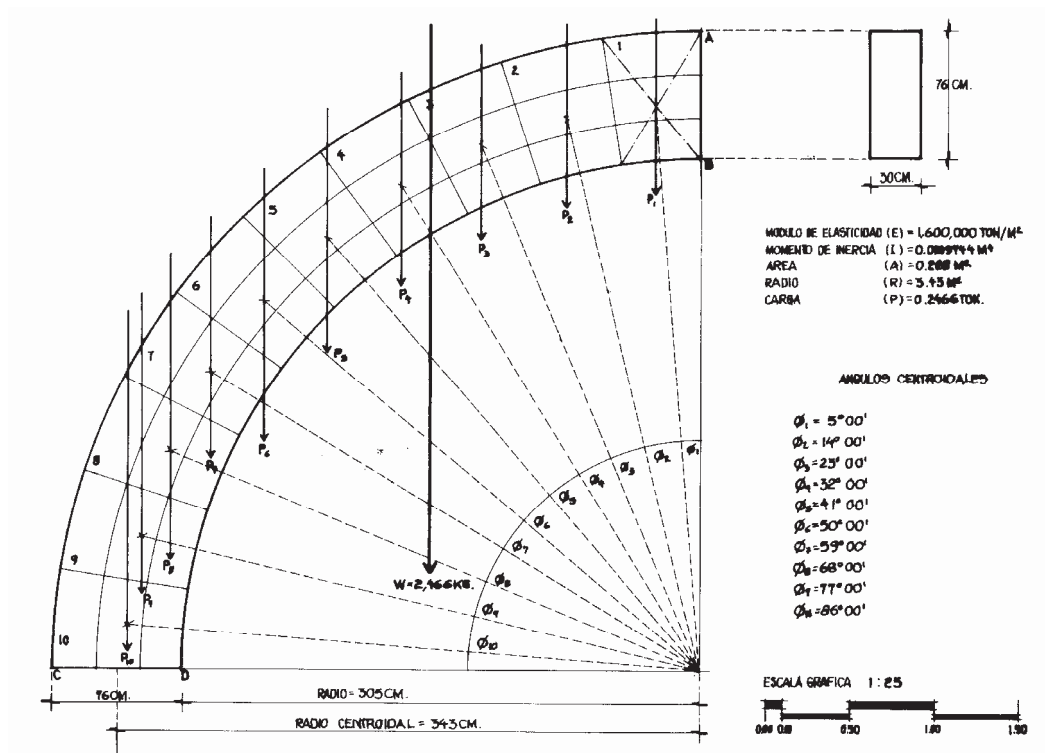


Fig. 110 Método analítico aplicando las fórmulas de A. J. Roark y S. Timoshenko



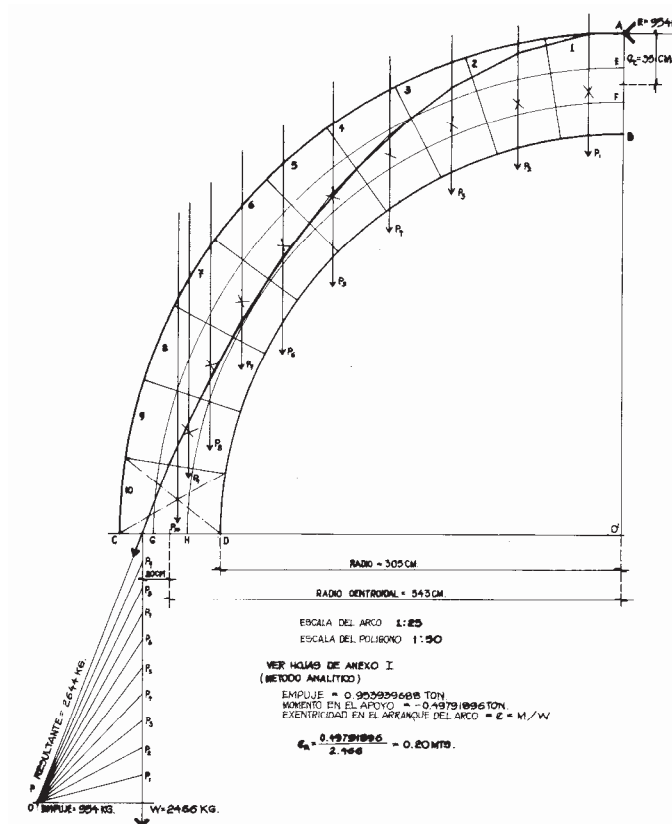


Fig. 111 Desarrollo de la curva de resistencia aplicando el método analítico

Del análisis comparativo gráfico y analítico realizado anteriormente se obtuvo el desarrollo de la curva de presiones para ambos métodos de análisis, existiendo una diferencia de resultados entre el método gráfico y el método analítico, como se indica a continuación:

**Por el método de análisis gráfico:**

Se obtuvo que la curva de presiones en la clave tiene una excentricidad  $e = 0.12 \text{ mt.}$ , y el desarrollo de dicha curva se encuentra comprendida en una gran porción (dovela 1 a la dovela 9) dentro del núcleo central, desplazándose con una excentricidad en el arranque de  $e = 0.27 \text{ mt.}$

**Por el método aplicado las fórmulas de A. J. Roark y S. Timoshenko.**

Se obtuvo que la curva de presiones en la clave presenta una excentricidad de  $e = 0.35 \text{ mt.}$ , el desarrollo de dicha curva se encuentra comprendida (dovela 4 y la dovela 10) en una porción menor dentro del núcleo central de compresión, con respecto al método gráfico, resultando una excentricidad en el arranque de  $e = 0.20 \text{ mt.}$

La conclusión a la que se llega con la aplicación de los dos métodos anteriormente resueltos es el siguiente:

El método de análisis gráfico, da resultados mayores respecto al método analítico; que en porcentaje resultó ser:

13.21% Mayor el *empuje* del método gráfico respecto al método analítico.

1.90% Mayor la *resultante* del método gráfico respecto al método analítico.

35.00% Mayor la *excentricidad del arranque* del método gráfico respecto al método analítico.

34.30% Menor la *excentricidad de la clave* del método gráfico respecto al método analítico

De este comparativo se obtiene que las secciones sometidas a esfuerzos por compresión como es el caso de la mampostería natural, su comportamiento son favorables siempre y cuando el empuje resultante del elemento estructural se encuentre ubicado dentro del núcleo central de compresión de dicha sección, para que su respuesta de trabajo no genere esfuerzos a tensión, de lo contrario se manifiesta la presencia de fisuramientos en la mampostería por ser un material que adolece de absorber esfuerzos a la tensión.

Para que un elemento con geometría curva sea analizado como arco y no como una barra plana curva, es necesario que “el radio de curvatura en un punto cualquiera del eje debe ser menor que cinco veces la máxima dimensión correspondiente a la sección transversal en el punto considerado ( $r < 5e$ ). Si no se cumple la condición anterior se tendrá un elemento estructural que trabajaría como una barra plana curva, para lo cual se tendría otro tipo de revisión algebraica. Para el modelo específico que se analizó, su geometría y su condición resulta ser:  $r = 3.43$  mt,  $e = 0.76$  mt; por tanto:  $r < 5 (0.76) = 3.80$  mt).

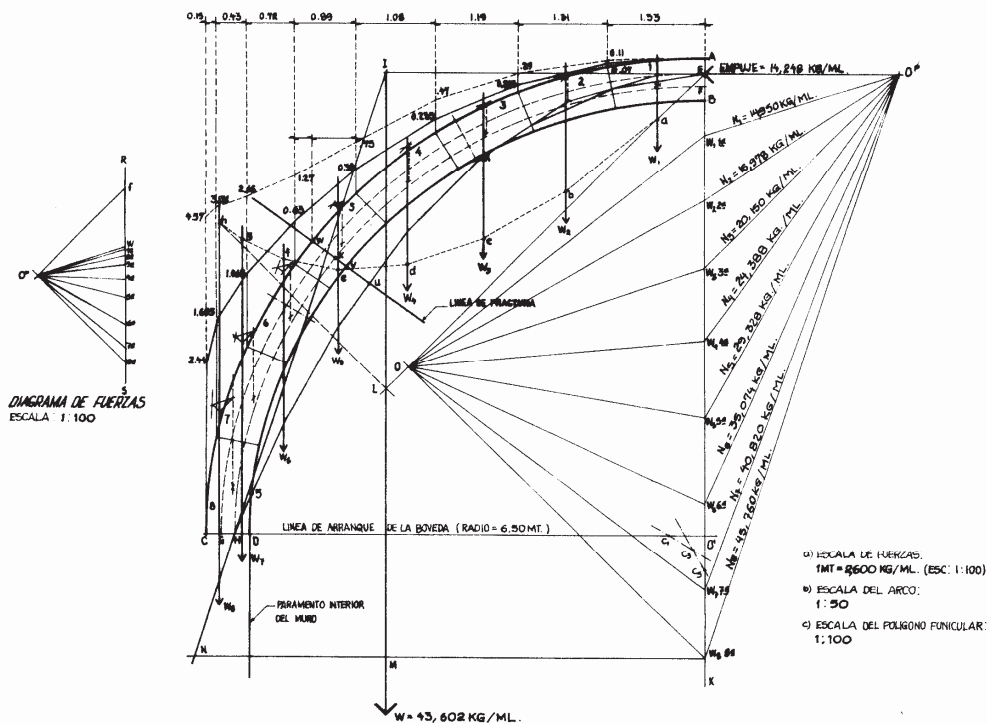


Fig. 112 Aplicación del análisis gráfico en una bóveda con sobrecarga

Los resultados obtenidos por métodos gráficos pueden comprobarse mediante la aplicación de métodos analíticos o viceversa, logrando con esto poder realizar un análisis indistintamente *gráfico-numérico-gráfico* ante las acciones de fuerzas permanentes y dinámicas en los sistemas y materiales tradicionales que forman parte del inmueble. Estos resultados han permitido obtener para los casos particulares que se han requerido, un diagnóstico del problema específico, permitiendo dar posibilidades de plantear propuestas de solución en cada caso, antes de proceder a ejecutar la obra.

En este trabajo en donde se realizó un análisis comparativo de resultados del método gráfico y el método analítico, tomando como modelo un elemento de configuración geométrica curva (un arco de medio punto sin sobrecarga); para el cual se obtuvo el desarrollo de la curva de presiones o de resistencia de las fuerzas reactivas, obteniendo diferencias de resultados mínimos entre el método gráfico y el analítico. Al aplicar el método gráfico, los resultados de las fuerzas reactivas obtenidas respecto al método analítico son mayores, que en porcentaje resultan ser de un 13.21% para la fuerza de empuje; de 1.90 % para la resultante total; de un 35% para la excentricidad en el arranque y para la excentricidad en la clave por el método gráfico respecto al método analítico su resultado es de un 34.30 % menor.

La aplicación del método de análisis gráfico respecto al método de análisis analítico es confiable contando con la ventaja de que, al ir desarrollando la revisión estática gráfica se va siguiendo la configuración funicular del desarrollo gráfico de las componentes reactivas de las fuerzas internas y externas que van actuando en el elemento de estudio.

Cuando se emplea el método analítico aplicando fórmulas algebraicas o empleando métodos matriciales mediante programas computacionales, nos lleva a obtener únicamente resultados totales y concretos, para posteriormente ser comparados con los esfuerzos permisibles de los materiales que intervienen y de sus condiciones de apoyos que pudiere tener el sistema estructural del edificio como conjunto.

## CAPÍTULO IV

### EVALUACIÓN, REPARACIÓN Y REFUERZO ESTRUCTURAL

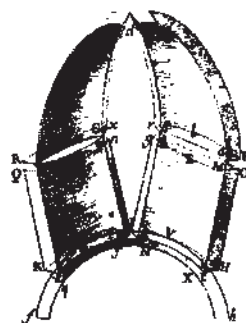
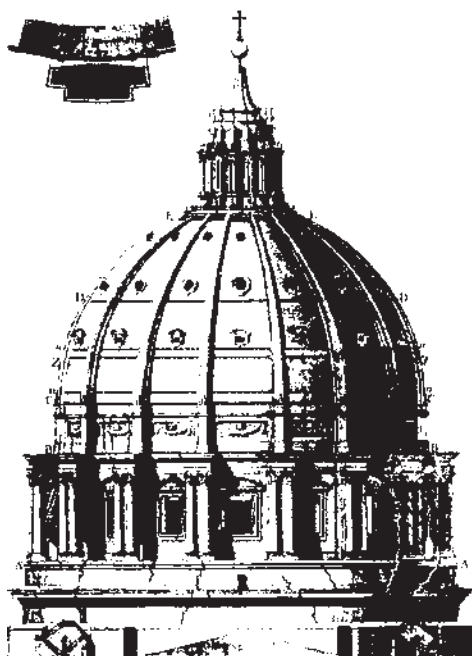
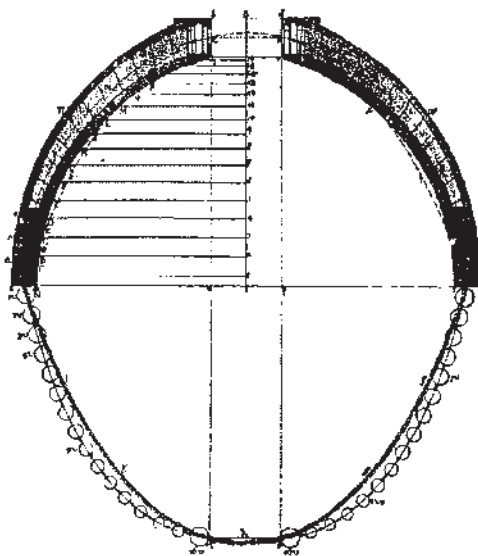
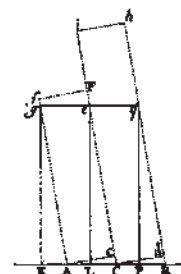
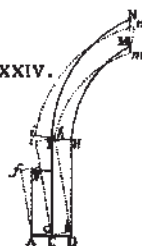


FIG. XXIV.



Refuerzo y análisis de Poleni. Cúpula de San Pedro, Roma (1748)  
Fuente: A. J. Francis Introducing structures (1984)

---

## 1. DIAGNOSIS DE LA VULNERABILIDAD Y DETERIORO EN LOS EDIFICIOS HISTÓRICOS.

### 1.1.- Aspectos generales del riesgo sísmico

El riesgo sísmico de un edificio depende directamente de la peligrosidad y de la vulnerabilidad, es decir los elementos de una zona con cierta peligrosidad sísmica pueden verse afectados en menor o mayor medida dependiendo del grado de vulnerabilidad sísmica que tengan, ocasionando un cierto nivel de riesgo sísmico del lugar.

En base a esto, el riesgo, la peligrosidad y la vulnerabilidad sísmica se pueden definir de la siguiente manera:

- **Riesgo sísmico:** Son las consecuencias sociales y económicas potenciales provocadas por un sismo como resultado de la falla de estructuras cuya capacidad resistente fue excedida por el sismo.
- **Peligrosidad sísmica:** Es la probabilidad de que ocurra un fenómeno físico como consecuencia de un sismo, provocando efectos adversos a la actividad humana. Estos fenómenos además del movimiento de terreno pueden ser, la falla del terreno, la deformación tectónica, la licuefacción, etc.
- **Vulnerabilidad sísmica:** Es un valor único que permite clasificar a las estructuras de acuerdo a la calidad estructural intrínseca de las mismas, dentro de un rango de nada vulnerable a muy vulnerable ante la acción de un sismo.

La peligrosidad sísmica es la probabilidad de que ocurra un fenómeno físico como consecuencia de un sismo, como pueden ser el movimiento mismo del terreno, así como la licuefacción, los deslizamientos de tierra, inundaciones, ruptura de fallas, etc., a los que llamaremos efectos colaterales de un sismo. El tamaño y localización de estos efectos colaterales dependerán de diversos factores, principalmente de las características geológicas y geotécnicas del lugar, pero indudablemente de las características del sismo (epicentro, mecanismo, intensidad, magnitud, duración, contenido frecuencial, etc).

Una posible estimación de la peligrosidad sísmica se puede obtener a partir del análisis de la historia sísmica del sitio, utilizando los datos macrosísmicos históricos de los que se disponga, particularmente en regiones caracterizadas por largos periodos de retorno. No obstante, esta información puede dar lugar a problemas de interpretación debido a que los datos históricos son cualitativos y fueron obtenidos en épocas completamente diferentes, sin utilizar una escala macrosísmica común. Debido a estos problemas, la caracterización de cada nivel de intensidad en un sitio tiene que ser calculado en términos probabilistas, expresando el nivel de probabilidad asociado a cada grado de intensidad.

Para evaluar el riesgo sísmico de una región es necesario la evaluación sísmica de las estructuras construidas. La experiencia ha señalado, a través de los sismos pasados que existen estructuras de una misma tipología que pueden sufrir un mayor grado de daño debido a un sismo a pesar de localizarse en el mismo sitio.

Esto se debe a que existen estructuras con una calidad estructural mejor que otras, o en otras palabras, su vulnerabilidad es menor. Por lo tanto, se puede llegar a plantear que la vulnerabilidad sísmica de una estructura o grupo de estructuras, es la calidad estructural o capacidad de sus elementos estructurales para resistir un sismo.

El que una estructura sea más o menos vulnerable ante un sismo de determinadas características, es una propiedad intrínseca de cada estructura, es decir, es independiente de la peligrosidad sísmica del sitio de emplazamiento, por lo tanto, una estructura puede ser vulnerable pero no estar en riesgo, a menos que se encuentre en un sitio con una cierta peligrosidad sísmica. Puede observarse, desde este punto de vista que los estudios de vulnerabilidad sísmica se pueden aplicar a cualquier obra, en general, a toda obra en la que se requiera conocer su comportamiento ante un posible sismo y las consecuencias que puedan producir.

Aunque no existe una metodología estándar o procedimiento para evaluar la vulnerabilidad sísmica de las estructuras, estas pueden ser clasificadas en tres grupos principales, de acuerdo a:

- **La experiencia obtenida en sismos pasados.** Basada en el hecho de que ciertas clases de construcciones tienden a compartir características comunes y a experimentar tipos similares de daño debidos a un sismo. En base a esto se han desarrollado una serie de funciones de vulnerabilidad sísmica de edificios, para las cuales sólo se requiere identificar la clase de edificio para hacer referencia a la función.
- **La experiencia obtenida en los desarrollos de ingeniería.** En este caso, los análisis estructurales se utilizan para cuantificar la cantidad de fuerza y deformación inducida en la construcción por el movimiento del sismo, y compararlas con la capacidad de la estructura. En ingeniería las estimaciones de la vulnerabilidad también tienden a tener incertidumbres asociadas con ellas, debido a que en ocasiones es muy difícil cuantificar la capacidad y resistencia exacta de la estructura y también la predicción de la respuesta.
- **Una combinación de ambos.** En este caso se utilizan tanto los análisis estructurales como la experiencia de los datos para estimar la vulnerabilidad, obteniendo menos incertidumbres y permitiendo la calibración de los cálculos estructurales con el comportamiento observado de los edificios históricos.

Un aspecto importante en la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras es definir el daño que pueda sufrir una estructura debido a un sismo. En realidad, el daño va asociado a la vulnerabilidad, ya que una estructura es más o menos vulnerable dependiendo del daño que pueda sufrir ante un sismo. La palabra daño se utiliza ampliamente para describir distintos fenómenos que puedan ocasionar los movimientos sísmicos a las estructuras, refiriéndose principalmente el deterioro físico.



El daño en términos generales es un concepto complejo en su interpretación y en su evaluación, o de acuerdo a la literatura el daño estructural es un fenómeno que es muy difícil modelar analíticamente o reproducir en laboratorios. El daño como se comentó antes es un fenómeno que afecta a cualquier tipo de estructura, sin embargo, a partir de ahora se hará referencia únicamente al daño que pueden sufrir las edificaciones, por ser parte del objetivo de este trabajo. Para esto se clasificará el daño en tres grupos principales:

**Daño estructural.** Es evidente que el daño estructural es el de mayor importancia, ya que éste puede ocasionar que una estructura colapse o, en el mejor de los casos, que su reparación pueda ser muy costosa. El daño estructural depende del comportamiento de los elementos resistentes de una estructura como son las vigas, columnas, muros de carga, sistemas de piso, y esto tiene que ver con la calidad de los materiales que componen dichos elementos, su configuración y tipo de sistema resistente y, obviamente, de las características de las cargas actuantes.

La evaluación del daño se puede realizar de diferentes maneras. Una de ellas es en forma cualitativa, en la cual se establecen diferentes niveles de daño o a través de la definición de localización probable de un daño específico en una estructura. Esta forma se basa fundamentalmente en la observación e identificación de daños ocasionados por la ocurrencia de alguna acción como por ejemplo un sismo de determinadas características. Este procedimiento sigue siendo una forma viable de obtener datos reales de daño para los estudios de la vulnerabilidad en zonas urbanas. Con el desarrollo significativo de modelos de daño de los elementos estructurales, se ha podido evaluar el daño en forma cuantitativa, basándose en algunos parámetros de respuesta estructural como por ejemplo, las distorsiones de piso, las deformaciones de los elementos a nivel de sección transversal y de miembro, demandas de ductilidad, de rigidez, cantidad de energía disipada, cortante de entrepiso, etc. Para medir estos parámetros se utilizan indicadores de daño. Estos indicadores pueden ser a nivel de cada elemento (indicador de daño local), o a nivel de la estructura.

Una forma de generalizar la medida de daño, es mediante la normalización del indicador de daño respecto a un estado de fallo específico del elemento, tal que dicho estado se alcance cuando el indicador sea igual a la unidad, denominándose índice de daño.

**Daño no estructural.** Este tipo de daño esta asociado principalmente a elementos que no forman parte del sistema resistente, como pueden ser muros divisorios, ventanales, revestimientos, etc. Sin embargo, a pesar de que este tipo de daño no pone en peligro el comportamiento de la estructura, sí es causa de un incremento considerable en las pérdidas económicas. El daño no estructural se evalúa generalmente mediante un índice de daño, el cual utiliza parámetros de la respuesta estructural tales como deformaciones y distorsiones que sufren los pisos de las estructuras y en ocasiones, a partir de la aceleración que experimentan los mismos.

**Daño económico.** Es una forma de relacionar el índice de daño estructural con las pérdidas económicas de un edificio debido a un sismo. Para esto se necesita evaluar el índice de daño global en términos de costos financieros, es decir, se requiere conocer

un índice de daño económico global de la estructura, que agrupe los índices anteriores. Generalmente se define de la siguiente manera:

$$\text{Índice de daño económico} = \text{Costo de reparación del daño} / \text{Costo de reposición}$$

En donde, el costo de reparación es una suma ponderada de los costes parciales de reparación, tanto de los elementos estructurales como no estructurales, por lo que se deben relacionar los costos con los indicadores de daño.

Una vez revisados los conceptos de peligrosidad sísmica y vulnerabilidad sísmica se puede observar que existe una relación directa entre ellos, es decir, para que exista verdaderamente riesgo sísmico en un lugar, ambos conceptos deben producirse y existir respectivamente, es decir, el riesgo sísmico evalúa y cuantifica las consecuencias sociales y económicas potenciales provocadas por un sismo, como resultado de la falla de las estructuras cuya capacidad resistente fue excedida.

### **1.2.- Diagnóstico de la vulnerabilidad en los edificios**

Un enfoque apropiado convierte a la diagnosis en una de las facetas de mayor interés de la conservación de edificios históricos.

Uno de los retos que plantea la diagnosis de deterioros es la extraordinaria variedad de circunstancias y causas a las que se enfrenta el investigador.

En primer lugar, es necesario desechar cualquier idea preconcebida respecto a las causas determinantes del defecto en cuestión.

En cuanto a los requisitos de carácter general para realizar la diagnosis de la vulnerabilidad de los edificios es necesario tomar en cuenta los conceptos siguientes:

#### 1) Recopilación de datos:

- Deben reunirse cuantos datos sean posibles.
- Esta recopilación abarcará un período de tiempo que variará según los casos, pero todo aquel que realice esta gestión será consciente de que una información incompleta es un posterior derroche de tiempo.

#### 2) Observación:

- Todo cuanto parezca importante, debe observarse y anotarse.
- Es necesario llevar al cabo una inspección minuciosa de la zona afectada y si a causa de estar situada en un lugar de difícil acceso (partes más elevadas de los edificios) no fuera posible, se recurrirá a un buen par de prismáticos.
- Las mediciones con el fin de aquilatar el grado de desnivel, de desplomo o de falta de ortogonalidad suelen ser de utilidad, siempre que tengamos la seguridad de que han surgido después de la construcción del edificio. La reiteración de mediciones es

de gran ayuda cuando se lleva al cabo en puntos testigo claramente definidos. Los dispositivos de aviso sirven para registrar cualquier movimiento continuo.

3) Información oral:

- Las personas vinculadas al diseño, a la construcción y a la ocupación del edificio son fuente de valiosa información y, en particular en lo que atiende al desarrollo del defecto.

4) Información registrada:

- Se aconseja agotar toda posibilidad que conduzca al estudio de los planos de proyecto. Estos planos nos revelarán muchos detalles constructivos, ahorrándonos todos los trabajos de exploración que, de otra manera, deberíamos exigir para ponerlos al descubierto, como también en los daños consiguientes que se producirían.

5) Deducción de la causa del efecto:

- Tras acumular la información anterior como sea posible respecto al edificio y a la sintomatología del efecto, entonces, es necesario comparar estos síntomas con el comportamiento que sabemos tienen los materiales implicados al ser sometidos a variadas condiciones, sin olvidar el contacto con todos los agentes presentes en las mismas.

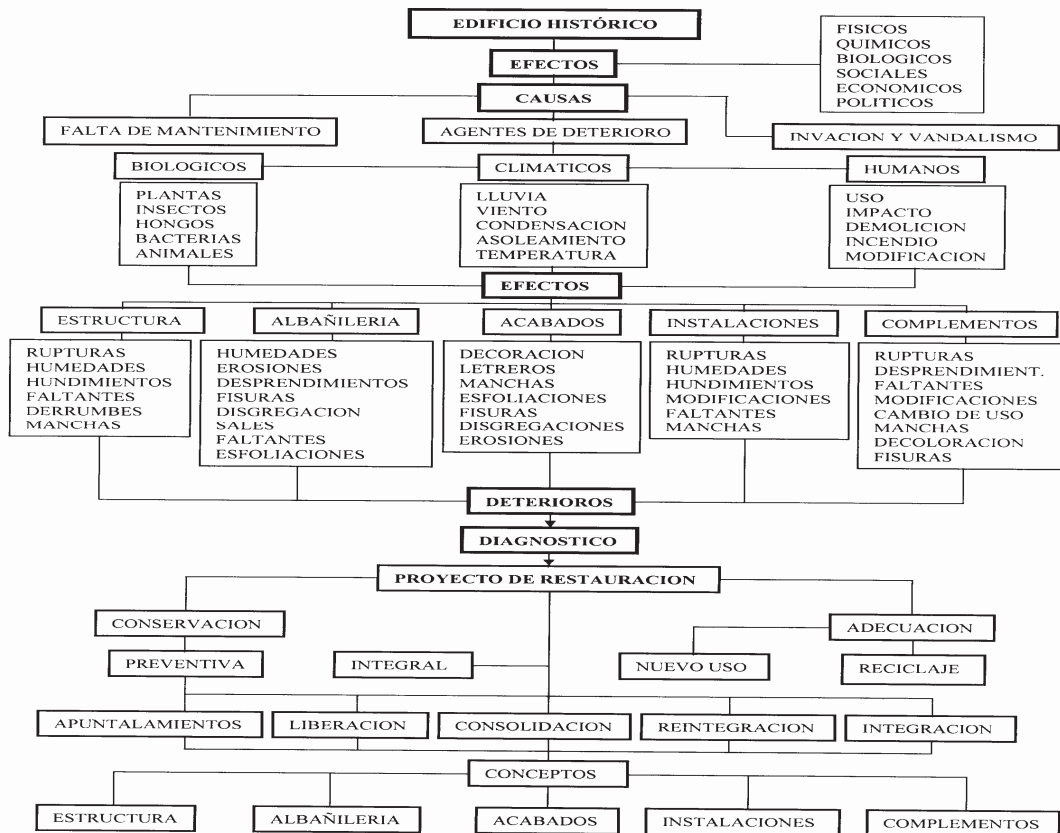


Fig. 1 Esquema metodológico para la diagnosis en los edificios históricos. (Fuente: Torres Garibay, L. A., 1996)

### **1.3.- Causas fundamentales de la vulnerabilidad**

Toda ligera alteración que se aparte de las condiciones de partida no puede considerarse como vulnerable; en todo caso depende de las circunstancias que concurren. Sin embargo, las alteraciones de mayor entidad se considerarán, por regla general, como defectos aunque en ocasiones pueden no tener ninguna influencia en el aspecto externo. Sin embargo la vulnerabilidad en los edificios históricos puede derivarse por varios factores:

*Los cambios estructurales, pueden derivarse de:*

- Fuerza aplicadas, incluyendo los movimientos del terreno.
- Condiciones climatológicas.
- Fuego.

*Los cambios de forma de dimensión o peso pueden ser producto de:*

- Fuerzas aplicadas.
- Efectos por variaciones de temperatura.
- Efectos derivados de sólidos, líquidos y gases.

*Los cambios en composición pueden ser originados por:*

- Fuego.
- Agentes biológicos.
- Luz solar.
- Efectos de sólidos, líquidos y gases.

*Los cambios de aspecto externo pueden derivarse de:*

- Efecto por variaciones de temperatura.
- Uso o desgaste.
- Efectos de la luz solar.
- Efectos de sólidos, líquidos y gases.
- Fuego.

*Factores que se deben tomar en cuenta para evitar la vulnerabilidad de un edificio:*

- Humedad.
- Resistencia de los materiales.
- Variaciones dimensionales.
- Acción química.
- Influencia climatológicas
- Acción biológica.
- Grietas.

*Las grietas pueden aparecer por algunas de las causas siguientes:*

- Movimientos del terreno.
- Exceso de carga.
- Efectos derivados de las oscilaciones térmicas.
- Efectos derivados de los gases, líquidos y sólidos.
- Vibraciones de maquinaria o tráfico vehicular.

#### **1.4.- Diagnóstico del deterioro en los edificios históricos**

Antes de iniciar el estudio de deterioros en los edificios históricos, debe contarse con la información necesaria que permita obtener un diagnóstico sobre las condiciones en que se encuentra el edificio, para lo cual debe ser necesario partir de tres apartados básicos: Investigación, levantamientos y el dictamen de daños del objeto arquitectónico de estudio.

##### ***Investigación:***

Esta investigación deberá incluir antecedentes históricos, arquitectónicos, constructivos y urbanos. Asimismo deberá complementarse con todo el material gráfico accesible como planos, perspectivas, fotografías, etc.

Todas las fotografías deben referirse en planos para su fácil identificación. No solo se ejecutarán secuencias fotográficas destinadas a la investigación, si no durante las obras, de modo que pueda contarse con una historia cronológica y gráfica, de los trabajos.

##### ***Investigación de daños.***

Los daños que presente un inmueble se pueden dividir en:

a) *Extrínsecos*

Se medirán y se consignará la presencia de parásitos vegetales o animales, determinando su especie en la forma más precisa posible.

b) *Intrínsecos*

Se medirán y se consignarán en dibujos los desplomes, desniveles grietas, aplanados y recubrimientos perdidos o en proceso de desprendimiento o desintegración, determinando en lo posible la causa que ha provocado estos daños, se complementarán con fotografías.

##### ***Estudio de estabilidad y mecánica de suelos.***

a) Determinación de desplomes y deformaciones en elementos de cargas verticales y horizontales.

b) Determinación de cargas verticales y empujes.

c) Nivelaciones diferenciales y control periódico.

d) Levantamiento de grietas y dimensiones.

e) Niveles de agua freática y control de variaciones periódicas.

f) Estudio de mecánica de suelos.

g) Conclusiones acerca de la estabilidad del edificio.

### **Levantamientos:**

#### *Arquitectónicos.*

El levantamiento de plantas, cortes y alzados deberá ser exacto; revelará el estado real del inmueble, los errores de ejecución y las deformaciones causadas por el tiempo, para lo cual será indispensable valerse de datos auxiliares como diagonales, reventones, plomadas, fotografías, etc.

#### *Topográficos.*

Se entenderá por levantamiento topográfico aquellos que indiquen el estado real del inmueble en cuanto a desniveles y deformaciones, siguiendo la técnica habitual en los planos de curvas de nivel, siguiendo el levantamiento se haya ejecutado con aparato, siguiendo procedimientos de poligonales, estadías o radiales.

#### *Calas arqueológicas.*

Quien realice materialmente la cala deberá ser una persona en especial cuidadosa y paciente.

Durante el proceso de ejecución, deberá observarse lo que se vaya descubriendo bajo luces diferentes y desde distintos puntos de vista.

Deberá emprenderse un registro fotográfico diario, que muestre lo que se vaya encontrando, se llevaría también una bitácora que relate lo hecho y elaborado en el día.

No deberá llevarse al cabo calas si es bajo la mirada directa de un técnico responsable y de confianza.

#### *Calas en el suelo.*

Tienen por objeto determinar los niveles originales de pisos. Deberá ejecutarse cerca de los muros o apoyos aislados a menor que se estime mayor facilidad en otro punto.

Se hará una excavación con una sección horizontal de tal manera que permita un trabajo cómodo y accesible. Antes de iniciar la cala, se fotografiará el piso existente y se hará un dibujo que muestre con claridad las capas estratigráficas del sitio.

Para levantar el pavimento se usarán herramientas que permitan hacerlo cuidadosamente, para no dañar las porciones circundantes.

Se irán retirando los rellenos por medio de cuchara, no recomendándose el empleo de pico y pala. Al mismo tiempo, se irá dibujando un corte que señale los diversos estratos, sus espesores y la fecha cuando se realizó la excavación.

La cala se suspenderá cuando haya evidencia de haber llegado, al nivel primitivo de desplante; esta evidencia generalmente se hace patente por el cambio de material y aparejo de los muros o apoyos aislados que denotan estar en presencia de la corona del cimiento.



Finalmente para poder llevar a cabo un proyecto de intervención y restauración en edificios históricos, es indispensable contar previamente con un trabajo de campo y de gabinete, permitiendo con esto dividir el proceso de trabajo en cuatro apartados básicos:

*Información, reconocimiento, análisis y diagnóstico.*

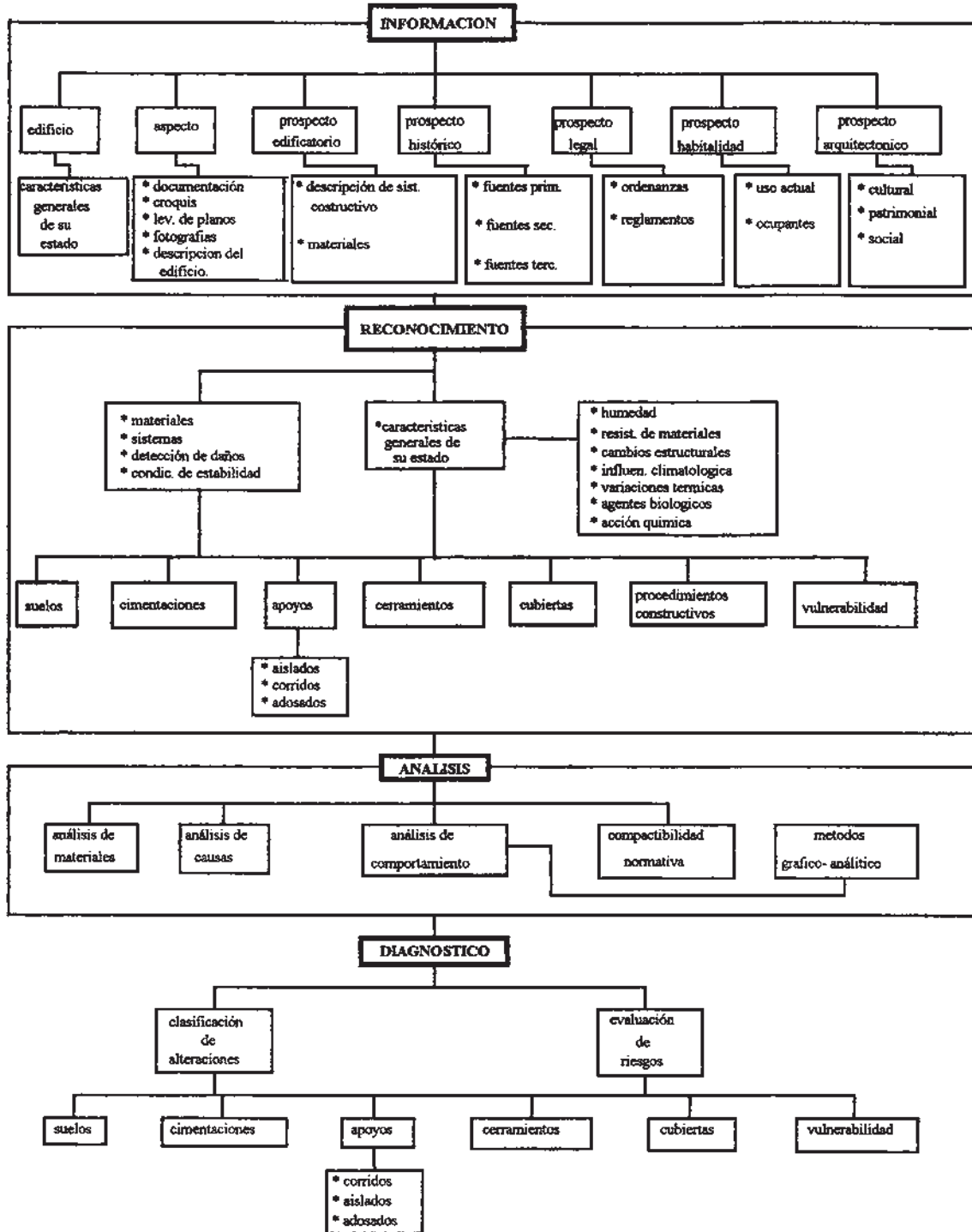


Fig. 2 Esquema metodológico de operaciones para la intervención en edificios históricos. (Fuente: Autor)

### **Dictamen general de daños**

Para la determinación y cuantificación de los daños ocasionados por un sismo; para la consolidación, reestructuración o, en su caso reconstrucción de edificios históricos, se debe solicitar los servicios de peritos expertos para la elaboración de los dictámenes técnicos estructurales, salvo en los casos en que se compruebe que no existen en el mercado especialistas para el tipo de estudio que se requiera.

El dictamen deberá elaborarse de acuerdo con el grado de afectación registrado, para lo cual se establecen tres tipos de intervención:

- *Consolidación:* Acciones y obras requeridas para asegurar las condiciones originales de trabajo mecánico de una estructura o elemento arquitectónico.
- *Reestructuración:* Acciones y obras que deberán llevarse a cabo en el sistema estructural y en los elementos soportantes dañados, conservando su geometría y dimensión para establecer las condiciones de estabilidad del bien. Su ejecución debe tener como fundamento indispensable un dictamen y un proyecto estructural elaborado por un especialista calificado.
- *Reconstrucción:* Acciones y obras orientadas a volver a construir con la forma y calidades semejantes a las originales un conjunto de bienes, un bien o los elementos de un bien que fueron destruidos por efecto sísmico. Su realización, con base en un proyecto de intervención, se fundamenta en investigación de fuentes documentales, así como en el análisis e investigación del sitio que abarca la comprensión del bien en sus diversos procesos y etapas de construcción durante su historia y al análisis de los vestigios para definir sistemas constructivos, materiales, estereotomías, dimensiones, escalas, texturas y colores. Su realización debe ser planeada y dirigida por especialistas.

La elaboración del dictamen técnico definirá la magnitud y las características de los daños, el valor histórico, el valor social del bien afectado por el efecto sísmico, la determinación de las obras o acciones preventivas, así como las de consolidación, reestructuración o, en su caso, reconstrucción que deberán considerarse para su atención, resultado de la inspección ocular y la revisión estructural del bien inmueble por parte del personal técnico especializado.

Por lo anterior anexo como muestra representativa un formato de dictamen de evaluación postsísmica de la seguridad estructural de edificios históricos, elaborado por este autor, el cual fue puesto en práctica en la evaluación de daños ocurridos en el sismo del 21 de enero de 2003 en Colima; para lo cual fui convocado por el INAH como perito estructurista para evaluar y dictaminar los daños de 24 edificios históricos de arquitectura religiosa en la ciudad de Colima. Cabe señalar que este formato posteriormente fue retomado por los arquitectos peritos del Centro INAH-Jalisco para evaluar sus edificios que fueron dañados en su estado.

El formato de dictamen de evaluación postsísmica para edificios históricos, está conformado por los datos siguientes: Causa del daño, intensidad, ubicación del epicentro, profundidad del epicentro, fecha y hora de registro, datos del inmueble, descripción arquitectónica-estructural, diagnóstico de los elementos arquitectónicos-estructurales, dictamen de daños, descripción de intervención, programa de ejecución y nombre y firma del perito dictaminador.

CAUSA DEL DAÑO:  
 INTENSIDAD:  
 UBICACIÓN DEL EPICENTRO:  
 PROFUNDIDAD DEL EPICENTRO:  
 FECHA Y HORA DE REGISTRO:

I.- DATOS DEL INMUEBLE

NOMBRE O ADVOCACIÓN DEL INMUEBLE:		FECHA DE INSPECCIÓN:	CLAVE:
UBICACIÓN:		TIPO DE ARQUITECTURA:	
LOCALIDAD:		SIGLO: XVI ( ) XVII ( ) XVIII ( ) XIX ( ) XX ( )	
MUNICIPIO:	ESTADO:	DAÑOS BIENES MUEBLES: SI ( ) NO ( )	
RESPONSABLE Y/O PROPIETARIO:			

REGIMEN DE PROPIEDAD: FEDERAL ( ) ESTATAL ( ) MUNICIPAL ( ) CIVIL ( ) PARTICULAR ( ) OTRO:
USO ACTUAL:
NÚMERO DE NIVELES: UNO ( ) DOS ( ) TRES ( ) OTRO:
ESTADO ACTUAL DEL EDIFICIO: HABITABLE ( ) PRECAUCIÓN ( ) INSEGURA ( )
DESCRIPCIÓN:

II.- DESCRIPCIÓN

CONJUNTO ARQUITECTÓNICO:			
TIPO DE TERRENO: DURO ( ) FIRME ( ) BLANDO ( )	MATERIAL:		
CIMENTACIÓN: CORRIDA ( ) AISLADA ( ) MIXTA ( ) OTRO:	MATERIAL:		
PISOS: BUENO ( ) REGULAR ( ) MALO ( )			
MUROS: PIEDRA ( ) ADOBE ( ) TABIQUE ( ) CONCRETO ( ) PREFABRICADO ( ) MIXTO ( ) OTRO:			
CONTRAFUERTE: PIEDRA ( ) ADOBE ( ) TABIQUE ( ) CONCRETO ( ) PREFABRICADO ( ) MIXTO ( ) OTRO:			
ARCOS: PIEDRA ( ) ADOBE ( ) TABIQUE ( ) CONCRETO ( ) PREFABRICADO ( ) MIXTO ( ) OTRO:			
COLUMNAS: PIEDRA ( ) ADOBE ( ) TABIQUE ( ) CONCRETO ( ) PREFABRICADO ( ) MIXTO ( ) OTRO:			
CUBIERTAS:			
SUPERFICIE CURVA: PIEDRA ( ) TABIQUE ( ) CONCRETO ( ) PREFABRICADO ( ) OTRO:	FORMA:		
SUPERFICIE PLANA: MADERA ( ) CONCRETO ( ) METÁLICA ( ) PREFABRICADO ( ) OTRO:	FORMA:		
SUPERFICIE INCLINADA: MADERA ( ) CONCRETO ( ) METÁLICA ( ) PREFABRICADO ( ) OTRO:	FORMA:		
CÚPULA: PIEDRA ( ) TABIQUE ( ) CONCRETO ( ) OTRO:	FORMA:		
TAMBOR: PIEDRA ( ) TABIQUE ( ) CONCRETO ( ) OTRO:	FORMA:		
TORRE CAMPANARIO:			
IZQUIERDA: PIEDRA ( ) TABIQUE ( ) CONCRETO ( ) OTRO:	Nº DE CUERPOS:		
DERECHA: PIEDRA ( ) TABIQUE ( ) CONCRETO ( ) OTRO:	Nº DE CUERPOS:		
FACHADA PRINCIPAL: PIEDRA ( ) ADOBE ( ) TABIQUE ( ) CONCRETO ( ) PREFABRICADO ( ) MIXTO ( ) OTRO:			
REGULARIDAD VERTICAL (NIVEL DE RIESGO): ACEPTABLE ( ) INTERMEDIA ( ) ALTA ( )			
DESCRIPCIÓN:			
REGULARIDAD EN PLANTA (NIVEL DE RIESGO): ACEPTABLE ( ) INTERMEDIA ( ) ALTA ( )			
DESCRIPCIÓN:			

III.- DIAGNÓSTICO DE LA ESTRUCTURA

--

IV.- DICTAMEN

--

V.- DESCRIPCIÓN DE INTERVENCIÓN

PARTIDAS:	COSTO APROXIMADO
TOTAL	\$

VI.- PROGRAMA DE EJECUCIÓN

MES	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	TOTAL
EMERGENTE													
INVERSIÓN \$													
MEDIANO PLAZO													
INVERSIÓN \$													

NOMBRE Y FIRMA

Fig. 3 Formato para dictamen de evaluación presísmica y de seguridad estructural en edificios históricos

## 2. TÉCNICAS Y NORMATIVIDAD PARA REHABILITACIÓN Y REFUERZO ESTRUCTURAL.

### 2.1.- La rehabilitación como actividad en la restauración

La “rehabilitación” consiste en intentar, mediante diversos tipos de técnicas, restituir a un elemento arquitectónico o un sistema estructural, su función perdida, es decir poner en condiciones óptimas el funcionamiento de los elementos arquitectónicos-estructurales que forman parte de la edificación. Asimismo el término “restauración” proviene etimológicamente del término latino *restauratio*, del verbo latino *restaurare*, implicaría (re) repetición, (staurare) volver a poner de pie.

Los términos anteriores forman parte de un conjunto de operaciones tendientes a conservar un bien cultural, o a mantener un sitio o monumento histórico o artístico en estado de servicio, conforme a sus características históricas, constructivas y estéticas. Además se fundamenta en el respeto de la sustancia antigua y el testimonio de los documentos; por lo tanto ahí es donde comienza la hipótesis<sup>1</sup>.

Quien habla o escribe sobre restauración, desde el siglo XIX, se refiere a que esta actividad versa sobre objetos creados en el pasado, por tanto esto origina que de alguna manera este unida a la historia. Los conocimientos adquiridos, son base de una conciencia inicial, que ubica al individuo en el presente. Hasta hace unas décadas el término empleado con relación a la restauración, era el de *obras de arte*.

Durante el siglo XIX, proliferan los tratados prácticos y las monografías sobre casos particulares. Sin embargo en el presente siglo XX, se han generado, comentarios, críticas, avances científicos-técnicos y una amplia normatividad propuesta por diferentes organismos nacionales e internacionales sobre el campo de la restauración; obteniéndose hoy en día una retroalimentación con experiencias teóricas y prácticas con un solo fin, la de salvaguardar nuestro patrimonio cultural e histórico.

Con respecto al problema de la hipótesis en los proyectos de restauración, Viollet le Duc, menciona: “...decidir a priori de una disposición, sin haber conseguido antes todos los datos que deben fundamentarla, puede caerse en la hipótesis, y nada es tan peligroso como la hipótesis en los trabajos de restauración“.<sup>2</sup>

Los documentos normativos que actualmente se aplican en algunos casos específicos, son el antecedente de la más reciente *carta de Venecia* suscrita por la UNESCO y redactada en 1964. Este documento se inclina más por la conservación de los monumentos que por la restauración, reconoce la conveniencia de adaptar los monumentos en uso a funciones nuevas, en todos los casos hace patente la necesidad y obligación de establecer diferencias claras entre lo nuevo y lo original.

---

<sup>1</sup> Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, *Especificaciones generales de restauración*, México, SAHOP, pp. 5-6.

<sup>2</sup> Viollet-le-Duc, Eugène, *Dictionnaire raisonné de l'architecture française du Xie. Au XVIe. Siècle*, B. Bance-A. Morel, París, 1854-1868, 10 Volumes, Tome Huitième, p. 34. *apud*, Chanfón Olmos, Carlos, *Fundamentos teóricos de la restauración*, México, UNAM Facultad de Arquitectura, 1988. p. 21.

Finalmente, es aprobada en México la ley proteccionista por el congreso en el año de 1968 y promulgada el 16 de diciembre de 1970, como Ley Federal del Patrimonio Cultural de la Nación. Dos años después se decreta el 6 de mayo de 1972 mediante el diario oficial de la federación, la Ley Federal Sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas y la expedición de su respectivo Reglamento publicado en el diario oficial de la federación el día 8 de diciembre de 1975. Modificado por última vez por decreto publicado el 5 de enero de 1993.

En nuestros días la restauración esta evolucionando rápidamente, perfeccionando sus criterios y sus métodos, de manera que lo que hoy es permisible, podrá no serlo mañana. Esto nos lleva en forma directa a la consideración del problema de la hipótesis, de lo que es una demostración de tipo científico y de lo que significa una interpretación... “La demostración científica es el razonamiento que nos da evidencia sobre la veracidad que puede ser cuestionada. La interpretación, es la explicación subjetiva, fundamentada en datos objetivos. La hipótesis es una explicación que sirve de base a un razonamiento, en vistas de diversas posibilidades de interpretación”<sup>3</sup>.

La restauración es la intervención profesional en los bienes del patrimonio cultural. Sus objetivos esenciales son:

- La protección de las fuentes objetivas del conocimiento histórico.
- Garantizar la permanencia de las evidencias en que se fundamenta la conciencia de identidad.

Dentro de la sociedad la restauración juega un papel de gran importancia ya que es la disciplina que tiene que responder o atender las necesidades y actividades específicas que requiere nuestro patrimonio cultural.

La restauración tiene como finalidad asegurar su conservación y revelar o restituir su valor y cualidades estéticas o históricas. Cuando las técnicas tradicionales no sean adecuadas, la restauración tiene las posibilidades emplear las modernas técnicas, siempre y cuando estas hayan sido demostradas por estudios científicos y garantizadas por la experiencia, lo cual no implica que la restauración requiere del conocimiento detallado de los materiales y técnicas tradicionales, así como su aplicación.

La restauración profesión que se dedica a la protección de valores culturales, debe recurrir a los avances de la ciencia y de la técnica para lograr su objetivo. Como cualquier profesión contemporánea, la restauración requiere de la participación interdisciplinaria, para obtener los avances de otras ciencias, para lograr sus finalidades que son la preservación del testimonio histórico cultural que se materializa en el objeto arquitectónico.

---

<sup>3</sup> Chanfón, Olmos Carlos, *Fundamentos teóricos de la restauración*, México, UNAM Facultad de Arquitectura, 1988. pp. 264-265.

## **2.2.- Reparación y refuerzo estructural en la arquitectura histórica**

Hoy en día la reestructuración es una actividad de la restauración que se vuelve inevitable en la aplicación de los edificios de valor histórico que presenten algún tipo de problema estructural, sea en un elemento específico o en la totalidad de su sistema estructural.

Cuando se emplea el término de *reestructuración* dentro del campo de la restauración, nos referimos a las operaciones necesarias para reparar y reforzar en condiciones de servicio una estructura que por diversos motivos ha fallado, eliminando las causas o estableciendo las condiciones para que la transmisión de cargas y los esfuerzos en los materiales se restablezcan conforme a sus características de diseño original, conservando en lo posible su geometría y dimensión.

Por otra parte tenemos que el avance tecnológico constructivo de las técnicas y materiales han permitido que en algunos edificios, mediante la reestructuración se haya logrado estabilizar o controlar la presencia de las deformaciones, fallas y desplomes en los elementos o sistemas estructurales que forman parte del inmueble en estudio.

Sin embargo cuando se estudia y analiza una construcción para reestructurarla, es cuando más se aprende el arte de construir, para llevar a cabo la obra de reestructuración se procura evitar todos los errores cometidos durante la construcción por el alarife que la edificó en su momento.

De lo anterior se desprende que la persona que aborde el problema debe conocer los elementos constructivos de cada época, teniendo además, la ventaja de los nuevos conocimientos y técnicas, que en la actualidad son ampliamente difundidos y estudiados.

Los aspectos básicos que son importantes tomar en cuenta cuando se lleva a cabo una reestructuración en los edificios históricos, los podemos desglosar de la manera siguiente:

- Antes de iniciar una reparación o refuerzo estructural en un edificio es recordar que estos fueron construidos antes de que se conociera la estabilidad de las construcciones como un cálculo numérico, hoy en día estamos en ventaja para poder conocer el comportamiento estructural de las fallas y cuantificar los refuerzos necesarios, muchas veces se puede lograr con un mínimo de reestructuración siempre que estas estén estratégicamente proyectadas.
- Cuando en una edificación se presentan desplomos, asentamientos, agrietamientos, etc, estos efectos pueden ser el diagnóstico de un problema estructural en el inmueble, para lo cual es necesario contar con una revisión estructural que nos permita indicar si es necesario llevar a cabo una reestructuración para consolidar los elementos que presenten daños.
- Es importante señalar que siempre hay que razonar con lógica constructiva de la época en que se realizó la obra, y si por la deficiencia del elemento estructural es la falla, lo óptimo es reemplazarlo por otro semejante, o en el caso contrario por otro tipo de sistema y material contemporáneo (acero, concreto reforzado y



prefabricados) que cumpla la misma función mejorada sin destruir el concepto arquitectónico del conjunto del monumento.

- Otro aspecto es el factor humano de quien va a ejecutar la reparación y refuerzo estructural, éste es un examen de conciencia personal y siempre ligado con el conocimiento físico del inmueble que se vaya a restaurar.
- En un edificio nuevo, suponemos las cargas y con ellas calculamos las fuerzas cortantes, los momentos flexionantes, las deformaciones de las piezas, desplazamientos y flechas, es decir, prevemos elementos mecánicos que van a actuar en el edificio.
- Sin embargo en un edificio que necesita reestructurarse podemos cuantificar con más exactitud las cargas que ya existen, con ello calculamos los elementos mecánicos (fuerza normal, fuerza cortante, momentos flexionantes, desplazamientos, flechas) que son más exactos, calculamos las deformaciones y las podemos comprobar en el lugar, es decir, nuestro cálculo numérico además de informativo es verificador.
- Si efectuamos los cálculos y medimos las deformaciones podemos sacar las constantes EI (módulo de elasticidad por momento de inercia) que en un cálculo nuevo siempre suponemos. Es decir para una reestructuración la seguridad nos es entregada en una forma que inclusive nos sirve para formar una estadística experimental.

Para cubrir los espacios arquitectónicos, los constructores siempre han buscado materiales ligeros, aislantes y estructuralmente que garanticen una estabilidad y seguridad óptima. Antes del advenimiento del concreto armado, los sistemas en boga fueron bóvedas y cúpulas de piedra sobre arcos, bóvedas de ladrillo o bóvedas planas sobre vigas, o bien lo que se llamó el piso o techo franciscano, consistente en tablas sobre vigas, un terrado aislante y sobre él la azotea de ladrillo.

Es evidente que de lo primero que tenemos que asegurarnos en una restauración, es que los apoyos sean firmes y en consecuencia lo primero que debemos reforzar en una reestructuración son sus cimientos, y de estos tenemos que tener la seguridad de un buen apoyo en la cimentación, ya sea que logremos apoyo por superficie, por una combinación de compensación y superficie o bien superficie, compensación y equilibrio, o buscando en las áreas de excavación y por último dejaremos el sistema de refuerzo por pilotación.

Algunas de las consideraciones generales que deben tomarse en cuenta cuando se trata de llevar a cabo la reparación y refuerzo estructural de edificios históricos, son las siguientes:

- Conservar en lo posible el sistema estructural tal como se encuentre, consolidando los elementos arquitectónicos que presenten agrietamientos y fallas, procurando que estos regresen a su trabajo estructural óptimo y que a su vez sirva también como elemento de resistencia.

- Es posible que existan discrepancias de criterios en los especialistas de restauración, que quisieran dejar los inmuebles como fueron planeados y concebidos estructuralmente, sin analizar si las fallas y las secciones de los elementos ameritan una reestructuración o son de origen. Además es lógico que si una restauración amerita refuerzo estructural, es por una escasez de esfuerzos internos de los materiales de origen que conforman al edificio.
- Es recomendable que siempre se reestructure conservando el máximo posible el estado original de los elementos arquitectónicos, siempre y cuando se garantice la seguridad y el comportamiento y trabajo estructural de forma correcta y con las secciones apropiadas lograr la estabilidad del edificio y para ello, se pueden considerar tres aspectos:
  - 1) Reparar y reforzar estructuralmente con materiales tradicionales y homogéneos a la estructura.
  - 2) Reparar y reforzar estructuralmente empleando sistemas y materiales contemporáneos en forma aislada a la estructura original.
  - 3) Reparar y reforzar estructuralmente por la parte superior o inferior de la estructura para evitar la alteración visual.
- La reestructuración (reparación y refuerzo estructural) es una actividad de la restauración que requiere ser dirigida por profesionistas con experiencia y una capacidad técnica en el área específica, debiendo ser ejecutadas conjuntamente por grupos interdisciplinarios, haciendo uso del auxilio de numerosas ciencias y técnicas que contribuyan a la salvaguarda del patrimonio edificado.

Desde el punto de vista técnico y profesional, el empleo y la integración de nuevos materiales y sistemas estructurales a edificios que aún conservan sistemas y materiales tradicionales (piedra, adobe, madera), es factible siempre y cuando estos nuevos materiales y sistemas estructurales no alteren el partido histórico-arquitectónico del edificio histórico, para lo cual antes de llevar a cabo una reparación o refuerzo estructural se debe tener presente las siguientes preguntas:

- ¿Que tipo de estructura es la más apropiada y de que material será?
- ¿Donde se va a colocar el sistema nuevo?
- ¿Para que se va a emplear o cual es la función que va a tener?
- ¿Como se va apoyar o unir el elemento estructural nuevo?
- ¿Con que material y tipo de estructura se va a integrar el elemento?

Una vez que han sido reflexionadas las preguntas anteriores, es importante llevar a cabo un adecuado esquema de evaluación, reparación y refuerzo estructural en los edificios históricos ante los efectos sísmicos. Sin embargo para estar en posibilidad de proponer materiales y técnicas constructivas apropiados para el edificio, se debe comprender el comportamiento estructural de cada elemento estructural y el tipo de daño que puede presentarse en la estructura; asimismo de las opciones que se tienen para contrarrestar ese efecto mediante su reparación y refuerzo, y cómo afectará esa reparación al comportamiento general de la estructura en futuros eventos.

Por otra parte la reparación y refuerzo estructural de un edificio debe provenir de una cuidadosa valoración de la seguridad de la misma, mediante la cual se haya presentado un debilitamiento de la edificación o un cambio en las condiciones externas que implique cargas desfavorables para la estructura, que las que se habían tenido en el pasado.

El importante obtener un diagnóstico que debe apoyarse en un estudio histórico para entender la concepción estructural original y la forma en que ésta fue llevada a la práctica, y cómo fue con el paso del tiempo modificada. Para la obtención del diagnóstico, éste debe contar, con información directa de las condiciones actuales de los materiales y elementos estructurales, el estado de daño y las alteraciones estructurales que presenta el edificio histórico. Finalmente, se debe llevar a cabo un estudio analítico para determinar, en la forma más confiable, las diferentes cargas que actúan sobre la estructura y la capacidad de ésta para resistirlas.

Después de haber obtenido el diagnóstico de la seguridad y de la identificación de las debilidades que es necesario corregir, se tiene que proceder al proyecto de reparación y refuerzo estructural, el cual implica la elección de la técnica a emplear, el diseño estructural del refuerzo y el detallado de la propuesta y solución adoptada.

La reparación y técnica de refuerzo estructural que necesita emplearse en un edificio histórico, no debe basarse únicamente en consideraciones de tipo estructural, sino insertarse en el contexto más amplio de la conservación y analizarse en forma interdisciplinaria con los expertos de las diversas disciplinas que intervienen en el problema específico.

El cálculo del refuerzo estructural llega a presentar dificultades y limitaciones para las edificaciones históricas, con la adición de la necesidad de cuantificar la interacción entre los nuevos elementos y la estructura existente. No es válido retomar, simplemente, soluciones de refuerzo adoptadas para otros edificios similares, sin diseñarlas específicamente para el caso en estudio.

Es frecuente y suele tenerse la tendencia a reparar todas las grietas que se detectan en una estructura de mampostería; sin embargo, hay que distinguir entre las que se originan de un comportamiento estructural inadecuado y una situación de falta de seguridad, y aquellas que manifiestan simplemente la forma natural de trabajo estructural de la mampostería pétreo, para lo cual sellar las grietas no representa ningún beneficio. No obstante, es frecuente el empleo de ese recurso por razones no estructurales, como el caso de evitar filtraciones pluviales que puedan erosionar el material y llevar a un debilitamiento de la estructura.

La variedad de técnicas disponibles para el refuerzo estructural es muy amplia, de tal forma que cualquier propuesta de una clasificación resultaría de poca aplicación; sin embargo, conviene distinguir dos *criterios*, de refuerzo:

- Proponer emplear en lo posible, los materiales y técnicas que se emplearon en la edificación original.
- Buscar soluciones más eficientes que los materiales tradicionales mediante el uso de materiales contemporáneos.

Este segundo criterio en edificios históricos ha sido un aspecto de controversia, pero resulta claro que si puede obtenerse una propuesta de solución satisfactoria desde los puntos de vista estructural, económico y constructivo con el empleo de materiales y técnicas constructivas de origen, lo cual debe adoptarse no sólo por razones estéticas, sino porque se puede lograr mayor compatibilidad entre los nuevos elementos estructurales y los que forman parte del edificio histórico. Sin embargo, no es factible corregir la debilidad estructural con una solución tradicional, sea porque ya no se encuentran disponibles los materiales originales, o bien por carencia de mano de obra calificada para ese tipo de técnicas constructivas, o por razones económicas.

La razón más frecuente para aplicar técnicas contemporáneas es la necesidad de un incremento en la resistencia de la estructura, que sólo puede obtenerse con materiales mucho más eficientes que los que tienen los edificios históricos de origen.

Es importante tener presente *tres características* que deben cuidarse para la reparación y refuerzo estructural con materiales distintos a los que comúnmente forman parte del edificio histórico.

- *Compatibilidad*, esta característica debe prevalecer entre el comportamiento de la nueva estructura y la anterior estructura desde el punto de vista de respuesta ante agentes atmosféricos, y desde el punto de vista estructural, en cuanto a la rigidez. Es común que la inserción de nuevos elementos de gran rigidez absorban una porción elevada de las cargas aplicadas, y cambie las condiciones de esfuerzos en los elementos existentes.
- *Durabilidad*, para algunos materiales contemporáneos no se cuenta con un comprobación de su capacidad para mantener sus propiedades durante siglos, o se requiere de una protección y mantenimiento mayor que para ciertos materiales tradicionales.
- *Reversibilidad*, es una característica que se ha divulgado mucho en las intervenciones con materiales contemporáneos. El criterio es que debe ser factible remover los nuevos elementos y modificar la solución si en el futuro se encuentra otra más eficiente, o si la adoptada muestra signos de ser inadecuada. Desde el punto de vista práctico, la condición de reversibilidad es muy difícil de lograr en

muchos casos, por lo cual debe ser considerada como un requisito estricto sólo para edificios históricos con una arquitectura relevante.

Un aspecto importante a considerar en la reparación y refuerzo estructural es que requieren un seguimiento para comprobar si se ha logrado el cambio de comportamiento deseado y para detectar posibles signos de funcionamiento diferente del previsto, y con ello realizar las modificaciones necesarias; al respecto es común que convenga recurrir a un monitoreo. Otra particularidad de los trabajos de refuerzo es la necesidad de obras de apuntalamiento para sostener las partes del edificio débiles, o que se van a debilitar temporalmente por las obras de refuerzo.

En este apartado se enuncian algunas de las técnicas para el refuerzo estructural, así como de la aplicación de éstas a los elementos más comunes en los edificios históricos. Se tratará de enunciar sus ventajas y limitaciones, y su campo de aplicación. No se pretende con los criterios a describir de las técnicas de reparación y refuerzo estructural generalizar un método de solución en los edificios históricos, para lo cual se debe tener siempre presente que cada edificio es un caso de estudio y de análisis específico y particular.

### **2.3.- Refuerzo de elementos arquitectónicos-estructurales ante el efecto sísmico**

El refuerzo de edificios presenta aspectos muy particulares, ya que las características que hacen que una estructura sea sismorresistente son muchas y muy diversas, y las medidas correctivas no necesariamente tienen que ver con el refuerzo propiamente dicho.

En los edificios históricos, el refuerzo consiste en mejorar la forma en que la estructura responde al ser sometida a un movimiento vibratorio de su base. Las acciones de refuerzo, ante la evidencia de un comportamiento sísmico inadecuado, pueden ir dirigidas a diferentes objetivos: reducción de la masa, sobre todo en las partes altas del edificio; eliminación de irregularidades o asimetrías entre los elementos resistentes; procuración de la continuidad entre los elementos por los que se transmiten y se resisten las fuerzas sísmicas, para que las fuerzas de inercia cuenten con una trayectoria que las lleve hacia los elementos más idóneos para resistirlas.

La reducción de la masa del edificio se puede realizar eliminando rellenos en los sistemas de piso, así como algunos recubrimientos pesados y sin especial valor arquitectónico; sobre todo, hay que tratar de eliminar las adiciones y modificaciones que se han realizado a lo largo de los años y que han agregado peso a la edificación.

La eliminación de asimetrías que inducen vibraciones de torsión del edificio, es la principal precaución en cuanto a la corrección de irregularidades. Esto se puede lograr con la adición de algunos elementos rigidizantes, o aislando otros que concentren la rigidez en algunas zonas.

Con los mismos procedimientos es factible una distribución más uniforme de los elementos resistentes en la planta del edificio para evitar concentraciones excesivas de las fuerzas inducidas.

Además debe tomarse en cuenta que, al momento de colocar un nuevo elemento en una estructura, ésta se encuentra ya bajo carga y que se ha desarrollado ya una trayectoria mediante la cual las fuerzas externas se transmiten a través de la estructura existente; por ello, los nuevos elementos de refuerzo no contribuyen de inmediato a la resistencia de la estructura. La contribución del nuevo refuerzo se va a dar para eventuales sobrecargas posteriores o cuando la estructura original ceda por degradación o por deformaciones diferidas.

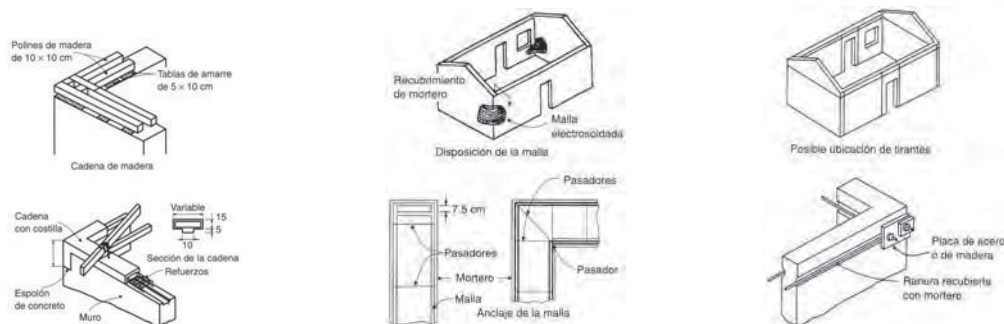
Para que el refuerzo ejerza de inmediato su efecto, debe ser sometido a una fuerza inicial que lo haga reaccionar contra la estructura original; de esta manera, su función se vuelve activa y modifica la condición de carga sobre la estructura. De lo contrario, el refuerzo ejerce una función pasiva, es decir reacciona ante la tendencia de la estructura original a deformarse y a ceder bajo las cargas aplicadas.

El refuerzo activo, introduce fuerzas que modifican el equilibrio de fuerzas en la estructura llevándolo a una situación más estable. Otra función del refuerzo activo puede ser relevar temporalmente los esfuerzos sobre la estructura para que las cargas se transmitan después sobre la nueva estructura reforzada.

Para incrementar la capacidad y resistencia ante el efecto sísmico en los elementos arquitectónicos-estructurales y evitar el mecanismo de falla de las estructuras observadas con o sin daño, *se pueden plantear las siguientes opciones para la reparación y refuerzo estructural:*

### Muros

El refuerzo de muros tiende generalmente a corregir situaciones de disminución progresiva del material y a producir una buena liga de un muro con otros transversales y con el sistema de entepiso o cubierta. La técnica de inyección local suele ser suficiente para restablecer la resistencia original, excepto cuando el muro presenta tendencia a separarse en capas verticales por falta de amarre transversal entre piedras que lo conforman. En este caso puede recurrirse a colocar piedras de amarre que logren ocupar el espesor del muro. Un procedimiento sencillo es insertar pasadores de barras acero que atraviesen el muro, mediante la técnica de las costuras armadas. Cuando requiere un aumento en la resistencia a cargas axiales y a cortante, así como lograr una continuidad a un muro con otros elementos arquitectónicos-estructurales, la solución más efectiva es el aplanarla a base de un mortero terciado sobre malla anclada al muro.



Fuente: Meli, R., 1998:169

Fig. 4 Opciones de refuerzo de muros ante efectos sísmicos



Estas reparaciones pueden devolver la condición de resistencia e incluso rigidez, pero existirá la posibilidad de que en futuros eventos ocurra nuevamente el mismo daño. Como prueba de ello se ha comprobado que algunos edificios históricos que han presentado agrietamiento después de un sismo en muros, posteriormente han sido reparadas dichas grietas, pero existe el riesgo de que en otro sismo las grietas intervenidas no se abran, sin embargo se pueden formar nuevas grietas en zonas distintas.

### *Contrafuertes*

Para los contrafuertes, además de reparar las grietas con mortero, se puede pensar en alguno de las opciones de refuerzo siguientes, como es el aumentar la sección mediante materiales similares a los originalmente usados; esto es para que se tenga la misma apariencia y un comportamiento compatible, o bien, si se tienen recubrimientos que oculten al material, se podría plantear el uso de aplanados de mortero; o aumentar la sección en planta de los contrafuertes mediante extensiones (sobre la longitud o el espesor) de concreto reforzado debidamente cimentadas. Es también factible el empleo del sistema de postensado en estos elementos. Por otra parte el contrafuerte ejerce una oposición, pasiva, al volteo de un muro hacia afuera.

### *Columnas*

El refuerzo de columnas para incrementar la resistencia ante cargas verticales puede realizarse de manera confiable mediante el empleo de zunchos metálicos o mediante del procedimiento de costuras armadas; con estos refuerzos puede aumentarse la capacidad de deformación axial de la columna y evitar una falla frágil. Si se requiere un aumento significativo de la capacidad axial, es necesario proceder a la colocación de elementos verticales además del zuncho horizontal, para formar un encamisado de la columna. En las costuras armadas se insertan barras inclinadas a  $45^\circ$  aproximadamente que cumplen a la vez funciones de refuerzo vertical y de confinamiento transversal.

En el caso de los anillos de confinamiento, se agregan elementos verticales que, además de repartir los esfuerzos de confinamiento, absorben cargas verticales. Por otra parte el zuncho es el ejemplo más simple de refuerzo pasivo, con una restricción a la deformación transversal de una columna sometida a compresión.

### *Torres campanario*

Un caso que amerita un tratamiento muy diferente al resto de los sistemas estructurales es el de los elementos verticales como es el caso de las torres campanario de los templos. Es frecuente que estos elementos muestren síntomas de movimientos, como agrietamientos o deslizamientos de sus superficies, y que se proponga reforzarlos verticalmente para proporcionarles la resistencia a flexión que los cálculos de las fuerzas sísmicas indican; sin embargo, y sobre todo para elementos formados por piezas sobrepuestas, hay que tener en

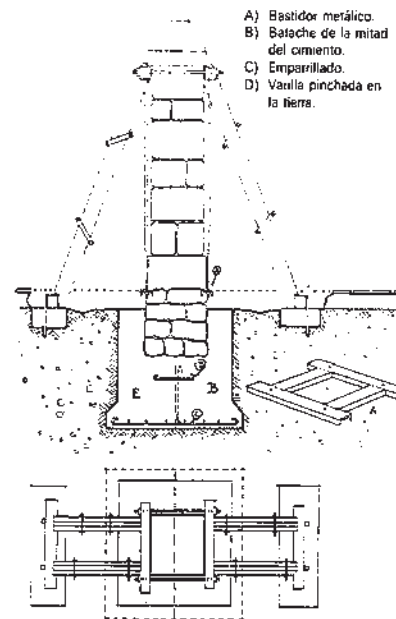


Fig. 5 Refuerzo de columnas de mampostería pétreas

cuenta que tales sistemas cuentan con un mecanismo diferente para disipar la energía sísmica, y que es el que se desarrolla mediante la fricción por el movimiento de sus juntas y por el impacto durante el abrir y cerrar de dichas juntas, al ser sometidas a flexión. Por tanto no es conveniente modificar este mecanismo y es preferible limitarse a sustituir las piezas dañadas y repararlas para restituir el contacto en las juntas entre piezas.

Sin embargo para torres campanario de gran tamaño, con huecos interiores, es factible colocar un refuerzo en la cara interior para que no quede aparente; esto puede hacerse con anillos interiores, o capas de refuerzo con aplanado de mortero, o estructuras de acero adosadas y conectadas. Cuando existe una escalera interior, resulta conveniente estructurarla para reforzar la torre. Asimismo, según el caso en estudio puede ser factible llevar a cabo algunas de las operaciones siguientes:

- Aumento de la sección de las columnas con materiales similares a los originales.
- Refuerzo con malla estructural y aplanado de mortero alrededor de las columnas.
- Construcción de un refuerzo de concreto que rodee internamente la abertura (arco adosado).
- Construcción de castillos de concreto reforzado por el lado interno de las columnas.
- Postensado de las columnas, contrafuertes y muros.

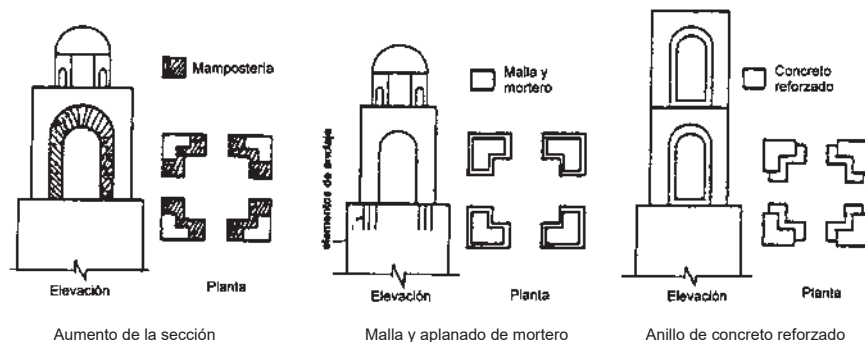


Fig. 6 Opciones de refuerzo en torres campanarios

Se ha comprobado que aquellos templos que no han sufrido daño en alguno de los cuerpos de la torre campanario han sido aquellos en que las columnas son robustas. La mayor sección, aunque aumenta la masa, también provoca que los esfuerzos se reduzcan minimizando la posibilidad de falla. Al usar los mismos materiales, la constitución arquitectónica no perderá autenticidad. Sin embargo, dadas sus características, en particular sus bajas rigidez y resistencia a tensión, el mejoramiento de las características de la estructura se logra sólo si el aumento de la sección es considerable. Esta es una técnica no reversible.

El aplanado de mortero con malla estructural es una buena solución para mejorar la capacidad a cortante. El problema son los múltiples ornamentos y aberturas que se tendrían que rodear o eliminar. Esta reparación debe tener una continuidad entre sí y con la base de

apoyo para mejorar la capacidad a flexión, así como para evitar fallas locales donde no se refuerce. Su uso es recomendable sobre caras de grandes dimensiones. Esta es una técnica irreversible. Por otra parte si se reforzara el intradós de las aberturas de los campanarios se corre el riesgo de que el cuerpo de la torre pueda sufrir un agrietamiento inclinado importante

### *Arcos*

El problema de estabilidad y los posibles daños en arcos no se relacionan con la debilidad propia de estos elementos, sino con movimientos de sus apoyos; por ello, la intervención debe enfocarse en eliminar dichos movimientos, proporcionando rigidez lateral a los apoyos.

Para los arcos ha sido frecuente adosar placas de acero en las caras laterales o en la cara inferior. Sellar las grietas de los arcos no tiene un beneficio estructural evidente; se hace principalmente por protección contra el deterioro por intemperismo. Cuando el agrietamiento se debe a movimientos cíclicos de los apoyos, como por cambios de temperatura, sellar las grietas puede ser contra-productivo, ya que impide que el arco se cierre y sólo permite su abertura, por lo que se propicia el aumento de la misma. En todo caso, el sellado de las grietas debe hacerse después de haber estabilizado los apoyos y haber tensado los tirantes para que puedan ejercer su efecto de cierre. Una opción simple es la colocación de tirantes de acero a nivel del arranque de los arcos, sin embargo debe analizarse el elemento arquitectónico-estructural como un caso de estudio particular.

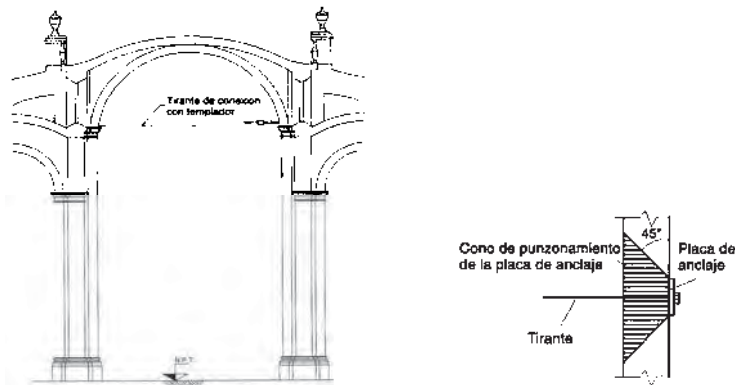


Fig. 7 Opción de refuerzo con tirantes de conexión y templador en arco

El tirante de un arco es el ejemplo más simple de refuerzo activo. Si éste se fija en los extremos sin ser tensado, no modifica la condición de carga en la estructura; para que llegue a contribuir se necesita que los apoyos del arco se abran y produzcan la reacción del tirante; en estas condiciones el efecto del tirante es pasivo. Si se estira el tirante con un templador o con tuercas sobre la placa de anclaje, éste ejerce desde el principio una fuerza que equilibra el coceo del arco, de modo que su efecto se vuelve activo.

### *Bóvedas*

En la mayoría de los casos, el problema de estabilidad y los posibles daños en bóvedas no se relacionan con la debilidad propia de estos elementos, sino con movimientos de sus apoyos; por ello, la intervención debe enfocarse en eliminar dichos movimientos, proporcionando rigidez lateral a los apoyos.

La colocación de contrafuertes exteriores resulta laboriosa por el espacio que éstos ocupan y por la cimentación que requieren. Una opción simple es la colocación de tirantes de acero a nivel del arranque de las bóvedas. Para evitar alterar el aspecto visual e interior del edificio, se ha procurado colocar tímpanos por el extradós, lo cual presenta algunas dificultades de anclaje, además de incrementar la carga sobre la bóveda.

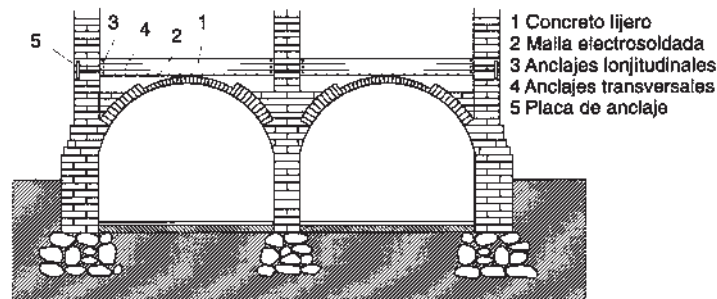


Fig. 8 Refuerzo de bóveda con tímpanos por el extradós

Otra alternativa es la colocación de una capa de mortero reforzado por el extradós de las bóvedas, la cual es una alternativa que provee también protección e impermeabilidad; en algunas bóvedas se ha empleado el refuerzo con arcos de concreto reforzado, preferentemente por el extradós, lo cual no ha resultado favorable para algunos edificios históricos por su alta rigidez y forma de anclarlos con la estructura original de mampostería pétreo.

### *Cúpulas*

Las cúpulas son estructuras más hiperestáticas que los arcos y bóvedas cilíndricas; por lo mismo, cuentan con mayor defensa contra el colapso. El refuerzo común que requieren son los llamados cinturones o bandas de acero en la base de la cúpula para restringir su tendencia a abrirse, sea por la carga vertical o por efecto de temperatura. Conviene que estos refuerzos sean presforzados para ejercer una acción de cierre sobre las cúpulas; hay que calcular el preesfuerzo adecuado para evitar producir un deslizamiento de la base de la cúpula sobre la estructura de apoyo. La colocación de nervios de refuerzo por el extradós es otra opción para aumentar la seguridad de estos elementos arquitectónicos-estructurales; sin embargo puede resultar más práctico constructivamente recubrir la cúpula con una capa de mortero reforzada con malla, debidamente anclada, lo que se justifica sobre todo cuando la mampostería de la cúpula se encuentra muy deteriorada y requiere de una protección contra filtraciones pluviales.

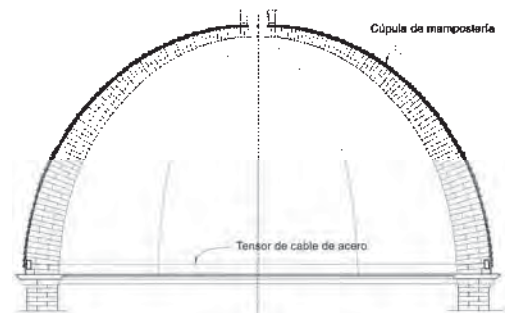


Fig. 9 Refuerzo de cúpula con anillo de confinamiento.

### *Sistemas de entresijos y cubiertas*

Los sistemas de piso de edificios históricos están usualmente construidos por un sistema de vigería de madera o, más recientemente, a base de un sistema prefabricado (vigüeta y bovedilla), concreto reforzado (losas planas) o de acero (losacero). Dichos materiales son sujetos a deterioro, sobre todo cuando no se tiene un adecuado mantenimiento para evitar filtraciones. El deterioro se da principalmente en las zonas de apoyo sobre los muros.

La solución más conveniente al respecto, es la sustitución por nuevas vigas del mismo material. Sin embargo una tarea frecuentemente necesaria en los sistemas de piso es la de producir mayor continuidad entre sus elementos componentes, así como una mejor conexión con los muros que los soportan.

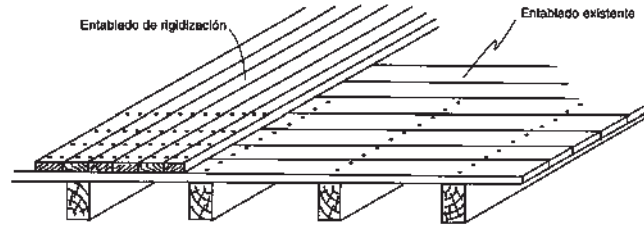


Fig. 10 Rigidización con sistema de vigería de madera

Para sistemas de piso de tablonos de madera, la colocación de una capa adicional de tablonos orientada transversalmente a la primera, produce el efecto deseado de diafragma. Además la colocación de una capa de confinamiento de mortero reforzada con una malla de refuerzo sobre el sistema de vigería de madera existente, también logra la acción de diafragma.

*Sistema de vigueta y bovedilla con vigería de madera y tapa de ladrillo como falso plafón.* Este sistema es posible que se utilice, siempre que se logre que trabaje estructuralmente como el sistema original del monumento histórico, esto es, las vigas de madera están empotradas y trabajan de forma independiente respecto de las otras vigas; para lograrlo se debe tener en cuenta las consideraciones siguientes:

- Conservar en su sitio a las vigas de madera, sustituyendo aquellas que presenten un deterioro mayor, esto es, a las que no garanticen que se soportarán por sí mismas.
- Con el sistema de vigueta y bovedilla, las viguetas serán empotradas formando mechinales ya sea con ladrillo de barro recocido o piedra como la original del muro, asentados con mezcla de cal apagada-arena. Estas viguetas descansarán sobre una plantilla de repartición de la misma mezcla con tres varillas del número 3 sin refuerzo transversal, cuidando que no se transmita carga a los cabezales de las vigas de madera.
- No es recomendable colocar una dala de concreto reforzado como viga de arrastre, debido a que hace que el sistema de vigueta y bovedilla actúa como placa rígida, forma de trabajo estructural perjudicial para la estructura original del monumento histórico.
- La pendiente para el caso de las cubiertas de azotea, se podrá obtener dando la inclinación al sistema de vigueta y bovedilla, con lo que se elimina la necesidad del relleno, teniendo en cuenta de llegar a los niveles originales de la azotea.
- Se procederá a impermeabilizar con un sistema por capas, aplicado en frío, directamente sobre la capa de compresión.

- Se procede a colocar el enladrillado, posteriormente se hace el chaflán de mezcla de cal apagada-arena con pedacera de ladrillo, se recubre con ladrillo y se aplica el aplanado fino.

Como se ha expresado, uno de los objetivos importantes es lograr la continuidad entre pisos y muros, así como entre muros transversales. La liga de los muros a los sistemas de piso y la restricción contra su volteo, se ha realizado históricamente mediante tirantes que atraviesan el sistema de piso. El aplanado reforzado con malla, es una medida muy efectiva para ligar un muro con sus transversales.

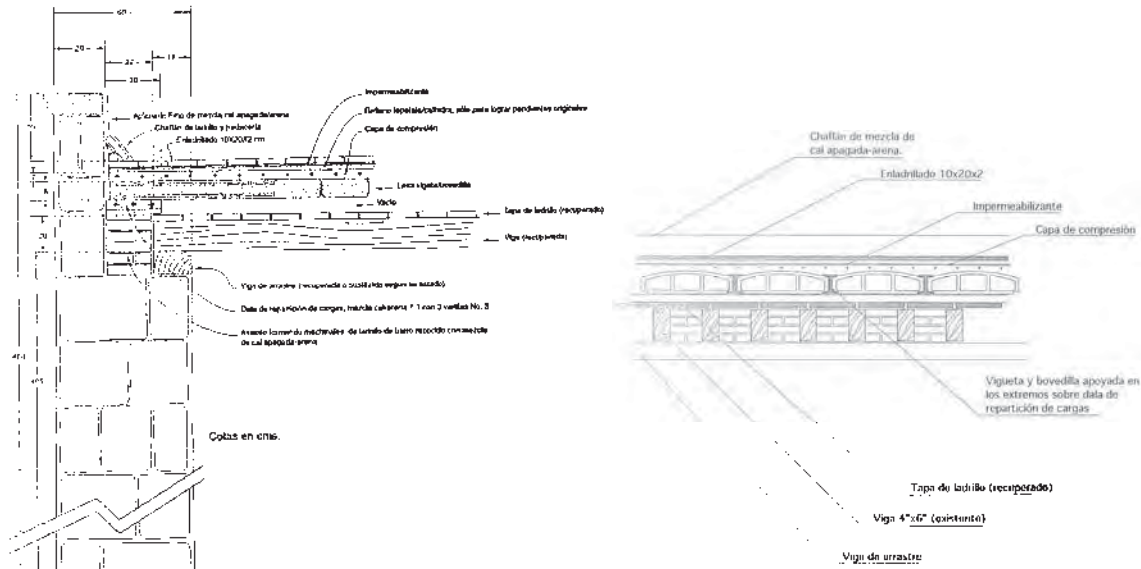


Fig. 11 Sistema de vigueta y bovedilla con viguería de madera y tapa de ladrillo como falso plafón

### Cimentación

Las causa de daños estructurales más frecuentes se relacionan en gran medida en la cimentación; estos rara vez tienen que ver con falla debidas a cargas transmitidas por la estructura, más bien se deben a hundimientos diferenciales entre los apoyos de la estructura. Sin embargo los hundimientos debidos al peso que el edificio ejerce sobre el suelo se desarrollan en tiempos muy cortos, cuando se trata de suelos granulares y, aun en suelos arcillosos o saturados sujetos al fenómeno de consolidación. Existen factores adicionales al peso del edificio que ocasionan hundimientos de su cimentación; principalmente las variaciones del nivel freático, a la sobreexplotación de los acuíferos; a las excavaciones cercanas y el peso de edificios que se edifican en las inmediaciones.

La mampostería es muy sensible a las distorsiones que los movimientos de los apoyos inducen en la estructura. Esto da origen a agrietamientos, aunque no necesariamente a una afectación de la seguridad de la estructura, ya que los elementos arquitectónico-estructurales pueden sufrir cambios geométricos importantes y modificaciones en la trayectoria de las cargas que se transmiten a través de la estructura, sin que se presenten condiciones de inestabilidad.



Se han desarrollado técnicas muy avanzadas y eficientes para el control de los hundimientos de los edificios y aun para su corrección; pertenecen al campo de la geotecnia y se hallan fuera del alcance de este trabajo.

Para la recimentación es más fácil aceptar soluciones que impliquen el uso de materiales y técnicas contemporáneas que son más rápidas y más efectivas que las tradicionales, debido a que los resultados no quedan a la vista y no modifican aspecto del edificio. El material casi obligado para el refuerzo de la cimentación es el concreto reforzado, por su impermeabilidad, durabilidad y facilidad de adaptarse a las formas irregulares y al trabajo, que se hace necesario en las cimentaciones.

Las cimentaciones de los edificios históricos consisten comúnmente en prolongaciones hacia abajo de los propios elementos verticales de soporte, columnas y muros, frecuentemente ampliados lateralmente, pero a veces con las mismas dimensiones. Puede resultar necesario ampliar o profundizar los cimientos a fin de mejorar el apoyo de la estructura y sobre todo, para disminuir los hundimientos diferenciales. La ampliación del cimiento es frecuente para transmitir el peso de la estructura a estratos de mayor capacidad de carga. Para estos casos se colocan ampliaciones de concreto reforzado a los lados de la zapata de mampostería, o nuevos apoyos abajo de los existentes. Estos trabajos requieren conexiones adecuadas entre los nuevos elementos y los originales; además, es necesario proceder en forma alternada en tramos pequeños, en que se excava y se construye inmediatamente la zapata, para restablecer rápidamente el apoyo de la estructura sobre suelo.

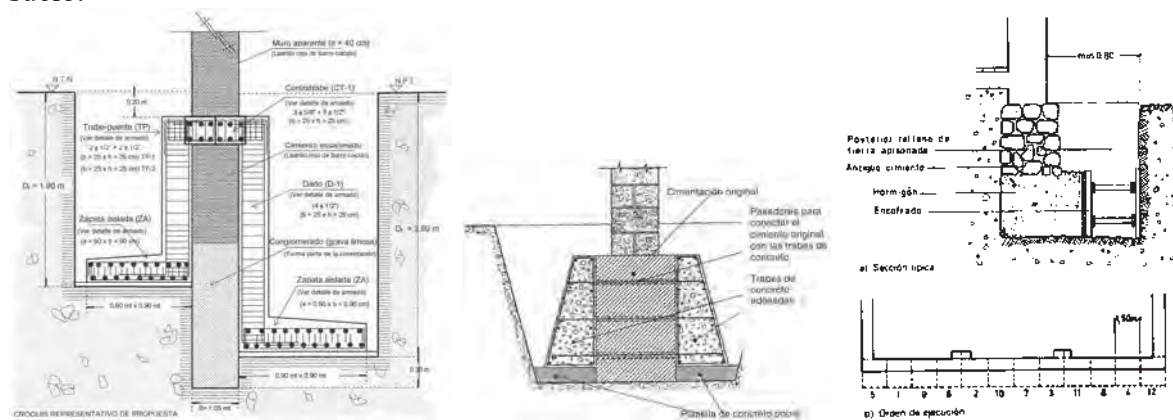


Fig. 12 Opciones de refuerzo en la cimentación

Frecuentemente es necesario rigidizar la cimentación para hacerla menos propensa a los hundimientos diferenciales, y lograr una mejor distribución de las cargas al subsuelo. Generalmente se procura realizar una retícula de contratraveses continuas en ambas direcciones; que se conectan transversalmente con elementos que atraviesan la mampostería.

## 2.4.- Técnicas de reparación en elementos arquitectónicos-estructurales

Las técnicas de reparación tienen el propósito de corregir algún daño, generalmente local, con la diferencia de que las actividades de refuerzo estructural, buscan incrementar sustancialmente la capacidad de la estructura. Muchas de las técnicas en la arquitectura histórica pueden aplicarse para ambos propósitos.

*A continuación se describen algunas de las principales técnicas que más aplicación han tenido en los edificios históricos, con un énfasis en su funcionamiento estructural, más que en el procedimiento técnico constructivo.*

### *Técnica de inyección por gravedad*

La inyección de elementos de mampostería con lechadas de distintos materiales no es sólo un método de sellado de grietas, sino un procedimiento para llenar lo huecos internos que pueden existir por degradación o erosión progresivo del mortero. La inyección produce una calidad y una resistencia más uniforme en todo el espesor del elemento, por tanto el material de la lechada depende del tamaño de las grietas y oquedades internas del elemento de mampostería.

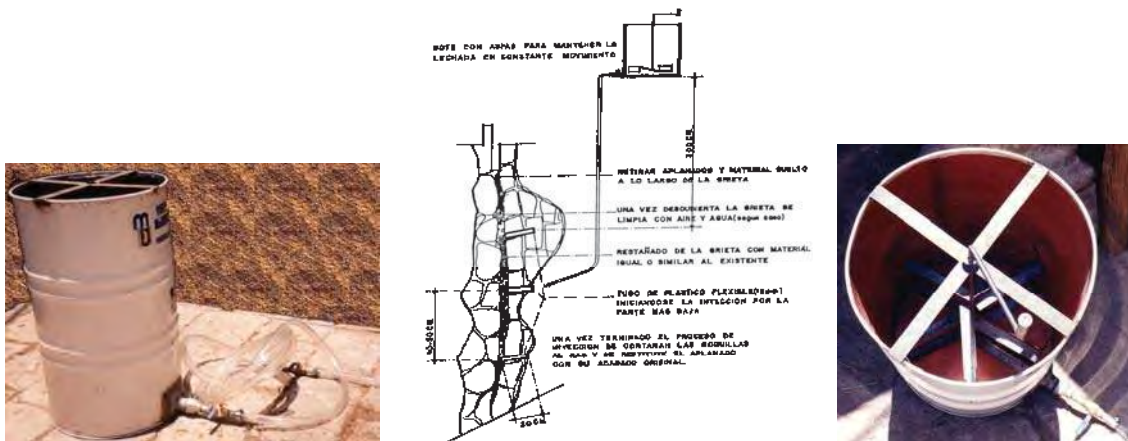


Fig. 13 Técnica para la inyección por gravedad en grietas

La inyección de lechada se emplea tanto para sellar las grietas como para rellenar las oquedades internas en elementos de mampostería. La superficie exterior de las grietas se debe sellar con algún mortero de fraguado rápido que impida la salida de la lechada, y la inyección se hace por pequeños tramos de tubo de poliducto que se insertan en la zona agrietada y se van llenando de abajo hacia arriba. La inyección de la lechada es generalmente de cemento-arena y agua, con un aditivo estabilizador de volumen para reducir la contracción por fraguado de la lechada.

Con la inyección se pretende tratar de mejorar no sólo una zona específica donde se evidencia una debilidad, sino el elemento completo; ésta se realiza usualmente por gravedad, aunque en casos complejos puede requerirse una inyección mediante bombeo a presión; su aplicación requiere el sellado de las superficies exteriores para evitar la fuga de la lechada. El empleo de materiales como las resinas epóxicas, no se justifica para las mamposterías.

### *Técnica con banda de malla electrosoldada*

Un procedimiento efectivo para restaurar la resistencia a tensión de un elemento agrietado es mediante una banda de malla electrosoldada fijada a la pared y recubierta con un mortero.

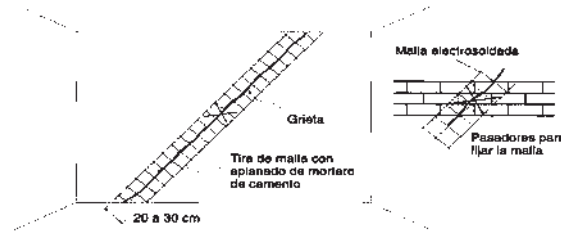


Fig. 14 Técnica de reparación de grietas con banda de malla electrosoldada

Sin embargo existen otros procedimientos que se emplean según el caso particular en estudio:

- La *impregnación* es un procedimiento que únicamente mejora la resistencia en una capa superficial del material; tiene una función más bien de protección contra la degradación, que de refuerzo estructural.
- La *sustitución* es un procedimiento laborioso pero muy efectivo para mejorar la capacidad estructural de los elementos de mampostería. Debe procederse por tramos pequeños y dejar superficies irregulares para propiciar una buena conexión entre el material viejo y el nuevo.
- La *liberación y reconstrucción* esta técnica tiene como propósito la sustitución o reparación de algunos componentes, o la inserción de refuerzos, o la nivelación de elementos distorsionados. Este procedimiento requiere gran cuidado constructivo para identificar y registrar las piezas componentes y volverlas a colocar exactamente en el mismo sitio. Si se trata de un elemento de apoyo, es necesario llevar a cabo un apuntalamiento que permita además de sostener temporalmente la zona que gravita sobre el elemento en reconstrucción, poder volver a transmitirle la carga, una vez reconstruido.

### *Técnica de la inserción*

Esta técnica de inserción a base de placas, grapas, pernos y otras piezas metálicas es útil para propiciar la conexión entre elementos constructivos en los que no existe una buena unión; debe procurarse un anclaje adecuado entre los elementos de acero y la mampostería, de otro modo no producirán ningún efecto favorable. Un inconveniente del empleo de acero para estos elementos de refuerzo es la posibilidad de corrosión que puede no solo dejarlos sin efecto, sino producir daños por la expansión que se asocia a la corrosión. En elementos de mampostería pétreo se recomienda el empleo de acero inoxidable para estos insertos.

### *Técnica con costura armada*

Esta técnica corresponde a la inserción de barras metálicas, normalmente varillas corrugadas de acero, que se insertan en perforaciones previamente realizadas, y que se

adhieren a la mampostería, mediante una inyección en los huecos con lechada. La perforación debe efectuarse con equipo rotatorio de bajo impacto para no dañar la mampostería. La posición y dirección de los refuerzos depende del objetivo que se persigue; el cual puede ser conectar dos ó más elementos arquitectónicos-estructurales entre sí; así como proporcionar resistencia a esfuerzos de tensión en algunas zonas críticas, o estabilizar una zona deteriorada de un elemento de mampostería.

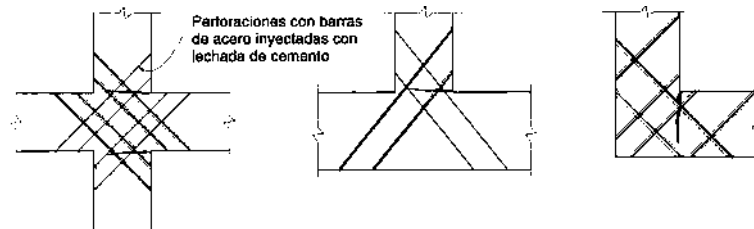


Fig. 15 Técnica de reparación mediante costuras armadas

#### *Técnica con tensores o tirantes*

Esta técnica es la solución más frecuente que se haya adoptado para remediar signos de debilidad estructural de los elementos arquitectónicos-estructurales que forman parte de un edificio y mantener unidas ciertas partes de estructuras de mampostería. Su empleo más frecuente ha sido para estabilizar arcos y bóvedas afectados por la abertura de sus apoyos, y para confinar la base de cúpulas que tendían a abrirse por los esfuerzos de tensión en su base.

Para el caso de arcos y bóvedas, los tirantes se colocan a la altura de los arranques y atraviesan todo su claro, lo que genera un impacto visual importante; sin embargo, su presencia en algunos tipos de edificios históricos los ha hecho familiares y en algunos otros casos han resultado todo lo contrario su presencia.

En el caso de las cúpulas, se aplicaban bandas de hierro, y posteriormente de acero, por el extradós de las cúpulas o en el coronamiento del tambor de éstas, donde son muy poco visibles.

Un punto crítico de los tensores es, obviamente, el anclaje, y otro la tensión inicial que requieren para reaccionar sobre la estructura y reducir el efecto de catenaria debido a su propio peso. En la actualidad se dispone de aceros de alta resistencia que reducen mucho el área transversal de los tirantes, para los cuales se emplean preferentemente los cables; se tiene también una amplia gama de sistemas de anclaje desarrollados, para evitar la concentración de esfuerzos debida al anclaje puntual, es frecuente amarrar los cables de tirantes envolviendo algún elemento estructural.

Para salvar las irregularidades geométricas de la estructura, se hace necesario el uso de dispositivos desviadores de cables de refuerzo; estos resultan muy efectivos. Una ventaja es la reversibilidad de estas soluciones. De hecho, esta técnica se usa ampliamente como remedio temporal para dar estabilidad a la estructura mientras se realizan otras operaciones correctivas o de refuerzo.

*Técnica con tirantes presforzados*

Los tirantes presforzados, internos o externos, son la forma más común de introducir un estado de esfuerzos que contribuya a la estabilidad de la estructura. Con una combinación de cables se pueden imponer condiciones de carga muy elaboradas a la estructura; sin embargo, hay que tener en cuenta, que las fuerzas activas introducidas tienden a desaparecer por las deformaciones diferidas de los materiales. Por ello, es necesario reajustar la tensión impuesta a los tirantes, durante el período en que las deformaciones diferidas son mayores; no obstante, aunque se llegue a perder parte del efecto activo, el tirante siempre será capaz de desarrollar su capacidad total como refuerzo pasivo cuando la estructura se deforma bajo las cargas externas.

Otro aspecto a cuidar en el caso de los tirantes, es la transmisión correcta de su tensión a la mampostería pétreo. Las concentraciones excesivas de esfuerzos pueden ocasionar deformaciones locales o falla del material por aplastamiento, en cuyo caso se anula tanto el efecto activo como el pasivo del tirante.

*Técnica con anillos de confinamiento o zunchos*

Esta técnica consiste en la colocación de anillos metálicos que abrazan el elemento estructural para restringir su expansión transversal. La presencia de un zuncho restringe la expansión transversal que se produce por el efecto de Poisson cuando un material se somete a una carga de compresión longitudinal, con lo cual se incrementa significativamente la capacidad de carga y la capacidad de deformación del elemento, evitando así la posibilidad de una falla frágil.

*Técnica con aplanado sobre malla metálica*

El aplanado sobre malla metálica tiene, además de la función de proporcionar una buena resistencia a tensión y cortante a los elementos, la de facilitar la conexión entre los distintos elementos, proporcionando una continuidad que es muy útil para efectos de hundimientos diferenciales o de sismos, el procedimiento altera la apariencia original, por lo que sólo se puede aplicar en las superficies donde el material estructural no sea aparente y en las que los recubrimientos existentes puedan ser removidos temporalmente o sustituidos definitivamente.

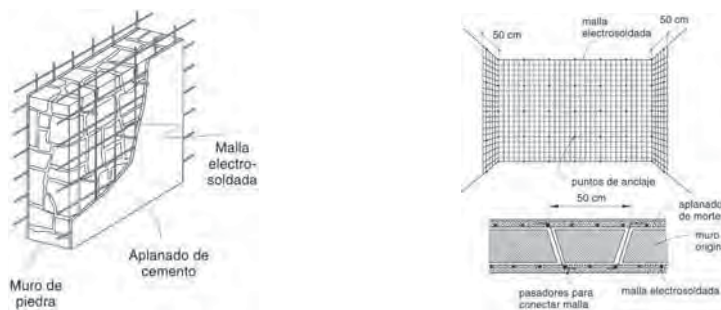


Fig. 16 Técnica de refuerzo en muros con malla electrosoldada

Entre las técnicas relativas a adosar y conectar a la estructura original nuevos elementos, la más eficiente y de más amplio uso, es la del refuerzo con una malla metálica conectada a la mampostería y recubierta con un aplanado de algunos centímetros de espesor. Con este procedimiento, el refuerzo se distribuye en toda, o en un amplia parte, de la superficie de la

estructura original, evitando concentraciones de rigidez y resistencia. El refuerzo suele ser una malla electrosoldada de alambres de acero, y el mortero puede ser aplicado manualmente o lanzado con equipos típicos de esta técnica. Una parte esencial es el anclaje de la malla a la mampostería; esto se facilita si se coloca el refuerzo en ambas caras y se conecta por medio de pasadores; de lo contrario el anclaje se realiza mediante clavos, grapas cuando el material de la mampostería es a base de adobe o tabique de barro recocido.

#### *Técnica con incrustación de concreto y acero*

La adición de elementos de concreto o de acero para reforzar la estructura, debe utilizarse sólo para casos en que la construcción original es prácticamente irrecuperable desde el punto de vista estructural. Elementos de este tipo dan lugar a grandes concentraciones de rigidez y resistencia, y su comportamiento es en general incompatible con el de la estructura original.

#### *Técnica con aisladores y disipadores*

En años recientes se han desarrollado diferentes sistemas innovadores para disminuir la vibración inducida por los sismos en las estructuras; consisten básicamente en aisladores colocados entre la cimentación y el terreno para limitar el movimiento que éste le transmite a la estructura, y en disipadores que amortiguan la vibración de la estructura y reducen sustancialmente los movimientos de ésta y las fuerzas inducidas.

El empleo de estas técnicas en los edificios históricos ha sido limitado, pero creciente. Los aisladores requieren una cimentación rígida y continua, de la que suelen carecer estos edificios, e implican además un trabajo muy complejo en la cimentación para colocar los dispositivos de aislamiento. Por su parte, los disipadores requieren para transmitir su efecto a toda la estructura, que ésta sea continua, lo que no se cumple normalmente en la arquitectura histórica.

Por otra parte es responsabilidad del especialista en restauración y de los profesionales que intervengan obras de reestructuración y sobre todo en actividades específicas como: liberación, consolidación, reintegración, restitución, integración, reposición y reconstrucción, aprovechar al máximo la experiencia lograda y utilizar racionalmente, todos los avances científicos, tecnológicos y de materiales contemporáneos, lo cual exige programas de investigación y experimentación de alto nivel.

Además es importante señalar que las diferentes alternativas que pudieran existir para realizar una reparación o refuerzo estructural, va a depender del caso específico en estudio, aclarando que no todas las propuestas son factibles de ejecutarse, por lo que reitero que es necesario previamente antes de intervenir una obra de restauración es realizar estudios estructurales y de materiales específicos.

Cabe mencionar que la restauración en la arquitectura histórica, como disciplina evoluciona rápidamente perfeccionando sus criterios y sus métodos, de modo que lo que hoy es aplicable, podrá no serlo mañana<sup>4</sup>.

---

<sup>4</sup> Chanfón Olmos, Carlos, *op. cit.*, p. 264



### 3. MEDIDAS DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL EN LA ARQUITECTURA HISTÓRICA.

#### 3.1.- Seguridad sísmica en elementos arquitectónicos-estructurales

Para proponer las distintas medidas de seguridad sísmica estructural es necesario entender las causas del daño, es decir el comportamiento estructural de los elementos arquitectónicos que forman parte del edificio y definir el objetivo del desempeño esperado.

Como medida de seguridad estructural en una edificación que vaya a ser rehabilitada es devolverle en lo posible la condición estructural que tenía antes del sismo, pero sin aumentar su resistencia, capacidad de deformación, ni rigidez. A este proceso se le denomina reparación. Esta actividad consiste en restaurar la estructura obturando o cosiendo las fisuras y sustituyendo las partes caídas con materiales similares a los originalmente usados. En el caso de cúpulas y arcos esta opción es bastante razonable pues en sí son estructuras muy estables si no hay movimientos exagerados de sus apoyos. Esta es una opción económica y rápida, pues hay que considerar la urgencia de sellar las grietas para evitar las filtraciones del agua de lluvia que pueden llevar a mayores daños en los acabados y otros elementos internos.

Otra medida de seguridad estructural de desempeño en la rehabilitación es llevar a cabo el reforzamiento exclusivamente de los elementos que sufrieron daño. Este esquema consiste en, además de recobrar la resistencia original, proporcionar una capacidad adicional de resistencia, rigidez, deformación o combinación de éstas.

Las consideraciones anteriores pueden ser válidas para toda la estructura, en especial para los campanarios, linternillas, así como para los contrafuertes y muros. Esta medida de seguridad estructural pretende que ante eventos similares, e incluso de mayor intensidad, los daños sean fácilmente reparables, con costos muy reducidos. Para evitar que los arcos y bóvedas se agrieten por los excesivos esfuerzos de flexión, para lo cual se debe incrementar la rigidez lateral de los apoyos. La práctica ha mostrado algunas técnicas constructivas de aplicación viables y otras con sus respectivas restricciones, por ejemplo dos opciones pudieran ser mediante la construcción o aumento de la rigidez de contrafuertes, o bien a través de la colocación de tirantes horizontales.

El primer caso implica una alteración sustancial en la mayoría de los elementos arquitectónicos-estructurales. La segunda opción es la instalación de cables entre los apoyos que ofrecen la ventaja de disminuir, e incluso, eliminar los desplazamientos relativos. Con ello se reducen las deformaciones de tensión a valores tolerables por la mampostería. Esta técnica ciertamente altera la apariencia del edificio pero tiene una larga tradición por haber sido aplicada desde hace siglos en estructuras abovedadas, por lo que puede ser considerada según el caso particular y previa justificación técnica; además tiene la característica de ser reversible.

Dada la hipótesis de mecanismo de falla y la revisión de las estructuras observadas con o sin daño, se pueden plantear opciones para la reparación y refuerzo de elementos arquitectónicos-estructurales; sin embargo el refuerzo exclusivamente de los elementos que han sufrido daño puede cambiar el comportamiento dinámico de la estructura. Si bien se

puede evitar que la falla vuelva a ocurrir en el mismo lugar, se puede provocar otro tipo, incluso, de mayores consecuencias.

1) La seguridad estructural de los edificios históricos y las posibles medidas para mejorarla deben evaluarse con base en diversos factores, entre los que destacan los siguientes:

- La situación actual no es producto solamente del sismo más reciente, sino es consecuencia del efecto acumulado de los sismos del pasado y de las reparaciones y modificaciones realizadas a lo largo de la existencia de la construcción.
- Las construcciones van a tener que soportar en el futuro, nuevamente y repetidamente, sismos que tendrán características semejantes pero con intensidades que pueden ser superiores a las que se presentaron esta vez.
- Para este tipo de construcción no puede pensarse en una vida útil limitada a pocas décadas como la mayoría de las edificaciones comunes, sino que debe procurarse que subsistan largamente en la posteridad. Al diseñar las medidas para su conservación puede postularse que estas construcciones deben ser capaces de resistir con daños menores o nulos, eventos que se repiten en promedio cada 50 años y que deben permanecer sin daños irreparables ante eventos con período de retorno del orden de un milenio.

2) El criterio que prevalece entre los arquitectos restauradores es el de tratar de recuperar condiciones lo más posible semejantes a las originales del edificio, bajo la hipótesis que éstas correspondían a un nivel de seguridad adecuado y que los daños son una consecuencia natural de los sismos, la cual es mejor aceptar y reparar en lugar que tratar de evitarla con alteraciones a la esencia y apariencia del edificio histórico, los cuales, por lo demás, tienen escasa garantía de resultar exitosas.

3) Aunque este criterio parece correcto en la mayoría de los casos, hay diversas situaciones en que es necesario tomar las consideraciones siguientes:

- Cuando el comportamiento ha revelado una debilidad clara y grave de la estructura que afecta su estabilidad y que es factible corregir con una modificación de eficacia indiscutible.
- Cuando la acumulación de daños por los sismos anteriores ha llevado a la estructura a una condición cercana a la inestabilidad. Este es el caso de arcos y bóvedas que han perdido progresivamente su curvatura, o de columnas o muros que han llegado a un desplomo acumulado que es de considerarse excesivo cuando rebasa del dos por ciento admisible.
- Cuando la edificación vaya a tener un uso intensivo, con un número importante de ocupantes, el nivel de seguridad que debe exigirse es mayor y la repetición de daños significativos no es admisible. Estos casos deberán ser evaluados cuidadosamente por todas las partes involucradas, para considerar posibles cambios de ocupación del

inmueble o modificaciones drásticas en su estructura que lleven a grado de seguridad requerido.

4) Entre las técnicas de refuerzo hay que dar preferencia, desde luego, a las que han tenido una efectividad comprobada en eventos anteriores y a las que alteran en menor grado las formas de comportamiento sísmico de la estructura.

5) El esquema de rehabilitación debe ser integral, fomentando que las fuerzas entre todos los elementos rehabilitados se transmitan eficientemente.

6) De acuerdo con el objetivo de desempeño seleccionado, se deberán evaluar las demandas de resistencia y rigidez con la información sísmica más actualizada (regionalización sísmica, espectros de diseño, acelerogramas registrados durante el sismo). Se deberán comparar con la capacidad estructural determinada a partir de experiencias previas o ensayos de materiales llevados a cabo in-situ.

8) En términos económicos, una mayor inversión en una rehabilitación con objetivos de desempeño más elevados, permitirá canalizar los recursos que de otra manera se gastarían en la restauración cada 25 o 30 años. La situación socioeconómica requiere de soluciones intermedias que, sin alterar el aspecto del edificio histórico, mejoren su desempeño.

#### 4. MONITOREO E INSTRUMENTACIÓN EN INMUEBLES HISTÓRICOS.

##### 4.1.- Monitoreo para el control de movimientos inducidos

El monitoreo requiere la instalación de sistemas de medición que proporcionen datos de referencia antes de la intervención, y que continúen en operación por el tiempo necesario para detectar efectos de la modificación que se está verificando. Se trata de determinar, principalmente, movimientos de puntos clave de la estructura, como flechas, inclinaciones, hundimientos, abertura y cierre de grietas, y, variaciones en el estado de deformación y de esfuerzos internos.

La medición consecutiva en intervalos cortos de las características y de los movimientos de la estructura, resulta ser necesaria para determinar el efecto de intervenciones de refuerzo y, sobre todo, para controlar que durante estas operaciones no se origine algún efecto desfavorable para la seguridad de la construcción. También es importante el monitoreo cuando la estructura está siendo afectada por algún factor externo permanente.

En los casos comunes, los sistemas de monitoreo están constituidos por *instrumentos de operación manual* con los que se realizan lecturas periódicas en una red de puntos, definida de manera que sea posible identificar las características estructurales relevantes.

Para planear y definir la instrumentación necesaria para llevar a cabo el control de la medición, existen varios tipos de instrumentos, desde los más simples como cinta métrica, plomadas y niveles de manguera, hasta los más elaborados, con registro electrónico continuo.

Del análisis y evaluación de los instrumentos de medición, se puede decir que la instrumentación idónea para realizar el control de mayor número de aspectos relacionados con el comportamiento de las estructuras, debe ser el más simple y directo posible, que cumpla con la precisión y permanencia a largo plazo de acuerdo al requerimiento de los estudios previos a la obra.

*A continuación se describen algunos de los instrumentos de uso más común.*

**Teodolitos y niveles** de topografía para determinar el movimiento que experimentan distintas partes de la estructura en el tiempo. Principalmente, se realiza aplicando un sistema topográfico de referencia fijo, formado por una retícula y un banco de nivel profundo que, en relación con la zona de afectación de la obra, permita tener el control de los desplazamientos horizontales y verticales de los puntos de apoyo topográfico para las nivelaciones y los levantamientos de coordenadas de las estructura, además de determinar el perfil de hundimientos totales y diferenciales.

**Distanciómetros.** Son instrumentos a base de rayo láser para determinar la distancia entre el punto donde se encuentra la fuente del rayo y una serie de reflectores fijados en diferentes puntos de la estructura. El

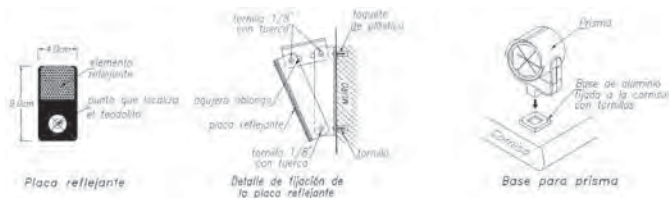
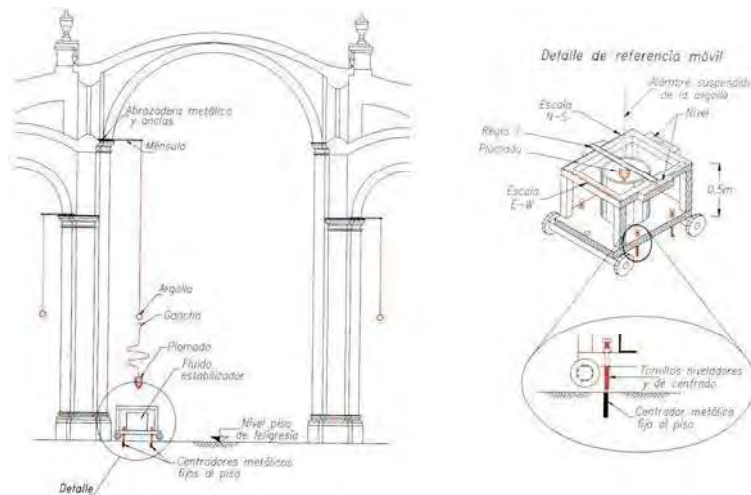


Fig. 17 Sistema de puntos de control de coordenadas

procesamiento numérico de los resultados de las mediciones permite determinar la distancia entre los puntos de medición sobre la estructura, y la variación de dicha distancia en mediciones sucesivas.

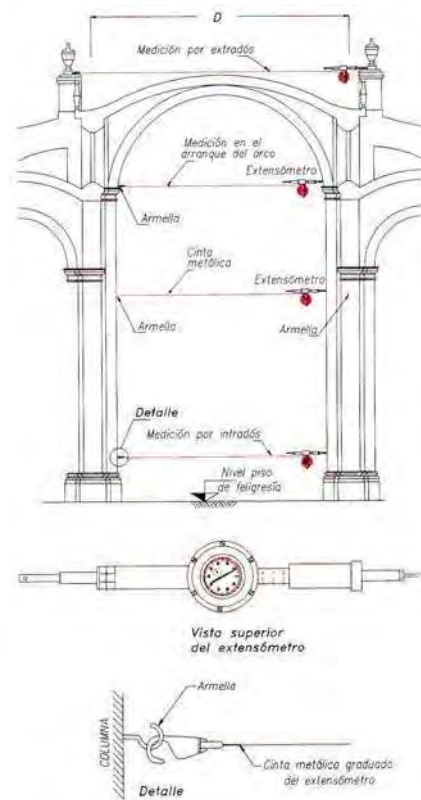
**Extensómetro** de cinta de acero invar, que es poco sensible a los cambios de temperatura, para medir la variación de la distancia entre puntos. La cinta se sujeta de armellas fijadas en los puntos a medir, cuenta con un resorte que le permite estirarse y una manecilla medidora que marca la distancia. Mediante triangulaciones entre puntos diversos se puede estimar la variación de claros de arcos y bóvedas, así como las convergencias por intradós y extradós de bóvedas y elementos de formas complejas.

**Plomadas** de diversos tipos para medir la desviación de la vertical, sobre todo de columnas y muros. Las plomadas pueden contar con marcos de referencia para facilitar la lectura de los cambios de posición y con dispositivos para amortiguar la oscilación debida a factores externos.



Fuente: Zaldivar García, S., (Coord.), 1995:330

Fig. 19 Sistema de la medición de desplomos



Fuente: Catedral Metropolitana. Corrección geométrica.  
Fig. 18 Sistema de medición con extensómetro de cinta

**Clisímetros.** Son niveles graduados para leer el ángulo que presentan ciertas superficies con respecto a la horizontal. Se usan para controlar las pendientes y sus cambios, sobre todo en columnas.

**Tirafondos.** El procedimiento más común para verificar si la anchura de una grieta ha sufrido alguna variación, se fundamenta en el supuesto de que aquella siempre aumentará. Un método sencillo consiste en fijar un par de tirafondos a cada lado de la grieta y medir la separación entre sus ranuras; estos tornillos no deben colocarse excesivamente cerca de la grieta, pues podrían romper el material y entonces no estarían suficientemente fijos en el muro. Existen otros medidores para medir cambios de aberturas de grietas y de juntas entre elementos formados por cuartetas o pares de pernos o de pequeñas placas de aluminio

adheridas al elemento estructural, con orificio de centrado para el apoyo del vernier que miden la variación de la distancia entre los dos puntos de referencia.

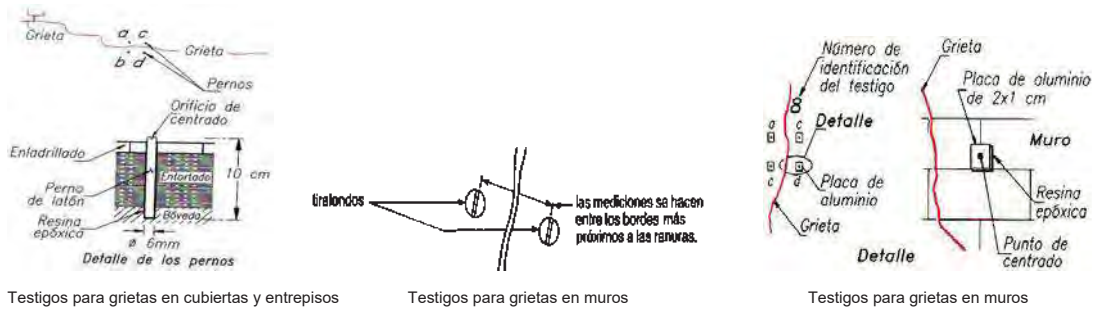


Fig. 20 Métodos de registro y seguimiento de grietas estructurales

**Testigos de yeso.** El procedimiento tradicional para monitorear el crecimiento de grietas es la colocación de testigos de yeso, que se colocan cruzando la grieta y, debido a que el material es frágil, se fisuran al menor movimiento relativo de los labios de la grieta, revelando que ésta sigue activa. Además el tamaño de la grieta en el testigo indica la abertura que experimenta la grieta.

Para el monitoreo manual se requiere de una laboriosa tarea para la recolección de datos y su procesamiento, así como para su representación gráfica e interpretación, en situaciones, para las que se requiere un monitoreo permanente y preciso y sobre todo, cuando es importante. Sin embargo para detectar oportunamente cualquier cambio significativo en el comportamiento, resulta apropiado contar con un sistema de monitoreo mucho más refinado para cumplir su función de manera automática y con mayor precisión.

#### 4.2.- Técnica y equipo de pruebas para el análisis de los materiales

La base para el diagnóstico de la seguridad de un edificio y para el proyecto de una eventual intervención, es el conocimiento completo y detallado de su situación actual. Pocas veces son las ocasiones en que se puede contar con una documentación confiable y completa sobre las características del edificio. Es, por ello, que es necesario realizar una serie de estudios de campo para obtener los datos que se requieren para evaluar la seguridad estructural.

En las últimas décadas se han desarrollado diversos instrumentos tecnológicamente avanzados para el estudio y análisis estructural de los edificios. Hay que tener en mente que los instrumentos y la tecnología son ayudas, y no sustitutos de un buen criterio estructural ni del conocimiento y experiencia sobre los sistemas constructivos.

En la etapa de estudios preliminares debe tomarse en cuenta que algunos edificios históricos se edificaron generalmente en tiempos relativamente prolongados, y con frecuentes interrupciones. A lo largo de los años o siglos, estos edificios han sido sometidos a reparaciones o a modificaciones que pueden haber alterado su comportamiento estructural. La inspección in-situ y el levantamiento planimétrico permiten detectar irregularidades geométricas y constructivas, así como daños o signos de mal comportamiento.



En adición a la identificación de los elementos estructurales y de su geometría, es necesario conocer la calidad de los materiales de la estructura, y en algunos casos el estado de daño o deterioro que han sufrido a lo largo de los años. Es común que esto se realice de manera cualitativa por inspección visual o por percusión sobre los elementos.

Sin embargo, es oportuno contar con determinaciones cuantitativas de las propiedades mediante pruebas de laboratorio o en sitio; para ello hoy en día se cuenta con una gama de opciones que varían en el grado de precisión y de afectación del elemento.

*A continuación se describen algunas de las técnicas y equipo de pruebas de uso más común, para el análisis de los materiales.*

Paralelamente a las pruebas directas para la determinación de las propiedades mecánicas y de resistencia, se ha desarrollado una serie de pruebas indirectas que son menos precisas, pero con la ventaja de ser *no destructivas*. En muchos casos, más que para la determinación cuantitativa de propiedades, estas pruebas sirven para identificar zonas defectuosas donde tales propiedades son significativamente menores que el promedio, sea por defectos constructivos o por deterioro producido por alguna causa externa.

El *esclerómetro* o martillo de rebote. Es un instrumento que permite una estimación sencilla y no destructiva de la calidad de la piedra; sin embargo las determinaciones de la resistencia con este instrumento, son poco precisas y sólo refleja las características de una capa muy superficial del material y es muy sensible a la forma en que se hace el disparo contra la superficie del elemento, debido a la presencia de irregularidades locales en el punto de contacto.

Equipo de *ultrasonido*. Este instrumento permite mediante ondas de ultrasonido realizar pruebas rápidas y no destructivas para la medición de la resistencia de materiales, además permite detectar defectos o cavidades internas. Resulta un método económico para una revisión generalizada de la estructura mediante la medición de un gran número de puntos; asimismo permite analizar materiales de gran espesor. Si se escanean los resultados, se puede obtener una especie de tomografía sónica, en la que se detecten zonas defectuosas.

Equipo de *magnetometría*. Este instrumento detecta objetos metálicos en el interior de elementos de mampostería. SU principal uso es para ubicar refuerzos metálicos previos, de los cuales permite identificar la posición y, aproximadamente, las dimensiones. Esta técnica consiste en escanear la superficie con una pequeña sonda que mide el campo magnético.

La técnica con *extracción de núcleos*, Consiste en la extracción de probetas de los elementos estructurales en estudio o de otros que se consideren similares. Lo más útil es la extracción de núcleos, que atraviesen el espesor total del elemento, para determinar su composición interna y las posibles diferencias de la parte central con respecto a la exterior.

Técnica con *termografía*, se basa en la medición de la diferencia de emisión y conducción que tienen diversos materiales. Las radiaciones térmicas, detectadas por instrumentos sensibles a la radiación infrarroja, son transformadas por el instrumento en señales

eléctricas, y convertidas en imagen con diferentes gamas cromáticas. Las imágenes reproducidas en monitores o impresas, permiten identificar la presencia de cavidades o de objetos extraños en el elemento. La principal ventaja de esta técnica es que puede aplicarse a distancia, sin tocar la edificación. La resolución de la imagen suele ser baja debido a la casi nula conductividad térmica de la mampostería. Sin embargo esta técnica permite detectar lo que existe debajo de un recubrimiento o en su caso verificar la continuidad del elemento arquitectónico-estructural.

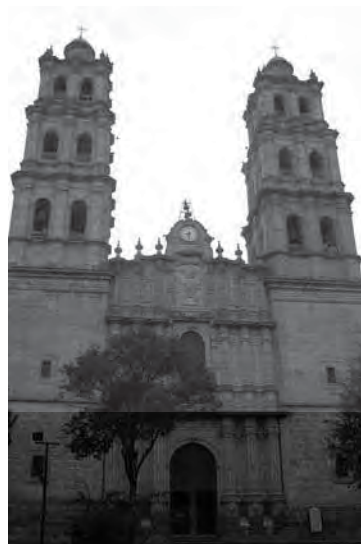
Técnica con *radar de penetración*, consiste en medir la velocidad de ondas electromagnéticas a través del elemento, obteniendo de esta manera una tomografía de los elementos estructurales en los edificios históricos.

Técnica con *gato plano*. Esta técnica es parcialmente destructiva y ha resultado muy efectiva para determinar, no sólo las propiedades mecánicas del material, sino también el estado de esfuerzos en ciertas porciones del elemento. Esta prueba se puede llevar hasta niveles relativamente altos de esfuerzos, correspondientes a la aparición de algún agrietamiento o aplastamiento. La curva esfuerzo-deformación, así obtenida, permite definir el módulo de elasticidad y tener una indicación de la resistencia del material.

Técnica con *videosonda*. Consiste en una sonda con microcámara rotante que puede penetrar en perforaciones efectuadas en el elemento arquitectónico, mostrando las zonas ocultas de la construcción o el interior de los elementos estructurales. Estas se introducen en perforaciones hechas con equipo rotatorio y pueden llegar a diferentes profundidades. El procedimiento puede llevarse a cabo introduciendo un endoscopio para uso médico en las perforaciones realizadas para la extracción de núcleos, permitiendo conocer la composición de la parte central de la sección.

## CAPÍTULO V

### ANÁLISIS DE MODELO REPRESENTATIVO CASO DE ESTUDIO VALLADOLID-MORELIA



Casos de estudio: Edificios históricos en Valladolid (Hoy Morelia, Mich.)

---

## 1.- CARACTERÍSTICAS Y PROPIEDADES MECÁNICAS DEL SUBSUELO

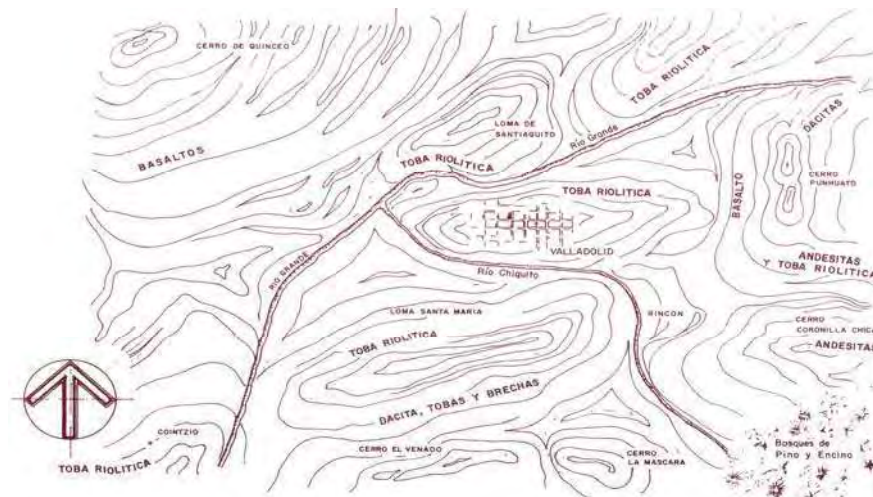
La ciudad de Morelia, capital del estado de Michoacán, se encuentra situada en los 19° 42' de latitud Norte y a los 101° 07' de longitud Oeste. La ciudad se desarrolla en la margen derecha del río grande de Morelia, habiéndose ubicado las construcciones más antiguas en la parte alta del valle y a medida que fue creciendo se fueron extendiendo en todas direcciones. El material original para las edificaciones es la toba riolítica (cantera).

Morfológicamente, en la ciudad de Morelia se pueden diferenciar las siguientes unidades:

- Una zona meridional donde aparece una meseta que presenta pendientes escarpadas en dirección a la ciudad.
- Una zona de lomeríos de suave pendiente donde se encuentra la mayor parte de la zona urbana.
- Una zona plana a lo largo de los ríos, donde existen depósitos aluviales.
- Una zona septentrional casi plana donde se encuentran rocas basálticas.

Casi toda la ciudad de Morelia está construida sobre un lomerío de suave pendiente en el que afloran tobas limo-arenosas de color café amarillento que posiblemente se depositaron en un ambiente lacustre. Estas tobas son compactas y están constituidas por alternancias de limos arenosos y arenas limosas, producto de las emisiones volcánicas que acompañaron a la formación de los basaltos. Estos materiales recubrieron en forma irregular a todas las formaciones previas, por lo que es posible encontrarlas en pequeños espesores tanto en las áreas de afloramiento de las rocas riolíticas como en el área de las andesíticas.

Por otra parte la ciudad de Valladolid se asentó en el rincón más protegido del amplio valle escogido para su fundación. Los materiales pétreos que afloran o cubren el terreno, ponen en evidencia una historia continua de acciones volcánicas que alteraban tanto las estructuras geológicas como la topografía de la región. La geología superficial de la zona que nos ocupa, muestra la existencia de basaltos, riolitas, andesitas y dacitas; todas ellas de origen volcánico.



Plano 1 Materiales pétreos en la región Morelia. (Silva Ruelas, L., 1990:150)



La ciudad de Morelia localizada en una zona donde se han manifestado grandes cambios geológicos, forma parte del Cinturón Volcánico Mexicano. En la región de estudio es de gran importancia el sistema de fallas sísmicamente activas de dirección E-W que en la historia han dado lugar a una fuerte actividad sísmica. En Morelia, el segmento de falla conocido como La Paloma y las fallas de La Colina y de Tarimbaro, todas de dirección E\_W, muestran evidencias de actividad sísmica posterior a los asentamientos humanos del Valle de Guayangareo.



Fuente: Mejía Ramírez, J., *et. al.*, 1972:141  
Plano 2 Carta geológica de la región de Morelia

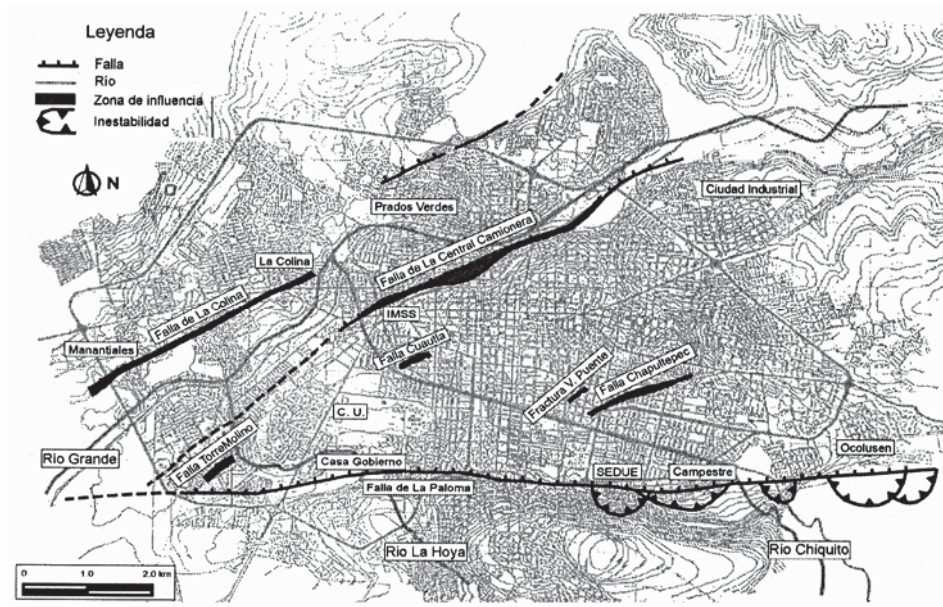
Los principales fenómenos tectónicos en la zona de Morelia están representados por las fracturas y fallas que acompañaron a las emisiones volcánicas. En el plano geológico de la ciudad se pueden apreciar dos fallas con dirección aproximada Este-Oeste, una que afecta a las rocas riolíticas y la otra a las rocas andesitas. En medio de estas dos discontinuidades se encuentra la ciudad de Morelia.

La ciudad de Morelia se encuentra localizada sobre tres tipos de litologías principales en cuatro zonas: Zona 1.- El centro histórico que fue edificado sobre una loma de cantera que se encuentra basculada hacia el sur; Zona 2.- Se localiza en el mismo tipo de litología pero en mesetas horizontales (zona de Santa María); Zona 3.- Se desarrolla en antiguas zonas fluvio-lacustres con espesores de sedimentos que van desde unos metros hasta 70 mt, estos sedimentos se encuentran coronados por espesores de suelos de uno a dos metros de espesor y Zona 4.- Es la zona que se han edificado sobre las lavas andesitas-basálticas de los volcanes del Quinceo y las Tetillas. En estos tipos de litología se ha evaluado la respuesta sísmica empleando registros de mediciones de microtemores.

Podemos separar dos tipos de peligro ligados a fallas geológicas en la ciudad de Valladolid-Morelia, aquellos donde han existido fallas geológicas y que hoy en día la intervención del hombre y del clima se presenta fluencia y aquellas fallas geológicas que se pueden considerar sísmicamente activas y ligadas, en ocasiones a inestabilidad de taludes.

Se considera que una falla es sísmicamente activa cuando ha tenido actividad sísmica en tiempos históricos. En la región de Morelia las fallas que pueden ser clasificadas en este

grupo serían la Falla de La Colina, la Falla de Tarímbaro y los segmentos de falla de Acambay-Morelia (La Paloma, Cerritos, Cointzio).



Fuente: XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 1999:141

Plano 3 Ubicación de las fallas geológicas en la ciudad de Morelia

En la antigua Valladolid, hoy Morelia se ha logrado estudiar y delimitar las siguientes fallas geológicas activas:

*Falla por hundimientos de fluencia:* El movimiento de estas fallas se realiza a lo largo de planos de fallas geológicas con orientación NE-SW, aparentemente sin actividad sísmica que pueda ser registrada por el hombre. Su formación empieza con fracturas que poco a poco permiten el hundimiento de uno de sus bloques hasta lograr afectar las edificaciones, sin embargo este proceso de fluencia permite que los sedimentos fluolacustres se deformen, por lo tanto este tipo de hundimiento es asísmico y no afecta a la roca (cantera).

*Falla de Nocupetaro:* es la de mayor extensión y la que presenta un rasgo morfoestructural claro con una dirección NE\_SW, prolongándose por varios kilómetros. Su geometría es variable, se han caracterizado dentro de este segmento sectores donde la falla se comporta en forma de curva, originando varios subsegmentos. Haciendo referencia del hundimiento efectuado en 1983 y observando el nivel mínimo actual, que alcanza los 80 cm, se puede considerar que su actividad es constante con una media de hundimiento de 5 cm anuales.

*Falla de la Colina:* Es una estructura geológica de dirección NE-SW, que tiene un relieve morfológico en su sector NE de alrededor de 4mt. En 1988, se origina un hundimiento en dirección NW, con un desplazamiento vertical de por lo menos 80 cm en el sector NE. Su prolongación hacia el SW ya es obvia afectando a más de 25 edificios; se considera que esta falla es sísmicamente activa debido a que está cortando a lavas donde se han encontrado restos de mazorcas, que evidencia su edad histórica. Por otro lado las lavas del volcán Quinceo que son cortadas por la falla de la Colina han sido estimadas de 500,000 años. Esta falla presenta dos tipos de riesgos, uno es de hundimiento con un movimiento vertical de 4



a 6 cm anuales, su zona de influencia es variable de por lo menos 20 mt a ambos lados de la falla.

*Falla Torremolino:* Presenta una dirección NE-SW, con un hundimiento hacia el NW observándose un desnivel máximo de 40 cm, continuando hacia el NE, afectando 10 edificios. Fallas semejante a esta han aparecido en la calle de Cuautla (centro histórico) y Av. Ventura Puente.

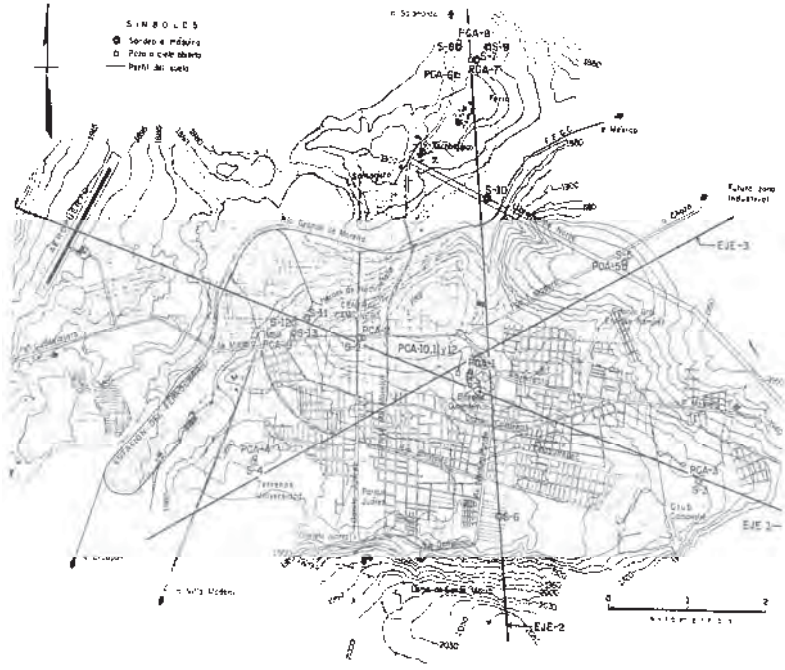
*Falla de la Paloma:* Al sur del centro histórico de Morelia se ubica la mesa de Santa María que está formada por la “Cantera de Morelia” entre esta mesa y la depresión de Morelia existe un desnivel vertical de más de 200 mt, este desnivel ha sido provocado por una falla en dirección E-W formando parte del llamado “Sistema de fallas activo Morelia-Acambay”. Este sistema es responsable de varios sismos que han afectado principalmente los estados de Michoacán y de México. En la zona de Acambay las fallas del mismo nombre fueron responsables del sismo de 1912, con una magnitud registrada de 6.9 en la escala de Richter. Además la región de Morelia-Pátzcuaro fue severamente afectada durante el sismo de 1858, el evento sísmico tuvo una intensidad, en la ciudad de Morelia de IX en la escala de Mercalli.

*Falla Chapultepec:* La falla no tiene expresión morfológica aparente y es la que más discusión presenta de sí es o no una falla geológica, hasta el momento su extensión es de aproximadamente 1,350 mt, con una dirección NE-SW y un desnivel de 40 cm hacia el SE. Esta falla se encuentra afectando a más de 50 edificios y calles. En los tres últimos años se ha observado que la falla se ha prolongado tanto en forma perpendicular como paralela, dañando nuevas zonas. Su desnivel es variable siendo más visible en la parte central de por lo menos 30 mt hacia ambos lados de la falla; considerando un desnivel máximo de 50 cm con una media de hundimiento de 4 a 5 cm anuales.



Fuente: XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 1999:145  
 Plano 4 Microzonificación de peligro de la ciudad de Morelia

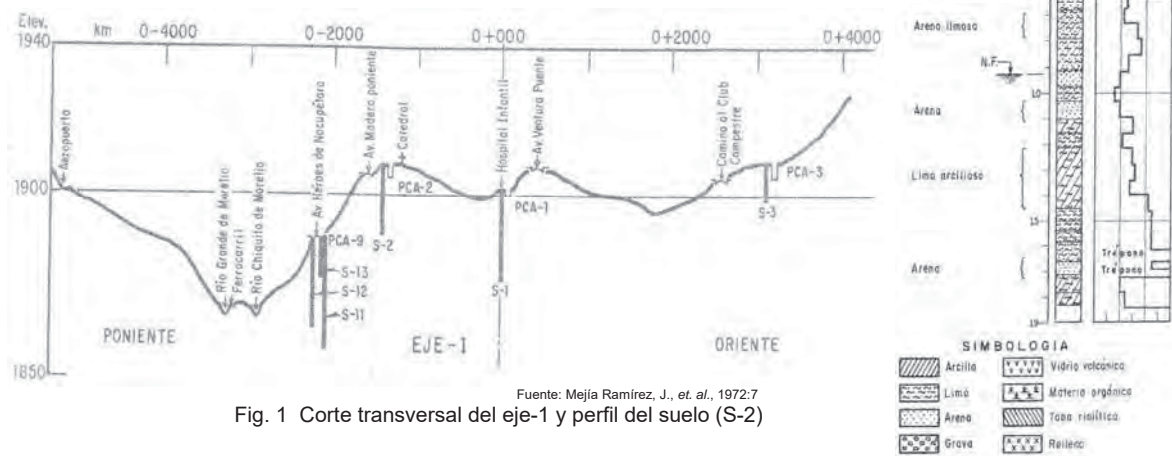
Para este trabajo se presenta información de la geotecnia recabada de estudios realizados en la ciudad de Morelia<sup>12</sup>, Para lo cual muestro los resultados obtenidos de un sondeo de penetración estándar (S-2) realizado a una profundidad de 19 mt, y de una muestra obtenida mediante un pozo a cielo abierto (PCA-2); estudio de sondeo localizado sobre el eje transversal-1 que se ubica de oriente a poniente del centro histórico de la ciudad, sobre la Av. Madero Poniente esq. Galeana. Asimismo se



Fuente: Mejía Ramírez, Joaquín, et. al., 1972:7  
Plano 5 Localización de sondeo (S-2) y pozo a cielo abierto (PCA-2)

presentan datos de pruebas índice efectuadas en las muestras obtenidas en el sondeo de penetración estándar, así como el registro mismo de penetración; de las muestras cúbicas inalteradas obtenidas de los pozos a cielo abierto, se presentan sus propiedades índice y sus propiedades de resistencia al esfuerzo cortante, obtenidas mediante la ejecución de ensayos de compresión simple, compresión triaxial rápida y de compresión triaxial consolidada rápida.

Sobre el plano de localización de sondeos, en el que también aparecen las curvas de nivel topográficas, se trazaron tres ejes que cruzan la ciudad de Morelia en diferentes direcciones, a partir de los cuales se obtuvo el corte transversal del eje-1.



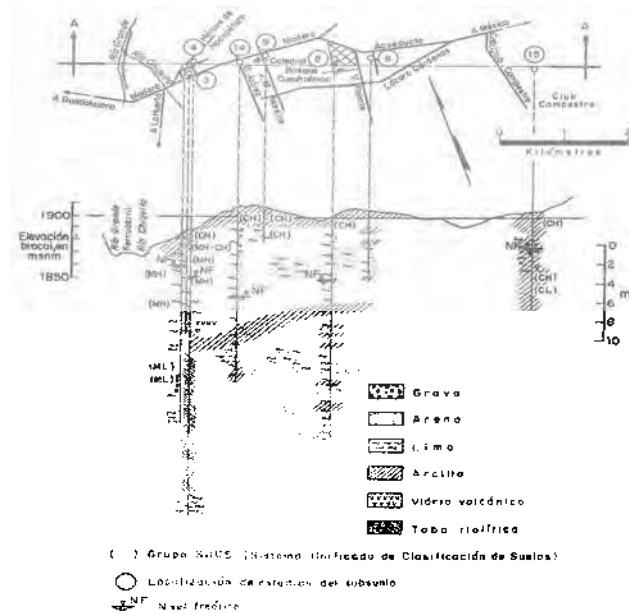
Fuente: Mejía Ramírez, J., et. al., 1972:7  
Fig. 1 Corte transversal del eje-1 y perfil del suelo (S-2)

<sup>12</sup> Mejía Ramírez, Joaquín, et. al., *El subsuelo de la ciudad de Morelia*, Cuadernos técnicos N° 1, Morelia, Escuela de ingeniería civil UMSNH, 1972, pp. 1-155.

El sondeo (S-2), presenta un relleno artificial del orden de 2 mt de espesor en estado suelto, y a continuación, un estrato muy compacto, formado de limos y arcillas de 4.00 mt de espesor; después hasta la máxima profundidad explorada de 18.5 mt, se encontraron materiales típicos con resistencia a la penetración entre 20 y 40 golpes aumentando notablemente con la profundidad.

Analizando la *estratigrafía* general del subsuelo de Morelia se puede observar que está definida por la topografía del lugar, ya que en las partes altas que corresponden al centro de la ciudad (zona de estudio) se encuentra un estrato superficial formado por arcilla gris oscuro del grupo CH del SUCS (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos), bajo este estrato se encuentran capas erráticamente distribuidas de arcilla CH y de limos arenosos y arcillosos (grupos MH, ML, MH-CH), habiéndose localizado en puntos aislados una formación de tobas riolíticas profundas.

En cuanto a las *propiedades mecánicas de los suelos* tenemos que la parte correspondiente al centro histórico de la ciudad de Morelia (zona de estudio), se presentan las propiedades de los suelos predominantes arcillosos encontrados hasta 2.50 mt de profundidad ya que la generalidad de las construcciones en esta zona están cimentadas por superficie; a mayores profundidades los depósitos limo-arcillosos presentan una resistencia a la penetración más alta, como se muestra en el siguiente corte estratigráfico.



Fuente: Mejía Ramírez, J., et. al., 1972 : 151  
 Fig. 2 Corte estratigráfico (sondeo S-9 y S-14)

**Tabla 1 Propiedades mecánicas de los suelos (sondeo S-9 y S-14)**

SONDEO	UBICACIÓN	PROF. (mt)	GRUPO (sucs)	W (%)	W <sub>L</sub> (%)	I <sub>p</sub> (%)	e	S <sub>s</sub>	γ (tn/m <sup>3</sup> )	C (kg/cm <sup>2</sup> )	φ	CLASIF.
S-9	Av. Madero Ote esq. Virrey de Mendoza	1.00	CH	22	63	20	0.94	2.43	1.48	0.40		Arcilla poco limosa
		a		a	a	a	a	a	a	a	a	
S-14	Av. Madero Pte esq. Benito Juárez	1.50	MH	37	59	31	1.05	2.30	1.45	0.58		Limo Areno-arcilloso
		a		a	a	a	a	a	a	a	42°	
		2.50		47	76	64	1.30	2.50	1.69	0.73		

Prof. = Profundidad.  
 w = Contenido de humedad.  
 W<sub>L</sub> = Límite líquido.  
 I<sub>p</sub> = Índice de plasticidad.  
 e = Relación de vacíos.

S<sub>s</sub> = Densidad de sólidos.  
 γ = Peso volumétrico natural.  
 c = Cohesión.  
 φ = Ángulo de fricción interna.  
 Clasif. = Clasificación.

En cuanto a la *geología estructural* de la zona de estudio, se puede considerar que la parte norte del estado de Michoacán se caracteriza por una alta actividad sísmica y volcánica. En esta región, que forma parte del Cinturón Volcánico Mexicano, se han presentado algunos sismos históricos violentos en la zona correspondiente al centro de la republica mexicana<sup>13</sup>. Algunos de estos centros representan el vulcanismo más reciente en el cinturón volcánico mexicano, que se manifestó históricamente en el año de 1759 con la formación del volcán Jorullo y en 1943 con el nacimiento del volcán Parícutín<sup>14</sup>.

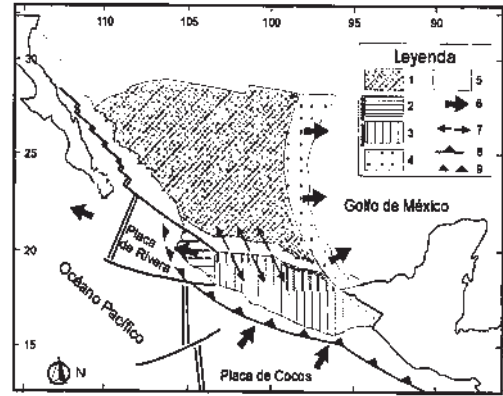


Fig. 3 Contexto geodinámico de México y placas tectónicas en movimiento.

Desde el año de 1983, en la ciudad de Morelia, y en otras ciudades del norte y centro de México, se detectaron problemas de hundimientos diferenciales a lo largo de trazas lineales, produciendo daños importantes en varias construcciones. Estos hundimientos definen trazas rectas en la superficie con direcciones paralelas a sistemas de fallas regionales. En la ciudad de Morelia las zonas que han sido dañadas por estas fallas son en dirección noreste-suroeste, aunque también se observan fallas con dirección este-oeste que están generando algunos daños de inestabilidad de taludes<sup>15</sup>. Para 1988 se habían detectado en la ciudad de Morelia LAS siguientes fallas: La ubicada en la ex-Central Camionera, La Colina, Chapultepec y La Paloma. Para el año de 1990 el número de fallas aumentó a cinco cuando se detectó desplazamiento en la falla de Torremolino. Actualmente se han identificado dos fallas más: Cautla y ventura puente, las que iniciaron su movimiento a fines de la década de 1990<sup>16</sup>.



Fuente: XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 1999:138  
Fig. 4a Plano de localización de la zona de Morelia-Cuitzeo



Fig. 4b Localización de las fallas geológicas NE-SW

<sup>13</sup> Garduño M., V. H., Arreygue R., et al., *Las fallas geológicas y sísmicas de la Ciudad de Morelia y su influencia en la planificación del territorio*: Ingeniería Civil, v.1, núm. 5, Morelia, UMSNH, 1998, pp. 3-12.

<sup>14</sup> Se muestra el plano de localización de la zona de estudio, en donde se puede apreciar el contexto geodinámico de México, así como las zonas tectónicas indicadas en el recuadro de la leyenda: 1) Placa de Norteamérica; 2) Bloque Jalisco; 3) Terrenos estratotectónicos de arcos volcánicos del sur de México; 4) Planicie Costera del Golfo; 5) Cinturón Volcánico de Mexicano (CVM); 6) Movimiento relativo de placas; 7) Distensión en el CVM; 8) Zona de succión; 9) Subducción en la placa Rivera.Fuente: *Efectos de las fallas asociadas a sobreexplotación de acuíferos y la presencia de fallas potencialmente sísmicas en Morelia, Michoacán, México*, Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, v. 18, núm. 1, 2001, p.38

<sup>15</sup> Arreygue Rocha, E., et al., *Efectos de las fallas asociadas a sobreexplotación de acuíferos y la presencia de fallas potencialmente sísmicas en Morelia, Michoacán, México*, Revista Mexicana de Ciencias Geológicas, v. 18, núm. 1, Morelia, (s. ed.), 2001, p.38.

<sup>16</sup> *Ibidem*, p. 39.



Los daños a las construcciones de Morelia parecen estar asociados a hundimientos diferenciales por compactación o bien, por su morfología, a inestabilidad de taludes en los escarpes de las fallas tectónicas<sup>17</sup>; sin embargo entre las fallas de Morelia, dos son tectónicas y activamente sísmicas; ellas forman parte del sistema de Morelia-Acambay en donde se han registrado eventos sísmicos en tiempos históricos. Asociadas al escarpe de una de ellas existen zonas de inestabilidad en donde suceden movimientos en masa. Las fallas geológicas de la ciudad de Morelia, como en otras ciudades de México (Salamanca, Aguascalientes, Querétaro, Irapuato, Celaya, etc.), afectan a sectores de distintos estratos sociales y a diferentes edificaciones en zonas urbanas y conurbanas.

En cuanto a la *capacidad de carga y asentamientos*, se tienen los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante obtenidos de pruebas triaxiales rápidas (TR) y consolidadas (TCR) ejecutadas en muestras inalteradas en los diferentes estudios de sondeo realizados en la ciudad de Morelia<sup>18</sup>, donde se muestran los resultados de pruebas realizadas de 1.5 a 3.0 mt de profundidad, con variaciones en la cohesión de 0.0 a 0.8 kg/cm<sup>2</sup> y con un ángulo de fricción interna de 12° a 35°; los resultados de pruebas TCR, realizadas en muestras obtenidas de 1.0 a 6.85 mt., manifiestan variaciones de la cohesión de 0.0 a 3.0 kg/cm<sup>2</sup> y del ángulo de fricción interna de 9° a 51°.

No obstante, a lo anterior puede decirse que los valores promedios de las capacidades de carga y los correspondientes asentamientos calculados para cimentaciones continuas de 1.00 mt de ancho, desplantadas en suelos cohesivos y friccionantes con un factor de seguridad de 3, son los siguientes:

Zonas altas:

$$d_f = 1.50 \text{ mt.} \quad q = 20 \text{ tn/m}^2 \quad \Delta_{\text{máx.}} = 3 \text{ cm.}$$

Zonas bajas:

$$d_f = 1.50 \text{ mt.} \quad q = 8 \text{ tn/m}^2 \quad \Delta_{\text{máx.}} = 5 \text{ cm.}$$

Donde:

- $D_f$  = Profundidad de desplante.
- $q$  = Capacidad de carga.
- $\Delta$  = Asentamiento Total.

Para el caso del centro histórico (zona de estudio), se presenta el estudio de sondeo realizado mediante un pozo a cielo abierto (PCA-2) donde se aprecian los resultados obtenidos de la muestra analizada en el laboratorio de mecánica de suelos.

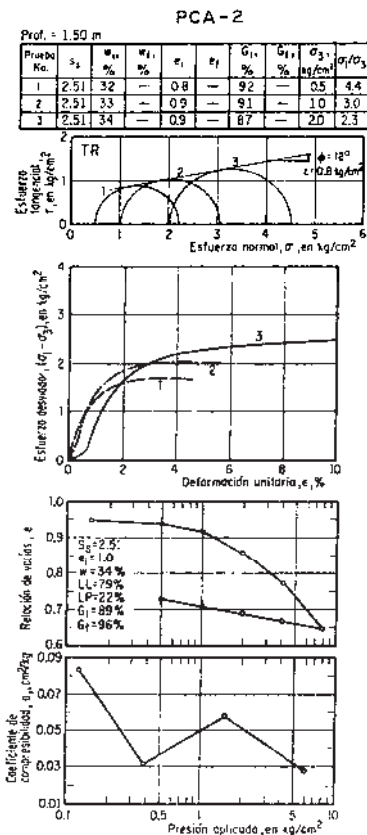


Fig. 5 Prueba triaxial y prueba de consolidación (PC-2)

<sup>17</sup> Jara, M., Hurtado, F., et al., Zonificación sísmica de la Ciudad de Morelia: Morelia, Escuela de Ingeniería Civil, UMSNH, Boletín informativo, núm. 5, 1994.  
<sup>18</sup> Mejía Ramírez, Joaquín, et al., op. cit. pp. 135.

Durante el trabajo de investigación se llevó a cabo un estudio geotécnico y geofísico (mayo de 2002) por parte del “Departamento de Geología y Mineralogía del Instituto de Investigaciones Metalúrgicas de la UMSNH”<sup>19</sup>, dentro de la zona delimitada como centro histórico de Morelia (zona en estudio). El estudio geotécnico fue realizado al lado norte y sur de la falla geológica existente y conocida como “falla de la central camionera”, que se localiza sobre la Av. Nocupetaro y lado norte de la antigua central camionera.

La información recabada de este estudio geotécnico, permite conocer las propiedades físico-mecánicas que presenta una parte del subsuelo del centro histórico que corresponde al sector reforma. Los resultados obtenidos permitirán valorar las condicionantes que deben tomarse con respecto a la relación suelo-estructura cuando se analiza la cimentación y el comportamiento estructural y efecto sísmico que puede presentarse en un edificio histórico u otros edificios dentro de la zona del centro histórico de Morelia.

El estudio aporta el informe y resultado técnico siguiente:

- Los sitios que se eligieron para realizar las pruebas fueron con el objeto de cortar perpendicularmente la traza de la falla (falla de la central camionera) que se localiza al lado norte de la antigua central camionera y de esta forma poder conocer el área de influencia de dicha falla.
- Se extrajeron dos muestras inalteradas a profundidad promedio de 3m, es decir, se tomó una muestra del lado superior (sur) de la falla y la otra de la parte baja (norte).
- Las pruebas físicas que se les aplicó a las muestras inalteradas son: porcentaje de humedad natural, granulometría, límites de consistencia, peso volumétrico del lugar, peso específico de los sólidos.
- Se realizaron las pruebas mecánicas de esfuerzo-deformación como son: Compresión sin confinar, triaxial rápida y la consolidación unidimensional. Con dichas pruebas se determina el ángulo de fricción interna y la cohesión de los materiales analizados.
- De acuerdo a la estratigrafía que se encontró se puede decir que no coinciden los estratos que se pueden observar en el lado sur con los que se localizan en el lado norte, es decir por el efecto de la falla las litologías cambian, así mismo los espesores de los materiales que se localizan en estos sitios.
- En el lado sur se encontró una arena arcillosa de color café claro (según la SUCS) a una profundidad de 0.90 mt y es precisamente de este nivel donde se tomó el material para la realización de la prueba inalterada que se llevó al laboratorio para su análisis. La profundidad de donde se logró la muestra es de 2.9m.

---

<sup>19</sup> El estudio geotécnico y geofísico e informe de pruebas fue realizado por el Departamento de Geología y Mineralogía del Instituto de Investigaciones Metalúrgicas de la UMSNH, en mayo de 2003 a cargo del Dr. Víctor Hugo Garduño Monroy y el Dr. Eleazar Arreygue Rocha.



- En el lado norte de la falla se encontró, a una profundidad de un metro una arcilla orgánica de alta compresibilidad de color gris (según la SUCS) y la muestra inalterada fue tomada a una profundidad de 1.80m, para posteriormente ser llevada al laboratorio para su análisis.

La siguiente tabla muestra los resultados que se obtuvieron de las pruebas físicas y mecánicas que se le aplicó a los suelos, la información nos indica el porcentaje de contracción lineal y volumétrica que tiene cada tipo de material que fue analizado. Otro parámetro que fue considerado fue la humedad del terreno, así como sus límites de consistencia.

**Tabla 2 Pruebas de clasificación de suelos**

Antigua central camionera	Lado sur	Lado norte
Límites de consistencia		
Humedad natural w (%)	48.50	31.50
Límite líquido LL (%)	49.00	56.00
Límite plástico LP (%)	11.00	20.00
Índice plástico IP	38.00	36.00
Contracción lineal CL (%)	5.90	17.80
Contracción volumétrica CV (%)	34.50	10.70
Clasificación SUCS	SC	CH

**Tabla 3 Pruebas esfuerzo-deformación**

Antigua central camionera	Lado sur	Lado norte
COMPRESIÓN SIN CONFINAR		
Resistencia $q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	3.752	0.767
Cohesión $c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.876	1.383
COMPRESIÓN TRIAXIAL		
Ángulo de fricción interna ( $^\circ$ )	23.000	10.000
Cohesión $c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	1.214	0.508
CONSOLIDACIÓN UNIDIMENSIONAL		
Carga de preconsolidación $p_c$ (tn/m <sup>2</sup> )	9.00	14.00
Índice de compresibilidad $C_c$	0.119	0.249
RELACIONES GRAVIMÉTRICAS		
Densidad de sólidos $S_s$	2.460	2.490
Relación de vacíos $e$	1.042	0.858
Porosidad $n$ (%)	51.000	46.100

El valor de los límites son más bajos en la arena que en las arcillas, así mismo la contracción lineal, pero no sucede lo mismo con la contracción volumétrica, en este caso cambia. En cuanto a la humedad es bien sabido que una arena se considera permeable mientras una arcilla impermeable, lo cual se puede observar en los resultados, donde la humedad natural de la arena es mayor que la arcilla.

En la siguiente figura se presentan los resultados que se obtuvieron de las pruebas de compresión simple y de la triaxial, así mismo con la información obtenida de las pruebas triaxiales se trazaron los círculos de Mohr para cada uno de los sitios estudiados, donde dan como información el ángulo de fricción interna y la cohesión del material analizado.

Como resultado se tiene que para el lado sur el ángulo de fricción interna de las arenas es de  $23^\circ$ , y se tiene una cohesión de 1.2139, en cambio para el lado norte el ángulo de fricción interna de la arcilla es  $10^\circ$  y la cohesión de 0.508.

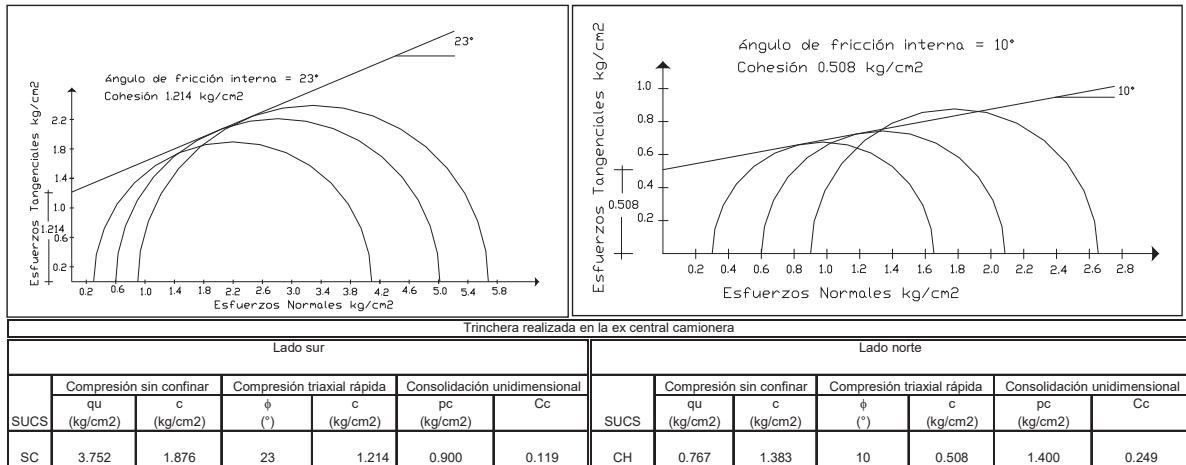


Fig. 6 Datos del ángulo de fricción y de la cohesión de las muestras inalteradas

Después de haber analizado los resultados de las pruebas podemos decir que se trata de un suelo preconsolidado en todos los casos estudiados, es decir que dichos suelos ya habían sufrido deformaciones en el pasado en sus estructuras. Otro parámetro que indica la poca deformación que podría sufrir el material ante cargas impuestas es el índice de compresibilidad, que para ambos casos se considera un valor bajo.

El ángulo de fricción interna del material que se analizó indica cual es ángulo máximo de reposo del mismo para que no sufra anomalías, así mismo la cohesión va muy relacionada con el % de humedad natural del material para que pueda permanecer en su entorno, ya que también estará influenciado por la contracción lineal y volumétrica de los materiales. Es bien sabido que al aumentar la humedad natural del material traerá como consecuencia una expansión en las arcillas aumentará la plasticidad, disminuirá la cohesión, aumentará el ángulo de fricción, disminuirá la relación de vacíos y la porosidad.

La plasticidad es capaz de soportar deformaciones rápidas sin rebote elástico, sin variaciones volumétricas apreciables y sin desmoronarse y agrietarse, donde el ángulo de fricción interna va muy relacionado con la plasticidad del material, es decir aun ángulo de fricción alto se tendrá una plasticidad baja.

Además de haber analizado los valores que proporcionaron los materiales y que fueron calculados por el laboratorio "Sigma", se encontraron algunas pequeñas variaciones en los resultados, como por ejemplo en el cálculo del ángulo de fricción interna y de la cohesión en las cuatro muestras que se analizaron, así mismo por ende cambiaran los Factores de carga. Los nuevos valores se presentan a continuación:

UBICACIÓN	LADO TRINCHERA	DESCRIPCIÓN DEL SUELO	ÁNGULO FRICCIÓN (°)	COHESIÓN KG/CM <sup>2</sup>
ACM*	Sur	Arena arcillosa color café claro	23	1.2139
ACM*	Norte	Arcilla orgánica de alta compresibilidad	10	0.508

\* ACM = Antigua central de Morelia.

## 2.- MICROZONIFICACIÓN SÍSMICA DE LA REGIÓN MORELIA

El estado de Michoacán es uno de los estados con mayor riesgo sísmico en la República Mexicana, debido a que se encuentra dentro de las tres zonas sísmicas más activas del País (B, C y D) como se muestra en la figura siguiente.

Los sismos que más afectan al Estado y en particular a esta ciudad son los originados en la costa por los movimientos de subducción de una placa tectónica sobre el continente, como fue el caso del sismo del 19 de septiembre de 1985 el cual originó cuantiosos daños en la costa Michoacana pero que en la ciudad de Morelia fueron mínimos. Sin embargo se tiene conocimiento de que han ocurrido sismos de fallamiento normal que son una modalidad de los anteriores<sup>20</sup> y cuya característica es que su epicentro se localiza dentro del continente a una profundidad mayor que los originados en la costa, tal es el caso del sismo ocurrido el 14 de junio de 1858 cuyo epicentro se ubicó en los alrededores de la ciudad teniendo una magnitud de siete grados en la escala de Richter y que origino fuertes daños en la ciudad de Morelia y sus alrededores con una intensidad de grado IX en la escala de Mercalli Modificada.

La ciudad de Morelia queda comprendida dentro de la zona sísmica “C” de la carta de regionalización sísmica de la República Mexicana y del estado de Michoacán para fines de ingeniería. Desde el punto de vista de la frecuencia con que han ocurrido los temblores en el país, la ciudad se localiza en la frontera entre la zona de sismos poco frecuentes y la de sismos frecuentes.



Fig. 7 Zonificación sísmica del estado de Michoacán

En el estado de Michoacán existen sismos con tres orígenes distintos:

- Los sismos interplaca, ocasionados por la subducción de la Placa de Cocos, que ha sido responsable de los sismos más fuertes que ha sufrido la zona central del territorio mexicano (1845, 1985) y son los más comunes.
- Los que se asocian a la actividad volcánica, también conocidos como tremores. Éstos son menos fuertes y ocasionan daños locales, como los originados por el nacimiento de los volcanes como el Jorullo (1759) y el Parícutín (1943).

<sup>20</sup> X CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA, Zonificación sísmica de la ciudad de Morelia, Vol. 1, Puerto Vallarta, 1993, pp. 17-18.

- c) Los sismos intraplaca, ligados a rupturas profundas de la placa que subduce (sismo de 1858 de Morelia-Pátzcuaro, con profundidad estimada de más de 30 km) o bien ligados a fallas geológicas que se generan en la corteza de la placa superior como el sismo de Maravatío ocurrido en el año de 1979 y 1999, con epicentro a una profundidad menor a los 30 km.

El estudio de las fallas en zonas urbanas ha generado fuertes discrepancias entre los especialistas en ingeniería civil y en geología. Sin embargo, antes de cualquier discusión debemos entender que cualquiera que sea el calificativo utilizado (falla, grieta, fractura, etc.) lo más importante para enfrentar el problema es reconocer que es un fenómeno geológico acelerado por edificaciones antrópicas, que genera grandes daños a todas las obras civiles que son afectadas por ellas.

Independientemente de los conceptos, es muy claro que en la ciudad de Morelia, así como en muchas zonas urbanas afectadas por fallas geológicas con fenómenos de falla-fluencia, los efectos son graves y deben ser considerados en los planes de desarrollo urbano y en los reglamentos de construcción.

También es importante señalar que este tipo de daños provoca un debilitamiento en los edificios históricos, efecto que en caso de conjugarse con la gravedad o con la ocurrencia de un sismo considerable podría conducir al derrumbe de algunos edificios. Es decir que por sí solos los movimientos lentos pero continuos en el tiempo y ligados a las fallas geológicas y a la fluencia no representan un riesgo inmediato de colapso a las edificaciones, pero aunado a un terremoto (como los ocurridos en 1845, 1858 y 1985) pueden causar colapsos de gran magnitud.

Es importante añadir que la ciudad de Morelia puede ser vulnerable a este tipo de fenómenos, por lo que deben de estar avaladas por estudios de geotecnia. No se considera que un estudio de mecánica de suelos sea suficiente para comprender y/o mitigar el tipo de problemática relacionada con fallas activas.

En relación con los sismos en la ciudad de Morelia podemos considerar que la ciudad está localizada dentro del sistema de fallas activas de Morelia-Acambay; estudios geológicos realizados han revelado que en los segmentos de fallas en la ciudad de Morelia existen evidencias suficientes para afirmar que algunas de ellas han tenido actividad histórica (La Paloma y Tarímbaro). Sin embargo, se requiere hacer estudios de monitoreo continuo para conocer con más detalle sus propiedades sísmicas. El monitoreo sísmico se inició en 1999 en las fallas consideradas como activamente sísmicas y hasta el momento no se ha detectado alguna actividad. No obstante, hay que considerar también que el período de tiempo considerado es muy corto y que la recurrencia común en este tipo de fallas puede ser  $\geq 5,000$  años. En los segmentos localizados en la zona de Morelia y al oriente de ésta, donde los segmentos son más largos, no se conoce la fecha del último evento sísmico, sin embargo, por su morfología y por la edad cuaternaria de las unidades geológicas que afecta, se podría decir que son estructuras activamente sísmicas. Sin embargo cabe hacer mención que en Morelia no se ha registrado actividad sísmica ligada a las fallas con fluencia. Por otra parte en Morelia existen dos tipos de zonas vulnerables relacionadas con fallas geológicas:

a) Zonas donde existen fallas geológicas anteriores al establecimiento de la zona urbana, pero que por obras antrópicas se han reactivado con movimientos de fluencia (*creep*) en las secuencias fluvioacustres, y con tasas de movimiento de 4 a 6 cm anuales.

b) Zonas en donde existen fallas que pueden ser consideradas como potencialmente sísmicas por tener desplazamientos durante el Holoceno y por sus características morfológicas, y que además están relacionadas con movimientos de fluencia (La Colina) o a inestabilidad de taludes (La Paloma).

De acuerdo con las normas de La Comisión Reguladora de Energía Atómica de Estados Unidos y los estudios realizados en la región de Morelia, las fallas La Paloma, La Colina y Tarímbaro pueden ser consideradas como fallas sísmicamente activas. Las dos primeras estructuras se encuentran dentro de la zona urbana, lo que aumenta el factor de vulnerabilidad, debido a que afectan a cualquier tipo de construcción.

Las fallas geológicas y la fluencia no llegarían a ocasionar derrumbes o colapso de las construcciones. Para que ello ocurra se tendrían que conjugar con factores como un evento sísmico, el exceso de peso del edificio o la mala construcción. Por último se tiene conocimiento que históricamente las fallas E-O han sido origen de sismos, que en las condiciones de las actuales zonas urbanas generarían grandes daños.

En cuanto a la *historia sísmica* se cuenta con el plano de distribución de máximas intensidades sísmicas en la región, la ciudad de Morelia caería dentro de la franja correspondiente a sismos de grado VII en la escala de Mercalli Modificada. La sismicidad en el estado de Michoacán se halla estrechamente ligada a la de los estados colindantes de Jalisco y Colima, habiendo una gran actividad sísmica en este último. Por otro lado, la ciudad de Morelia se encuentra en la posible zona de influencia de la falla Clarión y de la fractura inferida Morelia.

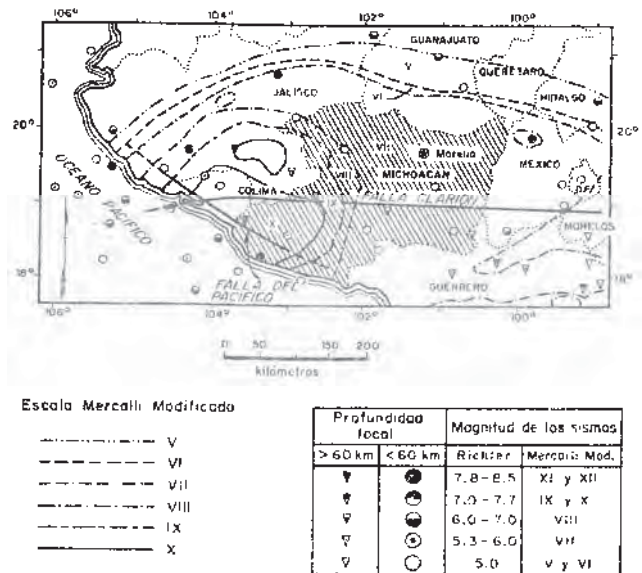


Fig. 8 Distribución de las máximas intensidades sísmicas

En los últimos años, las edificaciones del centro histórico de Morelia han estado cambiando con relación a los materiales y sistemas constructivos tradicionales de la ciudad, además en la actualidad existen varios edificios de mediana altura. Esto origina la necesidad de realizar estudios del comportamiento de los diferentes tipos de suelos existentes en la ciudad, ante los eventos sísmicos que lleguen a ocurrir y determinar la vulnerabilidad sísmica de los edificios históricos de la región y sus alrededores, con el fin de conocer el riesgo sísmico, dar recomendaciones y proponer en su parte correspondiente al Reglamento de Construcciones del Estado un capítulo relativo a las edificaciones de tipo histórico, de tal manera que se garantice su protección y conservación.

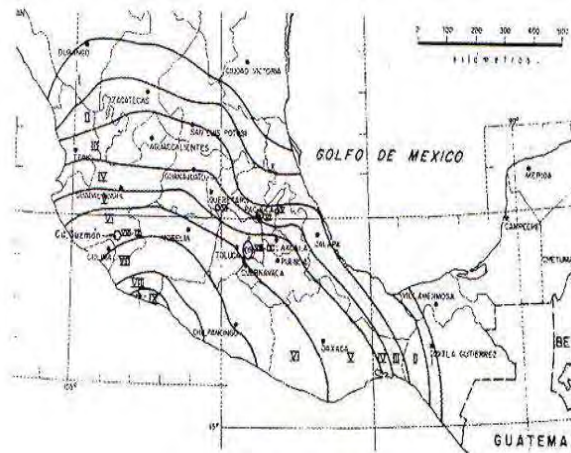


Sin embargo para llevar a cabo estos estudios es necesario contar con un número determinado de acelerógrafos y ubicarlos en los diferentes tipos de suelos existentes en la ciudad<sup>21</sup> así como en la zona de mayor valor arquitectónico con el fin de registrar los movimientos del terreno en los sitios donde exista arquitectura histórica relevante y contar con un número apropiado de acelerógrafos que nos permitan registrar los periodos naturales de vibrar en los edificios históricos.

La red acelerográfica de la ciudad de Morelia cuenta con tres estaciones sísmicas para registrar movimientos fuertes, la primera de ellas se denomina estación MC, cuenta con un acelerógrafo DCA-333 de Terra Technology con escala de  $\pm 1g$ , registra eventos sísmicos con una capacidad de 100 muestras por segundo, se ubica en los terrenos de Ciudad Universitaria de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, está ubicada en un terreno rígido que se considera de transición.

La segunda estación denominada MV, cuenta con un acelerógrafo SSA-2 de Kinematics Systems con escala completa de  $\pm 1g$ , registra eventos sísmicos con una capacidad de 200 muestras por segundo, se ubica en la loma de Santa María en el Campus de la Universidad Vasco de Quiroga, se caracteriza por estar ubicada en terreno duro. La tercera estación denominada ML, cuenta con un acelerógrafo SSA-1 de Kinematics Systems con escala de  $\pm 2g$ , registra eventos sísmicos con una capacidad de 200 muestras por segundo, se ubica en los terrenos de la Escuela de Educación Especial Luz Alou de Torres Manzo en la colonia Chapultepec Oriente, se caracteriza por estar ubicada en terreno blando.

Con los acelerógrafos instalados en la ciudad de Morelia, se obtienen registros de acelerógramas para posteriormente procesarse y obtener aceleraciones, velocidades y desplazamientos del terreno mediante el método Caltech, así como los espectros de Fourier normalizados, asimismo los espectros de respuesta para amortiguamiento de 0.255 % del crítico, para periodos de 0.01 a 3.5 seg en intervalos de 0.01.



Fuente: J. Figueroa, 1987  
Fig. 9 Isosistas del temblor del 19 de junio de 1858



Fig. 10 Isosistas máximas registradas en la República Mexicana de 1845 a 1985. (Fuente: Base de datos de sismos fuertes, 2000)

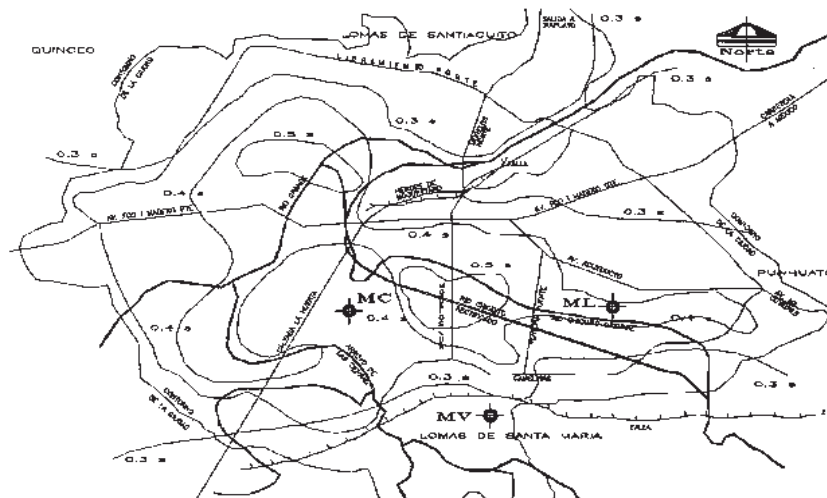
<sup>21</sup> XII CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA, Red de instrumentación sísmica de la ciudad de Morelia, Vol. 1, Morelia, SMIS, 1999, pp. 119-126.



Con los resultados e información geológica, topográfica y estratigráfica obtenida del subsuelo de la Ciudad de Morelia a partir de 16 sondeos de penetración estándar realizados en diferentes puntos del área urbana, se obtuvieron resultados de manera analítica de los periodos naturales de vibrar del terreno para estos sondeos así como las curvas de isoperiodos<sup>22</sup>; resultados que permitirán elegir sitios apropiados para ubicar estaciones sísmicas con el fin de determinar los periodos naturales de vibrar y de la vibración ambiental de algunos edificios históricos ubicados en el centro histórico de Morelia.

Tabla 4 Periodos de vibrar obtenidos de estudios de sondeos profundos en la ciudad de Morelia

SONDEO	LOCALIZACIÓN	T (SEG)
S1	Hospital infantil	0.48
S2	Catedral	0.53
S3	Club Campestre	0.27
S4	Universidad Michoacana	0.25
S5	E. Ramirez	0.20
S6	CFE	0.18
S7	ISSSTE 1	0.25
S8	ISSSTE 2	0.25
S9	ISSSTE 3	0.22
S10	Puente S. Ruelas	0.38
S11	IMSS 1	0.24
S12	IMSS 2	0.38
S13	IMSS 3	0.24
S14	Madero Poniente 1	0.33
S15	Madero Poniente 2	0.35
S16	Ventas PEMEX	0.30



Fuente: XII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica, 1999:121  
 Fig. 11 Estaciones sísmicas y curvas de isoperiodos

Con la red sísmica con la que cuenta la ciudad de Morelia se han obtenido registros sísmicos de importancia mediante los acelerógramas y espectros de respuesta registrados, así como registros de valores máximos de aceleración, velocidad y desplazamiento de los eventos sísmicos recientes en la ciudad, datos que permiten conocer el comportamiento del subsuelo ante los efectos sísmicos y a su vez conocer la respuesta estructural de las edificaciones.

<sup>22</sup> X CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA, Zonificación sísmica de la Ciudad de Morelia, *op. cit.*, pp. 175-178.

Tabla 5 Valores máximos obtenidos de la red sísmica de la ciudad de Morelia<sup>23</sup>

REGISTRO	COMPONENTE	ACELERACIONES (gals)		VELOCIDADES (cm/seg)		DESPLAZAMIENTOS (cm)	
		(+)	(-)	(+)	(-)	(+)	(-)
29793 MC	N 00 E	+ 2.236	- 2.482	+ 0.492	- 0.527	+ 0.193	- 0.155
	VERT	+ 0.961	- 1.147	+ 0.137	- 0.152	+ 0.046	- 0.036
	N 90 E	+ 1.337	- 1.585	+ 0.272	- 0.167	+ 0.057	- 0.059
101294 MC	N 00 E	+ 9.921	- 9.149	+ 1.650	- 1.915	+ 0.689	- 0.665
	VERT	+ 4.366	- 6.198	+ 0.704	- 0.790	+ 0.194	- 0.173
	N 90 E	+ 12.22	- 11.140	+ 1.213	- 1.294	+ 0.265	- 0.293
201295 MV	N 00 E	+ 2.018	- 2.152	+ 0.389	- 0.328	+ 0.071	- 0.072
	VERT	+ 1.924	- 2.147	+ 0.162	- 0.190	+ 0.039	- 0.042
	N 90 E	+ 2.675	- 2.855	+ 0.278	- 0.309	+ 0.050	- 0.054
25196 MV	N 00 E	+ 2.917	- 2.510	+ 0.238	- 0.278	+ 0.048	- 0.058
	VERT	+ 2.094	- 2.018	+ 0.158	- 0.139	+ 0.037	- 0.038
	N 90 E	+ 2.499	- 3.379	+ 0.166	- 0.207	+ 0.056	- 0.046
11197 MC	N 00 E	+ 11.51	- 11.970	+ 2.482	- 2.311	+ 0.705	- 0.628
	VERT	+ 8.068	- 7.463	+ 1.035	- 1.195	+ 0.343	- 0.391
	N 90 E	+ 13.93	- 17.410	+ 2.337	- 3.229	+ 0.839	- 0.776
11197 ML	N 00 E	+ 9.138	- 9.379	+ 1.143	- 1.511	+ 0.480	- 0.453
	VERT	+ 8.125	- 7.639	+ 0.677	- 0.599	+ 0.281	- 0.252
	N 90 E	+ 12.64	- 11.880	+ 1.361	- 2.188	+ 0.405	- 0.642
22597 ML	N 00 E	+ 10.69	- 11.670	+ 1.841	- 1.812	+ 0.495	- 0.718
	VERT	+ 6.818	- 4.758	+ 0.792	- 0.911	+ 0.360	- 0.504
	N 90 E	+ 9.453	- 7.267	+ 0.873	- 0.800	+ 0.192	- 0.305
211297 MV	N 00 E	+ 2.327	- 1.815	+ 0.239	- 0.238	+ 0.048	- 0.052
	VERT	+ 1.778	- 1.401	+ 0.109	- 0.103	+ 0.029	- 0.031
	N 90 E	+ 1.779	- 2.106	+ 0.182	- 0.176	+ 0.048	- 0.040
20498 MV	N 00 E	+ 8.220	- 10.040	+ 1.487	- 1.515	+ 0.270	- 0.325
	VERT	+ 4.556	- 4.538	+ 0.597	- 0.655	+ 0.136	- 0.119
	N 90 E	+ 14.08	- 14.630	+ 2.013	- 1.936	+ 0.326	- 0.320
20498 MC	N 00 E	+ 5.140	- 6.025	+ 0.808	- 0.840	+ 0.246	- 0.206
	VERT	+ 3.022	- 3.333	+ 0.384	- 0.374	+ 0.074	- 0.071
	N 90 E	+ 6.206	- 5.421	+ 0.720	- 0.651	+ 0.160	- 0.125
09598 MV	N 00 E	+ 2.537	- 1.585	+ 0.155	- 0.154	+ 0.050	- 0.050
	VERT	+ 1.566	- 1.671	+ 0.115	- 0.132	+ 0.027	- 0.035
	N 90 E	+ 2.356	- 3.043	+ 0.294	- 0.288	+ 0.051	- 0.049

Por lo que es recomendable considerar la instalación de estaciones sísmicas en el centro histórico de la ciudad de Morelia, donde se ubican las edificaciones históricas de mayor importancia, con el objeto de obtener las aceleraciones, velocidades y desplazamientos del terreno en los sitios donde existan edificios históricos relevantes de arquitectura religiosa y civil.

Por otra parte la selección de los coeficientes sísmicos a emplear es difícil, dado que se tiene poca información de movimientos telúricos registrados en las zonas cercanas a la ciudad, pero se considera necesario sugerir valores que permitan realizar diseños racionales que tomen en cuenta los efectos sísmicos.

Sin embargo el Reglamento de Construcción de Morelia<sup>24</sup>, considera que el subsuelo del centro histórico de Morelia (zona de estudio) está formado por suelo clasificado como suelo tipo II “firme”, indicando que el valor del coeficiente sísmico para estructuras del grupo B y subgrupo B1 debe ser de: 0.20 y para las estructuras del grupo C, se incrementará el coeficiente sísmico en 30%.

<sup>23</sup> XII CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA, Red de instrumentación sísmica de la ciudad de Morelia, *op. cit.*, p. 125.

<sup>24</sup> H. Ayuntamiento Constitucional de Morelia, *Reglamento de Construcción y de los Servicios Urbanos para el Municipio de Morelia*, Dirección de Obras Públicas y Servicios Municipales, Morelia, 1993-1995, 207 pp.

No obstante los valores anotados de velocidades y aceleraciones, así como los coeficientes de diseño sísmico que se presentan, constituyen en general una interpretación de la información existente. Sin embargo son de esperarse variaciones de cierta significación en los valores indicados si se presta atención a la revisión de algunos conceptos como la aplicación de fórmulas que interpreten de manera más eficiente la información estadística que se tiene y la investigación sobre la magnitud, localización y características generales de movimientos sísmicos futuros.

### 3. MATERIALES Y TÉCNICAS CONSTRUCTIVAS EN LA ARQUITECTURA HISTÓRICA

El objetivo de este apartado es explicar las características, técnicas constructivas-estructurales y propiedades físico-mecánicas de los materiales que forman parte integral de los edificios históricos de Valladolid -hoy Morelia-. En términos generales se centrará en materiales como: la mampostería pétreo, madera y arcilla recocida. Aun con esas limitaciones, la variedad de la tecnología constructiva que se han empleado a lo largo de los siglos es bastante amplia en la arquitectura histórica.

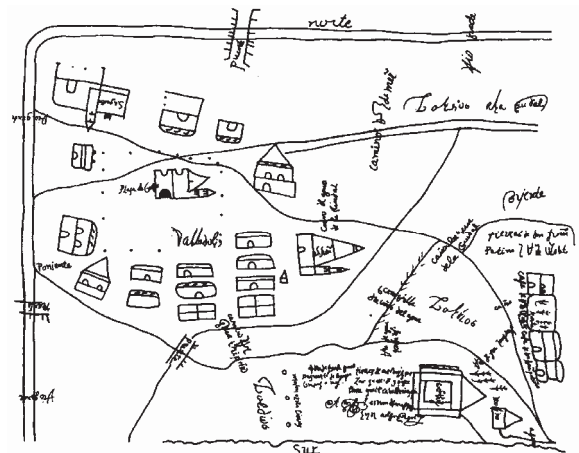
Cuando nos referimos a los materiales que forman la loma de Guayangareo, donde tuvo como asentamiento la ciudad de Valladolid, se piensa que la ciudad está asentada sobre un banco de piedra, sin embargo puede ser absolutamente cierto cuando nos referimos a la parte norte y noreste de la loma, en donde la toba riolítica (cantera) está a flor de tierra, resultando imprecisas y riesgosas para el resto del asentamiento, debido a que los mantos rocosos están cubiertos con gruesas capas de materiales diversos estratificados, con espesores muy variables y con menos resistencia que la toba riolítica.

#### 3.1.- Materiales de construcción en la antigua Valladolid

Luego de realizada la traza de la ciudad por Antonio de Godoy y Juan Ponce a la manera de una retícula regular, para conformar el tejido urbano del nuevo asentamiento, se empezó a construir las primeras casas con materiales de adobe en los muros y los techos de paja y la construcción de dos monasterios (San Francisco y San Agustín)<sup>25</sup>.

El primer edificio que sirvió de sede provisional a la catedral de Valladolid “se construyó con materiales endebles. Sus muros y paredes eran de adobe y su techo de tierra a dos aguas, con cubierta de tejamanil...”<sup>26</sup>

Otra construcción que reflejó el manierismo fue la antigua sede del convento de las Monjas –hoy templo de Santa Rosa de Lima- cuyas portadas fueron inauguradas en 1646 y guarda características muy similares al templo la Merced. El edificio antiguo era pobre, con techo de dos aguas cubierto por teja<sup>27</sup>, hoy en día su cubierta es a base de bóveda de mampostería.



Fuente: AGN "Mapa sin escala de la ciudad de Valladolid", 31 x 40 cm. Año 1579, Ramo de Tierras. Vol. 2710, Exp. 4 F. 44.

Plano 6 Valladolid año de 1579 (Hoy Morelia)

<sup>25</sup> Herrerón Peredo, Carlos, "Fundación de la ciudad hoy llamada Morelia", *Morelia 450 aniversario*, N° 2, Morelia, H. Ayuntamiento de Morelia, 1991, pp. 16-17.

<sup>26</sup> Silva Mandujano, Gabriel, *La Catedral de Morelia. Arte y sociedad en la Nueva España*, Morelia, Instituto Michoacano de Cultura, 1984, p.18.

<sup>27</sup> Nava, Sergio, "La arquitectura religiosa de Morelia", *Morelia 450 aniversario*, N° 4, Morelia, H. Ayuntamiento de Morelia, 1991.p. 16

El proceso de crecimiento e integración del casco urbano de la ciudad de Valladolid, desde su fundación en 1541 hasta el siglo XX, nos muestra una población que creció poco a poco y con cierta pobreza en el siglo XVI. En el año de 1554 se empezaba a explotar la cantera del barrio de San Juan, pronto los edificios mostraban su fachada de cantera y muros interiores de adobe o piedra. Para templos y conventos se procuraba usar la piedra y la madera.

Para el siglo XVII, Valladolid se presentaba entonces como un proyecto grandioso, la mitad aún permanecía sobre el papel y la otra parte en proceso de construcción en cantera. Para ese entonces Valladolid contaba con 220 casas de piedra, seis templos de los cuales cuatro aún no terminados. El Carmen, San Francisco Xavier, Santa Rosa de Lima, La Merced y la Cruz se construyeron frente a plazas menores. La Catedral al centro de la población llevaba cuarenta años de su proyecto constructivo, se encontraba terminado el interior pero le faltaban las cinco portadas y las dos torres. San Francisco y San Agustín eran las únicas construcciones terminadas.<sup>28</sup>

Para fines del siglo XVII en muchas edificaciones del centro de Valladolid hoy Morelia, se demolían los muros fabricados con adobe y se construía muros con cantera (a veces pegada con lodo o con cal y arena), poco a poco la cantera iba sustituyendo al adobe y los techos de vigas de llarín combinadas con capas de ladrillo de barro y tierra (terrado), a la paja, los pilares de madera dieron paso a las columnas y arcos de cantera.

Para la edificación material de una ciudad, consideramos tres factores fundamentales que se pueden complementar unos con otros, y que están presentes en ese proceso de construcción material de la ciudad: el patronazgo, que es representado por el Honorable Ayuntamiento, el Cabildo Catedralicio y los particulares quienes aportan los dineros para la ejecución de la obra; los alarifes y maestros de arquitectura, quienes con su labor magistral y apoyados con el trabajo de canteros, carpinteros, herreros y otros artesanos, así como de la fuerza de trabajo indígena, contribuyeron a la edificación de la ciudad y a darle otra fisonomía arquitectónica que aún perdura hoy en día; por último, la obra material, misma que quedó plasmada en templos, conventos, colegios, parroquias, catedral, edificios de gobierno y casas particulares; en algunas de las cuales se puede todavía observar los rasgos de su antiguo esplendor de la arquitectura histórica.



Fuente: Ramírez Romero, Esperanza, *Morelia en el espacio y en el tiempo*, plano núm. 5

Plano 7 Valladolid, año de 1794 (Hoy Morelia)

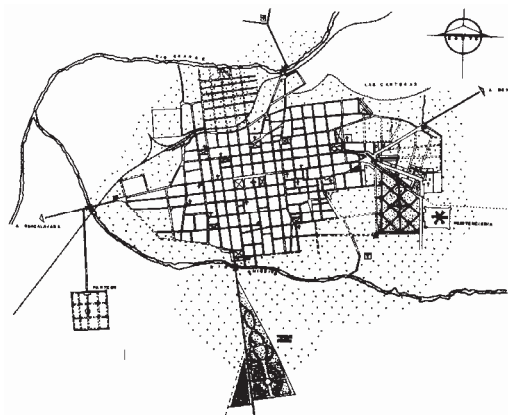
<sup>28</sup> León Alanís, Ricardo, "Conventos y órdenes religiosos en Guayangareo-Valladolid (1531-1761)", *Morelia 450 aniversario*, N° 4, Morelia, H. Ayuntamiento de Morelia, 1991, p. 11.

El siglo XVIII representa para la ciudad de Valladolid, el siglo con mayor auge desde el punto de vista material como del económico, social y cultural, singularizado por el crecimiento demográfico, la edificación de construcciones tanto civiles como religiosas.

Sin embargo, en ese siglo -del barroco- es cuando las grandes construcciones de templos, conventos, colegios y edificios de las autoridades seculares, se rodean y enmarcan con residencias y casas consistoriales que muestran su arquitectura barroca a través de la obra de fábrica. Las puertas y ventanas se fabricaban con gruesas piezas de madera, dotadas frecuentemente con postigos, los herrajes y chapas se elaboraban con hierro forjado en caliente, al igual que las rejas, pasamanos y barandales. Los balcones en planta baja eran raros y se preferían las ventanas a la calle con rejas enteras de fierro.

En el siglo XVIII, ocurre, en un proceso continuo, la transformación definitiva de muchos edificios, algunos crecen en altura aumentando un segundo nivel y la mayoría presentan los materiales que marcan la fisonomía actual de los edificios históricos.

Por otra parte, el ayuntamiento era la institución que regulaba las formas y modos de construcción de casas habitación, y sancionaba a todo aquel arquitecto que no acatará sus disposiciones.<sup>29</sup>



Fuente: Ramírez Romero, Esperanza, Morelia en el espacio y en el tiempo, plano N°. 6

Plano 8 Valladolid-Morelia año de 1898

Si analizamos una caracterización de la casa-habitación de Valladolid –hoy Morelia- del siglo XVIII, nos damos cuenta que a diferencia de las primitivas construcciones, las nuevas cambian, en un proceso largo pero continuo, de emplear techos de dos aguas con cubierta de paja a tejado de barro cocido y, finalmente a techos planos de terrado.

La transformación de los edificios, en ocasiones no era completa, algunos de ellos conservan todavía en sus interiores partes construidas con adobes, pilares de madera, techos de tejas de barro, etc., por otro lado, también se seguían construyéndose viviendas modestas con adobe y tejas. Habiendo buena piedra para mampostería, no resultaba indispensable el tabique de barro cocido, aunque algunas construcciones importantes muestran detalles resueltos con tabique o ladrillo de barro, como algunos cerramientos del templo de la Compañía, convento de Teresas o la linternilla de la cúpula oriente del conjunto del Exconvento del Carmen elaborada con tabique o la linternilla de la bóveda del cubo de la escalera en el edificio de la Mitra (anexo a Catedral), en donde se empleó ladrillo colocado de canto.

El tabique de barro lo encontramos en forma sencilla en los muros de los edificios construidos en el siglo XIX, aunque las fachadas se seguían construyendo con mampostería de cantera.

<sup>29</sup> Archivo Histórico Municipal de Morelia, *Actas de Cabildo*, Lib. 43, años 1776-1779, f. 28v., Valladolid, sesión 23 de enero de 1777.



El siglo XIX fue testigo de la llegada de nuevas tecnologías y materiales de construcción a la ciudad de Valladolid, Morelia; se utilizó profusamente el fierro fundido, útil para verjas, balcones, bancas, etc., y se empezó a utilizar el acero rolado en fábrica. Como ejemplo se tiene el aula Mater del Colegio de San Nicolás de Hidalgo, se colocó un techo formado con viguetas de acero para soportar bovedillas de tabique, en el año de 1882, y a fines del siglo se proyectaba emplear el concreto armado, recién reinventado en Inglaterra, para edificar el mercado de San Francisco, ya desaparecido.

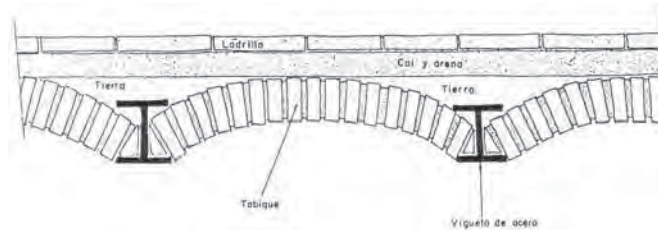


Fig. 12 Sistema constructivo de bóveda catalana

Los materiales antes referidos ponen de manifiesto que desde su fundación siglo XVI (1541) hasta finales del siglo XIX (1900), dieron forma a la ciudad de Valladolid-Morelia, los siguientes materiales<sup>30</sup>:

**Piedra:** este mampuesto natural se empleó para construir cimientos, muros, columnas, bóvedas, cúpulas, arquerías, enmarcamientos, cornisas, cerramientos, pavimentos, etc.

**Arcilla:** los suelos arcillosos se emplearon como aglomerante para la mampostería ciclópea, para la fabricación de adobes y como recubrimiento para muros con enjarre de lodo (tierra-fibra natural-agua) y con materiales selectos se elaboraron piezas de arcilla recocida, como tejas de barro, ladrillos, baldosas, tubos y tabiques.

**Madera:** este material se empleó para soportar techos y cubiertas a base de vigas, gualdras, ménsulas, pilares y tejamaniles. También para integrar cerramientos en vanos y para fabricar portones, puertas, ventanas, etc.

**Cal:** Empleada para formar morteros con arena y agua, para unir las mamposterías de piedra, también para aplanados y para la elaboración de pinturas de cal.

**Hierro:** se presenta en forma de clavos, alcayatas, cerraduras, goznes, aldabas, aldabones, rejas, pasamanos, barandales, mensuras, etc. Al principio se emplea el metal forjado a mano, luego el hierro fundido y al final del siglo XIX, aparece el acero rolado o laminado.

### 3.2.- Técnica constructiva en las edificaciones históricas

El aspecto constructivo de los edificios históricos, tanto de las edificaciones importantes como las viviendas modestas, debe estimular el interés de los profesionales de la arquitectura para conocer las técnicas constructivas y el comportamiento estructural de los materiales que forman parte de estos edificios. Por otra parte la falta de información

<sup>30</sup> Silva Ruelas, Luis, *Los Materiales de Construcción en la Antigua Valladolid*, Morelia, Secretaría de Comunicaciones y obras Públicas, 1991, pp. 19-53.

especializada en este campo resulta increíble, si tomamos en cuenta la existencia de muchas edificaciones históricas, sometidas constantemente a intervenciones de adaptación, reestructuración o restauración. Esta falta de información posiblemente ha sido un factor importante en el proceso de degradación material de la ciudad y de otras poblaciones.

El procedimiento constructivo, es el medio técnico práctico de ejecutar o llevar al cabo satisfactoriamente una serie de lineamientos constructivos, donde se combinan uno o varios materiales, para lograr un fin bien definido: la de edificación.

Al llegar a un sitio de épocas en que no había lo que actualmente se llama industria de la construcción los primeros pobladores sacaban los materiales del mismo lugar en que construían, es más de la tierra que excavaban fabricaban piezas de adobe, o si los cocían, de ladrillo. Cuando encontraban piedras, esas mismas las aprovechaban para erigir los muros, empleando argamasas que podían ser de lodo, o de mejor calidad con mezclas de arena y cal apagada, o cal apagada, arena y arcilla con lo que lograban una especie de cemento primitivo.

Durante el siglo XVI al XVIII, los materiales básicos y tradicionales para construir eran la *arcilla*, la *madera* y la *piedra*. La disponibilidad y algunas propiedades de los materiales fueron factores fundamentales para su elección. A este respecto se debe mencionar que la poca durabilidad de la madera en los climas húmedos y la consiguiente destrucción de las edificaciones realizadas con este material, han limitado en gran medida los conocimientos que se tienen sobre las técnicas constructivas con madera, antes de la conquista.

Sin embargo la arquitectura histórica requiere que las actividades sean dirigidas por especialistas en la disciplina, con experiencia y capacidad técnica en el uso de los materiales tradicionales que demande el edificio específico. Además deben ser ejecutadas por obreros conocedores de los oficios tradicionales e igualmente capacitados en las técnicas de restauración; requiriendo del auxilio de numerosas ciencias y técnicas que contribuyan al estudio y a la salvaguarda del patrimonio edificado.

Algunos aspectos importantes de las técnicas constructivas que fueron empleadas en una gran parte de los edificios históricos de Valladolid-Morelia, hoy en día forman parte de los edificios que se encuentran dentro de la zona de monumentos históricos de Morelia y son parte como patrimonio cultural mundial.

Anteriormente nos referimos a los materiales tradicionalmente empleados en Valladolid-Morelia (piedra, madera, cal, arcillas y hierro), pocos en realidad, y puede pensarse en un uso simple y fácil. Sin embargo, cada cimiento, muro, contrafuerte o botarel, arco, cubierta plana, bóveda, cúpula, etc., de un edificio pueden ocultar verdaderas sorpresas durante su intervención, para este tipo de edificios es importante tener presente el material, la técnica constructiva y su comportamiento estructural que pueden presentar estas edificaciones históricas cuando se les integra un nuevo material con función estructural.

La técnica constructiva de los elementos estructurales que forman parte de los edificios históricos de Valladolid-Morelia, la clasificamos de la manera siguiente:

### Cimiento:

Se construían con sillarejos de toba riolítica, pegados con lodo o con mortero de cal y arena. Para la construcción de cimientos, su profundidad de desplante se realizaba hasta alcanzar un material sólido o resistente para desplantar el cimiento, la plantilla de la excavación debía quedar a nivel. En los edificios históricos, se han encontrado cimientos de sección rectangular con un ancho igual a dos veces el espesor del muro. La altura del cimiento se ha encontrado a un quinto de la altura total del muro por resistir. Si el material del suelo no era resistente, se utilizaba una ampliación del cimiento, en forma escalonada, para aumentar la superficie de apoyo. En edificios más recientes es más común encontrar cimientos de mampostería con una sección en forma trapecial, es decir con escarpes para ahorrar material y distribución de cargas al terreno.

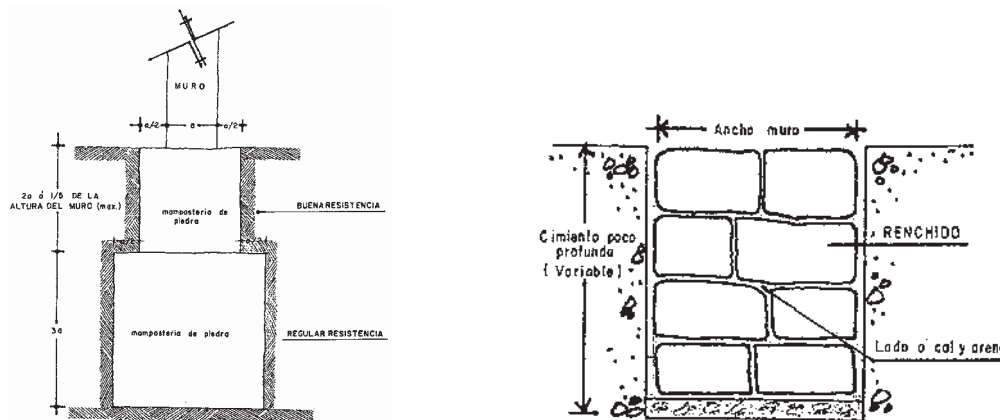


Fig. 13 Cimientos en edificios históricos con mampostería pétre

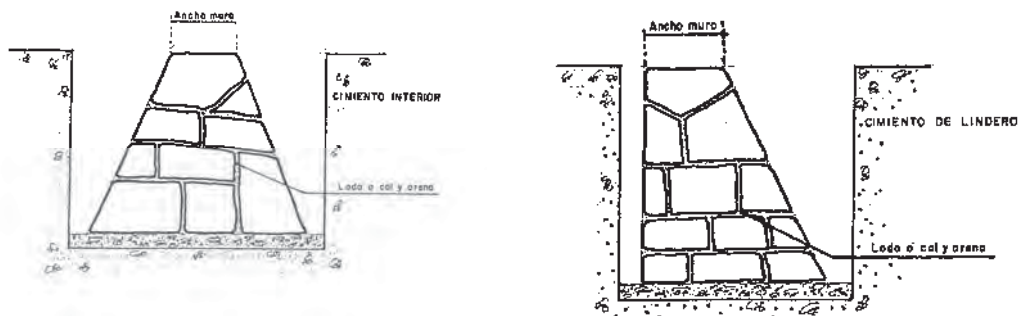


Fig. 14 Cimiento interior y de linderó con escarpio

### Muros:

En la ciudad de Valladolid hoy Morelia, se empleó como material para la mayoría de muros de los edificios históricos el sillarejo<sup>31</sup> pegado con mezcla de lodo de igual manera en algunos edificios se empleó arcilla limosa mezclada con cal o el mortero de cal y arena, para unir las piezas de cantera, El sillarejo se combina con sillares bien cortados que se empleaban para aparejar esquinas como conexión entre un muro transversal o para delimitar la configuración geométrica de los vanos de ventanas o puertas. Al muro de

<sup>31</sup> Gobierno del Estado de Michoacán, *Vocabulario Arquitectónico Ilustrado*, Morelia, Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas del gobierno del Edo de Michoacán, 1990, p. 394. Sillarejo: es un sillar pequeño, de labrado tosco, en algunas ocasiones una de las caras es labrada y en otras únicamente se realiza un semilabrado.

fachadas se le integraban piezas labradas de ornamentación, dando un aspecto general de cantería labrada aparente en gran parte de los edificios de la antigua Valladolid-Morelia.

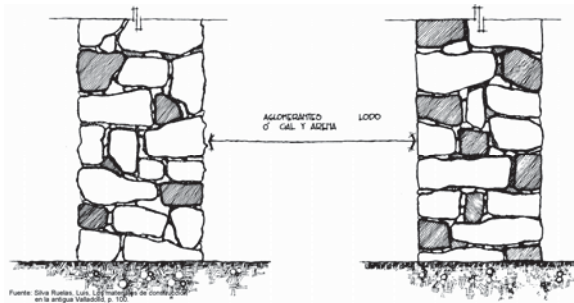


Fig. 15 Muro de mampostería con sillarejos

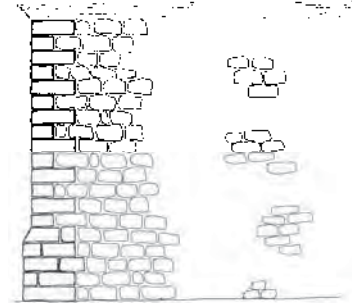


Fig. 16 Muro de esquina aparejada con sillares

En los edificios relevantes e importantes de la ciudad se utilizó el sillar<sup>32</sup> en todo el espesor del muro o en forma mixta alternándolo con sillarejos, de tal forma que se obtenía un paramento del muro con material compuesto. Por lo general los muros de fachada de la calle o al exterior se integraban por sillarejos, combinándolos con rajuela, ripios o con matacanes, además de una argamasa que se utilizaba para rellenar huecos, tapar juntas y acuar piezas.

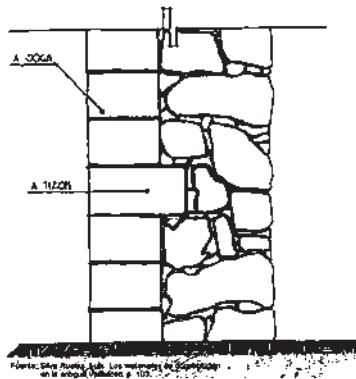


Fig. 17 Muro a base de sillares y sillarejos

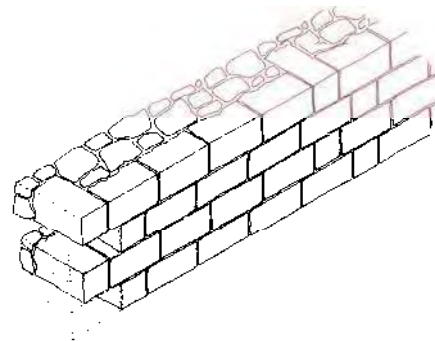


Fig. 18 Muro mixto de sillares y sillarejos

La piedra se seleccionaba de acuerdo al elemento arquitectónico y función estructural que tendría en el edificio, clasificándola en cuanto a su uso en dos tipos: para muros de mampostería y elementos como columnas, capiteles, impostas, arcos, cerramientos, cornisas, etc.

Al construir los muros se procuraba aparejarlos con hiladas horizontales del material evitando la coincidencia de juntas verticales entre dos capas consecutivas. En los muros de piedra (cantera), se empleaban piezas colocadas a tizón para lograr amarrar entre sí los dos paramentos del muro.

<sup>32</sup> *Ibidem*, p. 394. Sillar es una piedra labrada y escuadrada en forma de bloque que forman parte de una hoja de construcción de sillería, con dimensiones determinadas.

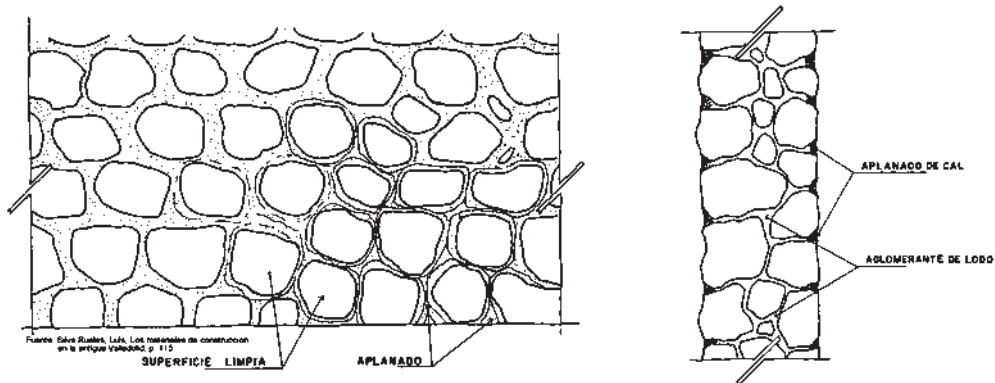


Fig. 19 Muro de aparejo irregular con juntas aplanadas

Para la construcción de muros de gran espesor, la técnica constructiva era construir un muro mixto aparejado en sus dos paramentos por dos buenos muros de mampostería pétreo, dejando un espacio libre entre estos, este espacio se llenaba con todo tipo de piedras (renchido) y mortero de cualquier manera para terminar pronto, este sistema era común en los alarifes españoles.

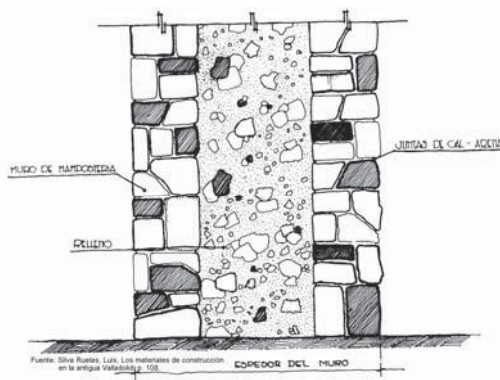


Fig. 20 Muro mixto de espesor mayor

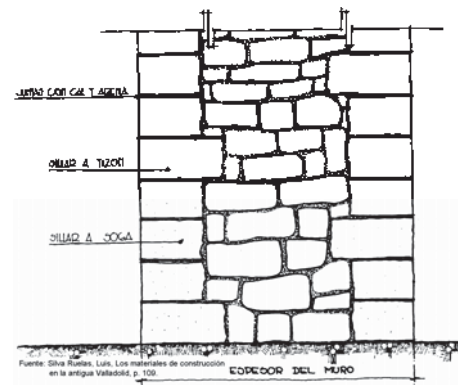


Fig. 21 Muro con sillares combinados con sillarejos

Los muros de adobe y tabique se construían con el sistema constructivo a tizón, es decir las hiladas del muro se dejan cortos, de modo que lleven detrás de ellos una hilada transversal del material a tizón.

Los espesores de muro varían de acuerdo al material y el número de niveles o altura total de la edificación. Para el caso de los objetos arquitectónicos de estudio, se obtuvieron los siguientes resultados de las fachadas principales:

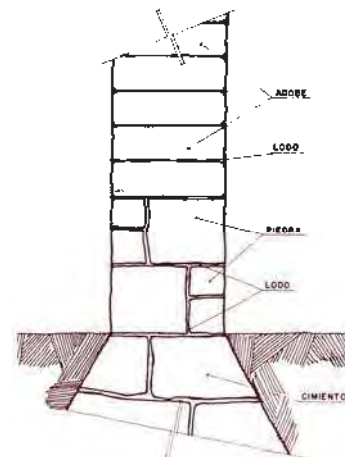
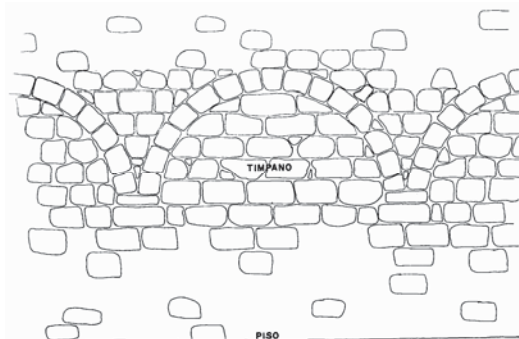


Fig. 22 Muro de adobe con contracimienta de piedra

**Tabla 6 Espesor de muros en fachada principal de edificios históricos<sup>33</sup>**

Edificio histórico	Planta baja P.B.	Planta alta P.A.	Altura de fachada
Colegio de San Nicolás de Hidalgo	1.00 mt	0.80 mt	12.30 mt
Palacio de Gobierno (Excolegio Tridentino)	1.20 mt	0.90 mt	13.10 mt
Palacio de Justicia (Edificio Consistorial)	1.20 mt	0.70 mt	12.50 mt
Templo de Capuchinas	1.20 mt	-----	14.20 mt
Templo de Sta Rosa de Lima	1.40 mt	-----	14.70 mt
Templo de San José	1.60 mt	-----	19.30 mt

En muros de mampostería pétreo de algunas construcciones importantes, podemos observar el empleo de arcos integrados con sillarejos de piedra como refuerzo del muro.



Fuente: Silva Ruelas, L., 1990 : 105-106

Fig. 23 Muro con arco de refuerzo

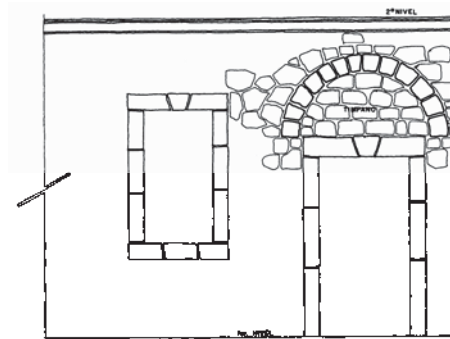


Fig. 24 Muro con arco de refuerzo sobre vanos

Por lo anterior se puede concluir que los antiguos constructores de Valladolid, procuraban ajustarse a las siguientes reglas constructivas que fueron constatadas en los edificios históricos durante la investigación realizada en sitio:

- Los muros en su mayoría fueron construidos con hiladas horizontales y cuatrapeadas.
- Las piezas se encuentran colocadas con su mayor dimensión en posición horizontal (a tizón o sogá), con el objeto de reducir el número de juntas verticales.
- En las mamposterías a base de piedra (cantera), se puede observar que se empleó el mayor tamaño de sillares, compatible con las dimensiones del muro, combinándose para lograr espesores mayores en las edificaciones.
- Se observa la reducción de la coincidencia de juntas verticales de las piezas en dos hiladas adyacentes.
- Se observa que se empleó la menor cantidad posible de mortero o argamasa.

<sup>33</sup> Información obtenida de planos arquitectónicos que se encuentran en el archivo de la Sección de Monumentos Históricos del Centro INAH-Michoacán.



- En muros de mayor espesor, se utilizó con frecuencia piezas perpendiculares al paramento del muro.

En todos los casos las juntas entre sillares y sillarejos se terminaban al ras de las piezas exteriores, y las rajuelas solo se empleaban para rellenar juntas con un espesor mayor en el paramento del muro.

Cubiertas de entrepiso y de azotea:

Para cubrir los espacios arquitectónicos, los constructores siempre han buscado materiales ligeros y aislantes, y se puede resumir que antes del advenimiento del concreto armado, los sistemas en boga fueron bóvedas y cúpulas sobre arcos, bóvedas de ladrillo, bóvedas planas sobre vigas, o bien lo que se llamó el piso o techo franciscano, consistente en ladrillos sobre vigas, un terrado aislante y sobre él la azotea de ladrillo.

Posteriormente estos sistemas se mejorarían a bóvedas de ladrillo sobre viguetas de acero y por fin a láminas curvas apoyadas en el patín inferior de las viguetas con terrado encima y por fin el pavimento a azotea.

Como alternativa para reforzar una cubierta de superficie plana con sistema de viguería se puede considerar lo siguiente:

- 1) Si la capa de apoyo bajo el relleno de tierra es tabla de madera, lo fácil es colocar dos capas en diagonal con respecto a las vigas, para que tomen por “tensión diagonal”, el esfuerzo.
- 2) Si esa capa de apoyo es ladrillo, probablemente lo mejor sea colocar en el espacio del terrado, refuerzo de acero en diagonal, para formar una armadura horizontal, como se efectúa con el contraventeo, en los techos industriales sobre armadura de acero.

Es evidente que estas formas de refuerzo se harían cuando las fracturas lo ameritan y buscando siempre que queden totalmente ocultas en el espacio del entrepiso. En el caso de refuerzo de acero entre las dos capas de ladrillo, “la sencilla y la doblada”.

Hay que hacer un énfasis en que se debe dejar este refuerzo para sismo, especialmente, cuando en una crujía techada con vigas, y bóvedas o techos franciscanos como se esquematizaron anteriormente y, que en su longitud esté dividida por muros transversales, si éstos se quitan la techumbre, no podrá suplir, como diafragma apoyado en los muros de cabecera, el trabajo de los muros que se quitaron.

Las cubiertas y techos en Valladolid-Morelia, fueron en lo general construidos en tres formas de sistema constructivo: Cubiertas y techos horizontales con sistema de viguería y relleno, cubiertas inclinadas y cubiertas de sección curva (bóveda, cúpulas, arcos).

*Cubiertas y techos horizontales con sistema de viguería:*

Consideradas como una adaptación española de algunos techos indígenas, son los que se encuentran en la mayor parte de las edificaciones históricas, pueden considerarse como sistemas constructivos notables y distintivos del centro histórico de Morelia (antigua Valladolid).

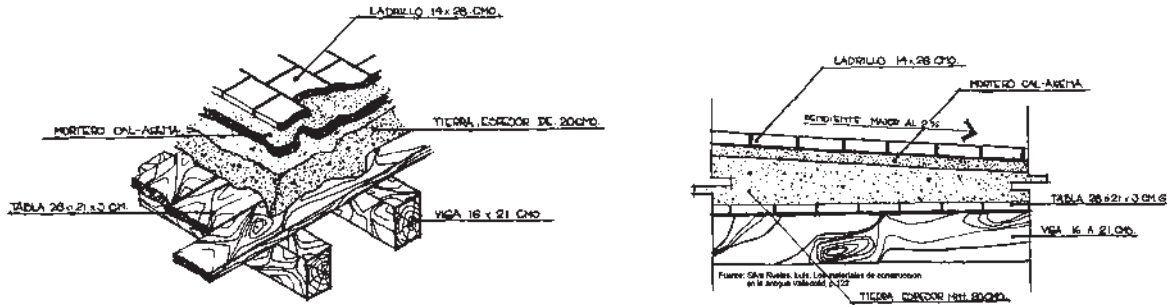


Fig. 25 Cubierta de terrado con tapa de tabla o ladrillo

La sección de viga de madera que predomina en la mayoría de las edificaciones es de 5 a 6 plg de ancho y un peralte de 8 a 9 plg. Su longitud varía según los espacios que formen parte del edificio, siendo un claro libre promedio entre 3 mt a 7 mt., además se llega a emplear vigas maestras o gualdras, para soportar otras vigas, siendo su sección transversal es de 12 a 15 plg de ancho por un peralte que oscila entre 17 a 20 plg., cuando se llegaba a emplear tabla como tapa de entrepiso o techo, se procuraba que la tabla fuera de dos dedos de grueso (3.5 cm), aunque frecuentemente se ha encontrado que el espesor de la tabla oscila entre 2 a 3 cm.

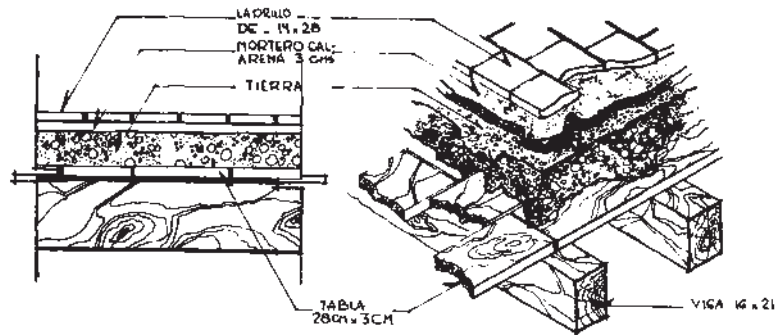


Fig. 26 Entrepiso de terrado con tapa de tabla

En general el sistema de viguería de entrepiso y techo se apoyan sobre otras vigas transversales colocadas sobre el muro de carga, llamadas viga de arrastre. La longitud de empotramiento en el muro es del orden de 30 cm en cada extremo, la separación libre entre las vigas de entrepiso o techumbre, varía entre un ancho de viga y un peralte de la misma.

Para vigas con tapa de ladrillo de barro se tiene una separación entre 15 y 21 cm, si se empleaba tabla como tapa de madera en lugar de ladrillo, la separación libre podía alcanzar unos 30cm. En la separación de 21 cm, se tendría la disposición aproximada que permitió en el orden dórico a los griegos la construcción de triglifos y metopas, aunque la viga de tipo tradicional no cumple en forma puntual la relación clásica 1:1:5 en su sección transversal (14 x 21 cm). Colocadas las vigas sobre la viga de arrastre con tapa de ladrillo,

tablón o tejamanil, se colocaba una capa de tierra apisonada (terrado) como relleno de unos 20 cm, en los entrepisos y de espesor variable en los techos para dar pendiente al agua pluvial, generalmente era de un 2% o mayor. En Morelia existen algunos edificios con techo con terrado con espesores formidables, sobre la capa de tierra se construía un enladrillado recibido sobre una capa de mortero de cal y arena.

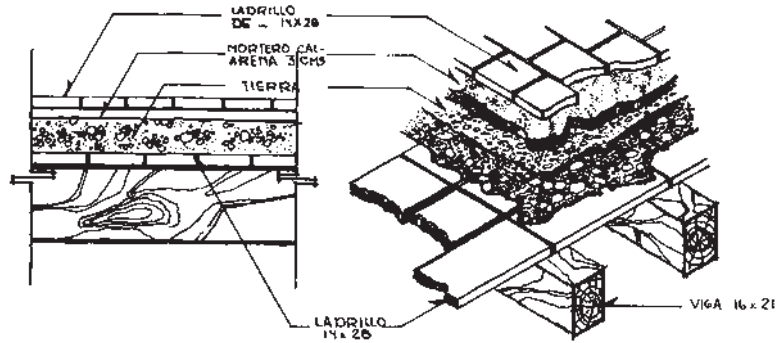


Fig. 27 Entrepiso de terrado con tapa de ladrillo

Por otro lado tenemos que el sistema constructivo en los entrepisos, podía aprovecharse la diferencia de los espesores de muros de las dos plantas como escalón para apoyar las vigas, permitiendo posteriormente facilitar los trabajos de sustitución de las piezas cuando fuera necesario. En los espacios entre vigas, en los extremos, se encozaban cubriéndolos con mampostería, en ciertas ocasiones se dejaba un escalón remetiéndolo el relleno unos 10 cm sobre la viga de arrastre.

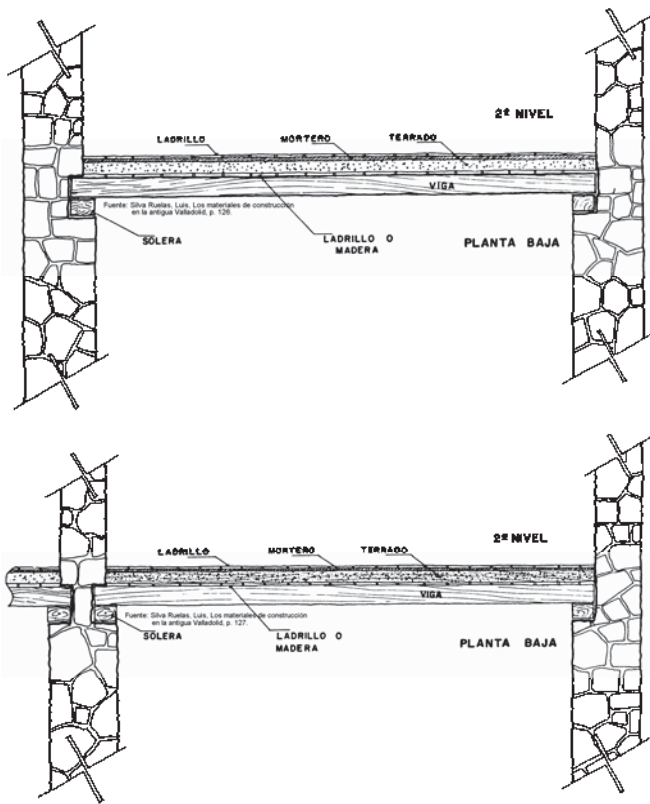


Fig. 28 Sistema constructivo de entrepiso y empotramiento de vigas de madera en muros

Cuando el sistema de envigado se cubría con tablas de madera para recibir la tierra, podían colocarse tapas de madera en el escalón de la viga de arrastre para cubrir los encozados. El espesor del relleno de tierra, podría permitir el alojamiento de una losa de concreto armado, para aumentar la resistencia de la estructura, sin comprometer los niveles existentes.

Sin embargo, debe hacerse en cada caso un análisis estructural cuidadoso de la variación de cargas y esfuerzos y del comportamiento estructural y sísmico de los elementos de soporte del edificio.

En la actualidad muchos de los edificios están sometidos a una fuerte demanda para adecuarlos a dos niveles o para uso comercial, muchas de ellas excesivamente pesadas para un

material flexible como es el sistema de viguería de madera; las cargas muy elevadas pueden deformar las vigas, al grado de dislocar la capa inferior de ladrillo y permitir el vaciado del relleno de tierra o tepetate. Si las vigas de madera están dañadas por la pudrición o las termitas, existe el riesgo de un colapso parcial o total del envigado.

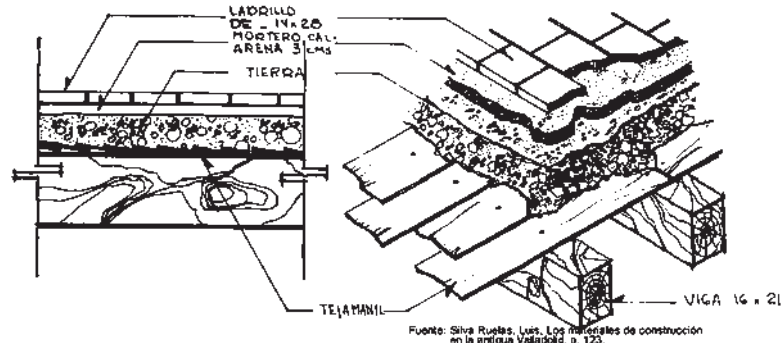


Fig. 29 Entrepiso de terrado con tapa de tejamanil

Los entrepisos y techumbres resueltas con la técnica de viguería de madera, se estructuraron para resistir dentro de la seguridad las cargas impuestas, resultantes de un uso racional adecuado a la época. En planta baja generalmente se concentraban las mayores cargas; en tanto que en el segundo nivel, si lo había, se dedicaba al uso del habitante o a actividades de carácter ligero. Los sucesivos y variados cambios de uso que han tenido los edificios históricos han resultado demasiado lesivo para los elementos estructurales, puesto que se destinaban básicamente para alojar personas y enseres similares a los que usaban en la vida inicial de los edificios.

*Cubierta inclinada con teja de barro:*

Son las cubiertas más modestas y se lograban apoyando sobre los muros de carga una serie de maderos rollizos, morillos, para lograr obtener una inclinación entre 1:3:5 y 1:4, estas piezas, verdaderas vigas de sección circular, se ensamblaban transversalmente con tablas angostas, fajillas; sobre éstas, se colocaba una capa de tejamaniles de tal forma que quedaran traslapados entre sí, que impedían la caída directa del agua sobre la

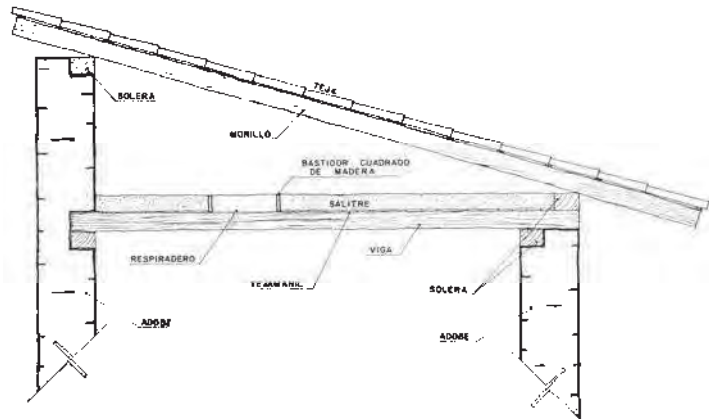


Fig. 30 Cubierta inclinada con teja de barro cocido

superficie que cubría el techo. Sobre las fajillas se disponía una primera capa de tejas de barro cocido, formando canales continuos desde la parte de la cumbre, hasta el alero de techo. El procedimiento de colocación de las tejas se empezaba desde abajo; la junta o borde superior de cada dos hileras o canales, se cubría con otra hilera de tejas, con la curvatura hacia abajo y traslapadas también para evitar filtraciones, de igual manera que lo anterior se iniciaba la colocación desde abajo.

*Cubiertas de sección curva:*

Estas cubiertas se logran aparejando en el espacio bloques de piedra, siguiendo formas geométricas curvas, es decir siguiendo el principio del arco con su concavidad hacia abajo, que es sustentada sobre una cimbra de madera para lograr dar la forma geométrica deseada. Si unimos adecuadamente los extremos inferiores del material y retiramos la cimbra, la fuerza de la gravedad o peso propio del material, y sus cargas, tratan de rectificar la línea curva, desarrollando fuerzas de compresión entre los sillares que evitan su caída y un empuje hacia fuera en los arranques de la cubierta combinadas con las cargas verticales del peso. Bajo este sistema de fuerzas trabajan los arcos, las bóvedas de todo tipo, y las cúpulas; múltiples ejemplos de este tipo de elementos arquitectónicos-estructurales las podemos admirar en la arquitectura religiosa y edificios de arquitectura civil relevante en Valladolid-Morelia.

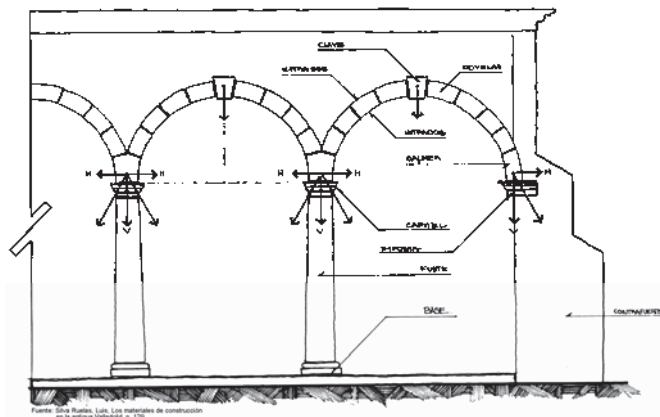
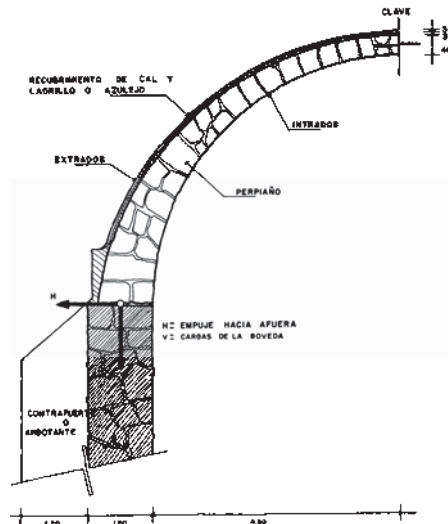


Fig. 31 Distribución de fuerzas desarrolladas por los arcos

Por otro lado es común el uso de contrafuertes y arbotantes en muros altos y gruesos de los templos, debido a que el empuje horizontal (coceo) que desarrollan las cubiertas en bóveda y arcos en los arranques, trata de separar los apoyos. En las arquerías, esas fuerzas horizontales se equilibran sobre la columna, pero los arcos extremos deben apoyarse en muros o pilastras más gruesas que las columnas para contrarrestar el empuje generado.

Son factores fundamentales para el diseño de obras de mampostería y cimbras de apoyo ó para ejecutar trabajos de rehabilitación, tener presente la acción del empuje lateral de la bóveda y arcos, así como las fuerzas de compresión que transmiten y mantienen en equilibrio a las piezas de mampostería del elemento arquitectónico-estructural.



Desde el punto de vista de trabajo estructural bajo un sistema de cargas, la bóveda se considera como una serie de arcos continuos. Los arcos y bóvedas, son soluciones estructurales que podemos considerar de largo plazo, si se les da el mantenimiento preventivo y correctivo, además de intervenciones en forma adecuada, sin

embargo, son muy sensibles a las modificaciones en los sistemas de fuerzas que operan sobre ellos ó a los cambios de forma de las estructuras; tenemos como ejemplo, si incrementamos las cargas o reducimos la resistencia de los apoyos, el arco podrá deslizarse hacia alguno de los lados, deslizando la clave y produciendo un desplazamiento a las dovelas. Así la pérdida de una columna en una arquería, pudiera resultar en la caída progresiva y rápida de todos los arcos, bajo la acción de fuerzas horizontales, por haberse eliminado el equilibrio inicial y necesario de esas fuerzas.

En Valladolid-Morelia, el material utilizado para construir arcos, bóvedas y cúpulas fue por lo general de toba riolítica (cantera); sin embargo se tiene el antecedente constructivo<sup>34</sup>, que tanto el templo del Carmen y templo de la Cruz, el extradós de sus bóvedas están construidas con tezontle, así como la cúpula del templo del Carmen.

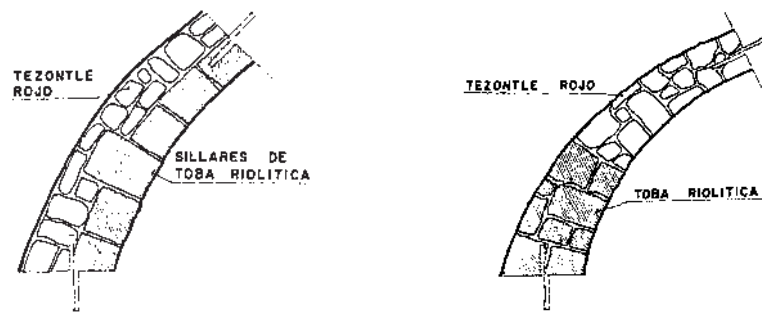


Fig. 32 Sistema constructivo de bóvedas con tezontle

Una acción que llega a perjudicar a los edificios históricos es la modificación de las cargas que se transmiten a través de los cimientos, cuando se abren nuevos vanos puertas o ventanas o se eliminan muros o columnas. En este caso, solo aparecen asentamientos en los cimientos donde aumentaron las cargas, con esto se inducen movimientos diferenciales verticales en muros, columnas, arcos, bóvedas, etc., que generan agrietamientos o desplazamientos a los materiales del edificio.

### 3.3.- Técnica de aparejo en arcos, bóvedas y cúpulas

Corrientemente los arcos, bóvedas y cúpulas se construyen en sillería o fábrica de ladrillo, aunque también pueden realizarse con concreto armado, mampostería, etc. a continuación veremos algunos sistemas constructivos comunes:

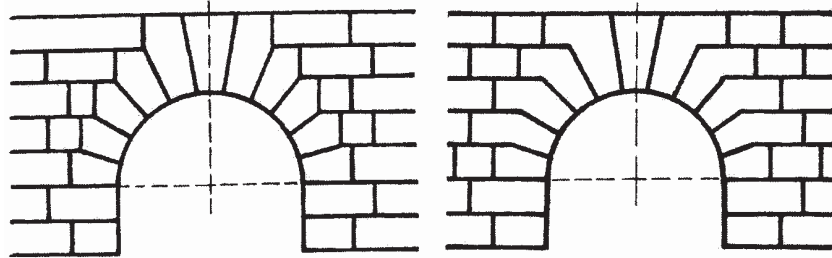
#### *Arcos de sillería:*

La principal característica de estos arcos es, que las dovelas tienen forma de cuña y están realizadas a las dimensiones convenientes para su ajuste en el arco.

Dos tipos de arcos de sillería comunes son: uno formado con dovelas pentagonales y el otro a base de dovelas a monta caballo, o sea, dispuestas en formas que además de encajar en el muro “montan” en él. Estos arcos deben tener siempre un número impar de dovelas para que la clave encaje en el centro.

<sup>34</sup> Archivo de la Sección de Monumentos Históricos del Centro INAH-Michoacán.





Fuente: Enciclopedia CEAC, 1981:118

Fig. 33 Arco de sillería formado con dovelas pentagonales.

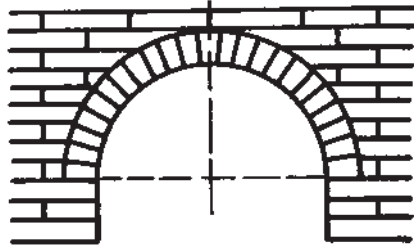
Fig. 34 Arco de sillería con dovelas dispuestas de forma que encajen en el muro.

Por estar las dovelas labradas pueden encajarse en seco, aunque la práctica constructiva recomienda interponer entre las caras de las dovelas que se unen, una delgada capa de mortero que tiene por finalidad rellenar posibles desigualdades de la superficie de la junta y uniformar la transmisión de presiones.

Veamos las operaciones necesarias que se siguen para la construcción de estos arcos:

- a) Después de construidos los pilares o jambas que sirven de apoyo a los arranques, se procede a la colocación de las dovelas que hacen las veces de almohadón, procurando que las juntas que han de recibir el arco formen un plano normal al paramento y dirigido hacia el centro de curvatura del intradós.
- b) Se coloca la cimbra que tiene que soportar las dovelas hasta que el arco no éste terminado, y aquéllas se sostengan por presión de unas con otras.
- c) Se empieza la colocación de dovelas en forma alternada, o sea construyendo el arco por ambos lados simultáneamente hasta colocar la contraclave.
- d) Se procede a colocar dos codales que compriman las contraclaves, para que se mantengan en su sitio y no se altere el hueco destinado a la clave.
- e) Se labra la clave a las dimensiones necesarias para que encaje en el hueco destinado a la misma, auxiliándose de una plantilla en la que se indica la inclinación de las juntas y las líneas de trasdós e intradós.
- f) Se coloca la clave haciéndola descender con toda precaución, después de quitar los codales, golpeándola suavemente por la parte del trasdós en los últimos momentos de la operación, para facilitar el enrase de la misma, hasta que el intradós de la clave coincida con el general.

En los arcos de sillería su directriz es circular como ocurre en los arcos de medio punto, peraltados, escarzanos o rebajados y por lo tanto las dovelas pueden ser todas iguales. Por el contrario si el arco es una curva de varios centros, como ocurren con los carpaneles las dovelas varían para cada uno de éstos, y esto ocurre aún con mayor motivo con los arcos elípticos y parabólicos.



Fuente: Enciclopedia CEAC, 1981:119

Fig. 35 Arco de sillería de medio punto.

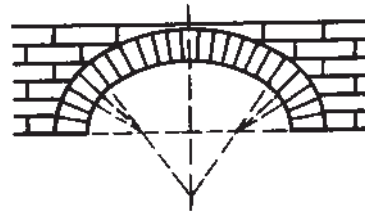
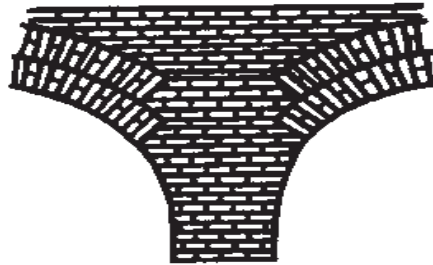


Fig. 36 Arco de sillería de carpanel.

*Unión de arco con el pilar o jamba:*

Cuando dos arcos apoyan sobre un mismo pilar de poca anchura, éste es insuficiente para los arranques de los arcos en cuyo caso se puede proceder de cualquiera de las formas siguientes:

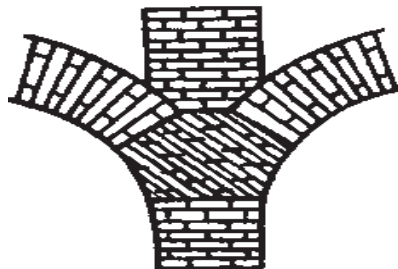
- a) Se toman los lechos de imposta sobre escalones gradualmente salientes, tal como se aprecia en la figura.



Fuente: Enciclopedia CEAC, 1981:123

Fig. 37 Unión de dos arcos con un pilar.

- b) Otro sistema es colocar almohadones de piedra que den nacimiento a los arcos, tal como puede verse en la figura.

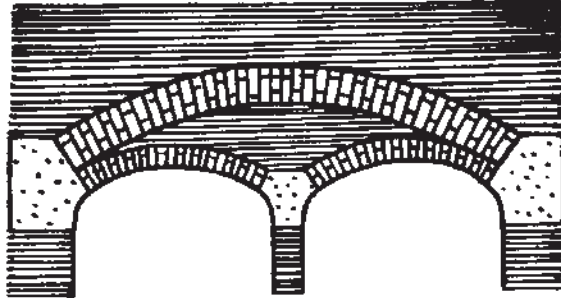


Fuente: Enciclopedia CEAC, 1981:123

Fig. 38 Unión de arco a un pilar con un almohadón o salmeres de piedra que dan nacimiento a los arcos

*Arcos de descarga:*

En realidad todos los arcos son elementos de descarga, pero se da este nombre cuando el arco no es un sustituto de dintel sino que se coloca encima de éste para recoger todas las cargas que pesan sobre el dintel, pudiendo ser entonces éste de un material o de unas dimensiones escasamente resistentes.



Fuente: Enciclopedia CEAC, 1981:126

Fig. 39 Arco de descarga

Sin embargo, los arcos tienen como función de origen el trazo correcto y después conservar la superficie sin quiebres. Desde el punto de vista de la reestructuración son los primeros que se agrietan y son también a los primeros que tenemos que atender. Si en un arco que ha fallado se corrige el quiebre de curvatura, levantándolo, calzándolo o acuñándolo, seguramente podemos emplear el procedimiento práctico en las bóvedas.

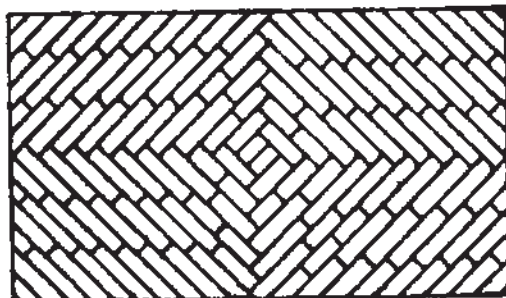
El objetivo primero de arco es conservar el trazo de la techumbre, al notar una falla por la parte inferior, en ese lugar debemos levantar el arco para que recobre su forma y trazo primitivo, lo hacemos mediante un puntal que en la base descansa en “un gato mecánico”, ya sea de tornillo o de coche o de una manera más adicional, mediante dos cuñas encontradas, que tienen como nombre genérico “soprima”.

#### *Técnica constructiva de aparejos en bóvedas y cúpulas*

##### a) Aparejo en espiga:

Las hiladas forman un ángulo de  $45^\circ$  con la línea de la clave. Existen dos variantes.

En la primera las hiladas empiezan en los ángulos que forman los arcos frontales con la línea de arranque, enlazando estas líneas en diagonal.

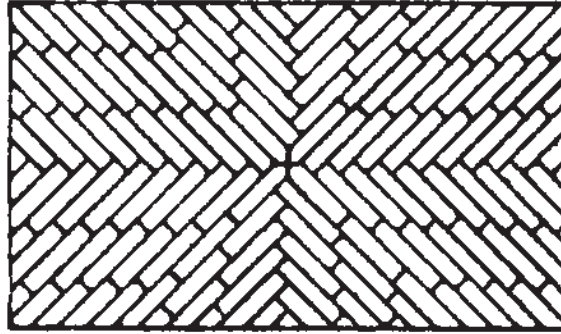


Fuente: Enciclopedia CEAC, 1981:143

Fig. 40 Aparejo en espiga para bóvedas de cañón

Este aparejo evita toda junta continua de rotura y un buen operario puede construir la bóveda con sólo cerchas de guía.

En la segunda variante las hiladas a  $45^\circ$  parten del centro de la bóveda o clave. A causa de la dificultad que presenta la colocación de las piezas de arranque, solamente se emplea cuando los muros no han de subir más arriba de las líneas de apoyo.

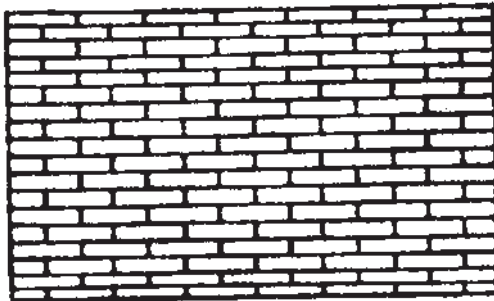


Fuente: Enciclopedia CEAC, 1981:143

Fig. 41 Aparejo en espiga (otra modalidad)

b) Aparejo recto:

Las hiladas son paralelas a los muros de apoyo. Las dovelas o mamposteado se disponen al igual que en un muro de media asta, un asta o más. La única diferencia está en que las llagas, en lugar de horizontales, son normales al intradós de la bóveda. Este aparejo proporciona un buen enlace transversal, pero no longitudinal.



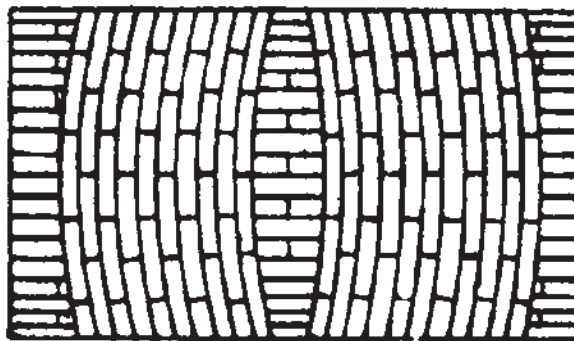
Fuente: Enciclopedia CEAC, 1981:143



Fig. 42 Aparejo recto para bóvedas de cañón

c) Aparejo circular:

Las hiladas son en planta perpendiculares a las líneas de arranque, excepto los arcos frontales y otro en el centro de la bóveda que son de aparejo recto.

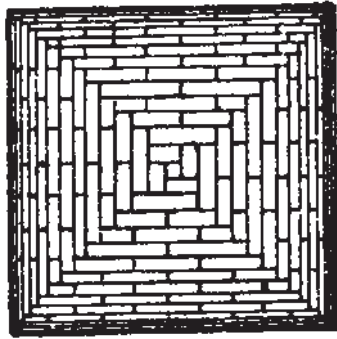


Fuente: Enciclopedia CEAC, 1981:144

Fig. 43 Aparejo circular para bóvedas de cañón

En las bóvedas compuestas, el aparejo de cada témpano se reduce a la aplicación lógica de las formas fundamentales que acabamos de ver.

Por lo que tenemos que en las bóvedas de rincón de claustro puede utilizarse el aparejo recto endentándose las hiladas en las aristas.



Fuente: Enciclopedia CEAC, 1981:145

Fig. 44 Planta de una bóveda de rincón con aparejo recto.

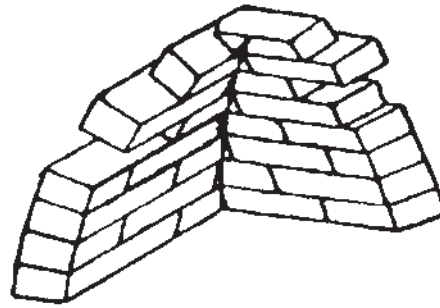
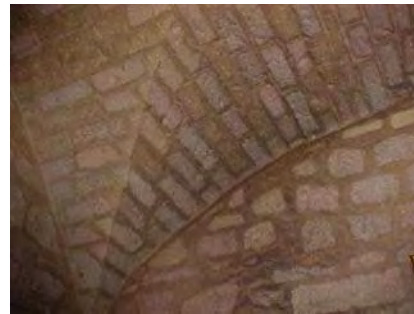
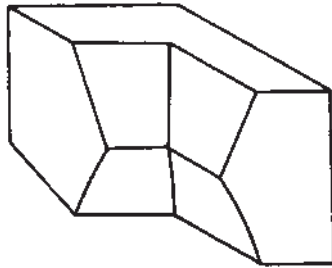


Fig. 45 Detalle de una arista de bóveda de rincón de claustro de aparejo recto.

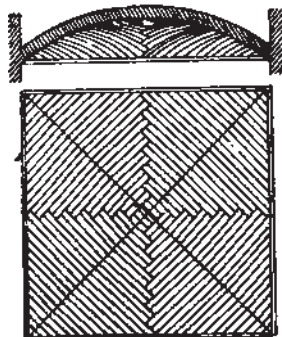
Si las dovelas son de sillería, pueden labrarse dovelas especiales para los rincones a aristas entrantes, como las indicadas en la figura.



Fuente: Templo Capuchinas, Morelia, Mich.

Fig. 46 Dovela de sillería de arista para bóveda de rincón de claustro.

El aparejo arqueado o en espiga da buen resultado en los rincones de claustro, endentándose las espigas sobre las líneas medias de la planta.



Fuente: Enciclopedia CEAC, 1981:145

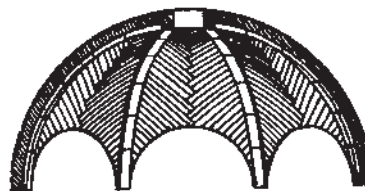


Fig. 47 Aparejo arqueado de una bóveda de rincones de claustro

En las cúpulas las dovelas se colocan por hiladas circulares o anillos, cuidando de la exacta inclinación de las juntas.

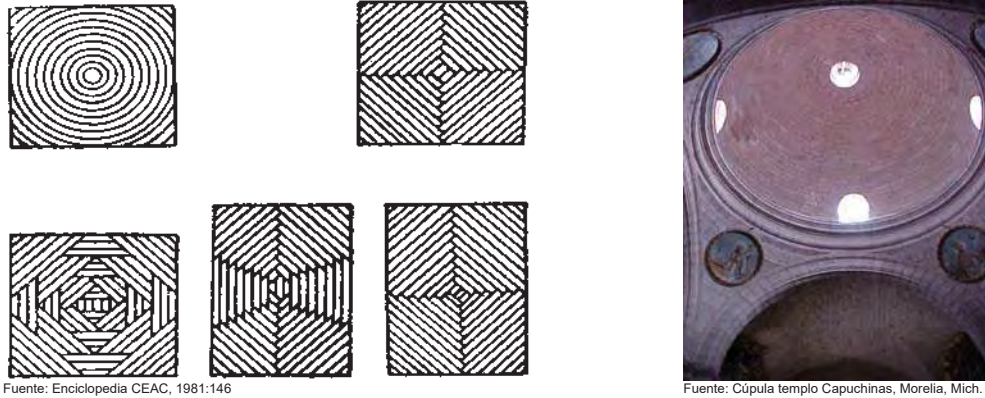


Fig. 48 Aparejos de bóvedas y cúpulas

En las bóvedas de crucería, la habilidad en escoger el aparejo adecuado, determina junto con una esmerada ejecución, el mayor o menor grado de belleza de la bóveda.

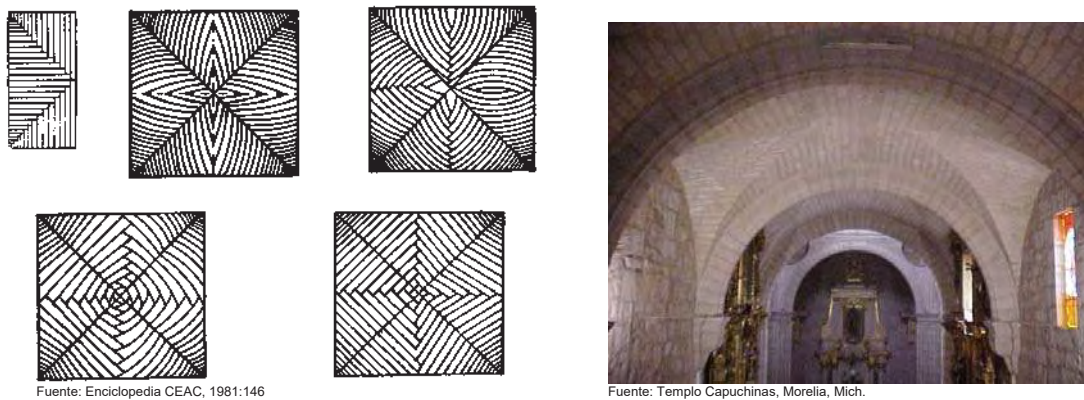


Fig. 49 Aparejos de bóvedas de crucería

La más dificultosa en todas estas bóvedas es la formación de las aristas, que en la mayoría de las veces conviene que sean reforzadas en su extradós.

Las dificultades en la correcta formación de las aristas se simplifican mediante la aplicación de nervios, que pueden ser de sillería o ladrillo.

Si se ha fracturado una bóveda, o un arco, podemos considerar una primera alternativa (salvo una análisis estructural de la estructura), que puede ser que las mezclas o los sillares no son capaces de tomar tracciones, es decir, que si por la parte inferior está fracturada la cubierta, es producto de una tensión positiva y si es por el exterior en la zona de los riñones de arranque, se debe a una falta de material que pueda absorber la presencia de los esfuerzos por tensión negativa.

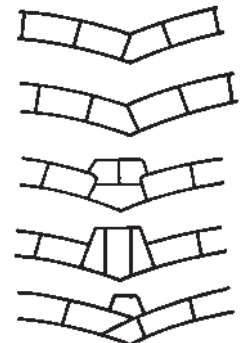


Fig. 50 Aristas de bóvedas de crucería



### 3.4.- El uso del concreto reforzado en Valladolid-Morelia

La ciudad de Morelia, antigua Valladolid (1541-1828), erigida en el valle de Guayangareo sobre una colina de suaves pendientes formada de grandes bancos de cantera que sirvieron para la construcción de sus edificios civiles y religiosos. Al iniciarse el último tercio del siglo XIX, la ciudad de Morelia enfrenta los pasos de la modernidad. “El pavimento de concreto (asfalto) hizo su aparición por primera vez en Morelia, en 1910, comenzando por la Calle Nacional (hoy avenida Madero)”<sup>35</sup>. Sin embargo Morelia, comienza su desarrollo urbano y arquitectónico a partir de 1930, cuando se ven los predios como una inversión redituable y crecen los edificios en sentido vertical para aumentar el valor del uso de suelo. Sin embargo el cambio de uso de suelo daña a los edificios, y este daño va desde la demolición total de la construcción hasta modificaciones sustanciales en su estructura con el fin de adecuar el edificio al nuevo uso.

Las calles de Morelia (antigua Valladolid) están definidas sobre todo por los paramentos continuos de sus casas, aunque a veces la majestuosidad de sus templos y palacios haga olvidar estas muestras de la arquitectura habitacional. Sin embargo, la construcción doméstica formaba la mayor parte del espacio urbano de la Valladolid virreinal y es la que actualmente le da su carácter típico a la ciudad.

Con el crecimiento de la ciudad después de la Revolución, surgieron también nuevas tipologías edilicias. El funcionalismo llegó a Morelia junto con el concreto armado en la década de los cuarenta. El hotel Alameda fue la primera gran construcción que empleó este material y fue seguido por un gran número de escuelas y hospitales diseñados con principios funcionalistas en diversas colonias de la ciudad. Así, los colegios como Anáhuac y Plancarte y hospitales, como el sanatorio de La Luz y el de Fátima marcaron la pauta para la creación de una nueva estética y para el empleo de modernos materiales en el centro histórico de la ciudad. En la arquitectura doméstica, la influencia internacional también se dejó sentir y aún se conservan excelentes ejemplos del funcionalismo aplicada a la vivienda.

El factor económico en la arquitectura moderna de Valladolid-Morelia fue determinante con el uso de nuevos materiales, así como por el concepto espacial y el carácter vertical arquitectónico en los edificios. El primer edificio construido, utilizando concreto reforzado data de 1938 y actualmente es el Hotel Alameda que se ubica al lado noroeste de la Plaza de Armas, proyecto del Arq. Mario Pani; que en su momento esta edificación causó polémica y vino a romper con la volumetría arquitectónica y el espacio urbano de la ciudad. Sin embargo fue el parteaguas para la utilización de un nuevo material –concreto reforzado- en un edificio de Morelia.



Foto 1 Hotel Alameda (Av. Madero Poniente esq. Guillermo Prieto)

<sup>35</sup> Silva Mandujano, Gabriel, “El desarrollo urbano y arquitectónico (1821-1910)”, en Enrique Florescano (Coord.) *Historia General de Michoacán. Siglo XIX*, Morelia, Gobierno del Estado de Michoacán, 1989, Vol. III, p. 412, apud in., *El pueblo*, t. IX, N° 45, Morelia, 24 de febrero de 1911, p. 2.

Sin embargo el uso del concreto reforzado tuvo sus primeras intervenciones en Valladolid-Morelia durante el periodo de 1936 a 1940, cuando se colocó el pavimento de concreto reforzado en la calle Nacional (hoy Av. Francisco I. Madero) y la construcción del edificio conocido actualmente como “Hotel Alameda”, el cual se convirtió en un atrevido testimonio de la modernización de la ciudad, trayendo consigo la ruptura de las características tradicionales de construcción en el centro histórico. Desde ese instante, se presentó un proceso general de intervenciones a la arquitectura y de transformación urbana, debido a que la volumetría se vio interrumpida al construirse con cinco niveles y al no respetar el orden de los paramentos al quedar remetido en la esquina. La utilización de nuevos materiales dejaba de lado los materiales y técnicas constructivas tradicionales y la distribución interior respondía más al funcionalismo que a la estética de la ciudad.



Foto 2 Hotel Alameda y Av. Fco I. Madero

Para este trabajo ejemplificaré algunas obras importantes donde el uso del concreto reforzado fue el material novedoso en la ciudad de Morelia, y posteriormente este material sería considerado en la construcción de obras relevantes durante los periodos del gobierno estatal y municipal siguientes.

Como ejemplo tenemos algunas obras relevantes que se ejecutaron en diferentes periodos en Valladolid-Morelia: De (1944-1950) Colegio Anahuac, Instituto Valladolid; De (1950-1956) Hospital Civil “Dr. Miguel Silva”, Plaza de toros monumental de Morelia, Templo de Mater Dolorosa, Templo de la Salud; De (1962-1968) Escuela normal, Estadio Olímpico “Venustiano Carranza”, Mercado San Juan e Independencia, Central camionera, Clínica del ISSSTE, Clínica del IMSS, Hotel Presidente.



Fuente: Azotea del Palacio Clavijero, Morelia, Mich.

Foto 3 Elementos de concreto sobre sistema de vigería de madera de azotea.

A partir de 1970 a la fecha se ha generalizado el uso del concreto reforzado en algunos edificios históricos como elemento estructural o de refuerzo (Colegio San Nicolás de Hidalgo, Torre del Templo de Capuchinas, Palacio Clavijero, Edificios habitacional y comercial, etc.), teniendo como antecedente que en la mayoría de los casos ha sido sin una evaluación técnica cuidadosa sobre cual podría ser del comportamiento estructural que puede desarrollarse ante la presencia de dos materiales heterogéneos como es el concreto y la mampostería pétreo.





Foto 4 Losa de concreto reforzado sobre vigas de madera  
Palacio Clavijero, Morelia Mich.



Foto 5 Losa reticular sobre sistema de viguería de madera  
Palacio Clavijero, Morelia Mich.



Foto 6 Torre campanario con refuerzo de concreto reforzado  
Templo de Capuchinas, Morelia Mich.



Foto 7 Traves y columnas de concreto reforzado en interior de torre campanario  
Templo de Capuchinas, Morelia Mich.

Hoy en día la forma más efectiva para entender las debilidades estructurales de los edificios históricos y su interacción en el uso de nuevos materiales, es determinar una diagnosis estructural que permita evaluar los tipos de intervención realizados en el pasado e identificar aquellos que han resultado exitosos y que deben seguir utilizándose con materiales y técnicas constructivas mejoradas para la protección de los edificios históricos, y aquellos que han resultado no convenientes, evitarlos totalmente o en su caso mejorar los criterios de reparación y refuerzo que pueden adoptarse.

### 3.5.- Propiedades físico-mecánicas de la toba riolítica, madera y arcilla recocida

A continuación se proporcionan los resultados de pruebas de laboratorio<sup>36</sup> más significativos del material constructivo que forma parte de los edificios históricos que ocupan nuestra atención en la zona de estudio y que dieron forma a los edificios de la ciudad de Valladolid-Morelia.

#### *Toba riolítica*

Este material básico de construcción conocido como “*cantera*”, de color claro, con tintes rosa que varían desde casi blanco hasta rosa oscuro y un violeta pálido, se obtuvo al principio en los afloramientos que aparecían en el barrio de san Juan, que proporcionaron la materia prima para muchos de los edificios coloniales de la ciudad de Valladolid. La cantera se usó para construir cimientos, muros, bóvedas, columnas, cúpulas, arquerías, pisos, enmarcamientos, cornisas, cerramientos, etc.

Por lo que se refiere a la calidad de la cantera utilizada en la arquitectura histórica, se practicaron pruebas de laboratorio al material de un banco antiguo de cantera (calle García Pueblita) y a fragmentos de cantera provenientes de sustituciones de elementos estructurales dañados de algunas edificaciones históricas importantes (columnas del primer patio del Colegio de San Nicolás de Hidalgo, columnas neoclásicas del antiguo seminario hoy convertido en la preparatoria Pascual Ortiz Rubio de la UMSNH y fragmentos de cantera de la fachada del Palacio Federal) de Valladolid-Morelia.

Las normas actuales que regulan la calidad de los materiales de construcción exigen una resistencia mínima a la compresión, una densidad mínima y una humedad de absorción. La humedad de absorción y la densidad miden la capacidad del material para almacenar líquidos o su porosidad. Una baja densidad acompañada de una excesiva humedad de absorción, generalmente representa una baja resistencia a la acción de las sales del agua del subsuelo ó de los agentes atmosféricos.

La norma de calidad que restringe a la piedra natural, es que esta debe ser sana y resistente, sin grietas, que puedan ser labradas cuando sea necesario y de aspecto agradable si se usan aparentes en edificios.

**Tabla 7 Requisitos de la mampostería pétreo**

Resistencia a compresión con humedad	150 kg/cm <sup>2</sup> mín.
Resistencia a compresión paralela a planos de formación	100 kg/cm <sup>2</sup> (mín.)
Absorción	4 % (máx.)
Densidad aparente	2.30 (mín.)
Intemperismo acelerado	10 % (máx.)

<sup>36</sup> Silva Ruelas, Luis, *op. cit.*, p. 199.

**Tabla 8 Características de la toba riolítica**

BANCO	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA MÍNIMA A COMPRESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	PORCENTAJE DE ABSORCIÓN (%)	DENSIDAD APARENTE
El tejocote**	184.90	146.00	17.22	1.77
Jamaica	121.72	52.91	18.69	1.75
Cointzio	74.20	61.00	25.00	1.55
Puerto Bella vista*	227.00	157.00	4.60	1.90
García Pueblito** y Barrio San Juan**	327.00	-----	3.70	2.42
Colegio San Nicolás	162.00	-----	5.50	2.40
Preparatoria Pascual Ortiz Rubio	167.00	-----	13.90	1.53
Fachada de Palacio Federal	-----	-----	14.80	1.55

\*\* No se explota actualmente.

Además de la información antes citada, se consignan los resultados obtenidos de pruebas de laboratorio de los siguientes materiales volcánicos de la región de Tlalpujahua Michoacán, que han sido utilizados en Valladolid hoy Morelia.

**Tabla 9 Características de la toba riolítica del banco de Tlalpujahua**

MATERIAL	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	PORCENTAJE DE ABSORCIÓN (%)	DENSIDAD
Cantera rosa	67.00	16.00	2.00
Cantera café	73.00	19.00	1.80
Cantera roja	86.00	13.00	2.01
Cantera blanca	36.00	21.00	1.78

**Tabla 10 Características de la piedra basalto del banco la Concepción (Quinceo)**

MATERIAL	RESISTENCIA COMPRESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	RESISTENCIA MÍNIMA A COMPRESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )	PORCENTAJE ABSORCIÓN (%)	DENSIDAD APARENTE
Escoria volcánica (Tezontle rojo y negro)	99.00	-----	7.70	1.18
Basalto vesicular (Piedra china)	385.21	255.76	2.71	2.28
Basalto compacto	722.11	158.20	1.42	2.51

La información recabada anteriormente permite conocer las propiedades físico-mecánicas que presenta el material pétreo actualmente. Asimismo con los resultados obtenidos permiten valorar las condicionantes que deben tomarse con respecto a la capacidad y resistencia a la compresión del material existente al analizar el comportamiento estructural y el efecto sísmico de un edificio histórico u otros edificios dentro de la zona del centro histórico de Morelia (zona en estudio).

Durante el trabajo de investigación se llevó a cabo un estudio de resistencia de materiales de especímenes de cantera que forman parte de la mampostería pétreo del Templo de Santa Rosa de Lima (caso en estudio). Del análisis de pruebas de laboratorio<sup>37</sup> realizadas a los materiales se obtienen los resultados siguientes:

<sup>37</sup> Estudio e informe de pruebas realizado por el laboratorio "JL Castillo Mecánica de Suelos y Construcciones, S.A. de C.V", en junio de 2002 a cargo del M. Ing. José Luis Castillo Soto.

**Tabla 11 Resistencia a la compresión axial de toba riolítica**

ENSAYE N°	MUESTRA N°	AREA (cm <sup>2</sup> )	CARGA (kg)	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )
P-121	1	26.70	1239	46.40
P-122	2	26.70	1410	52.80
P-123	3	26.60	1631	61.30
P-124	4	26.50	1548	58.40
			PROMEDIO	54.70

ENSAYE N°	MUESTRA N°	PESO HUMEDO (gr)	PESO SECO (gr)	ABSORCIÓN (%)	VOLUMEN DESALOJADO	DENSIDAD APARENTE
P-121	1	300.00	288.60	3.90	132.40	2.17
P-122	2	305.90	294.00	4.00	132.00	2.23
P-123	3	350.60	345.70	1.40	133.70	2.59
P-124	4	348.80	342.90	1.70	132.10	2.14

### *Madera*

Se puede hablar de bosques cercanos que se localizaban al sur de la antigua Valladolid, en donde abundaban las especies de pinos, oyamel, encino y cedro, que seguramente contribuyeron con sus materiales para las obras en construcción en Valladolid-Morelia. Las dos primeras especies se emplearon en gran medida con su madera para la elaboración de vigas, gualdras, tablones, tejamaniles, etc., indispensables para construir techos, cerramientos de vanos, pisos, puertas y ventanas, además de otros usos.

De las especies maderables antes referidas, se prefería el pino para elaborar vigas y otros elementos estructurales. El “llarín” o corazón de pino bien desarrollado, se elegía por su dureza y resistencia a los agentes destructivos.

Técnicamente la densidad de la madera se puede manejar como un indicador de su resistencia o comportamiento bajo la acción de cargas. A mayor densidad, mayor resistencia.

**Tabla 12 Esfuerzos permisibles y módulos de elasticidad (kg/cm<sup>2</sup>)**

PROPIEDADES	PINO, OCOTE Y CEDRO ROJO			OYAMEL		
	Madera de 1ra (100%)	Madera de 2ra (80%)	Madera de 3ra (60%)	Madera de 1ra (100%)	Madera de 2ra (80%)	Madera de 3ra (60%)
Flexión	90.00	80.00	60.00	90.00	80.00	60.00
Compresión paralela a la fibra	60.00	48.00	36.00	50.00	4.00	3.00
Compresión perpendi. a la fibra	11.00	8.80	6.60	8.00	6.40	4.80
Cortante paralela a la fibra	12.00	9.60	7.20	9.00	7.20	5.40
Cortante perpendicular a la fibra	35.00	28.00	21.00	25.00	20.00	15.00
Tensión perpendicular a la fibra	3.00	2.40	1.80	2.50	2.00	1.50
Tensión paralela a la fibra	70.00	56.00	42.00	60.00	48.00	36.00
Módulo de elasticidad (Mín.-Máx)	70,000 a 100,000	70,000 a 10,000	70,000 a 100,000	70,000 a 100,000	70,000 a 100,000	70,000 a 100,000
<b>Tipo de Construcción</b>	<b>Protegida</b>		<b>Semi-protegida</b>		<b>A la intemperie</b>	
Permanente	1.00		0.86		0.75	
Semipermanente	1.20		1.03		0.90	
Provisional	1.33		1.14		1.00	
Coeficiente de seguridad 1/6			Coeficiente de trabajo a flexión = 60 a 90 kg/cm <sup>2</sup> .			



***Arcilla recocida***

En cuanto al origen de los materiales constructivos elaborados con arcilla, podemos decir que estos se utilizaron en tejas, tabiques, ladrillos y baldosas de barro, cuando menos desde el siglo XVII. Sin embargo el tabique de barro lo encontramos en forma usual en los muros de los edificios construidos en el siglo XIX, aunque las fachadas se seguían construyendo con toba riolítica.

**Tabla 13 Tabiques de arcilla recocida<sup>38</sup>**

PROPIEDADES	TABIQUE (OSCURO)	TABIQUE (COLORADO)	TABIQUE (NARANJA)
Módulo de flexión Mín. (kg/cm <sup>2</sup> )	15.00	12.00	10.00
Compresión a la 1ª. Grieta (kg/cm <sup>2</sup> )	30.00	25.00	20.00
Compresión a la ruptura (kg/cm <sup>2</sup> )	70.00	60.00	50.00
Absorción 24 hr agua fría (%) Máx.	20.00	23.00	25.00
Absorción 5 hr agua ebullición (%)	25.00	28.00	30.00
Coefficiente saturación máximo	0.80	0.82	0.81

**Tabla 14 Tabiques de arcilla recocida<sup>39</sup>**

LUGAR DE ELABORACIÓN	TIPO TABIQUE	RESISTENCIA A COMPRESIÓN (kg/cm <sup>2</sup> )
Indaparapeo	De caja	74.96
Santiago Undameo	De caja	71.03
Ciudad Hidalgo	Comprimido	64.87
Jaripeo	De caja	49.50
Jaripeo	De agua	44.32
Morelia	De agua	43.80

En general los tabiques de mejor calidad tienen color oscuro, un exceso de materia orgánica se detecta con manchas de ceniza al romper una pieza.

<sup>38</sup> Silva Ruelas, Luis, *op. cit.*, p. 157.

<sup>39</sup> *Ibidem*, p.160.

#### **4. PROCEDIMIENTO PARA LA REVISIÓN DE LA SEGURIDAD SÍSMICA DE MODELOS REPRESENTATIVOS**

##### **4.1.- Concepción estructural**

El análisis del esquema estructural de los edificios históricos considerados como casos de estudio de arquitectura religiosa y civil de Valladolid-Morelia antes referidos, revela que hubo en su concepción una visión bastante certera en el comportamiento estructural que iban a tener con el paso del tiempo. Se puede observar que los materiales así como la forma y disposición de los elementos estructurales se escogieron en función de las acciones externas que debía soportar el edificio, no sólo los efectos de su propio peso sino también los de sismos y los probables hundimientos diferenciales que pudieran suscitarse con el transcurrir de su vida útil.

En lo general el material primario de las construcciones consideradas como caso de estudio de este trabajo; es a base de una mampostería constituida por toba riolítica, aglutinada por un mortero de cal y arena. La cimentación es a base de piedras de toba riolítica de gran tamaño; en los muros domina la mampostería pétreo de cantera, con algunos sillares en sus fachadas. Sin embargo en los edificios de arquitectura religiosa predomina la cubierta de bóveda a base de piedra cantera la cual disminuye en tamaño conforme a su forma y desarrollo geométrico estructural. Para los edificios de arquitectura civil, su cubierta es a base de un sistema horizontal de vigería de madera, sobre el cual existe un relleno de tierra para confinamiento del mismo.

La mampostería de sillares de piedra se empleó para los elementos que debían soportar esfuerzos de compresión particularmente elevados (columnas y arcos), así como para otros que tienen a la vez fines estructurales y decorativos. Por otra parte los elementos de cubierta en los tres templos considerados en este trabajo, se puede observar y analizar que se escogieron formas que permitiesen la trasmisión del peso propio de la estructura por esfuerzos de compresión y limitasen el coceo en sus apoyos. Sin embargo se utilizaron diversos medios para rigidizar la cubierta y así favorecer la trasmisión de cargas laterales y reducir su deformabilidad ante cualquier hundimiento que pudiera producirse. Además se identifican zonas donde se concentran cargas verticales extraordinariamente elevadas. Una es la de las torres, resueltas con un núcleo masivo de muros de mampostería, y la otra, mucho más crítica, es la del crucero central. La cúpula principal trasmite cargas muy elevadas que se distribuyen en los cuatro extremos del seudocrucero de la nave principal.

Constituye una parte esencial del esquema estructural el arreglo de muros en todo el perímetro de la planta, ya que la trasmisión del peso de la cubierta a la cimentación se hace por pilastras y muros, cuya área transversal es generosa y mantiene los esfuerzos de compresión a niveles moderados. Asimismo constituyen una franja perimetral que proporciona una gran rigidez lateral al edificio.

La notable simetría de la planta arquitectónica de los seis edificios considerados como modelos representativos de análisis propician una respuesta sísmica favorable y su cimentación permite una trasmisión uniforme del movimiento del terreno a la estructura.

### **Análisis ante cargas verticales**

El peso propio de la construcción constituye una acción muy importante sobre esta estructura. El estudio del estado de esfuerzos que se presenta en la estructura debido a distintas condiciones de sollicitación se hizo primordialmente mediante el análisis de modelos analíticos.

Además se analizaron también modelos bidimensionales para entender más claramente los mecanismos de transmisión de fuerzas en las dos direcciones y se realizaron análisis estáticos de estos modelos para determinar la respuesta ante cargas verticales y ante movimientos de los apoyos, y análisis dinámicos para estudiar los efectos sísmicos.

Una limitación seria de estos análisis es que suponen un comportamiento elástico-lineal de los elementos, lo cual no es representativo de un material con baja resistencia a la tensión, como la mampostería, y que además se pueden encontrar en un estado de fisuración si se llegan a presentar hundimientos diferenciales. A pesar de ello, se considera que estos análisis proporcionan resultados indicativos de gran utilidad. Por una parte, efectos como los del peso propio se transmiten esencialmente por fuerzas de compresión; por otra, los análisis revelan las zonas donde se presentan tensiones y, por tanto, son de esperarse agrietamientos. Finalmente, el efecto de las grietas puede representarse en el modelo separando físicamente las partes adyacentes a las grietas, o asignando rigideces muy bajas a los elementos que se consideren agrietados.

Los datos geométricos de cada edificio histórico se tomaron de la planimetría arquitectónica obtenida y realizada in situ y de planos confiables que se pudieron conseguir en instancias gubernamentales<sup>40</sup>. Se consideraron pesos volumétricos medios iguales para todos los elementos del mismo material. Para los materiales de mampostería a base de toba riolítica (cantera) se consideró un peso volumétrico de 2,450 kg/m<sup>3</sup>, de acuerdo a las pruebas de resistencia que se han realizado en diferentes materiales de edificios históricos en Valladolid (hoy Morelia) y que fueron descritos anteriormente.

### **Análisis ante efectos sísmicos**

La respuesta a los efectos sísmicos de un edificio histórico de este tipo presenta diferencias radicales con respecto a la de estructuras de edificios modernos para los que existe una práctica de análisis sísmico bien establecida.

Es importante destacar que la interacción de una estructura extraordinariamente masiva y rígida, con un suelo compresible, modifica los efectos sísmicos con respecto a los que sufre un edificio normal. En términos generales, esta interacción reduce sustancialmente las acciones sísmicas sobre los edificios históricos y es la razón principal del comportamiento generalmente favorable que han tenido los edificios históricos en Valladolid-Morelia ante los sismos a lo largo de los siglos. Una manera de visualizar el problema es considerar que una parte importante de la energía que el movimiento del suelo intenta introducir en la estructura es regresada al mismo al empezar a vibrar la estructura, de manera que la excitación sobre la estructura corresponde a la que tendría si su amortiguamiento fuera mucho más elevado que el propio para el tipo de material de que está compuesta.

---

<sup>40</sup> Archivo de la Sección de Monumentos Históricos, *op. cit.*

La experiencia obtenida ha demostrado que la respuesta de edificios comunes corresponde a amortiguamientos del orden de 5% del crítico, mientras que una estructura como la de los templos responde con amortiguamientos cercanos a 20%.

Para evaluar la seguridad sísmica en los casos de estudio de este trabajo para los edificios históricos en Valladolid-Morelia, se han empleado dos tipos de procedimientos. Por una parte se han realizado análisis refinados de la respuesta dinámica del mismo modelo bidimensional utilizado para el análisis por cargas verticales. Con ello se pueden identificar los modos naturales de vibración y las zonas de la estructura que pueden resultar críticas. De igual forma se ha realizado sobre este modelo un análisis modal espectral en el que se han determinado las fuerzas que se inducen en los elementos de la estructura para el espectro de diseño propuesto. Por las limitaciones de las hipótesis de comportamiento lineal y homogéneo, los resultados obtenidos se han tomado únicamente como indicativos. Se ha preferido basar la revisión de la seguridad en métodos simplificados que han mostrado ser muy confiables para estructuras de mampostería pétreo, ya que no implican la hipótesis de un comportamiento elástico y se basan en condiciones de equilibrio en estado plástico.

Los periodos elevados de los modos torsionales reflejan la baja rigidez de la cubierta para fuerzas en su plano, ya que esta permite movimientos relativos entre los distintos ejes. La influencia de estos modos en la respuesta sísmica del conjunto es reducida, como lo indican los pequeños factores de participación que tienen.

En la interpretación de estos resultados hay que tomar en cuenta que el modelo representa sólo una zona de la construcción y que, en particular, no incluye las fachadas, que son pesadas y rígidas.

Por tanto, si se aplica un método estático simplificado con un coeficiente sísmico de 0.30 (construcción del grupo "A", zona sísmica "C", terreno de cimentación tipo II) se tendrán resultados conservadores.

Los modos de falla más frecuentes en estructuras de mampostería sin refuerzo son por flexión perpendicular al plano de los muros de fachada. En los edificios históricos de la arquitectura religiosa (caso de estudio) estos muros están rigidizados transversalmente por los muros de las construcciones contiguas y los contrafuertes, por lo que sus claros (longitudes no restringidas) son muy cortos. Por tal razón la flexión normal al plano no debe ser crítica, excepto para la fachada principal. El efecto principal a revisar será el de fuerza cortante a distintas alturas del edificio histórico.

En los procedimientos simplificados el área transversal de muros disponible en ambas direcciones constituye una medida de la resistencia al cortante de la estructura, ya que al multiplicar dicha área por un esfuerzo cortante resistente promedio se tiene una estimación de la fuerza cortante resistente. Los edificios como casos de estudio muestran, para cada una de las dos direcciones principales, el área de muros con que se cuenta. Se determina un esfuerzo cortante promedio en cada dirección, al dividir la fuerza cortante debida a la fuerza sísmica entre el área de muros. La fuerza cortante sísmica resulta de multiplicar el peso de la estructura por el coeficiente sísmico propuesto.

El método simplificado aplicado para las estructuras grandes como templos en su conjunto, implica la hipótesis de que la cubierta es un diafragma rígido que transmite las fuerzas de inercia generadas por el sismo a los muros capaces de resistirlas. Dicha transmisión implica la aparición de esfuerzos cortantes y de tensión elevados. Es dudoso que la resistencia de la mampostería a estos esfuerzos sea suficiente para garantizar dicha transmisión. Por una parte, la vibración de la fachada principal, con sus torres muy masivas producirá la separación del resto de la estructura. Por otra parte, la vibración transversal del conjunto puede provocar un agrietamiento longitudinal que separe la nave del resto de la estructura, de modo que los muros de esta nave ya no participen del mecanismo resistente de la porción mayoritaria de la edificación.

Por lo anterior, se deben identificar las partes de la edificación que es factible vibren sin contar con la participación del resto, y se debe revisar que cada una de estas partes sea capaz de resistir las fuerzas que se generan debido a la vibración de las masas que allí se ubican.

Se han revisado diversas zonas y resulta más crítica la parte del crucero cuando vibra en dirección transversal.

El esfuerzo cortante que resisten los muros puede estimarse con la fórmula especificada en las Normas Técnicas Complementarias de diseño y construcción de Mampostería del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

$$v_R = 0,5 v^* + 0.3\sigma$$

$v_R$  = Esfuerzo resistente de los muros.

$v^*$  = Esfuerzo determinado en los ensayos de compresión diagonal.

$\sigma$  = Esfuerzo de compresión por el efecto de las cargas verticales sobre el muro ( $\text{kg/cm}^2$ ).

Otro aspecto crítico del comportamiento sísmico en los edificios históricos (templos), es la estabilidad de los elementos más esbeltos y pesados, como las torres y la cúpula del crucero. Si se revisan estos elementos ante las fuerzas laterales determinadas en el análisis modal espectral, se encuentra que la seguridad ante volteamientos es crítica en ambos casos. Sin embargo, en estructuras de este tipo, que no resisten tensiones, el extremo de la sección transversal que bajo el efecto del momento de volteo está sujeto a tensión, se despega de su base y vuelve a caer cuando la dirección del movimiento cambia. En este proceso se tiene una disipación importante de energía, que reduce las fuerzas realmente aplicadas a la estructura.

#### **4.2.- Procedimiento para la revisión de la seguridad sísmica**

Para estimar la seguridad de una estructura ante cargas gravitacionales, la aplicación de métodos cuantitativos para la revisión de la seguridad se vuelven más restringidas en lo que concierne a los efectos sísmicos, por lo que suele considerarse suficiente una compresión cualitativa de la intensidad de los movimientos del terreno que la pueden afectar, de la forma en que ésta responde a dichos movimientos, y de la naturaleza de las fuerzas que se generan y la trayectoria que siguen. Para lo cual se debe tener presente sobre las limitaciones de los métodos utilizados y el grado de error involucrado en los resultados.

Para el análisis sísmico, la forma de definir las acciones que el movimiento del terreno induce en la estructura depende del método de análisis que se vaya a emplear. En métodos de tipo estático, el efecto del sismo se cuantifica por medio de un coeficiente de cortante basal llamado *coeficiente sísmico*, el cual define qué fracción del peso total del edificio debe considerarse como fuerza lateral, así como la fuerza total, aplicada a la estructura.

El reglamento de construcciones y sus normas técnicas complementarias incluyen procedimientos detallados para la determinación del coeficiente sísmico que corresponde a cada caso; para lo cual éste es en función a la región sísmica, tipo de suelo, período fundamental de vibración de la estructura, y de la ductilidad, amortiguamiento de que se dispone. Sin embargo existe la tendencia de aplicar el coeficiente sísmico dado para los edificios modernos en el análisis de los edificios históricos; para lo cual dichos valores determinados pueden servir sólo como referencia en los edificios históricos, ya que éstos son muy diferentes de aquéllos para los que se han calibrado los valores de las normas.

En edificios históricos relevantes conviene deducir específicamente las acciones sísmicas aplicables a la revisión del caso particular tomando en cuenta todos los aspectos que intervienen.

Cuando se lleva a cabo un análisis sísmico refinado, más elaborado es el modelo analítico que hay que construir de la estructura y mayor el número de propiedades estructurales que hay que hacer intervenir. Sin embargo, los métodos más simplificados, normalmente no permiten evaluar todos los modos de falla que pueden ser críticos, y su aplicación puede conducir a resultados no representativos. Por lo tanto resulta, conveniente emplear métodos con distinto grado de refinamiento para alcanzar a tener una idea completa del comportamiento estructural del edificio ante el efecto sismo.

Un procedimiento utilizado ampliamente para la revisión por sismo en estructuras de mampostería pétreo, es el llamado *método simplificado de diseño sísmico*, en el cual se determina la fuerza lateral total que hay que aplicar a la estructura, multiplicando el coeficiente sísmico por el peso total de la misma. Esta fuerza lateral actuante se considera que es resistida de manera uniforme por todos los muros alineados en la dirección en que se considera que actúa el sismo.

Los métodos de análisis estático, más refinados que el método simplificado, permiten determinar con más detalle las fuerzas de inercia y su distribución entre los elementos resistentes; sin embargo, no eliminan muchas de las limitantes enunciadas para este método. Por la complejidad de los sistemas estructurales involucrados se hace necesario para ese fin el desarrollo de modelos analíticos refinados.

Sin embargo, estos métodos son limitados al no poder considerar el comportamiento no lineal de la mampostería y, especialmente, el agrietamiento por esfuerzos de tensión con la consiguiente falta de continuidad entre algunos elementos estructurales. Para lo cual es necesario desarrollar detalladamente el modelo a analizar y, sobre todo, identificar las partes de la estructura que pueden ser capaces de responder como un conjunto continuo, para obtener resultados aplicables en los análisis de este tipo.



Se ha comentado acerca de las limitaciones de los análisis dinámicos de edificios históricos. Entre las principales están las que se derivan de la falta de continuidad entre los elementos estructurales y del agrietamiento de la mampostería, tanto el existente por las acciones que han afectado la estructura durante su existencia, como el que se produce en el movimiento sísmico.

### **Método simplificado para la revisión sísmica**

La revisión realizada con el método simplificado no es garantía de seguridad de la construcción; sin embargo, se obtiene así una idea general de la capacidad del edificio para resistir los sismos, la que deberá ser complementada por análisis adicionales sobre la posibilidad de fallas por efectos locales y por fuerzas normales al plano del muro.

El método se basa en comparar entre la fuerza lateral total impuesta por el sismo, y la capacidad que la estructura tiene para resistir dicha fuerza.

La fuerza sísmica total ( $V_o$ ) se puede considerar igual al peso total del edificio ( $W$ ), multiplicado por un coeficiente sísmico ( $C_s$ ).

$$V_o = C_s (W)$$

Esta fuerza es igual para cada dirección en que actúe el sismo. Por otra parte, el edificio cuenta con una resistencia ante sismos diferente para cada una de sus dos direcciones principales, (x) y (y). Considerando que todos los muros pueden desarrollar su capacidad total a fuerza cortante, la fuerza sísmica resistente es igual a la suma de las contribuciones de todos los muros alineados en la dirección en que se está revisando la capacidad sísmica.

Esta contribución se determina como el producto del área transversal del muro ( $A_m$ ) por el esfuerzo cortante resistente de la mampostería ( $v_m$ ).

$$V_R = \sum A_m v_m$$

El cálculo anterior se puede refinar si se considera que los muros cortos y altos son menos eficientes para absorber las fuerzas sísmicas que los muros largos, ya que los primeros son más flexibles y absorben menor proporción de la fuerza lateral actuante.

Las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de Mampostería del RCDF, considera el factor correctivo siguiente:

$$R = (1.33L/H)^2 \leq 1$$

Este factor se aplica a la contribución de muros en los que la relación entre la altura (H) y la longitud (L) es mayor de 1.33. El factor afecta el área de los muros involucrados, dando lugar a un área efectiva, cuya suma es la que se considera en la ecuación anterior para el cálculo de  $V_R$ .

Para una revisión estructural, debe determinarse el coeficiente sísmico adecuado según el peligro sísmico del lugar y las características de la estructura; también hay que suponer el

esfuerzo resistente de la mampostería, según sus características mecánicas; y, finalmente un factor de seguridad adecuado para definir la mínima relación entre la fuerza resistente y la actuante.

$$F_S = V_R/V_o$$

Los conceptos del método simplificado pueden aplicarse para determinar algunos índices que permiten comparar la seguridad sísmica de edificios con condiciones semejantes de actividad sísmica del sitio y de tipo de estructura.

El factor de seguridad resulta:

$$F_S = V_R/V_o = [\Sigma A_m/W] [V_m/c]$$

Considerando materiales de resistencia a cortante semejante y un mismo coeficiente sísmico, se puede definir un índice de seguridad sísmica:

$$I_S = \Sigma A_m/W$$

Donde ( $I_S$ ) es la relación entre la suma de las áreas efectivas de todos los muros alineados en la dirección en que se está haciendo la revisión, dividida entre el peso total del edificio. Como índice para el edificio se tomará el menor de los valores obtenidos para las dos direcciones principales. El índice tiene unidades de área entre peso o fuerza.

Como una simplificación todavía más estricta, puede considerarse que el peso total del edificio, ( $W$ ), es proporcional al área en planta del edificio ( $A_p$ ), y definir otro índice de seguridad, llamado índice de densidad de muros, o relación de área de muros, igual a:

$$d = \Sigma A_m/A_p$$

Este resulta un índice adimensional, basado en cantidades puramente geométricas y que no requiere de análisis de cargas.

El índice anterior, ( $d$ ), debe emplearse con mucha precaución, y únicamente con fines indicativos y comparativos de las características sismorresistentes de distintos edificios.

Las principales limitaciones de este índice son:

- La diferencia de peso entre edificios con la misma área cubierta puede ser muy grande. Depende de la altura del edificio y de la presencia de elementos muy pesados (grandes cúpulas centrales, torres, etc.).
- La falla por cortante de los muros no es la única que puede presentarse. El índice no es representativo de la falla por empujes normales al plano de los muros, que son muy comunes.
- Si la distribución de los muros no es uniforme y simétrica, la resistencia está regida por condiciones locales y no por la suma de las capacidades de todos los muros.

## 5. CASOS SELECCIONADOS COMO MODELOS REPRESENTATIVOS DE ANÁLISIS

Los sismos han sido en parte uno de los mayores causantes de que muchos edificios históricos hayan sido severamente afectados en su comportamiento estructural y otros hayan colapsado, debido a que estos se encuentran en regiones de actividad sísmica significativa. Sin embargo, las marcas que han dejado los sismos son evidentes en las construcciones que han permanecido por siglos en las regiones de alta sismicidad, por lo que el estudio histórico y estructural de su comportamiento ante estos fenómenos, es un medio importante para la evaluación de su seguridad estructural para lograr prevenir cualquier acción extraordinaria eventual que pudiera presentarse al edificio, logrando de esta forma la preservación del monumento histórico.

Cada día nuestro patrimonio histórico arquitectónico edificado se va deteriorando por muchas razones; es por eso que es necesaria su conservación que permita que las generaciones futuras puedan seguir enriqueciéndose con la apreciación de las evidencias de las culturas y civilizaciones que las han precedido. Sin embargo más que su valor artístico, los edificios históricos forman parte de nuestra cultura, constituyendo una evidencia de lo edificado por los grandes constructores del pasado.

Muchos de los edificios históricos, que aún existen, se han visto sometidos a lo largo de su existencia a la acción de la intemperie, de los agentes físicos y químicos, a repetidos episodios de daño y reparación, y con frecuencia a intervenciones sustanciales a raíz de los diversos sismos que los han afectado.

La delimitación temporal del presente trabajo de investigación corresponde del primer tercio del siglo XVIII que marca el inicio del proceso de consolidación de la vida virreinal y edificatoria de la ciudad de Morelia -Antigua Valladolid- (zona de estudio), y la última década del siglo XX, que es cuando se logra la protección de su centro histórico y de sus edificios mediante el decreto federal por el que se declara zona de monumentos históricos a la ciudad de Morelia, para posteriormente ser inscrita como patrimonio mundial de la humanidad.

Geográficamente la zona de estudio se ubica en el centro histórico de la ciudad de Morelia, cabecera municipal y capital del estado de Michoacán. Se ubica al noreste del municipio que se localiza en la parte centro-norte del Estado de Michoacán de Ocampo. Tiene una superficie de 1,300.94 Km<sup>2</sup> y ocupa el undécimo lugar en extensión territorial, entre los municipios de la entidad, sus coordenadas geográficas son al norte 19° 52', al sur 19° 26' de latitud norte; al este 101° 04' y al oeste 101° 31' de longitud oeste del meridiano de Greenwich<sup>41</sup>. Tiene una altura de 1,920 msnm, con clima templado de humedad media, con régimen de lluvias en verano de 700 a 1000 mm de precipitación anual y lluvias invernales máximas de 5 mm anuales promedio<sup>42</sup>. La temperatura media anual es de 14° a 18°C. Los vientos dominantes proceden del Suroeste y Noroeste, variables en julio, agosto y octubre con intensidad de 2.00 a 14.5 km/hr.

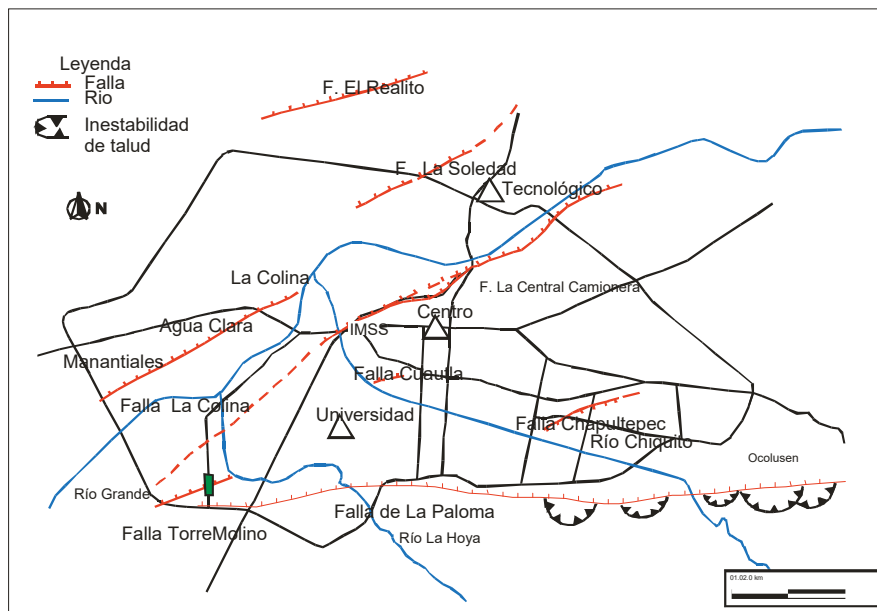
---

<sup>41</sup> Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, *Morelia Estado de Michoacán. Cuaderno estadístico municipal*, Morelia, INEGI, 1993. p. 3.

<sup>42</sup> *Ibidem*, pp. 3-11

Fisiográficamente, la zona de estudio se asienta en una loma de suaves pendientes de terreno firme de piedra dura llamada riolita, conocida comúnmente como “cantera”, y de materiales volcánicos no consolidados o en proceso de consolidación, conocido como tepetate. De cantera han sido construidos los edificios más importantes de la ciudad de Morelia (antigua Valladolid); hacia el noreste puede apreciarse lo que fueron los bancos de extracción<sup>43</sup>.

La zona de estudio se encuentra localizada y delimitada por seis fallas geológicas activas (Nocupetaro, de la Colina, Torremolinos, la Paloma, Chapultepec y Cuautla) y comprendida dentro de la zonificación sísmica “C” del estado de Michoacán<sup>44</sup>; para lo cual se realizó una prospección directa in situ, donde se analizó qué edificios eran viables para ser considerados como modelos de análisis en el proyecto de investigación, tomando para el caso las características geológicas de su ubicación, el aspecto arquitectónico, el estado de conservación, las intervenciones en su sistema estructural, los materiales y sistemas constructivos-estructurales.



Plano 9 Localización de las falla geológicas activas en Valladolid-Morelia

Para determinar el objeto arquitectónico de estudio, se consideró que dada la importancia de la producción arquitectónica edificatoria de la ciudad de Morelia, así como las técnicas constructivas y materiales tradicionales de la región y de las soluciones arquitectónicas que en ella destacan, tanto en su arquitectura de carácter religioso como las múltiples muestras de la arquitectura civil; dada la magnitud del territorio elegido y la riqueza arquitectónica existente; se consideró importante evaluar y analizar como zona de estudio la producción edificatoria del centro histórico de Morelia.

<sup>43</sup> Ver plano 1 y *cfr.* Localización de materiales pétreos en la región de Morelia.

<sup>44</sup> Colegio de Ingenieros Civiles de Michoacán, A.C., *Reglamento de Construcciones de Michoacán*, Morelia, CICM, 1999, p. 299.





Plano 10 Ubicación de los edificios históricos (casos de estudio) en la zona de monumentos históricos de Morelia, Mich.



Fuente: Ramírez Romero, E., 1981: portada

Plano 11 Vista aérea de los edificios históricos (casos de estudio) en la zona de monumentos históricos de Morelia, Mich.

De la relación de 1,151 edificios<sup>45</sup> relevantes construidos en los siglos XVIII al XIX que se localizan en la zona objeto del presente trabajo, y que por determinación de la Ley son monumentos históricos<sup>46</sup>; 20 edificios<sup>47</sup> corresponden a una arquitectura de carácter

<sup>45</sup> Instituto Nacional de Antropología e Historia, “Boletín de Monumentos Históricos”, Edición especial s/nº, *Decreto de Zona: Ciudad de Morelia*, Michoacán, México, Coordinación Nacional de Monumentos Históricos, 1991. pp. 22-41.

<sup>46</sup> De acuerdo al Artículo 35 de la Ley Federal Sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas (publicado en el DOF-06-V-1972), “*Son monumentos históricos los bienes vinculados con la historia de la nación, a partir del establecimiento de la cultura hispánica en el país, en los términos de la declaratoria respectiva o por determinación de la ley*”.

<sup>47</sup> Instituto Nacional de Antropología e Historia, *op. cit.*, p. 24.

religioso y 16 edificios<sup>48</sup> corresponden a una arquitectura civil de carácter relevante que fueron en una época destinados a fines educativos, asistenciales o al uso de autoridades civiles y militares<sup>49</sup>. Los edificios restantes<sup>50</sup> son edificios civiles de uso particular en los que se denotan, a través de sus elementos y espacios de estilo barroco, de manera predominante.

De este universo de edificios históricos, se eligieron seis objetos arquitectónicos para objeto de estudio, debido a que estos edificios han sido intervenidos en varias ocasiones durante su vida útil e incluso han sido objeto de alteraciones en su sistema constructivo y estructural con materiales y técnicas modernas, lo cual repercute en mayor o menor grado la seguridad del comportamiento estructural de estos edificios; de los cuales tres edificios son de carácter religioso: Templo de las Monjas Capuchinas, Templo de Santa Rosa de Lima y Templo de San José, y tres edificios son de carácter civil: Ex Seminario Tridentino (Palacio de Gobierno), Casa consistorial (Palacio de Justicia), Colegio de san Nicolás Obispo (Colegio de San Nicolás de Hidalgo).

### **Consideraciones para la revisión sísmica de los edificios históricos seleccionados como modelos representativos de análisis:**

Los edificios seleccionados se analizarán con un coeficiente sísmico elástico de 0.45, por las razones que se enumeran más adelante. Asimismo se considera que los edificios de mampostería pétreo son estructuras incapaces de disipar energía por ductilidad.

#### **Coeficiente sísmico**

El coeficiente sísmico elástico depende de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán (RCEM-1999), de tres factores:

- La ubicación geográfica del inmueble.
- La rigidez del suelo de cimentación.
- El destino de la construcción.

De acuerdo con la regionalización sísmica del Estado de Michoacán que se muestra en el mapa adjunto, el Municipio de Morelia, Michoacán, está ubicado en la zona “C” del Estado de Michoacán.

Atendiendo a lo señalado en el artículo 419 del RCM y al no disponer de información geotécnica detallada del subsuelo sobre el que se desplanta los edificios seleccionados como modelos representativos de análisis; se consideran desplantados sobre un terreno de tipo I y tipo II. Es decir sobre un terreno firme, tal como toba riolítica, tepetate, arenisca medianamente cementada, arcilla preconsolidada muy compacta o suelos de características similares.

---

<sup>48</sup> *Ibidem*, p.25.

<sup>49</sup> *Ibidem*.

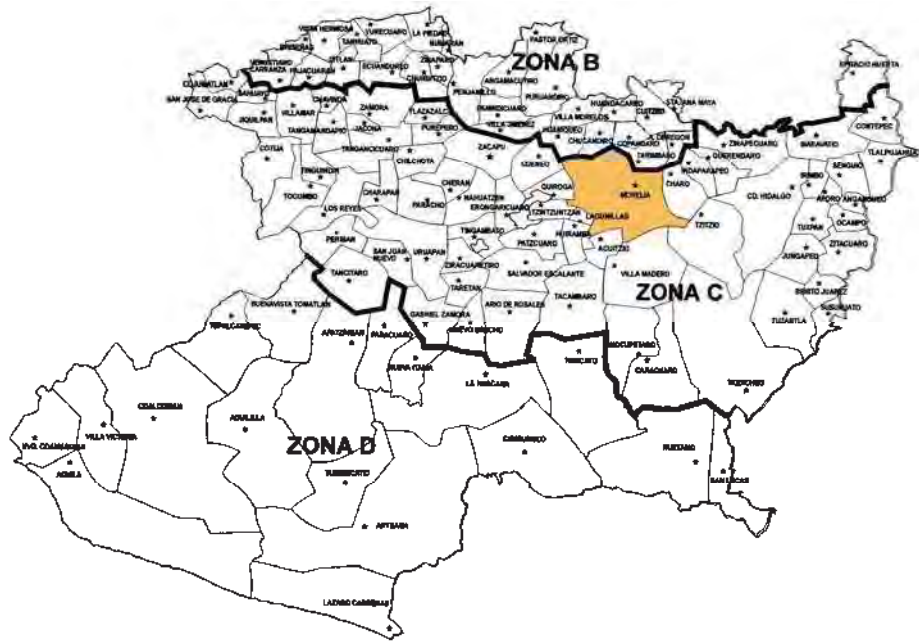
<sup>50</sup> *Ibidem*.



El propio reglamento menciona en su artículo 422, que el coeficiente sísmico para las construcciones clasificadas como del grupo “A”, en zona sísmica “C”, con terreno de cimentación tipo I y tipo II se tomará  $C_s = 0.24$  y  $C_s = 0.30$  respectivamente; incrementando el coeficiente sísmico en un 50% para estructuras comprendidas dentro del grupo “A” de la clasificación de las construcciones según su destino (art. 420 del RCM), sin embargo para edificios históricos no procede el incremento del 50%, ya que estos edificios no representan el diseño de un nuevo edificio; no obstante la edificación ha permanecido en pie durante varios siglos y algunos han resistido los efectos de sismo, por lo que el coeficiente sísmico sin incremento es conservador para este tipo de estructuras históricas.

**Factor de ductilidad**

El edificio en su conjunto soporta las fuerzas las fuerzas sísmicas con elementos de mampostería de comportamiento frágil. Por lo tanto, la revisión de los muros, pilastras y contrafuertes debe hacerse considerando un factor de ductilidad unitario, como se indica en el sexto caso del artículo 423 del RCM-1999.



Plano 12 Zonificación sísmica del estado de Michoacán

ZONA SISMICA	TERRENO DE CIMENTACION	C
B	I	0.16
	II	0.20
	III	0.24
C	I	0.24
	II	0.30
	III	0.36
D	I	0.48
	II	0.56
	III	0.64

Tabla 15 Coeficiente sísmico para construcciones en distintas zonas sísmicas de Michoacán

### **Consideraciones generales para la revisión estructural de los edificios históricos seleccionados como modelos representativos de análisis:**

Para la determinar las condiciones de estabilidad del edificio en estudio, fue importante realizar una comparación entre la geometría inicial y la deformada; con esta información se obtuvieron las acciones a que está sometida la estructura. Tomando en cuenta las circunstancias en las que se concibió el edificio, podremos comprender por qué se eligieron los elementos que constituyen las partes de los mismos y cómo se unieron para propiciar su forma y permanencia.

Para llevar a cabo el análisis estructural de los edificios como modelos representativos de análisis y obtener resultados que indiquen su comportamiento estructural, es necesario contar con información y planimetría arquitectónica precisa de cada uno de los edificios históricos por analizar.

Sin embargo cada edificio por sus características de materiales y sistemas constructivos debe analizarse como un caso específico de estudio. Este punto es muy importante ya que de esta revisión dependerá el establecimiento del diagnóstico y del procedimiento de intervención en el edificio de referencia.

Para comprender las formas arquitectónicas de cada inmueble en estudio, se debe ordenar y reorganizar los conceptos y la experiencia práctica adquirida a través de los años en el medio de la conservación y restauración, en torno al comportamiento de los distintos materiales de construcción, desde la fragilidad de unos a la ductilidad de otros y las consecuencias que esas características tienen en la concepción y comportamiento de las edificaciones.

La arquitectura de género religioso, habitacional y pública desarrollaron tipologías constructivas con características particulares que fueron evolucionando hasta establecer las formas adoptadas que hoy en día apreciamos; en esa evolución existen tendencias regionales que reflejan condicionantes políticas, económicas, sociales y geográficas que fueron factores determinantes en la forma arquitectónica.

La comprensión de esa forma arquitectónica permite conocer el comportamiento de los elementos que la constituyen; quedando condicionado por su capacidad para absorber los esfuerzos de trabajo. Sabemos que por sus propiedades mecánicas de trabajo la mampostería es capaz de resistir la presencia de fuerzas a la compresión, sin embargo es muy débil ante la presencia de esfuerzos a la tensión; es por eso que es importante desde un principio establecer las restricciones geométricas que garanticen la estabilidad de los elementos arquitectónicos que forman parte del sistema estructural del edificio.

Para poder identificar cada una de las partes componentes del caso a resolver, así como su comportamiento específico y la repercusión con las demás partes, es importante señalar que el planteamiento debe ser claro, ya que del análisis estructural surgirá el diagnóstico y las posibles alternativas y procedimientos de intervención para la solución del problema.

La determinación de las fuerzas internas en los muros se realizará en general por medio de un análisis elástico. En la determinación de las propiedades elásticas de los muros se consideró que la mampostería no resiste tensiones en dirección normal a las juntas, empleando por tanto las propiedades de las secciones agrietadas y transformadas cuando dichas tensiones aparezcan.

Para el análisis por cargas verticales se considerará que en las juntas de los muros y los elementos de piso ocurren rotaciones locales debidas al aplastamiento del mortero. Por lo tanto, para muros que soportan algún sistema de cubierta, la junta tiene suficiente capacidad de rotación para que pueda considerarse que, para efectos de la distribución de momentos en el apoyo, la rigidez de los muros es nula.

Para el análisis por cargas laterales se considerará que para la determinación de los efectos de las cargas laterales debidas a sismo se hará con base en las rigideces relativas de los distintos muros. Estas se determinarán tomando en cuenta las deformaciones de cortante y de flexión. Para estas últimas se considera la sección transversal agrietada del muro cuando la relación de carga vertical a momento flexionante es tal que se presentan tensiones verticales. Se tomará en cuenta la restricción que impone a la rotación de los muros la rigidez del sistema de cubierta.

Será admisible considerar que la fuerza cortante que toma cada muro es proporcional a su área transversal, ignorar los efectos de torsión y de momento de volteo, y emplear el método simplificado de diseño sísmico especificado en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño Sísmico, cuando se cumplan los requisitos especificados en la sección 2 de las normas citadas.

La resistencia a flexión y a flexocompresión en el plano del muro se calculará, para muros sin refuerzo, según la teoría de resistencia de materiales considerando una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Tomando en cuenta que la mampostería no resiste tensiones y que la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a  $f_m^*$ .

La resistencia a cargas laterales de un muro es revisada para el efecto de la fuerza cortante, del momento flexionante en su plano y eventualmente también de momentos flexionantes debidos a empujes normales a su plano.

Para la determinación de la carga resistente vertical, se verificará que en cada sección de muro la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente.

Para la fuerza cortante actuante no excederá de la resistente obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente.

Una vez determinadas las fuerzas sísmicas que obran en el edificio, tenemos que distribuirlas entre los diferentes elementos resistentes verticales (muros, columnas y contrafuertes). En este paso del análisis sísmico hay que tener en cuenta que debido a los efectos dinámicos de la vibración, el momento torsionante que actúa en la cubierta se ve en general amplificada y la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada

estáticamente. Por otra parte, la determinación del centro de torsión sólo podrá efectuarse como una aproximación ya que la rigidez de cada elemento particular se altera por agrietamientos locales, fluencias o por la contribución de elementos no estructurales. Por las dos razones expuestas, el reglamento de construcciones especifica excentricidades de diseño que, según lo que sea más desfavorable, amplifican o reducen la excentricidad directa para incorporar la naturaleza dinámica de las torsiones sísmicas en cálculos estáticos.

Las propiedades mecánicas de la mampostería varían en un intervalo muy grande en función de las propiedades de las piezas y del mortero que las une, así como del procedimiento de construcción. Por tanto, estas propiedades deben ser determinadas mediante ensayos con los materiales y con las técnicas constructivas particulares de cada caso. En términos generales la resistencia en tensión es muy baja, la falla es frágil y la curva esfuerzo-deformación en compresión es prácticamente lineal a la falla.



# TEMPLO DE CAPUCHINAS

## (SIGLO XVIII)

SECTOR:	Nueva España.
UBICACIÓN:	Calle Ortega y Montañez.
ORIENTACIÓN:	Sur a Norte.
USO ORIGINAL:	Templo-Convento de Monjas Capuchinas.
USO ACTUAL:	Templo de Capuchinas.
SUPERFICIE:	1,983 m <sup>2</sup> . (incluye anexo)
VALOR:	Histórico-Arquitectónico
POBLACIÓN:	Morelia, Michoacán.

---

## Templo de Capuchinas

### *Antecedentes históricos*<sup>51</sup>

La construcción del templo se inició a principios del siglo XVIII, partiendo de la antigua capilla, con una orientación de sur a norte, en lugar de este a oeste, quedando de esta forma como portada lateral la que antes funcionó como portada principal. La edificación del templo y convento se concluyeron en el año de 1737.

### *Descripción arquitectónica*<sup>52</sup>

El templo es de una nave de forma de cruz latina, cuyo ábside plano está puesto al sur. Tres tramos de bóveda, crucero y ábside componen este templo que está cubierto con bóveda de lunetos: tres en la nave principal, dos en los brazos y una en el presbiterio. Dos arcos fajones en la nave separan los tramos y estos se apoyan en ménsulas empotradas en los muros. En el crucero ocho pilastras tableradas cargan cuatro arcos torales los cuales soportan la cúpula cuyo desplante circular se apoya sobre cuatro pechinas y en la intersección encontramos cuatro óculos. El coro se localiza a la entrada del templo y abarca un tramo de la bóveda de luneto de la cubierta, de igual forma el sotocoro presenta una cubierta a base de bóveda de luneto.

La fachada principal se constituye en una de las más ricas y ornamentales de la ciudad, sin que por esto pierda su carácter local. La ornamentación, compuesta por dentellones, lacerías, cornisa mixtilínea, acentúa una relación de claro-macizo propio del barroco de la primera mitad del siglo XVIII. La fachada se compone de dos cuerpos horizontales y el gran imafrente que remata el conjunto arquitectónico.

La torre campanario por su altura y esbeltez compite con las demás torres de los templos de la ciudad, teniendo su propia particularidad. Se puede observar que en toda ella existe una notable inclinación hacia el claro-macizo, pues sus elementos arquitectónicos-estructurales, tanto verticales como horizontales, hacen dobleces para alcanzar su objetivo. Consta de tres cuerpos que se elevan sobre un alto cubo dividido por cornisas que limitan la fachada del templo del lado oriente.

En el primer y segundo cuerpo de la torre se puede observar tres columnas que dejan sitio entre ellas para los vanos que alojan a las campanas; los vanos se encuentran limitados por jambas y arcos de medio punto decorados con canaladuras. Las columnas sostienen entablamentos sobre los cuales se apoya el segundo cuerpo, que es más reducido en el sentido horizontal y en el que sobresalen cuatro balcones en sus respectivas caras de la torre campanario; sus fustes son listados y flanquean el par de vanos arqueados en proporciones más reducidos en relación al cuerpo bajo.

En el tercer cuerpo los variantes se inician desde la forma del desplante, ya que se trata de un octágono. Las esquinas del cuerpo se ven rematadas con seis pináculos. Los ocho vanos ventanas se cierran con arco poligonal. Sobre la última cornisa sobresale el cupulín del cual destaca un rehilete elaborado a base de piedra; al centro la base para la cruz como remate final.

---

<sup>51</sup> Instituto Nacional de Antropología e Historia, *Ficha Nacional de Catálogo de Monumentos Históricos Inmuebles*, Morelia, H. Ayuntamiento de Morelia, Imdum, 2001. N° de identif. 160530011124.

<sup>52</sup> *Ibidem*.



Observaciones:		EDIFICIO: TEMPLO DE CAPUCHINAS																CONSERVACIÓN												
		UBICACIÓN: MORELIA, MICHOACÁN																GENERAL												
		Abovedada	Adobe	Aplanada	Azulejo	Cerámica	Cantera	Cemento	Concreto	Estructura metálica	Ladrillo	Losa plana	Madera	Mampostería	Mosaico	pedra	Prefabricado	Tabique	Teja	Tejamanil	Tepetate	Terrado	Tezonile	Tierra	Viguería de madera	Yeso	Otros	BUENA	REGUIAR	VALIOSO
PISOS	Interior																													
	Exterior																													
MUROS	Interior																													
	Exterior																													
CUBIERTA	Interior																													
	Exterior																													
FACHADAS	Interior																													
	Exterior																													
TORRES	Interior																													
	Exterior																													
CUPULA	Interior																													
	Exterior																													
CONTRAFUERTES																														

Ficha técnica de materiales de construcción del edificio histórico

**Comportamiento estructural y sísmico en el crucero y torre campanario del templo**

Coefficiente para el diseño sísmico:

Se entiende por coeficiente para diseño sísmico ( $C_s$ ) el cociente de las fuerzas cortante horizontal ( $V_b$ ) en la base del edificio o dividida entre el peso ( $W$ ) del mismo, sobre dicho nivel.

El coeficiente sísmico depende de tres factores:

- a) El destino que tiene o vaya a tener la construcción.
- b) La ubicación geográfica del edificio.
- c) La rigidez del suelo de cimentación.

De acuerdo con la regionalización sísmica del estado de Michoacán, el edificio debe ubicarse dentro la zona que le corresponda, es decir para nuestro caso particular tenemos que el edificio se localiza en la ciudad de Morelia Michoacán, dentro de la zona “C” de la zonificación sísmica que le corresponde al estado de Michoacán.

Como no se cuenta con una información detallada de la geotecnia del subsuelo sobre el que se desplanta el edificio en estudio, Recurriremos a lo que cita el reglamento de construcciones del estado de Michoacán, de acuerdo al artículo 419, donde se señala la clasificación de terrenos de cimentación. Tomando en cuenta el uso que tiene el inmueble, tenemos que para los templos, estos quedan clasificados dentro del grupo A (art. 420 del RCM-1999) que señala: Construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas, ó pérdidas económicas o culturales como hospitales y escuelas, estadios, *templos*, sala de espectáculos, hoteles, etc.

El propio reglamento menciona en su artículo 422, que el coeficiente sísmico para las construcciones clasificadas como del grupo “A”, se tomará  $C = 0.30$  en la zona sísmica “C”,

terreno de cimentación tipo II; incrementando el coeficiente sísmico en un 50% para estructuras comprendidas dentro del grupo “A” de la clasificación de las construcciones según su destino (art. 420 del RCM).

Por todo lo anterior resulta que el coeficiente sísmico aplicable a este caso es:

$$C_s = 0.30 (1.50)$$

$$C_s = 0.45$$

Factor de ductilidad:

El inmueble en su conjunto soporta las fuerzas sísmicas con elementos de muros de mampostería y cubierta de mampostería, por lo tanto, la revisión de la cubierta, muros y demás elementos arquitectónicos se hará considerado un factor de ductilidad unitario, como se indica en el artículo 423 del reglamento del estado de Michoacán.

*Factor de ductilidad:*

$$Q = 1.00$$

### **Comportamiento estructural y sísmico en el área de crucero del templo**

Para el análisis sísmico se considerará en la porción de la nave próxima al área de crucero de la nave, de acuerdo a lo señalado en el plano arquitectónico de planta baja anexo.

*Análisis de cargas*

Peso propio del Cupulín:

$$W_{\text{Cupulín}} = V (\gamma)$$

$$W_{\text{Cupulín}} = 2.77 \text{ m}^3 (2.45 \text{ t/m}^3)$$

$$\mathbf{W_{\text{Cupulín}} = 6.78 \text{ ton.}}$$

Peso propio de linternilla:

$$W_{\text{Lint.}} = V (\gamma)$$

$$W_{\text{Lint.}} = 2.61 (2.45)$$

$$\mathbf{W_{\text{Lint.}} = 6.39 \text{ ton.}}$$

Peso propio de la cúpula:

$$W_{\text{Cup.}} = 97.22 (2.45)$$

$$\mathbf{W_{\text{Cup.}} = 238.19 \text{ ton.}}$$

Peso propio de anillo inferior de apoyo de cúpula:

$$W_{\text{A-I}} = 7.64 (2.45)$$

$$\mathbf{W_{\text{A-I}} = 18.72 \text{ ton.}}$$

Peso propio de pechinas (4 pechinas):

$$W_{\text{Pechinas}} = 4.42 (2.45) (4 \text{ pechinas})$$

$$\mathbf{W_{\text{Pechinas}} = 43.32 \text{ ton.}}$$

Peso propio de los arcos de crucero (4 arcos):

$$W_{\text{Arcos}} = 3.82 (2.45)$$

$$W_{\text{Arcos}} = 9.36 \text{ ton. (4 arcos)}$$

$$\mathbf{W_{\text{Arcos}} = 37.44 \text{ ton.}}$$

Peso propio de la bóveda + sobrecarga en capillas:

$$W_{\text{Bóv.}} = 130.85 \text{ ton.} + 21.20 \text{ ton} = \mathbf{152.05 \text{ ton}}$$

Peso total de pilastras en crucero y capillas:

$$\mathbf{W_{\text{Pilastras}} = 93.10 + 23.32 = 116.42 \text{ ton.}}$$

Peso total de muros en área analizada:

Área de muros:

$$A = L (e)$$

$$A = 44.77 (1.30)$$

$$A_{m-x} = 58.20 \text{ m}^2$$

Peso propio de muros:

$$W_{\text{Muros}} = A (h) (\gamma)$$

$$W_{\text{Muros}} = 58.20 (13.35) (2.45)$$

$$\mathbf{W_{\text{Muros}} = 1,903.58 \text{ ton.}}$$

*Peso total del área de crucero:*

\* 1.2 = Factor de incremento por cornisas y detalles ornamentales

$$W = \sum W_i (1.2)^*$$

$$\mathbf{W = 3,027.47 \text{ ton.}}$$

Fuerza cortante en la base:

$$V_b = C_s (W)$$

$$V_b = 0.45 (3,027.47)$$

$$V_b = 1,362.36 \text{ ton.}$$

Área de apoyo de muros.

$$A_M = 2 (22.39) (1.30) \text{ ----- } A_{Total} = 58.20 \text{ m}^2$$

Esfuerzo cortante medio:

$$\sigma = \frac{V_b}{A}$$

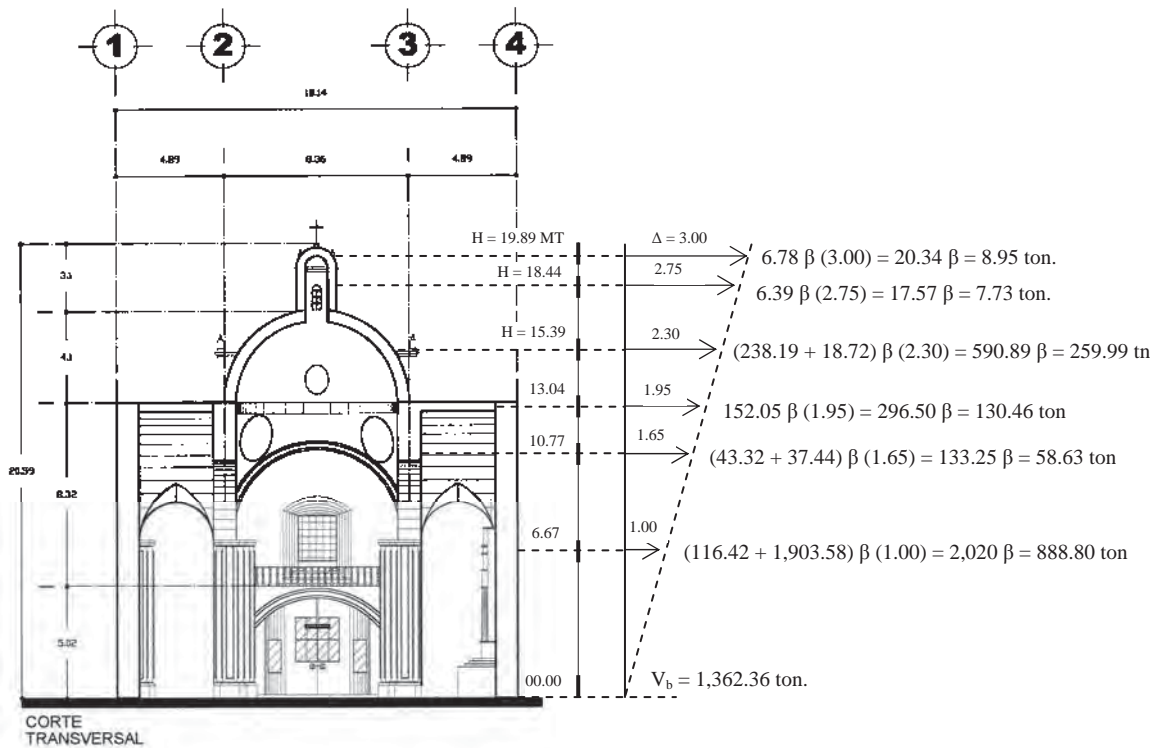
$$\sigma = \frac{1,362.36}{58.20}$$

$$\sigma = 23.41 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 2.34 \text{ kg/cm}^2.$$

Esfuerzo normal en la base:

Para valuar el esfuerzo normal en los muros del edificio, es necesario proponer alguna distribución de fuerzas laterales. Para este fin se acepta la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo de cero en la base hasta un máximo, en el extremo superior de la misma.



Distribución lineal de aceleración

$$V_b = \Sigma \Delta_n (\beta)$$

$$V_b = 3,078.55 \beta$$

$$1,362.36 = 3,078.55 \beta$$

$$\beta = 0.44$$

Para muros: a una h = 6.67 mt  $\Delta = 1.00$  (dato de distribución lineal)

$$V_b = [\Sigma W (a)] \beta$$

$$\Delta_{h=6.67 \text{ mt}} = (116.42 + 1,903.58) (1.00) \beta$$

$$\Delta_{h=6.67 \text{ mt}} = 2,020 (\beta)$$

$$\Delta_{h=6.67 \text{ mt}} = 888.80 \text{ tn}$$

Para cubierta a una h = 13.04 mt  $\Delta = 1.95$  (dato de distribución lineal)

$$\Delta_{h=13.04 \text{ mt}} = 152.05 \beta (1.95) = 296.50 \beta = 130.46 \text{ ton.}$$

Momento de volteo nominal en la base

$$M_V = 888.80 (6.67) + 58.63 (10.77) + 130.46 (13.04) + 259.99 (15.39) + 7.73 (18.44) + 8.95 (19.89)$$

$$M_V = 12,582.74 \text{ t-m.}$$

Ahora si consideramos que el momento de volteo que se genera por arriba del arranque de la cubierta se equilibra por un par que actúa sobre los muros; tenemos que el momento de volteo al nivel de dichos arranques es:

$$M_V = 259.99 (2.10) + 7.73 (5.00) + 8.95 (6.55)$$

$$M_V = 643.25 \text{ t-m.}$$

Por lo tanto:

$$N = \frac{3,027.47}{2} \pm \frac{643.25}{16.84} = 1,513.74 \pm 38.20 = \frac{N_1 = 1,551.94 \text{ tn}}{N_2 = 1,475.54 \text{ tn}}$$

$$V = \frac{1,362.36}{2} - 444.40 = 236.78 \text{ ton}$$

Momento en la base de cada muro:

$$M_V = (236.78 + 444.40) 6.67$$

$$M_V = 4,543.47 \text{ tn-m.}$$

Se considerará el muro oriente  $N_1 = 1,551.94 \text{ tn.}$  (ver planta arquitectónica anexa)

A (M <sup>2</sup> )	X (MT)	Q (M <sup>3</sup> )
A <sub>Muro</sub> = 10.10 x 1.30 = 13.13 m <sup>2</sup> .	1.30 / 2	8.53 m <sup>3</sup>
A <sub>Total</sub> = 13.13 m <sup>2</sup> .		Q = 8.53 m <sup>3</sup> .

Por definición tenemos que el momento estático es:

$$Q = \bar{X} A_T$$

De la expresión anterior tenemos:

$$\bar{X} = \frac{Q}{A_T}$$

Donde:

$$\bar{X} = \frac{8.53}{13.13}$$

$$\bar{X} = 0.65 \text{ m}$$

Determinación del momento de inercia

$$I = \left[ \frac{1}{12} 10.10 (1.30)^3 + 13.13 (0.65 - 0.65)^2 \right]$$

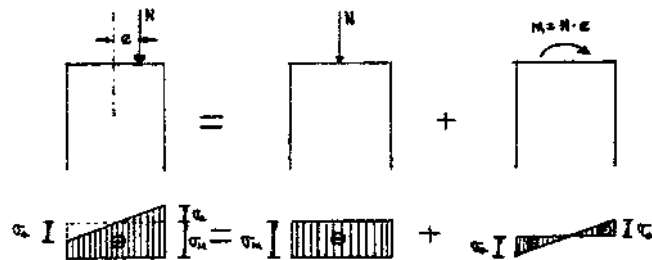
$$I = 1.85 \text{ m}^4$$

Determinación del esfuerzo normal

$$\sigma = \frac{1,551.94}{13.13} \pm \frac{4,543.47}{1.85} (1.30)$$

$$\sigma = 118.20 \pm 2,455.93 = \frac{\sigma_1 = 2,574.13 \text{ Tn/m}^2}{\sigma_2 = -2,337.73 \text{ Tn/m}^2}$$

La mampostería como sabemos, no es capaz de soportar esfuerzos de tensión.



Diagramas de esfuerzos por excentricidad

Revisión de la excentricidad

$$M = N (e)$$

$$e = \frac{M_V}{N}$$



$$e = \frac{M_V}{N_1} = \frac{4,543.47}{1,551.94} = 2.93.mt$$

$$e = \frac{M_V}{N_2} = \frac{4,543.47}{1,475.54} = 3.08.mt$$

De lo anterior tenemos que la excentricidad excede de la distancia a la fibra más alejada ( $\bar{X} = 0.65.mt$ ), por tanto los muros son inestables con un coeficiente sísmico de 0.45.

Debido al resultado anterior tenemos que determinar cual es el coeficiente sísmico adecuado, que únicamente producirá esfuerzo de compresión en los muros.

$$\frac{1,513.74 + \delta.(38.20)}{13.13} - \delta.(2,455.93) = 0$$

$$115.29 + 2.15 (\delta) = 2,455.93 (\delta)$$

$$\delta = 0.05$$

Coeficiente sísmico apropiado:

$$C_s = 0.05 (0.45) = 0.02$$

Condición para que la resultante quede dentro del muro ( $x = 0.65$  mt):

$$e = \frac{4,543.47(\delta)}{1,513.74 + 38.20(\delta)} = 0.65.mt$$

$$4,543.47 (\delta) = 0.65 [1,513.74 + 38.20 (\delta)]$$

$$4,543.47 (\delta) = 983.93 + 24.83 (\delta)$$

$$4,518.64 (\delta) = 983.93$$

$$\delta = \frac{983.93}{4,518.64}$$

$$\delta = 0.22$$

Coeficiente sísmico recomendable:

$$C_s = 0.22 (0.45)$$

$$C_s = 0.10$$

Considerando para este análisis que los muros se encuentran articulados en su base, tenemos:

$$V = \frac{1}{2} 1,362.36 = 681.18.tn$$

$$N = \frac{3,027.47}{2} \pm \frac{12,582.74}{16.84}$$

$$N = 1,513.74 \pm 747.19 = \frac{N_1 = 2,260.93.tn}{N_2 = 766.55.tn}$$

Tenemos que el momento flexionante al nivel de arranque de la cubierta es:

$$M_2 = 681.18(13.34) - \frac{1}{2} 888.80.(6.67)$$

$$M_2 = 9,086.94 - 2,964.15$$

$$M_2 = 6,122.79 \text{ t-m}$$

$$M_2 > M_V$$

$$6,122.79 > 643.25 \text{ t-m}$$

De lo anterior tenemos que el momento ( $M_2 = 6,122.79$ ) calculado, tampoco puede ser soportado por el muro; ya que sí el primer momento calculado  $M_V = 643.25 \text{ t-m}$  no cumplió las condiciones, por lo tanto este momento es  $M_2 > M_V$ .

**Fuerzas sísmicas en el área de crucero de la nave del templo**

Altura (h) (mt)	Peso (W) (tn)	$W_i \cdot h_i$ (tn-mt)	$F_i$ (tn)	$V_i$ (tn)
19.89	6.78	134.85	7.46	7.46
18.44	6.39	117.83	6.52	13.98
15.39	256.91	3,953.84	218.62	232.60
13.04	152.05	1,982.73	109.63	342.23
10.77	80.76	869.79	48.09	390.32
6.67	2,020	13,473.40	744.98	1,135.30
$\Sigma =$	2,522.89	20,532.44	1,135.30	-----

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\Sigma W_i \cdot h_i} \cdot V$$

$$V = C_s (W)$$

$$V = 0.45 (2,522.89)$$

$$V = 1,135.30 \text{ tn.}$$

La determinación del período fundamental de vibrar de la estructura, se determina aplicando la expresión siguiente:

$$T = 2\pi \left[ \frac{1}{g} \sum \frac{W_i \cdot X_i^2}{F_i \cdot X_i} \right]^{1/2}$$

Donde:

T = Período.

$W_i$  = Peso de la masa ubicada en el nivel.

$F_i$  = Fuerza que debe aplicarse en el nivel.

$X_i$  = Desplazamiento lateral que las producen en el nivel en cuestión.

g = Aceleración de gravedad = 9.81 m/seg<sup>2</sup>.

## Comportamiento estructural y sísmico en la torre campanario del templo

### Análisis de cargas

\* 1.2 = Factor de incremento por cornisas y detalles ornamentales

Peso propio del cupulin de torre:

$$W_{\text{Cupulin}} = V (\gamma)$$

$$W_{\text{Cupulin}} = 0.995 \text{ m}^3 (2.45 \text{ t/m}^3) (1.2)^*$$

$$\mathbf{W_{\text{Cupulin}} = 2.93 \text{ ton.}}$$

Peso propio del 4to cuerpo de torre:

$$W_{4C} = V (\gamma)$$

$$W_{4C} = 7.62 (2.45) (1.2)^*$$

$$\mathbf{W_{4C} = 22.40 \text{ ton.}}$$

Peso propio de anillo de apoyo del 4to cuerpo:

$$W_{A-I} = V (\gamma)$$

$$W_{A-I} = 0.972 (2.45) (1.2)^*$$

$$\mathbf{W_{A-I} = 2.86 \text{ ton.}}$$

Peso propio del 3er cuerpo de torre:

$$W_{3C} = V (\gamma)$$

$$W_{3C} = 30.86 (2.45) (1.2)^*$$

$$\mathbf{W_{3C} = 90.73 \text{ ton.}}$$

Peso propio del 2do cuerpo de torre:

$$W_{2C} = V (\gamma)$$

$$W_{2C} = 51.08 (2.45) (1.2)^*$$

$$\mathbf{W_{2C} = 150.18 \text{ ton.}}$$

Peso propio del 1er cuerpo de torre:

$$W_{1C} = V (\gamma)$$

$$W_{1C} = 141.20 (2.45)$$

$$\mathbf{W_{1C} = 345.94 \text{ ton.}}$$

**Peso total:**

$$W = \sum W_i$$

$$\mathbf{W = 615.04 \text{ ton.}}$$

Fuerza cortante en la base:

$$V_b = C_s (W)$$

$$V_b = 0.45 (615.04)$$

$$V_b = 276.77 \text{ ton.}$$

Área de apoyo de muros.

$$A_M = [(B \times B) - \pi (D)^2/4]$$

$$A_M = 25.00 - 13.85 \text{ m}^2.$$

$$A_{\text{Total}} = 11.15 \text{ m}^2$$

Esfuerzo cortante medio:

$$\sigma = \frac{V_b}{A}$$

$$\sigma = \frac{1,362.36}{58.20}$$

$$\sigma = 23.41 \text{ ton/ m}^2$$

$$\sigma = 2.34 \text{ kg/cm}^2.$$

Esfuerzo normal en la base:

Para valuar el esfuerzo normal en los muros del edificio, es necesario proponer alguna distribución de fuerzas laterales. Para este fin se acepta la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo de cero en la base hasta un máximo, en el extremo superior de la misma.

$$V_b = \Sigma \Delta_h (\beta)$$

$$V_b = 1,130.99 \beta$$

$$276.77 = 1,130.99 \beta$$

$$\beta = 0.24$$

Para muros del 1er cuerpo de la torre:  $h = 7.06 \text{ mt}$      $\Delta = 1.00$  (dato de distribución lineal)

$$V_b = [\Sigma W (a)] \beta$$

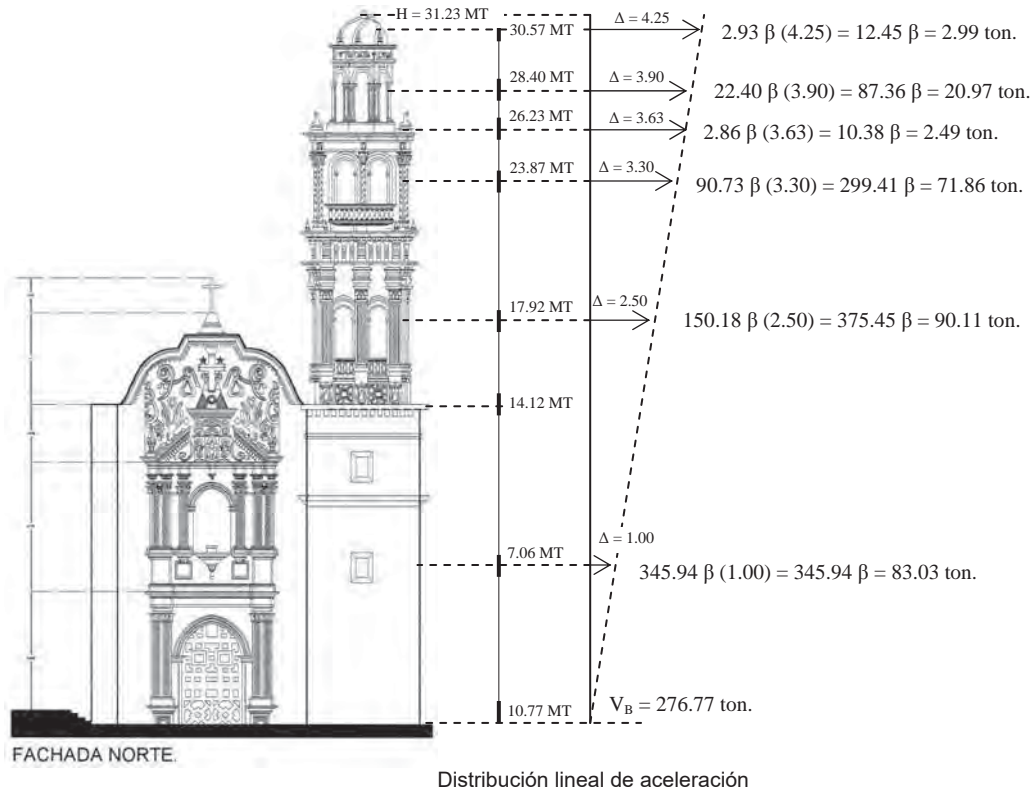
$$\Delta_{h=7.06 \text{ mt}} = 345.94 (1.00) \beta$$

$$\Delta_{h=7.06 \text{ mt}} = 345.94 (\beta)$$

$$\Delta_{h=7.06 \text{ mt}} = 83.03 \text{ tn}$$

Para el cupulín a una  $h = 30.57$  mt  $\Delta = 4.25$  (dato de distribución lineal)

$$\Delta_{h=30.57 \text{ mt}} = 2.93 \beta (4.25) = 12.45 \beta = 2.99 \text{ ton.}$$



Momento de volteo nominal en la base

$$M_V = 83.03 (7.06) + 90.11 (17.92) + 71.86 (23.87) + 2.49 (26.23) + 20.97 (28.40) + 2.99 (30.57)$$

$$M_V = 4,670.43 \text{ t-m.}$$

Ahora si consideramos que el momento de volteo que se genera por arriba del 1er cuerpo de la torre se equilibra por un par que actúa sobre los muros; tenemos que el momento de volteo al nivel de arranque del 2do cuerpo de la torre es:

$$M_V = 90.11 (3.80) + 71.86 (9.75) + 2.49 (12.11) + 20.97 (14.28) + 2.99 (16.45)$$

$$M_V = 1,421.84 \text{ t-m.}$$

Por lo tanto:

$$N = \frac{615.04}{2} \pm \frac{4,670.43}{4.60} = 307.52 \pm 1,015.31 = \frac{N_1 = 1,322.83 \text{ tn}}{N_2 = -707.79 \text{ tn}}$$

$$V = \frac{276.77}{2} - 41.52 = 96.87 \text{ ton}$$

Momento en la base de cada muro:

$$M_V = (96.87 + 41.52) 7.06$$

$$M_V = 977.03 \text{ tn-m.}$$

Se considerará los muros que conforman parte del 1er cuerpo de torre (ver planta arquitectónica anexa)

A (M <sup>2</sup> )	X (MT)	Q (M <sup>3</sup> )
A <sub>Muro</sub> = 4(4.60 x 0.65) = 11.96 m <sup>2</sup> .	0.65 / 2	7.77 m <sup>3</sup>
A <sub>Total</sub> = 1.84 m <sup>2</sup> .		Q = 0.368 m <sup>3</sup> .

Por definición tenemos que el momento estático es:

$$Q = \bar{X} A_T$$

De la expresión anterior tenemos:

$$\bar{X} = \frac{Q}{A_T}$$

Donde:

$$\bar{X} = \frac{0.368}{1.84}$$

$$\bar{X} = 0.20 \text{ mt}$$

Determinación del momento de inercia

$$I = \left[ 2 \frac{1}{12} 0.65 (4.60)^3 + 2(4.60)(0.65)(2.30)^2 \right]$$

$$I = 42.18 \text{ m}^4.$$

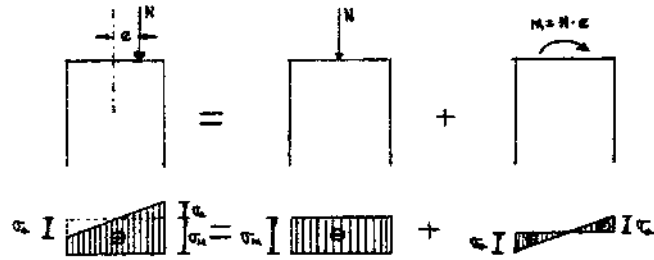
Determinación del esfuerzo normal

$$\sigma = \frac{1,322.83}{11.96} \pm \frac{977.03}{42.18} (0.65)$$

$$\sigma = 110.60 \pm 15.06 = \frac{\sigma_1 = 125.66 \text{ tn/m}^2}{\sigma_2 = 95.54 \text{ tn/m}^2}$$

La mampostería como sabemos, no es capaz de soportar esfuerzos de tensión.





Diagramas de esfuerzos por excentricidad

Revisión de la excentricidad

$$M = N (e)$$

$$e = \frac{M_v}{N}$$

$$e = \frac{M_v}{N_1} = \frac{977.03}{1,322.83} = 0.74.mt$$

$$e = \frac{M_v}{N_2} = \frac{977.03}{707.79} = 1.38.mt$$

De lo anterior tenemos que la excentricidad excede de la distancia a la fibra más alejada ( $\bar{X} = 0.20.mt$ ), por tanto los muros son inestables con un coeficiente sísmico de 0.45.

Debido al resultado anterior tenemos que determinar cual es el coeficiente sísmico adecuado, que únicamente producirá esfuerzo de compresión en los muros.

$$\frac{307.52 + \delta(1,015.31)}{11.96} - \delta(15.06) = 0$$

$$25.71 + 84.89 (\delta) = 15.06 (\delta)$$

$$\delta = 0.37$$

Coeficiente sísmico apropiado:

$$C_s = 0.37 (0.45) = 0.17$$

Fuerzas sísmicas en la torre campanario del templo (ver plano anexo)

Altura (h) (mt)	Peso (W) (tn)	$W_i \cdot h_i$ (tn-mt)	$F_i$ (tn)	$V_i$ (tn)
29.90	2.93	87.61	3.66	3.66
26.00	25.26	656.76	27.46	31.12
21.65	90.73	1,964.30	82.12	113.24
14.10	150.18	2,117.54	88.53	201.77
9.60	211.68	2,032.13	84.96	286.73
4.80	282.24	1,354.75	56.64	343.37
$\Sigma =$	763.02	8,213.09	343.37	-----

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\Sigma W_i \cdot h_i} \cdot V$$

$$V = C_s (W)$$

$$V = 0.45 (763.02)$$

$$V = 343.36 \text{ tn.}$$

### Elementos mecánicos por carga permanente y sismo en la torre campanario

Para el análisis estructural de la torre campanario del templo se modelarán los muros y bóveda de mampostería aplicando el método de la columna ancha (anteriormente descrito), que consiste en idealizar la estructura en un sistema porticado en donde se le asigna a cada elemento arquitectónico-estructural sus propiedades geométricas, modulo de sección, modulo de elasticidad del material, modulo de cortante o de rigidez, momento de inercia, área transversal y área de cortante. Para este caso en particular se aplicará el método de análisis matricial de rigideces, haciendo uso del software MAPgc<sup>53</sup>.

Con el objeto de formar el corte transversal a base de una estructura idealizada del arco inferior que soporta el coro y el arco superior que soporta la cubierta del templo, los elementos arquitectónicos-estructurales fueron modelados mediante el método de la columna ancha para distinguirlos de las columnas normales en que sólo son importantes las deformaciones por flexión. Por tanto se considera cada elemento arquitectónico como una columna ancha con sus propiedades y elementos mecánicos estructurales concentrados en su eje centroidal.

Así mismo idealizaremos cada muro que se ubica dentro de los marcos de columna ancha como una diagonal equivalente en compresión dentro del marco; para lo cual se considerará que dicha diagonal equivalente tendrá el mismo espesor ( $t$ ) y módulo de elasticidad ( $E_m$ ) el muro, y su ancho será igual  $a$ :  $w = (0.35 + 0.022 \lambda) h$ , donde  $h$  es la altura entre ejes del muro y  $\lambda$  es un parámetro adimensional basado en las rigideces relativas entre muro y marco. Para determinar el área de la diagonal equivalente se aplica la expresión siguiente:  $A = w (t)$ , antes referidos. Sin embargo la formula anterior de ( $w$ ) es aplicable para valores de  $\lambda$  entre 0.90 y 11 y para relaciones de aspecto  $\xi = b/h$  entre 0.75 y 2.50 tales intervalos cubren la mayoría de los casos prácticos en estudio.

Por razones de la cantidad de información gráfica-analítica obtenida en la revisión estructural, se muestran únicamente algunos resultados gráficos-analíticos representativos de los elementos mecánicos actuantes en la estructura para un estado de carga por carga permanente y por sismo, así como una combinación de carga permanente + sismo; dando como resultado la obtención de sus elementos mecánicos como es el desplazamiento que se produce en la estructura, la fuerza axial, la fuerza cortante, el momento flexionante, la deflexión de elementos horizontales y las reacciones en los apoyos de suelo-estructura.

#### IDENTIFICACIÓN GEOMÉTRICA

No. DE NUDOS.....:	57
TIPOS DE SECCIONES:	17
MIEMBROS.....:	95
ESTADOS DE CARGA...:	2
COMBINACIONES.....:	1

#### NUDOS

NUDO	C O O R D E N A D A S		ESTADO
	X (m)	Y (m)	X Y Z
1	0.000	0.000	R R R
2	3.800	0.000	R R R

<sup>53</sup> Corona Carlos, Gerardo A. *MAPgc Análisis de marcos, armaduras y parrillas*, ver. 2.07. i87, México, IMCYC, 1994. pp.63-92.

C O O R D E N A D A S			ESTADO
NUDO	X (m)	Y (m)	X Y Z
3	0.000	4.800	L L L
4	3.800	4.800	L L L
5	0.000	9.600	L L L
6	0.100	9.600	L L L
7	3.700	9.600	L L L
8	3.800	9.600	L L L
9	0.100	14.100	L L L
10	0.200	14.100	L L L
11	1.900	14.100	L L L
12	3.600	14.100	L L L
13	3.700	14.100	L L L
14	0.200	15.300	L L L
15	1.900	15.300	L L L
16	3.600	15.300	L L L
17	0.200	18.350	L L L
18	1.900	18.350	L L L
19	3.600	18.350	L L L

**TIPOS DE SECCIONES**

MODULO E						
TP	(t*m2)	SEC	PARAMETROS [ m ]			
1	900,000	M	I=0.172800000	A=1.440000000	Ac=1.2000	G=360,000
2	900,000	M	I=0.083300000	A=1.000000000	Ac=0.8300	G=360,000
3	900,000	M	I=0.054700000	A=0.810000000	Ac=0.6800	G=360,000
4	900,000	M	I=0.005200000	A=0.250000000	Ac=0.2100	G=360,000
5	900,000	M	I=5.487200000	A=4.560000000	Ac=3.8000	G=360,000
6	900,000	M	I=3.499200000	A=3.240000000	Ac=2.7000	G=360,000
7	900,000	M	I=0.368500000	A=1.530000000	Ac=1.2800	G=360,000
8	900,000	M	I=0.072000000	A=0.600000000	Ac=0.5000	G=360,000
9	900,000	M	I=1.757600000	A=2.160000000	Ac=1.8000	G=360,000
10	900,000	M	I=1.464700000	A=1.670000000	Ac=1.3900	G=360,000
11	900,000	M	I=0.038400000	A=0.440000000	Ac=0.3700	G=360,000
12	900,000	M	I=0.038400000	A=1.220000000	Ac=1.0200	G=360,000
13	900,000	M	I=0.038400000	A=0.170000000	Ac=0.1400	G=360,000
14	900,000	M	I=0.038400000	A=0.420000000	Ac=0.3500	G=360,000
15	900,000	M	I=0.014300000	A=0.140000000	Ac=0.1200	G=360,000
16	900,000	M	I=0.014300000	A=0.250000000	Ac=0.2100	G=360,000
17	900,000	X	I=0.001300000	A=0.250000000		

**MIEMBROS**

MIEMBRO	E X T R E M O S		TIPO DE SECCION	NUMERO DE SECCIONES	longitud (m)
	Ni-E	Nj-E			
1	3 R	4 R	1	0	3.800
2	5 R	6 R	1	0	0.100
3	6 R	7 R	1	0	3.600
4	7 R	8 R	1	0	0.100
5	9 R	10 R	2	0	0.100
6	10 R	11 R	2	0	1.700
7	11 R	12 R	2	0	1.700
8	12 R	13 R	2	0	0.100
9	14 R	15 R	3	0	1.700
10	15 R	16 R	3	0	1.700
11	17 R	18 R	3	0	1.700
12	18 R	19 R	3	0	1.700
13	20 R	21 R	3	0	1.700

**ESTADO DE CARGA 01 (CARGA PERMANENTE)**

TP	DR	Del	Al	INC	PARAMETROS ( T, m )
CARGA	ELEMENTO				
PP	EE	43	54	1	PV=2.450
PP	EE	55	57	1	PV=2.450
PP	EE	58	63	1	PV=2.450
PP	EE	64	66	1	PV=2.450
PP	EE	67	69	1	PV=2.450
PP	EE	70	78	1	PV=2.450
UN	YM	1	1	1	W=-14.112
UN	YM	3	3	1	W=-5.513
UN	YM	6	7	1	W=-1.411
UN	YM	9	10	1	W=-0.392
UN	YM	11	12	1	W=-3.881
UN	YM	13	14	1	W=-0.529
UN	YM	15	16	1	W=-0.392
UN	YM	17	18	1	W=-1.352
UN	YM	20	22	1	W=-0.294
UN	YM	24	26	1	W=-0.490
UN	YM	27	29	1	W=-1.103
UN	YM	31	33	1	W=-0.337
UN	YM	35	42	1	W=-0.377

**ESTADO DE CARGA 02 (CARGA POR SISMO)**

TP	DR	Del	Al	INC	PARAMETROS ( T, m )
CARGA	ELEMENTO				
AN	EE	3	3	1	Fx=56.640 Fy=0.000 Mz=0.000
AN	EE	5	5	1	Fx=84.960 Fy=0.000 Mz=0.000
AN	EE	9	9	1	Fx=88.530 Fy=0.000 Mz=0.000
AN	EE	20	20	1	Fx=82.120 Fy=0.000 Mz=0.000
AN	EE	29	29	1	Fx=27.460 Fy=0.000 Mz=0.000
AN	EE	44	44	1	Fx=3.660 Fy=0.000 Mz=0.000

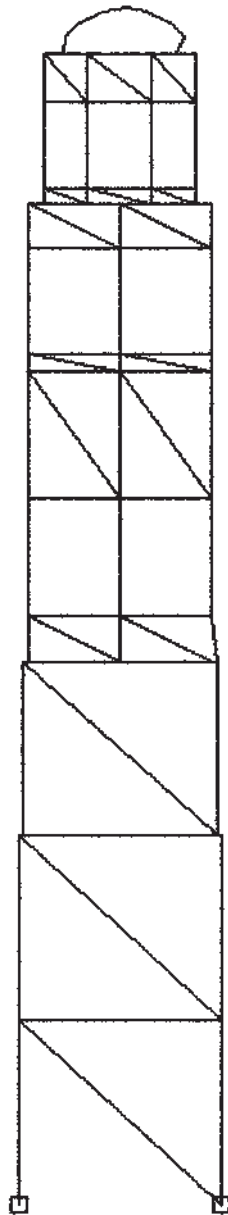
**COMBINACION 01 (CARGA PERMANENTE + SISMO)**

F A C T O R E S				
EC	DESPLAZAM	EL.MECAN.	REACCIONES	
01	1.00000	1.00000	1.00000	CARGA PERMANENTE
02	1.00000	1.00000	1.00000	CARGA POR SISMO

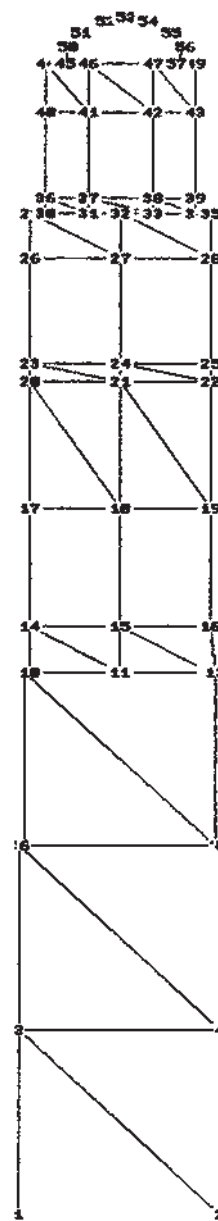
NUDO	EC	CB	**D E S P L A Z A M I E N T O S**		ROTACION
			X (cm)	Y (cm)	Z (rad)
1	1		0.0000000	0.0000000	0.0000000000
		2	0.0000000	0.0000000	0.0000000000
		1	0.0000000	0.0000000	0.0000000000
2	1		0.0000000	0.0000000	0.0000000000
		2	0.0000000	0.0000000	0.0000000000
		1	0.0000000	0.0000000	0.0000000000
3	1		-0.0395129	-0.0429161	0.0000766575
		2	0.6593393	0.3819624	-0.0017581360
		1	0.6198264	0.3390463	-0.0016814785
5	1		-0.0747508	-0.0782179	0.0000468203
		2	2.1489464	0.6721555	-0.0029927478

					<b>**D E S P L A Z A M I E N T O S**</b>		<b>ROTACION</b>	
NUDO	EC	CB			X (cm)	Y (cm)	Z (rad)	
		1			2.0741956	0.5939377	-0.0029459274	
9	1				-0.1079284	-0.1130340	0.0000483491	
	2				4.0391622	0.8858301	-0.0040943017	
		1			3.9312338	0.7727961	-0.0040459526	
20	1				-0.1309079	-0.1490442	0.0000245409	
	2				8.1518108	1.0460695	-0.0052065704	
		1			8.0209029	0.8970253	-0.0051820295	
29	1				-0.1359033	-0.1574089	-0.0000099435	
	2				10.4893511	1.0656069	-0.0052492100	
		1			10.3534478	0.9081979	-0.0052591535	
44	1				-0.1387804	-0.1646181	-0.0000081338	
	2				12.5529554	0.9139128	-0.0052362289	
		1			12.4141750	0.7492947	-0.0052443627	
53	1				-0.0790607	-0.2559632	-0.0011111009	
	2				13.1791918	0.1305219	-0.0052223106	
		1			13.1001311	-0.1254413	-0.0063334115	
<b>SECCION</b>								
MB	NUDO	(m)	EC	CB	<b>F. AXIAL</b>	<b>CORTANTE</b>	<b>MOMENTO</b>	<b>FLECHA</b>
					(T)	(T)	(T*m)	(cm)
1	3	0.000	1		-3.342	36.180	34.399	
			2		-222.401	-36.685	-35.715	
				1	-225.743	-0.506	-1.316	
		2.564*	1		-3.342	-0.000	-11.978	
			2		-222.401	-36.685	58.337	
				1	-225.743	-36.685	46.359	
	4	3.800	1		-3.342	-17.446	-1.194	
			2		-222.401	-36.685	103.689	
				1	-225.743	-54.131	102.495	
2	5	0.000	1		0.527	83.689	22.419	
			2		-204.265	-491.441	5.244	
				1	-203.738	-407.753	27.663	
	6	0.100	1		0.527	83.689	14.050	
			2		-204.265	-491.441	54.388	
				1	-203.738	-407.753	68.438	
3	6	0.000	1		-0.711	17.121	17.055	
			2		-179.363	-26.850	-19.675	
				1	-180.073	-9.729	-2.619	
		3.105*	1		-0.711	0.000	-9.528	
			2		-179.363	-26.850	63.707	
				1	-180.073	-26.850	54.178	
	7	3.600	1		-0.711	-2.726	-8.854	
			2		-179.363	-26.850	76.985	
				1	-180.073	-29.576	68.130	

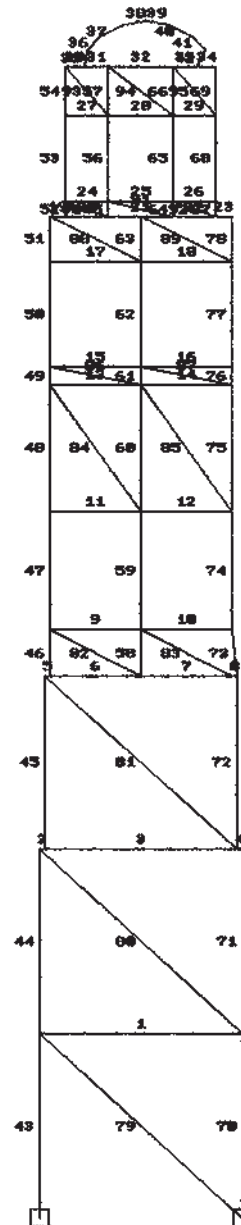
R	E	A	C	C	I	O	N	E	S
NUDO	EC	CB		X (T)			Y (T)		Z (T*m)
1	1			3.001			115.874		-9.685
		2		-33.734			-1,031.299		137.925
		1		-30.733			-915.425		128.240
2	1			-3.001			161.633		-77.244
		2		-309.636			1,031.299		880.194
		1		-312.637			1,192.932		802.950



Sistema idealizado



Ubicación de nudos

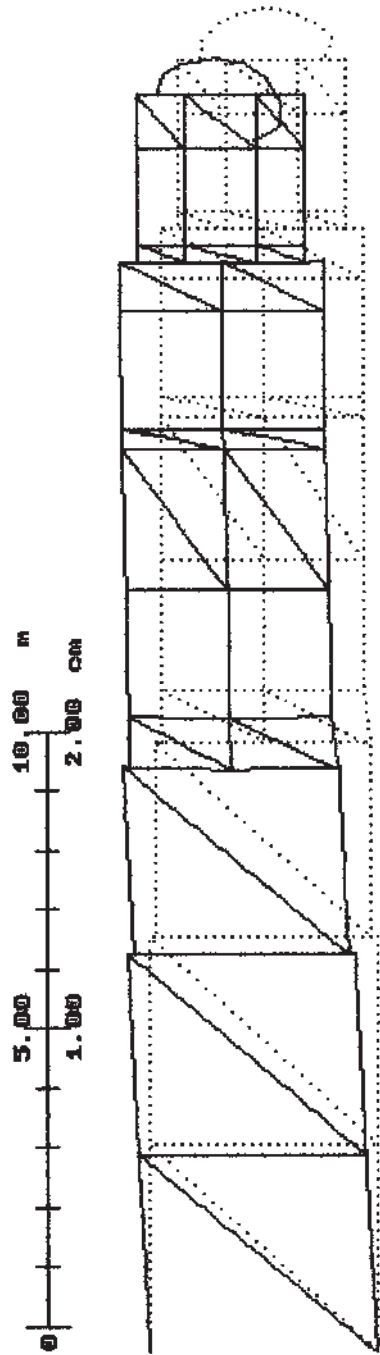


Ubicación de miembros

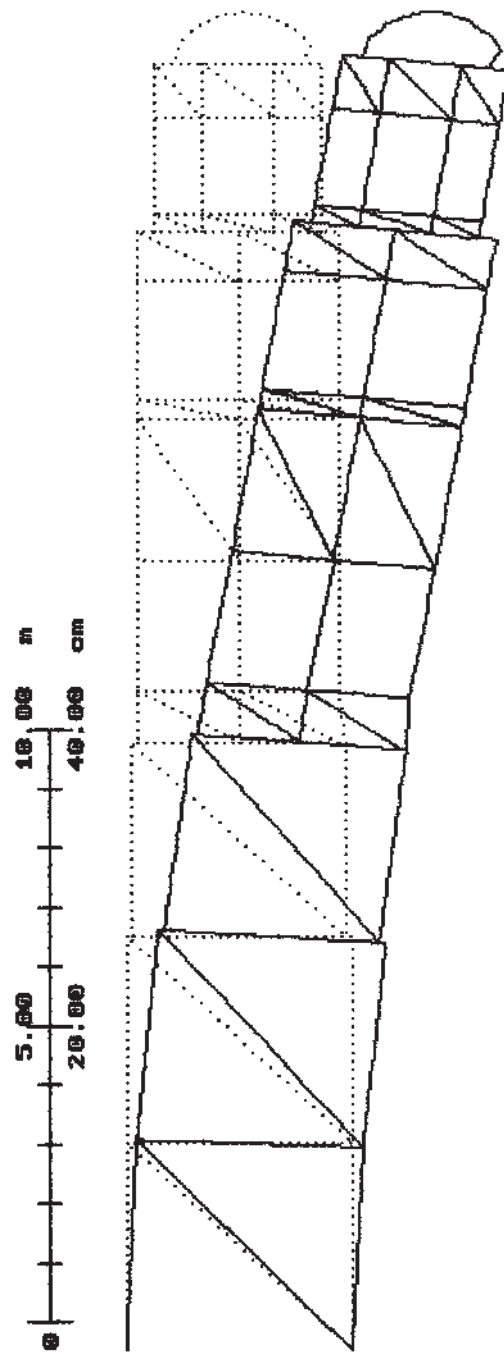
Torre campanario idealizada como un sistema porticado para su análisis estructural



Diagrama de desplazamientos:



Desplazamientos de la torre campanario por carga permanente



Desplazamientos de la torre campanario por efecto sísmico

Diagramas de fuerza axial:

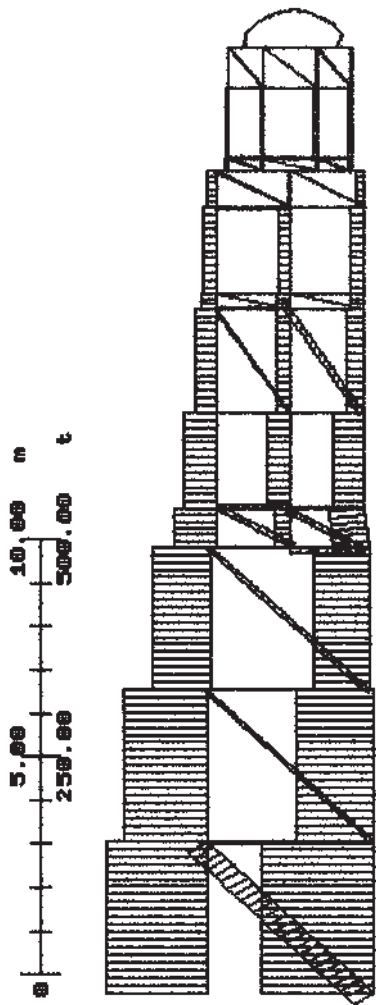


Diagrama de fuerza axial por carga permanente

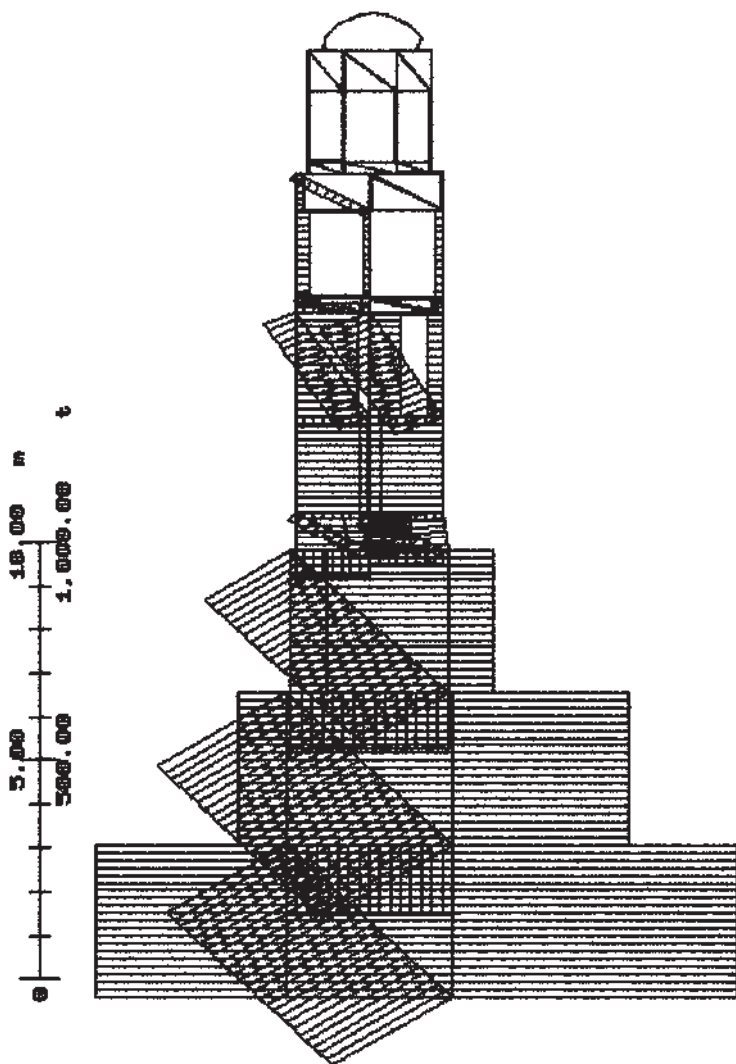


Diagrama de fuerza axial por efecto sísmico

Diagramas de fuerza cortante:

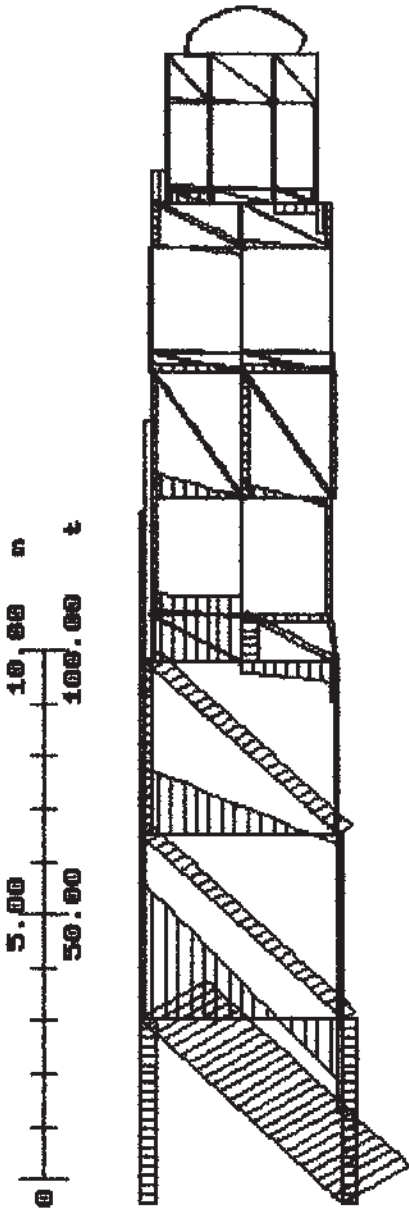


Diagrama de fuerza cortante por carga permanente

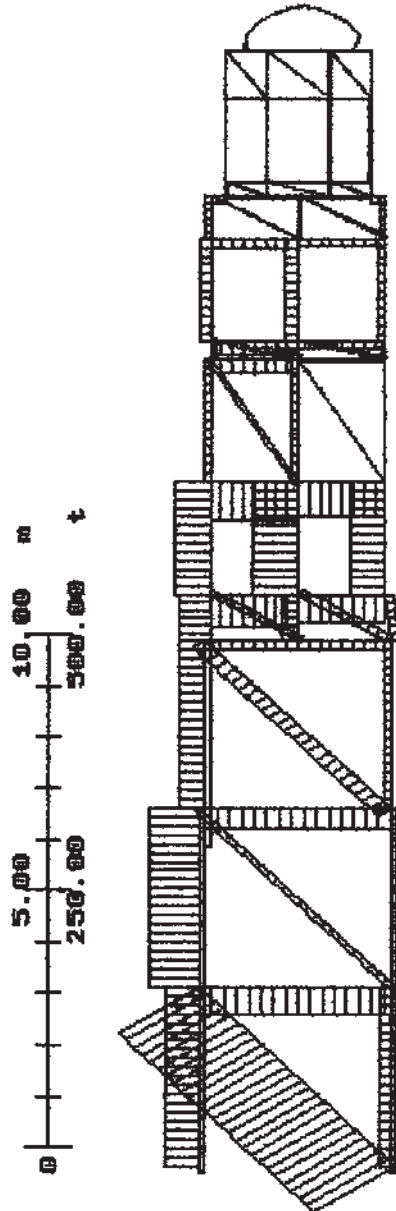


Diagrama de fuerza cortante por efecto sísmico

Diagramas de fuerza cortante y desplazamientos:

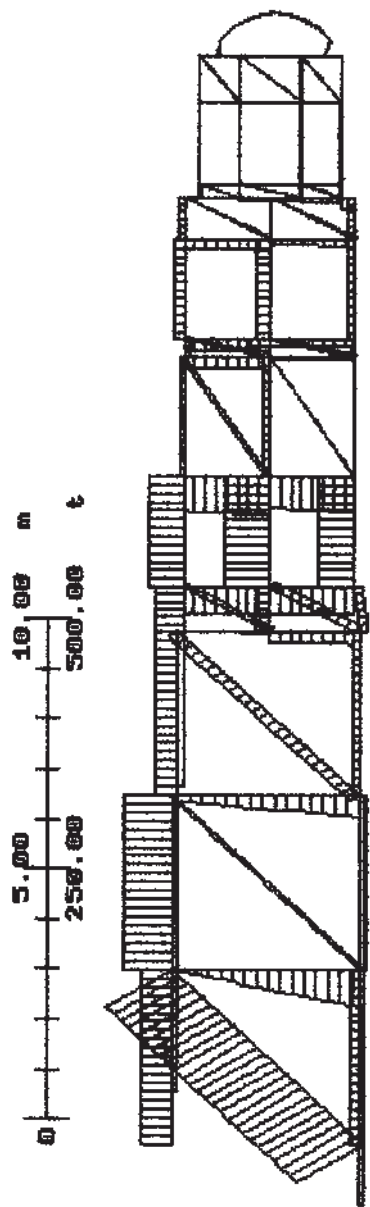


Diagrama de fuerza cortante por carga permanente + sismo

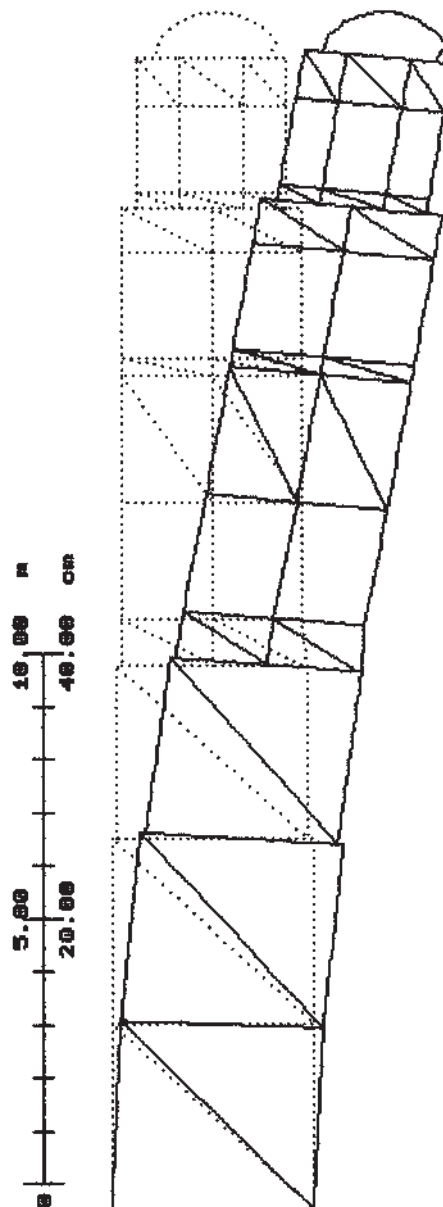


Diagrama de desplazamientos por carga permanente + sismo

Diagramas de momento flexionante:

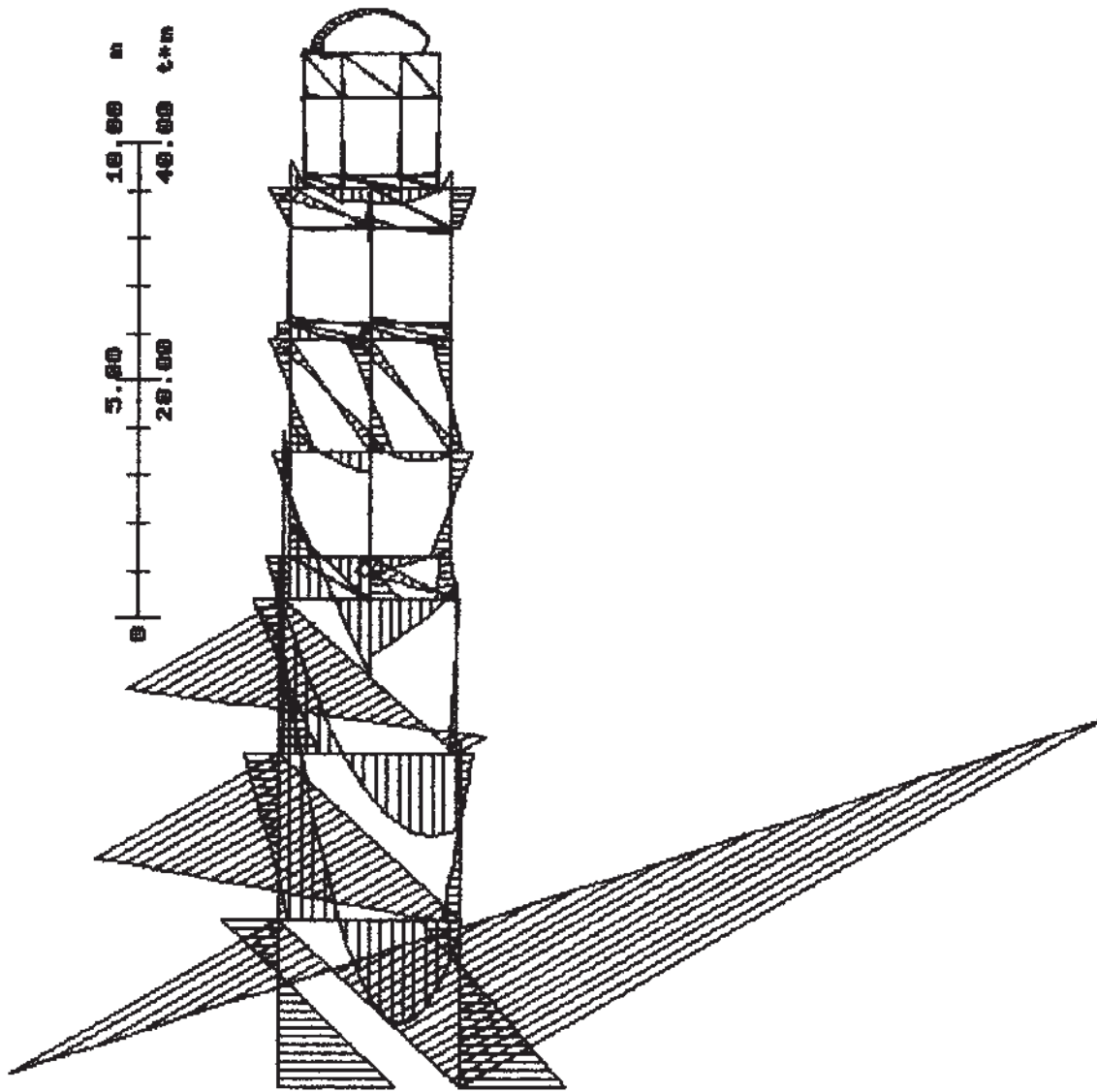


Diagrama de momento flexionante  
por carga permanente

Diagramas de momento flexionante:

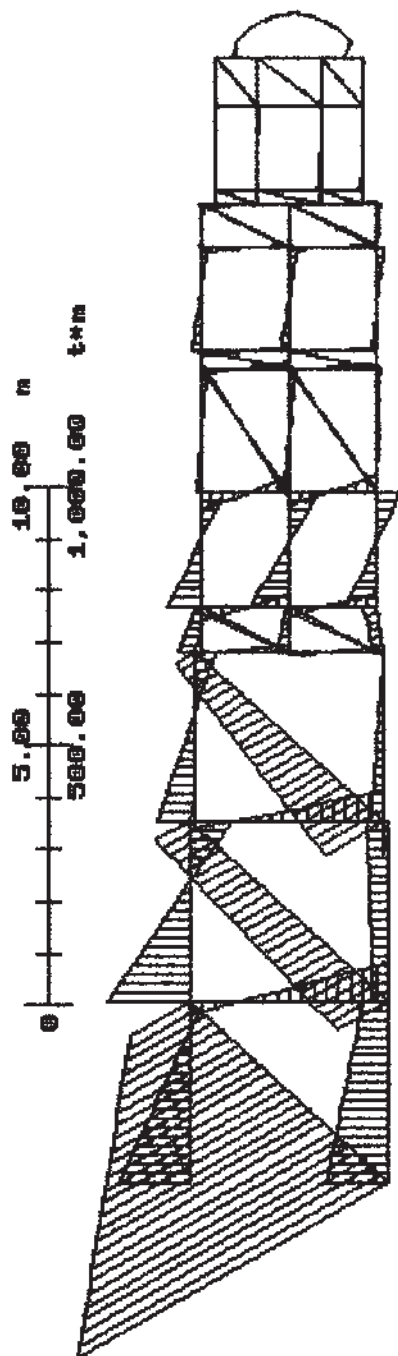


Diagrama de momento flexionante por efecto sísmico

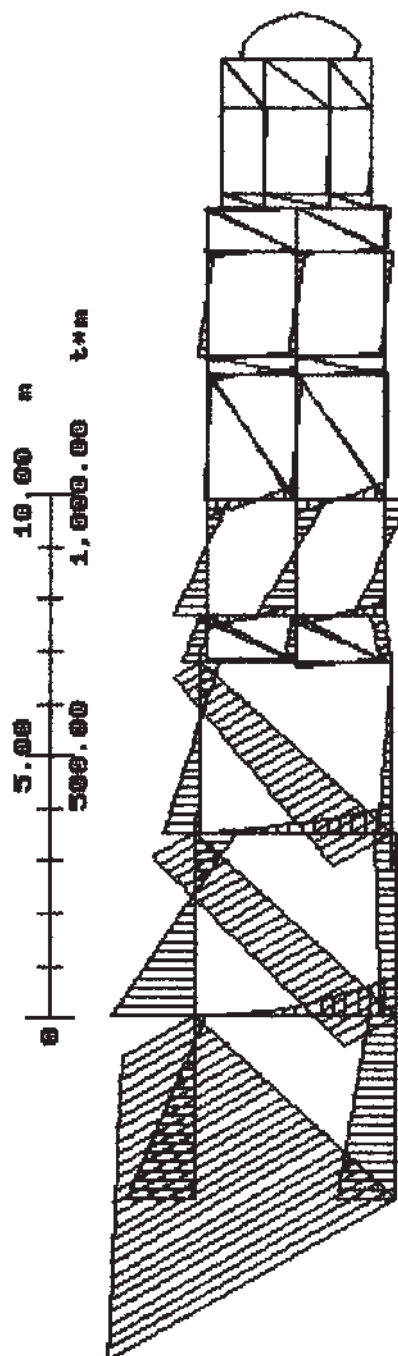


Diagrama de momento flexionante por carga permanente + sísmico

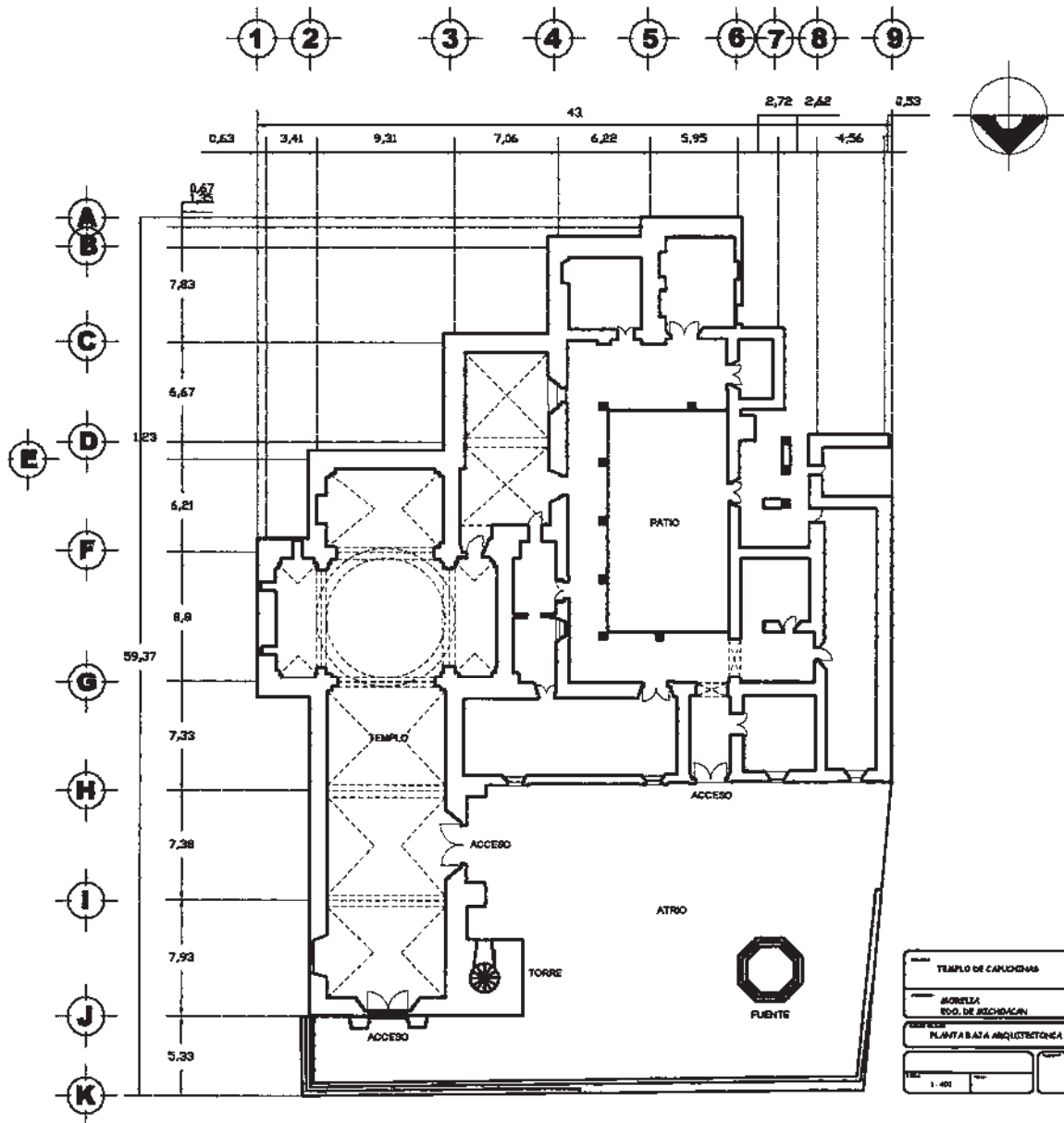


**Resultados del análisis estructural:**

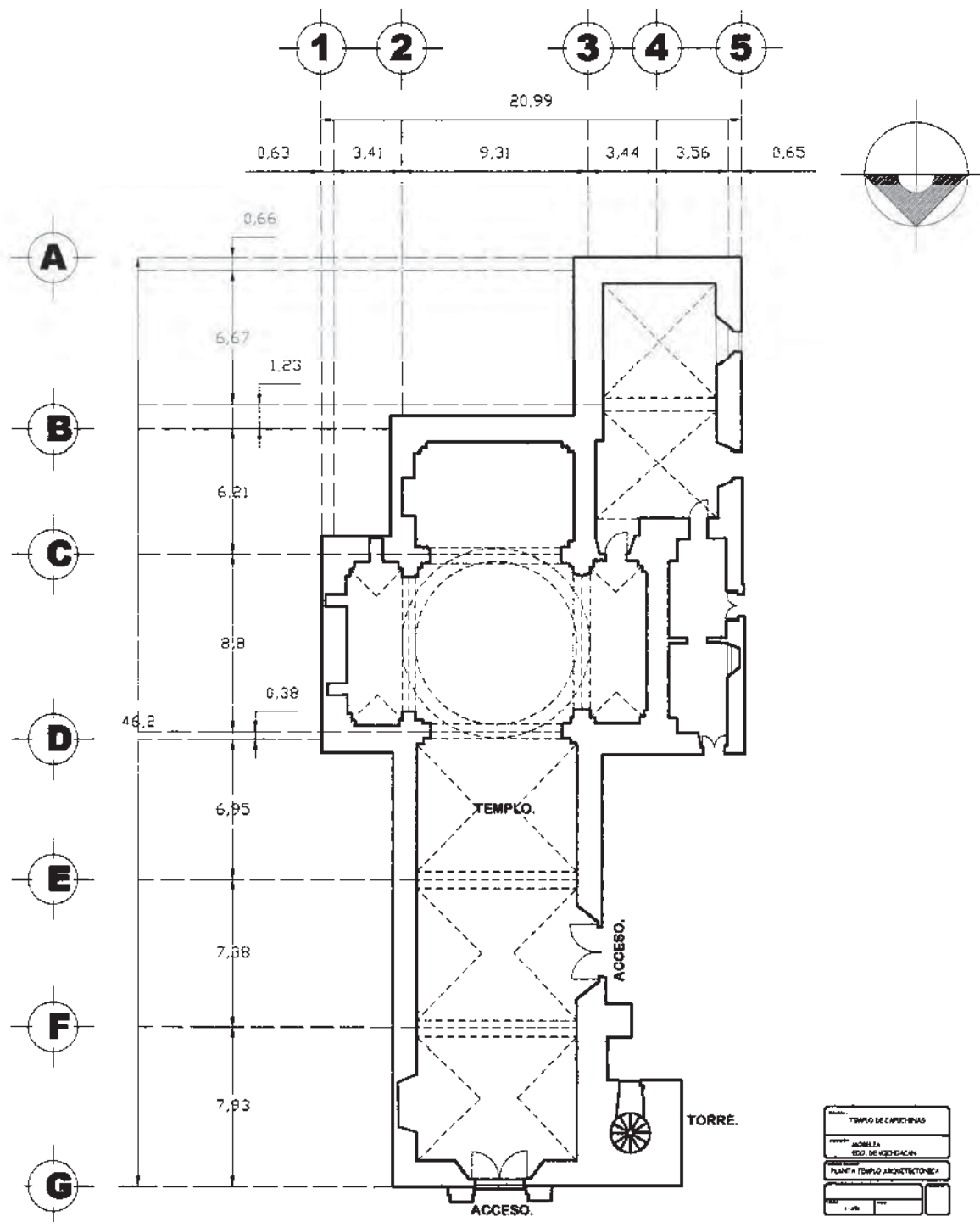
- La falta de información geotécnica obliga a revisar el edificio con el coeficiente sísmico correspondiente a la zona “C” ( $C_S = 0.30$ ), incrementado en un 50% por tratarse de un edificio en el que pueden reunirse muchas personas; es decir con un coeficiente sísmico de  $C_S = 1.5 (0.30) = 0.45$ . Si los estudios geotécnicos permitieran clasificar al terreno de cimentación como firme, el coeficiente sísmico se reduciría.
- Si se analiza el edificio en sentido transversal (es decir, cuando la dirección del movimiento del terreno es perpendicular a la nave principal) con el coeficiente sísmico reglamentario de 0.45, resulta que los muros son inestables.
- Los muros del templo son estables para un coeficiente sísmico máximo de  $C_S = 0.10$  y seguros para un coeficiente menor.
- Se consideró que la estructura es incapaz de disipar energía por ductilidad.
- De acuerdo al análisis por carga permanente, los muros son estables respecto a su carga.
- Es necesario llevar a cabo una investigación de geotecnia del suelo, que permita clasificar la rigidez del terreno sobre el que se desplanta el edificio.
- El esfuerzo cortante en la base de los muros es de  $\sigma = 2.34 \text{ kg/cm}^2$ .
- Al revisar la distribución de esfuerzos normales en la base de los muros, originada por el sismo perpendicular a la nave del templo se obtuvieron excentricidades excesivas: La resultante de las cargas cae fuera del área resistente. Es decir, los muros son inestables lateralmente. Por lo tanto, para cumplir con los requisitos reglamentarios es necesario estabilizarlos.
- Es necesario, proponer y diseñar un sistema sismorresistente de apoyo lateral para los muros (contrafuertes) que sea compatible arquitectónicamente con el resto del templo, o cualquier otro sistema apropiado y compatible a los materiales y sistemas constructivos del edificio.
- La torre campanario presenta una altura de 31.10 mt por un ancho en su base de 5.00 mt dando como resultado una relación de esbeltez de 6.22, lo cual ante un efecto sísmico tendría daños severos a partir del tercer cuerpo de la torre, como puede apreciarse en los diagramas de elementos mecánicos antes referidos.
- La torre por su esbeltez y flexibilidad puede tener importantes desplazamientos horizontales ante un efecto sísmico. La flexión que se pueda generar produce grietas horizontales, debido a que por la alternancia de la dirección del movimiento, las grietas horizontales se abren y se cierran sucesivamente; en este intervalo, se disipa

una parte importante de la energía introducida por el sismo que amortigua la vibración, y reduce sustancialmente el peligro de volteo.

- Aunque hay evidencias de volteo de elementos esbeltos en torres campanarios, este modo de falla es menos crítico de lo que a primera vista parece y de lo que resultó del cálculo estático del momento flexionante antes descrito.
- La torre campanario es un elemento vulnerable ante un efecto sísmico, en particular en las columnas o muros que flanquean las aberturas, donde las demandas de aceleración y desplazamiento son mayores por lo general. Aunado a esto, la flexión que se pueda generar por la vibración lateral de la torre puede producir agrietamiento horizontal en las partes bajas de las columnas, así como en las zonas que limitan las aberturas y en los arcos que sirven de dintel sobre dichas aberturas.
- Cabe la posibilidad de una falla por cortante en los cuerpos de la torre campanario, donde las aberturas en sus cuatro caras reducen el área resistente al área de cuatro o más columnas que deben soportar todas las demandas laterales generadas por el sismo. Además de trabajar por gravedad, las aceleraciones verticales del sismo, sumadas a las horizontales, pueden generar en cierto instante combinaciones de demandas de cortante y tensión que disminuyen la resistencia y rigidez del elemento.
- Para nuestro caso de estudio se obtuvieron los posibles desplazamientos que pueden generarse a una cierta altura que corresponde a la base de cada cuerpo de la torre campanario ante un evento sísmico:  $h = 4.80$  mt,  $\Delta = 0.66$  cm;  $h = 9.60$  mt,  $\Delta = 2.15$  cm;  $h = 14.10$  mt,  $\Delta = 4.04$  cm;  $h = 21.65$  mt,  $\Delta = 8.15$  cm;  $h = 26.00$  mt,  $\Delta = 10.49$  cm;  $h = 29.90$  mt,  $\Delta = 12.53$  cm;  $h = 31.10$  mt,  $\Delta = 13.18$  cm.
- En el pasado reciente, a la torre campanario se le incluyó en su interior elementos de concreto reforzado con la posible función expresa de incrementar la resistencia sísmica y restringir su flexión hacia fuera, pero manteniendo sus características arquitectónicas de la construcción original. Sin embargo la adición del sistema de marcos de concreto reforzado no cuenta con una continuidad regular de sus elementos estructurales (columnas-trabes); se observa que no tiene un efecto benéfico por la casi nula conexión entre los nuevos elementos y los preexistentes, por lo que éstos pueden constituir un debilitamiento de la estructura, o una interferencia con su manera natural de vibrar.
- La disposición y características de los elementos de refuerzo muestran desconocimiento del comportamiento de estas estructuras históricas, lo cual es poco viable que cumplan el efecto deseado, sea porque el tamaño del elemento nuevo era claramente insuficiente o porque su posición no era la correcta. Además de que los materiales no son homogéneos, traen consigo que sus propiedades físico-mecánicas ( $I$ ,  $E_C$ ,  $E_{Mamp.}$ ,  $G$ ,  $A_t$ ,  $A_C$ ) de los materiales y técnica constructiva, generen un comportamiento estructural no uniforme en el elemento arquitectónico-estructural.

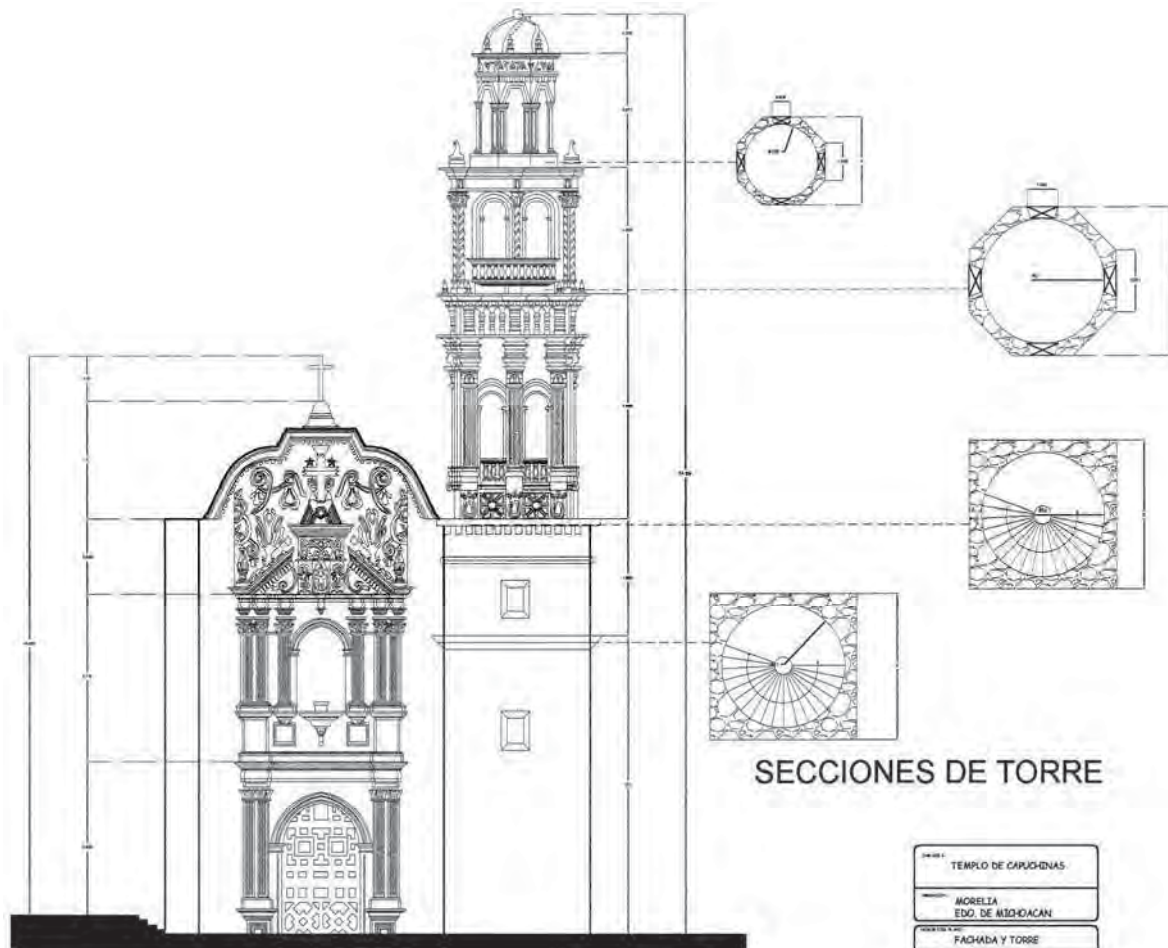


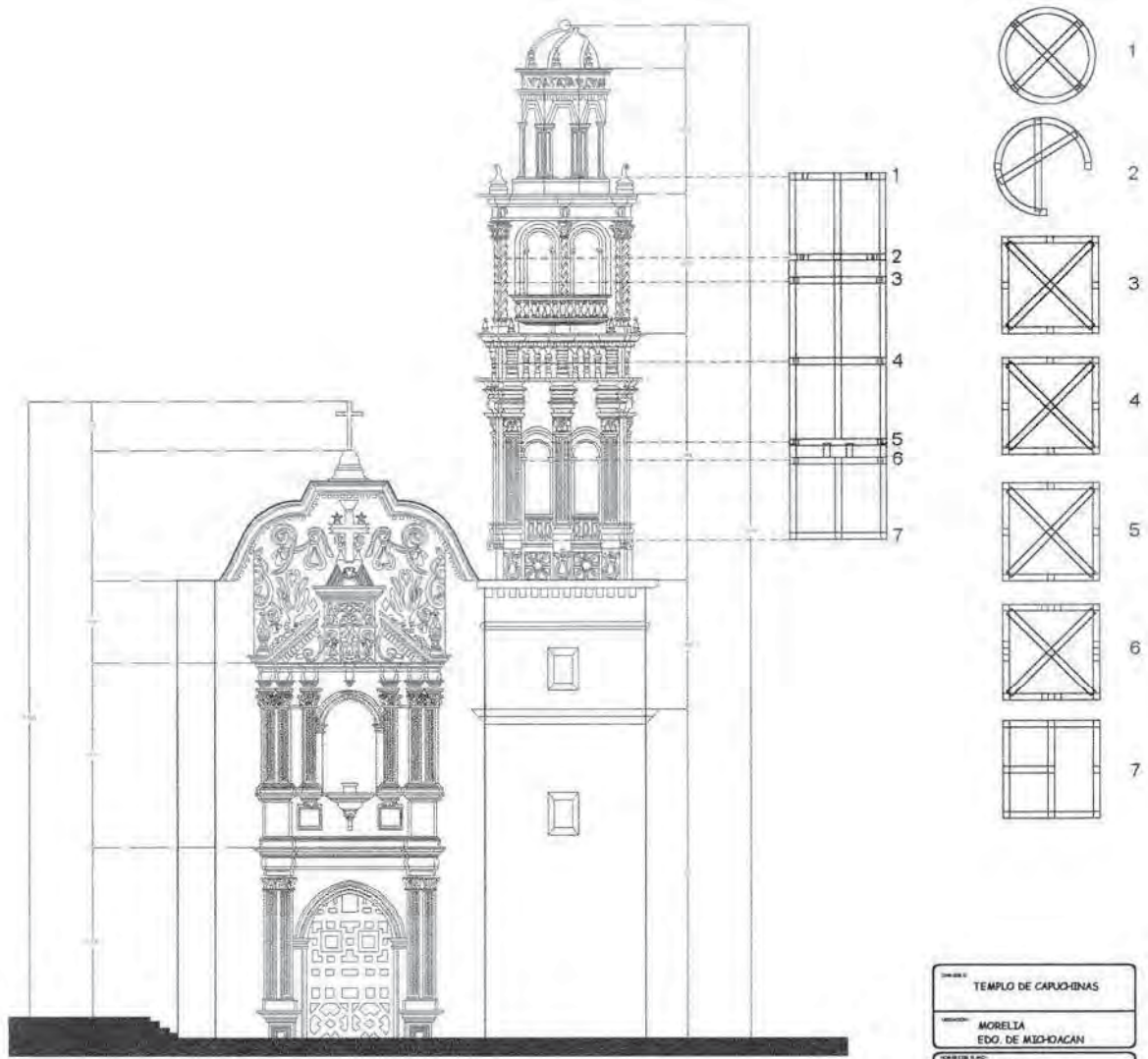
PLANTA DE CONJUNTO  
Esc. 1:400



PLANTA BAJA ARQUITECTÓNICA  
Esc. 1:250

TEMPLO DE CAPULINAS	
MOMBLA	
EDU. DE INVESTIGACIÓN	
PLANTA TEMPLO ARQUITECTÓNICA	
1:250	

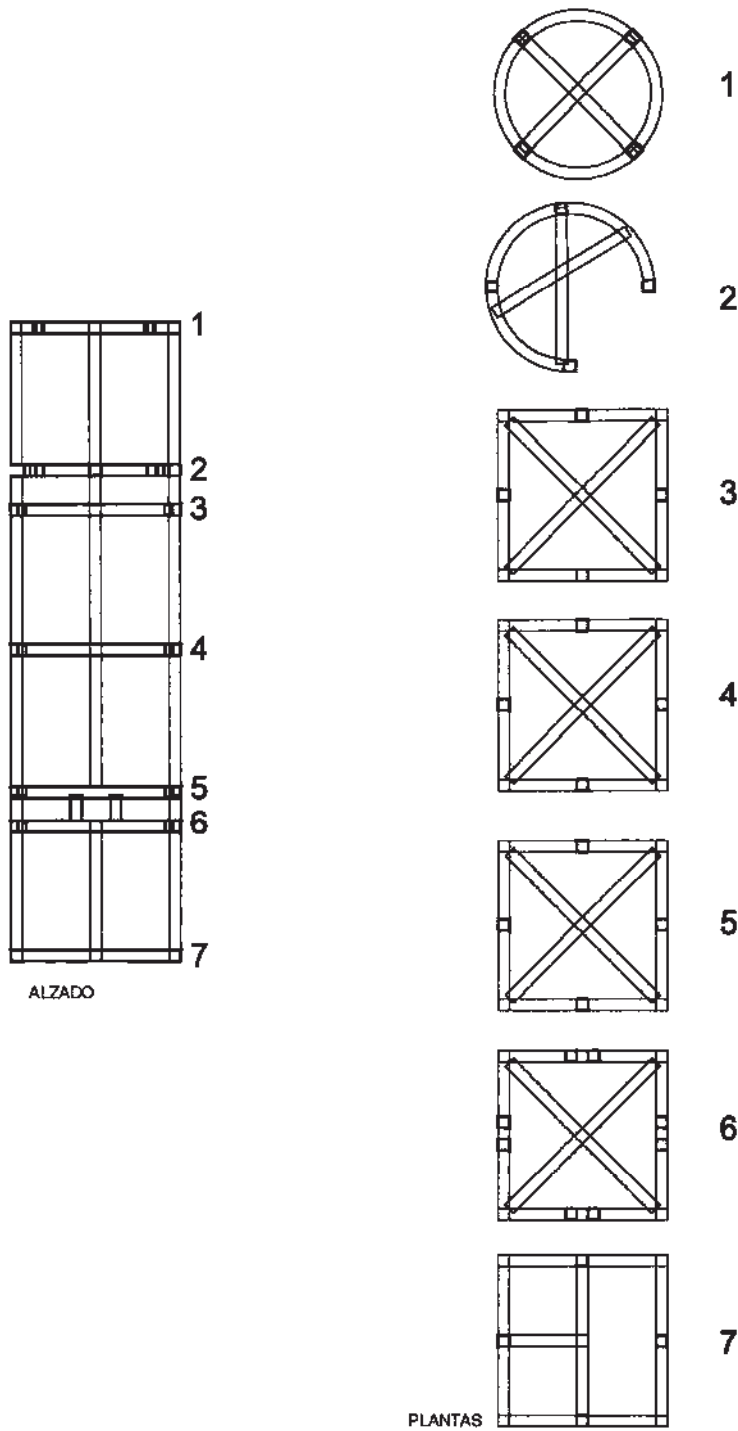




TORRE CAMPANARIO REESTRUCTURADA  
 CON CONCRETO REFORZADO  
 Esc. 1:200

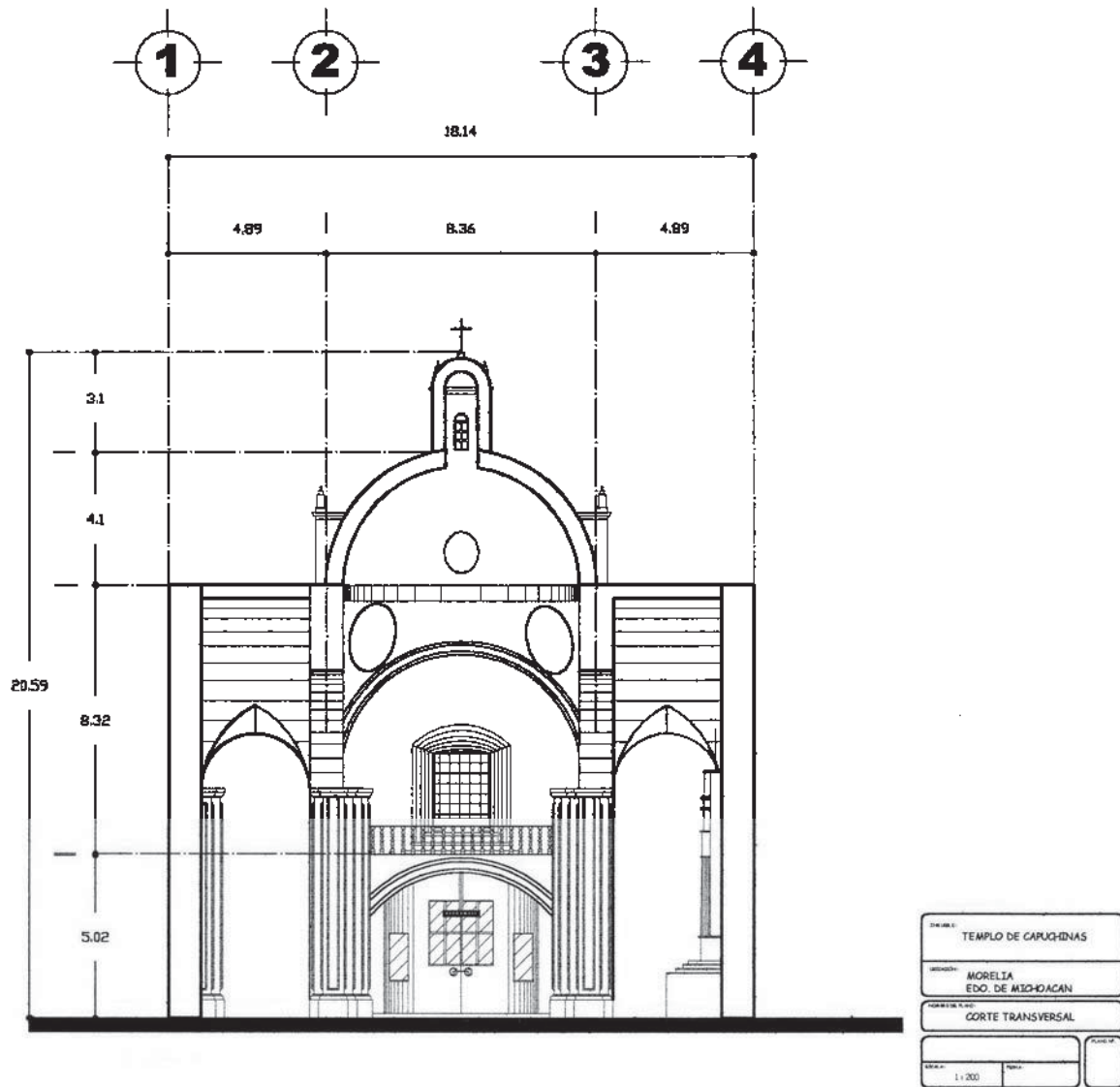
TEMPLO DE CARUJINAS	
MORELIA EDO. DE MICHOACAN	
FACHADA Y TORRE	
ESCALA: 1:200	PLANTAS



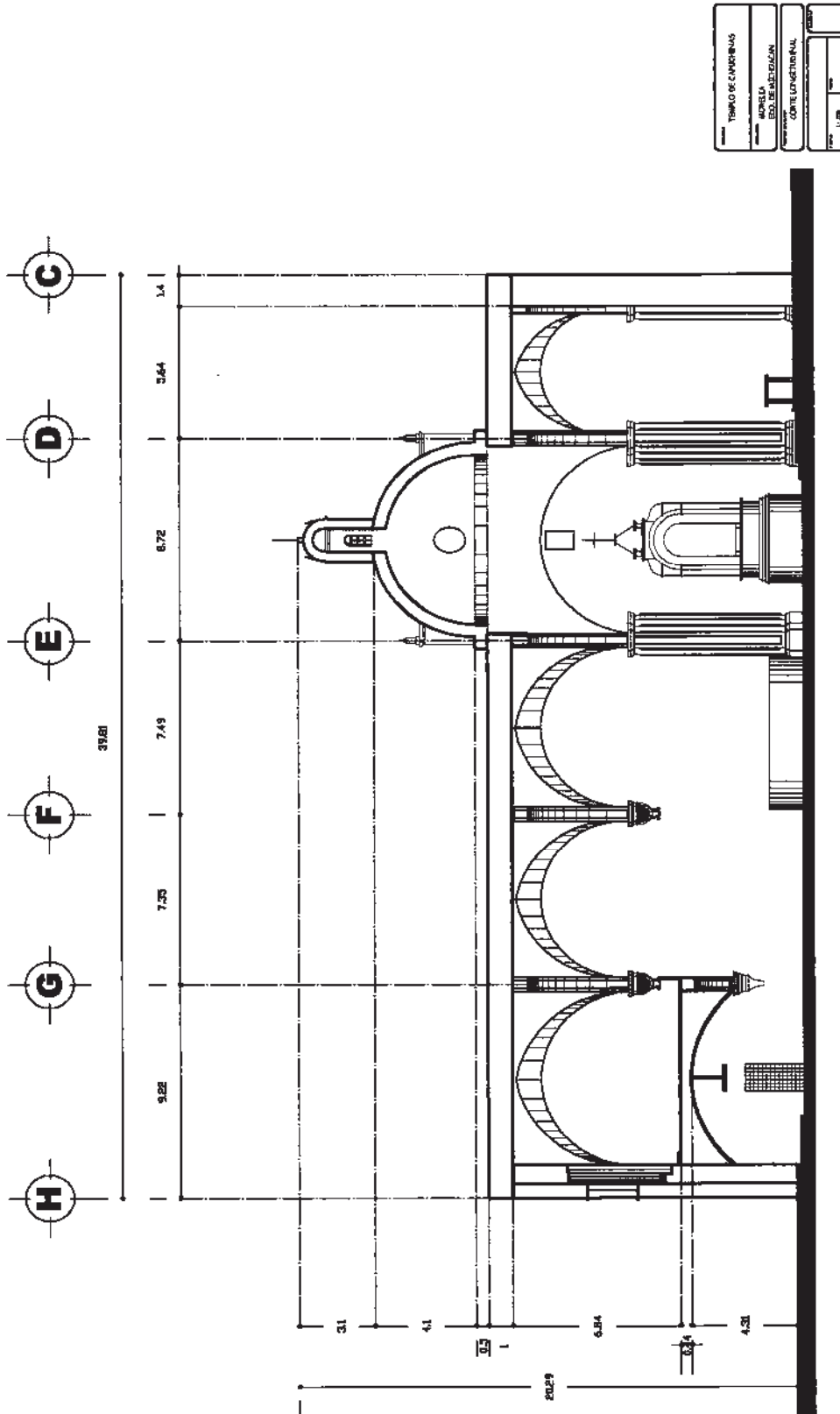


ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO  
EN LA TORRE CAMPANARIO  
Esc. 1:125

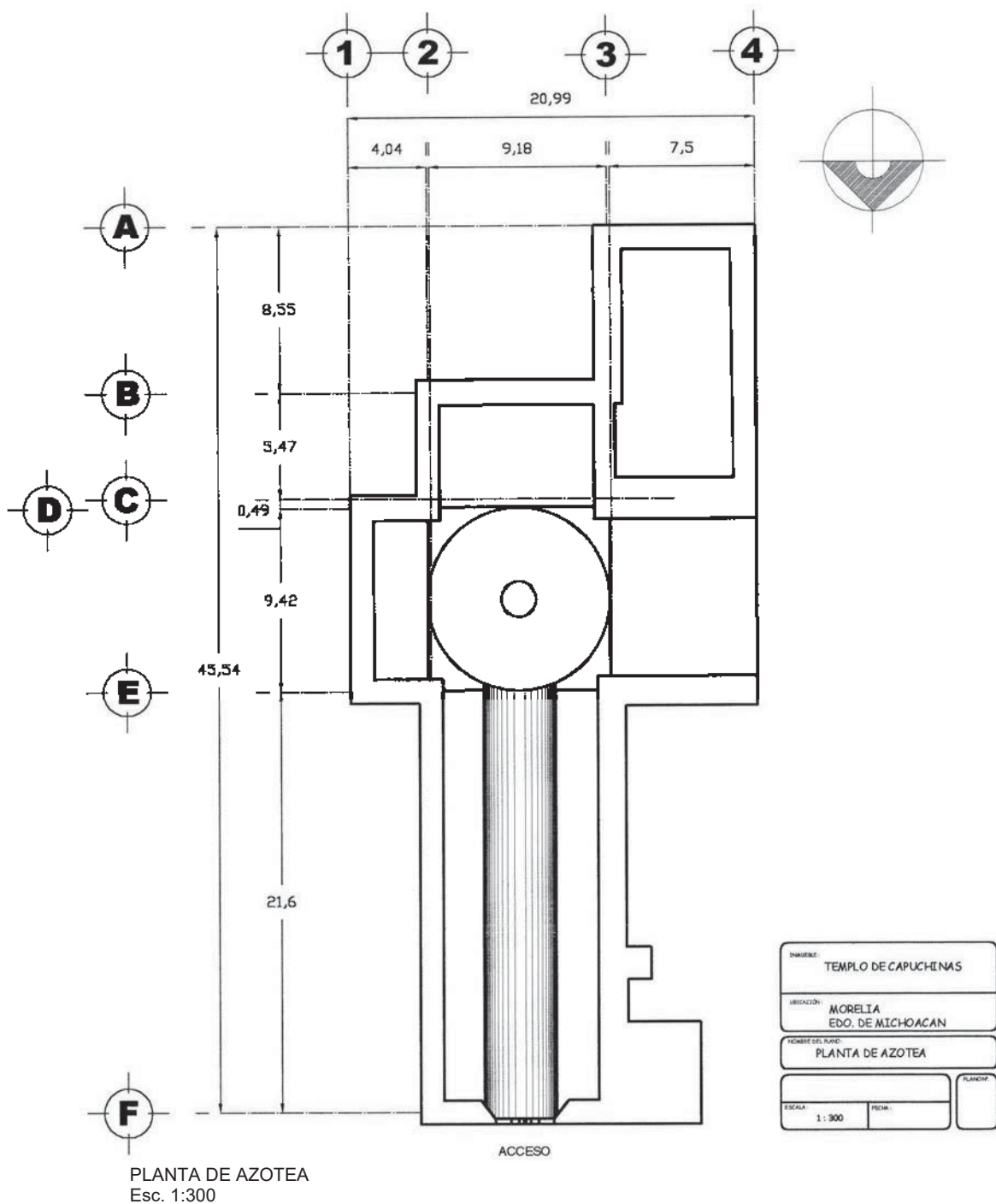
<small>TÍTULO:</small> <b>TEMPLO DE CAPUCHINAS</b>	
<small>LUGAR DE:</small> <b>MORELIA                  EDO. DE MICHOACAN</b>	
<small>NOMBRE DEL PLANO:</small> <b>TORRE DE CONCRETO</b>	
<small>ESCALA:</small> <b>1 : 125</b>	<small>FECHA:</small> _____
<small>PLANO N°</small> _____	



CORTE TRANSVERSAL  
Esc. 1:200



CORTE LONGITUDINAL  
Esc. 1:250





# TEMPLO DE LAS ROSAS

## (SIGLO XVIII)

SECTOR: República.  
UBICACIÓN: Santiago Tapia s/n.  
ORIENTACIÓN: Oriente a Poniente.  
USO ORIGINAL: Templo de Santa Rosa María.  
USO ACTUAL: Templo de las Rosas.  
SUPERFICIE: 785 m<sup>2</sup>.  
VALOR: Histórico-Arquitectónico  
POBLACIÓN: Morelia, Michoacán.

---

## Templo de Santa Rosa de Lima

### *Antecedentes Históricos*<sup>54</sup>

El primer convento de monjas que hubo en la antigua Valladolid fue el monasterio dominico de Santa Catalina de Sena. Llevándose a cabo la fundación en el año de 1590, su ubicación de templo y convento se encontraba al norte de la ciudad. Sin embargo para el año de 1646 el obispo Fray Marcos Ramírez de Prado costeó las obras de reedificación del templo, convento, claustro y oficinas interiores.

Para el primer tercio del siglo XVIII, el convento y su templo se encontraban en estado ruinoso y el obispo escalona y Calatayud ordenó se construyera nuevo convento en otro sitio más apropiado, para lo cual se dispuso de un predio sobre la Calle Real (hoy Av. Madero). Posteriormente las monjas abandonaron en 1783 su antiguo convento, erigiéndose en él, el Colegio de Santa Rosa de Lima fundado en 1743. La dedicación a su advocación se verificó en 1757.

### *Descripción arquitectónica*<sup>55</sup>

El templo con su doble portada se ubica como remate urbano hacia el lado norte de la calle Nigromante. El templo presenta una planta de una sola nave, sin crucero. Al lado oriente se ubica el ábside plano y al poniente el coro. La nave principal se cubre con tres tramos de bóveda de lunetos y la cúpula de tambor circular con ocho ventanas, que se desplanta sobre una base de cuatro arcos fajones de medio punto que transmiten sus cargas a cuatro pilastras de cada lado.

La distribución de elementos volumétricos que se observan desde la doble portada nos indica una composición barroca: la cúpula a la derecha, el coro con dos ventanas a la izquierda y, separada de la nave principal, la torre. Esta composición es resultante de funciones particulares que tenía el templo-convento-colegio para mujeres.

La doble portada se desplaza en dos tramos del muro sur del templo, ubicándose al centro un contrafuerte como elemento de carga, que permite a la composición ser eje divisorio y pilastra que se integra a la fachada.

La fachada principal sur consta de dos cuerpos horizontales rematados por un par de elevados imafrentes mixtilíneos. La parte baja formada por dos portadas con arcos de medio punto, apoyados por un par de pilastras. Cinco pilastras tableteadas se elevan sobre otros tantos pedestales ornamentados con guardamalletas.

La cúpula con tambor poligonal sostiene un casquete de ocho gajos y una linternilla. La cúpula ubica el sitio que antecede al presbiterio en la nave principal del templo. Además la torrecilla separada de la nave se ubica en el extremo poniente viene a ser el contrapunto arquitectónico en cronología y estilo en relación con el conjunto. En el conjunto arquitectónico la torre campanario viene a quedar como un simple testigo de la primera época del templo.

---

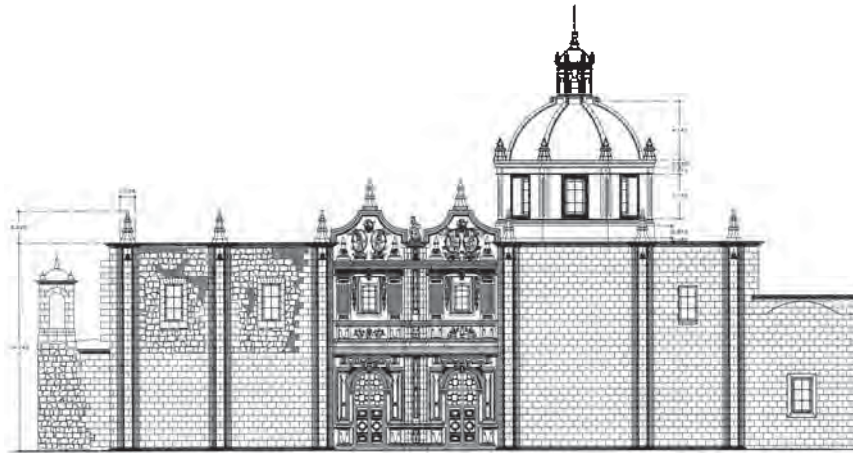
<sup>54</sup> Ramírez Romero, Esperanza, Catálogo de construcciones artísticas, civiles y religiosas de Morelia, México, UMSNH/FONAPAS, Michoacán, 1981, pp. 245-250.

<sup>55</sup> *Ibidem*.

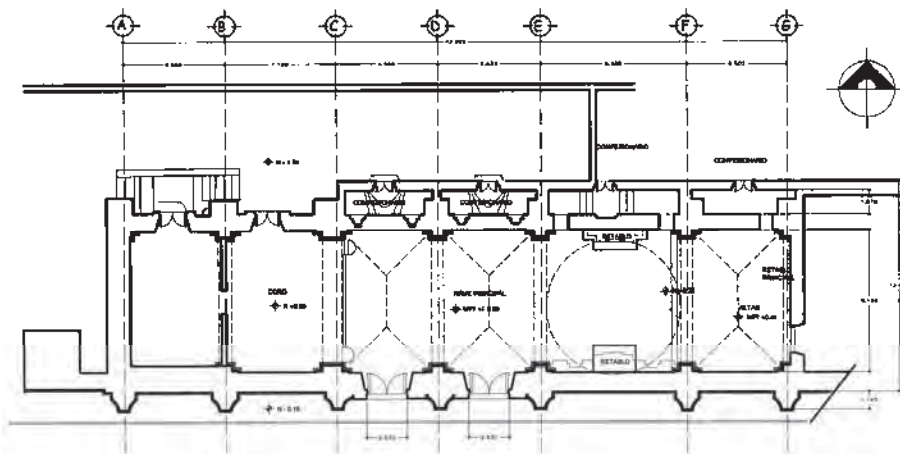


Observaciones:		EDIFICIO: TEMPLO DE SANTA ROSA DE LIMA																CONSERVACIÓN GENERAL		CARACTER ARQUITECTÓNICO													
		UBICACIÓN: MORELIA, MICHOACÁN																															
		Abovedada	Adobe	Aplanada	Azulejo	Cerámica	Cantera	Cemento	Concreto	Estructura metálica	Ladrillo	Losa plana	Madera	Mampostería	Mosaico	pedra	Prefabricado	Tabique	Teja	Tejamanil	Tepetate	Terrado	Tezonile	Tierra	Viguería de madera	Yeso	Otros	BUENA	REGUIAR	MALE	NOTABLE	VALIOSO	MALEO
PISOS	Interior																																
	Exterior																																
MUROS	Interior																																
	Exterior																																
CUBIERTA	Interior																																
	Exterior																																
FACHADAS	Interior																																
	Exterior																																
TORRES	Interior																																
	Exterior																																
CUPULA	Interior																																
	Exterior																																
CONTRAFUERTES																																	

Ficha técnica de materiales de construcción del edificio histórico



Fachada principal del templo de Santa Rosa de Lima



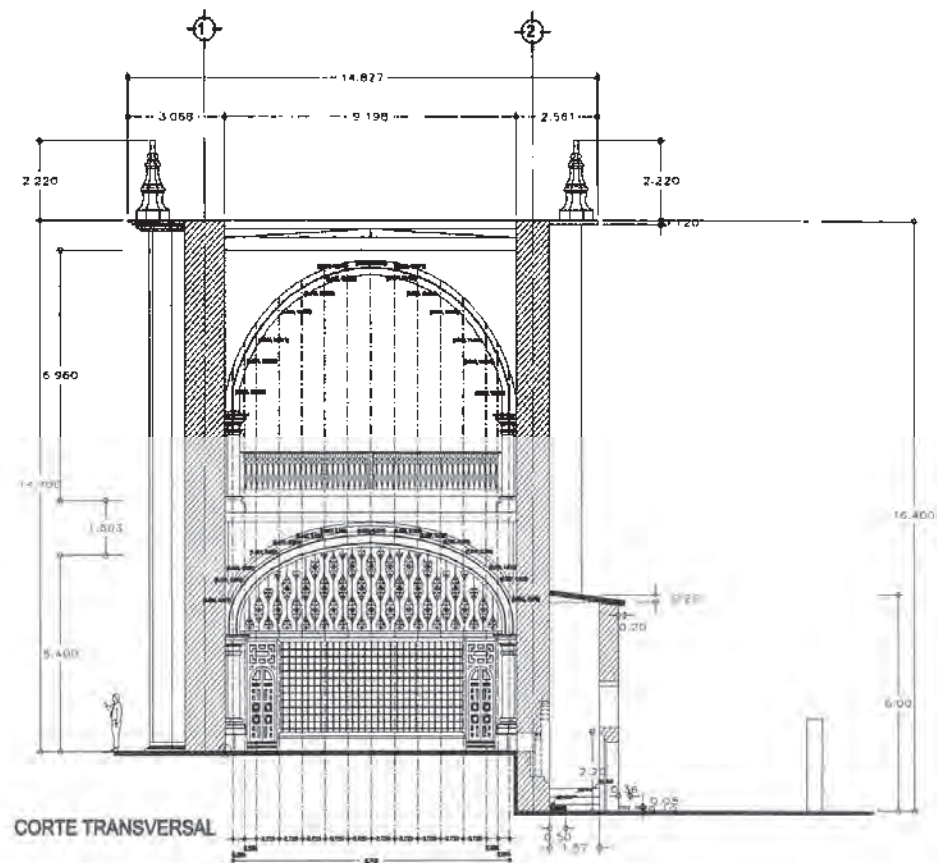
Planta arquitectónica del templo

### Comportamiento estructural del Templo de Santa Rosa de Lima

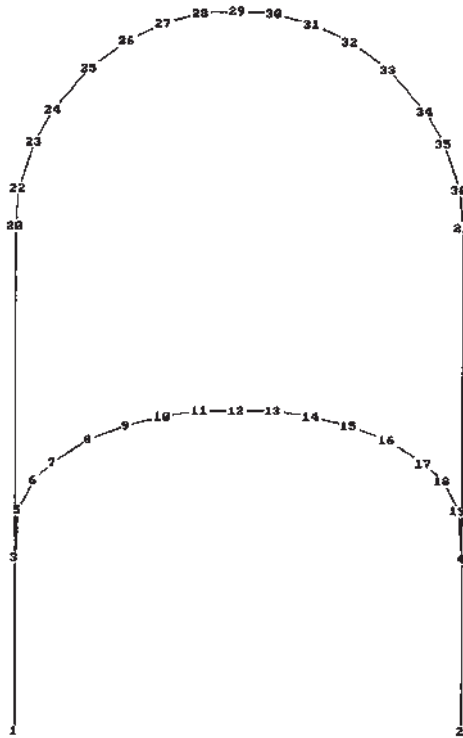
La revisión estructural en el templo de Santa Rosa de Lima contempla la revisión de la resistencia a la compresión del arco inferior y superior que se ubican en el eje B, tramo 1-2 del área de coro (ver planos anexos) ante carga permanente y sísmica. El modelo empleado en el análisis se apoya en la información geométrica obtenida de los planos arquitectónicos anexos y se integra de manera que refleja el comportamiento que minimiza al momento flexionante a lo largo del eje centroidal de los arcos. Las cargas permanentes se estiman tomando en cuenta los procedimientos constructivos de la época de construcción del templo.

Se anexa la información referente a la calidad estructural de la toba volcánica (cantera rosa) empleada en las construcciones antiguas de la ciudad, así como los resultados de las pruebas de laboratorio a que fueron sometidas los especímenes obtenidos in-situ, para lo cual se consideran semejantes a la piedra empleada en los arcos por analizar.

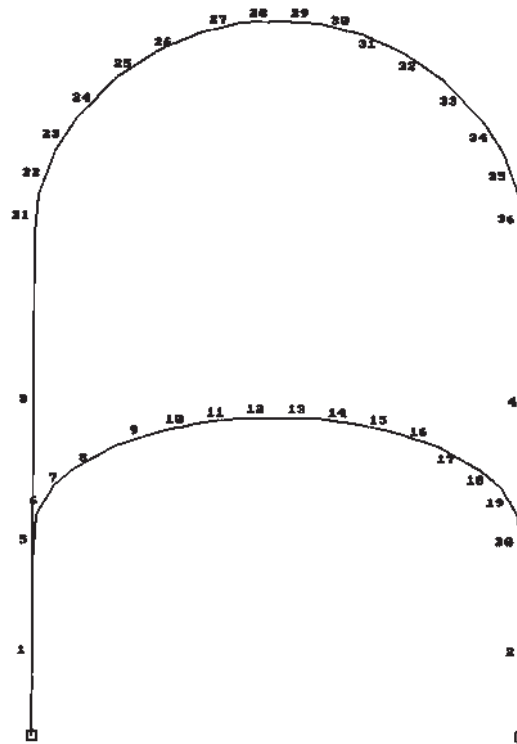
Se presenta la revisión por resistencia de los arcos sujetos a cargas permanentes, aprovechando los resultados de su análisis estructural y comparando los esfuerzos de cálculo con la resistencia nominal de la toba riolítica; logrando con los resultados obtenidos de la revisión estructural, poder identificar la posible ubicación del banco de material que pudo emplearse para la edificación del edificio histórico.



Comportamiento estructural del arco inferior y superior del área de coro



Corte transversal de estructura idealizada por nodos



Corte transversal de estructura idealizada por barras

**CARACTERÍSTICAS DE LAS TOBAS RIOLÍTICAS (a)**

Banco	Resistencia a Compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia Mínima a Compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	% de absorción	Densidad Aparente
El Tejocote	184.90	146.00	17.22	1.77
Jamaica	121.72	52.91	18.69	1.75
Cointzio	74.20	61.00	25.00	1.66
Puerto Bellavista (b)	227.0	157.00	4.60	1.70
Calle García Puobita, Barrio de San Juan	327.0	-----	2.42	3.70
Colegio San Nicolás	162.0	-----	1.53	5.50
Preparatoria Pascual Ortiz Rubio	167.0	-----	1.53	13.90
Fachada Palacio Federal	-----	-----	1.55	14.80

(a) Silva Ruelas Luis (1990) Los Materiales de Construcción de la Antigua Valladolid. Gobierno del Estado de Michoacán. Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas

(b) No se explota actualmente

**INFORME DE PRUEBAS EN ROCAS A LA COMPRESIÓN AXIAL**

FOLIO No: \_\_\_\_\_ REGISTRO ana No: \_\_\_\_\_  
 OBRA: RECONSTRUCCIÓN TEMPLO DE LAS ROSAS FECHA DE RECIBIDO: 31 MAYO 2002  
 LOCALIZACIÓN: CENTRO HISTORICO MORELIA, MICH. FECHA DE INFORME: 04 JUNIO 2002  
 ENVÍANDLO POR: PERSONAL DE LABORATORIO PRUEBAS EN: FRAGMENTOS DE ROCA.  
 PROCEDENCIA: MUESTRA TOMADA DE LA CANTERA EXISTENTE, DEL ARCO UBICADO EN EL ACCESO AL LADO DERECHO.

**RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN**

ENSAYE No.	MUESTRA No.	AREA (cm <sup>2</sup> )	CARGA (kg)	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )
P-121	1	26.7	1239	46.4
P-122	2	26.7	1410	52.8
P-123	3	26.6	1631	61.3
P-124	4	26.9	1568	58.4
PROMEDIO				54.7

ENSAYE No.	MUESTRA No.	PESO HUMEDO (g)	PESO SECO (g)	ABSORCIÓN (%)	VOLUMEN DESALDOJADO (cm <sup>3</sup> )	DENSIDAD APARENTE
P-121	1	300.0	268.6	3.9	132.4	2.1
P-122	2	306.9	294.0	4.0	132.0	2.23
P-123	3	350.6	345.7	1.4	133.7	2.59
P-124	4	346.8	342.9	1.7	132.1	2.4

INTEMPÉRISVO ACCELERADO	% DE DESGASTE
-----	-----

OBSERVACIONES:  
 No se pudo verificar la procedencia de la cantera.

ELABORADO: Sr. Gerardo López González  
 REVISADO: Ing. Rubén José García  
 AUTORIZADO: Ing. José Ignacio Hernández Vela  
 FOLIO No. 04-11

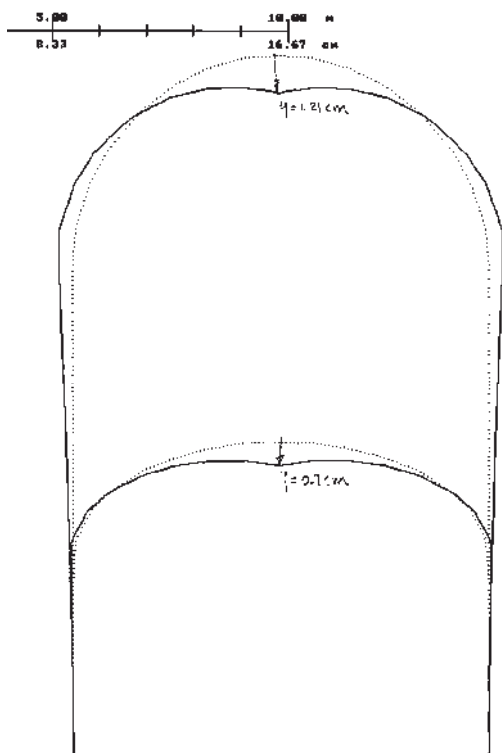


Diagrama de desplazamientos

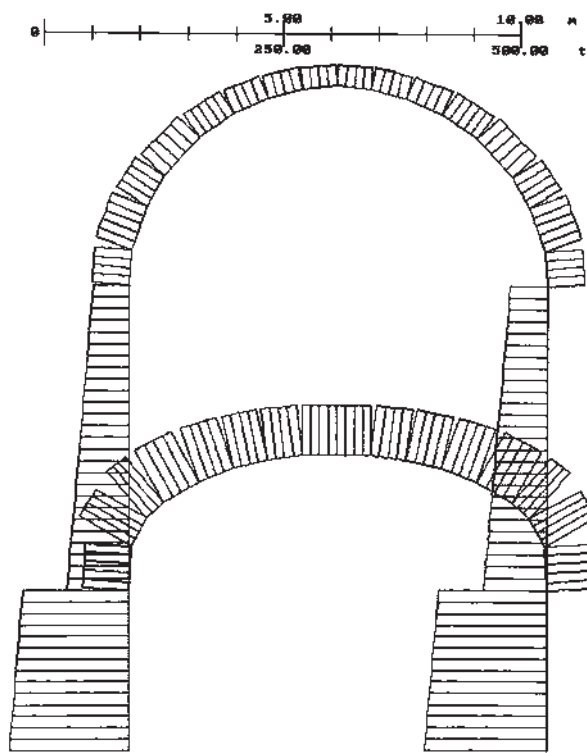


Diagrama de fuerza axial

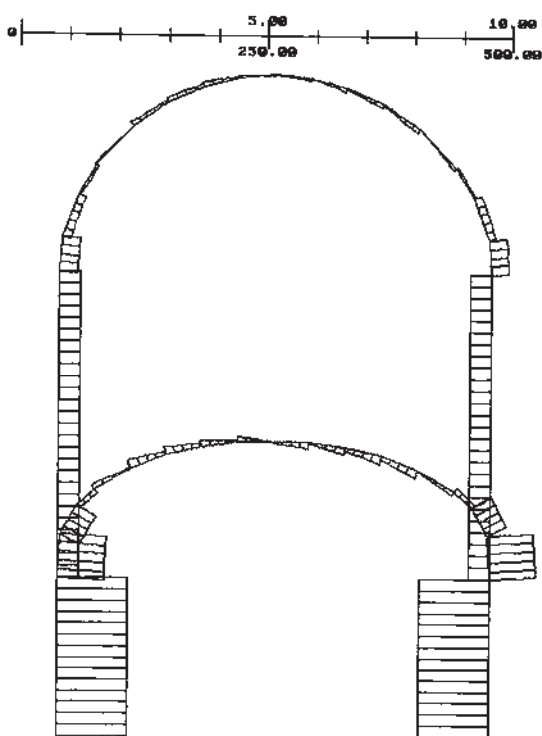


Diagrama de fuerza cortante

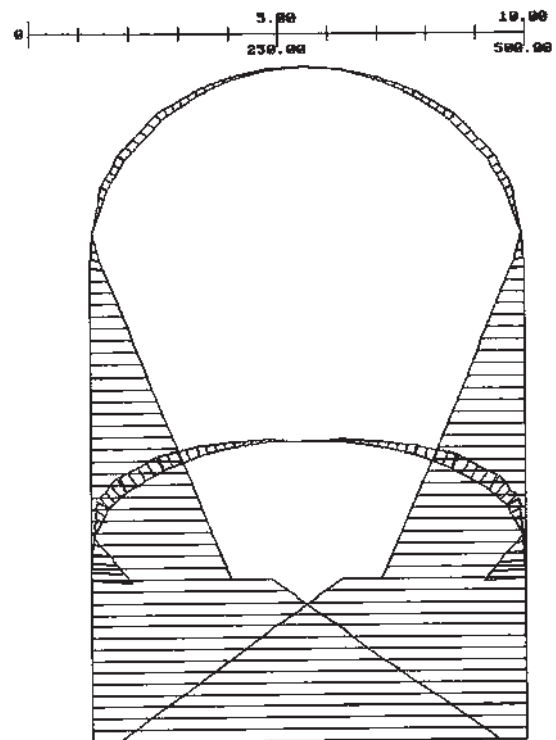


Diagrama de momento flexionante

### Revisión estructural del arco inferior y superior del área de coro (método analítico)

Para el análisis estructural de los arcos inferior y superior se modelarán los muros, pilastras y arcos de mampostería aplicando el método de la columna ancha (anteriormente descrito), que consiste en idealizar la estructura en un sistema porticado en donde se le asigna a cada elemento arquitectónico-estructural sus propiedades geométricas, modulo de sección, modulo de elasticidad del material, modulo de cortante o de rigidez, momento de inercia, área transversal y área de cortante. Para este caso en particular se aplicará el método de análisis matricial de rigideces, haciendo uso del software MAPgc<sup>56</sup>.

Con el objeto de formar el corte transversal a base de una estructura idealizada del arco inferior que soporta el coro y el arco superior que soporta la cubierta del templo, los elementos arquitectónicos-estructurales fueron modelados mediante el método de la columna ancha para distinguirlos de las columnas normales en que sólo son importantes las deformaciones por flexión. Por tanto se considera cada elemento arquitectónico como una columna ancha con sus propiedades y elementos mecánicos estructurales concentrados en su eje centroidal.

Por razones de la cantidad de información gráfica-analítica obtenida en la revisión estructural, se muestran únicamente algunos resultados gráficos-analíticos representativos de los elementos mecánicos actuantes en la estructura para un estado de carga por carga permanente y por sismo, así como una combinación de carga permanente + sismo; dando como resultado la obtención de sus elementos mecánicos como es el desplazamiento que se produce en la estructura, la fuerza axial, la fuerza cortante, el momento flexionante, la deflexión de elementos horizontales y las reacciones en los apoyos de suelo-estructura.

#### IDENTIFICACIÓN GEOMÉTRICA

No. DE NUDOS.....:	36
TIPOS DE SECCIONES:	3
MIEMBROS.....:	36
ESTADOS DE CARGA..:	6
COMBINACIONES.....:	2

#### NUDOS

NUDO	C O O R D E N A D A S		ESTADO
	X (m)	Y (m)	X Y Z
1	0.000	0.000	R R R
2	8.748	0.000	R R R
3	0.000	3.200	L L L
4	8.748	3.200	L L L
5	0.050	4.077	L L L
6	0.364	4.638	L L L
7	0.729	4.964	L L L
8	1.458	5.388	L L L
9	2.187	5.656	L L L
10	2.916	5.827	L L L
11	3.645	5.923	L L L
12	4.374	5.924	L L L
13	5.103	5.923	L L L
14	5.832	5.827	L L L

<sup>56</sup> Corona Carlos, Gerardo A. *op. cit.* pp. 63-92

**TIPOS DE SECCIONES**

TP	MODULO E (t*m2)	SEC	PARAMETROS [ m ]
1	1'400,000	R	B=1.050 H=2.500 [I=1.367187500m <sup>4</sup> A=2.625000000m <sup>2</sup> ]
2	1'400,000	R	B=1.050 H=0.600 [I=0.018900000m <sup>4</sup> A=0.630000000m <sup>2</sup> ]
3	1'400,000	R	B=1.050 H=0.400 [I=0.005600000m <sup>4</sup> A=0.420000000m <sup>2</sup> ]

**MIEMBROS**

MIEMBRO	E X T R E M O S Ni-E	Nj-E	TIPO DE SECCION	NUMERO DE SECCIONES	longitud (m)
1	1 R	3 R	1	0	3.200
2	2 R	4 R	1	0	3.200
3	3 R	20 R	1	0	6.150
4	4 R	21 R	1	0	6.150
5	3 R	5 R	2	0	0.878
6	5 A	6 R	2	0	0.643
7	6 R	7 R	2	0	0.489
8	7 R	8 R	2	0	0.843
9	8 R	9 R	2	0	0.777
10	9 R	10 R	2	0	0.749
11	10 R	11 R	2	0	0.735
12	11 R	12 A	2	0	0.729
13	12 R	13 R	2	0	0.729
14	13 R	14 R	2	0	0.735
15	14 R	15 R	2	0	0.749

**ESTADO DE CARGA 01** (carga uniforme de azotea)

TP DR Del	Al
CARGA ELEMENTO INC	PARAMETROS ( T, m )
UN YE 21 36 1	W=-4.889

**ESTADO DE CARGA 02** (carga uniforme del coro)

TP DR Del	Al
CARGA ELEMENTO INC	PARAMETROS ( T, m )
UN YE 5 20 1	W=-7.354

**ESTADO DE CARGA 03** (timpano arco superior)

TP DR Del	Al		
CARGA ELEMENTO INC	PARAMETROS ( T, m )		
AN EE 22 22 1	Fx=0.000	Fy=-1.988	Mz=0.000
AN EE 36 36 1	Fx=0.000	Fy=-1.988	Mz=0.000
AN EE 23 23 1	Fx=0.000	Fy=-3.335	Mz=0.000
AN EE 35 35 1	Fx=0.000	Fy=-3.335	Mz=0.000
AN EE 24 24 1	Fx=0.000	Fy=-3.189	Mz=0.000
AN EE 34 34 1	Fx=0.000	Fy=-3.189	Mz=0.000
AN EE 25 25 1	Fx=0.000	Fy=-2.307	Mz=0.000
AN EE 33 33 1	Fx=0.000	Fy=-2.307	Mz=0.000
AN EE 26 26 1	Fx=0.000	Fy=-1.931	Mz=0.000
AN EE 32 32 1	Fx=0.000	Fy=-1.931	Mz=0.000
AN EE 27 27 1	Fx=0.000	Fy=-1.690	Mz=0.000
AN EE 31 31 1	Fx=0.000	Fy=-1.690	Mz=0.000
AN EE 28 28 1	Fx=0.000	Fy=-1.554	Mz=0.000
AN EE 30 30 1	Fx=0.000	Fy=-1.554	Mz=0.000
AN EE 29 29 1	Fx=0.000	Fy=-1.510	Mz=0.000



**ESTADO DE CARGA 04** (timpano arco inferior y peso propio)

TP	DR	Del	Al	PARAMETROS ( T, m )		
CARGA	ELEMENTO	INC				
AN EE	5	5	1	Fx=0.000	Fy=-1.477	Mz=0.000
AN EE	19	19	1	Fx=0.000	Fy=-1.477	Mz=0.000
AN EE	6	6	1	Fx=0.000	Fy=-2.537	Mz=0.000
AN EE	18	18	1	Fx=0.000	Fy=-2.537	Mz=0.000
AN EE	7	7	1	Fx=0.000	Fy=-2.295	Mz=0.000
AN EE	17	17	1	Fx=0.000	Fy=-2.295	Mz=0.000
AN EE	8	8	1	Fx=0.000	Fy=-1.980	Mz=0.000
AN EE	16	16	1	Fx=0.000	Fy=-1.980	Mz=0.000
AN EE	9	9	1	Fx=0.000	Fy=-1.780	Mz=0.000
AN EE	15	15	1	Fx=0.000	Fy=-1.780	Mz=0.000
AN EE	10	10	1	Fx=0.000	Fy=-1.653	Mz=0.000
AN EE	14	14	1	Fx=0.000	Fy=-1.653	Mz=0.000
AN EE	11	11	1	Fx=0.000	Fy=-1.582	Mz=0.000
AN EE	13	13	1	Fx=0.000	Fy=-1.582	Mz=0.000
AN EE	12	12	1	Fx=0.000	Fy=-1.559	Mz=0.000

**ESTADO DE CARGA 05** (muro divisorio sobre el arco superior)

TP	DR	Del	Al	PARAMETROS ( T, m )		
CARGA	ELEMENTO	INC				
AN EE	5	19	14	Fx=0.000	Fy=-1.248	Mz=0.000
AN EE	6	18	12	Fx=0.000	Fy=-1.602	Mz=0.000
AN EE	7	17	10	Fx=0.000	Fy=-1.845	Mz=0.000
AN EE	8	16	8	Fx=0.000	Fy=-2.167	Mz=0.000
AN EE	9	15	6	Fx=0.000	Fy=-2.374	Mz=0.000
AN EE	10	14	4	Fx=0.000	Fy=-2.506	Mz=0.000
AN EE	11	13	2	Fx=0.000	Fy=-2.581	Mz=0.000
AN EE	12	12	1	Fx=0.000	Fy=-2.605	Mz=0.000

**ESTADO DE CARGA 06** (peso propio pilastras)

TP	DR	Del	Al	PARAMETROS ( T, m )		
CARGA	ELEMENTO	INC				
UN XM	1	4	1	W=-4.463		

**COMBINACION 01** (arco superior + muro)

F A C T O R E S				
EC	DESPLAZAM	EL.MECAN.	REACCIONES	
01	1.00000	1.00000	1.00000	carga uniforme de azotea
02	1.00000	1.00000	1.00000	carga uniforme del coro
03	1.00000	1.00000	1.00000	timpano arco superior
04	1.00000	1.00000	1.00000	timpano arco inf. y peso propio
05	1.00000	1.00000	1.00000	muro div. sobre el arco sup.
06	1.00000	1.00000	1.00000	peso propio pilastras

**COMBINACION 02** (arcos sin muros)

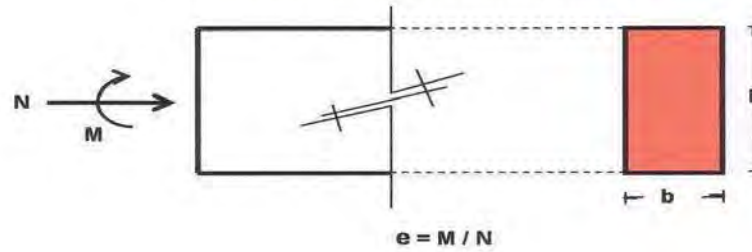
F A C T O R E S				
EC	DESPLAZAM	EL.MECAN.	REACCIONES	
01	1.00000	1.00000	1.00000	carga uniforme de azotea
02	1.00000	1.00000	1.00000	carga uniforme del coro
03	1.00000	1.00000	1.00000	timpano arco superior
04	1.00000	1.00000	1.00000	timpano arco inf. y peso propio
06	1.00000	1.00000	1.00000	peso propio pilastras

			<b>**D E S P L A Z A M I E N T O S**</b>			<b>ROTACION</b>
NUDO	EC	CB	X (cm)	Y (cm)	Z (rad)	
1	1		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
	2		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
	3		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
	4		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
	5		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
	6		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
u	1		0.0000000 u	0.0000000 u	0.0000000000	
	2		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
2	1		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
	2		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
	3		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
	4		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
	5		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
	6		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
u	1		0.0000000 u	0.0000000 u	0.0000000000	
	2		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
3	1		-0.0318356	-0.0018161	0.0001877920	
	2		-0.0280620	-0.0027319	0.0001438524	
	3		-0.0168430	-0.0014341	0.0000993264	
	4		-0.0091728	-0.0012006	0.0000469689	
	5		-0.0130619	-0.0013295	0.0000669476	
	6		-0.0000000	-0.0030118	0.0000000000	
S	1		-0.0989753 I	-0.0115239 I	0.0005448872	
	2		-0.0859134 s	-0.0101944 s	0.0004779396	
4	1		0.0306003	-0.0019080	-0.0001800717	
	2		0.0262079	-0.0028699	-0.0001322646	
	3		0.0161896	-0.0014827	-0.0000952426	
	4		0.0084805	-0.0012521	-0.0000426422	
	5		0.0122262	-0.0013917	-0.0000617241	
	6		0.0000000	-0.0030118	-0.0000000000	
i	1		0.0937046 S	-0.0119162 I	-0.0005119452	
	2		0.0814784 i	-0.0105245 s	-0.0004502211	
5	1		-0.0472753	-0.0008762	0.0001702400	
	2		-0.0694561	-0.0036791	0.0006328683	
	3		-0.0250093	-0.0009370	0.0000900419	
	4		-0.0225951	-0.0018745	0.0002046877	
	5		-0.0323061	-0.0018465	0.0002941040	
	6		-0.0000000	-0.0030118	0.0000000000	
	1		-0.1966419 I	-0.0122251 I	0.0013919420	
	2		-0.1643359 s	-0.0103786 s	0.0010978380	
6	1		-0.0291309	-0.0109430	-0.0003184821	
	2		-0.0623727	-0.0112626	-0.0002377977	
	3		-0.0154108	-0.0062624	-0.0001684790	
	4		-0.0184581	-0.0055614	-0.0001056510	
	5		-0.0295873	-0.0050623	-0.0001005307	
	6		-0.0000000	-0.0030118	0.0000000000	

MB	NUDO	SECCION		F. AXIAL (T)	CORTANTE (T)	MOMENTO (T*m)	FLECHA (cm)	
		(m)	EC CB					
1	1	0.000	1	20.857	-12.539	-132.389	0.000	
			2	31.374	-35.367	-142.632	0.000	
			3	16.470	-6.665	-70.075	0.000	
			4	13.788	-11.620	-46.687	0.000	
			5	15.268	-16.475	-66.404	0.000	
			6	41.729	-0.000	-0.000	0.000	
	1	139.486	S	-82.666	I	-458.186	I	0.000
	2	124.217	i	-66.191	s	-391.782	s	0.000
	3	3.200	1	1	20.857	-12.539	-92.264	0.000
				2	31.374	-35.367	-29.457	0.000
				3	16.470	-6.665	-48.748	0.000
				4	13.788	-11.620	-9.502	0.000
5				15.268	-16.475	-13.685	0.000	
6				27.447	-0.000	-0.000	0.000	
1		125.204	S	-82.666	I	-193.656	I	0.000
2		109.936	i	-66.191	s	-179.972	s	0.000
2		2	0.000	1	21.912	12.539	127.771	0.000
				2	32.959	35.367	135.701	0.000
				3	17.028	6.665	67.632	0.000
				4	14.379	11.620	44.099	0.000
	5			15.983	16.475	63.279	0.000	
	6			41.729	0.000	0.000	0.000	
	1	143.990	S	82.666	S	438.482	S	0.000
	2	128.008	i	66.191	i	375.203	i	0.000
	4	3.200	1	1	21.912	12.539	87.647	0.000
				2	32.959	35.367	22.526	0.000
				3	17.028	6.665	46.305	0.000
				4	14.379	11.620	6.914	0.000
5				15.983	16.475	10.560	0.000	
6				27.447	0.000	0.000	0.000	
1		129.709	S	82.666	S	173.952	S	0.000
2		113.726	i	66.191	i	163.392	i	0.000
3		3	0.000	1	21.384	-13.775	-93.322	0.000
				2	0.000	-0.000	-0.000	0.000
				3	16.749	-7.318	-49.308	0.000
				4	0.000	-0.000	-0.000	0.000
	5			0.000	-0.000	-0.000	0.000	
	6			27.447	0.000	0.000	0.000	
	1	65.581	u	-21.093	I	-142.629	I	0.000
	2	65.581		-21.093	s	-142.629	s	0.000
	20	6.150	1	1	21.384	-13.775	-8.607	0.000
				2	0.000	-0.000	-0.000	0.000
				3	16.749	-7.318	-4.300	0.000
				4	0.000	-0.000	-0.000	0.000
5				0.000	-0.000	-0.000	0.000	
6				0.000	0.000	0.000	0.000	
1		38.133	u	-21.093	I	-12.907	I	0.000
2		38.133		-21.093	s	-12.907	s	0.000

R	E	A	C	C	I	O	N	E	S
NUDO	EC	CB		X (T)			Y (T)		Z (T*m)
1	1	1		12.539			20.857		-132.389
				35.367			31.374		-142.632
				6.665			16.470		-70.075
				11.620			13.788		-46.687
				16.475			15.268		-66.404
				0.000			41.729		-0.000
	1	2		82.666	S		139.486	S	-458.186
				66.191	i		124.217	i	-391.782
2	1	1		-12.539			21.912		127.771
				-35.367			32.959		135.701
				-6.665			17.028		67.632
				-11.620			14.379		44.099
				-16.475			15.983		63.279
				-0.000			41.729		0.000
	1	2		-82.666	I		143.990	S	438.482
				-66.191	s		128.008	i	375.203

REVISIÓN POR RESISTENCIA DEL ARCO



A) Si  $e > h/6$  (dentro del núcleo central)

$$\sigma = N/M + M/S$$

$$A = b (h) \quad S = bh^2/6$$

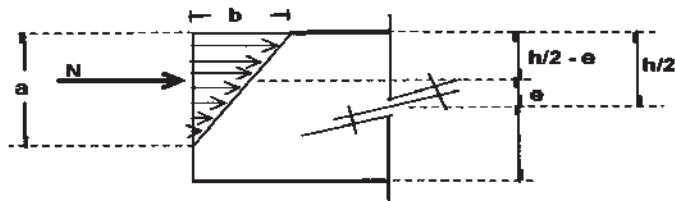
Donde:

- $\sigma$  = Esfuerzo máximo (kg/cm<sup>2</sup>)
- $N$  = Fuerza Normal (kg)
- $M$  = Momento flexionante (kg-m)
- $S$  = Modulo de sección (m<sup>3</sup>)
- $A$  = Área del a sección (m<sup>2</sup>)
- $b$  = Ancho del a pieza (m)
- $h$  = Espesor del a pieza (m)
- $e$  = excentricidad (cm)

B) Si  $e > h/6$

$$\sigma = N/A = N/ ba/2 = 2N/ba$$

$$\sigma = 2N/ba \quad a = 3 (h/2 - e)$$



**Revisión por resistencia de arco inferior de sotocoro (eje B, tramo 1-2)**

Dimensiones de la sección transversal:

Ancho  $b = 105$  cm.Peralte  $h = 70$  cm.Área  $A = 7,350$  cm<sup>2</sup>.Módulo de sección  $S = 85,750$  cm<sup>3</sup>.

Resistencia a compresión de la toba riolítica (cantera rosa):

 $f_t = 54.72$  kg/cm<sup>2</sup>.

F.S. = 3

Capacidad de resistencia de arco inferior de sotocoro

BARRA	NUDO	FUERZA NORMAL (TON)	MOMENTO FLEXIONANTE (T-M)	EXCENRICIDAD e (CM)	ESFUERZO MÁXIMO (KG/CM <sup>2</sup> )	FACTOR DE SEGURIDAD (F.S.)	ESTADO DEL ARCO
6	5	62.95	0.00	0.00	8.56	6.39	-----
6	6	60.94	14.21	23.32	33.12	1.65	Inseguro
7	7	61.52	16.42	26.69	47.01	1.16	Inseguro
8	8	57.52	14.17	24.63	35.23	1.55	Inseguro
9	9	54.06	9.54	17.65	19.78	2.77	Inseguro
10	10	51.61	5.31	10.29	13.21	4.14	-----
11	11	50.13	2.48	4.95	9.71	5.63	-----
12	12	49.55	0.00	0.00	6.74	8.12	-----

**Revisión por resistencia de arco superior de coro (eje B, tramo 1-2)**

Dimensiones de la sección transversal:

Ancho  $b = 105$  cm.Peralte  $h = 40$  cm.Área  $A = 4,200$  cm<sup>2</sup>.Módulo de sección  $S = 28,000$  cm<sup>3</sup>.

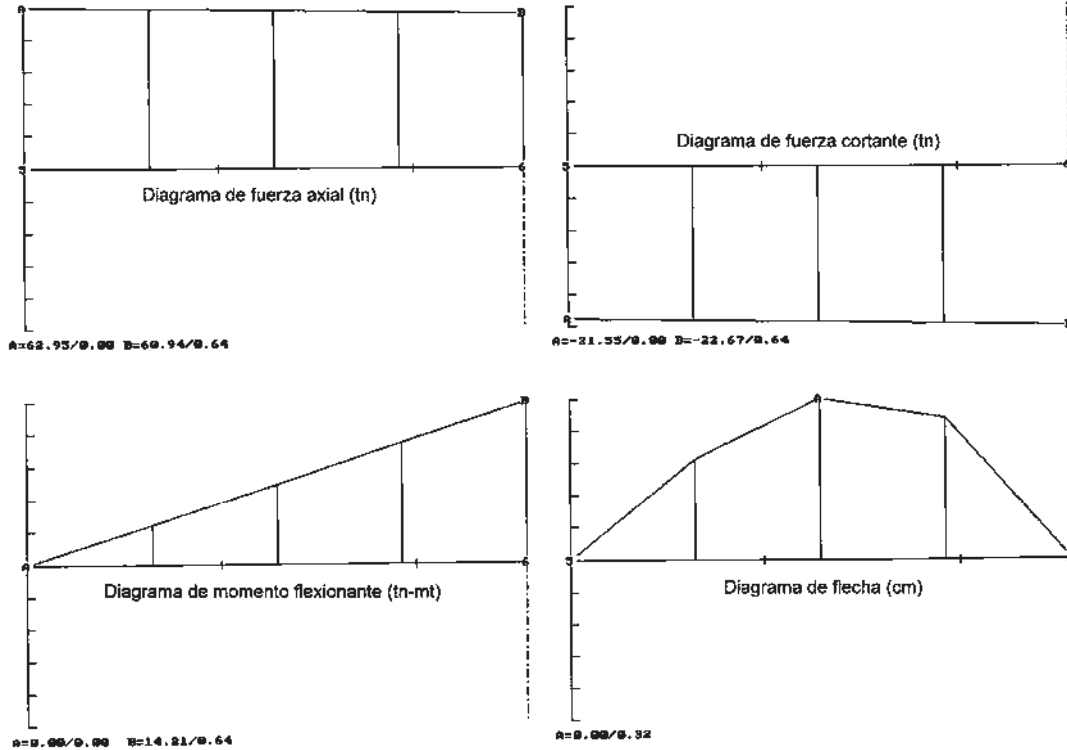
Resistencia a compresión de la toba riolítica (cantera rosa):

 $f_t = 54.72$  kg/cm<sup>2</sup>.

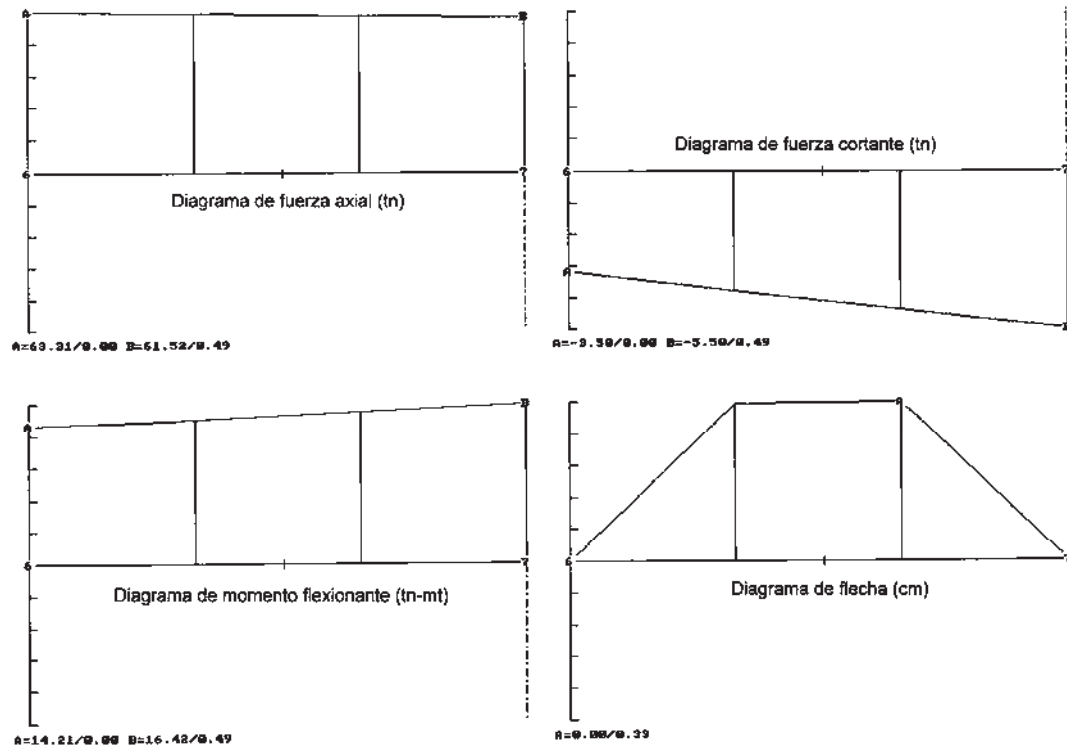
F.S. = 3

Capacidad de resistencia de arco superior de arco de coro

BARRA	NUDO	FUERZA NORMAL (TON)	MOMENTO FLEXIONANTE (T-M)	EXCENRICIDAD e (CM)	ESFUERZO MÁXIMO (KG/CM <sup>2</sup> )	FACTOR DE SEGURIDAD (F.S.)	ESTADO DEL ARCO
22	22	40.95	0.00	0.00	9.75	5.61	-----
22	23	39.50	7.19	18.20	139.53	0.39	Inseguro
23	24	35.96	8.74	24.30	-53.04	-----	Inestable
24	25	30.84	7.65	24.81	-40.75	-----	Inestable
25	26	26.81	4.90	18.28	98.78	0.55	Inseguro
26	27	23.79	2.33	9.79	13.99	3.91	-----
27	28	21.89	0.61	2.79	7.39	7.40	-----
28	29	21.09	0.00	0.00	5.02	10.90	-----

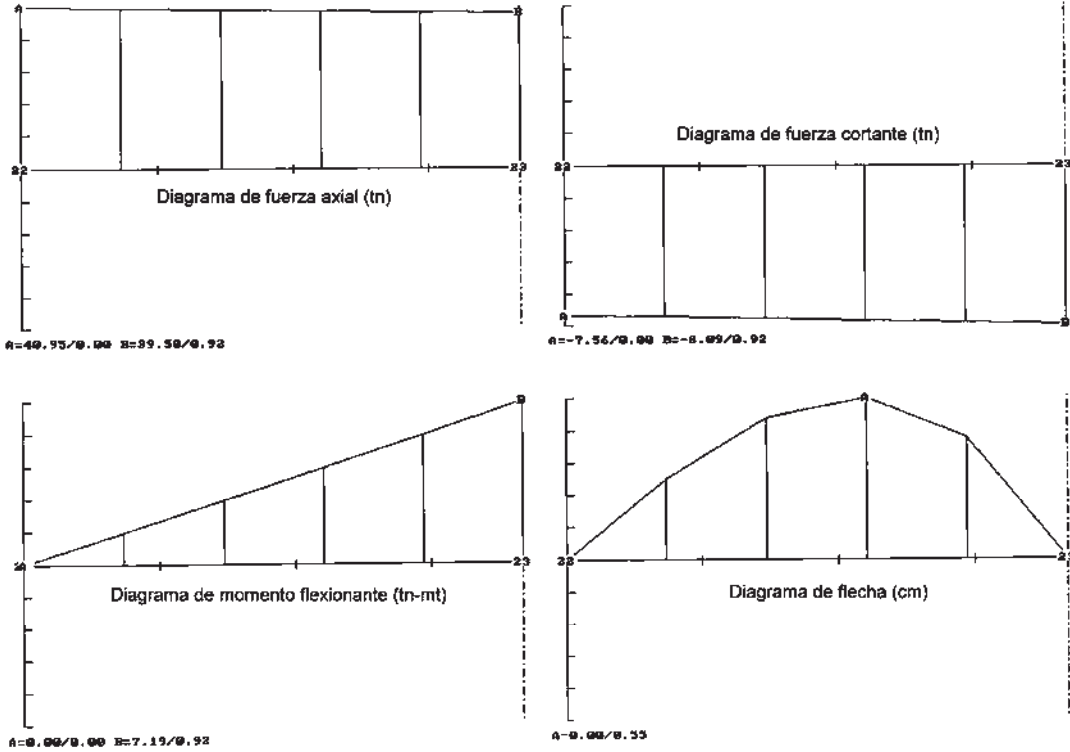


Diagramas de elementos mecánicos de la barra "6" de arco inferior

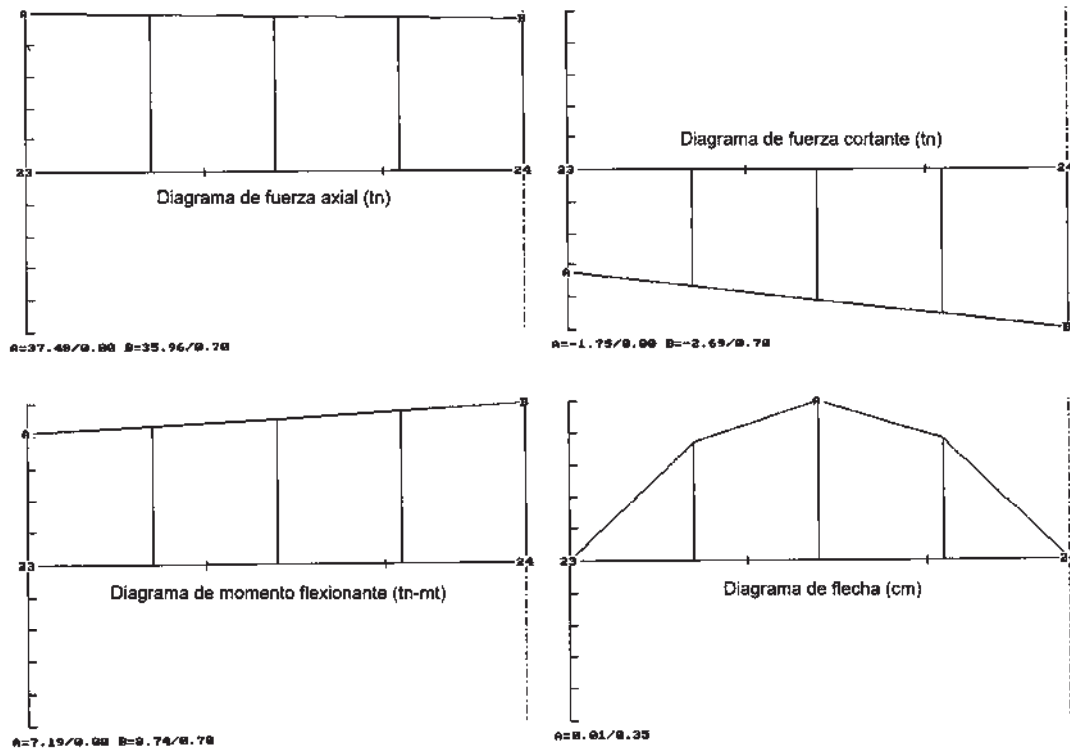


Diagramas de elementos mecánicos de la barra "7" de arco inferior





Diagramas de elementos mecánicos de la barra "22" de arco superior



Diagramas de elementos mecánicos de la barra "23" de arco superior

**Resultados:**

El cálculo de los esfuerzos de compresión sobre las secciones transversales de los arcos se realizó sobre la hipótesis de las secciones planas antes y después de las cargas. Tomando en consideración la gran variabilidad que tienen la resistencia de la toba (se obtuvieron resultados en el intervalo de 46.40 a 61.30 kg/cm<sup>2</sup>), la variabilidad de las cargas permanentes y la importancia del edificio histórico, se asume un Factor de seguridad de 3.

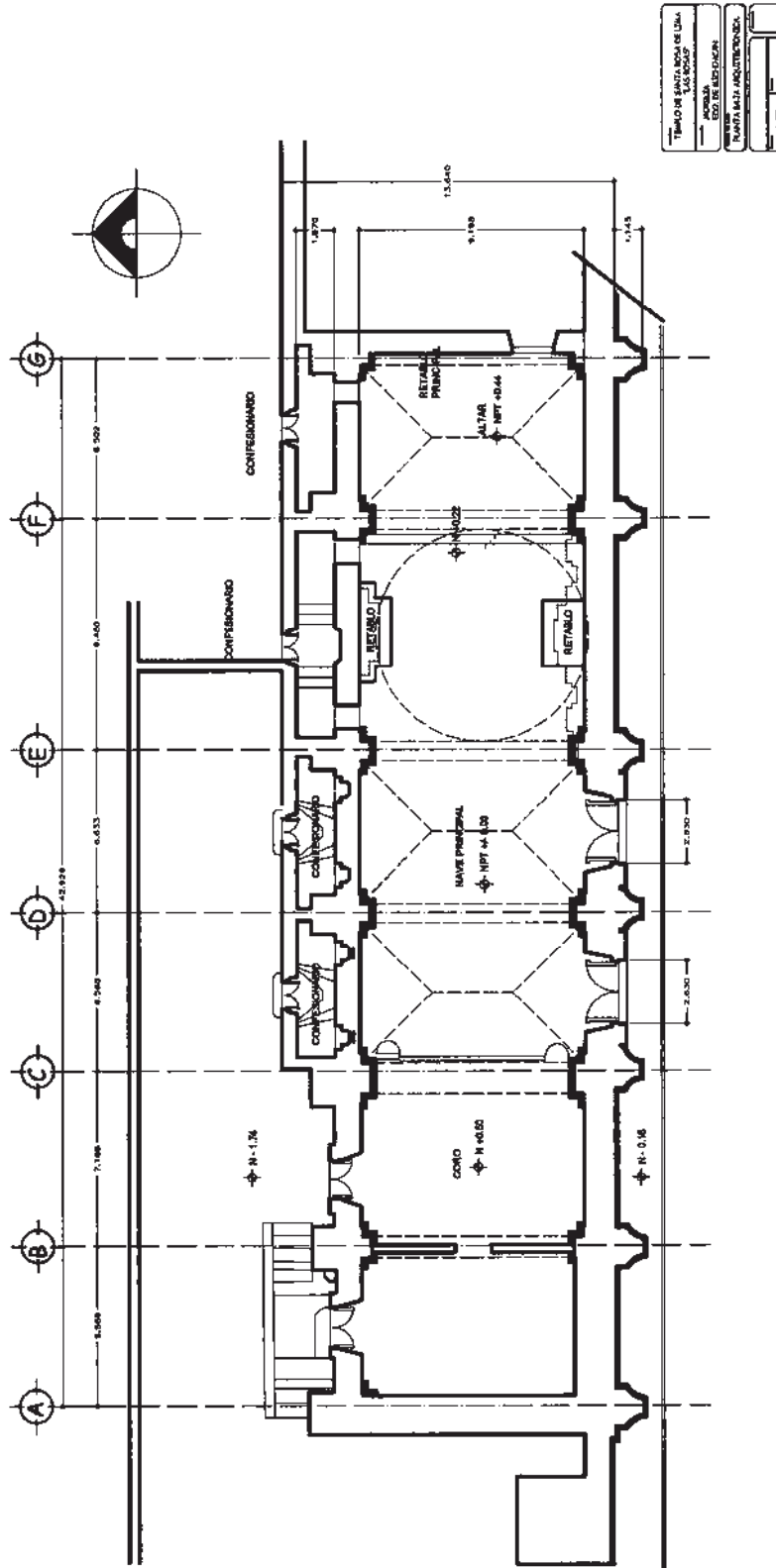
La resistencia a compresión promedio de 54.72 kg/cm<sup>2</sup> de las muestras recuperadas en el sitio es baja y por su magnitud, podría indicar que su origen es el banco de Cointzio, próximo a Valladolid-Morelia. Posibilidad ya apuntada por Silva Ruelas (1990), como se anota en el apartado de características de las tobas riolíticas antes referidas.

De acuerdo con los resultados obtenidos de la revisión estructural en ocho secciones representativas del *Arco Inferior* se obtienen *Factores de seguridad* inferiores al adoptado: 1.65, 1.16, 1.55 y 2.77, cuando se soportan cargas permanentes (El análisis estructural muestra secciones de un solo lado del arco).

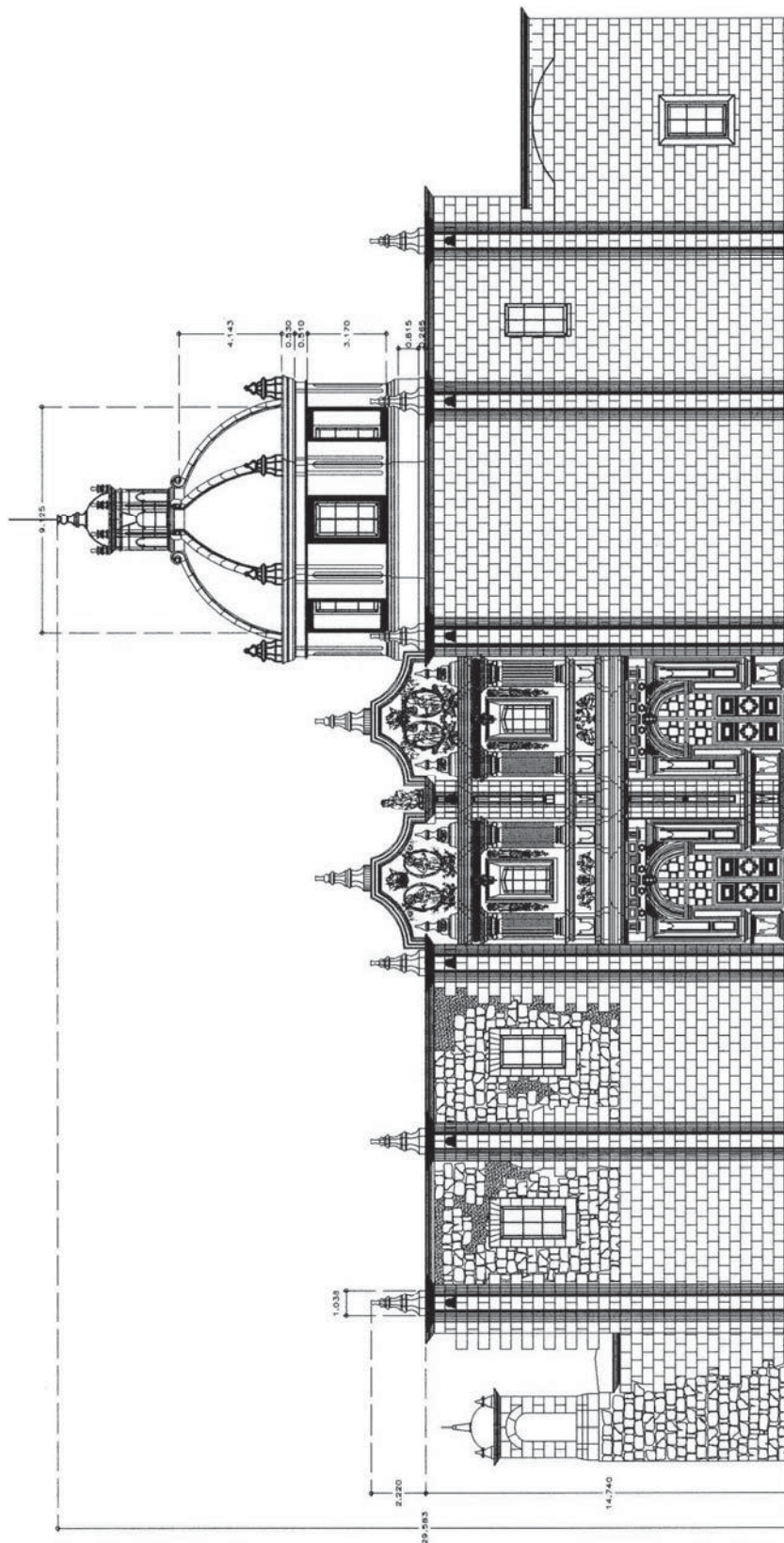
Por otra parte, cuatro secciones del *Arco Superior* resultaron inestables (la línea de acción del empuje resultante no cruza la sección transversal del arco) y cuatro secciones resultaron inseguras, con *Factores de Seguridad* inferiores a la unidad, por cargas permanentes.

El arco superior no posee un apoyo franco o completo en su arranque, por lo que debe reforzarse o consolidarse para lograr su estabilidad ante cargas permanentes.

En vista de los resultados desfavorables en presencia de cargas permanentes, resulta innecesario hacer el análisis sísmico de la estructura, análisis que seguramente reforzaría el sentido de la revisión estructural.

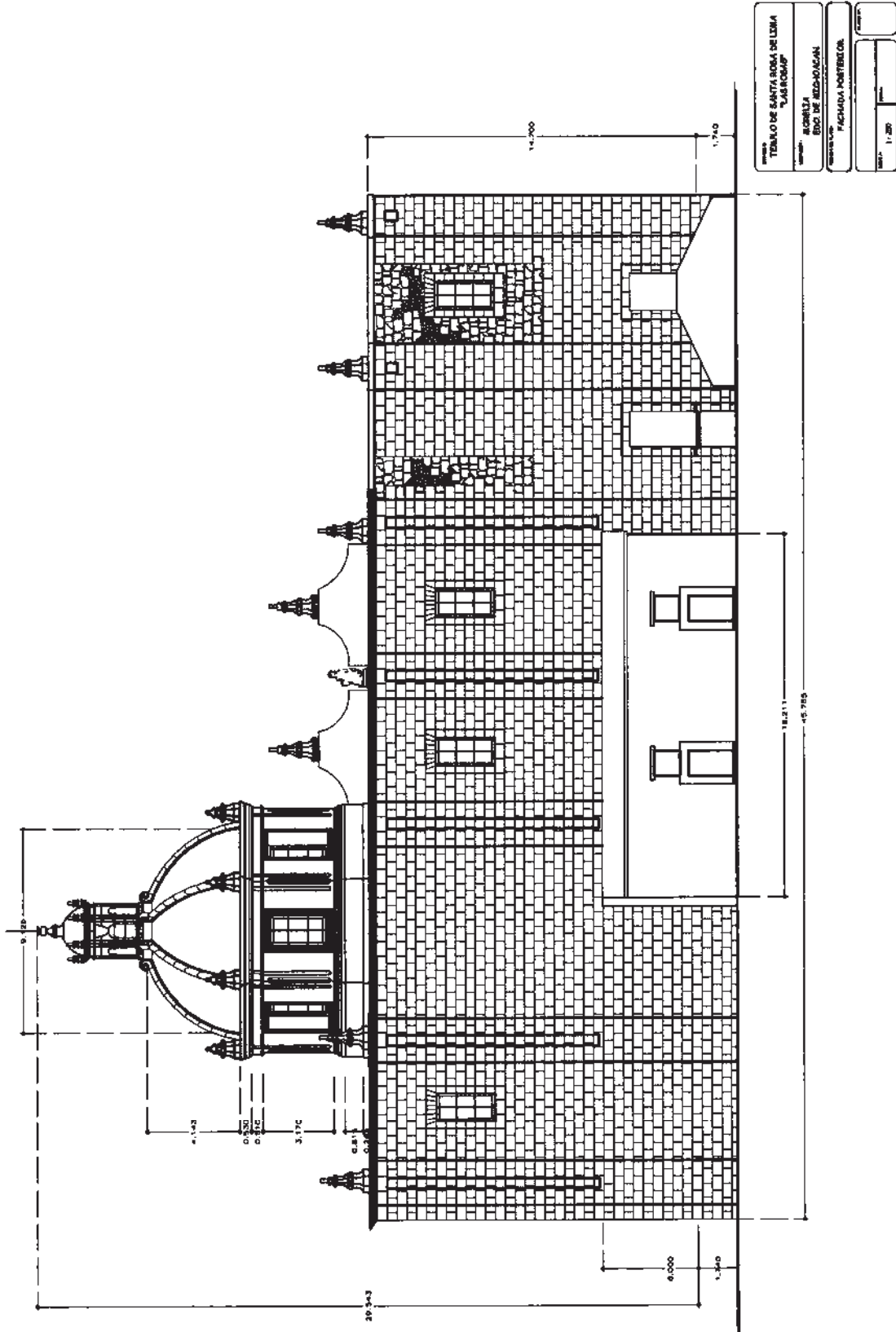


PLANTA BAJA ARQUITECTÓNICA  
Esc. 1:250

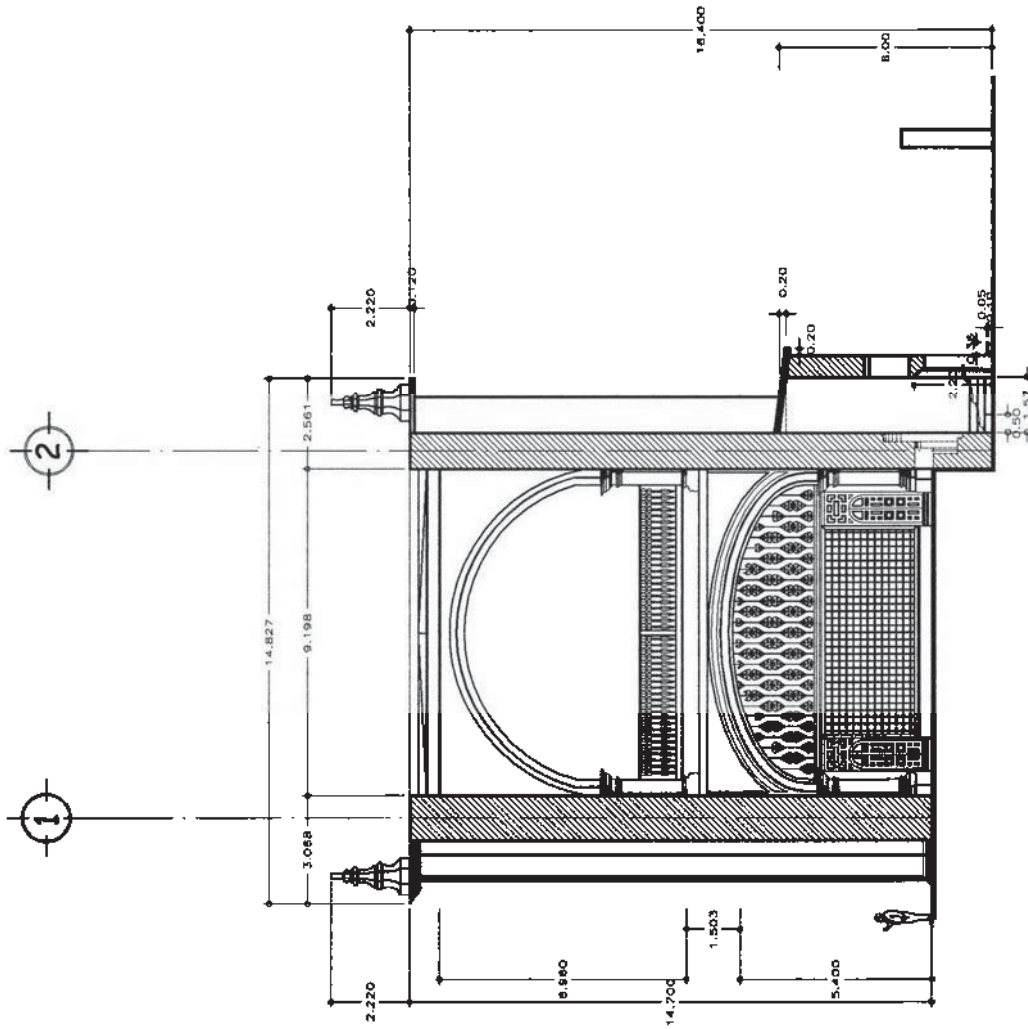


TEMPLO DE SANTA ROSA DE LIMA "LAS ROSAS"	
MORALEJA ESTO DE AZOUCAMAN	
FACHADA PRINCIPAL	
PROYECTADO POR	FECHA
11-188	

FACHADA PRINCIPAL  
Esc. 1:250



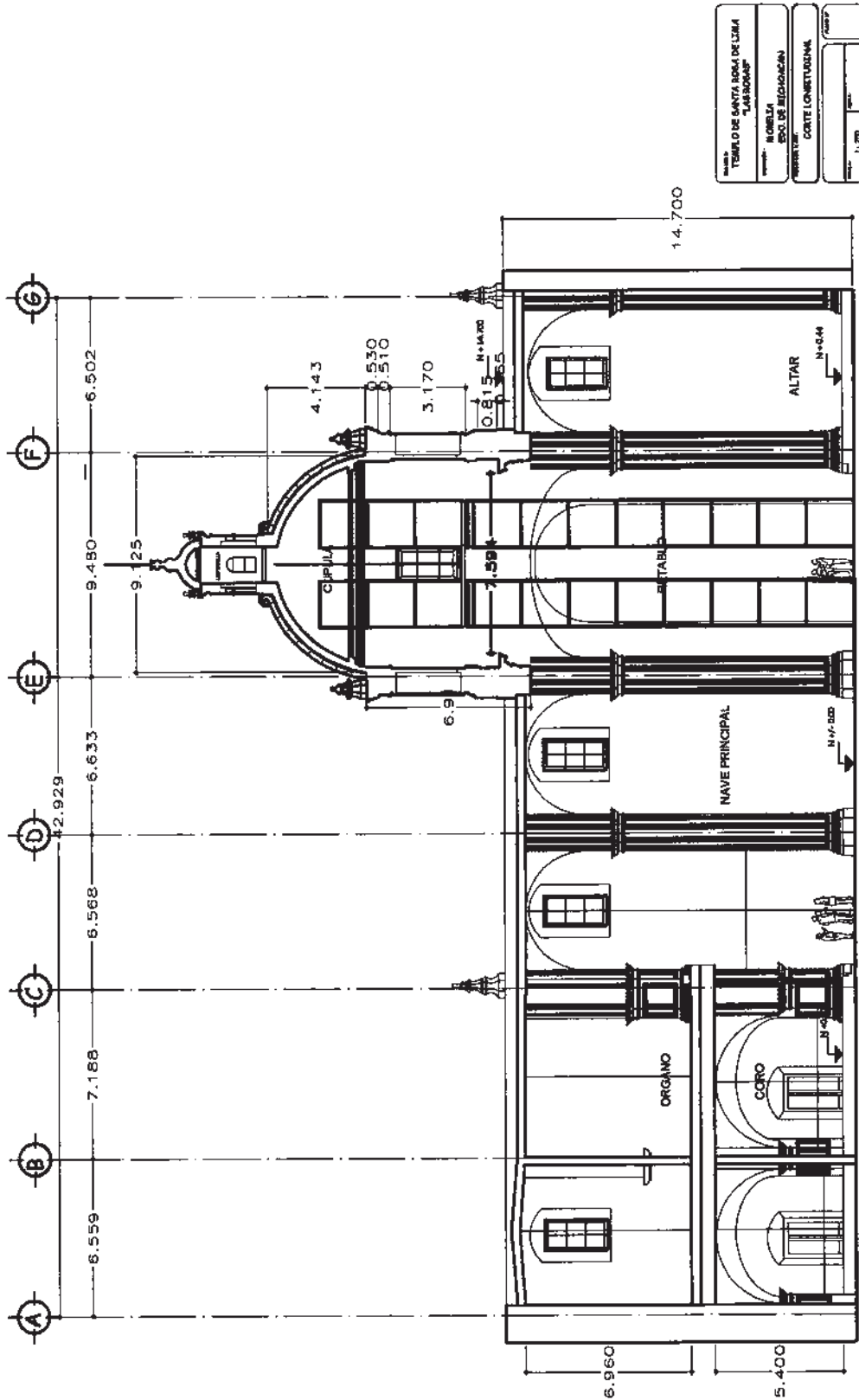
FACHADA POSTERIOR  
Esc. 1:250



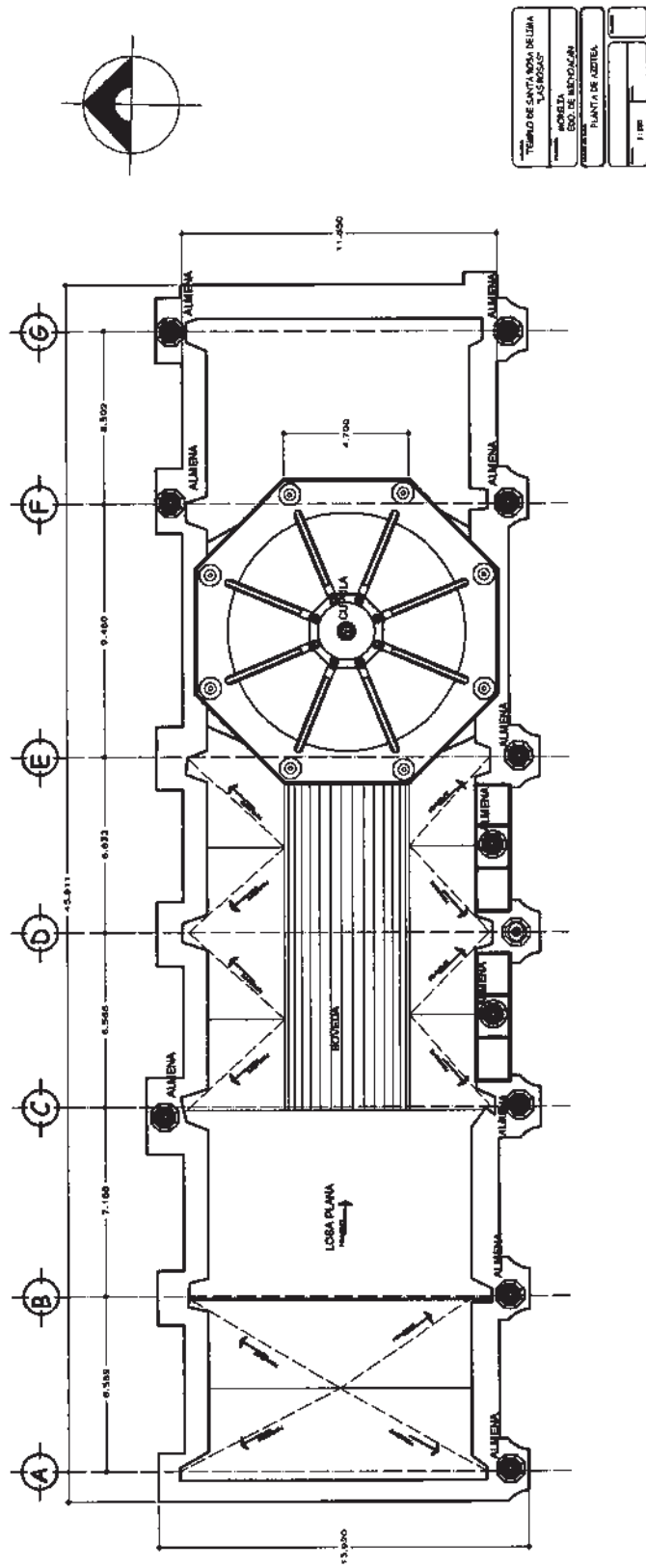
CORTE TRANSVERSAL  
Esc. 1:200

UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO	
FACULTAD DE INGENIERIA	
CARRERA DE INGENIERIA EN QUIMICA	
PROYECTO DE GRADUACION	
TITULO: "ANÁLISIS DE MODELO REPRESENTATIVO - CASO DE ESTUDIO VALLADOLID-MORELIA"	
AUTOR: ALONSO GARCÍA	
TUTOR: DR. JOSÉ LUIS GARCÍA	
FECHA: 2018	
ESCALA: 1:200	



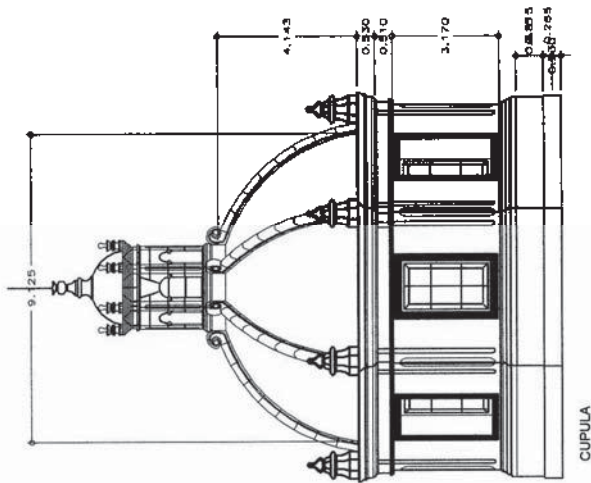
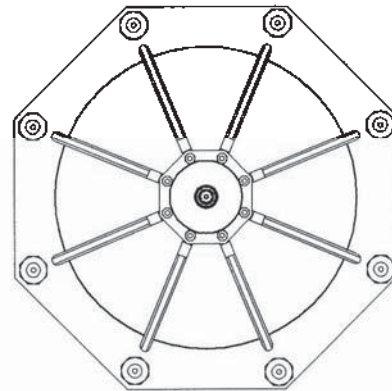
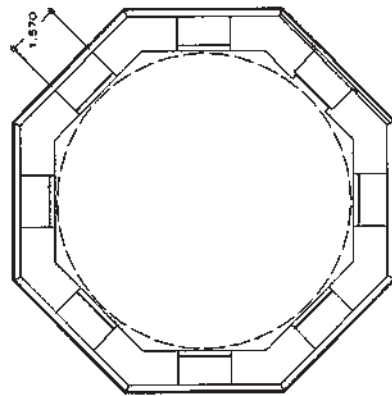


CORTE LONGITUDINAL  
Esc. 1:250

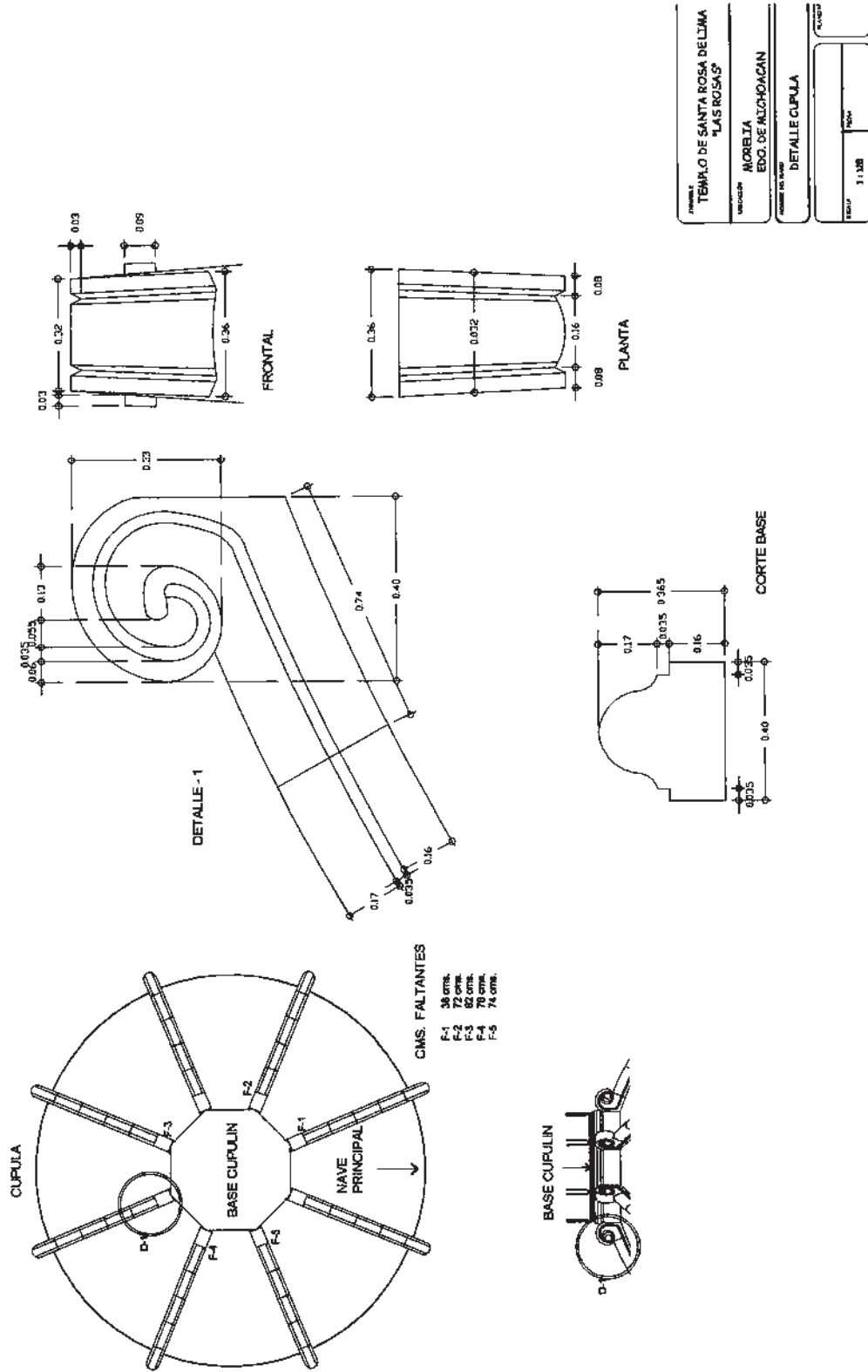


PLANTA DE AZOTEA  
Esc. 1:250

PROYECTO	TEMPLO DE SANTA ROSA DE LIMA "LAS ROSAS"
UBICACIÓN	MORELIA EST. DE MICHOACÁN
DESCRIPCIÓN	CÚPULA
ESCALA	1 : 200
FECHA	



DETALLES DE CÚPULA  
Esc. 1:200



PROYECTO	TEMPLO DE SANTA ROSA DELIMA "LAS ROSAS"
UBICACIÓN	ACORBIA EDO. DE MICHOACÁN
PROYECTO DEL AUTOR	DETALLE CÚPULA
ESCALA	1:1,250
FECHA	1960

DETALLES ARQUITECTÓNICOS DE CÚPULA  
Esc. 1:125



## TEMPLO DE SAN JOSÉ (SIGLO XVIII)

SECTOR:	Revolución.
UBICACIÓN:	Lado oriente de del jardín de la Reforma Agraria.
ORIENTACIÓN:	Oriente a Poniente.
USO ORIGINAL:	Templo de San José.
USO ACTUAL:	Parroquia de San José.
SUPERFICIE:	3,032 m <sup>2</sup> . (incluye casa parroquial)
VALOR:	Histórico-Arquitectónico
POBLACIÓN:	Morelia, Michoacán.

---

## Templo de San José

### *Antecedentes históricos*<sup>57</sup>

En el sitio donde hoy se encuentra el templo existía antiguamente una capilla edificada en el año de 1736 por el obispo Calatayud. Posteriormente en el año de 1760, el obispo Sánchez de Tagle dispuso edificar el actual templo, terminando su decoración en el interior en el último tercio del siglo XX.

Para finales del siglo XIX, la torre campanario sur se encontraba edificada hasta el primer cuerpo y la torre del lado norte del templo únicamente contaba con el cubo. Para el año de 1945 fueron concluidas las dos torres que ostenta actualmente el templo de San José, las dos torres son semejantes en altura y composición arquitectónica.

### *Descripción arquitectónica*<sup>58</sup>

El templo de San José, se encuentra asentado en la parte más alta de la loma de la antigua Valladolid, por lo que su par de torres pueden ser observadas desde cualquier ángulo de la ciudad. La fachada principal poniente y lateral sur forma parte del remate urbano de la calle Emiliano Zapata y la calle Belisario Domínguez respectivamente.

La planta del templo tiene forma de cruz latina cubierta con seis tramos de bóvedas de lunetos, separados entre sí por dos arcos fajones en la nave. Cinco arcos formeros por cada lado de la nave. A la altura del crucero, sobre ocho pedestales, se alzan otras tantas pilastras que soportan los cuatro arcos torales, en cuyos ángulos se forman cuatro pechinas y en ellas se desplanta un anillo circular que sirve de base a un tambor octagonal con ocho ventanas y ocho remates, uno en cada ángulo; el tambor soporta la cúpula esférica rematada por una linternilla octagonal de ocho vanos y ocho pináculos, cubierta por un cupulín de sección circular.

La nave principal del templo se ilumina por medio de tres ventanas que se abren en el muro norte y sur respectivamente. El sotocoro se cubre con una bóveda de luneto y muestra un arco de tres centros que se apoya sobre pilastras tableteadas.

Existe una torre campanario a cada lado del frontis, mismas que fueron proyectadas originalmente, ya que el cubo de ambas se construyó hasta el nivel de la nave. El color de la cantera da testimonio que inicialmente la torre del lado derecho permaneció hasta el primer cuerpo, quedando pendientes dos más y el remate, mientras que la del lado norte de la fachada principal llegaba hasta el cubo. Los tres cuerpos de la torre siguen la superposición de estilos que mantiene la fachada principal.

El primer cuerpo, formado por tres pilastras dóricas que se desplantan sobre un basamento ornamentado con guardamalletas; el segundo cuerpo, constituido por un basamento de tres pedestales con pilastras jónicas; el tercer cuerpo, constituido por tres pilastras de estilo corintio que dan paso a dos arcos con pedestales en el basamento, finalmente las torres rematan en su conjunto con una gran campana de cantera y sobre ella una cruz de hierro.

---

<sup>57</sup> Ramírez Romero, Esperanza, *op. cit.* pp. 354-360.

<sup>58</sup> *Ibidem.*



Observaciones:		EDIFICIO: TEMPLO DE SAN JOSÉ UBICACIÓN: MORELIA, MICHOACÁN																														
		Abovedada	Adobe	Aplanada	Azulejo	Cerámica	Cantera	Cemento	Concreto	Estructura metálica	Ladrillo	Losa plana	Madera	Mampostería	Mosaico	pedra	Prefabricado	Tabique	Teja	Tejamanil	Tepetate	Terrado	Tezonile	Tierra	Viguería de madera	Yeso	Otros	CONSERVACIÓN GENERAL	VALUOSO	NOTABLE	VALIOSO	ARCHITECTONICO
		BUENA	REGULAR	MALA	NOTABLE	VALIOSO	ARCHITECTONICO	BUENA	REGULAR	MALA	NOTABLE	VALIOSO	ARCHITECTONICO	BUENA	REGULAR	MALA	NOTABLE	VALIOSO	ARCHITECTONICO	BUENA	REGULAR	MALA	NOTABLE	VALIOSO	ARCHITECTONICO	BUENA	REGULAR	MALA	NOTABLE	VALIOSO	ARCHITECTONICO	
PISOS	Interior																															
	Exterior																															
MUROS	Interior																															
	Exterior																															
CUBIERTA	Interior																															
	Exterior																															
FACHADAS	Interior																															
	Exterior																															
TORRES	Interior																															
	Exterior																															
CUPULA	Interior																															
	Exterior																															
CONTRAFUERTES																																

Ficha técnica de materiales de construcción del edificio histórico

### Análisis estructural de la bóveda del templo

El problema que se nos plantea no es el de proyectar la forma y dimensiones de una bóveda que, resista las cargas a que estará sometida, sino determinar si la bóveda de dimensiones y forma preestablecida será estable y segura. Para conseguir este propósito, se harán las consideraciones siguientes:

- Tomar en cuenta los resultados de experiencias efectuadas, sobre bóvedas ya antes construidas, comparando el caso en estudio con otros conocidos de condiciones análogas.
- Determinación por métodos gráficos de la línea de presiones, haciendo uso de la estática gráfica a través del polígono funicular.
- Determinación por métodos analíticos de la ecuación de la curva de presiones.

De lo anterior tenemos que el segundo punto (método gráfico) es confiable, ya que, por este método podemos apreciar la secuencia que va siguiendo la línea de presiones; debido a que esta línea es la que nos permite observar y determinar la estabilidad del elemento arquitectónico-estructural, asimismo nos permite ubicar la posible línea de fractura del elemento estructural, los esfuerzos normales, la resultante y su dirección, su empuje horizontal y vertical; en resumen, el método gráfico, es confiable para realizar el análisis de una bóveda. Conociendo la forma y dimensiones de ésta, sus resultados son muy aproximados de la realidad, ya que éste dependerá de la precisión gráfica-planimétrica y el cuidado que se tenga al analizar el elemento arquitectónico-estructural.

El tercer punto (método analítico), se considera bueno tanto para el análisis como para el diseño; sin embargo, por este método no se puede observar gráficamente la secuencia que va desarrollando la línea de presiones o resistencia en el elemento estructural; obteniendo

únicamente resultados numéricos que deben compararse con los esfuerzos admisibles del material.

Antes de entrar en detalle, conviene considerar las dificultades con que se presentan al formular unas hipótesis de partida por cuanto en una bóveda de mampostería pétrea intervienen factores cuya, cabal ponderación no es nada fácil. La omisión, por ejemplo, de las deformaciones que sufre la piedra sujeta a compresión simplifica los problemas, la influencia del mortero de las juntas es un aspecto que complica el problema, pues su capacidad para el trabajo a tensión, si bien limitada, permite que el cuerpo de una bóveda trabaje en cierta medida a la flexión. Si en los cálculos se omite la resistencia a la tensión del mortero, el resultado quedará falseado, pro este error no origina peligro alguno; por el contrario, aumenta la seguridad del estudio.

La misma determinación de la carga que realmente gravita sobre una bóveda es algo que en muchas ocasiones supone graves dificultades, siempre que surgen dudas al respecto, resulta prudente proceder por exceso; incluso el definir que parte de una bóveda se comporta como tal y cual puede admitirse incorporada a los estribos, es algo relativo.

De las dificultades expuestas y de otros imponderables se deduce que el cálculo de la estabilidad de una bóveda se apoya en hipótesis de exactitud aproximada, lo que necesariamente, ha de ocasionar ciertas discordancias entre los resultados técnicos y la realidad. Ello explica el equilibrio inadmisibile de ciertas bóvedas que parecen desafiar la ley de la gravedad y cuyo cálculo conduciría a buen seguro a la ruina teórica.

Observamos que todo cálculo de la estabilidad de cualquier elemento estructural viene afectado por un factor de seguridad tanto en la determinación del estado de cargas como en la retribución de la resistencia de materiales, por lo que, necesariamente, ha de existir una gama de situaciones comprendidas entre el equilibrio estable deducido por el cálculo y la ruina real del elemento.

En última instancia la misma naturaleza interviene automáticamente para demorar al máximo el colapso de un sistema estructural.

En la realidad lo que se persigue al calcular cualquier estructura es la determinación del estado de cargas que la arruinará si no la seguridad de que esa estructura es óptima para soportar con seguridad un sistema de solicitaciones previsto.

Una vez considerado lo anterior, se expondrá el procedimiento a seguir para la determinación de la estabilidad de la bóveda, que proporciona resultados suficientemente próximos a la realidad, partiendo del supuesto de que los materiales que componen a la bóveda no se deforman y despreciando la aptitud del mortero para trabajar a tensión.

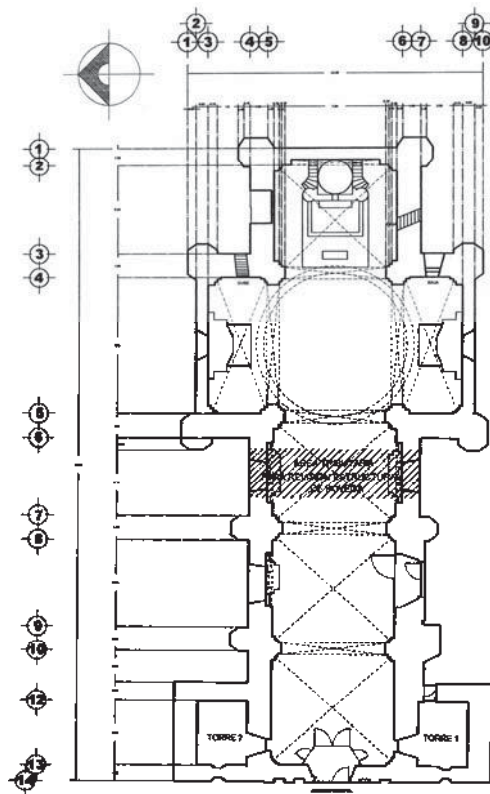
### *Análisis de estabilidad de la bóveda*

Para su realización se procederá mediante un análisis gráfico la revisión de su estabilidad y de su resistencia.

Para lo cual se considera una semibóveda, de la que se requiere contar con la siguiente información:

- Luz de la bóveda.
- Flecha de la bóveda al intradós.
- Espesor de la bóveda en la cumbre.
- Longitud o profundidad de la bóveda.
- Desarrollo de la bóveda.
- Tipo de material que la conforma.

Asimismo, el espesor de la cumbre ( $e = 63$  cm) se considerará como la sección de desarrollo de la bóveda para su análisis con lo cual nos permite definir el área del cuerpo de la bóveda.



Ubicación del área tributaria para la revisión estructural de la bóveda



Corte transversal de la bóveda de la nave principal del templo

Para la determinar el sector de desarrollo de la línea de presión de la bóveda, se divide su cara frontal en tres secciones iguales, definiéndose de esta manera el tercio medio de compresión para definir la trayectoria de la línea de resistencia de la bóveda.

Para la estimación de la sobrecarga se levantan líneas verticales que se ubican sobre la intersección de cada dovela, partiendo del trasdós del arco hasta interceptar el perfil del extradós de la bóveda.

Una vez dibujado el desarrollo de la semibóveda (intradós y trasdós) y la silueta del extradós (relleno formado por una capa de mortero, cal-arena y un relleno de tierra), se realiza una *reducción* de la carga de *mortero a tierra* y posteriormente de *tierra a mampostería pétrea* para *uniformarla* con el material que compone a la bóveda.

La relación entre los pesos del mortero (cal-arena) y la tierra es:

$$\gamma_{\text{mort.}} = 1,500 \text{ kg/m}^3.$$

$$\gamma_{\text{tierra}} = 1,600 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Coef.} = 1,500/1,600$$

$$\text{Coef.} = 0.94$$

Con este coeficiente se multiplican las alturas que dividen la sobrecarga, obteniéndose un nivel imaginario de la carga *reducida a tierra*.

Posteriormente se procede a la obtención de la relación entre los pesos de la tierra y la mampostería, resultando:

$$\gamma_{\text{tierra}} = 1,600 \text{ kg/m}^3$$

$$\gamma_{\text{mamp.}} = 2,600 \text{ kg/m}^3$$

$$\text{Coef.} = 1,600/2,600$$

$$\text{Coef.} = 0.62$$

Con este coeficiente, se multiplican las alturas que dividen la sobrecarga reducida de mortero a tierra, obteniéndose de esta manera el nivel imaginario de la carga *reducida de tierra a mampostería*.

Una vez obtenida la *altura reducida a mampostería*, se determina la superficie de la sobrecarga, multiplicando la semisuma de las longitudes de las dos verticales de los costados, multiplicando por la distancia horizontal entre cada una de ellas.

Una vez obtenido lo anterior se procede a determinar el área total de la bóveda. Para el caso de estudio se obtuvo un  $A_T = 12.97 \text{ m}^2$ .

Las posiciones de los centros de gravedad de cada dovela y de la sobrecarga correspondiente a cada una de ellas se determinan, aplicando el procedimiento de las diagonales para obtener el centroide de cada dovela.

Una vez determinadas las líneas de acción de los pesos de las dovelas y de sus cargas correspondientes, actuando sobre los centros de trabajo de gravedad, se determinan, las líneas de acción de los pesos compuestos de cada dovela y su carga, como puede apreciarse en el diagrama de carga.

Una vez trazado el diagrama de carga se procede a realizar el *análisis-gráfico*, mediante el trazo del polígono funicular, tal como se describe su procedimiento de trazo en el capítulo III, inciso 3.1 de este trabajo.

Una vez aplicado el procedimiento se debe verificar, si la curva de presiones está comprendida, por entero, dentro del tercio medio del cuerpo de la semibóveda, si así resulta se considera a esta como estable, pero si la línea de resistencia pasará solamente fuera del tercio medio, sino fuera del cuerpo mismo, se consideraría inestable en dichos puntos, para lo cual se tendría que poner atención en dicha zona para garantizar la estabilidad del elemento arquitectónico estructural.

El paso inmediato, es trazar una línea de resistencia que pase dentro de los límites del tercio medio del cuerpo del arco y llevar a cabo la revisión estructural como se describe a continuación.

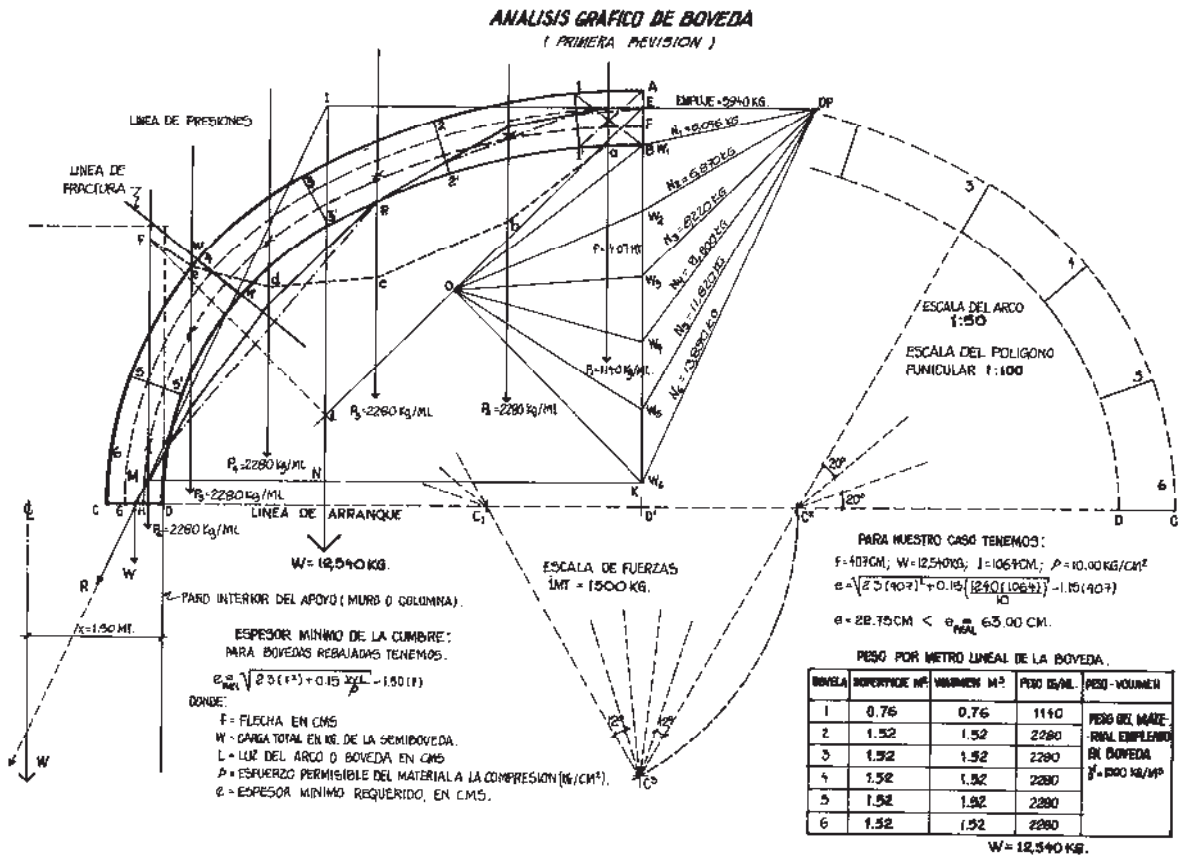
El empuje en la cumbre se determina completando el triángulo de las fuerzas para dicho empuje y la fuerza igual y opuesta al empuje resultante, para lo cual se traza la recta inclinada, por  $x$ , y la horizontal que pasa por  $w_4$ . El empuje como antes  $N-M$  es igual a  $0^P-E = 8,820$  kg.

A partir de este empuje se trazan radiaciones obteniéndose empujes acumulados en cada una de las dovelas.

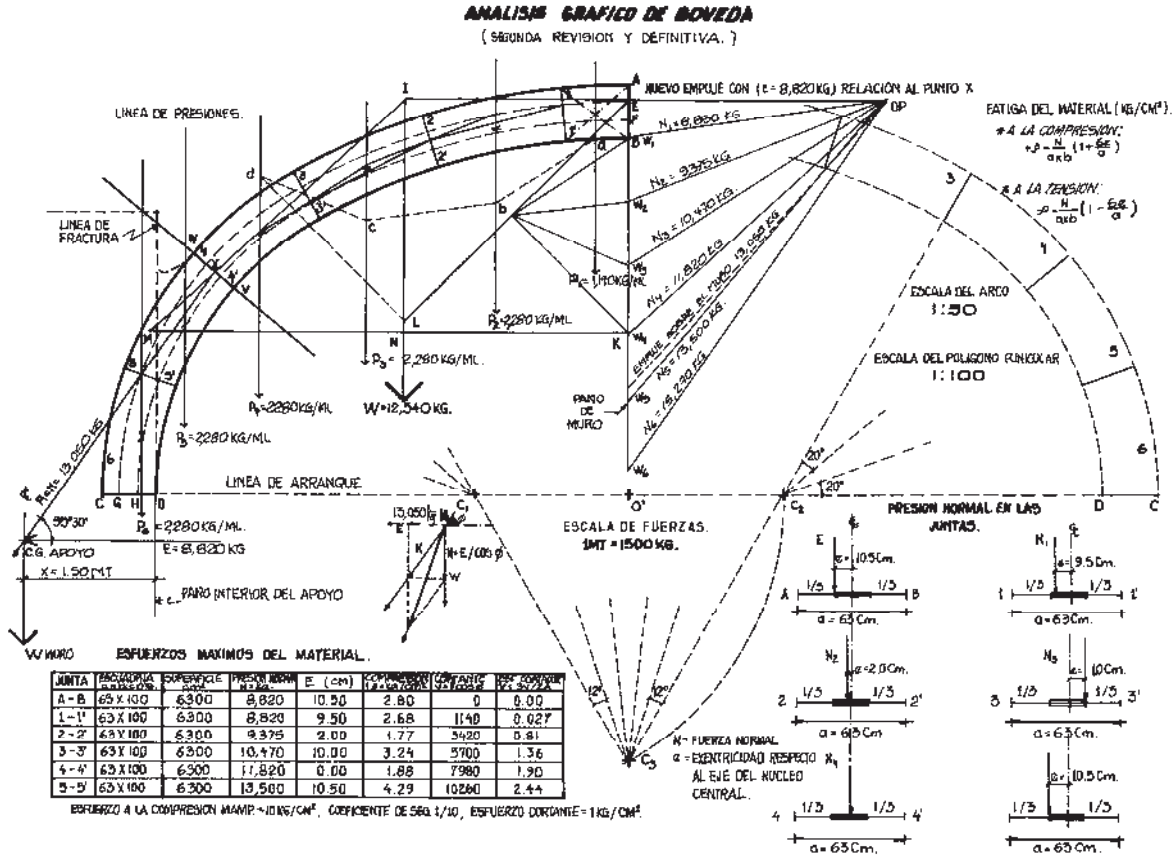
La línea de resistencia o de presión pasará por los puntos de intersección de las paralelas a dichas rectas con las líneas de junta.

La nueva línea de presiones, si se ha trazado correctamente, debe pasar por “ $x$ ”, quedando dentro del tercio medio.

Si hubiese pasado la línea de presiones fuera del tercio medio en una gran longitud, no estaría justificada la presunción de que la bóveda fuese estable.







**Comportamiento estructural por carga permanente y sismo**

Coeficiente para el diseño sísmico:

Se entiende por coeficiente para diseño sísmico ( $C_s$ ) el cociente de las fuerzas cortante horizontal ( $V_b$ ) en la base del edificio o dividida entre el peso ( $W$ ) del mismo, sobre dicho nivel.

El coeficiente sísmico depende de tres factores:

- a) El destino que tiene o vaya a tener la construcción.
- b) La ubicación geográfica del edificio.
- c) La rigidez del suelo de cimentación.

De acuerdo con la regionalización sísmica del estado de Michoacán, el edificio debe ubicarse dentro la zona que le corresponda, es decir para nuestro caso particular tenemos que el edificio se localiza en la ciudad de Morelia Michoacán, dentro de la zona “C” de la zonificación sísmica de la corresponde al estado de Michoacán.

Como no se cuenta con una información detallada de la geotecnia del subsuelo sobre el que se desplanta el edificio en estudio, Recurriremos a lo que cita el reglamento de construcciones del estado de Michoacán, de acuerdo al artículo 419, donde se señala la clasificación de terrenos de cimentación. Tomando en cuenta el uso que tiene el inmueble, tenemos que para los templos, estos quedan clasificados dentro del grupo A (art. 420 del

RCM-1999) que señala: Construcciones cuya falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas, ó pérdidas económicas o culturales como hospitales y escuelas, estadios, *templos*, sala de espectáculos, hoteles, etc.

El propio reglamento menciona en su artículo 422, que el coeficiente sísmico para las construcciones clasificadas como del grupo “A”, se tomará  $C = 0.24$  en la zona sísmica “C”, terreno de cimentación tipo I; incrementando el coeficiente sísmico en un 50% para estructuras comprendidas dentro del grupo “A” de la clasificación de las construcciones según su destino (art. 420 del RCM), sin embargo para edificios históricos no procede el incremento del 50%, ya que estos edificios no representan el diseño de un nuevo edificio; no obstante la edificación ha permanecido en pie durante varios siglos y algunos han resistido los efectos de sismo, por lo que el coeficiente sísmico sin incremento es conservador.

Por todo lo anterior resulta que el coeficiente sísmico aplicable a este caso es:

$$C_s = 0.24$$

Factor de ductilidad:

El inmueble en su conjunto soporta las fuerzas sísmicas con elementos de muros de mampostería y cubierta de mampostería, por lo tanto, la revisión de la cubierta, muros y demás elementos arquitectónicos se hará considerado un factor de ductilidad unitario, como se indica en el artículo 423 del reglamento del estado de Michoacán.

*Factor de ductilidad:*

$$Q = 1.00$$

Para el análisis sísmico se considerará una porción de la nave central del templo, de acuerdo a lo señalado en el plano arquitectónico de planta baja anexo.

*Análisis de cargas*

Peso de la sobrecarga en la bóveda:

Impermeabilizante -----		= 0.003 tn/m <sup>2</sup> .
Ladrillo de barro -----	0.03 x 1.00 x 1.00 x 1.5	= 0.045 tn/m <sup>2</sup> .
Mortero (cem-cal-are) -----	0.05 x 1.00 x 1.00 x 1.5	= 0.075 tn/m <sup>2</sup> .
	-----	
		C.M. = 0.123 tn/m <sup>2</sup> .
		C.V. = 0.100 tn/m <sup>2</sup> .
	-----	
		$W_s = 0.223 \text{ tn/m}^2$ .

Área transversal correspondiente a la sobrecarga en la bóveda

$$A = P (L)$$

$$A = 13.30 \text{ ml (5 mt)} = 66.50 \text{ m}^2$$

Peso de sobrecarga en bóveda:

$$W_{S/Bóv.} = 66.50 (0.223) = 14.83 \text{ tn}$$

Área transversal de la bóveda (área obtenida de planos arquitectónicos)

Aplicando la formula de Simpson

$$A = d/3 [y_0 + y_n + 4 (y_1 + y_2 + \dots) + 2 (y_2 + y_4 + \dots)]$$

$$A = 1.28/3 [1.80 + 0.80 + 4 (1.35 + 0.90) + 2 (0.95 + 0.85)]$$

$$A = 6.485 \text{ m}^2 \text{ (semibóveda)}$$

$$A_{T-Bóv.} = 2 (6.485) = 12.97 \text{ m}^2.$$

Peso de bóveda:

$$V = 12.97 \text{ m}^2 (5 \text{ ml}) = 64.85 \text{ m}^3.$$

$$W_{Bóv.} = 64.85 \text{ m}^3 (2.0 \text{ tn/m}^3) = 129.70 \text{ tn.}$$

Peso de bóveda + sobrecarga

$$W_T = 14.83 + 129.70$$

$$\mathbf{W_T = 144.62 \text{ tn.}}$$

Peso total de muros en área analizada:

Área de muros:

$$A = L (e)$$

$$A = 5.00 (2.00) = 10.00 \text{ m}^2.$$

Peso propio de muros:

$$W_{Muros} = A (h) (\gamma)$$

$$W_{Muros} = 10.0 (15.80) (2.0 \text{ tn/m}^3) = 316.0 \text{ tn.}$$

$$\mathbf{W_{Muros} = 2 (316.00) = 632.0 \text{ ton.}}$$

Peso de pretilas:

$$A = 1.00 ( 5.00) = 5.0 \text{ m}^2.$$

$$W_{Pret.} = 5.0 (1.50) (2.0 \text{ tn/m}^3) = 15.00 \text{ tn.}$$

$$\mathbf{W_{Pret.} = 2 (15.0) = 30.0 \text{ tn.}}$$

*Peso total del área de análisis (eje 5-6, tramo 7-8):*

$$W = \sum W_i$$

$$W = 144.62 + 632.00 + 30.00 \text{ ton.}$$

$$\mathbf{W = 806.62 \text{ tn.}}$$

Carga por metro lineal:

$$w = 806.62 / 5.00 = 161.32 \text{ tn.}$$

Fuerza cortante en la base:

$$V_b = C_s (W)$$

$$V_b = 0.24 (806.62)$$

$$V_b = 193.59 \text{ ton.}$$

Área de apoyo de muros.

$$A_M = 2 (5.00) (2.00)$$

$$A_{\text{Total}} = 20.00 \text{ m}^2$$

Esfuerzo cortante medio:

$$\sigma = \frac{V_b}{A}$$

$$\sigma = \frac{193.59}{20.00}$$

$$\sigma = 9.68 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma = 0.97 \text{ kg/cm}^2.$$

Esfuerzo normal en la base:

Para valorar el esfuerzo normal en los muros del edificio, es necesario proponer alguna distribución de fuerzas laterales. Para este fin se acepta la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo de cero en la base hasta un máximo, en el extremo superior de la misma.

Fuerzas sísmicas actuantes en la zona analizada.

**Fuerzas sísmicas en el área comprendida entre el eje 5-6, tramo 7-8 de la nave del templo**

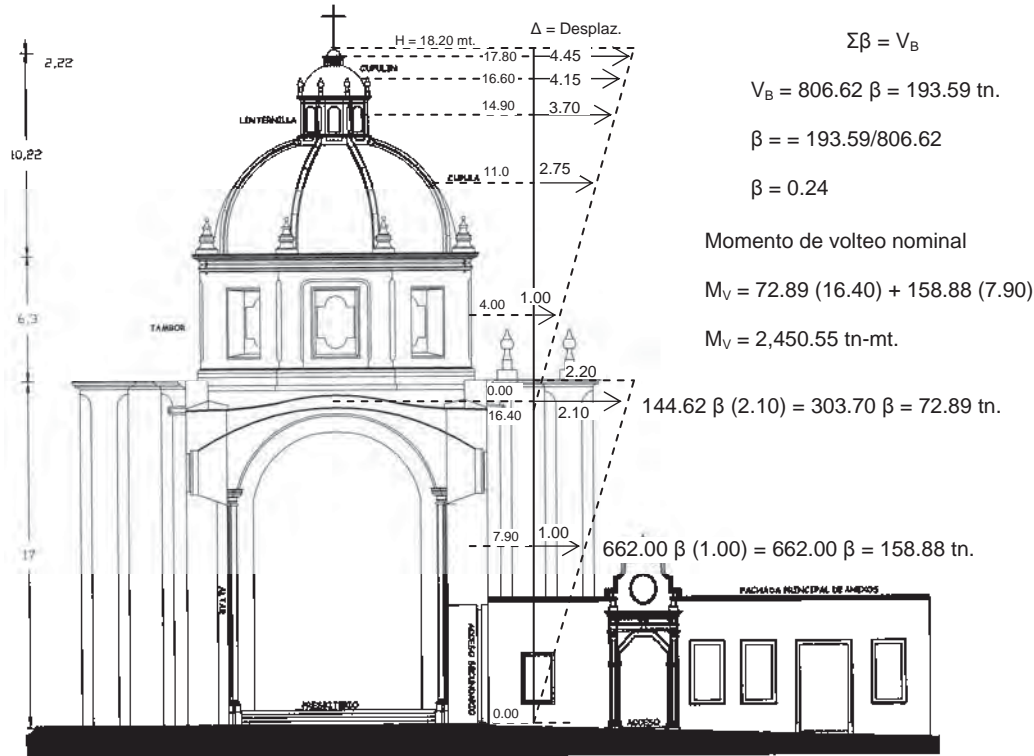
Altura (h) (mt)	Peso (W) (tn)	$W_i \cdot h_i$ (tn-mt)	$F_i$ (tn)	$V_i$ (tn)
14.10	144.62	2,039.14	58.86	58.86
7.05	662.00	4,667.10	134.73	193.59
$\Sigma =$	806.62	6,706.24	193.59	-----

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\Sigma W_i \cdot h_i} \cdot V$$

$$V = C_s (W)$$

$$V = 0.24 (806.62)$$

$$V = 193.59 \text{ tn.}$$



Comportamiento estructural de nave central del templo (eje 5-6, tramo8-9)

### Comportamiento estructural por carga permanente y sismo (método analítico)

La revisión estructural en el Templo de San José contempla la revisión de los elementos mecánicos que actúan en el área central de la nave principal del templo que se ubica en el eje 5-6, tramo 8-9 (ver planos anexos) ante carga permanente y sísmica. El modelo empleado en el análisis se apoya en la información geométrica obtenida de los planos arquitectónicos anexos y se integra de manera que refleje el comportamiento estructural a lo largo del eje centroidal de la bóveda y muros de carga del templo. Las cargas permanentes se estiman tomando en cuenta los procedimientos constructivos de la época de construcción del templo.

Se anexa la información referente a la calidad estructural de la toba volcánica (cantera rosa) empleada en las construcciones antiguas de la ciudad, así como los resultados de las pruebas de laboratorio a que fueron sometidas los especímenes obtenidos in-situ, para lo cual se *considera semejante* a la piedra empleada en el Templo de Santa Rosa de Lima, que fue analizado anteriormente.

Así mismo se lleva a cabo la revisión por resistencia a la compresión de la bóveda sujeta a carga permanente, para lo cual se realizará el comparativo de los esfuerzos calculados con la resistencia nominal de la toba riolítica que se muestra en el informe de las características de las tobas riolíticas y en el informe de pruebas en rocas a la compresión axial que se muestran enseguida. Permitiendo con esto obtener los esfuerzos en el material de la bóveda e identificar la posible ubicación del banco de material que pudo emplearse para la extracción del material que permitió la edificación del edificio histórico.

**CARACTERÍSTICAS DE LAS TOBAS RIOLÍTICAS (a)**

Banco	Resistencia a Compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	Resistencia Mínima a Compresión (Kg/cm <sup>2</sup> )	% de absorción	Densidad Aparente
El Tejocote	184.90	146.00	17.22	1.77
Jamaica	121.72	52.91	18.69	1.75
<b>Cointzlo</b>	<b>74.20</b>	<b>61.00</b>	<b>25.00</b>	<b>1.55</b>
Puerto Bellavista (b)	227.0	157.00	4.60	1.70
Calle García Pueblita. Barrio de San Juan	327.0	---	2.42	3.70
Colegio San Nicolás	162.0	---	1.53	5.50
Preparatoria Pascual Ortiz Rubio	167.0	---	1.53	13.90
Fachada Palacio Federal	---	---	1.55	14.80

(a) Silva Ruelas Luis (1990) *Los Materiales de Construcción de la Antigua Valladolid*. Gobierno del Estado de Michoacán. Secretaría de Comunicaciones y Obras Públicas

(b) No se explota actualmente

**INFORME DE PRUEBAS EN ROCAS A LA COMPRESIÓN AXIAL.**

Normas de referencia:

FOLIO No:	REGISTRO ema No:
OBRA: RECONSTRUCCIÓN TEMPLO DE LAS ROSAS	FECHA DE RECIBIDO: 31 MAYO 2002
LOCALIZACIÓN: CENTRO HISTORICO MORELIA, MICH.	FECHA DE INFORME: 04 JUNIO 2002
ENVIANDO POR: PERSONAL DE LABORATORIO	PRUEBAS EN: FRAGMENTOS DE ROCA.
PROCEDENCIA: MUESTRA TOMADA DE LA CANTERA EXISTENTE, DEL ARCO UBICADO EN EL ACCESO AL LADO DERECHO.	

**RESISTENCIA A LA COMPRESION**

ENSAYE No.	MUESTRA No.	AREA (cm <sup>2</sup> )	CARGA (kg)	RESISTENCIA (kg/cm <sup>2</sup> )
P-121	1	26.7	1239	46.4
P-122	2	26.7	1410	52.8
P-123	3	26.6	1631	61.3
P-124	4	26.5	1548	58.4
PROMEDIO				54.7

ENSAYE No.	MUESTRA No.	PESO HUMEDO (g)	PESO SECO (g)	ABSORCIÓN (%)	VOLUMEN DESALOJADO (cm <sup>3</sup> )	DENSIDAD APARENTE
P-121	1	300.0	288.6	3.9	132.4	2.17
P-122	2	305.9	294.0	4.0	132.0	2.23
P-123	3	350.6	345.7	1.4	133.7	2.59
P-124	4	345.8	342.9	1.7	132.1	2.14

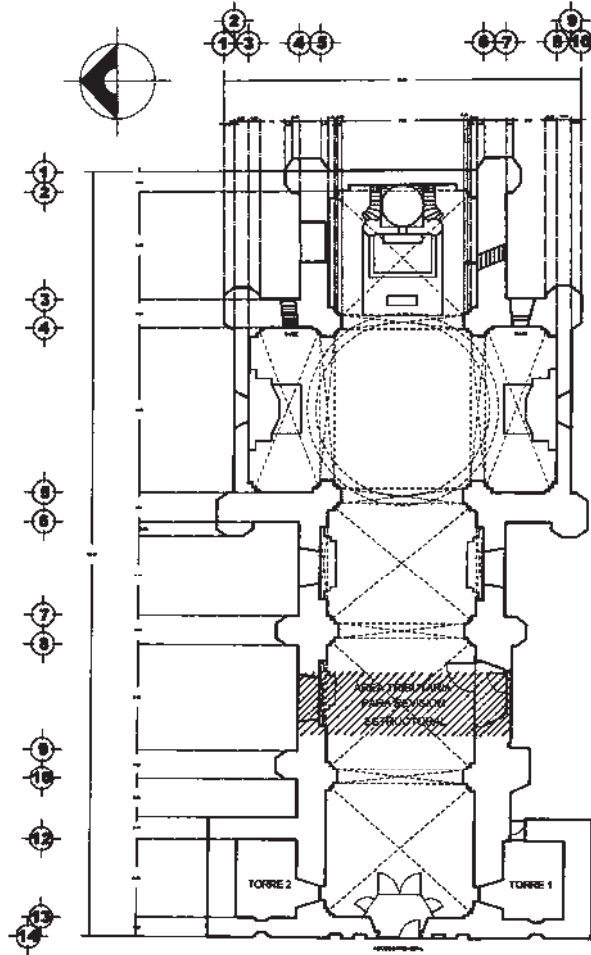
INTEMPERISMO ACELERADO	% DE DESGASTE
-----	-----

OBSERVACIONES:  
No se pudo verificar la procedencia de la cantera.

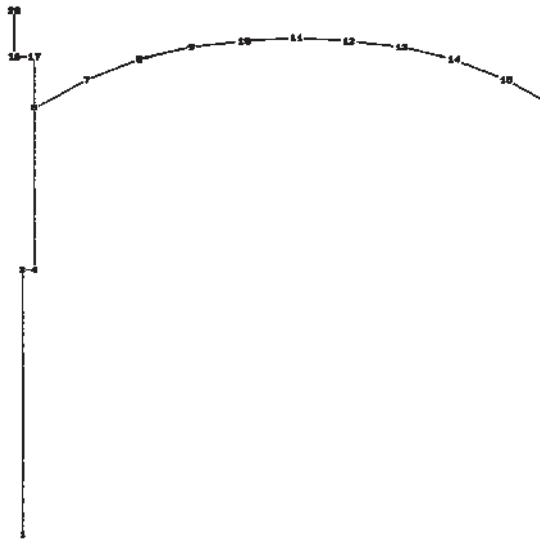
ELABORO:  Sr. Genaro Rojas González.	REVISO:  Ing. Rubén Silva García.	AUTORIZA:  Ing. José Isidro Enríquez Villa.
---	--	--

FORMATO No. RM-18

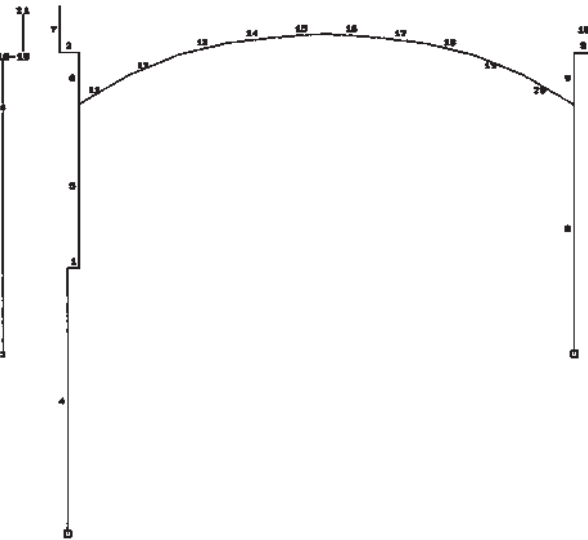




Ubicación del área tributaria a considerar para la revisión estructural



Corte transversal de estructura (eje 5-6, tramo 8-9) idealizada por nodos



Corte transversal de estructura (eje 5-6, tramo 8-9) idealizada por barras

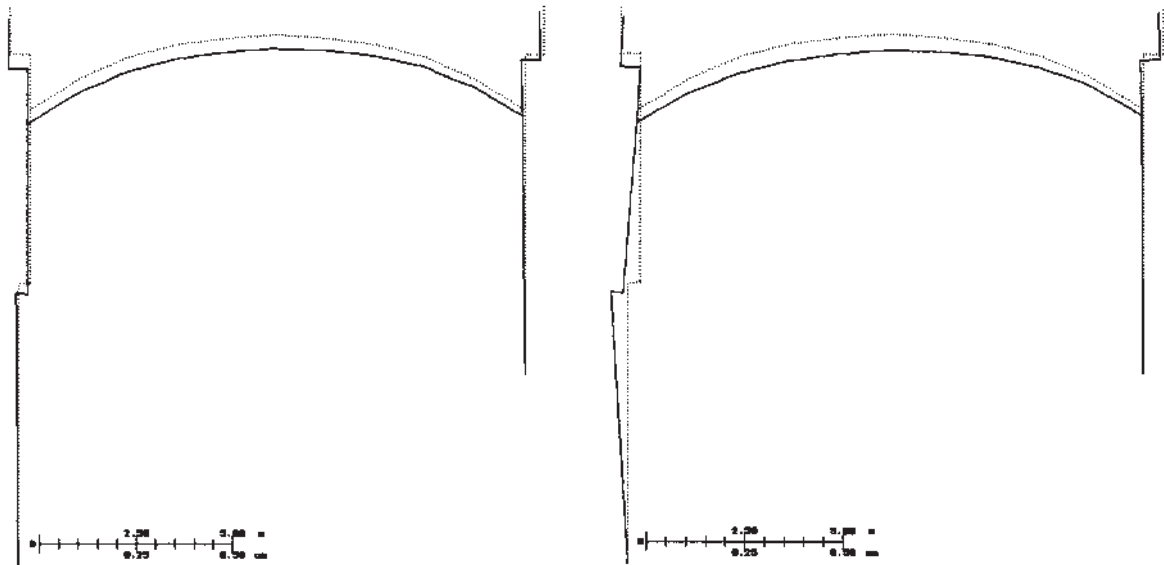


Diagrama de desplazamientos de los elementos arquitectónicos-estructurales

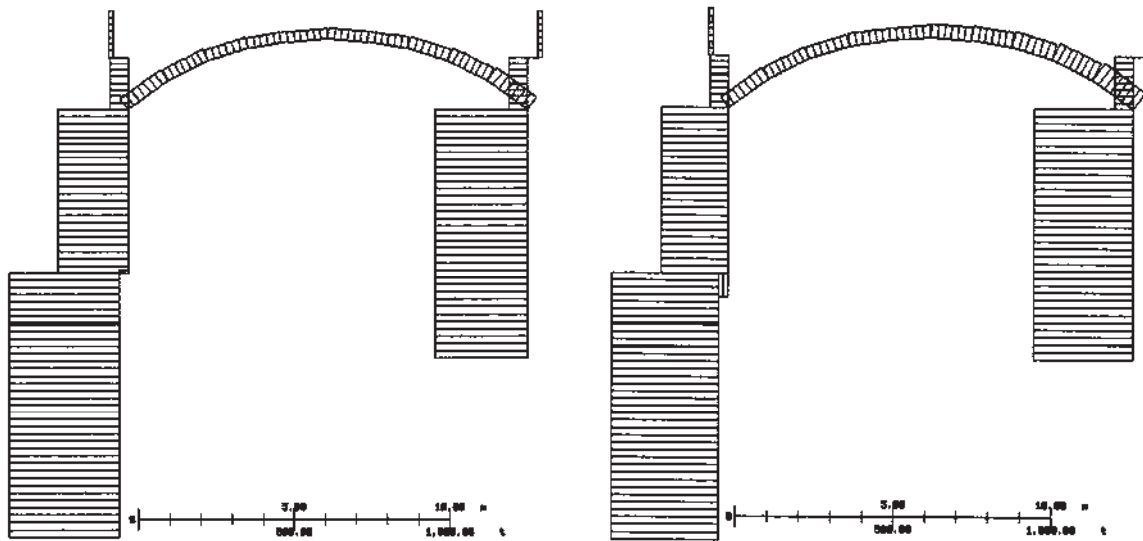


Diagrama de fuerza axial con carga permanente

Diagrama de fuerza axial por efecto sísmico

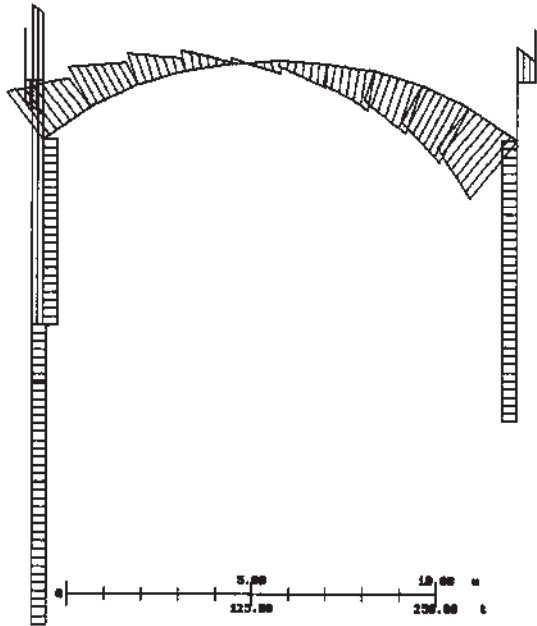


Diagrama de fuerza cortante con carga permanente

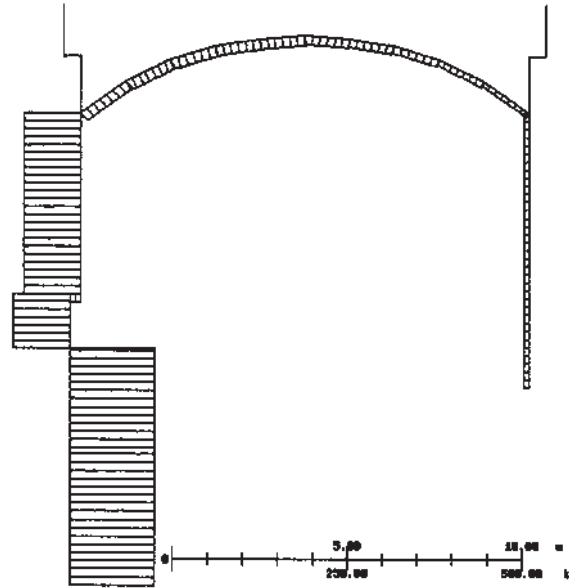


Diagrama de fuerza cortante por efecto sísmico

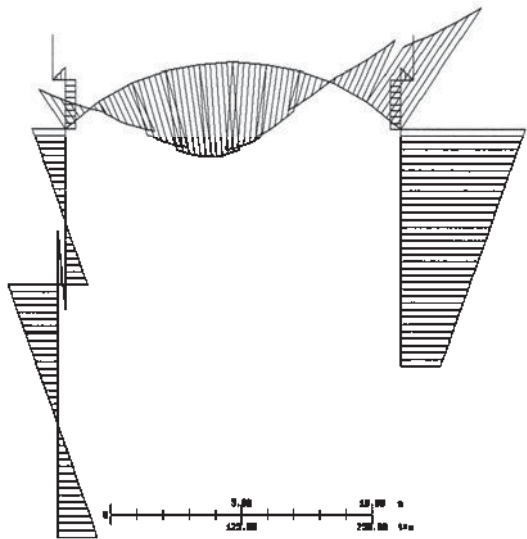


Diagrama de momento flexionante con carga permanente

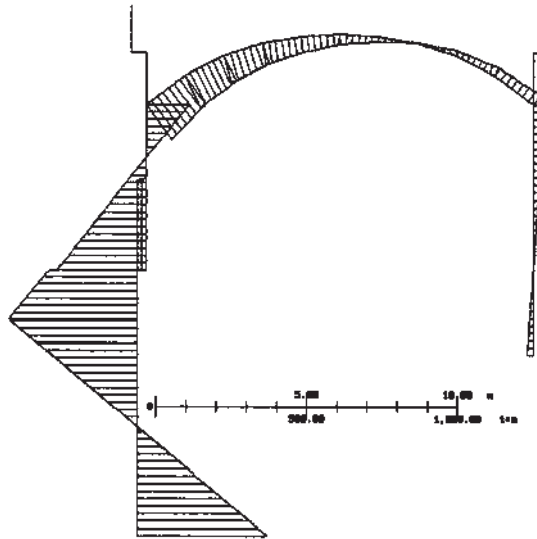


Diagrama de momento flexionante por efecto sísmico

**Revisión estructural de bóveda y muros entre el eje 5-6, tramo 8-9 (método analítico)**

Para el análisis estructural se modelará la bóveda y los muros de mampostería aplicando el método de la columna ancha (anteriormente descrito), que consiste en idealizar la estructura en un sistema porticado en donde se le asigna a cada elemento arquitectónico-estructural sus propiedades geométricas, modulo de sección, modulo de elasticidad del material, modulo de cortante o de rigidez, momento de inercia, área transversal y área de cortante. Para este caso en particular se aplicará el método de análisis matricial de rigideces, haciendo uso del software MAPgc<sup>59</sup>.

Con el objeto de formar el corte transversal a base de una estructura idealizada del arco inferior que soporta el coro y el arco superior que soporta la cubierta del templo, los elementos arquitectónicos-estructurales fueron modelados mediante el método de la columna ancha para distinguirlos de las columnas normales en que sólo son importantes las deformaciones por flexión. Por tanto se considera cada elemento arquitectónico como una columna ancha con sus propiedades y elementos mecánicos estructurales concentrados en su eje centroidal.

Por razones de la cantidad de información gráfica-analítica obtenida en la revisión estructural, se *muestran únicamente algunos resultados gráficos-analíticos* representativos de los elementos mecánicos actuantes en la estructura para un estado de carga por carga permanente y por sismo, así como una combinación de carga permanente + sismo; dando como resultado la obtención de sus elementos mecánicos como es el desplazamiento que se produce en la estructura, la fuerza axial, la fuerza cortante, el momento flexionante, la deflexión de elementos horizontales y las reacciones en los apoyos de suelo-estructura.

**IDENTIFICACIÓN GEOMÉTRICA**

No. DE NUDOS.....:	21
TIPOS DE SECCIONES:	4
MIEMBROS.....:	20
ESTADOS DE CARGA..:	2
COMBINACIONES.....:	1

**NUDOS**

NUDO	C O O R D E N A D A S		ESTADO
	X (m)	Y (m)	X Y Z
1	-0.300	0.000	R R R
2	12.800	5.900	R R R
3	-0.300	8.700	L L L
4	0.000	8.700	L L L
5	0.000	14.100	L L L
6	12.800	14.100	L L L
7	1.280	15.050	L L L
8	2.560	15.700	L L L
9	3.840	16.100	L L L
10	5.120	16.300	L L L
11	6.400	16.400	L L L
12	7.680	16.300	L L L
13	8.960	16.100	L L L
14	10.240	15.700	L L L

<sup>59</sup> Corona Carlos, Gerardo A. *op. cit.* pp. 63-92.

**TIPOS DE SECCIONES**

	MODULO E					
TP	(t*m2)	SEC	PARAMETROS [ m ]			
1	1'350,000	M	I=20.833300000	A=10.000000000	Ac=8.3300	
G=540,000						
2	1'350,000	M	I=14.583300000	A=7.000000000	Ac=5.8300	
G=540,000						
3	1'350,000	M	I=10.416700000	A=5.000000000	Ac=4.1700	
G=540,000						
4	1'350,000	X	I=8.333300000	A=4.000000000		

**MIEMBROS**

MIEMBRO	E X T R E M O S	TIPO DE SECCION	NUMERO DE SECCIONES	longitud (m)
	Ni-E Nj-E			
1	3 R 4 R	1	0	0.300
2	16 R 17 R	1	0	0.500
3	18 R 19 R	1	0	0.500
4	1 R 3 R	2	0	8.700
5	4 R 5 R	1	0	5.400
6	5 R 17 R	1	0	1.700
7	16 R 20 R	3	0	1.500
8	2 R 6 R	1	0	8.200
9	6 R 18 R	1	0	1.700
10	19 R 21 R	3	0	1.500
11	5 R 7 R	4	0	1.594
12	7 R 8 R	4	0	1.436
13	8 R 9 R	4	0	1.341
14	9 R 10 R	4	0	1.296
15	10 R 11 R	4	0	1.284
16	11 R 12 R	4	0	1.284
17	12 R 13 R	4	0	1.296
18	13 R 14 R	4	0	1.341
19	14 R 15 R	4	0	1.436
20	15 R 6 R	4	0	1.594

**ESTADO DE CARGA 01 (GRAVEDAD)**

TP	DR	Del	Al	
				CARGA ELEMENTO INC PARAMETROS ( T, m )
PP	EE	1	7	1 PV=2.000
PP	EE	8	10	1 PV=2.000
UN	YM	11	20	1 W=-10.330

**ESTADO DE CARGA 02 (SISMO)**

TP	DR	Del	Al	
				CARGA ELEMENTO INC PARAMETROS ( T, m )
AN	EE	5	5	1 Fx=88.290 Fy=0.000 Mz=0.000
FC	YM	4	4	1 F=202.090 d=7.050

**COMBINACION 01 (GRAVEDAD + SISMO)**

F A C T O R E S				
EC	DESPLAZAM	EL.MECAN.	REACCIONES	
01	1.00000	1.00000	1.00000	GRAVEDAD
02	1.00000	1.10000	1.00000	SISMO

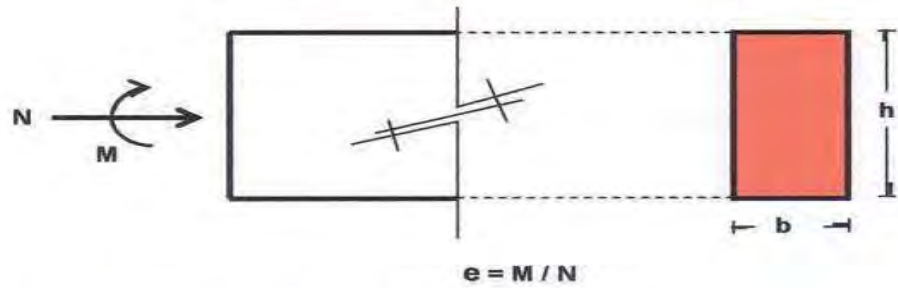
NUDO	EC	CB	<b>**D E S P L A Z A M I E N T O S**</b>			<b>ROTACION</b>
			X (cm)	Y (cm)	Z (rad)	
1	1		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
		2	0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
		1	0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
2	1		0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
		2	0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
		1	0.0000000	0.0000000	0.0000000000	
3	1		-0.0046201	-0.0325993	-0.0000019633	
		2	-0.0388592	0.0013057	-0.0000287809	
		1	-0.0434793	-0.0312936	-0.0000307442	
4	1		-0.0046420	-0.0341913	-0.0000020998	
		2	-0.0386795	0.0004901	-0.0000319029	
		1	-0.0433215	-0.0337012	-0.0000340027	
5	1		-0.0048836	-0.0432432	-0.0000030943	
		2	-0.0040064	0.0010574	-0.0000465778	
		1	-0.0088900	-0.0421857	-0.0000496721	
6	1		-0.0059892	-0.0179749	0.0000229221	
		2	0.0014597	-0.0008614	0.0000026856	
		1	-0.0045295	-0.0188363	0.0000256077	
7	1		-0.0054682	-0.0445981	-0.0000049245	
		2	-0.0004210	-0.0036494	-0.0000282496	
		1	-0.0058892	-0.0482475	-0.0000331741	
8	1		-0.0061630	-0.0454847	-0.0000009503	
		2	0.0009584	-0.0063766	-0.0000148160	
		1	-0.0052046	-0.0518613	-0.0000157662	
9	1		-0.0070880	-0.0454376	0.0000061770	
		2	0.0012768	-0.0076322	-0.0000048946	
		1	-0.0058112	-0.0530699	0.0000012824	
10	1		-0.0080837	-0.0442227	0.0000149251	
		2	0.0011770	-0.0077904	0.0000023436	
		1	-0.0069067	-0.0520131	0.0000172687	
11	1		-0.0090605	-0.0417896	0.0000239785	
		2	0.0009780	-0.0071607	0.0000073182	
		1	-0.0080825	-0.0489503	0.0000312966	
12	1		-0.0095862	-0.0381247	0.0000320362	
		2	0.0008661	-0.0060012	0.0000102210	
		1	-0.0087201	-0.0441260	0.0000422572	
13	1		-0.0097193	-0.0334923	0.0000377701	
		2	0.0008580	-0.0045754	0.0000111876	
		1	-0.0088613	-0.0380677	0.0000489577	
14	1		-0.0090799	-0.0281947	0.0000396973	
		2	0.0010257	-0.0030979	0.0000102891	
		1	-0.0080543	-0.0312925	0.0000499864	



MB	NUDO	SECCION		F. AXIAL (T)	CORTANTE (T)	MOMENTO (T*m)	FLECHA (cm)
		(m)	EC CB				
1	3	0.000	1	9.862	232.296	47.342	
			2	-80.882	-14.182	290.557	
			1	-79.108	216.695	366.955	
	4	0.300	1	9.862	226.296	-21.447	
			2	-80.882	-14.182	294.812	
			1	-79.108	210.695	302.846	
2	16	0.000	1	0.000	-15.000	-0.000	
			2	0.000	0.000	0.000	
			1	0.000	-15.000	0.000	
	17	0.500	1	0.000	-25.000	10.000	
			2	0.000	0.000	0.000	
			1	0.000	-25.000	10.000	
3	18	0.000	1	0.000	25.000	10.000	
			2	0.000	-0.000	-0.000	
			1	0.000	25.000	10.000	
	19	0.500	1	0.000	15.000	0.000	
			2	0.000	-0.000	0.000	
			1	0.000	15.000	0.000	
4	1	0.000	1	354.096	-9.862	-38.456	
			2	-14.182	-121.208	-430.507	
			1	338.495	-143.191	-512.014	
	7.050*	1	354.096	-9.862	31.070		
		2	-14.182	-121.208	424.012		
		1	338.495	-143.191	497.483		
3	8.700	1	354.096	-9.862	47.342		
		2	-14.182	80.882	290.557		
		1	338.495	79.108	366.955		
5	4	0.000	1	226.296	-9.862	-21.447	
			2	-14.182	80.882	294.812	
			1	210.695	79.108	302.846	
	5	5.400	1	226.296	-9.862	31.807	
			2	-14.182	80.882	-141.949	
			1	210.695	79.108	-124.337	
6	5	0.000	1	59.000	-0.000	-10.000	
			2	0.000	0.000	-0.000	
			1	59.000	-0.000	-10.000	
	17	1.700	1	59.000	-0.000	-10.000	
			2	0.000	0.000	-0.000	
			1	59.000	-0.000	-10.000	
7	16	0.000	1	15.000	0.000	0.000	
			2	0.000	-0.000	-0.000	
			1	15.000	-0.000	-0.000	

NUDO	R E A C C I O N E S		X (T)	Y (T)	Z (T*m)
	EC	CB			
1	1		9.862	354.096	-38.456
	2		121.208	-14.182	-430.507
		1	131.070	339.913	-468.964
2	1		-9.862	295.928	-38.186
	2		-7.408	14.182	21.163
		1	-17.270	310.111	-17.023

**REVISIÓN POR RESISTENCIA DEL ARCO**



A) Si  $e > h/6$  (dentro del núcleo central)

$$\sigma = N/M + M/S$$

$$A = b (h)$$

$$S = bh^2/6$$

Donde:

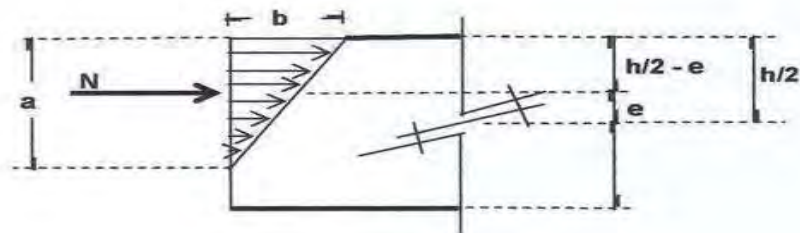
- $\sigma$  = Esfuerzo máximo (kg/cm<sup>2</sup>)
- N = Fuerza Normal (kg)
- M = Momento flexionante (kg-m)
- S = Modulo de sección (m<sup>3</sup>)
- A = Área del a sección (m<sup>2</sup>)
- b = Ancho del a pieza (m)
- h = Espesor del a pieza (m)
- e = excentricidad (cm)

B) Si  $e > h/6$

$$\sigma = N/A = N/ ba/2 = 2N/ba$$

$$\sigma = 2N/ba$$

$$a = 3 (h/2 - e)$$



### Revisión por resistencia de la bóveda de la nave principal (eje 5-6, tramo 8-9)

Dimensiones de la sección transversal:

Ancho:  $b = 100 \text{ cm}$ .

Peralte:  $h = 63 \text{ cm}$ .

Área:  $A = 6,300 \text{ cm}^2$ .

Modulo de sección:  $S = 66,150 \text{ cm}^3$ .

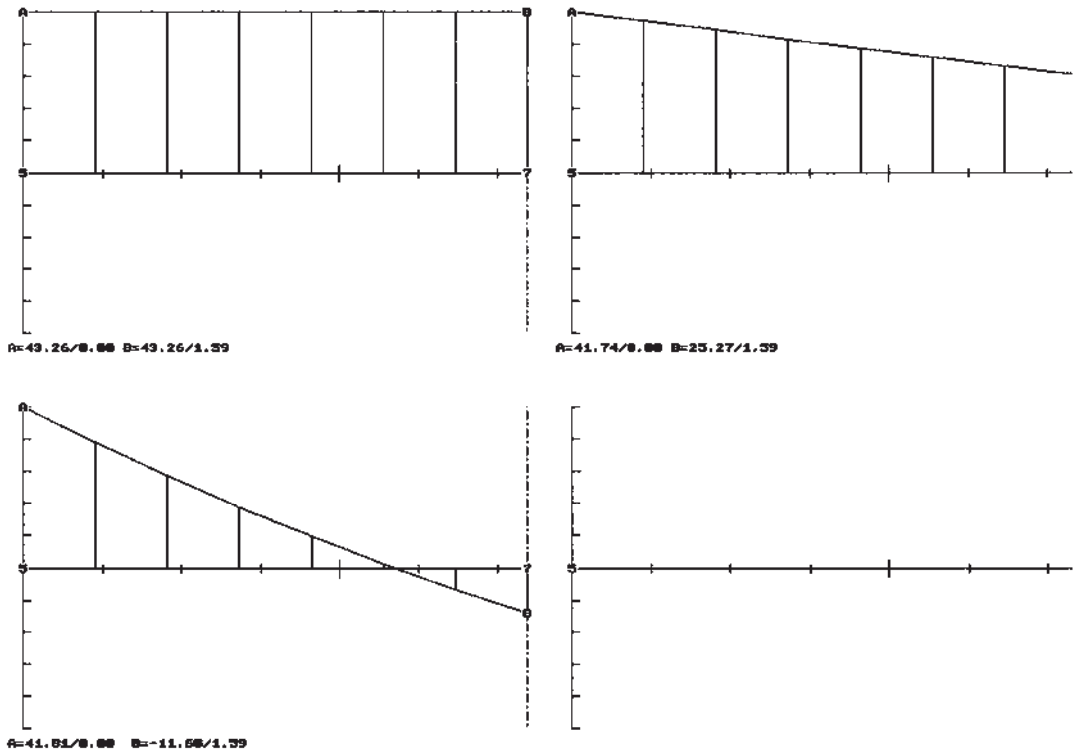
Resistencia a compresión de la toba riolítica (cantera rosa):

$f_t = 54.72 \text{ kg/cm}^2$ .

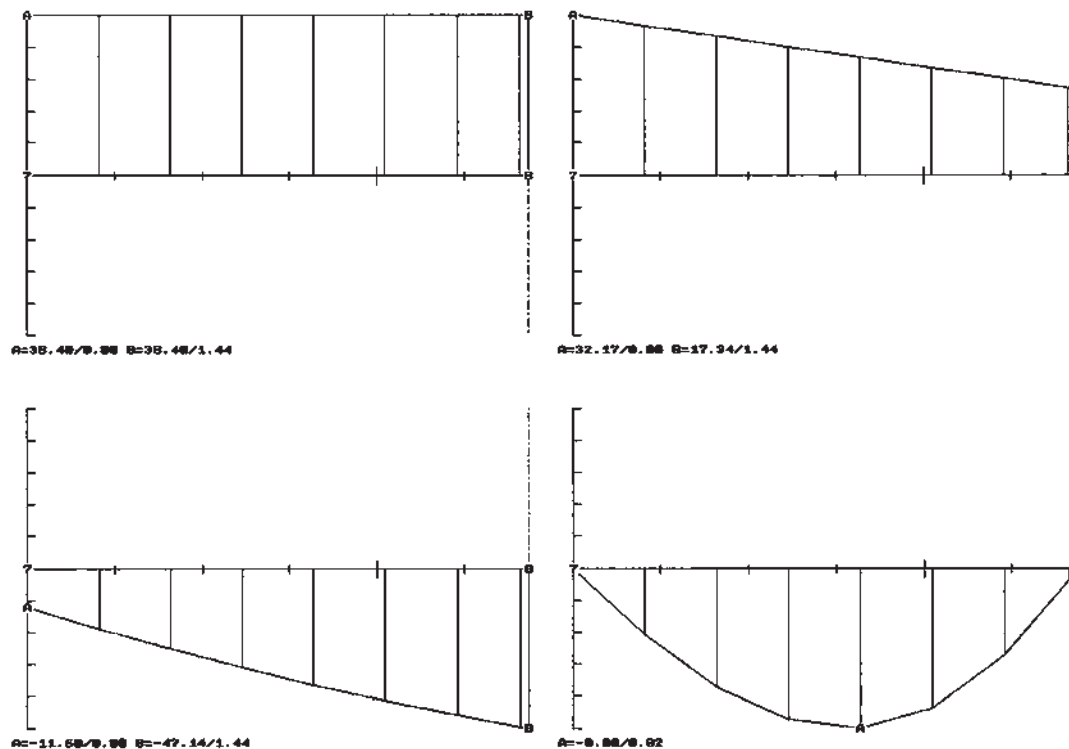
F.S. = 3

Capacidad de resistencia de la bóveda de la nave principal del templo (eje 5-6, tramo 8-9)

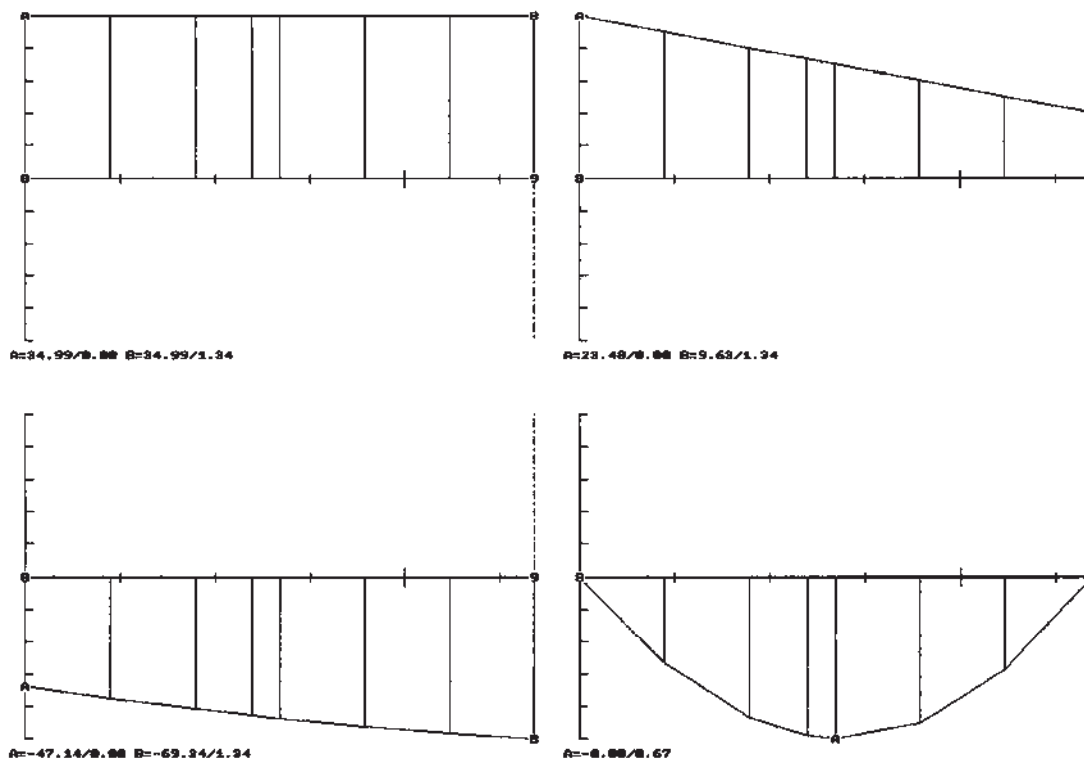
BARRA	NUDO	FUERZA NORMAL (TON)	MOMENTO FLEXIONANTE (T-M)	EXCENTRICIDAD e (CM)	ESFUERZO MÁXIMO (KG/CM <sup>2</sup> )	FACTOR DE SEGURIDAD (F.S.)	ESTADO DEL ARCO
11	5	43.26	41.81	96.65	- 4.43	-----	Inestable
11	7	43.26	- 11.60	- 26.81	4.95	11.05	Estable
12	8	38.40	- 47.14	- 122.76	1.66	32.96	Estable
13	9	34.99	- 69.34	- 198.17	1.02	53.64	Estable
14	10	33.19	- 79.70	- 240.13	0.81	67.56	Estable



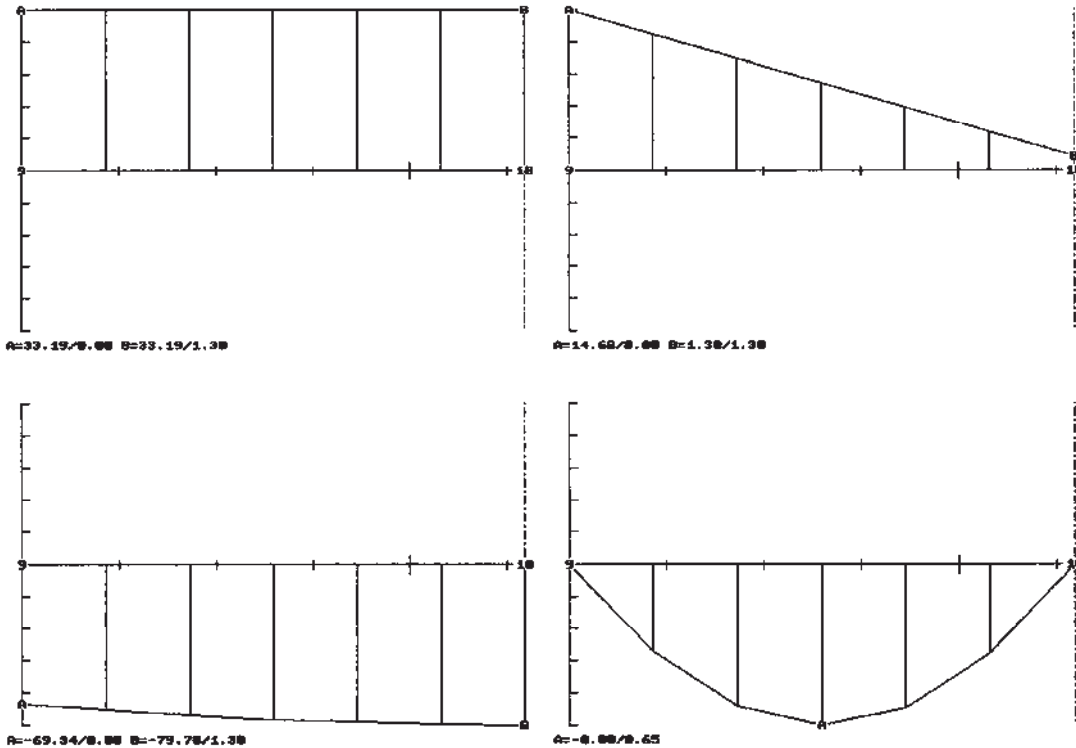
Diagramas de elementos mecánicos de la barra "11" de la bóveda del templo



Diagramas de elementos mecánicos de la barra "12" de la bóveda del templo



Diagramas de elementos mecánicos de la barra "13" de la bóveda del templo



Diagramas de elementos mecánicos de la barra "14" de la bóveda del templo

### Resultados:

El cálculo de los esfuerzos de compresión sobre las secciones transversales de la bóveda se realizó sobre la hipótesis de las secciones planas antes y después de las cargas. Tomando en consideración la gran variabilidad que tienen la resistencia de la toba (se tiene para el caso de los bancos de la calle García Pueblita y Barrio de San Juan, que eran los más próximos al templo en estudio: el resultado de  $\sigma = 327 \text{ kg/cm}^2$ ), la variabilidad de las cargas permanentes y la importancia del edificio histórico, se asume un Factor de seguridad de 3.

La resistencia a compresión a considerar fue de acuerdo al estudio realizado en las muestras obtenidas del templo de Santa Rosa de Lima de  $\sigma = 54.72 \text{ kg/cm}^2$ .

De acuerdo con los resultados obtenidos de la revisión estructural en cuatro secciones representativas de la *Bóveda de la nave principal del templo* se obtienen *Factores de seguridad* mayores al adoptado (F.S. = 3), cuando se soportan cargas permanentes (El análisis estructural muestra secciones de un solo lado de la bóveda).

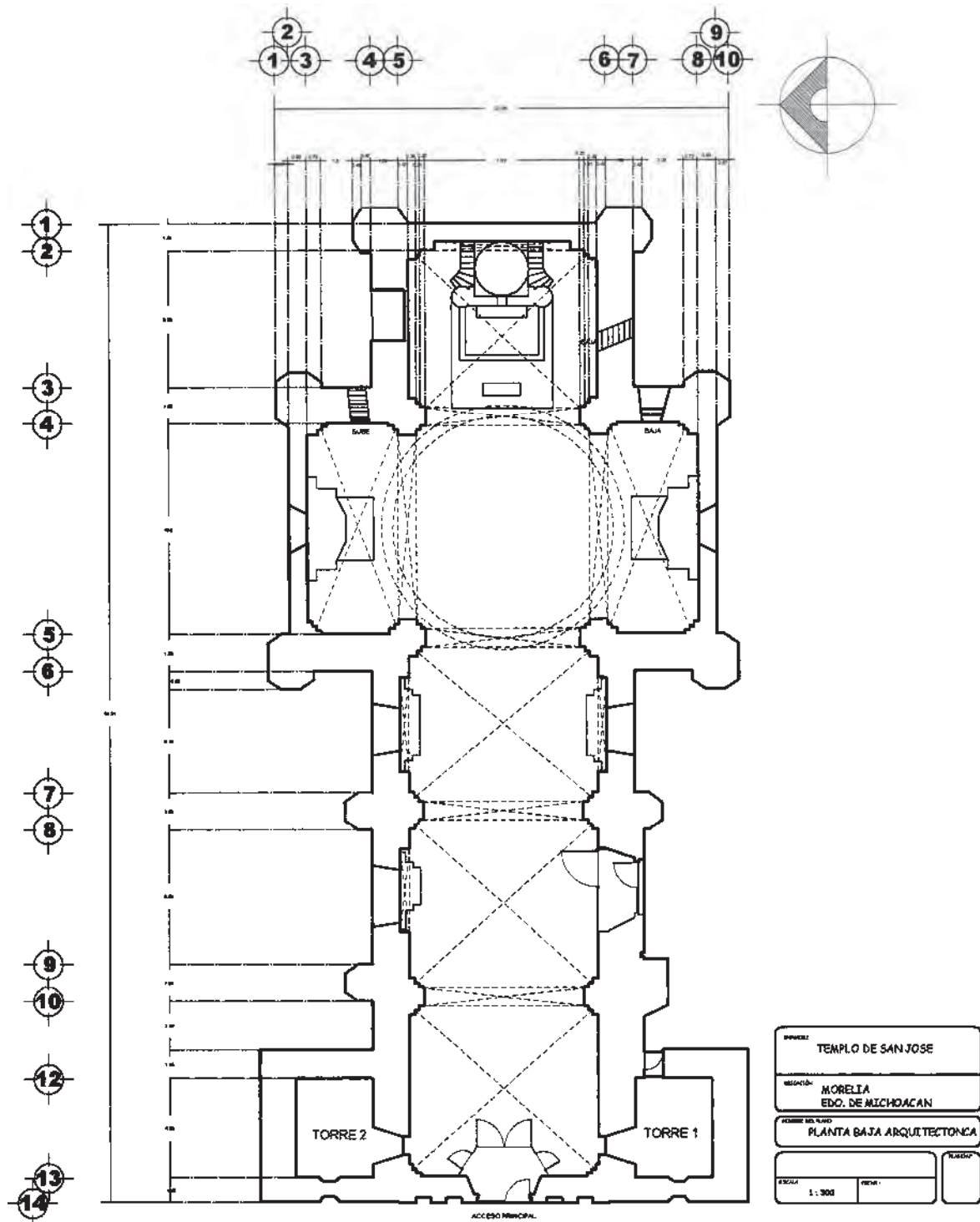
Por otra parte, una sección (barra 11) de la *Bóveda* resultó inestable (la línea de acción del empuje resultante no cruza la sección transversal de la bóveda) y tres secciones resultaron seguras, con *Factores de Seguridad* mayores a la unidad por cargas permanentes.



FACHADA PRINCIPAL<sup>60</sup>  
Esc. 1:250

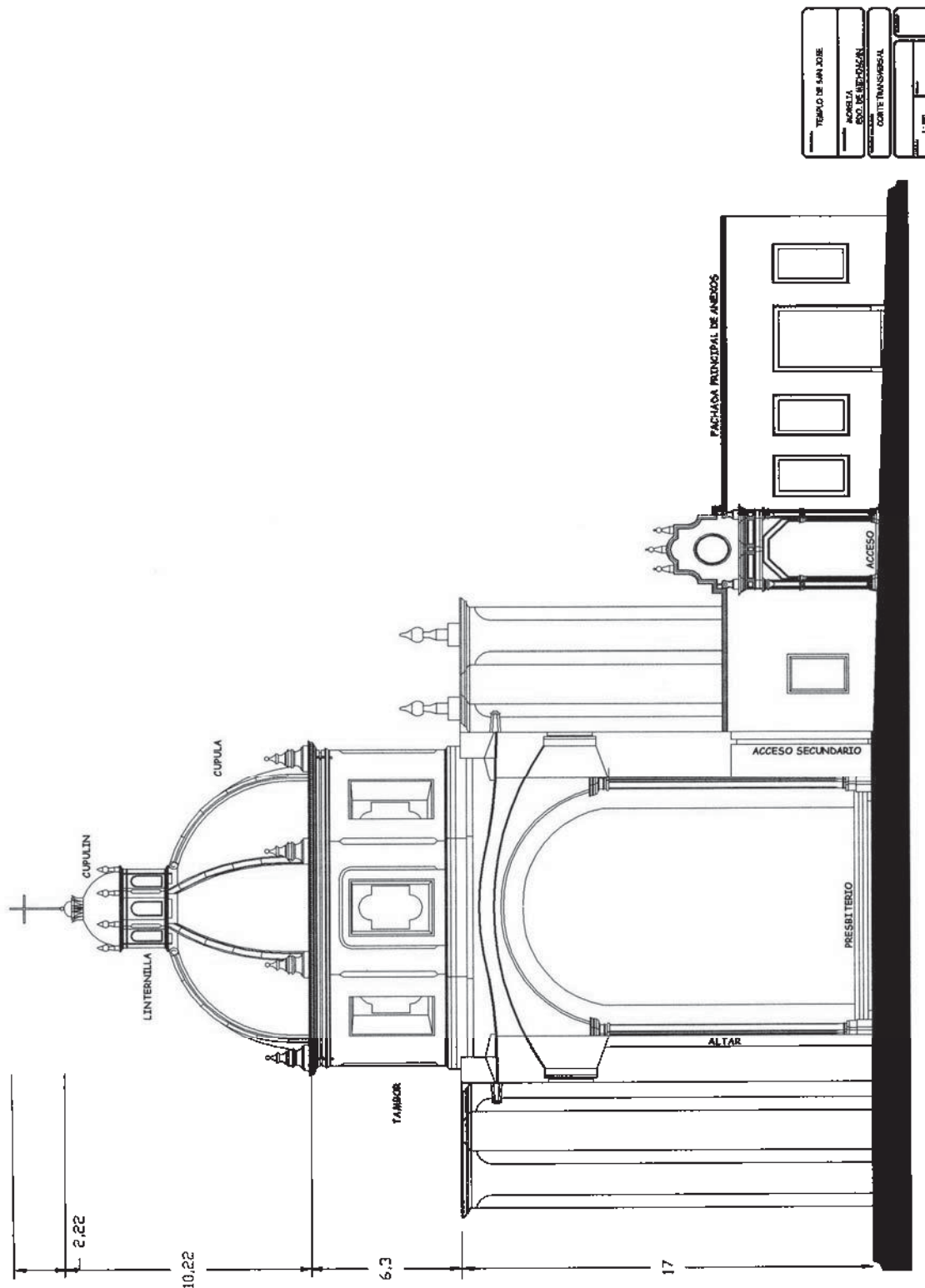
<sup>60</sup> Centro INAH-Michoacán, *Archivo de la Sección de Monumentos Históricos*, exp. 19-6.





PLANTA BAJA ARQUITECTÓNICA<sup>61</sup>  
Esc. 1:300

<sup>61</sup> Centro INAH-Michoacán, *op. cit.* exp. 19-6.



CORTE TRANSVERSAL<sup>62</sup>  
Esc. 1:250

<sup>62</sup> Centro INAH-Michoacán, *op. cit.*, exp. 19-6.

**Análisis de seguridad sísmica en edificios históricos con arquitectura de carácter civil**

La forma de definir las acciones que el movimiento del terreno induce en la estructura ante un efecto sísmico, depende en gran medida del método de análisis que se vaya a emplear. En métodos de análisis de tipo estático, el efecto del sismo se cuantifica por medio de un coeficiente de cortante basal llamado *coeficiente sísmico*, el cual define qué fracción del peso total del edificio debe considerarse como fuerza lateral, así como la fuerza total, aplicada a la estructura.

El reglamento de construcciones y sus normas técnicas complementarias incluyen procedimientos detallados para la determinación del coeficiente sísmico que corresponde a cada caso; para lo cual éste es en función a la región sísmica, tipo de suelo, período fundamental de vibración de la estructura, y de la ductilidad, amortiguamiento de que se dispone. Sin embargo, el coeficiente sísmico puede aplicarse en los edificios históricos, para lo cual es importante contar con un criterio amplio sobre el comportamiento estructural que llegan a presentar los edificios históricos ante el efecto sísmico.

El procedimiento de análisis sísmico a emplear en los edificios considerados como caso de estudio y que corresponden a una arquitectura de carácter civil y de uso público (Palacio de gobierno, Palacio de justicia y Colegio San Nicolás de Hidalgo), será aplicando el *método simplificado de diseño sísmico*, en el cual se determina la fuerza lateral total que hay que aplicar a la estructura. Esta fuerza lateral actuante se considera que es resistida de manera uniforme por todos los muros alineados en la dirección en que se considera que actúa el sismo.

Los resultados del método deben tomarse con ciertas reservas, debido a las limitaciones que presenta en su aplicación a las estructuras que forman parte de los edificios históricos. En primer lugar, se relaciona sólo con la seguridad ante falla por esfuerzo cortante y no cubre la falla por flexión normal al plano de los muros que, como se ha visto en apartados anteriores, suele ser crítica; tampoco abarca los diversos tipos de falla local. Además, aun para la propia falla por cortante, se ha visto que los sistemas de piso y cubierta de estos edificios generalmente no son capaces de transmitir las cargas a todo el conjunto de elementos verticales resistentes, sino que pueden agrietarse por tensión, y ejercer sus fuerzas de inercia sólo sobre los muros que los soportan directamente. Por ello, el método simplificado únicamente tiene cierta validez si los muros están uniformemente distribuidos en toda la planta del edificio, y aun en estas circunstancias, se requiere visualizar la forma en que las fuerzas de inercia se transmiten a través del sistema de cubierta a los muros, para identificar las situaciones críticas que es necesario revisar.

Sin embargo los métodos de análisis estático, más refinados que el método simplificado, permiten determinar con más detalle las fuerzas de inercia y su distribución entre los elementos resistentes; lo cual también, no eliminan muchas de las objeciones enunciadas para este método, ya que están limitados al no poder considerar el comportamiento no lineal de la mampostería, así como el agrietamiento por esfuerzos de tensión con la consiguiente falta de continuidad entre algunos elementos estructurales, siendo necesario desarrollar detalladamente el modelo de análisis e identificar las partes de la estructura que pueden ser capaces de responder como un conjunto continuo, para obtener resultados aplicables en los análisis de este tipo.



# COLEGIO DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

(SIGLO XVIII)

SECTOR:	República.
UBICACIÓN:	Av. Madero poniente N° 351.
ORIENTACIÓN:	Sur a Norte.
USO ORIGINAL:	Colegio de San Nicolás de Obispo.
USO ACTUAL:	Colegio de San Nicolás de Hidalgo.
SUPERFICIE:	3,968 m <sup>2</sup> .
VALOR:	Histórico-Arquitectónico
POBLACIÓN:	Morelia, Michoacán.

---

## **Colegio de San Nicolás de Hidalgo**

### *Antecedentes históricos*<sup>63</sup>

El colegio erigido por los franciscanos, denominado de San Miguel, quedó fundado con el nombre de San Nicolás Obispo el 1580. El lugar donde se ubicaba el antiguo colegio era el mismo que ocupa actualmente, sólo que con el paso del tiempo el edificio ha sufrido modificaciones y reconstrucciones.

Al iniciar la revolución de Independencia, se clausuró el edificio por tiempo indefinido. En 1845 se secularizó el plantel, en el inventario de entrega se menciona que tenía dos patios, el primero en estado servible y en el segundo en un estado de deterioro.

En 1847, el colegio reabrió sus puertas bajo el nombre de “Colegio Primitivo y Nacional de San Nicolás de Hidalgo”. En 1868 se realizaron obras de reedificación, a cargo del Ing. Guillermo Woddon Sorinne. Para 1882 le fue modificada totalmente su fachada principal y lateral conforme al gusto de ese momento. En 1931 se realizaron obras de consolidación en la fachada principal como en los corredores interiores y en 1969, se llevaron a cabo trabajos de reconstrucción por parte del Gobierno del estado de Michoacán. Actualmente funciona la preparatoria I de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

### *Descripción arquitectónica*<sup>64</sup>

En el interior del edificio se ubica el patio principal que de forma cuadrada y tiene corredores en sus cuatro lados. Seis pilares sobre su basamento y con capitel toscazo sostienen siete arcos de tres centros con extradós moldurado, en sus cuatro lados se repite la arquería. En los cuatro ángulos del recinto se ubica un pilar en cada rincón del cual arrancan un par de arcos perpendiculares al muro bajo la vigería de madera del entrepiso. Una cornisa separa la planta baja con la planta alta y un entablamento corona el superior en cuyo friso se marcan los triglifos y las metopas.

La fachada principal mira al sur, consta de dos pisos y cornisa intermedia. Sobre la mampostería aparente se ordenan simétricamente los vanos ventanas inferiores y superiores. Al centro se localiza el eje principal señalado por una portada con jambas y platabanda moldurada, flanqueada por un par de pilastras, éstas presentan el fuste estriado en la planta baja y tableteadas con capitel corintio arriba.

Las fachadas muestran un estilo ecléctico neoclásico con detalles afrancesados; estilo congruente y bien integrado que vino a sustituir a la original de formas barrocas. Al interior, el patio principal, sobre las partes originales de estilo barroco como son los pilares, arquería y las gárgolas, se sobrepusieron piezas eclécticas neoclásicas, como lo es el entablamento y las flores que marcan la clave del intradós de los arcos. Las escaleras se realizaron en los espacios de las primitivas.

El entrepiso y cubierta de las habitaciones y corredores que forman parte del edificio, conservan el sistema constructivo a base de vigería de madera.

---

<sup>63</sup> Ramírez Romero, Esperanza, *op. cit.* pp. 225-228.

<sup>64</sup> *Ibidem.*







Área tributaria a considerar en el análisis a nivel de entrepiso (eje 1-13, tramo A-L)

$$A_T = 1,610.15 \text{ m}^2.$$

Peso total de entrepiso:

$$W_{\text{Entrep.}} = 1,610.15 \text{ m}^2 \cdot (1.085 \text{ tn/m}^2)$$

$$W_{\text{Entrep.}} = 1,747.01 \text{ tn}$$

Análisis de cargas de azotea:

Ladrillo -----	0.03 (1.0) <sup>2</sup> (1.60 tn/m <sup>3</sup> )	= 0.035 tn/m <sup>2</sup> .
Relleno de tierra -----	0.15 (1.0) <sup>2</sup> (1.95 tn/m <sup>3</sup> )	= 0.290 tn/m <sup>2</sup> .
Firme de mortero (cem-cal-are) ---	0.02 (1.0) <sup>2</sup> (2.00 tn/m <sup>3</sup> )	= 0.040 tn/m <sup>2</sup> .
Losa de concreto reforzado -----	0.20 (1.0) <sup>2</sup> (2.40 tn/m <sup>3</sup> )	= 0.480 tn/m <sup>2</sup> .
Tapa de ladrillo -----	0.05 (1.0) <sup>2</sup> (1.60 tn/m <sup>3</sup> )	= 0.080 tn/m <sup>2</sup> .
Vigas de madera (8" x 10") -----		= 0.200 tn/m <sup>2</sup> .
		-----
		C.M. = 1.138 tn/m <sup>2</sup> .
		C.V. = 0.100 tn/m <sup>2</sup> .
		-----
		<b>W<sub>S</sub> = 1.238 tn/m<sup>2</sup>.</b>

Área tributaria a considerar en el análisis a nivel de azotea (eje 12-23, tramo A-L)

$$A_T = 1,610.15 \text{ m}^2.$$

Peso total de azotea:

$$W_{\text{Azot.}} = 1,610.15 \text{ m}^2 \cdot (1.238 \text{ tn/m}^2)$$

$$W_{\text{Azot.}} = 1,993.37 \text{ tn}$$

Peso total de muros en planta baja:

$$W_{\text{M-PB}} = A_M (H) (\gamma_{\text{Vol.}})$$

$$W_{\text{M-PB}} = 271.53 \text{ m}^2 \cdot (5.35 \text{ mt}) (2.10 \text{ tn/m}^3)$$

$$W_{\text{M-PB}} = 3,050.64 \text{ tn.}$$

Peso total de muros en planta alta:

$$W_{\text{M-PA}} = A_M (H) (\gamma_{\text{Vol.}})$$

$$W_{\text{M-PA}} = 247.15 \text{ m}^2 \cdot (5.22 \text{ mt}) (2.10 \text{ tn/m}^3)$$

$$W_{\text{M-PA}} = 2,709.26 \text{ tn.}$$

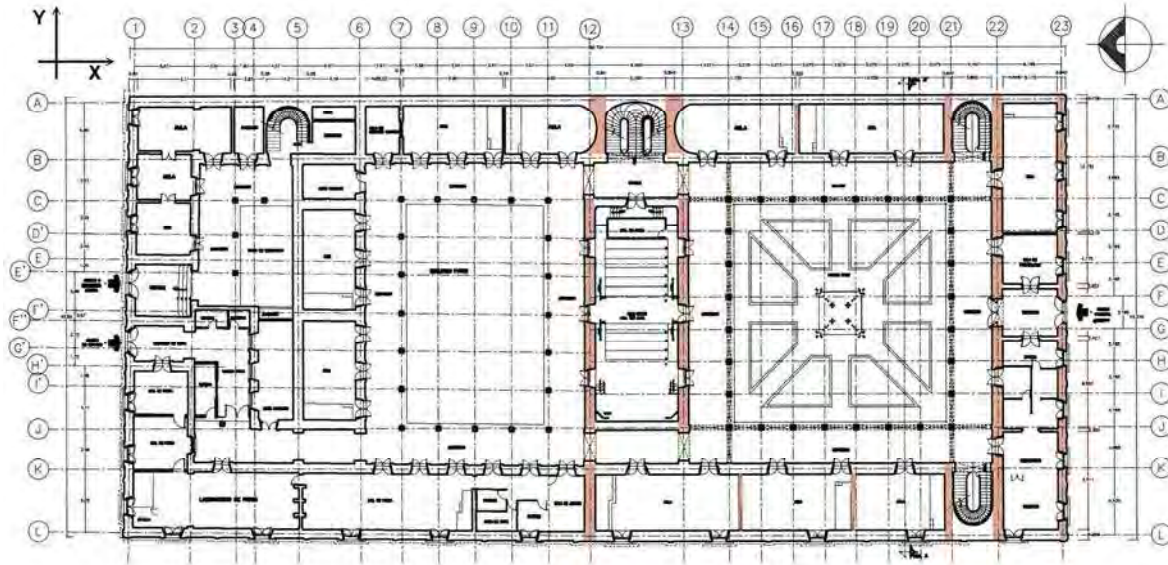
Peso total de cubiertas y muros a nivel de planta baja:

$$W_T = 1,747.01 + 3,050.64 + 1,993.37 + 2,709.26 \text{ tn.}$$

$$\mathbf{W_T = 9,500.28 \text{ tn.}}$$

**Revisión del efecto sísmico en planta baja en “dirección Y” (menor resistencia al corte)**

El edificio histórico tiene un área en planta de  $1,610.15 \text{ m}^2$ . y un peso total, a nivel de piso terminado, de  $9,500.28 \text{ ton}$ . La suma de las áreas transversales de todos los muros (*planta baja desfavorable ante cortante*), considerando ambas direcciones, es de  $271.53 \text{ m}^2$ . Cuando se calculan las áreas resistentes de muros en cada dirección, éstas resultan de  $149.73 \text{ m}^2$ , para la dirección “X” (N-S) y de  $121.80 \text{ m}^2$ , para la dirección “Y” (E-W).



Planta baja (Revisión por sismo en dirección “y”)

La fuerza sísmica total ( $V_B$ ) se puede considerar igual al peso total del edificio ( $W$ ), multiplicado por un coeficiente sísmico de  $C_S = 0.30$ , zona sísmica “C”, terreno tipo II.

$$V_B = C_S (W)$$

$$V_B = 0.30 (9,500.28) = 2,850.08 \text{ ton.}$$

Esfuerzo cortante resistente promedio determinado para una mampostería de piedra con mortero de cal.

$$v_R = v^*/F_R$$

$$v_R = 0.60/0.30$$

$$v_R = 2.00 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ tn/m}^2.$$

Fuerza cortante resistente de los muros en el sentido “Y”

$$V_R = \Sigma A_m (V_R)$$

$$V_R = 121.80 (20.0) = 2,436.00 \text{ ton.} < V_B = 2,850.08 \text{ tn.} \quad \text{¡escasez de muros al corte!}$$

Para una revisión estructural, debe determinarse el coeficiente sísmico adecuado según el peligro sísmico del lugar y las características de la estructura; también hay que considerar que el esfuerzo resistente de la mampostería, según sus características mecánicas; y, finalmente un factor de seguridad adecuado para definir la mínima relación entre la fuerza resistente y la actuante.

$$F.S = V_R/V_B = [\Sigma A_m/W] [V_m/C_s]$$

Los conceptos del método simplificado pueden aplicarse para determinar algunos índices que permiten comparar la seguridad sísmica de edificios con condiciones semejantes de actividad sísmica del sitio y de tipo de estructura.

El factor de seguridad resulta:

$$F.S. = V_R/V_B.$$

$$F.S = 2,436.00/2,850.08$$

$$F.S. = 0.85$$

Este valor corresponde a un factor de seguridad escaso contra la falla por cortante; sin embargo, la evidencia de que la estructura ha soportado daños apreciables (fractura de columnas y arcos en corredores) por carga permanente y sismos ocurridos en la zona en los últimos dos siglos, debe ser suficiente para suponer crítica la condición de falla por cortante.

Considerando materiales de resistencia a cortante semejante y un mismo coeficiente sísmico, se puede definir un índice de seguridad sísmica, para la dirección crítica:

$$I_s = \Sigma A_m/W$$

$$I_s = 121.80/9,500.28$$

$$I_s = 0.013 \text{ m}^2/\text{ton}.$$

Índice de densidad de muros:

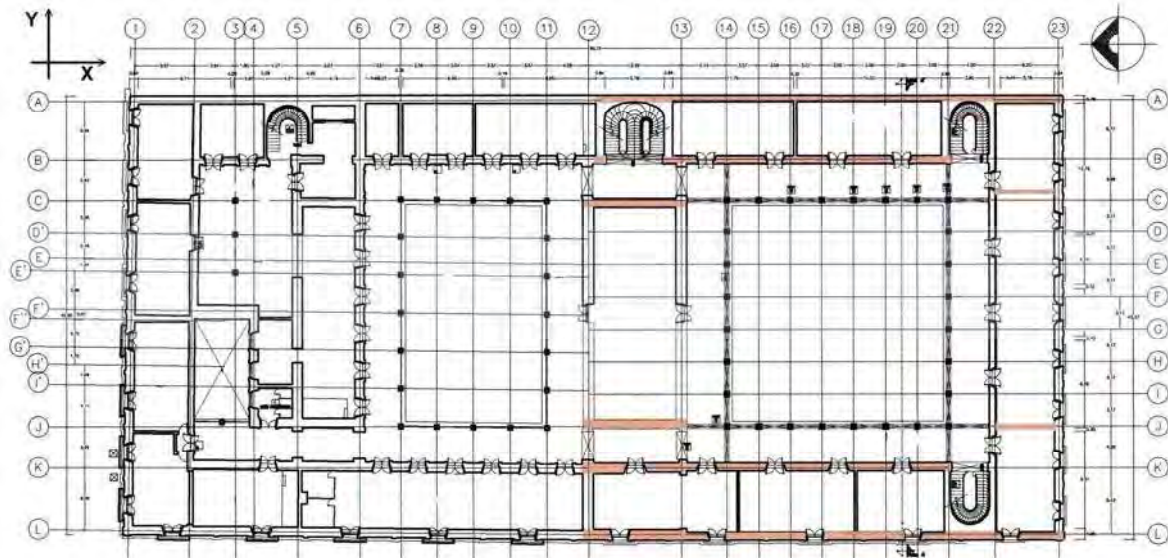
$$d = \Sigma A_m/A_p$$

$$d = 121.80/1,610.15 = 0.0756$$

Esto implica que el área efectiva de muros, para resistir la fuerza sísmica es 7.56 % del área en planta, para la dirección más desfavorable.

**Revisión del efecto sísmico en planta alta en “dirección X” (menor resistencia al corte)**

El edificio histórico tiene un área en planta de 1,610.15 m<sup>2</sup>. y un peso total, a nivel de piso terminado, de 9,500.28 ton. La suma de las áreas transversales de todos los muros (*planta alta desfavorable ante cortante*), considerando ambas direcciones, es de 247.15 m<sup>2</sup>. Cuando se calculan las áreas resistentes de muros en cada dirección, éstas resultan de 122.79 m<sup>2</sup>, para la dirección “X” (N-S) y de 124.36 m<sup>2</sup>, para la dirección “Y” (E-W).



Planta alta (Revisión por sismo en dirección "x")

La fuerza sísmica total ( $V_B$ ) se puede considerar igual al peso total del edificio ( $W$ ), multiplicado por un coeficiente sísmico de  $C_S = 0.30$ , zona sísmica "C", terreno tipo II.

$$V_B = C_S (W)$$

$$V_B = 0.30 (9,500.28) = 2,850.08 \text{ tn.}$$

Esfuerzo cortante resistente promedio determinado para una mampostería de piedra con mortero de cal.

$$v_R = v^*/F_R$$

$$v_R = 0.60/0.30$$

$$v_R = 2.0 \text{ kg/cm}^2. = 20.0 \text{ tn/m}^2.$$

Fuerza cortante resistente de los muros en el sentido "X"

$$V_R = \Sigma A_m (v_R)$$

$$V_R = 122.79 (20.0) = \mathbf{2,455.80 \text{ ton.}} < V_B = \mathbf{2,850.08 \text{ tn.}} \quad \text{¡escasez de muros al corte!}$$

Para una revisión estructural, debe determinarse el coeficiente sísmico adecuado según el peligro sísmico del lugar y las características de la estructura; también hay que considerar que el esfuerzo resistente de la mampostería, según sus características mecánicas; y, finalmente un factor de seguridad adecuado para definir la mínima relación entre la fuerza resistente y la actuante.

$$F.S = V_R/V_B = [\Sigma A_m/W] [V_m/C_S]$$

Los conceptos del método simplificado pueden aplicarse para determinar algunos índices que permiten comparar la seguridad sísmica de edificios con condiciones semejantes de actividad sísmica del sitio y de tipo de estructura.

El factor de seguridad resulta:

$$F.S. = V_R/V_B.$$

$$F.S = 2,455.80/2,850.08$$

$$F.S. = 0.86$$

Este valor corresponde a un factor de seguridad escaso contra la falla por cortante; sin embargo, la evidencia de que la estructura ha soportado daños apreciables (fractura de columnas y arcos en corredores) por carga permanente y sismos ocurridos en la zona en los últimos dos siglos, debe ser suficiente para suponer crítica la condición de falla por cortante.

Considerando materiales de resistencia a cortante semejante y un mismo coeficiente sísmico, se puede definir un índice de seguridad sísmica, para la dirección crítica:

$$I_s = \Sigma A_m/W$$

$$I_s = 122.79/9,500.28$$

$$I_s = 0.013 \text{ m}^2/\text{ton}.$$

Índice de densidad de muros:

$$d = \Sigma A_m/A_p$$

$$d = 122.79/1,610.15 = 0.0763$$

Esto implica que el área efectiva de muros, para resistir la fuerza sísmica es 7.63 % del área en planta, para la dirección más desfavorable.

Cálculo de fuerzas sísmicas y cortantes:

**Fuerzas sísmicas y cortantes concentradas en el centro de la masa de cada nivel de piso**

Altura (h) (mt)	Peso (W) (tn)	$W_i \cdot h_i$ (tn-mt)	$F_i$ (tn)	$V_i$ (tn)
10.57	4,702.63	49,706.80	1,879.53	1,879.53
5.35	4,797.65	25,667.43	970.55	2,850.08
$\Sigma =$	9,500.28	75,374.23	2,850.08	-----

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\Sigma W_i \cdot h_i} \cdot V$$

$$V = C_s (W)$$

$$V = 0.30 (9,500.28)$$

$$V = 2,850.08 \text{ tn}.$$

Resultado:

Los muros de mampostería pétreo en dirección “Y” de planta baja y en dirección “X” de planta alta, presentan escasez de área por cortante, lo que hace que no exista la suficiente capacidad resistente para absorber la fuerza cortante ante una posible combinación de carga permanente más sismo.

En planta baja los muros de mampostería pétreo en dirección “Y” presentan un  $V_R = 2,436.00$  t. y en planta alta los muros de mampostería pétreo en dirección “X” tienen un  $V_R = 2,455.80$  t.

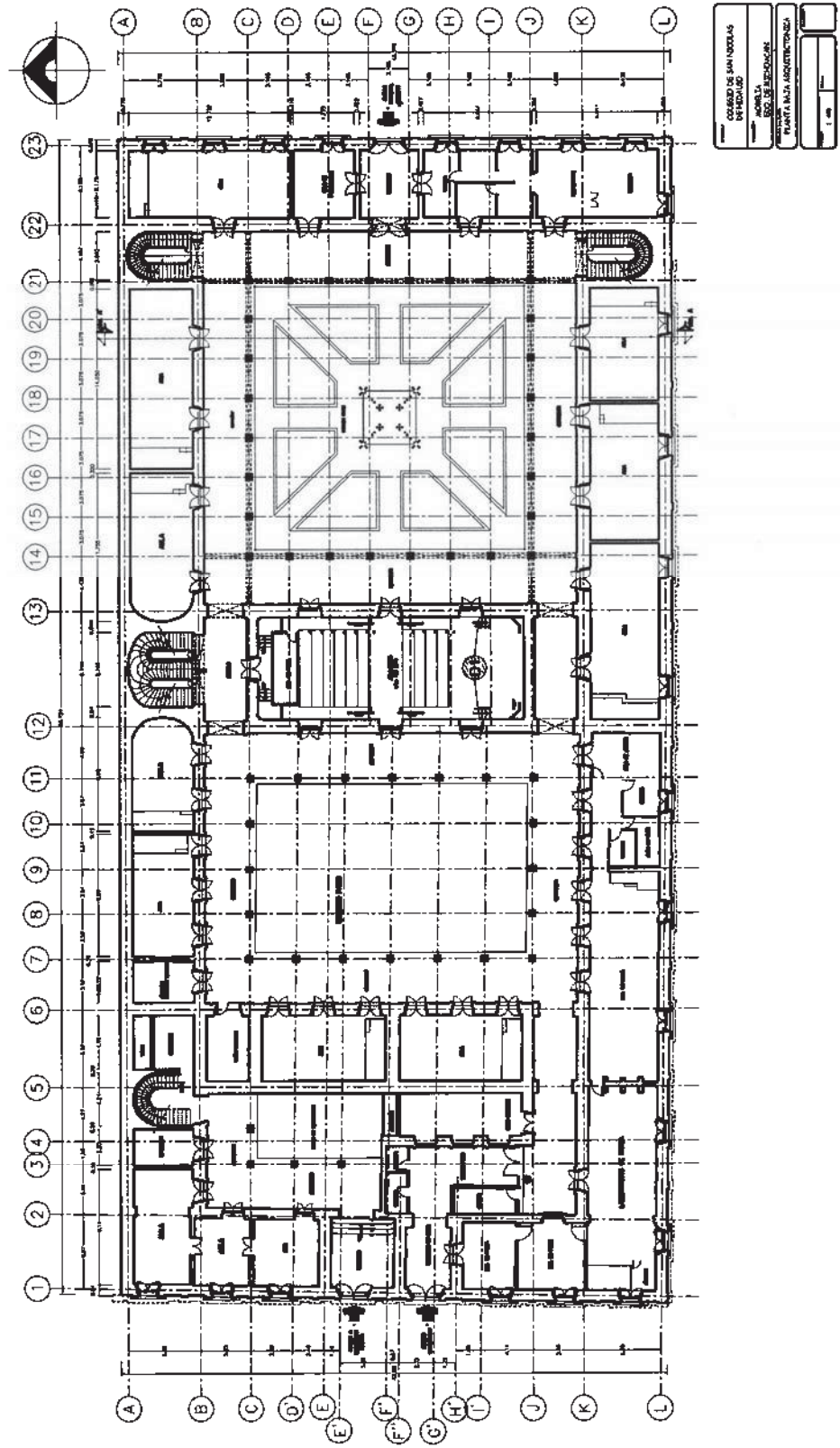
Estos resultados indican escasez de muros de planta baja y alta, y no tienen una correspondencia igual en dirección ante un efecto sísmico, lo que produce la presencia de esfuerzos por torsión en el edificio y la concentración de esfuerzos combinados en algunos de los elementos arquitectónicos-estructurales que se han manifestado mediante la falla de varias columnas y arcos por carga permanente y sismo.

Es recomendable incrementar y homogenizar el área de apoyo cortante de muros en planta alta, con los muros existentes en planta baja. Es decir los muros en dirección “X” y “Y” deben tener cierta correspondencia en cuanto al índice de densidad de los muros de ambas plantas, para evitar contradirecciones opuestas en cada planta ante el efecto por sismo.

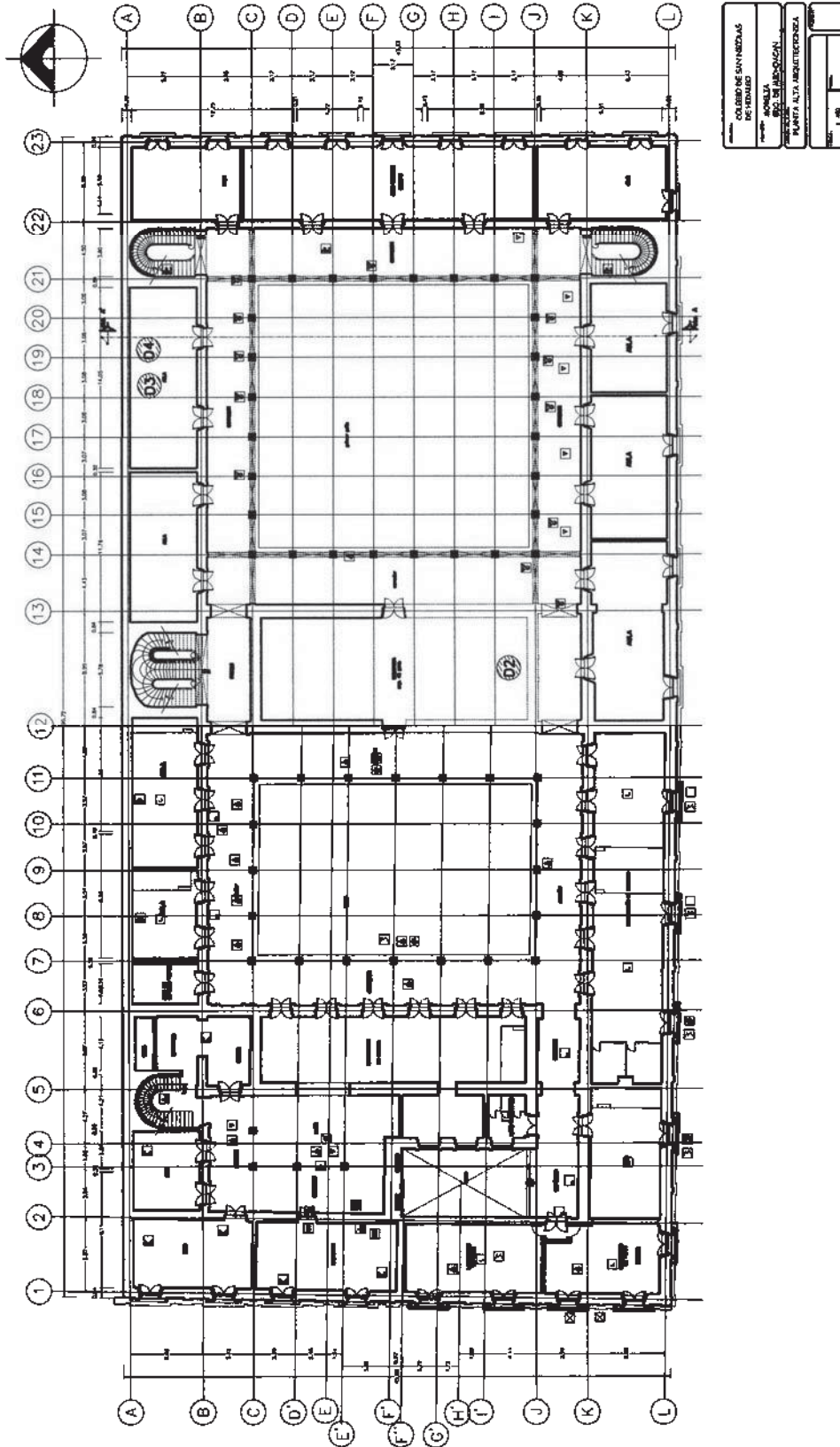
### **Consideraciones en el análisis y revisión estructural del objeto arquitectónico en estudio:**

- Las fuerzas sísmicas que obran en el edificio, se distribuyen entre los diferentes elementos resistentes verticales. En este análisis sísmico se debe tener en cuenta que debido a los efectos dinámicos de la vibración, el momento torsionante que actúa en el entrepiso o cubierta se ve en general amplificada, y la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente.
- Para la determinación del centro de torsión sólo puede efectuarse como una aproximación ya que la rigidez de cada elemento particular se altera por agrietamientos locales, fluencias o por la contribución de elementos no estructurales.
- La resistencia a flexión y a flexocompresión en el plano del muro se calcula, para muros sin refuerzo, aplicando la teoría de resistencia de materiales para lo cual se considerará una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Teniendo en cuenta que la mampostería no resiste tensiones y por tanto la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a  $f_m^*$ .
- Para la determinación de la carga resistente vertical, se verificará que en cada sección de muro la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente. Asimismo para la fuerza cortante actuante, ésta no excederá de la resistente obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente.
- En cuanto a las propiedades mecánicas de la mampostería, éstas varían en un intervalo muy grande en función de las propiedades de las piezas y del mortero que las une, así como del procedimiento de construcción. Por tanto, estas propiedades deben ser determinadas mediante ensayos con los materiales y con las técnicas constructivas particulares de cada caso en estudio. En términos generales la resistencia en tensión es muy baja, la falla es frágil y la curva esfuerzo-deformación en compresión es prácticamente lineal a la falla.

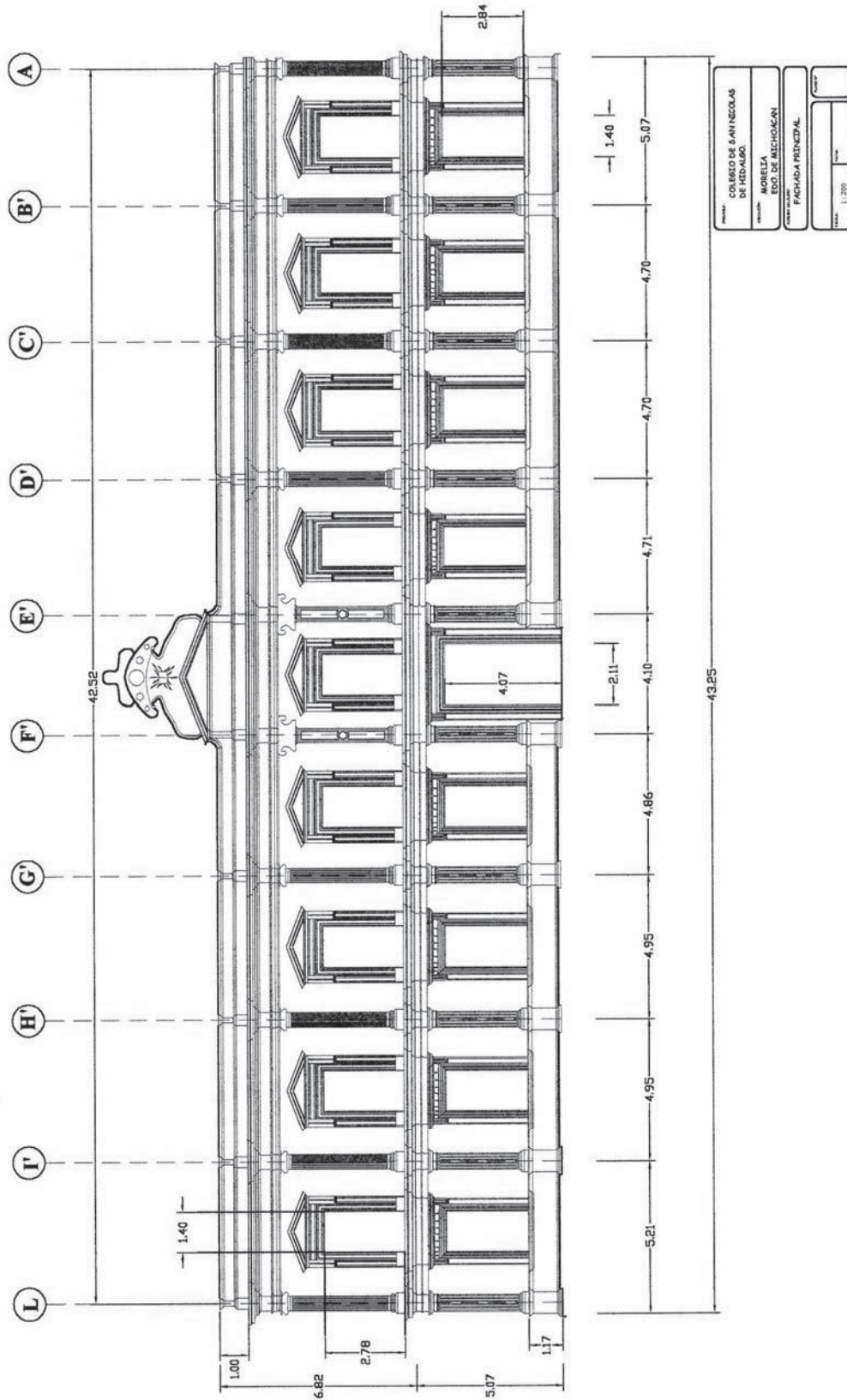




PLANTA BAJA ARQUITECTÓNICA  
Esc. 1:450

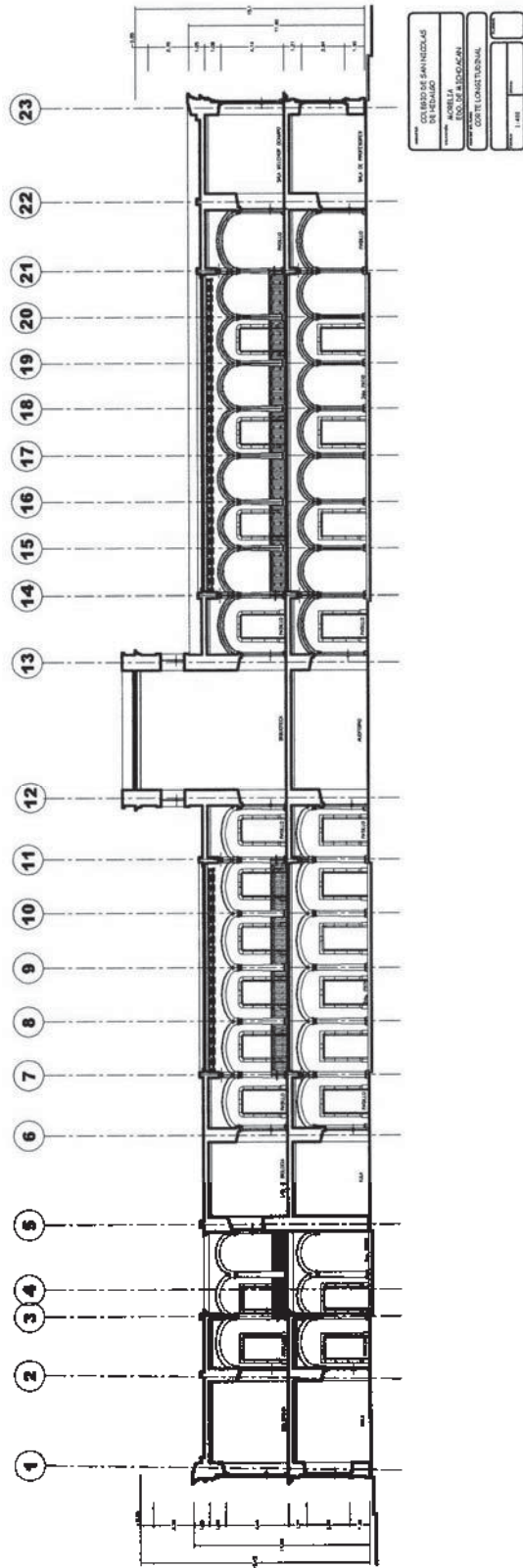


PLANTA ALTA ARQUITECTÓNICA  
Esc. 1:450

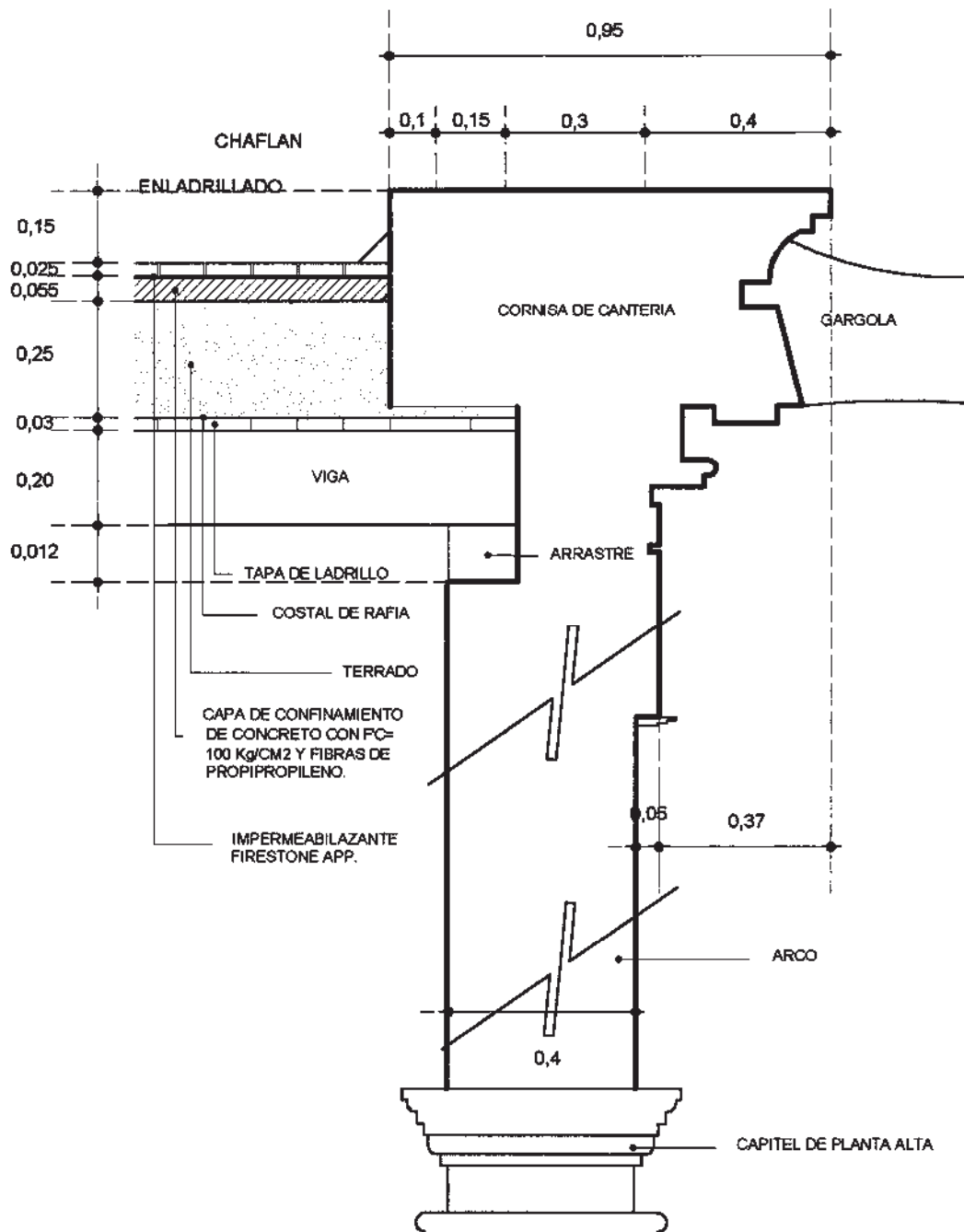


FACHADA PRINCIPAL  
Esc. 1:200

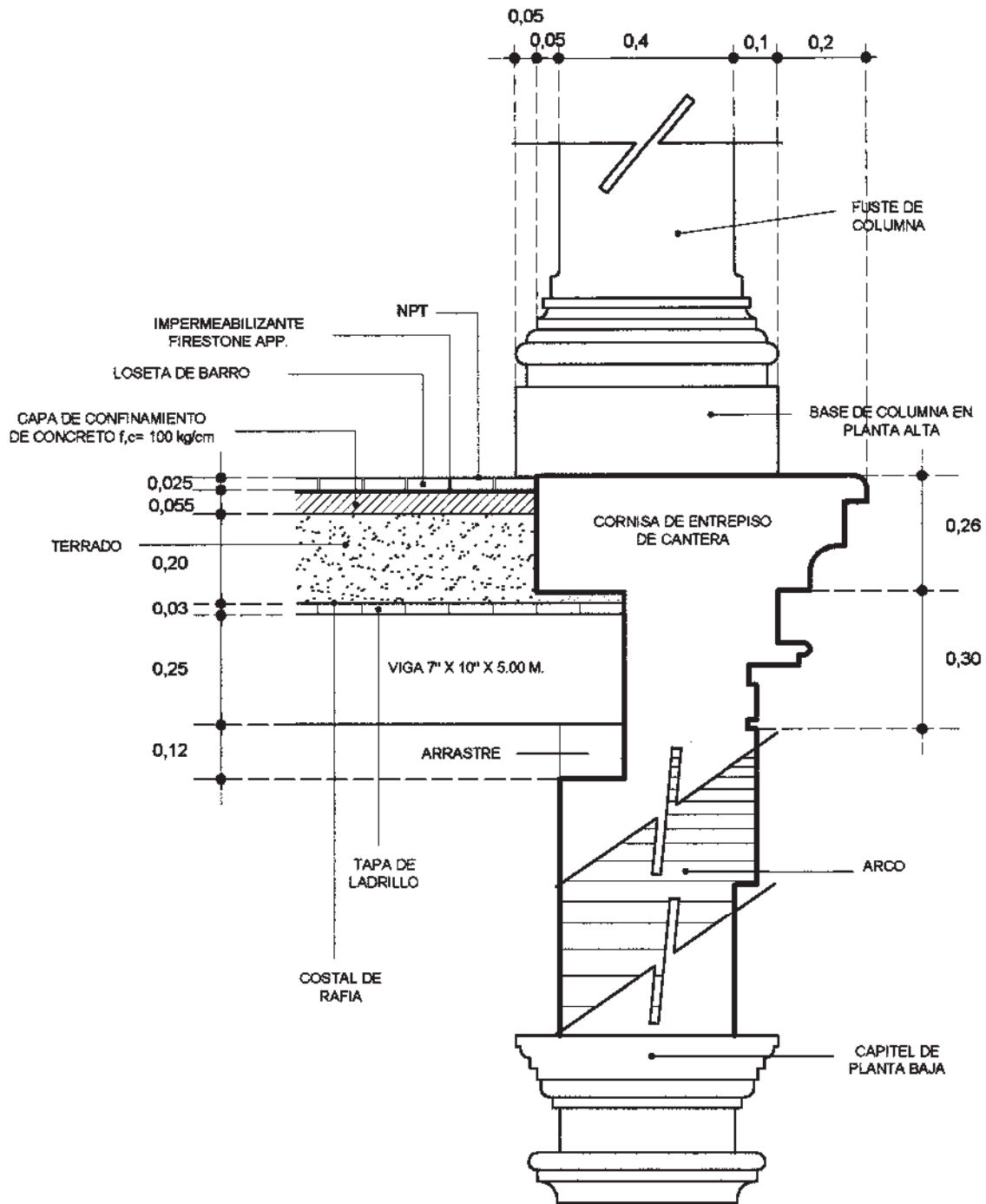
Proyecto:	COLEGIO DE SAN NICOLAS DE HIDALGO.
Propietario:	MONESTERIO DE SAN NICOLAS DE HIDALGO.
Objeto:	FACHADA PRINCIPAL.
Escala:	1:200
Fecha:	



CORTE LONGITUDINAL  
Esc. 1:400

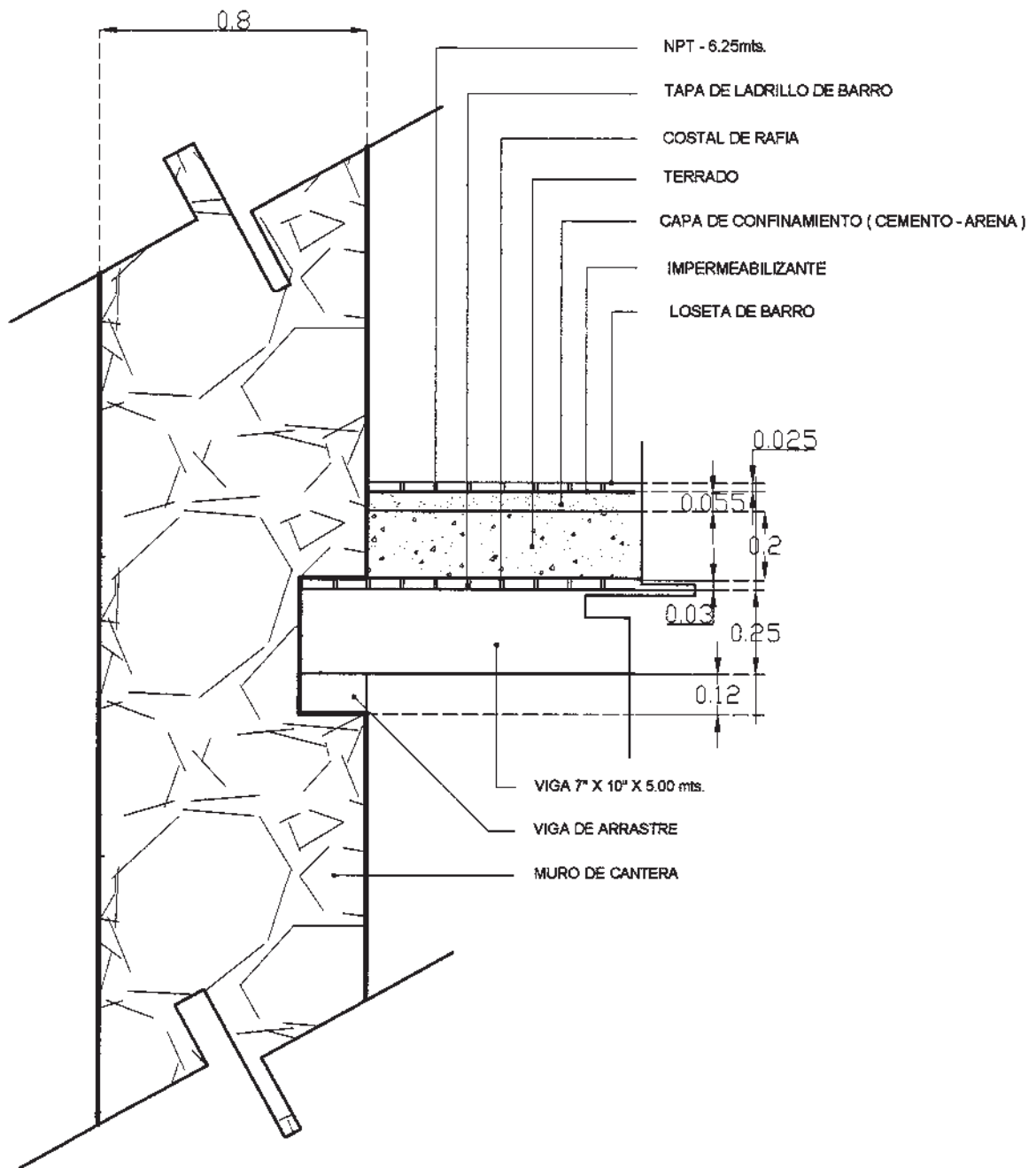


CORTE TRANSVERSAL  
 DETALLE CONSTRUCTIVO  
 DE NIVEL DE AZOTEA  
 Esc. 1:15

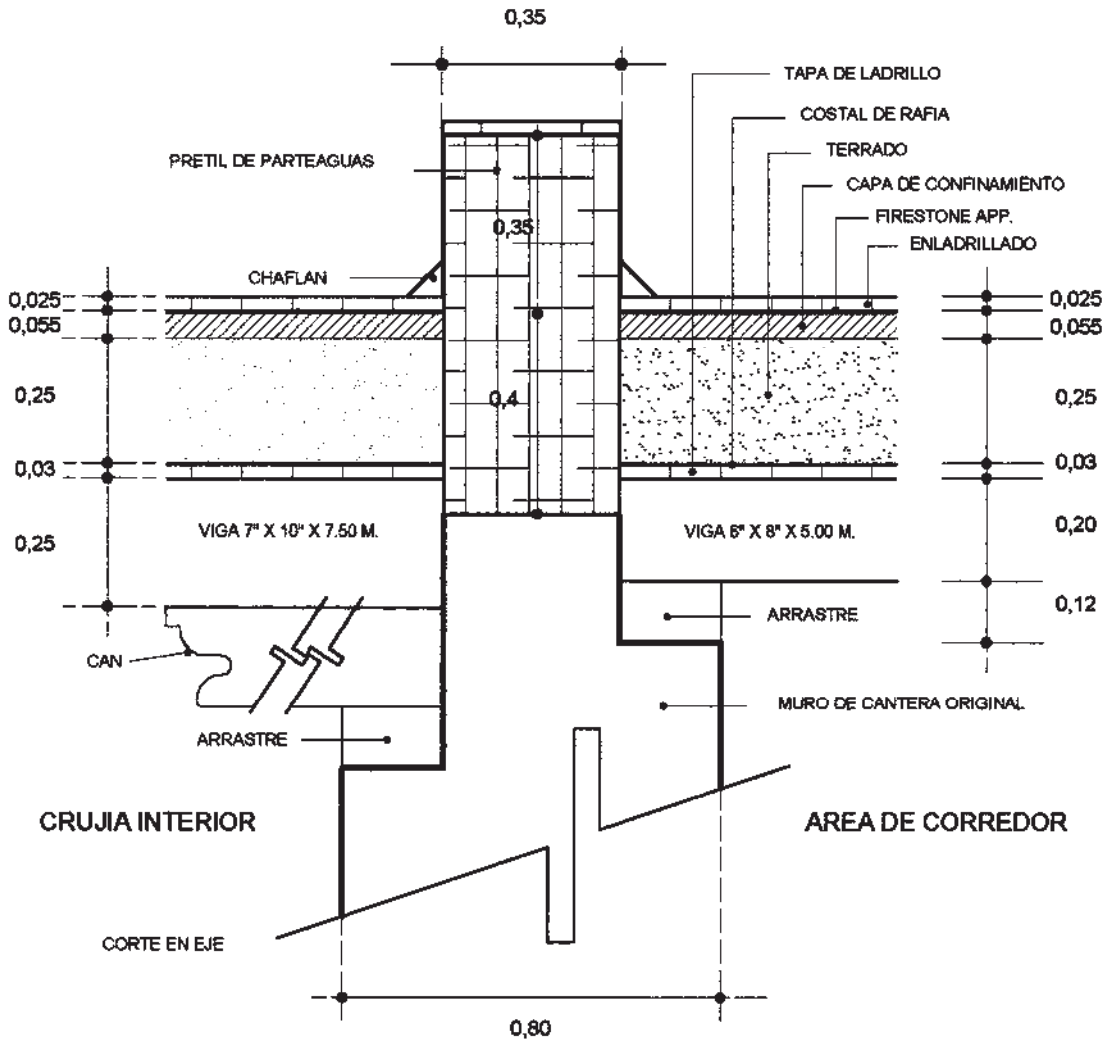


CORTE TRANSVERSAL  
DETALLE CONSTRUCTIVO  
DE NIVEL DE ENTREPISO  
Esc. 1:15

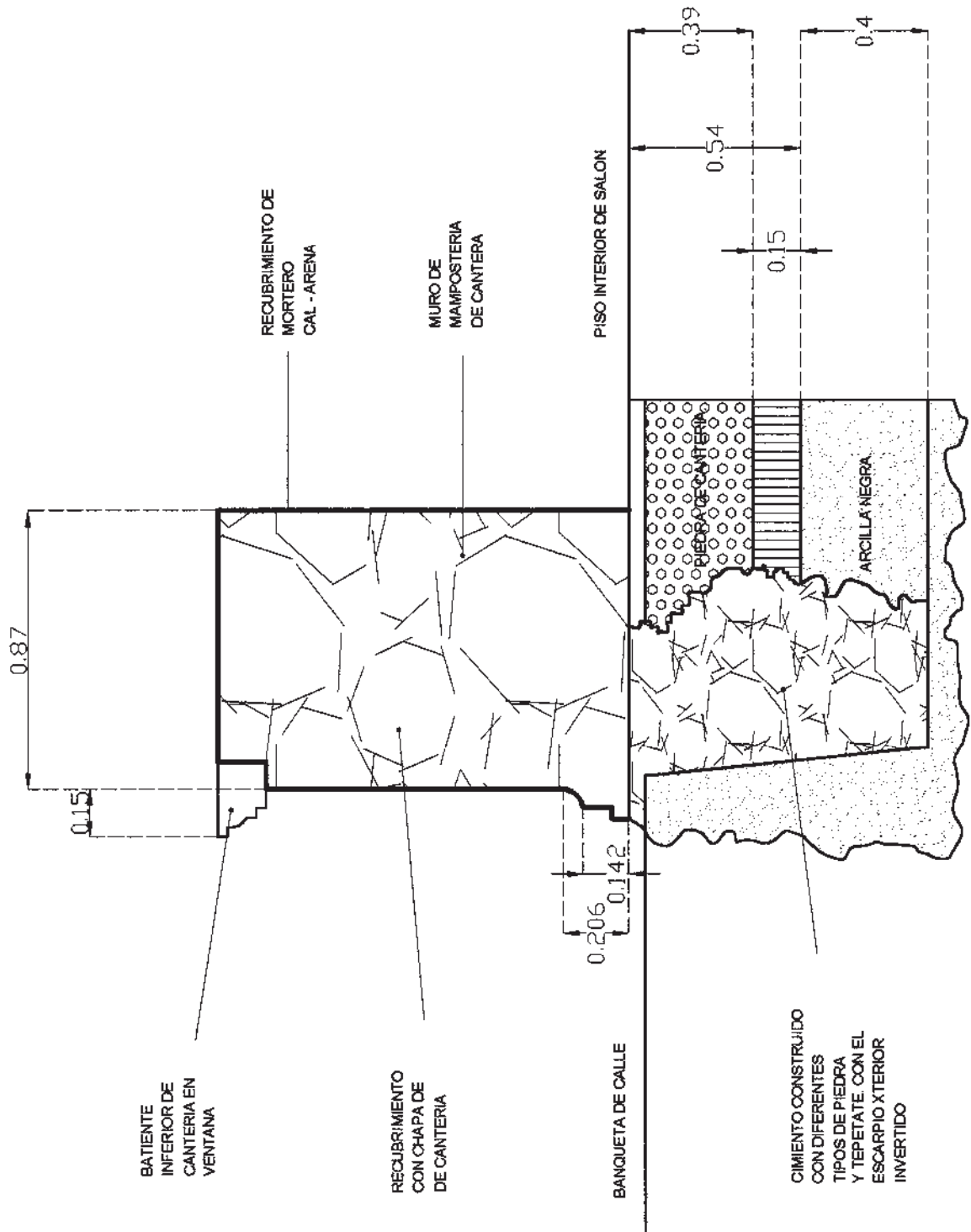




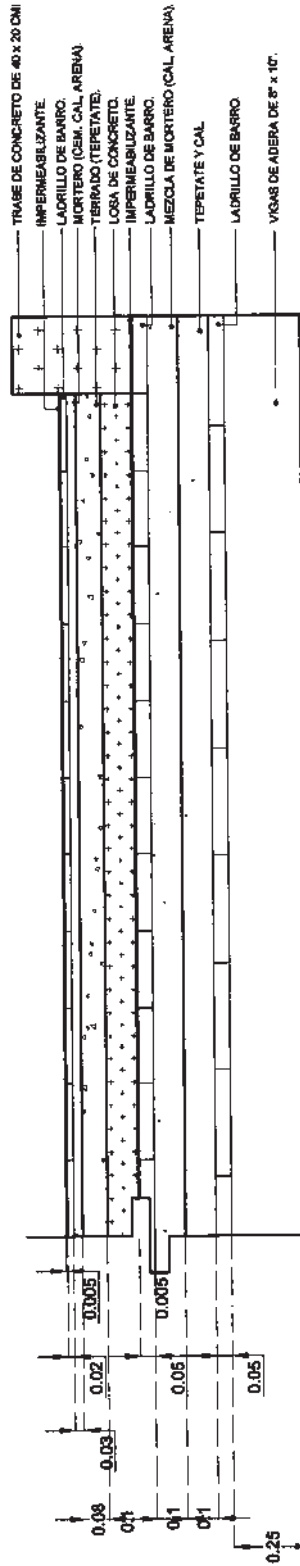
CORTE TRANSVERSAL  
DETALLE CONSTRUCTIVO  
DE ENTREPISO  
Esc. 1:20



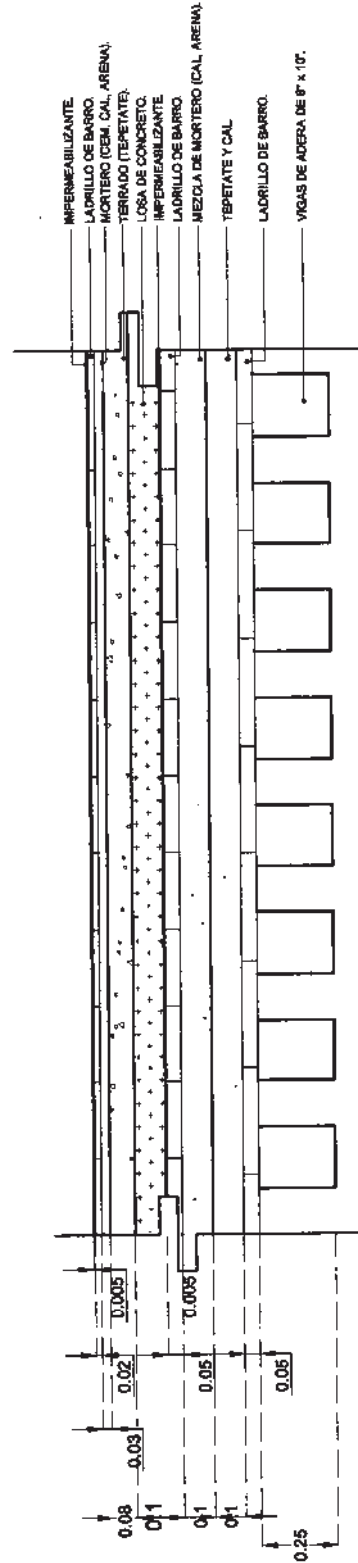
CORTE TRANSVERSAL  
 DETALLE CONSTRUCTIVO  
 DE ENTREPISO  
 Esc. 1:15



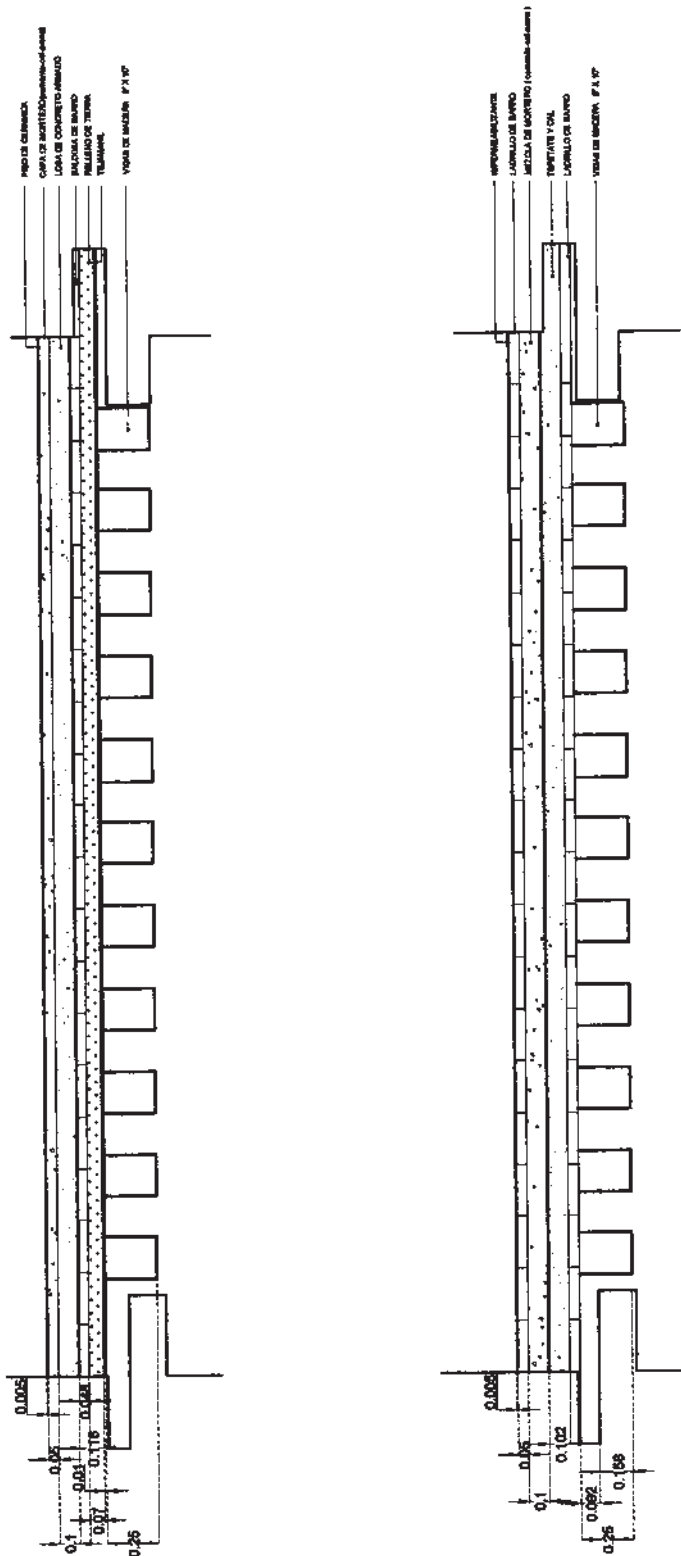
CORTE TRANSVERSAL  
 DETALLE CONSTRUCTIVO  
 A NIVEL DE PISO  
 Esc. 1:20



CORTE TRANSVERSAL D3  
 PLANTA DE AZOTEA  
 ESC.1:20



CORTE TRANSVERSAL DE VIGUERIA  
 A NIVEL DE AZOTEA  
 Esc. 1:20



CORTE TRANSVERSAL DE VIGUERÍA  
A NIVEL DE ENTREPISO  
Esc. 1:30



# PALACIO DE GOBIERNO

## (SIGLO XVIII)

SECTOR: República.  
UBICACIÓN: Av. Madero Poniente N° 63.  
ORIENTACIÓN: Sur a Norte.  
USO ORIGINAL: Seminario Tridentino.  
USO ACTUAL: Oficinas del gobierno del estado.  
SUPERFICIE: 4,592 m<sup>2</sup>.  
VALOR: Histórico-Arquitectónico  
POBLACIÓN: Morelia, Michoacán.

---



## Palacio de Gobierno (Ex–Seminario Tridentino)

### *Antecedentes históricos*<sup>65</sup>

El origen del proyecto para la construcción surge cuando el rey Carlos II por real cédula del 8 de diciembre de 1671, ordena la creación y construcción del Seminario Tridentino de Valladolid, en Michoacán; no fue sino hasta 1760 que se inició la construcción del edificio, diez años más tarde (1770) se instaló ahí el seminario.

El seminario funcionó desde su apertura hasta el año de 1810, fecha de iniciación de la Independencia de México y por el cual fue clausurado. Para el año de 1819 se abrió nuevamente sus puertas y el plantel siguió su funcionamiento en forma normal durante una etapa del México Independiente, sin embargo en mayo de 1859 fue ocupado por el ejército republicano como cuartel. En 1863, se restituyó el edificio al clero, quien de inmediato lo puso a funcionar, no obstante en febrero de 1867 las tropas republicanas confiscaron el edificio al clero, dedicándolo a residencia oficial del poder ejecutivo.

En 1893, se mandó abrir el vano portón y zaguán en la fachada posterior norte que comunica con la calle Melchor Ocampo, construyéndole dos arcos elegantes, lo que permite desde la calle referida, sea admirado el interior del edificio y el atrio de catedral. Otras modificaciones que ha sufrido el edificio son: el agregado del torreón observatorio a principios del siglo.

### *Descripción arquitectónica*<sup>66</sup>

La fachada principal es de estilo barroco, destacando por la decoración y por el uso de pilastras pareadas lisas que separan cada ventana-balcón, además de la ornamentación del acceso principal compuesto por tres cuerpos: en el primero destaca un piñón central que sobresale de la cornisa la cual se articula con la puerta para formar un solo elemento y con ello dar relevancia a ésta; el segundo cuerpo se compone de la ventana-balcón coronado por una guirnalda y dos medallones, éste a su vez se articula con el tercer cuerpo formado por un remate mixtilíneo en donde se encuentra el escudo nacional y una réplica de la campana de Dolores, y por último se pueden observar los remates alineados a las pilastras y en los extremos dos torreones.

Desde la portada principal se advierten los espacios abiertos de tres patios. El primero es cuadrado formado por siete arcos en los dos pisos, los cuales se apoyan sobre esbeltos pilares estriados. Divide los dos niveles existentes una cornisa sobre la cual se apoyan los pedestales de los pilares de las puertas que se dibujan sobre los muros de mampostería aparente en el primero y segundo piso son de estilo barroco.

Sobre el muro oriente se abren tres arcos de medio punto sostenidos por pilares; a través del arco central se inicia la rampa de la escalera que se bifurca en dos formando una articulación sin descanso a base de escalones curvos, rematando en el segundo piso a través de arcos de medio punto.

---

<sup>65</sup> Ramírez Romero, Esperanza, *op. cit.*, pp. 215-218.

<sup>66</sup> *Ibidem.*

Observaciones:		Abovedado	Viguería	Losca plana	EDIFICIO: PALACIO DE GOBIERNO (EX-SEMINARIO TRIDENTINO)																		CONSERVACION GENERAL		CARACTER ARQUITECTONICO							
					UBICACIÓN: MORELIA, MICHOACÁN																											
CUBIERTA	1er. nivel	Adobe	Aplanado	Azulejo	Cantera	Cemento	Concreto	Cerámica	Estructura metálica	Ladrillo	Madera	Mampostería	Mosaico	pedra	Prefabricado	Tabique de barro	Tabique prensado	Teja	Tejamanil	Tepetate	Terrado	Tezanite	Tierra	Yeso	Otros	Buena	Regular	Mala	Notable	Valioso	Mala	
	2o. nivel																															
	3er. nivel																															
	4o. nivel																															
PISOS	1er. nivel																															
	2º nivel																															
	3º nivel																															
	4º nivel																															
MUROS	1er. nivel																															
	2º nivel																															
	3º nivel																															
	4º nivel																															
TECHOS	1er. nivel																															
	2º nivel																															
	3º nivel																															
	4º nivel																															
FACHADAS	1er. nivel																															
	2º nivel																															
	3º nivel																															
	4º nivel																															

Ficha técnica de materiales de construcción del edificio histórico

### Análisis de seguridad sísmica

El método simplificado y los índices de seguridad a sismo se aplican en forma genérica al edificio histórico que ocupa el “Palacio de Gobierno” (Ex-Seminario Tridentino), ubicado en la ciudad de Morelia Michoacán, para lo cual se anexan al presente los planos arquitectónicos del edificio histórico.

La revisión sísmica del edificio, se realizará aplicando el método simplificado de diseño sísmico, con lo que se obtendrá en términos generales la capacidad del edificio para resistir los sismos, debiendo ser complementada por análisis adicionales sobre la posibilidad de fallas por efectos locales y por fuerzas normales al plano del muro.

El método se basa en comparar entre la fuerza lateral total impuesta por el sismo, y la capacidad que la estructura tiene para resistir dicha fuerza.

Análisis de cargas de entrepiso:

$$\begin{aligned}
 \text{Loseta cerámica} & \text{-----} = 0.025 \text{ tn/m}^2. \\
 \text{Pegazulejo} & \text{-----} 0.01 (1.0)^2 (1.50 \text{ tn/m}^3) = 0.015 \text{ tn/m}^2. \\
 \text{Firme de mortero} & \text{-----} 0.05 (1.0)^2 (1.50 \text{ tn/m}^3) = 0.075 \text{ tn/m}^2. \\
 \text{Relleno de tepetate} & \text{-----} 0.20 (1.0)^2 (1.10 \text{ tn/m}^3) = 0.220 \text{ tn/m}^2. \\
 \text{Bóveda de arista} & \text{-----} 0.25 (1.0)^2 (2.10 \text{ tn/m}^3) = 0.525 \text{ tn/m}^2. \\
 & \text{-----} \\
 & \text{C.M.} = 0.860 \text{ tn/m}^2. \\
 & \text{C.V.} = 0.350 \text{ tn/m}^2. \\
 & \text{-----} \\
 & \text{W}_s = 1.21 \text{ tn/m}^2.
 \end{aligned}$$

Área tributaria a considerar en el análisis a nivel de entrepiso (eje 1-11, tramo A-B´)

$$A_T = 1,776.11 \text{ m}^2.$$

Peso total de entrepiso:

$$W_{\text{Entrep.}} = 1,776.11 \text{ m}^2. (1.21 \text{ tn/m}^2)$$

$$W_{\text{Entrep.}} = 2,149.09 \text{ tn}$$

Análisis de cargas de azotea:

Impermeabilizante -----		= 0.003 tn/m <sup>2</sup> .
Ladrillo ----- 0.02 (1.0) <sup>2</sup> (1.60 tn/m <sup>3</sup> )		= 0.035 tn/m <sup>2</sup> .
Firme de mortero (cem-cal-are) --- 0.03 (1.0) <sup>2</sup> (2.00 tn/m <sup>3</sup> )		= 0.040 tn/m <sup>2</sup> .
Relleno de tepetate ----- 0.20 (1.0) <sup>2</sup> (1.10 tn/m <sup>3</sup> )		= 0.290 tn/m <sup>2</sup> .
Firme de mortero (cem-cal-are) --- 0.04 (1.0) <sup>2</sup> (2.00 tn/m <sup>3</sup> )		= 0.040 tn/m <sup>2</sup> .
Tapa de ladrillo ----- 0.03 (1.0) <sup>2</sup> (1.60 tn/m <sup>3</sup> )		= 0.080 tn/m <sup>2</sup> .
Vigas de madera (8" x 10") -----		= 0.980 tn/m <sup>2</sup> .
		-----
		C.M. = 1.468 tn/m <sup>2</sup> .
		C.V. = 0.100 tn/m <sup>2</sup> .
		-----
		W <sub>S</sub> = 1.568 tn/m <sup>2</sup> .

Área tributaria a considerar en el análisis a nivel de azotea (eje 1-11, tramo A-B´)

$$A_T = 1,776.11 \text{ m}^2.$$

Peso total de azotea:

$$W_{\text{Azot.}} = 1,776.11 \text{ m}^2. (1.568 \text{ tn/m}^2)$$

$$W_{\text{Azot.}} = 2,784.94 \text{ tn}$$

Peso total de muros en planta baja:

$$W_{\text{M-PB}} = A_M (H) (\gamma_{\text{Vol.}})$$

$$W_{\text{M-PB}} = 431.08 \text{ m}^2. (5.70 \text{ mt}) (2.10 \text{ tn/m}^3)$$

$$W_{\text{M-PB}} = 5,160.03 \text{ tn.}$$

Peso total de muros en planta alta:

$$W_{\text{M-PA}} = A_M (H) (\gamma_{\text{Vol.}})$$

$$W_{\text{M-PA}} = 236.26 \text{ m}^2. (4.90 \text{ mt}) (2.10 \text{ tn/m}^3)$$

$$W_{\text{M-PA}} = 2,431.12 \text{ tn.}$$

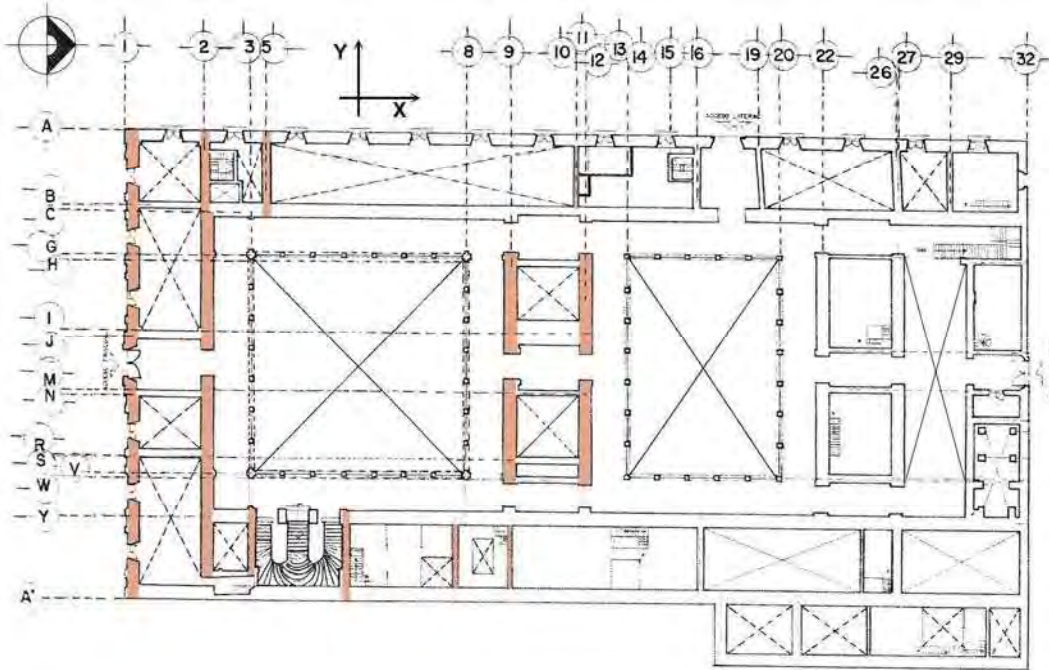
Peso total de cubiertas y muros a nivel de planta baja:

$$W_T = 2,149.09 + 5,160.03 + 2,784.94 + 2,431.12 \text{ tn.}$$

$$W_T = 12,525.18 \text{ tn.}$$

**Revisión del efecto sísmico en planta baja en “dirección Y” (menor resistencia al corte)**

El edificio histórico tiene un área en planta de 1,776.11 m<sup>2</sup>. y un peso total, a nivel de piso terminado, de 12,525.18 ton. La suma de las áreas transversales de todos los muros, considerando ambas direcciones, es de 431.08 m<sup>2</sup>. Cuando se calculan las áreas resistentes de muros en cada dirección, éstas resultan de 255.66 m<sup>2</sup>, para la dirección “X” (N-S) y de 175.42 m<sup>2</sup>, para la dirección “Y” (E-W) – *dirección desfavorable ante cortante-*.



Planta baja (Revisión por sismo en dirección “Y”)

La fuerza sísmica total ( $V_B$ ) se puede considerar igual al peso total del edificio ( $W$ ), multiplicado por un coeficiente sísmico de  $C_S = 0.24$ , zona sísmica “C”, terreno tipo II.

$$V_B = C_S (W)$$

$$V_B = 0.24 (12,525.18) = 3,006.04 \text{ ton.}$$

Esfuerzo cortante resistente promedio determinado para una mampostería de piedra con mortero de cal.

$$v_R = v^*/F_R$$

$$v_R = 0.60/0.30$$

$$v_R = 2.00 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ tn/m}^2.$$

Fuerza cortante resistente de los muros en el sentido “Y”

$$V_R = \Sigma A_m (v_R)$$

$$V_R = 175.42 (20.0) = 3,508.40 \text{ ton.} > V_B = 3,006.04 \text{ tn.} \quad \text{¡correcto!}$$

Para una revisión estructural, debe determinarse el coeficiente sísmico adecuado según el peligro sísmico del lugar y las características de la estructura; también hay que considerar que el esfuerzo resistente de la mampostería, según sus características mecánicas; y, finalmente un factor de seguridad adecuado para definir la mínima relación entre la fuerza resistente y la actuante.

$$F.S = V_R/V_B = [\Sigma A_m/W] [V_m/C_s]$$

Los conceptos del método simplificado pueden aplicarse para determinar algunos índices que permiten comparar la seguridad sísmica de edificios con condiciones semejantes de actividad sísmica del sitio y de tipo de estructura.

El factor de seguridad resulta:

$$F.S. = V_R/V_B.$$

$$F.S = 3,508.40/3,006.04$$

$$F.S. = 1.17$$

Este valor corresponde a un factor de seguridad muy pequeño contra la falla por cortante; sin embargo, la evidencia de que la estructura ha soportado sin daños apreciables los sismos ocurridos en la zona en los últimos dos siglos, debe ser suficiente para no suponer crítica la condición de falla de los muros.

Considerando materiales de resistencia a cortante semejante y un mismo coeficiente sísmico, se puede definir un índice de seguridad sísmica, para la dirección crítica:

$$I_s = \Sigma A_m/W$$

$$I_s = 175.42/12,525.18$$

$$I_s = 0.014 \text{ m}^2/\text{ton}.$$

Índice de densidad de muros:

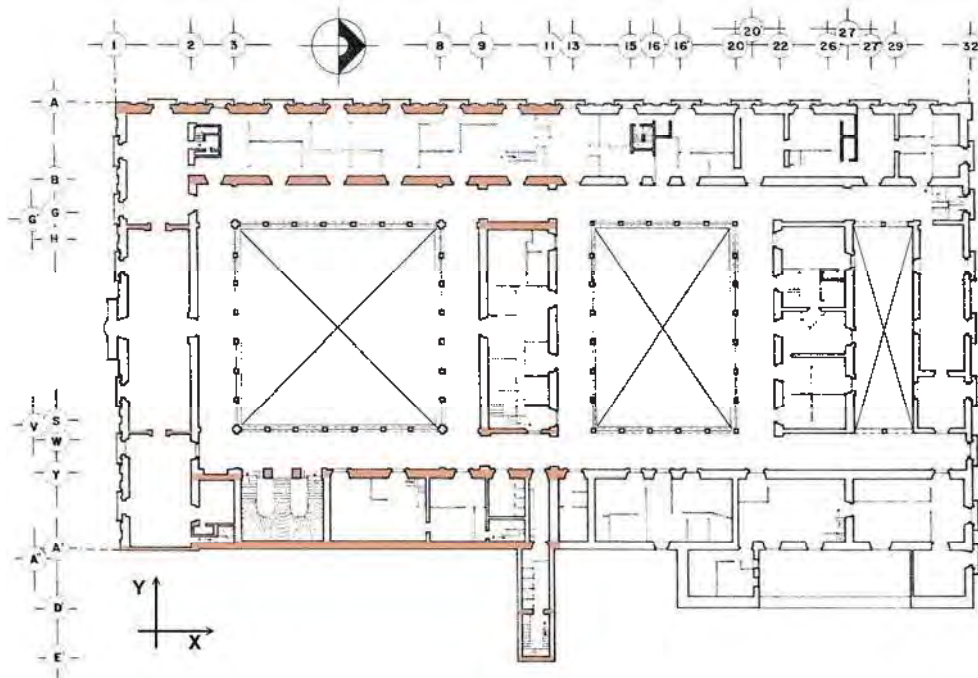
$$d = \Sigma A_m/A_p$$

$$d = 175.42/1,776.11 = 0.099$$

Esto implica que el área efectiva de muros, para resistir la fuerza sísmica es 9.9 % del área en planta, para la dirección más desfavorable.

**Revisión del efecto sísmico en planta alta en “dirección X” (menor resistencia al corte)**

El edificio histórico tiene un área en planta de 1,776.11 m<sup>2</sup>. y un peso total, a nivel de piso terminado, de 12,525.18 ton. La suma de las áreas transversales de todos los muros, considerando ambas direcciones, es de 236.26 m<sup>2</sup>. Cuando se calculan las áreas resistentes de muros en cada dirección, éstas resultan de 114.78 m<sup>2</sup>, para la dirección “X” (N-S) – *dirección desfavorable ante cortante*- y de 121.48 m<sup>2</sup>, para la dirección “Y” (E-W).



Planta alta (Revisión por sismo en dirección "X")

La fuerza sísmica total ( $V_B$ ) se puede considerar igual al peso total del edificio ( $W$ ), multiplicado por un coeficiente sísmico de  $C_S = 0.24$ , zona sísmica "C", terreno tipo II.

$$V_B = C_S (W)$$

$$V_B = 0.24 (12,525.18) = 3,006.04 \text{ tn.}$$

Esfuerzo cortante resistente promedio determinado para una mampostería de piedra con mortero de cal.

$$v_R = v^*/F_R$$

$$v_R = 0.60/0.30$$

$$v_R = 2.0 \text{ kg/cm}^2. = 20.0 \text{ tn/m}^2.$$

Fuerza cortante resistente de los muros en el sentido "X"

$$V_R = \Sigma A_m (v_R)$$

$$V_R = 114.78 (20.0) = \mathbf{2,295.60 \text{ ton.}} < V_B = \mathbf{3,006.04 \text{ tn.}} \quad \text{¡escasez de muros al corte!}$$

Para una revisión estructural, debe determinarse el coeficiente sísmico adecuado según el peligro sísmico del lugar y las características de la estructura; también hay que considerar que el esfuerzo resistente de la mampostería, según sus características mecánicas; y, finalmente un factor de seguridad adecuado para definir la mínima relación entre la fuerza resistente y la actuante.

$$F.S = V_R/V_B = [\Sigma A_m/W] [V_m/C_S]$$



Los conceptos del método simplificado pueden aplicarse para determinar algunos índices que permiten comparar la seguridad sísmica de edificios con condiciones semejantes de actividad sísmica del sitio y de tipo de estructura.

El factor de seguridad resulta:

$$F.S. = V_R/V_B.$$

$$F.S = 2,295.60/3,006.04$$

$$F.S. = 0.76$$

Este valor corresponde a un factor de seguridad escaso contra la falla por cortante; sin embargo, la evidencia de que la estructura ha soportado daños apreciables por carga permanente y sismos ocurridos en la zona en los últimos siglos, debe ser suficiente para suponer crítica la condición de falla por cortante en la dirección norte-sur del edificio.

Considerando materiales de resistencia a cortante semejante y un mismo coeficiente sísmico, se puede definir un índice de seguridad sísmica, para la dirección crítica:

$$I_S = \Sigma A_m/W$$

$$I_S = 114.78/12,525.18$$

$$I_S = 0.009 \text{ m}^2/\text{ton}.$$

Índice de densidad de muros:

$$d = \Sigma A_m/A_p$$

$$d = 114.78/1,776.64 = 0.0646$$

Esto implica que el área efectiva de muros, para resistir la fuerza sísmica es 6.46 % del área en planta, para la dirección más desfavorable.

Cálculo de fuerzas sísmicas y cortantes:

**Fuerzas sísmicas y cortantes concentradas en el centro de la masa de cada nivel de piso**

Altura (h) (mt)	Peso (W) (tn)	$W_i \cdot h_i$ (tn-mt)	$F_i$ (tn)	$V_i$ (tn)
10.60	5,216.06	55,290.24	1,714.29	1,714.29
5.70	7,309.12	41,661.98	1,291.75	3,006.04
$\Sigma =$	12,525.18	96,952.22	3,006.04	-----

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\Sigma W_i \cdot h_i} \cdot V$$

$$V = C_s (W)$$

$$V = 0.24 (12,525.18)$$

$$V = 3,006.04 \text{ tn}.$$

**Resultado:**

Los muros de mampostería pétreo en dirección “X” de planta alta; presentan escasez de área por cortante, lo que hace que no exista la suficiente capacidad resistente para absorber la fuerza cortante ante una posible combinación de carga permanente más sismo.

En planta baja los muros de mampostería pétreo en dirección “Y” presentan un  $V_R = 3,508.40$  tn, y en planta alta los muros de mampostería pétreo en dirección “X” tienen un  $V_R = 2,295.60$  tn. Estos resultados indican que los muros de planta baja y alta, no tienen una correspondencia igual en dirección “X” ó “Y” ante un efecto sísmico, lo que produce la presencia de esfuerzos por torsión en el edificio y la concentración de esfuerzos combinados en algunos de los elementos arquitectónicos-estructurales que se han manifestado mediante la falla de algunas columnas y arcos por carga permanente y sismo.

Los muros de planta baja en dirección “Y”, tienen la capacidad resistente para absorber esfuerzos cortantes con un F.S. = 1.17, sin embargo los muros de planta alta en dirección “X”, son escasos para absorber esfuerzos cortantes con un F.S. = 0.76.

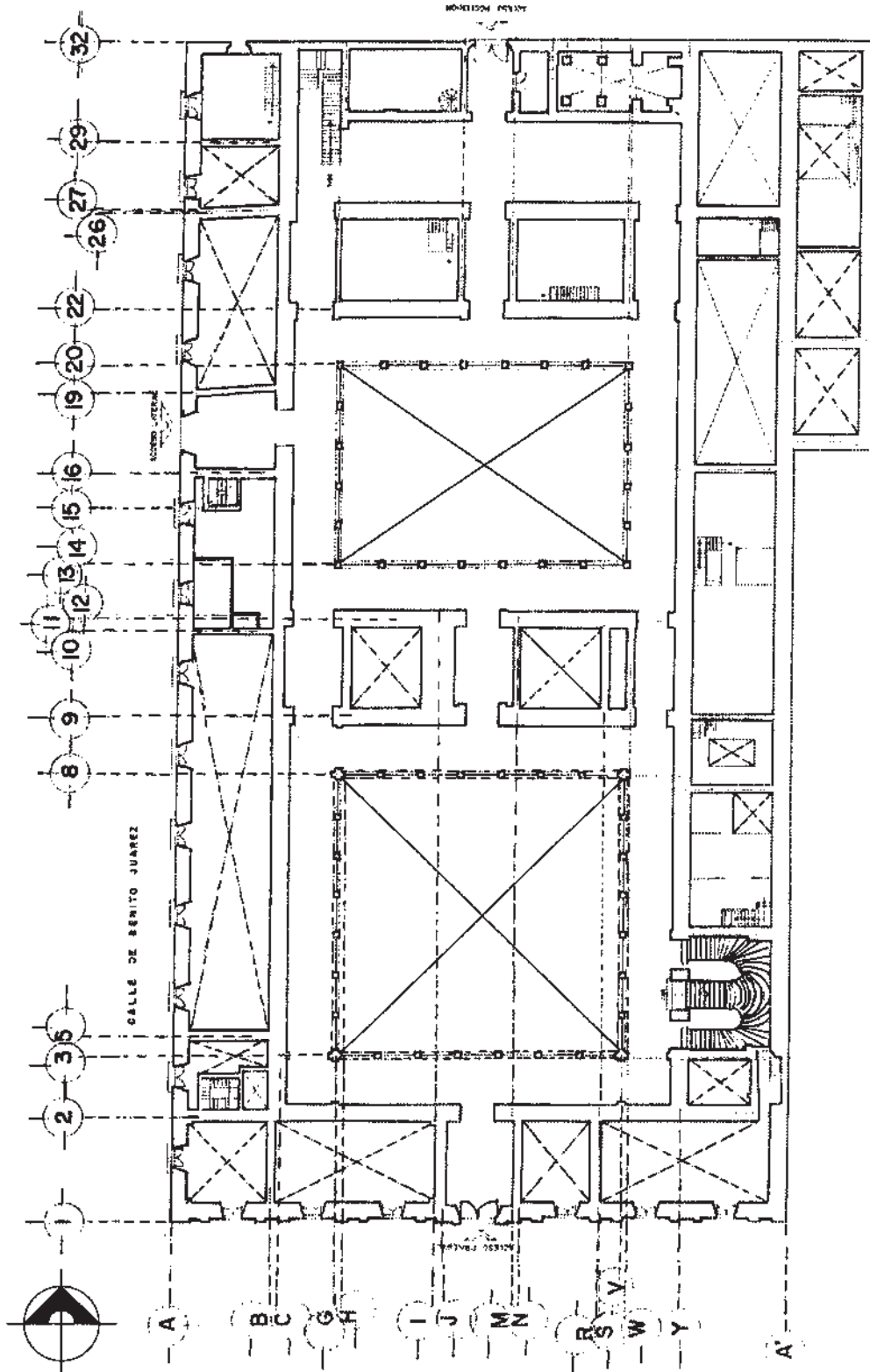
Por lo anterior, es recomendable incrementar y tratar de homogenizar en dirección “X” ó “Y”, el área de apoyo cortante de muros tanto de planta alta como en planta baja. Es decir los muros en dirección “X” y “Y” deben tener cierta correspondencia en cuanto a su índice de densidad de muros entre ambas plantas, para evitar contradirecciones opuestas en cada nivel de planta y originar con esto un comportamiento estructural no homogéneo en la estructura ante un posible sismo.

**Consideraciones en el análisis y revisión estructural del objeto arquitectónico en estudio:**

- Las fuerzas sísmicas que obran en el edificio, se distribuyen entre los diferentes elementos resistentes verticales. En este análisis sísmico se debe tener en cuenta que debido a los efectos dinámicos de la vibración, el momento torsionante que actúa en el entrepiso o cubierta se ve en general amplificada, y la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente.
- Para la determinación del centro de torsión sólo puede efectuarse como una aproximación ya que la rigidez de cada elemento particular se altera por agrietamientos locales, fluencias o por la contribución de elementos no estructurales.
- La resistencia a flexión y a flexocompresión en el plano del muro se calcula, para muros sin refuerzo, aplicando la teoría de resistencia de materiales para lo cual se considerará una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Teniendo en cuenta que la mampostería no resiste tensiones y por tanto la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a  $f_m^*$ .
- Para la determinación de la carga resistente vertical, se verificará que en cada sección de muro la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente. Asimismo para la fuerza cortante actuante, ésta no excederá de la resistente

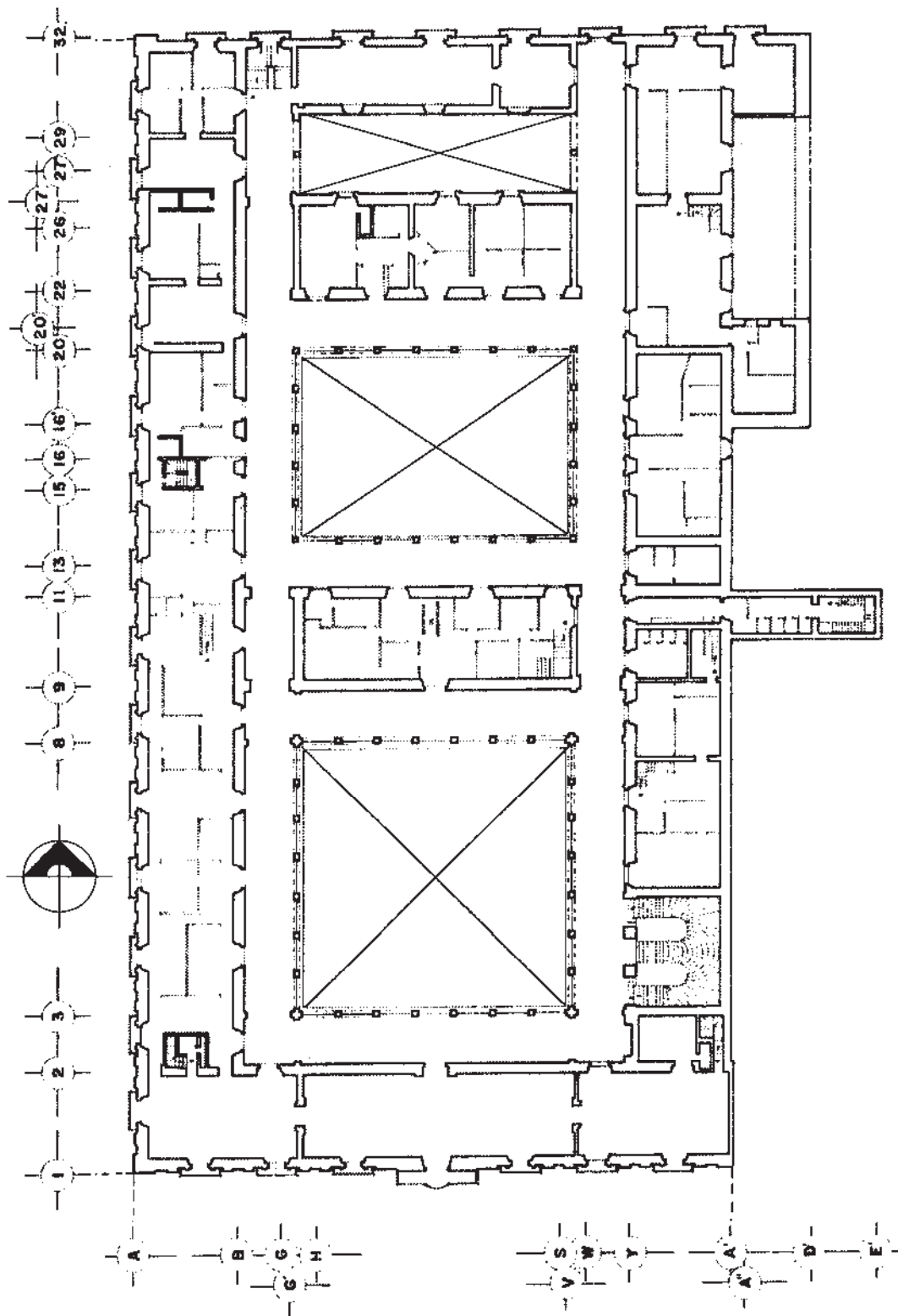
obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente.

- En cuanto a las propiedades mecánicas de la mampostería, éstas varían en un intervalo muy grande en función de las propiedades de las piezas y del mortero que las une, así como del procedimiento de construcción. Por tanto, estas propiedades deben ser determinadas mediante ensayos con los materiales y con las técnicas constructivas particulares de cada caso en estudio. En términos generales la resistencia en tensión es muy baja, la falla es frágil y la curva esfuerzo-deformación en compresión es prácticamente lineal a la falla.



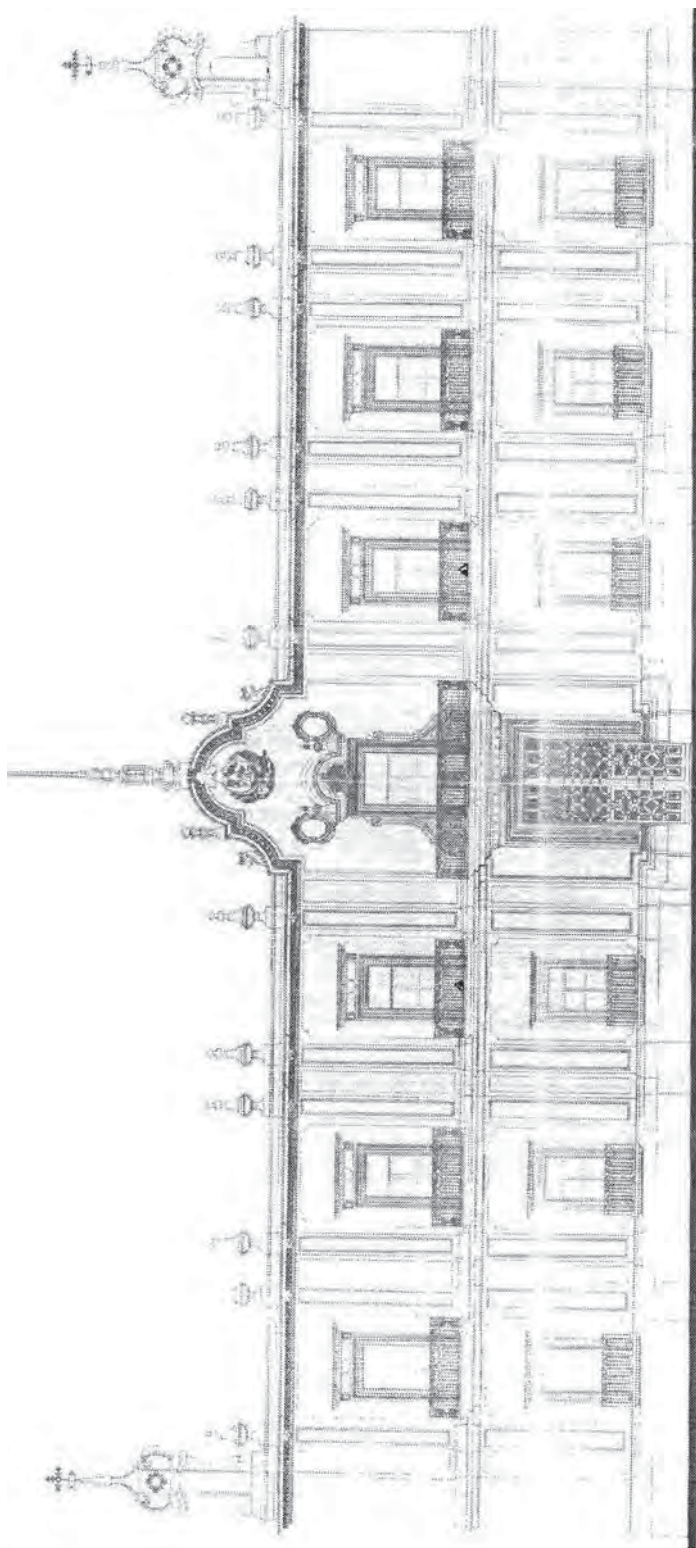
PLANTA BAJA ARQUITECTÓNICA<sup>67</sup>  
Esc. S/E

<sup>67</sup> Centro INAH-Michoacán, *op. cit.*, exp. 15-18.



PLANTA ALTA ARQUITECTÓNICA<sup>68</sup>  
Esc. S/E

<sup>68</sup> *Ibidem.*

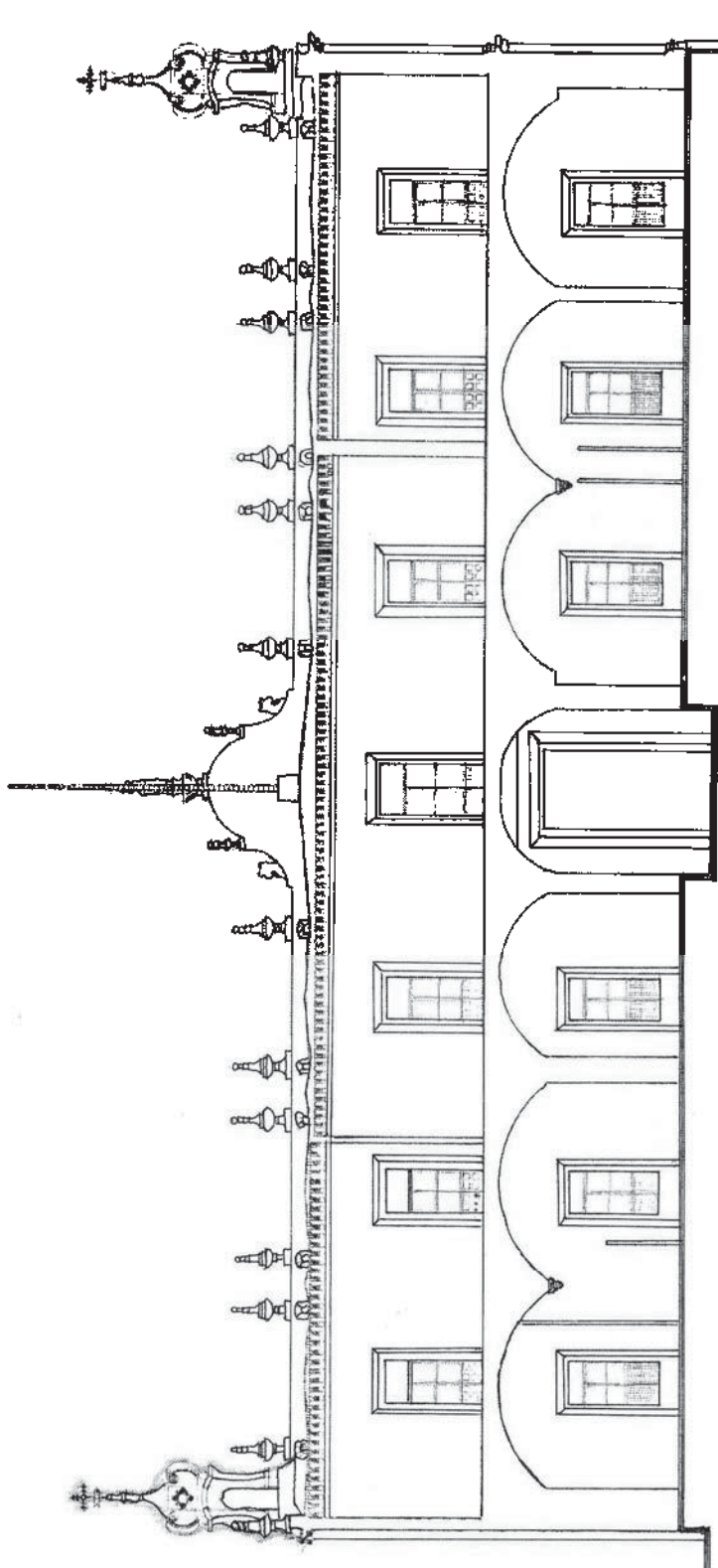


FACHADA PRINCIPAL<sup>69</sup>  
Esc. S/E

---

<sup>69</sup> *Ibidem.*





CORTE TRANSVERSAL<sup>70</sup>  
Esc. S/E

---

<sup>70</sup> *Ibidem.*



# PALACIO DE JUSTICIA

## (SIGLO XVIII)

SECTOR: Independencia.  
UBICACIÓN: Portal Allende N° 267 (antes portal de Consistoriales).  
ORIENTACIÓN: Norte a Sur.  
USO ORIGINAL: Casa Consistorial.  
USO ACTUAL: Museo del poder Judicial.  
SUPERFICIE: 1,225 m<sup>2</sup>.  
VALOR: Histórico-Arquitectónico  
POBLACIÓN: Morelia, Michoacán.

---

## Palacio de Justicia (Ex–Casa Consistorial)

### *Antecedentes históricos*<sup>71</sup>

Este edificio fue destinado como residencia del Cabildo Civil, reconstruido a finales del siglo XVII al iniciarse la vida independiente fue el Palacio de Gobierno y más tarde el Palacio Municipal. De 1867 a 1869 albergó al Colegio de San Nicolás de Hidalgo; para el año de 1883, el gobernador del estado encomendó la reconstrucción del edificio, adicionándole la fachada que actualmente se conserva.

### *Descripción arquitectónica*<sup>72</sup>

La fachada principal se orienta al norte y los tres paramentos que la forman guardan entre sí una simetría al formarse siete ejes, al centro la fachada principal de planta baja protegida por el portal, en eje con el arco central y la ventana-balcón del paramento superior. A ambos lados tres ventanas mistilíneas por lado, en planta baja, éstas se inscriben en un paramento rasurado y poseen reja la cual permite observar el patio interior. Seis arcos mixtilíneos del bajo portal, hacen eje con las ventanas de planta baja y los balcones de planta alta.

El patio interior dibuja en planta un octágono que se forma por los espacios angulares, los cuales modifican al rectángulo del patio. La composición barroca en su interior y en la arquería es muy original, en donde cada nivel tiene su propio carácter arquitectónico, originando una armonía precisa en el conjunto arquitectónico.

En planta baja se ubican tres pilares al oriente y de igual número al lado poniente; éstos soportan dos arcos de tres centros en cada lado. En planta alta se ubican cinco pilares al oriente y al oeste respectivamente que cargan cuatro arcos de medio punto. Sin embargo hacia el lado norte y sur de la planta baja, dos pilares en cada lado, soportan un arco de tres centros, a diferencia de planta alta, dos pilares de cada lado, soportan tres arcos.

Cabe mencionar que en cada una de las esquinas del patio de planta baja se definen sendos arcos pinjantes, que son ejemplo del alarde constructivo ingenieril de la época. Estos arcos pinjantes aparentan ser un elemento arquitectónico compuesto de dos arcos; pero en realidad es un solo arco que acusa su clave en sentido descendente conjuntándose esta solución con las dovelas inmediatas a la clave<sup>73</sup>.

La arquería del interior del edificio presenta un estilo barroco. Los pilares presentan gruesas molduras que recuerdan al tablereado tradicional. Los arcos tienen molduras en el intradós y extradós. En las enjutas de planta baja y planta alta cuelgan guardamalletas, sus puertas presentan una decoración ecléctica sobre los dinteles. Las jambas y platabandas mantienen su estilo barroco.

La escalera se inicia en planta baja a través de tres arcos, el central es de una rampa y en el descanso se inician dos rampas que llegan a planta alta a través de tres arcos.

---

<sup>71</sup> Ramírez Romero, Esperanza, *op. cit.*, pp. 140-141.

<sup>72</sup> *Ibidem.*

<sup>73</sup> Torres Garibay, Luis A., *Análisis de los arcos, Proporciones y Trazo*, Morelia, Gobierno del Estado de Michoacán, 1991, pp. 44-45.



Área tributaria a considerar en el análisis a nivel de entrepiso (eje 1-10, tramo A-I)

$$A_T = 1,134.84 \text{ m}^2.$$

Peso total de entrepiso:

$$W_{\text{Entrep.}} = 1,134.84 \text{ m}^2 \cdot (1.55 \text{ tn/m}^2)$$

$$W_{\text{Entrep.}} = 1,759.00 \text{ tn}$$

Análisis de cargas de azotea:

Impermeabilizante -----		= 0.003 tn/m <sup>2</sup> .
Ladrillo -----	0.03 (1.0) <sup>2</sup> (1.50 tn/m <sup>3</sup> )	= 0.045 tn/m <sup>2</sup> .
Firme de mortero -----	0.04 (1.0) <sup>2</sup> (1.50 tn/m <sup>3</sup> )	= 0.060 tn/m <sup>2</sup> .
Relleno de tepetate -----	0.28 (1.0) <sup>2</sup> (1.10 tn/m <sup>3</sup> )	= 0.308 tn/m <sup>2</sup> .
Firme de mortero -----	0.02 (1.0) <sup>2</sup> (1.50 tn/m <sup>3</sup> )	= 0.030 tn/m <sup>2</sup> .
Tapa de ladrillo -----	0.03 (1.0) <sup>2</sup> (1.50 tn/m <sup>3</sup> )	= 0.045 tn/m <sup>2</sup> .
Vigas de madera (7" x 9") -----		= 0.805 tn/m <sup>2</sup> .
		-----
		C.M. = 1.296 tn/m <sup>2</sup> .
		C.V. = 0.100 tn/m <sup>2</sup> .
		-----
		W <sub>S</sub> = 1.396 tn/m <sup>2</sup> .

Área tributaria a considerar en el análisis a nivel de azotea (eje 1-10, tramo A-J)

$$A_T = 1,134.84 \text{ m}^2.$$

Peso total de azotea:

$$W_{\text{Azot.}} = 1,134.84 \text{ m}^2 \cdot (1.396 \text{ tn/m}^2)$$

$$W_{\text{Azot.}} = 1,584.24 \text{ tn}$$

Peso total de muros en planta baja:

$$W_{\text{M-PB}} = A_M (H) (\gamma_{\text{Vol.}})$$

$$W_{\text{M-PB}} = 190.72 \text{ m}^2 \cdot (5.30 \text{ mt}) (2.10 \text{ tn/m}^3)$$

$$W_{\text{M-PB}} = 2,122.71 \text{ tn.}$$

Peso total de muros en planta alta:

$$W_{\text{M-PA}} = A_M (H) (\gamma_{\text{Vol.}})$$

$$W_{\text{M-PA}} = 197.39 \text{ m}^2 \cdot (5.60 \text{ mt}) (2.10 \text{ tn/m}^3)$$

$$W_{\text{M-PA}} = 2,321.31 \text{ tn.}$$

Peso total de cubiertas y muros a nivel de planta baja:

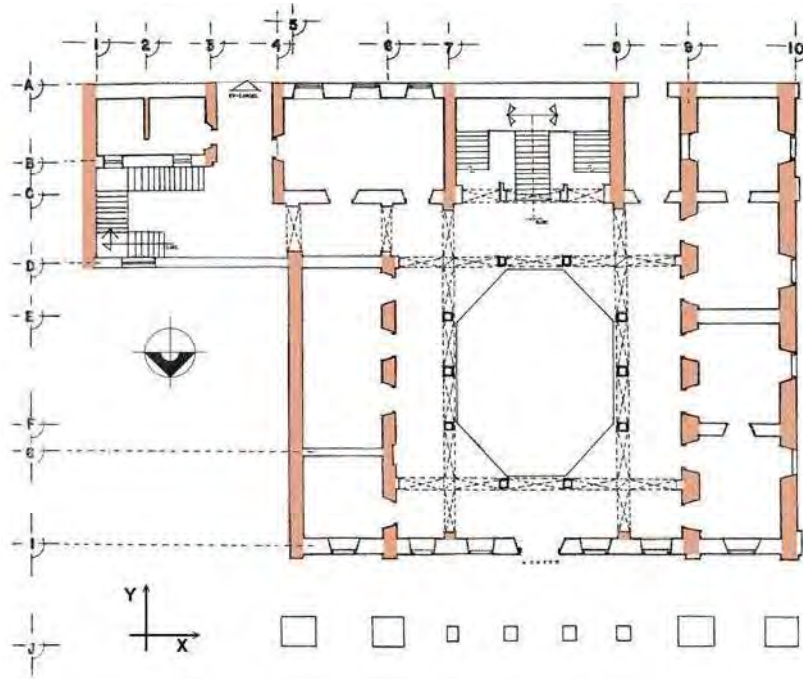
$$W_T = 1,759.00 + 2,122.71 + 1,584.24 + 2,321.31 \text{ tn.}$$

$$W_T = 7,787.26 \text{ tn.}$$



**Revisión del efecto sísmico en planta baja** en “dirección Y” (menor resistencia al corte)

El edificio histórico tiene un área en planta de 1,134.84 m<sup>2</sup>. y un peso total, a nivel de piso terminado, de 7,787.26 ton. La suma de las áreas transversales de todos los muros, considerando ambas direcciones, es de 190.72 m<sup>2</sup>. Cuando se calculan las áreas resistentes de muros en cada dirección, éstas resultan de 95.79 m<sup>2</sup>, para la dirección “X” (E-W) y de 94.93 m<sup>2</sup>, para la dirección “Y” (N-S) – *dirección desfavorable ante cortante*-.



Planta baja (Revisión por sismo en dirección “Y”)

La fuerza sísmica total ( $V_B$ ) se puede considerar igual al peso total del edificio ( $W$ ), multiplicado por un coeficiente sísmico de  $C_S = 0.24$ , zona sísmica “C”, terreno tipo II.

$$V_B = C_S (W)$$

$$V_B = 0.24 (7,787.26) = 1,868.94 \text{ ton.}$$

Esfuerzo cortante resistente promedio determinado para una mampostería de piedra con mortero de cal.

$$v_R = v^*/F_R$$

$$v_R = 0.60/0.30$$

$$v_R = 2.00 \text{ kg/cm}^2 = 20 \text{ tn/m}^2.$$

Fuerza cortante resistente de los muros en el sentido “Y”

$$V_R = \Sigma A_m (v_R)$$

$$V_R = 94.93 (20.0) = 1,898.60 \text{ ton.} > V_B = 1,868.94 \text{ tn.} \quad \text{¡correcto!}$$



Para una revisión estructural, debe determinarse el coeficiente sísmico adecuado según el peligro sísmico del lugar y las características de la estructura; también hay que considerar que el esfuerzo resistente de la mampostería, según sus características mecánicas; y, finalmente un factor de seguridad adecuado para definir la mínima relación entre la fuerza resistente y la actuante.

$$F.S = V_R/V_B = [\Sigma A_m/W] [V_m/C_s]$$

Los conceptos del método simplificado pueden aplicarse para determinar algunos índices que permiten comparar la seguridad sísmica de edificios con condiciones semejantes de actividad sísmica del sitio y de tipo de estructura.

El factor de seguridad resulta:

$$F.S. = V_R/V_B.$$

$$F.S = 1,898.60/1,868.94$$

$$F.S. = 1.02$$

Este valor corresponde a un factor de seguridad muy pequeño (*al límite*) contra la falla por cortante; sin embargo, la evidencia de que la estructura ha soportado sin daños apreciables los sismos ocurridos en la zona en los últimos siglos, debe ser suficiente para no suponer crítica la condición de falla de los muros. Sin embargo debe incrementarse el área de cortante con muros o algún sistema que contrarreste los esfuerzos al corte en la dirección norte-sur del edificio.

Considerando materiales de resistencia a cortante semejante y un mismo coeficiente sísmico, se puede definir un índice de seguridad sísmica, para la dirección crítica:

$$I_s = \Sigma A_m/W$$

$$I_s = 94.93/7,787.26$$

$$I_s = 0.012 \text{ m}^2/\text{ton}.$$

Índice de densidad de muros:

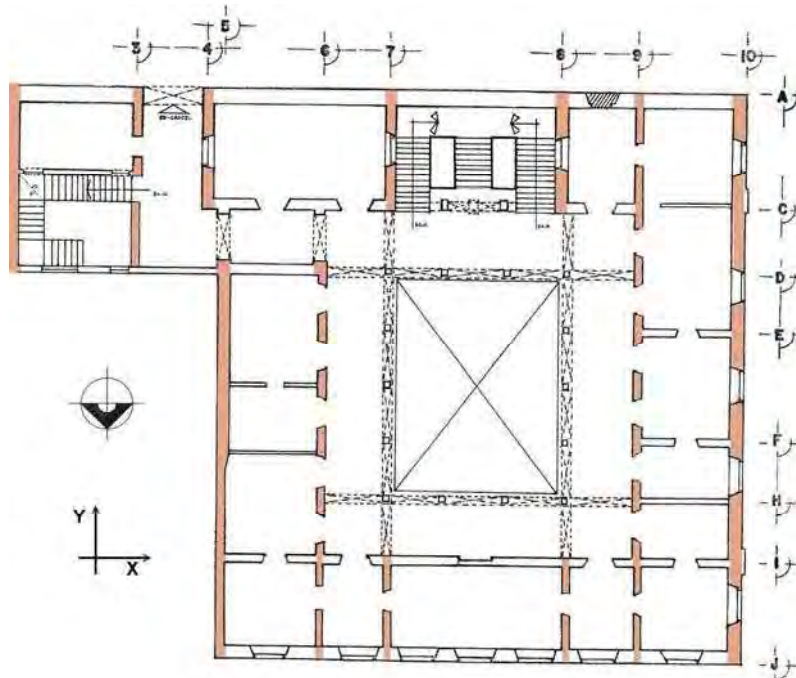
$$d = \Sigma A_m/A_p$$

$$d = 94.93/1,134.84 = 0.0837$$

Esto implica que el área efectiva de muros, para resistir la fuerza sísmica es 8.37 % del área en planta, para la dirección más desfavorable.

**Revisión del efecto sísmico en planta alta** en “dirección Y” (menor resistencia al corte)

El edificio histórico tiene un área en planta de 1,134.84 m<sup>2</sup>. y un peso total, a nivel de piso terminado, de 7,787.26 ton. La suma de las áreas transversales de todos los muros, considerando ambas direcciones, es de 197.39 m<sup>2</sup>. Cuando se calculan las áreas resistentes de muros en cada dirección, éstas resultan de 100.86 m<sup>2</sup>, para la dirección “X” (E-W) y de 96.53 m<sup>2</sup>, para la dirección “Y” (N-S) – *dirección desfavorable ante cortante*-.



Planta alta (Revisión por sismo en dirección "y")

La fuerza sísmica total ( $V_B$ ) se puede considerar igual al peso total del edificio ( $W$ ), multiplicado por un coeficiente sísmico de  $C_S = 0.24$ , zona sísmica "C", terreno tipo II.

$$V_B = C_S (W)$$

$$V_B = 0.24 (7,787.26) = 1,868.94 \text{ tn.}$$

Esfuerzo cortante resistente promedio determinado para una mampostería de piedra con mortero de cal.

$$v_R = v^*/F_R$$

$$v_R = 0.60/0.30$$

$$v_R = 2.0 \text{ kg/cm}^2. = 20.0 \text{ tn/m}^2.$$

Fuerza cortante resistente de los muros en el sentido "Y"

$$V_R = \Sigma A_m (v_R)$$

$$V_R = 96.53 (20.0) = 1,930.60 \text{ ton.} > V_B = 1,868.94 \text{ tn.} \quad \text{¡correcto!}$$

Para una revisión estructural, debe determinarse el coeficiente sísmico adecuado según el peligro sísmico del lugar y las características de la estructura; también hay que considerar que el esfuerzo resistente de la mampostería, según sus características mecánicas; y, finalmente un factor de seguridad adecuado para definir la mínima relación entre la fuerza resistente y la actuante.

$$F.S = V_R/V_B = [\Sigma A_m/W] [V_m/C_S]$$

Los conceptos del método simplificado pueden aplicarse para determinar algunos índices que permiten comparar la seguridad sísmica de edificios con condiciones semejantes de actividad sísmica del sitio y de tipo de estructura.

El factor de seguridad resulta:

$$F.S. = V_R/V_B.$$

$$F.S = 1,930.60/1868.94$$

$$F.S. = 1.03$$

Este valor corresponde a un factor de seguridad muy pequeño (*al límite*) contra la falla por cortante; sin embargo, la evidencia de que la estructura ha soportado sin daños apreciables los sismos ocurridos en la zona en los últimos siglos, debe ser suficiente para no suponer crítica la condición de falla de los muros. Sin embargo debe incrementarse el área de cortante con muros o algún sistema que contrarreste los esfuerzos al corte en la dirección norte-sur del edificio.

Considerando materiales de resistencia a cortante semejante y un mismo coeficiente sísmico, se puede definir un índice de seguridad sísmica, para la dirección crítica:

$$I_S = \Sigma A_m/W$$

$$I_S = 96.53/7,787.26$$

$$I_S = 0.012 \text{ m}^2/\text{ton}.$$

Índice de densidad de muros:

$$d = \Sigma A_m/A_p$$

$$d = 96.53/1,134.84 = 0.0851$$

Esto implica que el área efectiva de muros, para resistir la fuerza sísmica es 8.51 % del área en planta, para la dirección más desfavorable.

Cálculo de fuerzas sísmicas y cortantes:

**Fuerzas sísmicas y cortantes concentradas en el centro de la masa de cada nivel de piso**

Altura (h) (mt)	Peso (W) (tn)	$W_i \cdot h_i$ (tn-mt)	$F_i$ (tn)	$V_i$ (tn)
10.90	3,881.71	41,146.13	1,243.41	1,243.41
5.30	3,905.55	20,699.42	625.53	1,868.94
$\Sigma =$	7,787.26	61,845.55	1,868.94	-----

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\Sigma W_i \cdot h_i} \cdot V$$

$$V = C_s (W)$$

$$V = 0.24 (7,787.26)$$

$$V = 1,868.94 \text{ tn}.$$

**Resultado:**

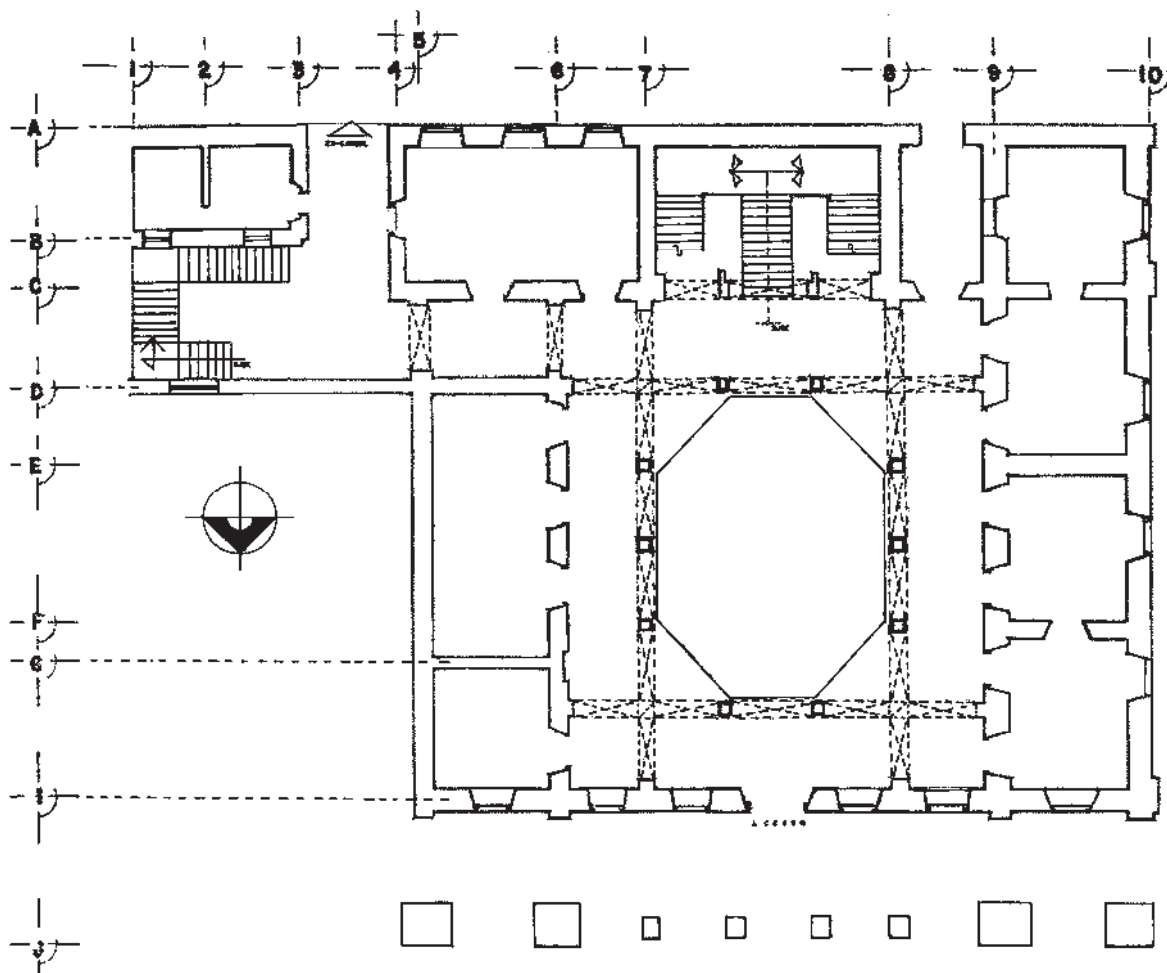
En planta baja los muros de mampostería pétreo en dirección “Y” presentan un  $V_R = 1,898.60$  tn. y en planta alta los muros de mampostería pétreo en dirección “Y” tienen un  $V_R = 1,930.60$  tn. Estos resultados indican una reducida (al límite) capacidad resistente para absorber la fuerza cortante que puede producir la presencia de un sismo.

Los muros de planta baja y alta en dirección “Y”, tienen un F.S. = 1.02 y un F.S. = 1.03 respectivamente, de capacidad resistente para absorber esfuerzos cortantes.

Se observa que la capacidad de los muros en dirección “Y” del nivel de planta alta, tienen un poco más de capacidad resistente de cortante con respecto a los muros en dirección “Y” de planta baja, siendo que los muros de planta baja deben tener mayor capacidad al corte, que los de planta alta, ya que estos son los que deben absorber el cortante basal. Su relación de cortante resistente entre planta baja y alta es:  $1,898.60/1,930.60 = 0.98$  (condición  $> 1.0$ ).

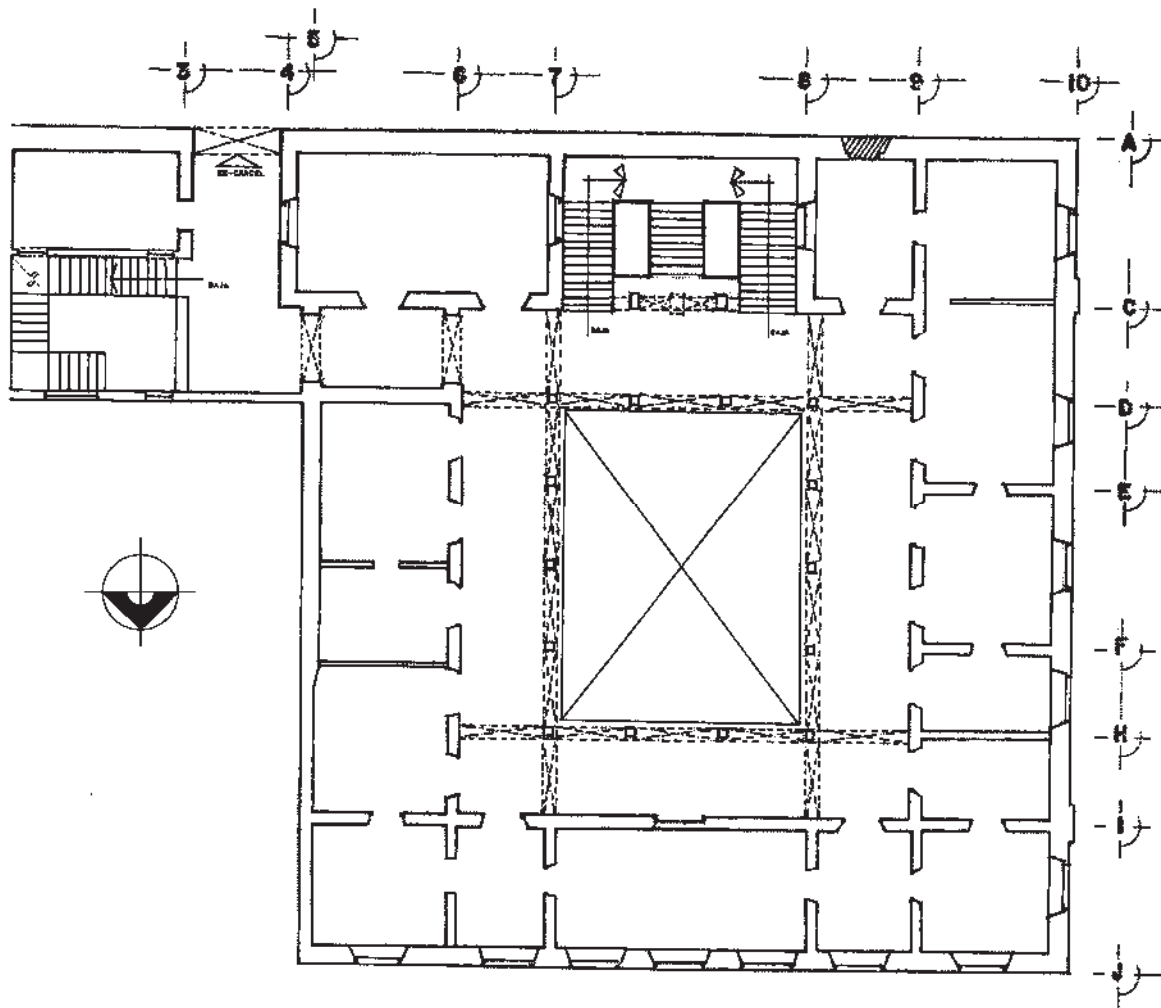
**Consideraciones en el análisis y revisión estructural del objeto arquitectónico en estudio:**

- Las fuerzas sísmicas que obran en el edificio, se distribuyen entre los diferentes elementos resistentes verticales. En este análisis sísmico se debe tener en cuenta que debido a los efectos dinámicos de la vibración, el momento torsionante que actúa en el entrepiso o cubierta se ve en general amplificada, y la excentricidad efectiva puede ser mayor que la calculada estáticamente.
- Para la determinación del centro de torsión sólo puede efectuarse como una aproximación ya que la rigidez de cada elemento particular se altera por agrietamientos locales, fluencias o por la contribución de elementos no estructurales.
- La resistencia a flexión y a flexocompresión en el plano del muro se calcula, para muros sin refuerzo, aplicando la teoría de resistencia de materiales para lo cual se considerará una distribución lineal de esfuerzos en la mampostería. Teniendo en cuenta que la mampostería no resiste tensiones y por tanto la falla ocurre cuando aparece en la sección crítica un esfuerzo de compresión igual a  $f_m^*$ .
- Para la determinación de la carga resistente vertical, se verificará que en cada sección de muro la fuerza normal actuante de diseño no exceda la fuerza resistente. Asimismo para la fuerza cortante actuante, ésta no excederá de la resistente obtenida de multiplicar el área transversal de la sección más desfavorable por el esfuerzo cortante resistente.
- En cuanto a las propiedades mecánicas de la mampostería, éstas varían en un intervalo muy grande en función de las propiedades de las piezas y del mortero que las une, así como del procedimiento de construcción. Por tanto, estas propiedades deben ser determinadas mediante ensayos con los materiales y con las técnicas constructivas particulares de cada caso en estudio. En términos generales la resistencia en tensión es muy baja, la falla es frágil y la curva esfuerzo-deformación en compresión es prácticamente lineal a la falla.



PLANTA BAJA ARQUITECTÓNICA<sup>74</sup>  
Esc. S/E

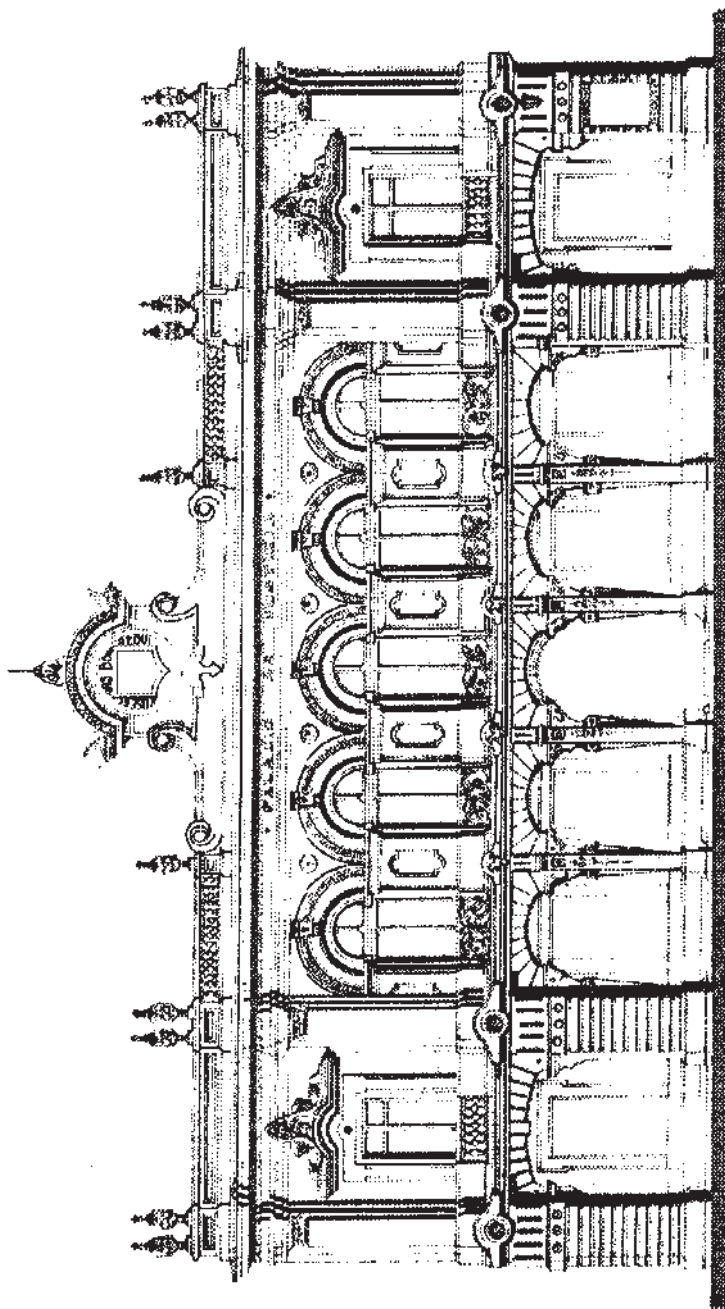
<sup>74</sup> Centro INAH-Michoacán, *op. cit.*, exp. 15-39.



PLANTA ALTA ARQUITECTÓNICA<sup>75</sup>  
Esc. S/E

<sup>75</sup> *Ibidem.*

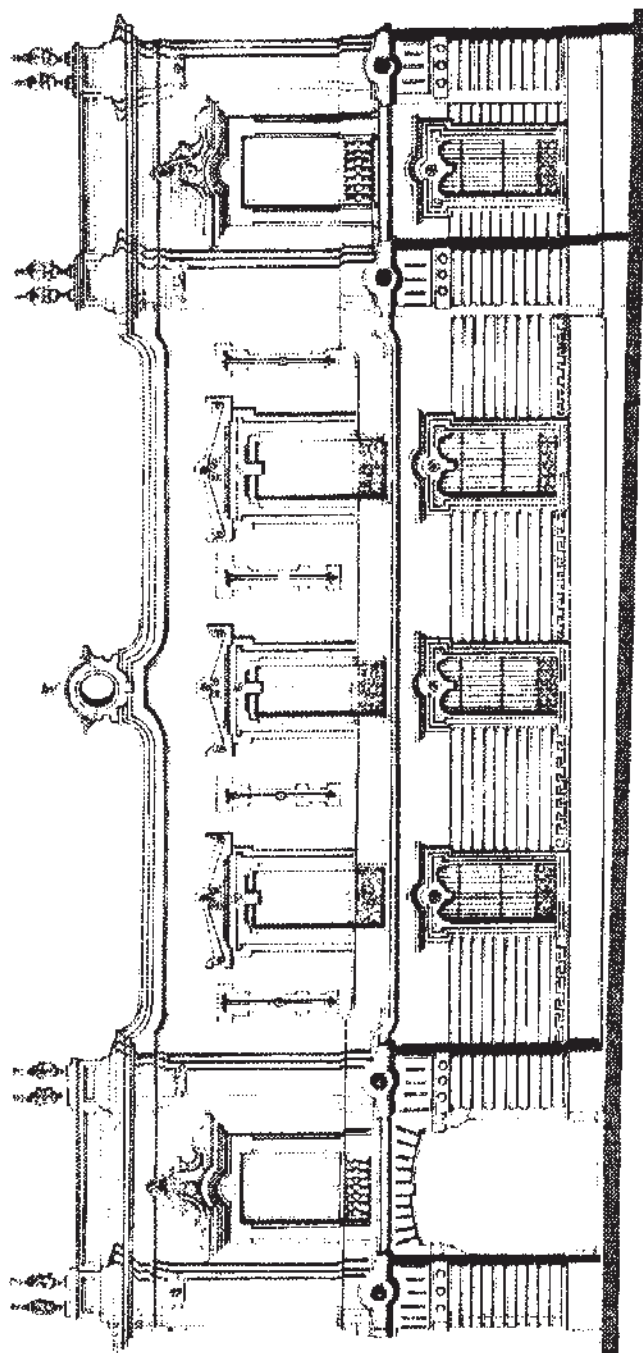




FACHADA PRINCIPAL NORTE<sup>76</sup>  
Esc. S/E

---

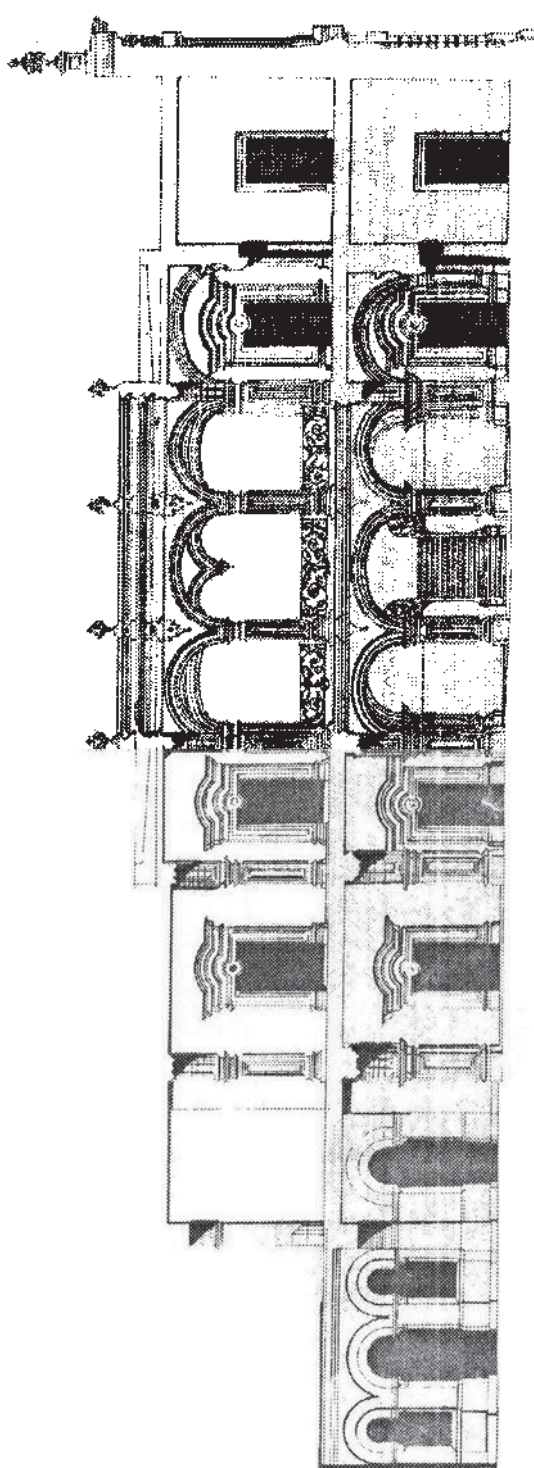
<sup>76</sup> *Ibidem.*



FACHADA LATERAL PONIENTE<sup>77</sup>  
Esc. S/E

---

<sup>77</sup> *Ibidem.*



CORTE TRANSVERSAL (E-W)<sup>78</sup>  
Esc. S/E

---

<sup>78</sup> *Ibidem.*

**CONCLUSIONES**

**CONCLUSIONES**

*“La práctica no es suficiente  
si no se conocen las reglas  
teóricas del oficio”*

Jean Mignot, 1399

A partir del momento en que el ingeniero estructurista, y de manera particular el arquitecto restaurador de bienes inmuebles, tiene acceso a los conocimientos básicos de las leyes fundamentales de su propia disciplina, es que adquiere una herramienta que le permite el tratamiento científico de los problemas prácticos y de las opciones teóricas que su labor como especialista le demanda.

La experiencia generada en el campo de la arquitectura histórica no ha sido sistematizada y divulgada de forma adecuada, por lo que no se cuenta con una práctica establecida acerca de la evaluación de la seguridad en los edificios históricos y de las medidas más idóneas para reducir su vulnerabilidad; por lo que el contenido de este trabajo de investigación pretende ser un instrumento de consulta y apoyo para los investigadores y profesionistas interesados en profundizar el conocimiento de la interacción de la ingeniería estructural y sísmica en la aplicación de la arquitectura histórica; por la diversidad temática que se aborda con relación a las propiedades estructurales de los materiales, al comportamiento de los elementos arquitectónicos-estructurales, a los procedimientos de análisis con diferente nivel de refinamiento, a los problemas de la seguridad sísmica, al comportamiento y modo de falla estructural en los edificios históricos y a los procedimientos de refuerzo estructural.

El presente trabajo aporta a los profesionales en el campo de la arquitectura histórica, un análisis con un enfoque más conceptual que técnico, y más explicativo del comportamiento estructural ante el efecto sísmico de los elementos arquitectónicos-estructurales que forman parte de la arquitectura histórica; analizando y revisando casos en los que han presentado daño e identificando su tipología de falla estructural, así como de algunas opciones de reparación y refuerzo que se han aplicado para contrarrestar en futuros eventos sísmicos, ese efecto.

Por medio del análisis y revisión de aspectos relacionados con los edificios de la arquitectura histórica que han subsistido durante siglos sin daño, o con efectos menores, y que han dado prueba suficiente de su seguridad sísmica; hay situaciones en que ese argumento no es válido, pues la capacidad del edificio para resistir efectos sísmicos puede irse reduciendo con el tiempo por diversas razones; como el deterioro natural de los materiales, pero también por debilitamiento debido a efectos de sismos anteriores y por modificaciones a la estructura, con las que puedan haber disminuido su resistencia ante sismos.

La revisión practicada en el capítulo inicial referente a los sistemas estructurales en los edificios históricos se analiza el desarrollo que tuvieron estos edificios hacia soluciones cada vez más eficientes mediante un proceso de aprendizaje, basado principalmente en un método de prueba y error. Este aprendizaje no se dio necesariamente en lo que respecta a la seguridad contra sismos. Sin embargo las lecciones que dejan los daños por sismo se traducen directamente en modificaciones en la práctica constructiva, que incorpora aspectos dirigidos a incrementar la resistencia a tales eventos.

En zonas donde la ocurrencia de sismos es esporádica, no se modifica la práctica de construcción por las lecciones que dejan los daños; tal es el caso del estado de Michoacán, donde en algunas regiones se presentan fuertes sismos y en los periodos entre esos grandes eventos rara vez se perciben sismos significativos; por ello, no se aprecia daños de consideración en las edificaciones históricas.

Sin embargo cuando el terreno se mueve en razón de un sismo, el edificio se resiste, por inercia, a ser desplazado, lo cual equivale a que se introduzcan en éste, fuerzas que son proporcionales a la masa del edificio y a la aceleración del movimiento. Originando que las fuerzas de inercia que se generan en las diferentes partes del edificio sean mayores donde la masa es más grande como es el caso de los edificios históricos y donde los desplazamientos del edificio son mayores, como ocurre principalmente a nivel de cubiertas. Estas fuerzas generan solicitaciones críticas en los elementos que cuentan con menor área resistente para absorberlas.

Se pudo detectar y comprobar que una diferencia básica en el comportamiento estructural y sísmico de un edificio se deriva por el tipo de sistema de entrepiso o cubierta. Algunos son rígidos en su plano, o sea constituyen un diafragma que se mueve como una sola unidad. Tal es el caso de las losas de concreto reforzado o de piso a base de vigas y tablonés, si estos últimos están conectados rígidamente a las vigas, transmitiendo las fuerzas horizontales de inercia a los elementos más rígidos que tienen capacidad de resistirla. Sin embargo en la mayoría de los edificios históricos, el entrepiso o cubierta se apoya directamente sobre las vigas, las cuales pueden moverse una con respecto a la otra, de modo que no constituyen un diafragma, por lo que las fuerzas de inercia son transmitidas a los muros sobre los que se apoya directamente, de manera que las vigas generan empujes sobre los muros y pueden producir la falla por volteo. Frecuentemente, la vibración de estos muros de carga en dirección transversal a su plano produce su separación con respecto a las vigas, las que pierden apoyo y ocasionan el colapso parcial o total de entrepisos o cubiertas.

En cuanto al comportamiento estructural y sísmico de elementos verticales (columnas, muros, contrafuertes, torres campanarios, etc) a base de piezas de mampostería pétreo se caracteriza por el zapateo, o sea la abertura y cierre repetidos de las juntas entre piezas; los desplazamientos laterales rara vez alcanzan los valores necesarios para el volteo del elemento vertical, pero llegan a producir el levantamiento de una parte de la sección tal, que el área que queda en contacto no es suficiente para resistir por fricción la fuerza cortante actuante; este fenómeno conduce a corrimientos y rotaciones de las piezas sobre las juntas.

Con relación al análisis del modelo representativo realizado, como caso de estudio en el capítulo V; se confirma que el comportamiento estructural que llegan a presentar la torres campanarios por su esbeltez y flexibilidad, tienen importantes desplazamientos horizontales durante los sismos. La flexión que se genera produce grietas horizontales, pero rara vez el volteo, debido a que por la alternancia de la dirección del movimiento, las grietas horizontales se abren y se cierran sucesivamente; en este proceso, se disipa una parte importante de la energía introducida por el sismo. Confirmando que la tendencia de falla frecuente es por fuerza cortante en las zonas donde el área de muros se reduce



sustancialmente por las aberturas como es el caso del área donde se alojan las campanas o existen vanos ventanas en cada cuerpo de la torre.

La revisión practicada, permitió comprobar que la presencia de grandes aberturas en puertas y ventanas no sólo reduce sustancialmente el área resistente, sino que introduce concentraciones de esfuerzos en las esquinas de las aberturas; causando agrietamiento diagonal en zonas de muros entre aberturas, y en casos extremos la falla total de dichos muros.

Por medio del análisis y revisión, fue posible comparar y obtener resultados sobre los alcances y limitaciones en cuanto a la utilización de las teorías y aplicación de métodos de análisis estructural disponibles actualmente, así como una metodología técnica para analizar el comportamiento estructural en los edificios históricos; lo que permitirá a los ingenieros estructuristas tomar decisiones y consideraciones sobre las ventajas y limitaciones sobre su aplicación, para lograr obtener un diagnóstico y una propuesta de intervención razonable y apropiada para los edificios de la arquitectura histórica, ya que aún existen ciertas reservas en cuanto a su aplicación.

Durante el trabajo de investigación fue posible comprobar hasta el momento resultados importantes para el análisis y conocimiento del comportamiento estructural de edificios históricos y su interacción en el uso de nuevos materiales ante el efecto sísmico en Valladolid-Morelia; se pudieron comprobar las hipótesis planteadas al inicio de las indagaciones. Se hizo énfasis en los aspectos de mayor significación dentro de la delimitación de la zona de estudio y seleccionada como universo del trabajo, así como dentro del periodo temporal estudiado, acompañado de los objetos arquitectónicos que fungieron como modelos representativos de análisis como parte principal y comprobatoria de la investigación abordada.

De las hipótesis planteadas al inicio de la investigación, destacan de forma particular cuatro postulados que ahora se exponen:

**1.- La evolución de la nueva tecnología constructiva trae consigo la incompatibilidad de materiales y técnicas aplicables en la intervención de edificios históricos cuando no se cuenta con el diagnóstico de la causa-efecto, pudiendo aumentar el riesgo sísmico en el edificio.**

A través de factores tan importantes como el medio natural y recursos existentes en el territorio; materiales y técnicas constructivas tanto locales como importadas; fue posible encontrar los razonamientos y las pruebas que confirman el supuesto planteado.

Durante el trabajo de investigación se pudo confirmar que hoy en día existe un momento singular en la tecnología constructiva, llena de contradicciones. Por un lado, las nuevas técnicas constructivas y los nuevos materiales que se incorporan al cambio general y progresivo del ámbito de la construcción; por el otro, el desconocimiento y la desconfianza hacia las técnicas tradicionales que caracterizan a los edificios históricos, predominando una irracional confianza en nuevos materiales, no comprobados lo suficientemente como para introducirlos en edificios históricos que han perdurado generación tras generación en

nuestra memoria histórica. Esta confianza tendrá su fin, cuando se comprendan los edificios históricos y las normas reconozcan que los materiales tradicionales deben ser usados con generosidad y sabiduría y se prohíban las falsificaciones o imitaciones.

A principios del siglo XX se empezó a desarrollar notables cambios en la concepción estructural de los edificios históricos y, por consiguiente, en la forma de intervenirlos sustituyendo a los materiales tradicionales por un nuevo material: El concreto reforzado. A éste material se le atribuían unas características especialmente favorables de resistencia, durabilidad, mayor rapidez de fraguado y fabricación, control del material y disminución de los costos, entre otros.

A partir de que surge este nuevo material se genera una confianza en que los refuerzos con concreto reforzado proporcionarían la resistencia y la seguridad a la estructura, omitiendo, en algunos casos, la posibilidad de una restauración más coherente. Por esto es importante tener presente el concepto de que el concreto reforzado es un material homogéneo, isótropo y elástico, mientras que los edificios de mampostería son heterogéneos, anisótropos y presentan un comportamiento plástico.

La confianza por el nuevo recurso ha generado transformaciones tales como la disminución del consumo de los materiales tradicionales, el rechazo hacia los trabajos artesanales, la consiguiente pérdida de mano de obra calificada y las causas para olvidar como intervenir edificios con materiales y técnicas constructivas tradicionales. Por lo tanto los conocimientos sobre la tecnología constructiva antigua se han ido perdiendo poco a poco.

Otro factor que pudo identificarse durante la indagación documental es que a partir del siglo XX, existe una difusión amplia sobre la aplicación de la teoría de la elasticidad, probablemente debido a este hecho: Se presupone que las fisuras y grietas en los edificios históricos indican un peligro inminente en su estabilidad, pero esto no necesariamente es así; actualmente hay varios debates sobre cuál es la mejor manera de aproximarse al estudio de las estructuras de mampostería pétreo y sobre sus intervenciones. En muchas ocasiones, las grietas y las fisuras son una de las maneras que tiene el edificio de mampostería para “defenderse” por lo que hace articulaciones que le permiten moverse sin colapsarse.

La utilización de refuerzos de concreto reforzado y el acero estructural han sido las técnicas para consolidar estructuras de edificios históricos más utilizadas desde los años cincuenta hasta nuestros días, considerándolas altamente satisfactorias; esto favoreció a su rápida expansión por muchos países como la mejor y la única solución para conservar el patrimonio, estableciéndose como una regla práctica.

Estas anomalías de distinta clase que se han comenzado a presentar, en las últimas dos décadas del siglo XX, en los edificios restaurados con nueva tecnología constructiva, requieren un análisis detallado con el objeto de establecer algunos “parámetros límites” que hay que fijar en estas intervenciones. De esta manera se podrá evitar la formación de mecanismos destructores y se conocerá a fondo, de qué modo la presencia de nuevos materiales y técnicas constructivas afecta a las construcciones tradicionales; esto con la vital finalidad de conservar y rescatar nuestro patrimonio histórico edificado de intervenciones que presentan una reducida durabilidad en sus materiales.

Algunos de los argumentos fundamentales para favorecer e impulsar la introducción de estos nuevos materiales en la intervención de edificios históricos, estuvieron fuertemente influenciada por dos vertientes:

- Parte teórica, A partir de la Carta de Atenas, el uso de materiales modernos, se “vuelve de uso común, aunque no necesario y poco meditado, erróneamente considerado como fácil e inmediato, tanto que muy seguido, terminara calificándose como una banal y dañosa operación de rutina”.
- Parte práctica, la gran difusión y acogida de este material por los especialistas como el recurso para mejorar la calidad estructural de los edificios históricos consideraba que este nuevo material les permitía resolver a través de métodos científicos actuaciones que los materiales tradicionales no habían sido capaces de solucionar.

Dentro de las múltiples razones que han favorecido a la difusión del concreto reforzado, algunas son claramente constructivas, en especial, surge como respuesta para el refuerzo de la estructura original frente a movimientos sísmicos, a nuevos requisitos solicitados por los actuales reglamentos de construcción y a nuevos usos del edificio.

Las razones de carácter estructural se producen por la eficiencia que la estructura moderna demostraba sobre la base científica, mientras que la tradicional era manifestada sólo por la experiencia del tiempo, criterio que con el cambio de mentalidad hacia la valoración de lo científico, el empirismo perdía su significado. Se propuso un nuevo criterio de intervención basado en la introducción del concreto reforzado en el sistema estructural de los edificios históricos; éste material hacia posible la comprensión de los daños y el control científico de la construcción antigua bajo los nuevos planteamientos de resistencia de los materiales y de las normativas.

Todos estos argumentos, por un lado, provocaron la desconfianza hacia los materiales tradicionales y hacia los procedimientos empíricos y, por el otro, impulsaron la preferencia por los materiales modernos basados en análisis científicos.

La desconfianza hacia los materiales y los procedimientos tradicionales produjo que, al valorar la seguridad de las estructuras antiguas con las nuevas normativas de construcción y de sismo, se obtuvieran resultados desfavorables en cuanto a la resistencia de estos materiales y se introdujera el concreto armado como solución.

Dentro de esta búsqueda de documentos que hemos realizado para comprender el cambio de mentalidad que se ha producido en la reestructuración de edificios de obra de fábrica pétreo a través del concreto reforzado, creemos importante analizar la relación que existió entre aquellas construcciones históricas que han sido afectadas por los continuos movimientos sísmicos y sus refuerzos estructurales con concreto reforzado.

Después de treinta y cuatro años de utilización de esta técnica de reestructuración de edificios históricos en México y de los diferentes fenómenos (asentamientos, sismos, hundimientos diferenciales, etc.) que han afectado la estabilidad estructural de estos edificios, es el momento para hacer una revaloración sobre la efectividad y sobre el comportamiento de estos materiales en la intervención de éstos edificios.

Con las nuevas valoraciones que se están estableciendo sobre este material (incompatibilidades físicas, químicas y mecánicas), con la tendencia actual de mínimas intervenciones y con la recuperación de técnicas tradicionales, posiblemente, a simple vista pudieran juzgarse como reestructuraciones sumamente agresivas, muchas veces injustificadas y dañinas para la estabilidad del conjunto. Pero, precisamente esta relación que existe entre los factores del contexto geográfico, económico, socio-cultural y las técnicas de restauración como instrumento para disminuir y contrarrestar los deterioros producidos en el patrimonio histórico edificado, han sido de gran importancia para analizar el surgimiento, el comportamiento y la eficiencia de las técnicas de intervención de los nuevos materiales y sus técnicas constructivas bajo circunstancias tan restrictivas para la restauración de los edificios de fábrica.

La finalidad de estos nuevos refuerzos es proporcionar las características de rigidez al conjunto, para evitar los continuos daños por sismo y asentamientos diferenciales en los edificios de fábrica.

Esta teoría es trascendental para la incorporación del cambio tecnológico y para la aceptación de los nuevos materiales, en la intervención de edificios históricos. Dichos conceptos estructurales no surgieron de la nada, al contrario, estaban fuertemente fundamentados en diversos estudios de cálculo y en múltiples análisis de estructuras modernas, basando sus principios en los conocimientos del acero y del concreto reforzado. Premisa que ayudó a modificar la comprensión de los edificios históricos y a buscar en los nuevos materiales la única solución para reforzarlos.

A partir de los recientes daños que ha sufrido la arquitectura histórica edificada en zonas sísmicas, la concepción estructural original de las mamposterías ha adquirido un carácter de prioridad absoluta, siempre y cuando dichos elementos estructurales no presenten fallas insanables. El empeño por respetar esta originalidad de la estructura se transparenta en la más reciente reflexión sobre el tema de la conservación en zona sísmica: La mejor política para la salvaguardia está representada por la prevención, estas medidas deberían representar el entendimiento entre dos exigencias: la necesidad de alterar lo menos posible la concepción, las técnicas y las tecnologías originales de la obra y por el otro, la necesidad de asegurar un nivel de seguridad óptimo.

Por medio del análisis y revisión se pudo confirmar que el concreto reforzado, que se pensaba en un principio como un material muy eficaz en los edificios históricos, en algunos casos, esta comenzado a observarse que no ha superado la “prueba del tiempo” manifestándose incompatibilidad con la mampostería pétreo, debido a la heterogeneidad que presentan ambos materiales en sus propiedades físico-mecánicas, así como a errores por la puesta en obra, y por problemas en la técnica de ejecución, en la calidad y en la forma en que se encuentran conectados e integrados ambos materiales.

Se pudo analizar y reafirmar que la aplicación de la nueva tecnología constructiva trae consigo la incompatibilidad con la tecnología constructiva tradicional de la arquitectura histórica por lo que estos nuevos materiales y técnicas deben ser utilizados con mucha cautela en los edificios históricos por las incompatibilidades física-mecánicas que presenta con los materiales tradicionales; en el caso de zonas no sísmicas, se presentan en un período

a largo plazo. En cambio, en zonas sísmicas, la introducción de este nuevo material como refuerzo ha modificado sustancialmente el comportamiento estructural original debido a que presentan formas de trabajar distintas y al rigidizarlas en exceso y ante un efecto sísmico pueden ocasionar esfuerzos cortantes representativos al material pétreo.

Para el caso de estudio de Valladolid-Morelia fue determinante el uso de nuevos materiales, así como por el concepto espacial y el carácter vertical arquitectónico en los edificios. El primer edificio construido, utilizando la nueva tecnología constructiva -concreto reforzado- data de 1938 en su momento esta edificación causó polémica y vino a romper con la volumetría arquitectónica y el espacio urbano de la ciudad. Sin embargo fue el parteaguas para la utilización en Morelia de un nuevo material conocido como concreto reforzado.

A partir de 1970 a la fecha se ha generalizado el uso del concreto reforzado en algunos edificios históricos de Valladolid-Morelia como elemento estructural o de refuerzo, teniendo como antecedente que en la mayoría de los casos no se cuenta con una evaluación técnica cuidadosa sobre el diagnóstico de la causa-efecto, que puede desarrollarse ante la presencia de dos materiales heterogéneos como es el concreto y la mampostería pétreo.

Hoy en día la forma más efectiva para entender las debilidades estructurales de los edificios históricos y su interacción en el uso de nuevos materiales, es determinar una diagnosis estructural que permita evaluar los tipos de intervención realizados en el pasado e identificar aquellos que han resultado exitosos y que deben seguir utilizándose con materiales y técnicas constructivas mejoradas para la protección de los edificios históricos, y aquellos que han resultado no convenientes, evitarlos totalmente o en su caso mejorar los criterios de reparación y refuerzo que pueden adoptarse.

Finalmente el patrimonio arquitectónico edificado tiene ante sí un problema extremadamente complejo cuya solución pasa por definir sistemas estructurales y procedimientos constructivos económicos, eficientes y compatibles con los criterios de conservación. Es por tanto imprescindible un trabajo conjunto entre arquitectos de conservación, historiadores e ingenieros estructurales para resolver el problema técnico que plantea el reforzamiento sísmico de edificios históricos. Esto significa entre otros aspectos, que los arquitectos deben conocer los criterios de diseño sismorresistente y que los ingenieros estructurales deben conocer los conceptos que rigen la protección de monumentos históricos.

## **2.- El comportamiento de los distintos materiales, desde la ductilidad de unos a la fragilidad de otros, y las consecuencias que esas características tienen en las formas arquitectónicas y su comportamiento en las edificaciones históricas, puede generar la falla parcial o total del elemento arquitectónico-estructural ante un efecto sísmico.**

La revisión practicada, permitió comprobar que el análisis del comportamiento estructural en edificios históricos ante efectos sísmicos puede efectuarse considerando que las estructuras tienen comportamiento elástico lineal. Aunque se tiene conocimiento que durante temblores severos los edificios pueden incursionar en comportamiento inelástico, esto se toma en cuenta aplicando factores de reducción a los resultados del análisis elástico.

Sin embargo la intensidad de la vibración inducida en un edificio histórico depende tanto de las características del movimiento del terreno como de las propiedades dinámicas de la estructura. Para sismos moderados la estructura del edificio se mantiene, normalmente, dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal y su respuesta puede calcularse con buena aproximación con los métodos de análisis dinámico de sistemas lineales.

A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio histórico aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. En términos generales, el comportamiento estructural del edificio deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar.

Cabe señalar que el comportamiento no lineal está asociado a daño, inicialmente sólo en los elementos no estructurales y después se manifiesta en la estructura misma. Algunas de las evidencias del comportamiento estructural no lineal, y de daño, es la presencia de agrietamientos, desprendimientos, pandeos locales, y deformaciones residuales de la estructura.

Una descripción simple que se puede dar del comportamiento estructural no lineal de una estructura es mediante la relación que priva entre la carga lateral total aplicada (fuerza cortante en la base) y el desplazamiento de la parte superior del edificio. Es decir el movimiento sísmico del suelo se transmite a los edificios que se apoyan sobre éste. La base del edificio tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que, por inercia, la masa del edificio se opone a ser desplazada dinámicamente y a seguir el movimiento de su base, generando fuerzas de inercia que ponen en peligro la seguridad de la estructura.

Las fuerzas de inercia que se generan por la vibración en los lugares donde se encuentran las masas del edificio se transmiten a través de la estructura por trayectorias que dependen de la configuración estructural. Estas fuerzas generan esfuerzos y deformaciones que pueden poner en peligro la estabilidad del edificio.

Se pudo detectar y comprobar que la flexibilidad de la estructura ante el efecto de las fuerzas de inercia hace que ésta vibre de forma distinta a la del suelo mismo. Las fuerzas que se inducen en la estructura no son función solamente de la intensidad del movimiento del suelo, sino dependen en forma preponderante de las propiedades de la estructura misma. Por una parte, las fuerzas son proporcionales a la masa del edificio y, por otra, son función de algunas propiedades dinámicas que definen su forma de vibrar.

La respuesta sísmica de una estructura se obtuvo al estudiar un modelo simple que es un sistema de un grado de libertad, constituido por una masa concentrada y un elemento resistente con cierta rigidez lateral y cierto amortiguamiento. Este sistema se caracteriza por su periodo natural de vibración que es proporcional a la raíz cuadrada de la relación entre la masa y la rigidez.

Otro aspecto crítico del comportamiento sísmico en edificios históricos es la estabilidad de los elementos más esbeltos y pesados. Al revisar estos elementos ante las fuerzas laterales determinadas en el análisis modal espectral, se encontró que la seguridad ante volteamientos es crítica en ambos casos. Sin embargo, en estructuras de este tipo, que no resisten tensiones, el extremo de la sección transversal que bajo el efecto del momento de



volteo está sujeto a tensión, se despega de su base y vuelve a caer cuando la dirección del movimiento cambia. En este proceso se tiene una disipación importante de energía, que reduce las fuerzas realmente aplicadas a la estructura.

El factor que más ha influido en el establecimiento de la práctica actual del análisis sismorresistente para edificios históricos, ha sido la experiencia que se ha derivado del comportamiento estructural observado de los diferentes tipos de estructuras que se han analizado en este trabajo de investigación y que han sido expuestas a sismos severos. La identificación de las características que han dado lugar a fallas o un buen comportamiento y el análisis de los tipos de daños y de sus causas han contribuido en forma decisiva al entendimiento del comportamiento sísmico de las estructuras históricas. La causa más frecuente de colapso de los edificios es la insuficiente resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura.

Apoyándonos en la hipótesis de comportamiento elástico lineal, tenemos que las deformaciones de un muro ante cierto sistema de cargas en su plano deben analizarse y calcularse con los métodos y teorías de la elasticidad. Además de las propiedades elásticas del material como el módulo de elasticidad, de cortante y de Poisson, asimismo hay que tomar en cuenta la magnitud y distribución de las cargas, la geometría del muro y la forma en que está apoyado.

Para el caso de muros bajos de sección rectangular cuya altura total no excede de un tercio de su longitud y cuya base se encuentra empotrada, las deflexiones por flexión pueden ascender a 10 % ó 15 % del total, o aún menos, dependiendo de las condiciones en los otros tres bordes. Es aceptable desprestigiar esta contribución y calcular la rigidez del entrepiso o cubierta tomando en consideración las deformaciones debidas a cortante.

Se pudo analizar y revisar durante la investigación que los muros esbeltos tienen importancia las deformaciones por esfuerzo normal debido a flexión como las provenientes de fuerza cortante. Por ello, las rigideces de entrepiso y cubierta dependen de la distribución de fuerzas horizontales en la altura. Así tenemos que por una parte, las fuerzas cortantes que toman los muros dependen de sus rigideces de entrepiso o cubierta, y por otra, éstas dependen de las primeras.

En el análisis y evaluación que se realizó durante el trabajo de investigación, se comprobó que parte del deterioro estructural es por la falta de mantenimiento preventivo y correctivo y a la deficiencia de conexión e integración en forma correcta del material y de su técnica constructiva empleada a la estructura original, por lo que éstos factores han influido con el paso del tiempo a un debilitamiento de la estructura, o una interferencia con su manera natural de vibrar ante la presencia de un sismo, como en el caso de la inserción de gruesos castillos, trabes o losas de concreto en los muros de mampostería natural. Se identificó que en gran parte de los edificios intervenidos, la disposición y características de los elementos de refuerzo muestran desconocimiento del comportamiento estructural que tienen los edificios históricos llegando a generar intervenciones que no produjeron el efecto deseado.

Para lograr diagnosticar la seguridad estructural de los edificios tomados como modelos representativos de análisis, fue importante entender a fondo el funcionamiento estructural de la construcción original y el mecanismo de transmisión de fuerzas concebido por sus

constructores. Asimismo se identificaron los factores que pudieron modificar el mecanismo original de transmisión de fuerzas y afectar el comportamiento y la seguridad estructural del edificio; partiendo de que los daños que la estructura puede haber sufrido por efectos accidentales como sismos, vientos, o bien los debidos a hundimientos significativos de sus apoyos y al deterioro por intemperismo o a agentes químicos, así como los generados por modificaciones realizadas por el hombre a lo largo del tiempo, como la remoción de partes de la estructura o adiciones que hubieran incrementado o disminuido las cargas.

Los análisis realizados a los edificios históricos tomados como modelos representativos para este trabajo y los informes técnicos de pruebas mecánicas a materiales realizadas, permitieron confirmar que los esfuerzos promedio aplicados en las secciones transversales de los elementos estructurales son pequeños, si se comparan con la resistencia en compresión del material; es poco probable que esos esfuerzos excedan de  $20 \text{ kg/cm}^2$  para elementos de piedra que tiene una resistencia en compresión de  $280 \text{ kg/cm}^2$ , o más. Esto ha llevado a pensar que se tienen amplios factores de seguridad en dichas estructuras.

Es común pensar que una estructura debe ser segura en términos absolutos, lo que implica que sea imposible que vaya a fallar. Este concepto es erróneo y, más bien, puede afirmarse lo contrario: “toda estructura acabará por fallar, a menos que sea objeto de intervenciones que subsanen y corrijan los indicios de falla”.

Por otra parte el análisis y evaluación del comportamiento sísmico de cada uno de los elementos arquitectónicos-estructurales de los edificios afectados por un sismo, es la forma más efectiva para conocer y entender el grado de vulnerabilidad estructural a que puede estar expuesta cualquier edificación, por lo que es de gran importancia evaluar la forma y tipo de intervención que han tenido las edificaciones desde su primera etapa constructiva hasta la última realizada, logrando con esto, identificar materiales y sistemas constructivos que han tenido un trabajo y comportamiento estructural exitoso y deben seguir utilizándose, y aquellos que no resultan convenientes. Sin olvidar que debe prevalecer una compatibilidad de los nuevos materiales y sistemas constructivos con los concebidos de origen.

Sin embargo el factor que más ha influido en el establecimiento de la práctica actual del análisis sismorresistente para edificios históricos, ha sido la experiencia que se ha derivado del comportamiento estructural observado de los diferentes tipos de estructuras que han sufrido sismos severos. La identificación de las características que han dado lugar a fallas o un buen comportamiento y el análisis de los tipos de daños y de sus causas han contribuido en forma decisiva al entendimiento del comportamiento sísmico de las estructuras históricas. La causa más frecuente de colapso de los edificios es la insuficiente resistencia a carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura.

En este trabajo de investigación se describe el comportamiento sísmico estructural que llega a presentarse en los elementos arquitectónicos-estructurales que forman parte de un edificio histórico, para lo cual se analizó un caso de estudio de arquitectura religiosa como es el caso de un templo abovedado, describiendo la causa del daño más común y medidas que se han logrado tomar para la protección de los edificios afectados por sismo, así como el trabajo estructural de cada elemento arquitectónico que forma parte del mismo.

Cuando no existe ningún tipo de refuerzo, la redistribución de los esfuerzos máximos no es factible y, por tanto el fallo local rápidamente se convierte en un fallo global de la estructura. Así, el sistema pierde resistencia y puede colapsar. Sin embargo, cuando la respuesta de la estructura ante un movimiento sísmico, cae dentro del primer intervalo, esto es, dentro del rango elástico, su desempeño es bastante bueno. Las estructuras diseñadas para satisfacer este requerimiento, deben ser de proporciones masivas para cualquier movimiento sísmico, es decir, que tengan una gran cantidad de muros de gran espesor en ambas direcciones en planta. Esto explica, el por qué varias estructuras antiguas de esta tipología, se han comportado adecuadamente frente a sismos de diferente intensidad, con daños muy leves.

Los daños observados y analizados en algunos edificios de mampostería no reforzada por efecto sísmico, han dejado una gran cantidad de escenarios que varían de una zona a otra, dependiendo de diversos factores, entre los cuales se destacan los siguientes: La magnitud del sismo, las características geológicas y geotécnicas de la zona y la calidad de las edificaciones.

La combinación de todos estos factores, unida a la incertidumbre implícita del fenómeno, arroja un amplio espectro de posibles escenarios de daño.

En cuanto a la arquitectura histórica civil relevante con materiales y sistema tradicional, estos presentan una problemática similar. Los daños consisten en el agrietamiento diagonal de muros, sobre todo en las zonas debilitadas por aberturas; en la separación entre muros perpendiculares en sus encuentros y en distintos daños locales debido a las irregularidades en la estructuración. El problema mayor, y que da lugar a las fallas más graves, se debe a que los pisos no constituyen diafragmas rígidos y no están conectados a los muros que los soportan; esto da lugar a que los muros de varios pisos funcionan como paredes muy esbeltas que tienden a inclinarse hacia el exterior y en el límite a volcarse y colapsar. Las condiciones de mantenimiento de estos edificios suele ser más austeros que las de las construcciones religiosas por lo que abundan los casos de grave deterioro de la madera y de filtraciones que agua que debilitan la mampostería pétreo.

Una vez realizado el análisis y la identificación en cuanto al tipo de falla o daño más común en la arquitectura histórica del género religioso y civil relevante, puede afirmarse que en la mayoría de las construcciones que han resultado dañadas por sismo, lo habían sido ya más de una vez en sismos anteriores. Si no existía evidencia de daños, era por las sucesivas reparaciones a las que habían sido sometidas. En la gran mayoría de los edificios históricos se habían realizados reparaciones de los daños mediante resane o inyección de grietas, o reconstrucciones locales de las partes afectadas. En general, se repitieron esta vez los mismos patrones de daño ocurridos en sismos anteriores; sin embargo, hubo casos en que se detectó una clara acumulación y agravamiento del daño, que conduce a situaciones de seguridad estructural.

Para poder proponer un adecuado esquema de rehabilitación es necesario comprender cuál fue el comportamiento que originó cada tipo de daño, las opciones que se tienen para contrarrestar ese efecto mediante su reparación y refuerzo y cómo afectará esa reparación al comportamiento general de la estructura en futuros eventos sísmicos.

Aunque la causa más frecuente de colapso de edificios históricos es la insuficiente resistencia a los esfuerzos por tensión y a la presencia de carga lateral de los elementos verticales de soporte de la estructura (columnas o muros), se debe tener presente que para un correcto comportamiento sísmico, la resistencia no es el único factor importante. Sin embargo, la capacidad de deformación, o la ductilidad, es una propiedad que puede evitar el colapso de un edificio.

Por otra parte las conexiones entre los elementos estructurales que tienen la función de resistir las fuerzas sísmicas son zonas críticas para la estabilidad del edificio; presentándose en ellas en forma frecuente, concentraciones elevadas y condiciones complejas de esfuerzos, que han dado lugar a numerosos casos de falla.

A partir de los levantamientos de daño realizados después de ocurrido un sismo, se ha podido identificar algunos de los principales factores que contribuyen al aumento de la vulnerabilidad sísmica de las estructuras de mampostería no reforzada, estos son entre otros: elementos excesivamente esbeltos, baja densidad de muros en planta, deficiencias en los anclajes de los muros a los diafragmas de piso y techo, malas conexiones entre los distintos elementos, flexibilidad en los diafragmas de piso, ausencia de separación entre los edificios adyacentes, deformaciones permanentes de los suelos irregularidades en la distribución en planta y altura de las estructuras.

### **3.- Los principios y criterios de algunos métodos de análisis estructural que se aplican en la ingeniería estructural en edificios contemporáneos pueden ser aplicables en edificios históricos.**

La revisión practicada, permitió comprobar que el empleo de los métodos de análisis estructural y sobre su validez de sus resultados, en el ámbito de la conservación domina la preferencia por lo intuitivo y lo cualitativo; sin embargo, es importante el respaldo que pueden dar a la intuición y a la experiencia, los resultados del análisis de modelos representativos de la estructura en estudio, así como los derivados de mediciones experimentales.

En términos generales, resulta conveniente recurrir a una combinación de algunos métodos de análisis, no tanto para fines de comprobación de resultados, sino para aprovechar las ventajas de cada uno para el estudio de aspectos específicos, o para definir el método que se requiere para la aplicación de un análisis más refinado.

A los objetos arquitectónicos de estudio que funcionan como modelos representativos en esta investigación, se les ha sometido a un análisis estático para determinar la respuesta estructural ante cargas verticales y ante movimientos de los apoyos, y a un análisis dinámico para estudiar los efectos sísmicos. Sin embargo una limitación encontrada en estos análisis es que suponen un comportamiento elástico-lineal de los elementos, lo cual no es representativo de un material con baja resistencia a la tensión, como la mampostería, y que además se encuentra en un estado de fisuración muy severo cuando existen hundimientos diferenciales. A pesar de ello, se considera que estos análisis proporcionan resultados indicativos de gran utilidad. Por una parte, efectos como los del peso propio se

transmiten esencialmente por fuerzas de compresión; por otra, los análisis revelan las zonas donde se presentan tensiones y, por tanto, son de esperarse agrietamientos.

La respuesta a los efectos sísmicos de un edificio histórico presenta diferencias radicales con respecto a la de estructuras de edificios contemporáneos para los que existe una práctica de análisis sísmico bien establecida.

Es importante destacar que la interacción de una estructura extraordinariamente masiva y rígida, con un suelo de arcilla de alta compresibilidad, modifica los efectos sísmicos con respecto a los que sufre un edificio en condiciones estables. En términos generales, esta interacción reduce sustancialmente las acciones sísmicas sobre los edificios históricos, y es la razón principal del comportamiento generalmente favorable que han tenido los edificios históricos ante los sismos. Una manera de visualizar el problema es considerar que una parte importante de la energía que el movimiento del suelo intenta introducir en la estructura es regresada al mismo al empezar a vibrar la estructura, de manera que la excitación sobre la estructura corresponde a la que tendría si su amortiguamiento fuera mucho más elevado que el propio para el tipo de material de que está compuesta.

Se pudo comprobar que la revisión de la seguridad estructural en edificios históricos debe ser basada en métodos simplificados que han demostrado ser muy confiables para estructuras de mampostería, ya que no implican la hipótesis de un comportamiento elástico y se basan en condiciones de equilibrio en estado plástico.

En los procedimientos simplificados el área transversal de muros disponible en ambas direcciones constituye una medida de la resistencia al cortante de la estructura, ya que al multiplicar dicha área por un esfuerzo cortante resistente promedio se tiene una estimación de la fuerza cortante resistente.

El método simplificado aplicado a estructuras en su conjunto, implica la hipótesis de que la cubierta es un diafragma rígido que transmite las fuerzas de inercia generadas por el sismo a los muros capaces de resistirlas. Dicha transmisión implica la aparición de esfuerzos cortantes y de tensión elevados. Sin embargo cabe la duda de que la resistencia de la mampostería a estos esfuerzos en algunos edificios sea suficiente para garantizar dicha transmisión por lo que debe tenerse en cuenta este factor.

Aunque las bases de la mecánica estructural estaban bien establecidas en una evolución que pasó por Arquímedes, Galileo y Newton, éstas no encontraron aplicación explícita en el cálculo, como ejemplo tenemos las catedrales góticas con estructuras complejas, esbeltas y eficientes. Sin embargo estos ejemplos de unidad entre la estética y la técnica estructural y constructiva, requirieron un gran conocimiento de la forma en que las fuerzas se generan y se transmiten de uno a otro elemento de la estructura.

La información encontrada en fuentes documentales, demuestra que el primer caso de aplicación de los principios de la estática y de la mecánica al cálculo de la seguridad de una estructura se debe a Poleni<sup>79</sup>; que llevó a cabo la revisión de la cúpula de la Basílica de San

---

<sup>79</sup> Poleni, G., *Memorie istoiche della gran cúpula del Tempio Vaticano*, Padova, 1748, publicado en edición facsimilar por el Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, Madrid, 1983.

Pedro, en Roma. Para lo cual aplicó el concepto de polígono funicular de fuerzas que después constituyó la base para el método de estática gráfica empleado hasta hoy en día para el análisis de estructuras en edificios históricos y conocido como método gráfico.

El método gráfico permite determinar las trayectorias que siguen las fuerzas internas que se generan para que las cargas que actúan sobre la estructura se puedan transmitir hacia sus apoyos y, finalmente, hacia su cimentación y al subsuelo.

Por medio del análisis y revisión práctica se logró verificar que los resultados obtenidos por métodos gráficos pueden comprobarse mediante la aplicación de métodos analíticos o viceversa, logrando con esto poder realizar un análisis indistintamente *gráfico-numérico-gráfico* ante las acciones de fuerzas gravitacionales y dinámicas en los sistemas y materiales tradicionales que forman parte del inmueble. Estos resultados han permitido obtener para los casos particulares que se han requerido, un diagnóstico del problema específico, permitiendo dar posibilidades de plantear propuestas de solución en cada caso, antes de proceder a ejecutar la obra.

La aplicación del método de análisis gráfico respecto al método de análisis analítico es confiable contando con la ventaja de que, al ir desarrollando la revisión estática gráfica se va siguiendo la configuración funicular del desarrollo gráfico de las componentes reactivas de las fuerzas internas y externas que van actuando en el elemento de estudio.

Cuando se emplea el método analítico aplicando fórmulas algebraicas o empleando métodos matriciales mediante programas computacionales, nos lleva a obtener únicamente resultados totales y concretos, para posteriormente ser comparados con los esfuerzos permisibles de los materiales que intervienen y de sus condiciones de apoyos que pudiere tener el sistema estructural del edificio como conjunto.

Aunque en los elementos de mamposterías los esfuerzos por tensión trabajan en menor porcentaje que los demás; podemos considerar que los elementos de mampostería que son sometidos a un trabajo de compresión, su respuesta estructural y comportamiento es apropiada para este tipo de material. Sin embargo cuando existe la presencia del esfuerzo a la tensión, este material se vuelve vulnerable ante la presencia de este esfuerzo; debiendo revisar que la resultante de empuje o de resistencia obtenida se encuentre comprendida dentro del núcleo central o tercio medio de dicha sección, para garantizar que el elemento tendrá un trabajo a la compresión y una estabilidad confiable.

Aceptando la hipótesis de comportamiento elástico lineal, se puede considerar que los métodos matriciales son exactos para el análisis de edificios históricos y otros sistemas estructurales. Estos procedimientos se han desarrollado extensamente en décadas recientes y en su forma más general constituyen el método de la columna ancha y el método de elementos finitos.

En este trabajo de investigación se realizó un análisis comparativo de resultados del método gráfico y el método analítico, tomando como modelo un elemento de configuración geométrica curva (un arco de medio punto sin sobrecarga); para el cual se obtuvo el desarrollo de la curva de presiones o de resistencia de las fuerzas reactivas, obteniendo diferencias de resultados mínimos entre el método gráfico y el analítico. Al aplicar el



método gráfico, los resultados de las fuerzas reactivas obtenidas respecto al método analítico son mayores, que en porcentaje resultan ser de un 13.21% para la fuerza de empuje; de 1.90 % para la resultante total; de un 35% para la excentricidad en el arranque y para la excentricidad en la clave por el método gráfico respecto al método analítico su resultado es de un 34.30 % menor.

Algunos métodos de análisis estructural que han sido referidos en este trabajo, han tenido poca aplicación en los edificios históricos por los profesionistas que intervienen en ellos, a pesar de que los principios en que se basan algunos métodos de análisis pueden arrojar resultados conservadores, para lo cual fue necesario tomar en cuenta algunas consideraciones durante el análisis, como es la comprensión de esa forma arquitectónica particular que tienen los edificios históricos, la concepción estructural en torno a su comportamiento gravitacional y sísmico, sus propiedades físico-mecánicas de los materiales, su configuración geométrica-arquitectónica, las técnicas constructivas aplicadas y sus sistemas estructurales que actualmente mantienen los edificios; logrando con esto, un análisis y diagnóstico puntual del comportamiento estructural que puede presentar el edificio histórico ante cualquier efecto sísmico que pudiera alterar su trabajo estructural.

#### **4.- Con la utilización de nuevos materiales, técnicas constructivas y tecnología estructural puede lograrse la reparación y refuerzo estructural en los edificios históricos, siempre y cuando estos puedan ser compatibles y aplicables al edificio.**

El evaluar el comportamiento estructural en los edificios históricos que han sido afectados por sismos, es la forma más efectiva para conocer y entender el grado de vulnerabilidad estructural a que puede estar expuesta cualquier edificación, es de gran importancia evaluar la forma y tipo de intervención que han tenido las edificaciones desde su primera etapa constructiva hasta la última realizada, logrando con esto, identificar materiales y sistemas constructivos que han tenido un trabajo y comportamiento estructural exitoso y deben seguir utilizándose, y aquellos que no resultan convenientes. Sin olvidar que debe prevalecer una compatibilidad de los nuevos materiales y sistemas constructivos con los concebidos de origen.

Así, mismo el avance tecnológico constructivo de las técnicas y materiales han permitido que en algunos edificios, mediante la utilización de nuevos materiales, técnicas constructivas y tecnología estructural, se haya logrado estabilizar o controlar la presencia de las deformaciones, fallas y desplomos en los elementos o sistemas estructurales que forman parte de los edificios de la arquitectura histórica.

La reparación y refuerzo estructural, es una actividad de la restauración que requiere ser dirigida por profesionistas con experiencia y una capacidad técnica en el área específica, debiendo ser ejecutadas conjuntamente por grupos interdisciplinarios, haciendo uso del auxilio de numerosas ciencias y técnicas que contribuyan a la salvaguarda del patrimonio edificado.

A través de las observaciones directas practicadas en cada uno de los casos analizados y de la consulta y análisis realizados, fue posible desplegar las interpretaciones y deducciones inherentes y confirmar desde el punto de vista técnico y profesional, que el uso y la

integración de nuevos materiales y técnicas constructivas a edificios que aún conservan sistemas y materiales tradicionales (piedra, adobe, madera), es factible su utilización siempre y cuando estos nuevos materiales y sistemas estructurales sean compatibles y no alteren el partido histórico-arquitectónico del edificio histórico; para lo cual antes de llevar a cabo una reparación o refuerzo estructural se debe tener presente las siguientes preguntas:

- ¿**Que** tipo de técnica estructural es la más apropiada y de que material será?
- ¿**Donde** se va a colocar el nuevo sistema?
- ¿**Para que** se va a emplear o cual es la función que va a tener?
- ¿**Como** se va apoyar o conectar el elemento estructural nuevo?
- ¿**Con que** material y tipo de estructura se va a integrar el nuevo elemento?

Una vez que han sido reflexionadas las preguntas anteriores, es importante llevar a cabo un adecuado esquema de evaluación, reparación y refuerzo estructural en los edificios históricos ante el efecto sísmico. Sin embargo para estar en posibilidad de proponer materiales y técnicas constructivas apropiados para el edificio, se debe comprender el comportamiento estructural de cada elemento estructural y el tipo de daño que puede presentarse en la estructura; asimismo de las opciones que se tienen para contrarrestar ese efecto mediante su reparación y refuerzo, y cómo afectará esa reparación al comportamiento general de la estructura en futuros eventos.

Por otra parte la reparación y refuerzo estructural de un edificio debe provenir de una cuidadosa valoración de la seguridad de la misma, mediante la cual se haya presentado un debilitamiento de la edificación o un cambio en las condiciones externas que implique cargas desfavorables para la estructura, que las que se habían tenido en el pasado.

Resulta singular e importante también, contar con un diagnóstico de la causa-efecto que debe apoyarse en un estudio técnico-histórico para entender la concepción estructural original y la forma en que ésta fue llevada a la práctica, y cómo fue con el paso del tiempo modificada; éste debe contar, con información directa de las condiciones actuales de los materiales y elementos estructurales, el estado de daño y las alteraciones estructurales que presenta el edificio histórico.

La reparación y técnica de refuerzo estructural que debe aplicarse a un edificio histórico, no debe basarse únicamente en consideraciones de tipo estructural, sino insertarse en el contexto más amplio de la conservación y analizarse en forma interdisciplinaria con los expertos de las diversas disciplinas que intervienen en el problema específico.

La variedad de técnicas disponibles para el refuerzo estructural es muy amplia, de tal forma que cualquier propuesta de una clasificación resultaría de poca aplicación; sin embargo, buscar soluciones más eficientes que los materiales tradicionales mediante el uso de materiales contemporáneos en edificios de la arquitectura histórica; ha sido un aspecto de controversia, pero resulta claro que si puede obtenerse una propuesta de solución satisfactoria desde los puntos de vista estructural, económico y constructivo con el empleo

de materiales y técnicas constructivas de origen, lo cual debe adoptarse no sólo por razones estéticas, sino porque se puede lograr mayor compatibilidad entre los nuevos elementos estructurales y los que forman parte del edificio histórico. Sin embargo, no es factible corregir la debilidad estructural con una solución tradicional, sea porque ya no se encuentran disponibles los materiales originales, o bien por carencia de mano de obra calificada para ese tipo de técnicas constructivas, o por razones económicas.

Es importante confirmar que en los edificios históricos, el refuerzo consiste en mejorar la forma en que la estructura responde al ser sometida a un movimiento vibratorio de su base. Las acciones de refuerzo, ante la evidencia de un comportamiento sísmico inadecuado, pueden ir dirigidas a diferentes objetivos: reducción de la masa, sobre todo en las partes altas del edificio; eliminación de irregularidades o asimetrías entre los elementos resistentes; procuración de la continuidad entre los elementos por los que se transmiten y se resisten las fuerzas sísmicas, para que las fuerzas de inercia cuenten con una trayectoria que las lleve hacia los elementos más idóneos para resistirlas.

La revisión practicada a los casos analizados en este trabajo, permitió comprobar que, para que el refuerzo ejerza de inmediato su efecto, debe ser sometido a una fuerza inicial que lo haga reaccionar contra la estructura original; de esta manera, su función se vuelve activa y modifica la condición de carga sobre la estructura. De lo contrario, el refuerzo ejerce una función pasiva, es decir reacciona ante la tendencia de la estructura original a deformarse y a ceder bajo las cargas aplicadas.

Cabe señalar, que la interacción de la ingeniería estructural con la arquitectura histórica, como disciplinas evolucionan rápidamente perfeccionando sus criterios y sus métodos, de modo que lo que hoy es aplicable, podrá no serlo mañana.

Por otra parte y desde el punto de vista temporal, la etapa inicial de nuestro caso de estudio corresponde al siglo XVIII, el cual constituyó un intervalo de tiempo que permitió consolidar una cultura constructiva que se tornó tradición, no obstante la evolución que todo periodo marca en la historia, existen elementos que determinan con toda transparencia, la permanencia de criterios constructivos que definen con claridad una tendencia cuya peculiaridad se manifiesta en los sistemas tradicionales. Este trabajo corresponde al primer tercio del siglo XVIII que marca el inicio del proceso de consolidación de la vida virreinal y edificatoria de la ciudad de Morelia -antigua Valladolid- (zona de estudio), y la última década del siglo XX, que es cuando se logra la protección de su centro histórico y de sus edificios mediante decreto federal por el que se declara zona de monumentos históricos a la ciudad de Morelia, para posteriormente ser inscrita y reconocida como patrimonio mundial de la humanidad.

En otros casos, existen opiniones que se refieren a la escasa calidad de los materiales y técnica constructiva que presentan los edificios de arquitectura histórica, lo que constituye una muestra contundente de que hace falta la opinión expresada con pleno conocimiento y la observación directa de los elementos arquitectónicos-estructurales a los que se hace referencia.

Por otra parte, la revisión practicada a los casos analizados como modelos representativos en este trabajo, permitió comprobar que las tres construcciones de *arquitectura relevante de*

*orden civil e histórica*, cubren áreas muy diferentes, desde 1,134.84 m<sup>2</sup>, 1,610.15 m<sup>2</sup> y 1,776.11 m<sup>2</sup> que corresponden a los edificios que ocupan el Palacio de Justicia, Colegio de San Nicolás de Hidalgo y Palacio de Gobierno respectivamente; los cuales difieren en sus proporciones, relación entre altura de la cubierta y el ancho. Sin embargo son similares en materiales y sistemas constructivos, lo que permite llevar a cabo comparaciones en cuanto a algunas características geométricas indicativas de su resistencia a sismos.

**Comparación de características de sismoresistencia de tres edificios de arquitectura histórica**

NOMBRE DEL EDIFICIO	FACHADA		PESO DEL EDIFICIO (Ton)	SUPERFICIE CONSTRUIDA (M2)	PESO UNITARIO (T/M2)	ÁREA TOTAL DE MUROS EN (M2)	
	Altura	Ancho				PLANTA BAJA	PLANTA ALTA
Palacio de Justicia			7,787.26	1,134.84	6.862	190.72	197.39
Colegio de San Nicolás de Hidalgo			9,500.28	1,610.15	5.900	271.53	247.15
Palacio de Gobierno			1,2525.18	1,776.11	7.052	431.08	236.26

NOMBRE DEL EDIFICIO	ÁREA DE MUROS EN M2				ÍNDICE DE DENSIDAD DE MUROS		ÍNDICE DE SEGURIDAD SÍSMICA (M2/TN)	
	PLANTA BAJA		PLANTA ALTA		X	Y	X	Y
	X	Y	X	Y				
Palacio de Justicia	95.79	<b>94.93</b>	100.86	<b>96.53</b>	-----	PB = 0.0837 PA = 0.0851	-----	PB = 0.0122 PA = 0.0124
Colegio de San Nicolás de Hidalgo	149.73	<b>121.80</b>	<b>122.79</b>	124.36	0.0763	0.0756	0.0129	0.0128
Palacio de Gobierno	255.66	<b>175.42</b>	<b>114.78</b>	121.48	0.0646	0.0988	0.0092	0.0140

Las apreciaciones cualitativas anteriores confirman y se precisan al calcular algunos índices de la seguridad sísmica. El llamado índice de densidad de muros que es la relación entre el área de muros y el área cubierta en planta, y el índice de seguridad sísmica más significativo que es la relación entre el área de muros y el peso total de la construcción.

A través de las observaciones directas practicadas en cada uno de los casos analizados y de análisis realizados, fue posible desplegar las interpretaciones y deducciones inherentes a la comparación de características de sismoresistencia de tres edificios de arquitectura histórica relevante de carácter civil, se confirman los resultados y conclusiones siguientes:

***Palacio de justicia:***

Para la planta baja, implica que el área efectiva de muros, para resistir la fuerza sísmica es 8.51 % del área en planta, para la dirección más desfavorable (Y).

Para la planta alta, implica que el área efectiva de muros, para resistir la fuerza sísmica es 8.37 % del área en planta, para la dirección más desfavorable (Y).

En planta baja los muros de mampostería pétreo en dirección "Y" presentan un  $V_R = 1,898.60$  tn. Para la planta alta los muros de mampostería pétreo en dirección "Y" tienen un  $V_R = 1,930.60$  tn. Estos resultados indican una reducida (al límite) capacidad resistente para absorber la fuerza cortante que puede producir la presencia de un sismo.

Los muros de planta baja y alta en dirección “Y”, tienen un F.S. = 1.02 y un F.S. = 1.03 respectivamente, de capacidad resistente para absorber esfuerzos cortantes.

Se observa que la capacidad de los muros en dirección “Y” del nivel de planta alta, tienen un poco más de capacidad resistente de cortante con respecto a los muros en dirección “Y” de planta baja, siendo que los muros de planta baja deben tener mayor capacidad al corte, que los de planta alta, ya que estos son los que deben absorber el cortante basal. Su relación de cortante resistente entre planta baja y alta es:  $1,898.60/1,930.60 = 0.98$  (condición  $> 1.0$ ).

***Colegio de San Nicolás de Hidalgo:***

Para la planta baja, implica que el área efectiva de muros, para resistir la fuerza sísmica es 7.56 % del área en planta, para la dirección más desfavorable (Y).

Para la planta alta, implica que el área efectiva de muros, para resistir la fuerza sísmica es 7.63 % del área en planta, para la dirección más desfavorable (X).

Los muros de mampostería pétreo en dirección “Y” de planta baja y en dirección “X” de planta alta, presentan escasez de área por cortante, lo que hace que no exista la suficiente capacidad resistente para absorber la fuerza cortante ante una posible combinación de carga permanente más sismo

En planta baja los muros de mampostería pétreo en dirección “Y” presentan un  $V_R = 2,436.00$  tn. Para la planta alta los muros de mampostería pétreo en dirección “X” tienen un  $V_R = 2,455.80$  tn. Estos resultados indican escasez de muros de planta baja y alta, y no tienen una correspondencia igual en dirección ante un efecto sísmico, lo que produce la presencia de esfuerzos por torsión en el edificio y la concentración de esfuerzos combinados en algunos de los elementos arquitectónicos-estructurales que se han manifestado mediante la falla de varias columnas y arcos por carga permanente y sismo.

Es recomendable incrementar y homogenizar el área de apoyo cortante de muros en planta alta, con los muros existentes en planta baja. Es decir los muros en dirección “X” y “Y” deben tener cierta correspondencia en cuanto al índice de densidad de los muros de ambas plantas, para evitar contradirecciones opuestas en cada planta ante el efecto por sismo.

***Palacio de gobierno:***

Para la planta baja, implica que el área efectiva de muros, para resistir la fuerza sísmica es 9.88 % del área en planta, para la dirección más desfavorable (Y).

Para la planta alta, implica que el área efectiva de muros, para resistir la fuerza sísmica es 6.46 % del área en planta, para la dirección más desfavorable (X).

Los muros de mampostería pétreo en dirección “X” de planta alta; presentan escasez de área por cortante, lo que hace que no exista la suficiente capacidad resistente para absorber la fuerza cortante ante una posible combinación de carga permanente más sismo.

En planta baja los muros de mampostería pétreo en dirección “Y” presentan un  $V_R = 3,508.40$  tn. Para la planta alta los muros de mampostería pétreo en dirección “X” tienen un  $V_R = 2,295.60$  tn. Estos resultados indican que los muros de planta baja y alta, no tienen una

correspondencia igual en dirección “X” ó “Y” ante un efecto sísmico, lo que produce la presencia de esfuerzos por torsión en el edificio y la concentración de esfuerzos combinados en algunos de los elementos arquitectónicos-estructurales que se han manifestado mediante la falla de algunas columnas y arcos por carga permanente y sismo.

Los muros de planta baja en dirección “Y”, tienen la capacidad resistente para absorber esfuerzos cortantes con un F.S. = 1.17, sin embargo los muros de planta alta en dirección “X”, son escasos para absorber esfuerzos cortantes con un F.S. = 0.76.

Por lo anterior, es recomendable incrementar y tratar de homogenizar en dirección “X” ó “Y”, el área de apoyo cortante de muros tanto de planta alta como en planta baja. Es decir los muros en dirección “X” y “Y” deben tener cierta correspondencia en cuanto a su índice de densidad de muros entre ambas plantas, para evitar contradirecciones opuestas en cada nivel de planta y originar con esto un comportamiento estructural no homogéneo en la estructura ante un posible sismo.

La escasez del índice de densidad de muros puede generar debilidad al sistema estructural del edificio ante fuerzas laterales en dirección transversal, produciendo una seguridad insuficiente ante un sismo severo. Por lo que este factor merece un análisis mucho más detallado y profundo de lo que resulta de las determinaciones empleadas en este trabajo de investigación.

En cuanto a los edificios de *arquitectura histórica de orden religioso* (templos), se puede concluir que estos edificios históricos son, en su mayoría, muy pesados lo que generan fuerzas de inercia elevadas, ya que éstas dependen del producto de masa por aceleración y son rígidas, lo que hace que la frecuencia fundamental de vibración, se encuentre en el intervalo donde se ubican las frecuencias (0.12 y 0.45 Hz) dominantes de los sismos de epicentros cercanos. Por tal razón, las aceleraciones que se inducen en estos edificios son elevadas y los daños llegan a ser considerables.

En la mayoría de los edificios con uso y destino de templo son de mampostería pétreo, lo que origina una debilidad en su material por su baja resistencia a esfuerzos de tensión, de la que deriva la imposibilidad de realizar conexiones efectivas entre los distintos elementos arquitectónicos-estructurales. Además la imposibilidad de transmitir fuerzas de tensión o momentos flexionantes entre uno y otro elemento, no permite distribuir adecuadamente las fuerzas de inercia que se generan en los sismos, a los elementos más apropiados para resistirlas.

A pesar de las debilidades que presenta la mampostería pétreo, muchos edificios han soportado en forma satisfactoria los fuertes sismos a lo largo de los siglos. Esto ha sido a soluciones conservadoras que presentan los gruesos muros y de contrafuertes en dos direcciones. Sin embargo las fallas más comunes por efecto de sismos son las que se deben al movimiento perpendicular al plano de los muros y que llevan a la falla por volteo

En un sismo, las fuerzas de inercia que se generan por la masa importante de la bóveda y las que se producen por el peso mismo del muro, producen empujes normales al plano del muro. Es decir la cubierta no proporciona una restricción al extremo superior del muro;



tampoco lo hacen los eventuales muros transversales, que pueden separarse fácilmente del muro longitudinal, el cual puede producir volteo hacia fuera.

Una problemática particular que presentan los templos, es su cúpula, por su notable peso produce elevadas fuerzas de inercia que se acentúan por la amplificación que las vibraciones experimentan debido a la altura de la cúpula. Sin embargo, cuando se presenta vibración vertical produce fuerzas de inercia verticales que la hace propensa a levantamiento con respecto al tambor y a falla por cortante en las pechinas, generando fallas críticas en el tambor donde existen vanos ventanas que reducen la sección efectiva resistente. Además otro elemento vulnerable ante el efecto de sismo, son las torres campanario que por su esbeltez y flexibilidad son tendientes a desplazamientos horizontales; la flexión que se genera produce agrietamientos horizontales, pero rara vez el volteo, debido a que por la alternancia de la dirección del movimiento, las grietas se abren y se cierran sucesivamente, disipando una parte importante de la energía introducida por el sismo. Frecuentemente es la falla por cortante de las zonas donde el área de muros se reduce por los vanos ventanas que existen en cada cuerpo de la torre.

En la prospección, revisión y análisis realizados en los modelos representativos de los objetos arquitectónicos se considera, que las soluciones dadas a cada conjunto, elemento o componente, requirieron la aplicación de conocimientos, experiencia práctica y planteamiento conceptual igual o mayor que en otros casos, lo que constituye un factor para el conocimiento amplio en el campo de la arquitectura histórica.

El descubrir, analizar y comprender el fenómeno en el sentido general de lo que es la interacción de la ingeniería estructural con la arquitectura histórica: permite la retroalimentación de conocimientos que pueden ser motivo de aportación en el campo actual del desarrollo y la búsqueda de expresiones propias de nuestra arquitectura.

Para el profesional de arquitectura e ingeniería, la comprensión de estas soluciones, coadyuvará en el aprendizaje de la composición racional, la conceptualización de ideas para el análisis y diseño y la aplicación de procesos constructivos emanados de los recursos y soluciones de la arquitectura histórica.

Cabe señalar, que los casos seleccionados como modelos representativos de análisis son, manifestación propia de la ciudad de Morelia, Michoacán y no es posible generalizar el fenómeno para todas las áreas geográficas del territorio mexicano; en cada caso habrá de identificarse las similitudes y las diferencias propias de la zona analizada, con esto, las aportaciones propiciarán el conocimiento de la interacción que existe entre la arquitectura histórica y la ingeniería estructural dentro del campo del patrimonio cultural edificado.

**GLOSARIO TÉCNICO**

## GLOSARIO TÉCNICO

### I.- Términos estructurales

**Acción.** Conjunto principal de fuerzas que actúan en una estructura o elemento estructural; también la manera en que se transmiten las fuerzas por una estructura o elemento estructural (tal como: la acción directa, o la acción de flexión).

**Acciones.** Todos los fenómenos que inducen en una estructura fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones. Generalmente denominadas cargas. El término acciones es más amplio, ya que incluye cambios de temperatura, hundimientos, viento, sismo, etc.

**Aceleración.** Razón de cambio de la velocidad, expresada como la primera derivada de la velocidad ( $dv/dt$ ) o como la segunda derivada del desplazamiento ( $d^2s/dt^2$ ). La aceleración de la superficie del suelo es más significativa que su desplazamiento durante un sismo, debido a que se relaciona más directamente con el efecto de la fuerza.  $F = ma$  como una fuerza dinámica.

**Acelerograma.** Historia (variación en cada instante de tiempo) completa de aceleración, misma que se mide por medio de un acelerómetro.

**Amortiguamiento.** Propiedad de un material o una estructura que le permite disipar parte de la energía asociada a la vibración de dicha estructura. Depende de varios factores, y mientras mayor sea el amortiguamiento, menor serán las amplitudes del movimiento y de los esfuerzos introducidos en la estructura por su vibración.

**Análisis.** Determinación del estado de una estructura dada, en relación a los esfuerzos, deflexiones, estabilidad u otra condición, bajo cargas específicas.

**Análisis al colapso.** Una de las técnicas disponibles para poder calcular las cargas necesarias para producir el colapso en una estructura como un mecanismo.

**Análisis de derrumbe.** Una de las técnicas disponibles para calcular las cargas que ocasionarían el derrumbe de una estructura.

**Análisis de los estados límite.** Serie completa de análisis para determinar en una estructura que se esté diseñando, esfuerzo, deflexión (incluyendo vibración), agrietamiento, durabilidad, y margen de seguridad contra el colapso, bajo las cargas de servicio.

**Análisis elástico.** Determinación de las fuerzas, esfuerzos, y deformaciones en una estructura bajo un conjunto especificado de fuerzas con la suposición de que el material se comporta elásticamente en todos los puntos.

**Análisis estructural.** Es la verificación de la resistencia ante la acción de las cargas o solicitaciones que obran tanto en los miembros como en el conjunto de una estructura, habiendo sido ambos inicialmente supuestos mediante el diseño estructural. Existen dos métodos de análisis estructural: el *elástico* y el *al límite*.

**Anclaje.** Se refiere a la sujeción para resistir el movimiento; normalmente, un resultado del levantamiento, volteo, deslizamiento, o separación horizontal. Sujeción hacia abajo se refiere al anclaje contra levantamiento o volteo. El anclaje positivo se refiere, en general, a la sujeción directa que no se afloja fácilmente.

**Ángulo de fricción interna.** Propiedad que indica resistencia al esfuerzo cortante en un suelo cohesivo.

**Anillo de tensión.** Elemento estructural circular planeado para resistir el empuje hacia afuera de una cúpula.

**Aplastamiento.** Desmoronamiento local de la piedra o mampostería debido a esfuerzos de compresión que exceden la resistencia del material a este efecto.

**Armadura.** Arreglo de elementos estructurales lineales para constituir una viga de alma abierta; normalmente con una configuración triangular de puntales, cuerdas y tensores.

**Arranque.** Uno de los puntos desde los cuales un arco o bóveda comienza a curvarse hacia arriba desde su apoyo.

**Articulación.** Unión entre elementos estructurales que permite la libre rotación entre ellos. Generalmente resuelta con pasadores.

**Articulación plástica.** Sección de una viga en la cual el momento flector es igual al momento plástico, y en la cual, en consecuencia, se presenta una cantidad indefinida de rotación relativa de las porciones de la viga a uno y otro lados, el momento flector permanece constante.

**Asísmico.** Palabra correcta para describir la resistencia a efectos sísmicos. El diseño de edificios es, en realidad un diseño asísmico, aunque se usa más el término diseño sísmico.

**Cable.** Un elemento estructural delgado, largo y flexible, capaz de resistir fuerzas directas de tensión pero que virtualmente no posee resistencia de compresión o flexión.

**Cálculo.** Determinación racional y ordenada, en general, mediante métodos matemáticos.

**Carga crítica.** Relativa a un puntal u otro miembro sujeto a compresión, carga máxima que puede soportar un miembro sin pandearse.

**Carga de servicio.** Carga muerta de una estructura, junto con la carga viva la cual se espera soportará cuando esté en servicio; ésta también se denomina carga de trabajo. La carga última se obtiene multiplicando las varias cargas de servicio por el factor de carga apropiado en cada caso.

**Carga estática.** Aquélla que es aplicada en forma suficientemente lenta para no inducir efectos dinámicos.

**Carga muerta.** Es la carga que actúa en forma permanente sobre la estructura, y que se debe al peso de todos los componentes del edificio.

**Carga viva.** Incluye las acciones derivadas del uso del edificio, y que pueden variar en forma importante en el tiempo, distinguiéndose así de la carga muerta. Incluye mobiliario, equipo, personas y vehículos.

**Cimbra.** Moldes temporales en los cuales se cuela el material a emplear, con el objeto de darle la forma requerida.

**Cimentación.** Parte de la estructura que está en contacto con el suelo y sirve para transmitir a éste las cargas generadas por la edificación.

**Claro (o luz).** Distancia horizontal entre los apoyos de una viga o losa, o entre los arranques de un arco o bóveda.

**Coceo.** Empuje lateral que un arco o bóveda ejercen sobre sus apoyos.

**Cohesivo.** Carácter general de un suelo en el que las partículas de suelo se adhieren entre sí para producir una masa que no se desintegra. Carácter particular de los suelos de grano fino: limos y arcillas.

**Colapso.** Condición de quedar en incapacidad de una función particular. En estructuras puede tener connotaciones tanto parciales como totales. Por ejemplo, puede fallar una sola conexión, pero la estructura puede no colapsarse debido a su capacidad para redistribuir la carga.

**Colapso plástico.** Falla de una estructura debida al desarrollo de numerosas articulaciones plásticas que hacen inestable una parte de la estructura o toda ella.

**Columna.** Elemento estructural vertical con sección transversal pequeña comparada con su altura. Es un elemento principal de soporte de las cargas de la cubierta y de los pisos intermedios de un edificio. Trabaja principalmente a esfuerzos de compresión.

**Comportamiento estructural.** Se refiere a la manera en que una estructura responde a las cargas que se le imponen; a sus deformaciones y posibles daños como agrietamiento, aplastamiento y pandeo.

**Comportamiento lineal.** Cuando la estructura responde a las cargas con deformaciones que crecen proporcionalmente a la amplitud de las cargas aplicadas. El comportamiento lineal es índice de ausencia de daño.

**Comportamiento no lineal.** Cuando la relación entre las deformaciones y la carga aplicada va creciendo con la amplitud de esta última; lo que equivale a una progresiva pérdida de rigidez y es indicio de algún tipo de daño.

**Comportamiento por esfuerzo-deformación.** Relación del esfuerzo con la deformación en un material o estructura. Se concibe, normalmente, representado por una gráfica de esfuerzo-deformación que cubre el margen entre carga cero y falla. Diversos aspectos de la forma de la gráfica definen propiedades de comportamiento particulares. Una línea recta indica una relación elástica; una curva indica comportamiento inelástico. Un cambio de dirección repentino en la gráfica indica, en general, una deformación plástica o fluencia que produce una deformación permanente. La pendiente de la gráfica se define como el módulo de elasticidad del material.

**Compresión.** Estado de esfuerzos que produce un acortamiento de las fibras de la sección transversal de un elemento estructural. Es el estado de esfuerzos opuesto al de tensión.

**Concreto preesforzado.** Concreto precomprimido, por lo general mediante cables o varillas de acero de alta resistencia a la tensión, en zonas en que al aplicárseles cargas ocurren esfuerzos de tensión.

**Conexión.** La unión o junta de dos o más elementos distintos. En una estructura, la propia conexión se convierte en una entidad. Así, las acciones de las partes entre sí se pueden representar en términos de sus acciones sobre la conexión.

**Consistencia.** Propiedad de un suelo cohesivo que, generalmente, describe su estado físico, fluctuando de suave a duro.

**Muro.** Obra de fábrica, de un ancho mucho menor que sus otras dos dimensiones, levantada vertical o inclinadamente, que cierra un espacio, lo divide en dos, o separa un espacio interior del exterior.

**Muros de carga.** Es aquel que sostiene o soporta cargas en su parte superior, transmitiéndolas a lo largo de su apoyo inferior.

**Continuidad.** Condición de conexión entre dos elementos estructurales en que se impide los movimientos relativos entre ellos.

**Contraflecha.** Una ligera curvatura hacia arriba que se le da a una viga o armadura.

**Cortante.** Un tipo de esfuerzo o deformación que tiende a producir un corrimiento de fibras adyacentes y la consiguiente distorsión de la sección transversal del elemento.

**Deflexión.** Generalmente, se refiere al movimiento lateral de una estructura causada por cargas, como la flecha vertical de una viga, el arqueado de una superficie bajo presión del viento o la oscilación lateral de una torre.

**Deformación.** Cambio en la forma o en las dimensiones debido a los esfuerzos a que está sometido el elemento estructural.

**Deformación plástica.** Deformación continua bajo una carga constante o casi constante cercana a la resistencia última, o cuando se ha alcanzado un estado plástico sobre toda una



sección; en el acero dulce, cuando todo el material de una sección está experimentando deformación en el punto de fluencia y se encuentra en la porción horizontal de la curva esfuerzo.

**Desplazamiento.** Movimiento que se aleja de algún punto de referencia fijo. El movimiento se describe matemáticamente como una función de desplazamiento-tiempo.

**Desplazamiento relativo.** Movimiento lateral, o desalineación, de un nivel de una estructura con respecto a otra; se puede referir al movimiento piso por piso o a la deflexión total en la parte superior con respecto al nivel del terreno.

**Desplomo.** Elemento fuera de plomo, fuera de la vertical. Se deriva del "plomo" que colgado de un hilo sirve para determinar la vertical.

**Diafragma.** Placa, u otra estructura rígida en su plano, que evita la distorsión de un piso o pared. El efecto de diafragma se logra con una losa de concreto, con una armadura o con tirantes y puntales.

**Diafragma horizontal.** Normalmente, es una cubierta de piso o techo usada como parte del sistema de contraventeo lateral.

**Diafragma vertical.** Se puede referir al muro de cortante.

**Dinámica.** Una carga o acción dinámica es la que se aplica en forma suficientemente rápida como para que entre en juego la oposición por inercia de la estructura. El efecto de una acción dinámica es muy diferente de una que se aplica en forma estática.

**Diseño estructural.** Es la conjetura inicial educada del dimensionamiento de los elementos y del conjunto de una estructura antes de calcularlos.

**Diseño por resistencia.** Una de las dos técnicas de diseño fundamentales para asegurar un margen de seguridad para una estructura. Diseño por esfuerzos, también llamado diseño por esfuerzos de trabajo, se efectúa mediante el análisis de esfuerzos producidos por las cargas de uso reales estimadas, y asignando límites para los esfuerzos inferiores a la capacidad límite o última de los materiales por cierto margen. Diseño por resistencia, también llamado diseño por resistencia límite, se realiza multiplicando las cargas reales por el factor de seguridad deseado (siendo igual a dos el factor promedio universal) y procediendo a diseñar una estructura que tendrá esa carga como su carga de falla última o límite.

**Dovela.** Un bloque de mampostería en forma de cuña que forma parte de un arco.

**Dúctil** (ductilidad). Capaz de mantener su capacidad de carga aun cuando es sometida a grandes deformaciones, de modo que no suele fallar en forma súbita. Opuesto a frágil. La ductilidad es una propiedad muy favorable, particularmente en estructuras que pueden estar sujetas a efectos sísmicos.

**Efecto P-delta.** Efecto secundario en los miembros de un marco, inducido por las cargas verticales que actúan en el marco lateralmente desplazado.

**Eje neutro (o plano).** Línea (o plano) en un elemento estructural en el cual los esfuerzos cambian de tensión a compresión.

**Elasticidad.** Propiedad de algunos cuerpos físicos sólidos, que al ser deformados por una fuerza exterior, pueden recobrar su forma inicial, anterior a la aplicación de dicha fuerza, cuando ésta deja de actuar.

**Elástico.** Usado para describir dos aspectos del comportamiento esfuerzo-deformación. El primero es una proporcionalidad constante esfuerzo-deformación, o módulo de elasticidad constante, representado por una forma de línea recta de la gráfica esfuerzo-deformación. El segundo es el límite dentro del cual todo el esfuerzo es recuperable; es decir, no hay deformación permanente. Este último fenómeno puede ocurrir aun cuando la relación esfuerzo-deformación no sea lineal.

**Elemento.** Un componente o constituyente de un todo. En general, una entidad distinta y separada.

**Elemento estructural.** Unidad básica constitutiva de una estructura, capaz de soportar y transmitir las cargas a sus apoyos u otros elementos a los que está conectada (arco, viga, columna, bóveda, losa).

**Empotramiento.** Apoyo rígido de un elemento estructural de modo que impide la rotación y el desplazamiento en el extremo del elemento.

**Empuje.** Acción y efecto de aplicar una fuerza de compresión sobre un objeto.

**Energía.** Capacidad de los cuerpos físicos o de los sistemas de cuerpos para efectuar un trabajo. La energía se manifiesta en muy diversas formas.

**Ensamble.** Elemento cuyas partes están unidas. Un ensamble aleatorio, desordenado, se llama colección. Un ensamble ordenado se llama sistema.

**Equilibrio.** Estado de una estructura en el cual todas las fuerzas que actúan en ella se encuentran balanceadas. Si las fuerzas dinámicas no intervienen, el equilibrio será estático, y la estructura estará en reposo.

**Equilibrio estable.** Condición de un elemento estructural o de una estructura en la cual, si se aplica una ligera perturbación, el equilibrio se destruye y la estructura falla.

**Esfuerzo.** Fuerza por unidad de área.

**Esbeltez.** En estructuras es la calidad de flexibilidad o falta de resistencia al pandeo se infiere por esbeltez extrema.

**Esfuerzo.** Mecanismo de fuerza dentro del material de una estructura; se representa como un efecto de presión (tensión o compresión) o un efecto cortante sobre la superficie de una unidad de material, y se cuantifica en unidades de fuerza por área unitaria.

**Esfuerzo cortante.** Efecto de fuerza lateral (perpendicular) al eje principal de una estructura, o lo que representa un efecto de deslizamiento, lo opuesto a un efecto de empujar-tirar. Las fuerzas de viento y sismo se representan, a veces, como efectos cortantes sobre un edificio, debido a que son perpendiculares al eje vertical mayor (gravedad) del edificio.

**Esfuerzo de fluencia.** Esfuerzo en el cual comienza una deformación plástica considerable.

**Esfuerzo de trabajo.** Esfuerzo máximo permisible para las condiciones de trabajo o de servicio.

**Esfuerzo principal.** El esfuerzo directo máximo o mínimo, bien sea de tensión o compresión, en cualquier punto dentro de un elemento estructural. En las situaciones bidimensionales (tal como membranas o almas delgadas) existen dos esfuerzos principales; en las situaciones tridimensionales. Los esfuerzos principales se encuentran inevitablemente formando ángulos rectos entre sí. Sin embargo, uno o dos de ellos, puede ser nulo.

**Esfuerzo triaxial.** Condición de esfuerzo en un punto de una estructura en la cual se encuentran presentes los tres esfuerzos principales.

**Esfuerzo último.** Se refiere al esfuerzo máximo que se produce justo antes de que falle el material.

**Espectro.** En análisis sísmico se refiere, generalmente, a la curva que representa el efecto de fuerza dinámica real sobre una estructura como una función de la variación en su periodo fundamental. Los espectros de respuesta son la familia de curvas producidas por varios grados de amortiguamiento. Esta representa la base para determinar la respuesta general del edificio a la fuerza sísmica.

**Estabilidad.** Capacidad de las estructuras de conservar su posición y resistir las fuerzas y momentos que actúen sobre ellas, sin sufrir daños ni movimientos, hundimientos, desplomos o deformaciones permanentes.

**Estático.** Estado que se presenta cuando la velocidad es cero; por tanto, no ocurre movimiento. Se usa para referirse a situaciones en que no ocurren cambios.

**Estática gráfica.** Es el planteamiento y solución de los problemas relativos a la estática por medio de procedimientos gráficos basados en propiedades geométricas, utilizando vectores.

**Estáticamente determinado.** Dícese de un problema de fuerzas y momentos que puede resolverse mediante la utilización de las tres ecuaciones de la estática: Suma de fuerzas

horizontales igual a cero, suma de fuerzas verticales igual a cero y suma de momentos igual a cero.

**Estáticamente indeterminado.** Dícese de un problema de fuerzas y momentos que no puede resolverse mediante la utilización de las tres ecuaciones de la estática, sino que debe emplearse para la solución de dicho problema otros métodos llamados hiperestáticos.

**Estructura.** Un conjunto de elementos estructurales que constituyen el esqueleto de una construcción y tienen la función de resistir las cargas, o acciones, que la afectan y así garantizar la estabilidad del edificio.

**Excentricidad.** No coincidencia de dos centros de entidades geométricas o mecánicas.

**Excentricidad de cargas.** Es la distancia entre el centroide de una sección estructural considerada y una carga concentrada o del centro de gravedad de un conjunto de cargas actuantes sobre la sección y el centroide de área.

**Factor de carga.** Factor de seguridad parcial mayor a la unidad que se aplica a las cargas calculadas para cubrir la incertidumbre que se tiene para su determinación.

**Factor de resistencia.** Factor de seguridad parcial menor a la unidad que se aplica a la resistencia calculada, para cubrir las incertidumbres que se tienen en su determinación.

**Factor de seguridad.** Relación entre la fuerza resistente y la máxima que actúa sobre una estructura. Se requiere contar con un factor de seguridad suficiente para cubrir las incertidumbres que se tienen en determinar las cargas que pueden actuar sobre la estructura y la resistencia de ésta.

**Factor de seguridad de esfuerzo.** Relación entre el esfuerzo en la falla y el máximo esfuerzo permisible.

**Falla.** Defecto superficial o interno de un cuerpo sólido físico que merma su resistencia o bien quiebre del propio cuerpo causado por una fuerza externa.

**Fatiga.** Deformación de una pieza sometida a repetidos esfuerzos aplicados alternativamente en sentidos opuestos y que termina con la fractura de la pieza de continuar constantemente con el proceso.

**Flexión.** Tipo de acción sobre un elemento estructural en el cual el esfuerzo varía a través de cualquier sección transversal de un máximo de tensión en un borde a un máximo de compresión en el extremo opuesto, y en el cual un elemento inicialmente recto se vuelve curvo.

**Fluencia plástica.** Es la deformación lenta y permanente de alargamiento que experimenta con el tiempo un cuerpo sólido elástico, sometido a esfuerzos crecientes de tensión al sobrepasar el límite elástico.

**Frágil.** Material, elemento estructural o estructura completa que falla en forma brusca una vez alcanzada su capacidad de carga y para deformaciones relativamente pequeñas. Opuesto a dúctil.

**Frecuencia.** En movimiento armónico (resortes basculantes, cuerdas vibratorias, péndulos oscilantes), el número de ciclos completos de movimiento por unidad de tiempo.

**Frecuencia natural.** Número de ciclos de oscilación libre de una estructura o elemento estructural por unidad de tiempo (por lo general un segundo).

**Frecuencia de vibración.** Número de ciclos de vibración por unidad de tiempo. Las estructuras tienen frecuencias naturales de vibración que dependen de su rigidez, masa y forma.

**Fuerza.** Causa externa capaz de producir movimientos, deformaciones u otras alteraciones en los cuerpos físicos.

**Fuerza sísmica.** Es la fuerza generada por el movimiento sísmico, actúa horizontalmente.

**Grieta.** Abertura o hendidura que se presenta en un elemento estructural cuando los esfuerzos de tensión exceden la resistencia a este efecto. El término fisura es equivalente aunque suele emplearse para identificar una grieta de pequeña abertura.

**Hiperestático.** Característica de una estructura por la cual las cargas aplicadas pueden equilibrarse por múltiples trayectorias de fuerzas internas. Esto hace a la estructura redundante. La trayectoria "real" de fuerzas depende de las rigideces relativas entre los distintos elementos de la estructura.

**Inestabilidad.** Condición de una estructura en la que basta una pequeña alteración para llevarla al colapso.

**Isostático.** Condición de una estructura en la cual la transmisión de fuerzas internas se da de una sola forma, determinada por condiciones de equilibrio que se establecen según su geometría y el sistema de carga aplicado.

**Isotropico.** Dícese del material que tiene las mismas propiedades elásticas en todas las direcciones.

**Larguero.** Viga horizontal con claro entre dos alfaridas principales de una cubierta para soportar las láminas del techo.

**Libertad.** En estructuras, por lo común, significa falta de algún tipo de resistencia o restricción. En análisis estático, las conexiones entre miembros y los apoyos de la estructura se califican como tipo o grado de libertad. Así, los términos apoyo fijo, apoyo articulado y apoyo deslizable se usan para calificar los tipos de movimientos resistidos. En análisis dinámico, el grado de libertad es un importante factor en la determinación de la respuesta dinámica de una estructura.

**Límite de núcleo.** Dimensión limitante para la excentricidad de una fuerza de compresión si se desea evitar el esfuerzo de tensión.

**Límites de Atterberg.** Número de propiedades y relaciones que se asocian con la identificación de suelos cohesivos.

**Límite líquido (wL).** Es el límite de contenido de agua en el cual el suelo presenta el carácter de un líquido con partículas sólidas en suspensión.

**Límite plástico (wp).** Es el contenido de agua en la frontera entre los estados físicos plástico (fácilmente moldeable) y sólido (no moldeable sin fracturarlo).

**Límite de contracción (ws).** Es el contenido de agua con el cual la masa de suelo logra su menor volumen después de secarse. La diferencia numérica entre los límites líquido y plástico se llama índice de plasticidad ( $I_p$ ) y los valores para el límite líquido y el índice de plasticidad se presentan en el diagrama de plasticidad, que se usa para clasificar el suelo como arcilla o limo. Se dice que los suelos con altos valores tanto de límite líquido como de índice de plasticidad son muy plásticos; aquellos con bajos valores para ambos son poco plásticos.

**Línea de empuje.** Línea de acción de la resultante de la fuerza de compresión en una estructura de arco.

**Línea de presiones.** Línea de acción de la resultante de esfuerzos de compresión en un elemento estructural; normalmente relacionada con los arcos y bóvedas.

**Masa.** Cantidad de materia en un cuerpo. Es la propiedad de la que dependen las fuerzas de inercia que se producen debido a su movimiento dinámico y que son iguales al producto de la masa por la aceleración.

**Mecanismo.** La condición de una estructura cuando se alcanza la resistencia última en un número suficiente de puntos de tal forma que la vuelven inestable.

**Método al límite.** Se trabajan los materiales a los esfuerzos correspondientes a los límites de falla, ya sea ésta debida a fractura, aplastamiento o fluencia, del material, fijándose los coeficientes de seguridad incrementando mediante determinados factores las cargas o sollicitaciones que actúan realmente sobre los miembros y el total de la estructura.

**Método elástico.** Se trabajan los materiales en rango elástico, y los coeficientes de seguridad se fijan empleando para dichos materiales esfuerzos de trabajo siempre inferiores a los correspondientes a los límites de falla ya sea ésta debida a fractura, aplastamiento o fluencia, del material.

**Módulo de elasticidad.** Una medida de la deformación elástica, definida como el esfuerzo requerido para producir una deformación unitaria.



**Momento de una fuerza.** (Alrededor de un punto o un eje). Producto de la fuerza y la distancia más corta entre la línea de acción de la fuerza y el punto o eje.

**Momento flexionante.** Suma de los momentos de las fuerzas que actúan en la viga a un lado del punto de equilibrio, se le opone el momento resistente de la viga.

**Momento plástico.** Momento resistente de una viga en una sección cuando el esfuerzo en todas las partes de la sección está experimentando deformación plástica en tensión o compresión.

**Momento de resistencia.** Capacidad, o capacidad última de una viga para resistir flexión.

**Monolítico.** Compuesto de un solo gran bloque de piedra. También estructura en que no hay discontinuidades entre sus elementos.

**Muro.** Elemento estructural de espesor pequeño en relación a su longitud y altura, y que tiene función principal de recibir cargas verticales, pero que adicionalmente puede recibir empujes laterales en la dirección de su plano o en la perpendicular al mismo.

**Muro de carga.** Se denomina así un muro para resaltar que tiene la función de soportar cargas verticales adicionales a su propio peso.

**Muro de cortante.** Pared en un edificio diseñada para resistir las fuerzas horizontales debidas al viento, a los sismos, u otras causas mediante esfuerzos cortantes en su propio plano.

**Pandeo.** Falla de un elemento estructural debido a fuerzas de compresión que le causan flexión lateral a la vez que sufre una rápida pérdida de la rigidez.

**Periodo de vibración.** Tiempo total transcurrido para un ciclo completo de vibración. Para una estructura elástica con vibración simple y de un solo modo, el periodo es una constante (llamada periodo natural o fundamental) y es independiente de la magnitud de la amplitud, el número de ciclos y la mayoría de los efectos de amortiguamiento o resonancia.

**Peso propio.** Las cargas debidas al peso de los elementos estructurales, y que son parte de la carga muerta que incluye éste, más el peso de los elementos no estructurales del edificio.

**Polígono funicular de fuerzas.** Es la poligonal que se construye gráficamente trazando entre los vectores representativos de un sistema de fuerzas coplanares, paralelas a los rayos del polígono de fuerzas que apoyado en un punto arbitrario llamado polo, unen a éste con cada uno de los extremos de los vectores del polígono de fuerzas.

**Preconsolidación.** Condición de un suelo muy comprimido, comúnmente, refiriéndose a una condición producida por el peso del suelo sobre algún estrato de suelo más bajo. También puede referirse a una condición producida por otras causas no naturales, como el apilamiento de tierra sobre el nivel del terreno, vibración o saturación para disolver la adherencia del suelo.

**Preesfuerzo.** Aplicación de fuerzas externas introducidas con el propósito deliberado de modificar favorablemente el estado de fuerzas y esfuerzos internos en una estructura. Se realiza generalmente por medio de cables o barras de acero de alta resistencia, que se estiran se hacen reaccionar contra la estructura por medio de dispositivos de anclaje.

**Presión.** Fuerza distribuida sobre un área, o esfuerzo promedio derivado de dividir la carga entre el área de la superficie sobre la que está aplicada.

**Puntal.** Elemento estructural de sección transversal pequeña que se introduce en una estructura para absorber cargas de compresión. A diferencia de una columna, puede ser inclinado y frecuentemente forma parte de una armadura.

**Reacción.** Fuerza que se genera en los apoyos de una estructura para contrarrestar y equilibrar las cargas aplicadas.

**Relación de poisson ( $\mu$ ).** En una porción del material bajo esfuerzo uniaxial, es la relación de la deformación a ángulos rectos con la dirección del esfuerzo a la deformación en dirección del esfuerzo.

**Resistencia.** Carga máxima que puede resistir una estructura antes de alcanzar un límite de comportamiento especificado.

**Resistencia última o máxima.** Se usa, comúnmente, para referirse a la resistencia de fuerza estática máxima de una estructura en el momento de su falla. Este límite es la base para los denominados métodos de diseño por resistencia, en comparación con los métodos de diseño por esfuerzos, en los que se usa algún límite de esfuerzo establecido, denominado esfuerzo de diseño, esfuerzo de trabajo, esfuerzo admisible.

**Resonancia.** Estado en el cual una perturbación que varía periódicamente refuerza las oscilaciones naturales de una estructura y por lo tanto crea una amplitud considerablemente más grande que la que tendría en otra situación.

**Resultante.** De un conjunto de fuerzas, una fuerza única que equivale al conjunto.

**Rigidez.** Resistencia que opone un cuerpo material sólido a fuerzas o momentos que tienden a deformarlo, quebrarlo o cortarlo. La rigidez depende de los módulos de elasticidad o de cortante del material que forma el cuerpo.

**Seguridad.** Improbabilidad relativa de falla, ausencia de peligro. El factor de seguridad es la relación entre la capacidad de resistencia de una estructura y la demanda real sobre la estructura.

**Sismo.** Término usado comúnmente para describir los movimientos de tierra sensibles, por lo general, causados por fallas o explosiones subterráneas. El punto sobre la superficie de la tierra inmediatamente arriba del impacto subterráneo se llama epicentro. La magnitud de la energía liberada en la ubicación del impacto es la base para la clasificación del impacto en la escala de Richter.

**Sobrecarga.** Carga vertical aplicada a la superficie del terreno o simplemente encima del nivel de la parte inferior de una zapata. El peso del suelo sobre la cara inferior de una zapata es una sobrecarga para ésta.

**Suelo.** En trabajo de cimentación y suelo se hace una distinción general entre suelo y roca. Suelo es cualquier material que se puede reducir a partículas discretas o a masa semifluida por la acción del agua y una agitación menor. Roca es cualquier material que no se afecta generalmente en sus propiedades estructurales por variación del contenido de agua y que ofrece considerable resistencia a la excavación o separación en partículas discretas.

**Suelo expansivo.** Suelo que tiende a aumentar su volumen debido a cambios en su contenido de agua.

**Tensión.** Esfuerzo principal que produce el alargamiento de un elemento estructural o de algunas fibras de su sección transversal. Se emplea también el término tracción para definir este esfuerzo.

**Tensor.** Barra o cable que, trabajando en tensión, se coloca para restringir el alargamiento entre dos puntos de una estructura.

**Tirante.** Un elemento estructural esbelto planeado para resistir fuerzas de tensión.

**Torsión.** Efecto de momento que significa torcimiento o rotación y está en un plano perpendicular al eje principal de un elemento. Las fuerzas laterales producen torsión sobre un edificio cuando tienden a torcerlo respecto a su eje vertical. Esto ocurre cuando el centroide de la carga no coincide con el centro de rigidez de los elementos verticales del sistema estructural resistente a carga lateral.

**Trabe.** Término casi sinónimo de viga, pero que se aplica a vigas de gran tamaño, especialmente aquellas compuestas de secciones más pequeñas.

**Vibración.** Movimiento trémulo de vaivén de mayor o menor rapidez.

**Viga de rigidez.** Es una viga continua de grandes dimensiones, utilizada en cimentaciones para rigidizarlas. No tiene apoyos en sus extremos, al final de todos los claros que la forman, sino que su cálculo se efectúa considerando las acciones de las cargas concentradas de las columnas apoyadas en ella, y las reacciones del terreno o de las pilas que se oponen a aquella.

**Volteo.** El efecto de volcamiento o inclinación de cargas laterales.

**Zapata.** Elemento de cimentación de apoyo poco profunda, construido, por lo común, de concreto colado directamente en una excavación.

**Zuncho.** Abrazadera o anillo de hierro u otro material que sirve para ceñir, abrazar o reforzar un elemento de construcción.

## II.- Términos arquitectónicos

**Ábside.** Parte del templo, abovedada y comúnmente semicircular, que sobresale en la fachada posterior.

**Alero.** Parte inferior del tejado, que sale fuera de la pared.

**Alfarda.** Miembro inclinado en una armadura de cubierta extendiéndose desde la cumbrera hasta la pared de apoyo.

**Andamio.** Armazón junto a una obra o abajo de una techumbre para su construcción o reparación.

**Anillo de cúpula.** Elemento arquitectónico sobre el que se apoya y levanta la estructura de la cúpula y que la separa de los arcos o muros inferiores.

**Apoyo.** Elemento arquitectónico de soporte o sostén. Puede ser aislado, como son las columnas y pilastras o corridos, como son los muros.

**Aplanado.** Recubrimiento de mortero sobre un elemento de mampostería. Sinónimos: Revoque, enlucido.

**Apuntalamiento.** Acción y efecto de sostener una parte de la construcción por medio de piezas de madera, de acero, o de macizos de albañilería que sirven de puntos de apoyo.

**Arbotante.** Elemento exterior inclinado, normalmente en forma de arco que funge de contrafuerte para transmitir el empuje lateral desde el arranque de una bóveda, o arco, a la parte superior de un apoyo más bajo (muro o pilar).

**Arco(s).** Elemento arquitectónico a base de porciones de círculo utilizado en cerramientos de puertas y ventanas o para recibir cubiertas. Está construido de varias piezas llamadas dovelas labradas en forma de cuña.

**Argamasa.** Mezcla de agua, arena y un cementante que generalmente es cal o cemento, o una combinación de ambos; sinónimo de mortero.

**Arquería.** Conjunto de arcos.

**Botarel(es)** Mampostería que sobresale del muro para aumentar la resistencia del empuje de un tejado o bóveda. Sinónimo de contrafuerte.

**Botarel con arbotante.** Puntal inclinado, normalmente con forma arqueada, que transmite el empuje de una bóveda hacia afuera a un pilar exterior.

**Bóveda.** Elemento estructural curvo, normalmente con la forma de un cilindro hueco, cubriendo un área horizontal y principalmente resistiendo cargas de compresión, mediante acción de arco

**Bóveda corrida.** Bóveda que tiene el perfil de un arco, con la misma sección transversal en toda su longitud.

**Bóvedas de encuentro.** Bóveda formada por la intersección de dos bóvedas corridas.

**Cala.** Rompimiento hecho para reconocer el espesor de una pared, piso o su fábrica; o para descubrir presencia de vestigios anteriores de una construcción.

**Cercha.** Cimbra o armazón que sostiene a un arco durante su fabricación.

**Ciclópeo.** Mampostería hecha con grandes piedras.

**Cimbra.** Molde que sirve para dar al concreto o a algunos tipos de mampostería la forma deseada, así como soporte temporal hasta que endurece lo suficiente para ser autosoportante.

**Contrafuerte.** Elemento estructural vertical o inclinado que tiene la función de proveer estabilidad lateral, absorbiendo los empujes laterales o el coceo de la cubierta. Generalmente es un muro transversal exterior a la construcción principal.

**Clave.** Piedra central con que se cierra un arco o una bóveda. Dovela en la cumbre del arco.

**Cornisa.** Moldura de coronamiento. Cuerpo voladizo que remata el friso de un muro o entablamento.

**Corona.** Punto más alto de un arco o bóveda.

**Cúpula.** Bóveda hemisférica (domo) que se levanta sobre una planta circular, elíptica, cuadrada o poligonal.

**Crujía.** Corredor largo que da acceso a piezas que hay en ambos lados.

**Capulín.** Pequeña cúpula que suele rematar una de mayor dimensión.

**Cubierta.** Sistema estructural para cubrir el espacio interno de los edificios. Pueden utilizarse diferentes métodos y materiales para realizarlo.

**Desplante.** Es el plano o nivel sobre el que se inicia la elevación de un edificio o de un cuerpo importante de ella.

**Dintel.** Viga que cubre una abertura y que apoya directamente sobre las columnas sin empotramiento en sus extremos. Base de la forma estructural simple llamada poste y dintel.

**Domo.** Nombre que se le da en Italia a las iglesias catedrales, en México se les llama a los tragaluces de casquete hemisférico.

**Dovela.** Bloque de piedra con caras laterales inclinadas para construir un arco o bóveda.

**Encofrado.** Revestimiento de madera para hacer el vaciado de una moldura. Enlucido.

**Entramado.** Esqueleto de madera, hierro, plástico o concreto armado que sirve para formar un diafragma.

**Estría.** Acanaladura o mediacaña en hueco labrada verticalmente en la columna.

**Estribo.** Originalmente, el apoyo extremo de un arco o bóveda. Actualmente, cualquier apoyo que reciba cargas tanto verticales como laterales.

**Extradós.** Superficie convexa exterior de una bóveda o arco.

**Fisura.** Fractura longitudinal milimétrica de un recubrimiento, muro o cubierta, hasta 3 mm de espesor.

**Flecha.** Altura de la corona de un arco por encima de sus arranques.

**Frontón.** Paramento triangular o semicircular de un pórtico, fachada o ventana.

**Fuste.** Parte cilíndrica de la columna que media entre el capitel y la basa.

**Glifo.** Acanaladura vertical poco profunda que ornamenta un elemento arquitectónico.

**Grieta.** Hendidura longitudinal irregular por falla estructural en un elemento arquitectónico, mayor a 3 mm de espesor.

**Gualdra.** Viga de madera de grandes dimensiones.

**Imposta.** Saledizo que corona un pilar sobre el cual reposa la primera dovela de un arco.

**Intradós.** Parte interior de un arco o bóveda.

**Jamba.** Cualquiera de las dos piezas que, puestas verticalmente en los dos lados de las puertas o ventanas, sostienen el dintel de ellas.

**Lechada.** Mezcla cementante fluida con que se llenan cavidades o grietas en un elemento de mampostería. Generalmente constituida de cemento o cal y agua, con la adición de arena cuando los huecos son de cierto tamaño.

**Linternilla.** Pequeña linterna a base de una torrecilla circular o poligonal, prevista de vanos para dar paso a la luz.

**Luneto.** Bovedilla abierta en forma de media luna practicada en la bóveda para iluminar un edificio.



**Mampostería.** Sistema constructivo realizado con piedra de tamaño irregular, adheridos o unidos a base de argamasa o mezcla. Se aplica principalmente en cimientos, muros y bóvedas.

**Muro corrido.** Es el que en forma continua delimita una parte de la construcción; generalmente sobre él, se apoyan las cargas de techumbres o bóvedas. Su paramento o superficie, puede ser lisa, o contener elementos arquitectónicos u ornamentales.

**Pandeo.** Deformación de muros, columnas y otros elementos estructurales verticales o inclinados que se comban respectivamente vertical o inclinadamente por efecto de compresiones o de momentos flexionantes excesivos ejercidos en sentido de sus alturas o longitudes inclinadas o de sus ejes longitudinales.

**Pechina.** Cada uno de los triángulos curvilíneos que forman el anillo de la cúpula, con los arcos torales sobre los que se apoya.

**Pie derecho.** Apoyo vertical de madera o hierro, aislado o formando parte de algún entramado.

**Pilar.** Soporte arquitectónico aislado, generalmente de sección cuadrada o poligonal. Puede también estar formado por la unión de varias columnas o medias muestras.

**Pilastra.** Soporte arquitectónico de sección cuadrada o poligonal, adosada a un muro.

**Platabanda.** Cerramiento recto de puertas, ventanas, balcones, o entre columnas y pilares, construido con piezas de tabique, piedra u otro material y que se acuñan en forma similar a las dovelas de un arco.

**Riostra.** Pieza destinada a aumentar la rigidez de una construcción, asegurar la indeformabilidad de un ángulo, mantener constante la distancia entre dos elementos.

**Sillar.** Piedra labrada y escuadrada.

**Sillería.** Fábrica hecha de sillares o piedras labradas. Conjunto de estos sillares.

**Talud.** Inclinación del paramento de un muro o de un terreno.

**Tambor.** Muro con ventanas, circular, elíptico o poligonal, que sirve de base a una cúpula y se encuentra apoyado sobre los arcos torales.

**Viguería.** Sistema estructural a base de un conjunto de vigas o maderos largos y gruesos, colocados horizontal o ligeramente inclinados, para sostener una techumbre.

**Zapatas.** Término empleado para designar tramos o secciones de madera u otro material, que se colocan en forma salediza sobre los capiteles o parte superior de los apoyos, y sirven para ampliar su área de sustentación.

**BIBLIOGRAFÍA**

**BIBLIOGRAFÍA**

**I.- BIBLIOGRAFÍA DE CONSULTA**

ÁLVAREZ Buergo, B. M. y L. T. González, *Restauración de Edificios Monumentales*, Madrid, Cedex, Ministerio de Obras Públicas, 1994.

AMBROSE, James, *Estructuras*, México, Limusa Noriega editores, 1997.

ARNAL Simón, Luis y Betancourt Suárez Max, *Nuevo reglamento de construcciones para el Distrito Federal. Ilustrado y comentado*, México, Editorial Trillas, 1996.

BAZÁN, Enrique, y Roberto Meli, *Manual de diseño sísmico de edificios*, México, Limusa, 1985.

BAZÁN, Enrique y Roberto Meli, *Diseño sísmico de edificios*, México, Limusa Noriega editores, 1998.

BENÍTEZ, J. R., *Las Catedrales de Oaxaca, Morelia, y Zacatecas*, Estudio de Arqueografía Comparada, México, Dirección de Monumentos Coloniales, 1934.

BÉRCHEZ, J., *Arquitectura mexicana de los siglos XVII y XVIII*, México, Ed. Azabache, 1992.

CALAVERA, José, *et al*, *Curso de Rehabilitación. La estructura*, N° 5, Madrid, Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, 1985.

CALDERÓN Cabrera, Bernardo y José Luis Calderón C, *Reestructuración de monumentos*, México, Escuela de Restauración y Museografía del INAH, 1974.

----- *Apuntes de reestructuración de monumentos*, México, DES ENA-UNAM, 1978.

CAMBA C., José Luis, *et al*, *Apuntes de análisis estructural I*, México, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica UNAM, 1978.

CASTILLO Martínez, Heberto, *Nueva teoría de las estructuras*, México, Representaciones y Servicios de Ingeniería S.A., 1975.

CHOISY, Auguste, *El arte de construir en Bizancio*, Madrid, Instituto Juan de Herrera, 1997.

COWAN, Henry J. y Wilson Forrest, *Structural Systems*, New York, Van Nostrand Reinhold, 1981.

CREIXEL M., José, *Estabilidad de las construcciones*, México, CIA. Editorial Continental, 1981.

----- *Construcciones Antisísmicas y resistentes al viento*, México, Limusa Noriega Editores, 1993.

CHANFÓN OLMOS, CARLOS, *Arquitectura del siglo XVI, temas escogidos*, vol. 4, México, Facultad de Arquitectura UNAM, 1994.

----- *Compendio de arquitectura y simetría de los templos*, México, Escuela Nacional de Conservación, Restauración y Museografía, "Manuel del Castillo Negrete", 1979.

----- *Fundamentos teóricos de la restauración*, México, Universidad Nacional Autónoma de México, 1996.

----- (Coord.) *et al, Historia de la arquitectura y el urbanismo mexicanos*, (tomo I, vol. II, el período virreinal), México, Fondo de Cultura Económica y Universidad Nacional Autónoma de México, 1997.

----- *Wilars de Honecort. Su Manuscrito*, México, Universidad Nacional Autónoma de México, 1994.

DE ANDA Alanis, Enrique X, *Historia de la arquitectura mexicana*, México, Ed. G. Gili, 1995.

ECHENIQUE-MANRIQUE, Ramón y Francisco Fernández-Villegas Robles, *Estructuras de madera*, México, Limusa, 1983.

ELDRIDGE, J., *Construcción defectos comunes*, Barcelona, Gustavo Gili, 1982.

ENCICLOPEDIA CEAC del encargado de obras, *Técnica constructiva*, Barcelona, Ediciones CEAC, 1981.

ESCRIG, F, *Las grandes estructuras de los edificios históricos: Desde la antigüedad hasta el gótico*, Sevilla, Instituto Universitario de Ciencias de la Construcción ETSAS, 1997.

ENGEL H. *Sistemas de estructuras*, Barcelona, Gustavo Gili, 2001.

FERNÁNDEZ, Martha, *El Albañil, el arquitecto y el alarife en la Nueva España*, en *anales del Instituto de Investigaciones Estéticas*, México, Universidad Nacional Autónoma de México, 1986.

FLETCHER, Banister, *A History of architecture on the comparative method*, New York, Charles Scribner's Sons, 1948.

FRANCIS, A. J., *Introducción a las estructuras, para arquitectura e ingeniería*, México, Limusa, 1984.

FUNDACIÓN ICA, *Catálogo de temblores que han afectado al valle de México del siglo XIV al XX*, México, Limusa Noriega editores, 1992.

----- *Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985*, México, Limusa Noriega editores, 1988.

GALINDO García Pedro, *et al*, *Curso de Rehabilitación. El proyecto*, N° 2, Madrid, Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, 1985.

GARCÍA del Valle y Gabriel Villagrán, *Introducción al estudio de la edificación*, México, Facultad de Arquitectura UNAM, 1993.

GARCÍA Salinero, Fernando, *Léxico de alarifes de los siglos de oro*, Madrid, Real Academia Española, 1968.

GOBIERNO del Estado de Michoacán, *Reglamento de construcciones de Michoacán*, México, SCOP, 1990.

GOBIERNO del Estado de Michoacán, *Vocabulario arquitectónico ilustrado*, México, SCOP, 1980.

GONZÁLEZ, Fraile Eduardo, *et al*, *Patrimonio, Restauración y Nuevas Tecnologías-PPU*, Valladolid, Instituto Español de Arquitectura, 1999.

GONZÁLEZ Franco, Glorinela, *et al*, *Artistas y artesanos a través de fuentes documentales*, vol I, México, Instituto Nacional de Antropología e Historia, colección Fuentes, 1994.

GRAHAM Mchenry, Paul Jr, *Adobe. Cómo construir fácilmente*, Trad. Rubén Castillo, México, Editorial Trillas, 1996.

GUZMÁN Pérez, Moisés, *et al*, *Arquitectura, comercio, ilustración y poder en Valladolid de Michoacán siglo XVIII*, México, Instituto Nacional de Antropología e Historia, colección regiones de México, 1993.

HEARN, E. J., *Resistencia de materiales. Diseño de estructuras y maquinas*, México, Interamericana, 1984.

HEYMAN, J., *El esqueleto de la piedra, mecánica de la arquitectura de fábrica*, Madrid, Instituto Juan de Herrera, 1999.

----- *Teoría, historia y restauración de estructuras de fábrica*, Madrid, Instituto Juan Herrera, 1995.

INSTITUTO de Ingeniería UNAM, *Comentarios y ejemplos a las normas técnicas complementarias para diseño por sismo*, (series del instituto de ingeniería N° ES-7), México, Universidad Nacional Autónoma de México, 1991.

----- *Comentarios y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de madera*, (series del instituto de ingeniería N° ES-5), México, Universidad Nacional Autónoma de México, 1991.

----- *Comentarios y ejemplos de las normas y técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de mampostería*, (series del instituto de ingeniería N° ES-4), México, Universidad Nacional Autónoma de México, 1992.

INSTITUTO Mexicano del Cemento y del Concreto, *Diseño de estructuras resistentes a sismos*, Limusa, 1991.

INSTITUTO Nacional de Antropología e Historia, *Patrimonio y sismos. Memoria fotográfica de los sismos de 1999 en el estado de Oaxaca*, México, INAH, 2001.

----- *Ley Federal Sobre Monumentos y Zonas Arqueológicas, Artísticas e Históricas*, México, INAH, 1972.

----- *Protección del Patrimonio Cultural en caso de Desastres: Material de Apoyo*, México, INAH, 2004.

INSTITUTO Nacional de Estadística Geografía e Informática, *Morelia Estado de Michoacán. Cuaderno Estadístico Municipal*, México, INEGI, 1993.

KUBLER, George, *Arquitectura mexicana del siglo XVI*, México, Fondo de Cultura Económica, 1982.

LIVESLEY, R. K., *Elementos finitos, introducción para ingenieros*, México, Limusa Noriega Editores, 1994.

LÓPEZ Carmona, Fernando, *Corrección geométrica de la catedral y el sagrario metropolitano. Retrospectiva de cuatro y medio años de trabajo*, La catedral de México. Problemática, restauración y conservación en el futuro, México, Universidad Nacional Autónoma de México/Instituto de Investigaciones Estéticas, 1997.

MAINSTONE, R. J., *Structure in Architecture. History, Desing and Innovation*, Londres, Ashgate, 1999.

MANGINO Tazzer, Alejandro, *La Restauración arquitectónica, retrospectiva histórica en México*, México, Trillas, 1991.

MEJÍA Ramírez, Joaquín, *et. al., El subsuelo de la ciudad de Morelia*, Cuadernos técnicos N° 1, Morelia, Escuela de ingeniería civil UMSNH, 1972.

MELI, Roberto, *Diseño estructural*, México, Limusa, 1985.

----- *Ingeniería Estructural de los Edificios Históricos*, México, Fundación ICA, 1998.



MORENO García, F., *Arcos y Bóvedas*, Barcelona, Monografías CEAC sobre construcción, 1965.

NEWMARK, N. y E. Rosenblueth, *Fundamentos de ingeniería sísmica*, México, Editorial Diana, 1978.

PALLADIO, Andrea, *Los cuatro libros de arquitectura*, Madrid, Ed. Akal, 1988.

PECK, Ralph, *et al*, *Ingeniería de cimentaciones*, México, Limusa, 1982.

POLENI, G., *Memorie istoiche della gran cupula del Tempio Vaticano*, Padova, 1748, publicado en edicion facsimilar por el Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, Madrid, 1983.

PÓRTLAND Cement, Asociación, *Interacción estructural en marcos y muros de cortante*, México, Limusa, 1984.

RAMÍREZ Romero, Esperanza, *Catalogo de Construcciones Artísticas, Civiles y Religiosas de Morelia*, México, UMSNH/FONAPAS-Michoacán, 1981.

Rodríguez Rodríguez, Mario y Enrique Castrillón, *Manual de Evaluación Postsísmica de la Seguridad Estructural de Edificaciones*, series del instituto de ingeniería n° 569, México, Universidad Nacional Autónoma de México, 1995

SÁNCHEZ Gómez, Alfredo y Gabriel Dimas Jaime, *Interacción suelo-estructura y diseño estructural de cimentaciones*, México, Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 1992.

SECRETARÍA de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, *Desarrollo urbano en México. Restauración*, México, SAHOP, 1982.

SECRETARÍA de Asentamientos Humanos y Obras Publicas, *Especificaciones generales de restauración*, México, SAHOP, 1981.

SILVA Ruelas, Luis, *Los materiales de construcción en la antigua Valladolid*, Morelia, Gobierno del Estado de Michoacán, 1990.

STOVEL, Herb, *Preparación ante el riesgo: Un manual para el manejo del Patrimonio Cultural Mundial*, Santo Domingo, ICCROM, 2003.

-----*Risk Preparedness: A Management Manual for World Cultural Heritage*, Roma, ICCROM, 1998.

STRAUB, Hans, *A history of Civil Engineering an outline from acient to modern times*, Londres, L. Hill, 1952.

TIMOSHENKO, S. y J. N. Goodier, *Teoría de la elasticidad*. Madrid, Ediciones Urmo, 1975.

TIMOSHENKO, S. *Resistencia de materiales. Teoría elemental y problemas*. Madrid, Espasa-Calpe, 1976.

TORRES H., Jaime, *Mecánica aplicada. Estática y resistencia de materiales*, México, Representaciones y Servicios de Ingeniería, 1975.

TORROJA Miret, E., *Razón y ser de los tipos estructurales*, Madrid, Consejo Superior de Investigaciones Científicas, 1991.

TOUSSAINT, Manuel, *Arte colonial en México*, México, Universidad Nacional Autónoma de México, 1990.

----- *La catedral de México y el sagrario metropolitano. Su historia, su tesoro, su arte*, prólogo y notas a la segunda edición por Gonzalo Obregón, 2ª ed., México, Editorial Porrúa, 1973.

URIBE Escamilla, Jairo, *Análisis de estructuras*, Bogotá, Ed. Uniandes, 1992.

VAN Lengen, Johan, *Manual del arquitecto descalzo. Como construir casas y otros edificios*, México, Editorial Concepto, 1987.

VILLASANTE Sánchez, Esteban, *Mampostería y construcción*, México, Editorial Trillas, 1995.

WEST, Harry, *Análisis de estructuras*, México, CECSA, 1991.

WILSON, E. y A. Habibullah, SAP 90. *Series of Computer Programs for Finite Element Analysis of Structures*. User's Manual, Berkeley, Universidad de, 1989.

ZALDIVAR Guerra, Sergio (Coord.) *et al*, *Catedral Metropolitana: corrección geométrica, informe técnico*, México, Espejo de Obsidiana ediciones, 1995.

ZIENKIEWICZ O. C. y R. L. Taylor, *El Método de los elementos finitos*, vol. 1, Barcelona, Mc Graw-Hill, 1989.

ZURITA Ruiz, José, *Diccionario básico de la construcción*, Barcelona, Ediciones CEAC, 1977.

**II.- BIBLIOGRAFÍA DE APOYO**

ALCOCER, Sergio M., *et al*, *El sismo de Tehuacan del 15 de junio de 1999*, México, Ingeniería Estructural y Geotécnica, 1999.

GALINDO García, Pedro, *et al*, “Los procedimientos de reconocimiento”, *Cuadernos del curso de Rehabilitación, N° 2 El Proyecto*, Madrid, Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, 1985.

GUZMÁN Pérez, Moisés, “Arquitectos, patrones y obras materiales en Valladolid de Michoacán, siglo XVI-XVII”, México, en *Revista de historia de la Facultad de Filosofía y Letras, UNAM*, n° 2, invierno de 1993-94, 1994.

INSTITUTO Nacional de Antropología e Historia, “Decreto de Zona: Ciudad de Morelia, Michoacán”, en *Boletín de Monumentos Históricos*, Edición especial, México, Coordinación Nacional de Monumentos Históricos, INAH, 1991.

LÓPEZ Carmona, Fernando, “Aspectos arquitectónicos y estructurales”, en *Catedral Metropolitana. Corrección geométrica, informe técnico*, México, espejo de obsidiana ediciones, 1995.

MELI, Roberto, *Conocer la estructura de los inmuebles históricos, fundamental para su restauración*, Consejo Nacional para la Cultura y las Artes, 1999, <http://www.cnca.gob.mx/cnca/nuevo/diarias/280199/ingenier.html> consultada el 25 de enero de 2004.

MELI, R. y M. Ordaz, *Estudios Estructurales para el Proyecto de Rehabilitación de la Catedral Metropolitana*. Definición de la acción del sismo en la Catedral, México, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe Técnico 93/04.

MELI, Roberto, y R. A. Sánchez R., *Aspectos Estructurales del Proyecto de Rehabilitación de la Catedral Metropolitana*, México, Instituto de Ingeniería, UNAM, Informe Técnico 93/05.

RODRÍGUEZ, G. G., *Estudio sobre el Comportamiento Estructural del Sagrario Metropolitano*, Tesis de Grado de Maestría, México, División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1997.

ROEDER, G., *Métodos de Análisis de Estructuras de Mampostería en Edificios Históricos*, Tesis de Grado de Maestría en Estructuras, México, DEPI, UNAM, 1998.

SOCIEDAD Mexicana de Ingeniería Sísmica, *Base Mexicana de datos de Sismos Fuertes*, en CD-ROM, México, SMIS, 2000.

TORRES Garibay, Luis A. y Eugenia M. Azevedo S., *Análisis metodológico para el proyecto de restauración*, Material didáctico de la Maestría en Arquitectura Investigación y Restauración de Sitios y Monumentos, UMSNH, 1996.

**III.- MEMORIAS DE CONGRESOS**

X CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA, Zonificación sísmica de la ciudad de Morelia, Vol. 1, Puerto Vallarta, SMIS, 1993.

XI CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA, *Respuesta sísmica de la Catedral Metropolitana de la Ciudad de México*, Veracruz, SMIS, 1997.

XII CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, *Memorias Técnicas*, en CD-ROM, León, SMIE, 2000.

XII CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA, *Microzonificación sísmica preliminar de la ciudad de Morelia*, Vol. 1, Morelia, SMIS, 1999.

----- *Red de instrumentación sísmica de la ciudad de Morelia*, Vol. 1, Morelia, SMIS, 1999.

XIII CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, *La Ingeniería Estructural y la Conservación del Patrimonio Histórico*, en CD-ROM, Puebla, SMIE, 2002.

XIII CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA, *Comportamiento sísmico de inmuebles históricos. Lecciones de eventos recientes*, en CD-ROM, Guadalajara, 2001.

XIV CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA, *Retos de la Ingeniería Sísmica en el Siglo XXI*, en CD-ROM, León, SMIS, 2003.

VI SIMPOSIO NACIONAL DE INGENIERÍA SÍSMICA, *La enseñanza de la ingeniería sísmica en México*, en CD-ROM, Querétaro, SMIS, 2000.

CONSEIL International Des Monuments Et Des Sites, *Colloque sur les problèmes que pose l'humidité dans les monuments anciens conference on the problems of moisture in historic monuments*, Roma, ICOMOS, 1968.

CONSEJO Internacional de Monumentos y Sitios, *Conservación del patrimonio Monumental. Veinte años de experiencias*, México, INAH, 2000.

GRACIANI García, Amparo, *et al*, *Actas del Tercer Congreso Nacional de Historia de la Construcción*, vol. I, Sevilla, Sociedad española de historia de la construcción, 2000.

**IV.- CENTROS DE CONSULTA**

Archivo municipal de Morelia.  
Allende esq. Galeana, centro  
Morelia, Michoacán

Archivo del Estado de Michoacán de Ocampo  
Av. Madero Oriente Esq. Pino Suárez  
Morelia, Michoacán

Biblioteca del Museo Regional Michoacano  
Allende esq. Abasolo  
Morelia, Michoacán

Biblioteca Pública Universitaria de la UMSNH  
Av. Madero Poniente esq. Nigromante  
Morelia, Michoacán

Biblioteca del Instituto de Investigaciones Históricas de la UMSNH  
Instituto de Investigaciones Históricas  
Morelia, Michoacán

Archivo General de la Nación  
México, D.F.

Archivo de la Coordinación Nacional de Monumentos Históricos  
Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH)  
Correo Mayor N° 11  
México D.F.

Archivo de la Sección de Monumentos Históricos  
Centro INAH-Michoacán  
Av. Madero Oriente N° 799  
Morelia, Michoacán.

Archivo de la Sección de Monumentos Históricos  
Centro INAH-Puebla  
Puebla, Puebla

Archivo de la Dirección General de Sitios y Monumentos  
del Patrimonio Cultural-CONACULTA  
México, D.F.

Biblioteca del Instituto de Ingeniería de la UNAM  
Ciudad Universitaria  
México, D.F.