

UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO
UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE AGUASCALIENTES UNIVERSIDAD DE COLIMA UNIVERSIDAD DE GUANAJUATO
FACULTAD DE ARQUITECTURA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
PROGRAMA INTERINSTITUCIONAL DE DOCTORADO EN ARQUITECTURA



INSPECCIÓN, EVALUACIÓN, DIAGNOSIS Y PROGNOSIS DE LA ARQUITECTURA MODERNA DE CONCRETO REFORZADO CON FUNDAMENTOS DE DURABILIDAD - CASO MORELIA -



T E S I S

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE DOCTORA EN ARQUITECTURA
PRESENTA:

EMMA PAREDES CAMARILLO

**DIRECTORA DE TESIS:
DRA. ELIA MERCEDES ALONSO GUZMÁN**

MORELIA, MICH., MARZO DE 2012

RESÚMEN

Las causas del deterioro en estructuras de concreto reforzado son tan diversas, que será necesario analizarlas en forma particularizada atendiendo a las condiciones del entorno en el que se desarrollan.

El presente trabajo establece el estado actual de tres edificios considerados como representativos del movimiento moderno en la ciudad de Morelia. Los edificios en estudio son: el hotel Alameda, el centro escolar Independencia y el edificio de departamentos Sandoval.

Para la evaluación de las estructuras se tomaron en cuenta varios grupos de información, siendo principalmente: los datos que arrojaron las inspecciones preliminares, la información sobre el medio ambiente (atmósfera urbana), la resistencia a la compresión del concreto por esclerometría, la ubicación de la armadura, el frente de carbonatación y el análisis por MEB.

El tipo de patología identificada fue la carbonatación del concreto y atiende claramente a las condiciones de exposición y al tiempo de servicio de los inmuebles (más de 60 años). Los resultados señalan un coeficiente de carbonatación menor de $3\text{mm/año}^{0.5}$ indicando una probabilidad muy baja de sufrir el proceso de corrosión en las tres estructuras.

En función de los resultados se pronostican, teóricamente, periodos de tiempo muy extensos para que el frente de carbonatación alcance a la armadura y la despasive (hotel Alameda: $t > 212$ años; centro escolar: $t > 127$ años y edificio Sandoval: $t > 108$ años). Estos datos apuntan a una muy buena calidad del concreto; sin embargo, el inmueble que reporta un material de mejor calidad es el hotel Alameda ($f'c = 338.97 \text{ kg/cm}^2$); seguido del centro escolar Independencia ($f'c = 168.84 \text{ kg/cm}^2$); y finalmente el edificio Sandoval ($f'c = 122.42 \text{ kg/cm}^2$).

En general, en las tres edificaciones se observaron mezclas homogéneas con una muy buena calidad lograda gracias a una acertada selección de los materiales componentes del concreto, convenientes proporcionamientos y recubrimientos mayores a los establecidos por los actuales reglamentos de construcción; además del uso de procedimientos constructivos adecuados; y cálculos estructurales basados en factores de carga y de reducción que permitieron alcanzar estructuras resistentes pero sobre todo durables propiciando, la conservación de los inmuebles y la aceptación de las diversas transformaciones a las que han estado sujetos.

Finalmente, se espera que la presente investigación sirva como punto de partida para la evaluación del patrimonio edificado de concreto reforzado en medios urbanos, a fin de prevenir y controlar su degradación o de contrarrestarla en caso de ser necesario contribuyendo a la conservación de la arquitectura moderna.

Palabras clave: Concreto Reforzado, Durabilidad, Carbonatación, Condición del edificio, Conservación.

ABSTRACT

In the reinforced concrete structures the causes of the deterioration are such diverse that will be necessary to analyze them in the gritty form in response to the environmental conditions.

This research assessing the present conditions of three buildings considered as representatives of the modern movement in the Morelia's city. The buildings in study are: the hotel Alameda, the Independence school and the building departments Sandoval.

For the assessments were taken several groups of information, some of them were: the data that showed the visual inspections, the information of the environmental conditions (urban atmosphere), the compression testing by digital rebound hammer, location of the reinforcing bars in the concrete by pachometer, the carbonated concrete and the SEM analysis.

The pathology's type identified was carbonation concrete and that clearly attends to the exposure conditions and at the time of the service life (more than 60 years). The results indicate carbonation's coefficient of less than $3 \text{ mm/year}^{0.5}$ indicating likelihood very low for to undergo the process of corrosion in the three structures.

Theoretically, on basis of the results is forecast a very time extended periods so that the carbonation front reaches to the reinforcing bars and depassivation them (hotel Alameda: $t > 212$ years; school: $t > 127$ years and the Sandoval: $t > 108$ years). These data points to a very high quality of the concrete; however, the property than reported a better-quality of the material were: the hotel Alameda ($f'c = 338.97 \text{ kg/cm}^2$); followed by the independence school ($f'c = 168.84 \text{ kg/cm}^2$); and finally the Sandoval ($f'c = 122.42 \text{ kg/cm}^2$).

In general, the three buildings were homogeneous mixtures with very good quality achieved thanks to the successful selection of the concrete's components with materials well-proportioned and cover coatings exceeding those established by the current building regulations; in addition to the use of appropriate constructive procedures; and structural calculations based on load and reducing factors that allowed achieving resistant but above all durable structures. Those conditions have promoted the conservation of the buildings and the acceptance of the diverse transformations.

Finally, is expected to present research serves as a starting point for the evaluation of the built heritage of reinforced concrete in urban environments besides to the implementation of adequate repair procedures for existing damaged concrete contributing to the conservation of modern architecture.

KEY WORDS: Reinforced Concrete, Durability, Carbonation, Building Condition, Conservation.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Introducción.....	1
-------------------	---

Capítulo I

NATURALEZA DEL CONCRETO

1.1	Introducción.....	9
1.2	Antecedentes históricos.....	10
1.3	Componentes del concreto.....	21
1.3.1	Agua.....	23
1.3.2	Cemento.....	26
1.3.3	Arena.....	31
1.3.4	Grava.....	34
1.3.5	Aditivos.....	37
1.4	Pruebas aplicadas en un concreto fresco.....	38
1.5	El concreto endurecido.....	39
1.6	Acero de refuerzo.....	41
1.7	Conclusión.....	43

Capítulo II

LA DURABILIDAD DEL CONCRETO REFORZADO

2.1	Introducción.....	45
2.2	Antecedentes generales.....	46
2.3	Factores que afectan la durabilidad del concreto reforzado.....	52
2.3.1	Factores intrínsecos.....	53
2.3.2	Factores extrínsecos.....	61
2.3.2.1	Medio ambiente	62
2.3.2.2	Ataques químicos	65
2.3.2.3	Corrosión electroquímica del acero de refuerzo embebido en el concreto.....	70
2.3.2.4	Ataque físico.....	79

2.4	Conclusión.....	83
-----	-----------------	----

Capítulo III

METODOLOGÍA APLICADA PARA LA INSPECCIÓN, EVALUACIÓN, DIAGNOSIS Y PROGNOSIS DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO EN ESTRUCTURAS MONOLÍTICAS O MIXTAS EXPUESTAS A AMBIENTES URBANOS

3.1	Introducción.....	85
3.2	Metodología.....	87
3.3	Aspectos a considerar.....	111

Capítulo IV

INSPECCIÓN GENERAL EN ELMENTOS DE CONCRETO REFORZADO EN ESTRUCTURAS MONOLÍTICAS O MIXTAS EN CASOS SELECCIONADOS DE LA CIUDAD DE MORELIA

4.1	Descripción de la localidad en estudio.....	113
4.2	Descripción del problema.....	120
4.3	Caso hotel Alameda.....	123
4.3.1	Antecedentes.....	123
4.3.2	Inspección de la estructura.....	126
4.3.3	Ensayos <i>in situ</i>	133
4.3.4	Pruebas de laboratorio.....	142
4.4	Caso centro escolar Independencia.....	145
4.4.1	Antecedentes.....	145
4.4.2	Inspección de la estructura.....	146
4.4.3	Ensayos <i>in situ</i>	153
4.4.4	Pruebas de laboratorio.....	157
4.4.5	Monitoreo de puntos de control.....	161
4.5	Caso edificio Sandoval.....	163
4.5.1	Antecedentes.....	163
4.5.2	Inspección de la estructura.....	166
4.5.3	Ensayos <i>in situ</i>	169
4.5.4	Pruebas de laboratorio.....	171

Capítulo V

EVALUACIÓN, DIAGNOSIS Y PROGNOSIS DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO EN LOS CASOS DE ESTUDIO SELECCIONADOS

5.1	Introducción.....	181
5.2	Caso hotel Alameda.....	183
5.2.1	Evaluación.....	183
5.2.2	Diagnosis.....	187
5.2.3	Prognosis.....	189
5.3	Caso centro escolar Independencia.....	191
5.3.1	Evaluación.....	191
5.3.2	Diagnosis.....	195
5.3.3	Prognosis.....	196
5.4	Caso edificio Sandoval.....	197
5.4.1	Evaluación.....	197
5.4.2	Diagnosis.....	201
5.4.3	Prognosis.....	202

Capítulo VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1	Conclusiones y recomendaciones de la metodología aplicada.....	204
6.2	Conclusiones y recomendaciones en los casos de estudio.....	206

BIBLIOGRAFIA.....	217
--------------------------	------------

PÁGINAS DE INTERNET.....	230
---------------------------------	------------

GLOSARIO.....	231
----------------------	------------

ANEXOS

ÍNDICE DE FIGURAS

Capítulo I

NATURALEZA DEL CONCRETO

Figura 1. Barca de Lambot hecha de concreto reforzado en 1855.	11
Figura 2. Sistema domino desarrollado por Le Corbusier, 1914.	12
Figura 3. Puente Salginatobel de Robert Maillart, construido en un valle alpino en Schiers, Suiza entre 1929 y 1930.	13
Figura 4. Primera construcción de concreto reforzado en México. Esquina de Artes y París, Cd. de México. Figura 3. Desaparecida ferretería "el Candado", Mérida, Yucatán.	14
Figura 5. Fachada del edificio de oficinas de la Secretaría de Relaciones Exteriores.	15
Figura 6. Componentes del sistema de agua potable entre Xochimilco y la ciudad de México.	15
Figura 7. Edificio La Nacional en la década de los 40's.	17
Figura 8. Torre Latinoamericana.	17
Figura 9. El desaparecido Mercado Valladolid, recién inaugurado.	19
Figura 10. Demolición del Mercado Valladolid.	19
Figura 11. Efecto de la cantidad de agua en la resistencia a la compresión en cilindros de concreto a los 28 días.	26

Capítulo II

LA DURABILIDAD DEL CONCRETO REFORZADO

Figura 12. Micrografía de la interfase agregado-pasta donde se observan microgrietas.	57
Figura 13. Regiones de México con mayor potencial de rocas silíceas reactivas con álcalis.	60
Figura 14. Regiones de México con mayor potencial de rocas carbonatadas reactivas con álcalis.	60
Figura 15. Climas en la República Mexicana.	64

Figura 16. Elementos constitutivos de la celda de corrosión.	70
Figura 17. Proceso autocatalítico en la corrosión por picadura.	73
Figura 18. Proceso de carbonatación en el concreto reforzado.	75
Figura 19. CIM por picadura a través de la acción de bacterias sulfato-reductoras (BSR) en una celda de aireación diferencial.	78
Figura 20. Agrietamiento presentado en: a) un elemento sujeto a tensión; b) un elemento sujeto a flexión; 1: grietas primarias, 2: grietas secundarias, 3: grietas secundarias hasta la altura del refuerzo, 4: grietas longitudinales, 5: grietas primarias divididas en dos ramas, 6: grietas horizontales a la altura del eje neutro	81

Capítulo III

METODOLOGÍA APLICADA PARA LA INSPECCIÓN, EVALUACIÓN, DIAGNOSIS Y PROGNOSIS DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO EXPUESTAS A AMBIENTES URBANOS

Figura 21. Sucesión de pasos para la inspección general de la estructura.	89
Figura 22. Pacómetros: a) Metalliscanner b) Covermeter.	96
Figura 23. Esclerómetro digital 58-C0181/G.	97
Figura 24. Equipo utilizado para extracción de muestras de concreto.	99
Figura 25. Escala de pH, constituyentes existentes y rangos de fenolftaleína en concreto hidráulico	100
Figura 26. Microscopio Electrónico de Barrido (MEB).	102
Figura 27. Prueba de compresión de una muestra de concreto en Point load.	103
Figura 28. Prueba de microdureza Vickers en muestras de acero.	105
Figura 29. Obtención del contenido de carbono y azufre en muestras de acero.	106
Figura 30. Diagrama de flujo del procedimiento para el diagnóstico de estructuras de concreto armado basado en los resultados de las pruebas de calidad y carbonatación.	108
Figura 31. Diagrama de flujo del procedimiento de evaluación, diagnosis y prognosis de estructuras de concreto armado	110

Capítulo IV

INSPECCIÓN PRELIMINAR Y DETALLADA DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO EN CASOS SELECCIONADOS DE LA CIUDAD DE MORELIA

Figura 32. Macrolocalización del Municipio de Morelia.	114
Figura 33. Regionalización sísmica de México. La Cd. de Morelia, Mich. se encuentra en la zona C, es decir, con una alta peligrosidad sísmica	116
Figura 34. Plano de Morelia con las fallas geológicas. De manera aproximada se muestra la ubicación de las tres unidades de análisis señaladas con pequeños círculos	117
Figura 35. Crecimiento de la población de Morelia del año de 1803 al 2010.	118
Figura 36. Crecimiento de la flota vehicular en Morelia.	119
Figura 37. Ubicación de las tres unidades de análisis en la localidad en estudio	121
Figura 38. Construcción del hotel Alameda, abril 1938.	124
Figura 39. Hotel Alameda, en la década de los 40's.	124
Figura 40. Fotografías de la planta baja del hotel donde se observan las escaleras en forma de caracol y el elevador.	125
Figura 41. Resanes aplicados en las columnas exteriores del hotel Alameda.	127
Figura 42. Reparaciones efectuadas al exterior del edificio.	127
Figura 43. Cambios realizados al interior del hotel en las instalaciones hidrosanitarias.	128
Figura 44. Cambios realizados al interior del hotel en las ventanas de las habitaciones.	128
Figura 45. Cambios generados al interior de los cuartos del hotel.	129
Figura 46. Quinto piso del hotel Alameda donde se observa la continuación de las pilastras originales del edificio.	129
Figura 47. Azotea del hotel Alameda sectorizada por trabes que sobresalen de la losa.	130
Figura 48. Cubo de luz proyectado originalmente por Pani y conservado en la actualidad.	130
Figura 49. Lucernario.	130
Figura 50. Hotel Alameda con anexos de casas habitación.	131
Figura 51. Muro que interconecta la construcción original con el anexo de la casa 1.	131
Figura 52. Entrada principal al hotel Alameda, 2010.	132

Figura 53. Pruebas in situ aplicadas en las columnas exteriores del hotel Alameda.	134
Figura 54. Resistencia a la compresión aparente de las columnas del hotel Alameda.	134
Figura 55. Resistencia a la compresión aparente de las columnas del hotel Alameda.	135
Figura 56. Resistencia a la compresión aparente de las columnas del hotel Alameda.	135
Figura 57. Resistencia a la compresión aparente de las columnas del hotel Alameda.	136
Figura 58. Resistencia a la compresión aparente de las columnas del hotel Alameda.	136
Figura 59. Resistencia a la compresión aparente de las vigas del hotel Alameda.	137
Figura 60. Resistencia a la compresión aparente de losa de azotea del hotel Alameda	137
Figura 61. Esquematación de la distribución y numeración de las columnas del hotel Alameda	138
Figura 62. Distribución y numeración de vigas en losa de azotea del hotel Alameda.	138
Figura 63. Secuencia fotográfica que muestra la detección de la armadura, extracción de los núcleos, medición de la profundidad carbonatación y resane de las columnas exteriores del hotel Alameda	140
Figura 64. Secuencia de micrografías donde se observan las matrices de las diferentes muestras extraídas de las columnas del hotel Alameda. MEB a 1000x.	142
Figura 65. Micrografías de la matriz de concreto de la muestra M1 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita.	143
Figura 66. Micrografías de la matriz de mortero de la muestra M2 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita.	143
Figura 67. Micrografías de la matriz de concreto de la muestra M3 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita.	144
Figura 68. Micrografías de la matriz de concreto de la muestra M4 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita.	144
Figura 69. Humedad al interior del edificio que ha comenzado a dañar la pintura de las paredes. Este fenómeno se presenta principalmente en la parte norte de la P.A.	147
Figura 70. Bajadas de agua ubicadas en la parte exterior de los muros que desembocan en una coladera.	147
Figura 71. Murales obra del pintor Antonio Trejo Osorio, (1953).	147
Figura 72. Pared con recubrimiento de mosaico antes y después de su reparación.	148

Figura 73. Zoclos faltantes en algunos de los salones del centro escolar.	148
Figura 74. Losa de azotea de la escuela Independencia donde se observa un notable desaseo.	148
Figura 75. Daños ocasionados por hundimientos diferenciales en el ala norte de la escuela.	149
Figura 76. Daños ocasionados por asentamientos diferenciales.	150
Figura 77. Resane de grieta en muro del salón ubicado en el ala sur de la planta baja.	150
Figura 78. Patio sur del centro escolar Independencia donde se observan agrietamientos.	151
Figura 79. Adiciones recientes en la esquina noroeste del predio.	152
Figura 80. Instalaciones eléctricas al interior del centro escolar Independencia.	152
Figura 81. Determinación de la ubicación de acero de refuerzo y de la resistencia a compresión de los elementos estructurales del centro escolar Independencia	153
Figura 82. Resistencia a la compresión aparente en losa de entrepiso del centro escolar Independencia.	154
Figura 83. Resistencia a la compresión aparente en losa de azotea del centro escolar Independencia.	154
Figura 84. Secuencia fotográfica que muestra los trabajos previos efectuados así como la detección del acero de refuerzo, extracción de testigos, medición de la carbonatación del concreto y resane de los elementos estructurales del Centro Escolar Independencia.	156
Figura 85. Secuencia de micrografías de la matriz de la muestra M1 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita.	158
Figura 86. Secuencia de micrografías de la matriz de la muestra M2 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita.	159
Figura 87. Secuencia de micrografías de la matriz de la muestra M3 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita, además de microgrietas.	160
Figura 88. Secuencia fotográfica que muestra equipo de trabajo y ubicación de los puntos de control utilizados para el monitoreo de movimientos de suelo.	161
Figura 89. Fotografías del edificio Sandoval en las que se observan las transformaciones efectuadas en la fachada del inmueble, 2009-2010, respectivamente.	165
Figura 90. Registro fotográfico de las transformaciones efectuadas al interior del edificio Sandoval.	168
Figura 91. Elementos estructurales sometidos a pruebas de resistencia mecánica por medio del esclerómetro digital.	169

Figura 92. Micrografía de la matriz de concreto de la muestra M1 donde se observa la porosidad. MEB a 10x	174
Figura 93. Micrografía de la matriz de concreto de la muestra M1 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita. MEB a 3000x	174
Figura 94. Micrografía de la interfase árido-pasta de la muestra M1. MEB a 12x.	175
Figura 95. Micrografía de la interfase árido-pasta de la muestra M1 donde se observan los silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita, CSH). MEB a 1000x.	175
Figura 96. Micrografía de la matriz de la muestra M2 donde se observan los poros. MEB a 15x.	176
Figura 97. Micrografía de la matriz de concreto de la muestra M2 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular. MEB a 10,000x.	176
Figura 98. Mapeo de matriz muestra 2 en los que se observan gel de tobermorita y portlandita.	177
Figura 99. Micrografía de la interfase árido-matriz. MEB a 100x.	178
Figura 100. Micrografía de la interfase árido-pasta de la muestra M2 donde se observan microfisuras, silicatos de calcio hidratados y ettringita. MEB a 1000x.	178
Figura 101. Metalografías de acero de la muestra M1 (1950).	179
Figura 102. Metalografías de acero de la muestra M2 (1980).	179

Capítulo V

EVALUACIÓN DIAGNOSIS Y PROGNOSIS DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO EN LOS CASOS DE ESTUDIO SELECCIONADOS

Figura 103. Columnas del quinto piso del hotel Alameda, fachada sur.	183
Figura 104. Cara sur de columnas del segundo piso del hotel Alameda fachada este.	183
Figura 105. Columnas del segundo piso del hotel Alameda fachada este, resanadas	183
Figura 106. Resistencia a la compresión aparente promedio del concreto en las columnas del hotel Alameda.	184
Figura 107. Resistencia a la compresión aparente promedio del concreto en los elementos estructurales del centro escolar Independencia.	192
Figura 108. Resistencia a la compresión promedio del concreto por esclerometría de los elementos estructurales del edificio Sandoval.	197

ÍNDICE DE TABLAS

Capítulo I

NATURALEZA DEL CONCRETO

Tabla 1. Resistencia a la compresión y relación agua-cemento.	22
Tabla 2. Relación agua-cemento, proporciones y resistencia del concreto a los 28 días.	22
Tabla 3. Valores característicos y límites máximos tolerables de sales e impurezas en el agua.	24
Tabla 4. Clasificación del cemento por sus adiciones.	31
Tabla 5. Efecto previsible en el concreto por el cambio del tamaño máximo del agregado (TM).	35
Tabla 6. Propiedades físicas de los agregados pétreos y su efecto en el concreto.	36
Tabla 7. Contenidos máximos de fósforo y azufre permitidos en los aceros.	41

Capítulo II

LA DURABILIDAD DEL CONCRETO REFORZADO

Tabla 8. Tamaño de los poros y su efecto en la pasta de cemento.	56
Tabla 9. Rocas nocivamente reactivas con los álcalis del cemento portland.	59
Tabla 10. Ambientes de exposición de estructuras de concreto reforzado.	64
Tabla 11. Clasificación de la severidad del ambiente de sulfatos de acuerdo con el ACI201.2R-92.	68
Tabla 12. Riesgo de la corrosión en el acero embebido en el concreto de acuerdo a la concentración de iones Cl ⁻ .	74
Tabla 13. Proceso de carbonatación en función de la humedad relativa.	76

Capítulo III

METODOLOGÍA APLICADA PARA LA INSPECCIÓN, EVALUACIÓN, DIAGNOSIS Y PROGNOSIS DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO EN ESTRUCTURAS MONOLÍTICAS O MIXTAS EXPUESTAS A AMBIENTES URBANOS

Tabla 14. Tipificación de los daños y la clasificación según códigos.	93
---	----

Capítulo IV

INSPECCIÓN PRELIMINAR Y DETALLADA DE LAS ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO EN CASOS SELECCIONADOS DE LA CIUDAD DE MORELIA

Tabla 15. Parámetros climatológicos de la ciudad de Morelia, 1976 - 2010.	115
---	-----

Tabla 16. Dimensiones de los elementos estructurales del hotel Alameda.	140
---	-----

Tabla 17. Profundidad de carbonatación en testigos extraídos de las columnas exteriores de la PB del hotel Alameda.	141
---	-----

Tabla 18. Resistencia a la compresión de los elementos estructurales del centro escolar Independencia.	155
--	-----

Tabla 19. Dimensiones de los elementos estructurales del centro escolar Independencia.	155
--	-----

Tabla 20. Profundidad de carbonatación en núcleos extraídos de elementos estructurales de la planta baja del centro escolar Independencia.	157
--	-----

Tabla 21. Datos tomados con estación total a partir de cotas arbitrarias y cálculo de las diagonales entre los puntos para detectar posibles movimientos de suelo.	161
--	-----

Tabla 22. Resistencia a la compresión de una viga de sección T y de la losa de entrepiso en la planta baja del edificio Sandoval.	170
---	-----

Tabla 23. Dimensiones de los elementos estructurales del edificio Sandoval.	170
---	-----

Tabla 24. Prueba de carbonatación aplicada a un trozo de concreto recuperado del edificio Sandoval.	171
---	-----

Tabla 25. Resistencia a la compresión de muestras de concreto y agregados gruesos del edificio Sandoval.	172
--	-----

Tabla 26. Composición química, microdureza Vickers y Brinell, esfuerzo de fluencia y resistencia a la ruptura de las muestras de acero del edificio Sandoval.	173
---	-----

Capítulo V

EVALUACIÓN, DIAGNOSIS Y PROGNOSIS DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO EN LOS CASOS DE ESTUDIO SELECCIONADOS

Tabla 27. Resumen de las pruebas y resultados obtenidos en las columnas exteriores del hotel Alameda.	187
Tabla 28. Tiempo de avance del proceso de carbonatación hasta alcanzar el acero de refuerzo en las columnas exteriores del hotel Alameda	189
Tabla 29. Resumen de las pruebas y resultados obtenidos en los elementos estructurales del centro escolar Independencia.	195
Tabla 30. Tiempo de avance del proceso de carbonatación hasta alcanzar el acero de refuerzo en los diferentes elementos estructurales del centro escolar Independencia.	196
Tabla 31. Resumen de las pruebas y resultados obtenidos en el edificio Sandoval.	201
Tabla 32. Tiempo de avance del proceso de carbonatación hasta alcanzar el acero de refuerzo en la losa de entrepiso del edificio Sandoval.	202

ÍNDICE DE FORMATOS

Capítulo III

METODOLOGÍA APLICADA PARA LA INSPECCIÓN, EVALUACIÓN, DIAGNOSIS Y PROGNOSIS DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO EN ESTRUCTURAS MONOLÍTICAS O MIXTAS EXPUESTAS A AMBIENTES URBANOS

Formato 1. Descripción y antecedentes de la estructura y descripción del medio ambiente.	87
Formato 2. Inspección general de la estructura.	88

INTRODUCCIÓN

El siglo XX es el periodo durante el cual el concreto se convirtió en el material óptimo para la construcción gracias a sus ventajas características como son: su facilidad de moldeado e incombustibilidad, además de poseer una resistencia fija previamente sin requerir una mano de obra especializada y sin exigir gastos adicionales para su conservación.

Todas estas bondades lo hicieron situarse muy por encima de otros materiales como las rocas naturales, la madera o el acero. Sin embargo, el concreto por sí mismo, solo podría emplearse en grandes estructuras de gravedad como presas o vastos macizos de cimentación.

De este modo, surge un nuevo aliado del concreto: el acero de refuerzo. A este respecto Katzman señala: "...el gran descubrimiento no consistió en crear una piedra artificial, sino que, a esa piedra, hecha con un material pastoso, se le podía introducir hierro en su interior...¹"

La consecución es el concreto reforzado: un material capaz de soportar esfuerzos normales, de flexión, de cortante y/o torsión. En este contexto, el versátil material permitió la incursión en innovadores procedimientos constructivos a base de losas y vigas apoyadas en columnas o en muros de carga posibilitando la disminución y optimización de las secciones de los diferentes elementos con un mejor aprovechamiento de los espacios interiores, además de ser sumamente resistentes y estables.

Tales beneficios provocaron una rápida aceptación entre los grandes constructores de la época, quienes fueron transformando el aspecto de las ciudades constituyendo el nacimiento de la arquitectura moderna. En ese tiempo,

¹ Katzman, Israel, 1964, *Arquitectura contemporánea mexicana*, México, Instituto Nacional de Antropología e Historia, p. 12.

se llegó a pensar que el concreto reforzado con su apariencia sólida y homogénea tenía una durabilidad ilimitada. Sin embargo, tal aseveración se ha cuestionado recientemente debido a que el concreto una vez endurecido presenta una serie de heterogeneidades en su microestructura que forman fases sólidas y porosidades haciéndolo susceptible a sufrir ataques de agentes agresivos del entorno. Esta situación favorece a que el periodo de vida útil de las estructuras de concreto reforzado se vea reducido en su interacción con el medio.

En este sentido, en la actualidad se ha observado un incremento en agrietamientos y delaminaciones de elementos de concreto reforzado relacionados con la corrosión del acero de refuerzo en el ámbito mundial². Las investigaciones en esta materia señalan como los responsables más comunes de la corrosión en la armadura: la acción de cloruros ya sea que se introduzcan desde el exterior o porque fueron incorporados al mezclar el agua al concreto y; el proceso de carbonatación.

La corrosión en el acero de refuerzo del concreto, inducida por iones cloruro, usualmente se presenta en ambientes marinos en los cuales las estructuras están sujetas a periodos de humedad y secado o en países con climas fríos en los que constantemente se utilizan sales de deshielo.

Con respecto al proceso de carbonatación del concreto, éste se presenta generalmente en ambientes urbanos densamente poblados donde el uso excesivo del automóvil, la quema de combustibles fósiles y la destrucción de bosques enteros incrementan vertiginosamente los niveles de CO₂ en la atmósfera, que en combinación con la humedad reaccionan con los productos de la pasta de cemento hidratado disminuyendo su alcalinidad, ocasionando la pérdida de pasividad en el acero y acelerando el proceso de corrosión.

Independientemente de las causas, cuando el acero de refuerzo se corroe se disminuye su sección transversal y al mismo tiempo la herrumbre que se produce alrededor del material propicia aumentos de volumen que se traducen en tensiones que provocan agrietamientos, además de disminuir la adherencia y la

² Torres Acosta, A., Martínez Madrid, M., 2001, *Diseño de Estructuras de Concreto con Criterios de Durabilidad*, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 181, p. 2.

resistencia del material. En general, los factores principales que influyen en el desarrollo del proceso de corrosión en el acero de refuerzo del concreto son:

- *Factores que dependen directamente de la calidad del concreto:* la relación A/C, la cantidad y tipo de cemento usado, características de los agregados y su proporción, uso de aditivos, la compactación, el curado, la porosidad y permeabilidad, entre otros.
- *Factores que dependen del uso de la estructura,* como son: solicitaciones accidentales o diferentes a las calculadas originalmente, cambio de uso.
- *Factores dependientes del entorno de servicio:* temperatura, humedad relativa, contaminación ambiental, vientos dominantes, etc.

Todos estos factores en forma aislada o combinada resultan en una estructura de concreto reforzado con mayor o menor durabilidad. A este respecto, recientemente se han llevado a cabo estudios estadísticos en los que se señalan como responsables de los daños a elementos de concreto a³:

- Los defectos en la calidad de los materiales en un 16.2%;
- Errores en la ejecución de la obra en un 38.5% y;
- Errores de diseño en un 45.3%.

Algunos otros estudios, elevan al 30% la calidad de los materiales como factor decisivo para la reducción de la durabilidad⁴.

A nivel mundial, esta situación ha ocasionado grandes pérdidas económicas estimadas entre el 2 y 5% del PIB de cada país⁵. La economía se ve afectada ya sea por la reparación de las superficies dañadas o por elementos estructurales que llegan a fallar. Por esta razón, diversas entidades han realizado estudios que los conduzcan a determinar el origen, efectos y posibles soluciones para contrarrestar el problema de la corrosión en estructuras de concreto reforzado.

³ San Juan Barbudo, Miguel Ángel, Castro Borges, Pedro, 2001, *Acción de los agentes químicos y físicos sobre el concreto*, IMCYC, p. 1.

⁴ *Ibidem*, p. 1.

⁵ Brito Chávez, E., 2007, *Durabilidad de estructuras existentes de concreto reforzado, obtención de su metodología de evaluación y anteproyecto de la normativa correspondiente para la Secretaría de Comunicaciones y Transportes*, Tesis de maestría en Infraestructura del Transporte, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH, p. 8.

Algunos de estos organismos son: la Portland Cement Association (PCA); Strategic Highway Research Program (SHRP); American Concrete Institute (ACI); American Society for Testing and Materials (ASTM); The National Association of Corrosion Engineers (NACE International); Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, Systèmes de Constructions et Ouvrages' (RILEM); Comité Electrotechnique Belge (CEB); y The National Materials Advisory Board (NMAB).

En el caso de Iberoamérica, el Programa de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo (CYTED), en el marco del Subprograma XV “Corrosión e Impacto Ambiental sobre los Materiales”, en el Proyecto XV.3 “Influencia de la Acción del Medio Ambiente en la Durabilidad del Concreto” (DURACON) constituyó la Red Temática de Durabilidad de la Armadura (DURAR), buscando la unificación de criterios y métodos de inspección, evaluación y rehabilitación de estructuras de concreto armado dañadas por corrosión. En México, el organismo responsable de las actividades del proyecto es el Instituto Mexicano del Transporte (IMT), en coordinación con un grupo de investigadores conformado por diversas instituciones públicas y privadas⁶.

Estos investigadores buscan determinar la durabilidad de la infraestructura de concreto expuesta a condiciones ambientales predominantes en México. Sin embargo, y pese a estos esfuerzos aún queda mucho trabajo por hacer sobre todo en materia de la evaluación y diagnóstico de la arquitectura construida de concreto armado en la primera mitad del siglo XX, contando con pocas referencias.

El desafío, por tanto, lo constituye el realizar las acciones pertinentes para contrarrestar y/o corregir los efectos de los diversos factores que dañan a las edificaciones con el paso del tiempo, disminuyendo su durabilidad. En este marco, los expertos señalan la importancia de un correcto diagnóstico en cada caso de

⁶ López Celis, R., Pérez Quiroz, J. T., Torres Acosta, A., Martínez Madrid, M. (coord.), 2006, *Durabilidad de la Infraestructura de concreto Reforzado Expuesta a Diferentes Ambientes Urbanos de México*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 292, Sanfandila, Qro., p. 1.

estudio para evitar intervenciones incorrectas que reduzcan la durabilidad de las estructuras⁷.

A este respecto, es necesario reiterar que las causas que reducen la durabilidad por la acción de agentes agresivos exógenos y/o endógenos son tan diversas que será necesario analizar las estructuras en forma particularizada, a través de estudios completos y de ensayos *in situ*, que conlleven a la precisión del estado de servicio en el que se encuentran, además de considerar las transformaciones y usos de las que han sido objeto a través de los años, y el efecto que el entorno o medio ambiente ha ejercido o ejerce sobre ellas.

Todo ello con la finalidad de que, en caso de ser necesario, se implementen las acciones precisas que ayuden a alargar la vida útil y/o residual de las edificaciones, evitando su pérdida total o parcial, contribuyendo a la conservación del patrimonio edificado de concreto reforzado. En este sentido, la presente investigación pone en práctica una metodología para determinar el estado de servicio en el que se encuentran las edificaciones de concreto armado expuestas a una atmósfera urbana en el ámbito local de la ciudad de Morelia, Michoacán, México.

Para el estudio, se seleccionaron tres unidades de análisis tomando en cuenta su ubicación, orientación y uso de suelo, siendo éstas: el Hotel Alameda, el Centro Escolar Independencia y el Edificio Sandoval. Los tres inmuebles se encuentran catalogados dentro de las primeras edificaciones construidas con principios funcionalistas que utilizaron como material base al concreto reforzado, innovando en su propuesta formal con sistemas constructivos que difirieron del tradicional⁸. En general, las unidades de análisis contribuyeron a la creación de una nueva estética favoreciendo la introducción de novedosas técnicas constructivas, por estas razones los edificios sustentan un valor histórico, ideológico y tecnológico.

⁷ DURAR, 2008, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, pp. 12-14.

⁸ Ettinger, Catherine R., 2010, *Modernidades arquitectónicas. Morelia 1925-1960*, Gobierno del Estado de Michoacán (SECUM, COECYT, SUMA), H. Ayuntamiento de Morelia, H. Congreso del Estado de Michoacán de Ocampo y DOCOMOMO, pp. 93-118.

En el tiempo en que se construyeron los edificios en estudio, la ciudad de Morelia comenzó a experimentar un incremento importante en su población desencadenando en una mayor agresividad ambiental como consecuencia de la contaminación provocada por los asentamientos humanos y el aumento en el parque vehicular. Al paso de los años, esto fue provocado que los niveles de CO₂ emitidos a la atmósfera se elevaran beneficiando la carbonatación del concreto y acelerando la corrosión del refuerzo. Estos efectos se han visto reflejados en la actualidad debido a un mayor número de estructuras que reportan lesiones severas antes de alcanzar su vida útil de proyecto⁹.

Sin embargo, las tres unidades de análisis a simple vista se observan en buenas condiciones aún cuando cuentan con más de 60 años de servicio. Estos hechos hacen suponer que las mezclas elaboradas debieron cumplir cabalmente con lo estipulado por la normativa de aquella época y que los constructores encargados de la supervisión de la obra debieron tener un amplio conocimiento y dominio de la técnica constructiva aplicada para poder alcanzar estructuras con un buen desempeño durante su vida útil, a pesar de que en ese tiempo no se diseñaban las estructuras bajo el concepto de durabilidad.

No obstante lo anterior, es necesario precisar en el ámbito de su situación geográfica el efecto real que el medio ambiente ejerce en la durabilidad de las estructuras basados en la cuantificación del avance y velocidad del frente de carbonatación en las mezclas locales, además de atender aspectos tales como: la resistencia a compresión del concreto, su microestructura, homogeneidad, adherencia y; en general la calidad de los materiales empleados en su construcción.

De esta forma, la presente investigación aporta información puntual y valiosa acerca de las características de las mezclas locales y de su evolución a través de los años en su interacción con el medio además de permitir una comparación entre las diferentes obras en la calidad de sus materiales y en las técnicas constructivas; fortaleciendo el conocimiento histórico del fenómeno

⁹ López Celis, R., Pérez Quiroz, J. T., Torres Acosta, A., Martínez Madrid, M. (coord.), 2006, *Durabilidad de la Infraestructura de concreto Reforzado Expuesta a Diferentes Ambientes Urbanos de México*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 292, Sanfandila, Qro., p. 2.

constructivo. Por otra parte, se espera sirva como punto de partida para la evaluación del patrimonio edificado de concreto reforzado en la localidad, a fin de prevenir y controlar su degradación o de contrarrestarla en caso de ser necesario.

Algunos de los objetivos son: describir aspectos relacionados con la durabilidad de estructuras de concreto reforzado, la identificación de los deterioros y sus principales tipos fundamentados en la durabilidad del concreto reforzado; además de evaluar las condiciones de afectación de los edificios; reflexionar sobre las transformaciones que éstos han experimentado a través de los años y; dilucidar el proceso constructivo empleado por los edificadores locales que optaron por el uso del entonces novedoso material.

Para ello, se pone en práctica un método que conlleva a la evaluación, diagnóstico y pronosis de estructuras de concreto reforzado pudiendo ser aplicado en ambientes urbanos donde la principal causa de deterioro la constituye el proceso de carbonatación. La metodología se basa en procedimientos adecuados de inspección cuyos objetivos son: establecer la causa del deterioro estructural así como el recolectar la información necesaria que contribuya a evitar reparaciones impropias y que generen costos de rehabilitación y/o reestructuración excesivos.

Para la evaluación detallada se propone un peritaje preliminar a través del levantamiento de daños y de una selección cuidadosa de las localizaciones de los ensayos. Las pruebas *in situ* y de laboratorio aportan la información técnica necesaria para realizar un diagnóstico del estado de servicio en que encuentra el edificio y un pronóstico de su comportamiento a futuro. Además, se pretende implementar programas de inspección y mantenimiento para las diferentes estructuras atendiendo a sus problemáticas particulares en función de las condiciones a las que están expuestas.

Finalmente, la presente investigación arroja a datos precisos y novedosos que contribuyen a la conservación de la arquitectura del siglo XX.



Propaganda de Grupo Tolteca en: Revista IMCYC, 1984, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. 22, núm. 155.

CAPÍTULO I

NATURALEZA DEL CONCRETO

1.1 INTRODUCCIÓN

El concreto es básicamente una mezcla de agregados pétreos y un material aglutinante llamado pasta. La pasta está formada por cemento Portland y agua; y al reaccionar une a los agregados pétreos constituyendo una masa moldeable que endurece con el tiempo simulando una roca. Además de estos componentes al concreto fresco se le pueden incorporar aditivos que modifiquen las propiedades del material una vez endurecido.

Los agregados pétreos se dividen en gruesos y finos (gravas y arenas); y constituyen del 60 al 75% del volumen total del concreto¹⁰, por lo que su selección es muy importante. La pasta de cemento-agua por su parte, ocupa del 25 al 40% del volumen total del concreto¹¹. Mientras que el aire ocluido durante el amasado del concreto constituye entre el 1 y el 4% en volumen¹².

Las propiedades mecánicas del concreto una vez endurecido dependen principalmente de la calidad de la pasta, es decir de la relación A/C (agua/cemento), y de las características de los agregados utilizados en su elaboración así como de la unión desarrollada entre ambos componentes. Sin

¹⁰ Kosmatka, Steven, Kerkhoff Beatrix, Panarese, William y Tanesi Jussara, 2004, *Diseño y control de mezclas de concreto*, Portland Cement Association, p. 103.

¹¹ *Ibidem*, p. 1.

¹² San Juan Barbudo. Miguel Ángel, Castro Borges, Pedro, 2001, *Acción de los agentes químicos y físicos sobre el concreto*, IMCYC, p. 8.

embargo, para poder optimizar la calidad del material también es importante señalar que se deben cuidar los métodos de compactación y curado.

Un concreto en el que se vigilan los aspectos antes enunciados tendrá la resistencia a la compresión proyectada, además de tener una baja permeabilidad (para bajas relaciones A/C), una mejor resistencia a la intemperie y menores cambios volumétricos.

El concreto reforzado con acero es el material más utilizado por la industria de la construcción a nivel mundial gracias a sus ventajas características como la gran variedad de formas, colores y texturas que puede adoptar además de ser económico y durable situándolo muy por encima de otros materiales tradicionales.

1.2 ANTECEDENTES HISTÓRICOS

El concreto se ha empleado como material estructural desde hace muchos siglos atrás. Probablemente los primeros en utilizar este material de construcción fueron los romanos; con él estructuraron edificios, viaductos y algunas otras obras de ingeniería. Sin embargo, es hasta mediado del siglo XIX que existen datos sobre el uso del concreto reforzado¹³.

Los primeros experimentos se realizaron en Francia y se atribuyen a Lambot y Monier, en los años 1848 y 1850; el primero, presentó su barca en la Exposición Universal de París en 1855 (Figura 1), y el segundo, aplicó el principio del armado para hacer recipientes decorativos de flores¹⁴. Dos años después, Francois Coignet obtuvo la patente para aplicaciones de hierro y concreto¹⁵.

El concreto reforzado empezó a aplicarse para estructurar obras de ingeniería y edificios, hacia finales del siglo XIX¹⁶. En ese tiempo, se emitieron las primeras teorías sobre el comportamiento estático del material¹⁷. Uno de los primeros exponentes de la nueva técnica fue el francés F. Hennibeque quien

¹³ Kidder-Parker, 1957, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTEHA, p. 1095.

¹⁴ Peña Boeuf, Alfonso, 1953, *Un siglo de hormigón armado en España*, Revista de Obras Públicas, 101, tomo I (2857): 23-32.

¹⁵ *Op. cit.*, p.1095.

¹⁶ Kidder-Parker, 1957, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTEHA, p. 1095.

¹⁷ Gonzáles de León, Teodoro, 1983, *La piedra del siglo XX*, Revista IMCYC, No. 142, pp. 39-50.

construyó varios edificios con estructuras íntegras de concreto reforzado incluyendo: cimentaciones, losas, vigas y columnas.



Figura 1. Barca de Lambot hecha de concreto reforzado en 1855¹⁸.

Al mismo tiempo, la investigación científica del concreto reforzado continuaba evolucionando mostrando una mayor intensidad en Alemania, lugar en el que se constituyó la “Comisión Alemana para el Concreto Armado”, teniendo a su cargo la experimentación y recopilación de los datos relativos al nuevo material¹⁹. A principios del siglo XX, el uso del material se generalizó, desarrollándose de éste modo, el arte de proyectar y construir obras de concreto reforzado. Para 1904 se fundó la Institución Británica de Estándares y en ese mismo año el Comité C de la ASTM adoptó la primera norma ASTM de cementos hidráulicos²⁰.

En los Estados Unidos a partir de la primera obra de concreto reforzado hecha por W. E. Ward en 1875, cerca de Port Chester, aproximadamente 700 edificios de concreto reforzado de más de 10 pisos de altura, fueron construidos²¹. Mientras tanto, en Francia, los arquitectos Tony Garnier y Auguste Perret convirtieron al concreto reforzado en el material decisivo para el desarrollo renovador de la arquitectura.

¹⁸ Díaz Gómez, Cutberto, 1964, *El primer edificio de concreto armado de la ciudad de México “estudio de la estructura”*, Revista IMCYC, Vol. 2, Número 7, p.18.

¹⁹ Borruat, Raúl C., 1949, *Elementos de hormigón armado*, Editorial Hobby, Com. E Ind., Venezuela 668 – Buenos Aires, p.2.

²⁰ <http://www.astm.org>, septiembre, 2011.

²¹ Kidder-Parker, 1957, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTEHA, p. 1096.

Garnier presentó el proyecto de una “Ciudad industrial”, en donde el concreto armado fue la clave de todas las estructuras urbanas. Este proyecto fue expuesto en 1901 y el plano completo en 1904. Por su parte, Auguste Perret en 1903, construyó un edificio de apartamentos en la calle Franklin de París, donde trató al concreto bajo una geometría elemental y recubrió los soportes con mosaico. En el año de 1905 en la calle Ponthieu 51, también en la capital francesa, Perret construyó un garaje dejando totalmente al descubierto el entramado de concreto, sobre el que aplicó una capa delgada de color para proteger al edificio del intemperismo que pudiera dañarlo²².

Para 1911, Perret comenzó otra obra llena de audacia: el teatro de los Campos Elíseos de París, en la que también participó Henry Van de Velde, notable representante del modernismo en Alemania²³. En 1923, terminó la iglesia de Notre-Dame du Raincy, llamada la capilla del arte moderno; en 1925, la Torre de Orientación en Grenoble; en 1926, la iglesia de Sainte-Thérèse, en Montmagny; en 1927, el proyecto para la Sociedad de Naciones, entre otros.

Otro arquitecto notable de origen suizo llamado Charles-Édouard Jeanneret, quien con el nombre de Le Corbusier pasó a la posteridad como uno de los más claros exponentes de la arquitectura moderna y que además trabajó durante un tiempo en el despacho de Auguste Perret, desarrolló en 1915 el sistema domino (Figura 2). Se trataba de un proyecto de fabricación de casas en serie que permitió realizar en pocas semanas una estructura de concreto²⁴.

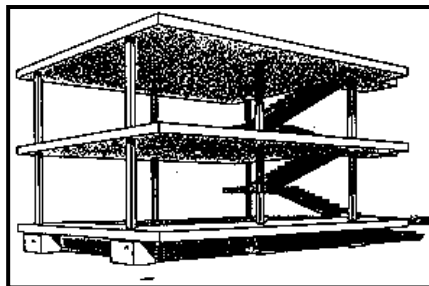


Figura 2. Sistema domino desarrollado por Le Corbusier, 1914²⁵.

²² Tietz, Jürgen, 1998, *Historia de la arquitectura del siglo XX*, Editorial Konemann, p.21.

²³ *Ibidem*, p. 21.

²⁴ *Ibidem*, p. 21.

²⁵ González de León, Teodoro, 1983, *La piedra del siglo XX*, Revista IMCYC, Vol. 20, Número 142, pp. 39-50.

Por otro lado, en Suiza el Ingeniero Robert Maillart diseñó puentes con arcos de concreto armado en los cuales se redujeron a un mínimo las secciones mediante la integración de las formas, conectando los miembros en una estructura monolítica (Figura 3). Este hecho es un antecedente importante de la ligereza y agilidad de las obras arquitectónicas posteriores de concreto reforzado²⁶.



Figura 3. Puente Salginatobel de Robert Maillart, construido en un valle alpino en Schiers, Suiza entre 1929 y 1930²⁷.

En este contexto, el concreto reforzado se fue imponiendo progresivamente, conquistando los dominios arquitectónicos tradicionales en todo el mundo.

En el caso particular de México, durante el Porfirismo se introdujo el empleo del hierro y del concreto reforzado en las estructuras de los edificios²⁸. Así, en el año de 1900 se fundó la primera empresa productora de acero²⁹: “Compañía Fundidora de Fierro y Acero de Monterrey, S.A.”. Mientras tanto, en el año de 1901 se estableció la primera empresa constructora de concreto reforzado formada por el contralmirante Ángel Ortiz Monasterio, padre del arquitecto Manuel Ortiz Monasterio y representante de la casa Hennebique, el ingeniero Miguel

²⁶ Katzman, Israel, 1964, *Arquitectura contemporánea mexicana*, Instituto Nacional de Antropología e Historia.

²⁷ <http://www.swissworld.org>, enero, 2012.

²⁸ *Op. cit.*, p. 21.

²⁹ Aguilar Aguilar, André, 2009, *El papel de la formación del edificador en la modernización de la arquitectura en Morelia entre 1960 y 1975*, Tesis de Maestría en Arquitectura, UMSNH, p. 31.

Rebolledo y el coronel Fernando González³⁰. Desde entonces, el concreto reforzado encontró rápida aceptación en nuestro país.

La primera aplicación de este material fue en 1902 al construirse el sótano de una pequeña casa comercial situada, al menos hasta el año de 1962, entre las calles de Artes y París (Figura 4).



Figura 4. Primera construcción de concreto reforzado en México. Esquina de Artes y París, Cd. de México³¹.

Sin embargo, la primera obra significativa se erigió en la ciudad de Mérida, Yucatán, y fue el edificio llamado entonces “Ferretería el Candado” construido según escribió Rebolledo a principios de 1904: “... enteramente de Betón Armado desde los cimientos, inclusive columnas y pisos con sobrecarga de mil kilos por metros cuadrado, escaleras, etcétera³²”.

En ese mismo año, el Arq. Nicolás Mariscal, realizó la ampliación a las oficinas de la Secretaría de Relaciones Exteriores, empleando el concreto reforzado, entonces llamado cemento armado o betón armado³³, en toda la estructura constituida por losas, traveses, muros, zapatas y columnas de acuerdo con el sistema Hennebique³⁴ (Figura 5).

³⁰ Díaz Gómez, Cutberto, 1964, *El primer edificio de concreto armado de la ciudad de México “estudio de la estructura”*, Revista IMCYC, Vol. 2, Número 7, p. 19.

³¹ Díaz Gómez, Cutberto, 1964, *El primer edificio de concreto armado de la ciudad de México “estudio de la estructura”*, Revista IMCYC, Vol. 2, Número 7, p. 20.

³² *Ibidem*, p. 19.

³³ Díaz Gómez, Raúl, 1964, *El primer edificio de concreto armado de la ciudad de México “aspecto arquitectónico”*, Revista IMCYC, Vol. 2, Número 7, pp. 3-16.

³⁴ *op. cit.*, p. 21.



Figura 5. Fachada del edificio de oficinas de la Secretaría de Relaciones Exteriores³⁵.

Por otra parte, entre 1903 y 1912 se realizaron varias obras para la provisión de agua potable entre Xochimilco y la ciudad de México (Figura 6). Estas obras son consideradas como el primer sistema moderno de suministro de agua en la ciudad de México y fueron desarrolladas por el Ing. Manuel Marroquín y Rivera (1866-1927)³⁶.

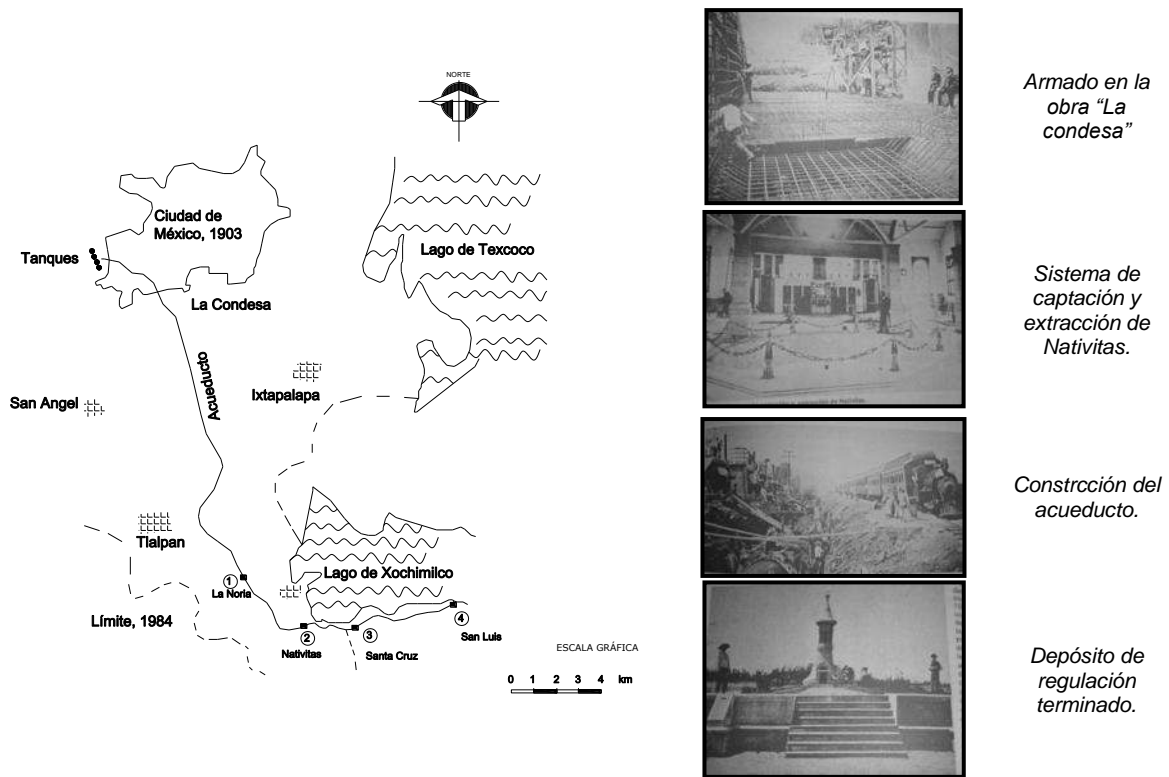


Figura 6. Componentes del sistema de agua potable entre Xochimilco y la ciudad de México³⁷.

³⁵ Díaz Gómez, Raúl, 1964, *El primer edificio de concreto armado de la ciudad de México "aspecto arquitectónico"*, Revista IMCYC, Vol. 2, Número 7, p. 14.

³⁶ Ramírez de Alba, Horacio, 1984, *Un sitio histórico del concreto reforzado en la ciudad de México*, Revista IMCYC No. 155, Vol. 22, pp. 17-30.

³⁷ *Ibidem*, pp. 17-30.

La obra consistió en la captación, conducción, sistema de bombeo, almacenamiento y una red de distribución. La conducción se realizó por medio de un acueducto cerrado construido de concreto reforzado con una capacidad de 2300 litros/segundo y un total 33.2 km de longitud³⁸.

En el proceso de la obra, el Ing. Marroquín identificó y resolvió problemas de impermeabilidad y durabilidad del concreto para lo cual seleccionó cuidadosamente el proporcionamiento de los materiales para el concreto y propuso cantidades de refuerzo que impidieran la formación de agrietamientos basándose en estudios experimentales desarrollados por Talbot en la Universidad de Illinois³⁹. En estas obras se utilizó un sistema constructivo innovador para ese tiempo, adoptando procedimientos analíticos en función de resultados experimentales superando la carencia de fórmulas y recomendaciones de aquel tiempo.

Años más tarde, en la década de los veinte, Juan O’Gorman, Juan Legarreta y Alvaro Aburto abordaron la arquitectura funcionalista, en tanto que el ingeniero José A. Cuevas tradujo las especificaciones para concreto reforzado de las sociedades norteamericanas ASCE (American Society for Civil Engineers), ACI (American Concrete Institute) y PCA (Portland Cement Association)⁴⁰.

El uso del concreto reforzado en México se generalizó en la tercera década del siglo XX, tanto en obras de transición como en las tradicionalistas. En estos años, emergió La Nacional, primer edificio de concreto en México con pilotes del mismo material, diseñado por los arquitectos Manuel Ortiz Monasterio, Bernardo Calderón y Luis Alvarado⁴¹ (Figura 7).

³⁸ Ramírez de Alba, Horacio, 1984, *Un sitio histórico del concreto reforzado en la ciudad de México*, Revista IMCYC No. 155, Vol. 22, p. 18.

³⁹ *Ibidem*, pp. 19-20.

⁴⁰ <http://www.imcyc.com/revista/1999/septiembre/el%20concreto4.htm>, mayo, 2009.

⁴¹ *Ibidem*, mayo, 2009.



Figura 7. Edificio La Nacional en la década de los 40's⁴².

En los años cuarenta, se construyó el edificio central del Instituto Mexicano del Seguro Social (IMSS), de Carlos Obregón Santacilia; el edificio de la Secretaría de Recursos Hidráulicos, de Mario Pani y, la Torre Latinoamericana, del arquitecto Augusto H. Álvarez⁴³ (Figura 8).



Figura 8. Torre Latinoamericana⁴⁴.

Para 1952, comenzó la construcción de la Ciudad Universitaria, con los arquitectos Mario Pani y Enrique del Moral encabezando a un sinnúmero de colegas; y es en ese mismo año se difundió el empleo del concreto premezclado⁴⁵.

Tiempo después, el 23 de septiembre de 1959 nació el Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., (IMCYC) teniendo como antecedentes el Comité para propagar el uso del cemento Pórtland (1923), la Comisión Reguladora

⁴² <http://www.edemx.com>, enero, 2011.

⁴³ <http://www.imcyc.com/revista/1999/septiembre/el%20concreto4.htm>, mayo, 2009.

⁴⁴ http://www.ciudadmexico.com.mx/atractivos/torre_latinoamericana.htm, enero, 2011.

⁴⁵ <http://www.imcyc.com/revista/1999/septiembre/el%20concreto4.htm>, mayo, 2009.

del Cemento (1942) y la Cámara Nacional del Cemento (1948)⁴⁶. De esta forma, el uso del concreto reforzado se extendió y los constructores mexicanos lo aprovecharon de modo intensivo, dando lugar a formas creativas e inimaginables.

Simultáneamente, en distintos puntos de la geografía del país aparecieron numerosos intentos por dominar a este material y la ciudad de Morelia, Michoacán no fue la excepción. El concreto reforzado tuvo su primera aparición en el año de 1910, siendo gobernador el Sr. Aristeo Mercado quien, en el año de 1909, contrató las obras de pavimentación de asfalto, drenajes, distribución de agua y la construcción de un mercado⁴⁷.

El mercado al que se hace alusión, es el “mercado de la Constitución” y es el primer edificio de concreto reforzado construido en la localidad del que se tenga antecedente. El maestro Romero Flores⁴⁸ escribe al respecto: “...y se construyó en el año de 1910 teniendo como material base el concreto armado, con grandes tragaluces y ventanas de cristal⁴⁹”.

Este inmueble también es citado con frecuencia como *mercado de San Francisco*⁵⁰ o *mercado de Valladolid*⁵¹ y estaba ubicado donde es hoy, la Plaza Valladolid (Figura 9). El mercado fue derruido años más tarde (Figura 10), dejando la distinción de ser el primer edificio de concreto reforzado al hotel Alameda (1937-1940), el cual es mencionado frecuentemente como la primera modernidad de Morelia⁵².

⁴⁶ <http://www.imcyc.com/revista/1999/septiembre/el%20concreto4.htm>, mayo, 2009.

⁴⁷ Romero Flores, Jesús, 1952, *Historia de la Ciudad de Morelia*, ediciones Morelos.

⁴⁸ “El maestro Romero Flores fue poeta, profesor, escritor, historiador, diputado y senador, Director de Educación del Estado de Michoacán, Director de la Escuela Normal de Morelia, de la que fue fundador y principal promotor, Diputado de Querétaro cuando se celebró la Constitución de 1917, Maestro del Colegio de San Nicolás de Hidalgo y después de la Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo”. (Morales García, Rogelio, 1985, *Anecdotario Prohibido* (?), y algo más, Tomo 1º, Primera edición, p. 59).

⁴⁹ *Op. cit.*, p. 263.

⁵⁰ *Ibidem*, p. 263.

⁵¹ Morales García, Rogelio, 1984, *De la mano por mi ciudad*, Primera edición, p. 156.

⁵² Ettinger, Catherine R., 2008, *El Hotel Alameda. Hacia la revaloración de un monumento moderno*, DOCOMOMO, no. 19.



Figura 9. El Mercado Valladolid, recién inaugurado⁵³.



Figura 10. Demolición del Mercado Valladolid⁵⁴.

El 21 de noviembre de 1910 se conoció en el Municipio de Morelia por telegramas y periódicos llegados de la ciudad de México, la noticia del levantamiento iniciado en la ciudad de Puebla en contra del régimen Porfirista⁵⁵. A partir de esa fecha, el país tuvo dos décadas de luchas fratricidas. En ese lapso de tiempo la ciudad de Morelia no presentó un crecimiento significativo en la construcción⁵⁶.

⁵³ Romero Flores, Jesús, 1952, *Historia de la Ciudad de Morelia*, Ediciones Morelos, p. 156.

⁵⁴ Fotos antiguas de Morelia, 2011.

⁵⁵ *Op. cit.*, p. 200.

⁵⁶ Ettinger McNulty, Catherine R., 2009, comunicación personal.

A principios de los años treinta el estado de Michoacán gozó de paz completa, volviendo la prosperidad a aquellas regiones. En ese tiempo, Morelia se dividió en cuatro cuarteles y las colonias Vasco de Quiroga, Juárez, Cuauhtémoc, Socialista, Vista Bella y Morelos⁵⁷.

Con este panorama, se comenzó a construir edificios que denotaban un cambio en el pensamiento y modo de vivir de la sociedad moderna. Poco a poco fueron emergiendo edificaciones de dos o más niveles construidas con losas macizas perimetralmente apoyadas en vigas sostenidas por columnas o muros de tabique rojo recocido de espesores variables.

La introducción de los nuevos materiales fue paulatina y por supuesto también su aceptación entre los pobladores de la entidad. Las ventajas que mostraba el uso del concreto reforzado se afianzaban con la propaganda anunciada en los periódicos y revistas locales que exaltaban sus propiedades haciéndolo más atractivo para el consumidor. Además, los morelianos comenzaron a resentir el paso del tiempo en sus viviendas que mostraron signos de envejecimiento y deterioros cada vez más severos. De este modo, lentamente se fueron cambiando los techos de madera o de bóveda catalana por losas de concreto armado. En algunos de los casos, se buscaba apuntalar o reforzar las construcciones existentes con los nuevos materiales.

En este contexto, la ciudad de Morelia fue experimentando un cambio que principalmente se generó a las orillas de la ciudad. Entre los participantes de este movimiento moderno en la entidad destacan los nombres del Ing. Jaime Andrés Sandoval, el Ing. Rogiero Silva y los hermanos Ing. Rodríguez Soto⁵⁸, quienes dotaron a la ciudad de una arquitectura moderna pero con ciertos recursos como el uso de cantería rosa o amarilla en las fachadas de los nuevos edificios, buscando armonizar con el entorno e imprimir un sello distintivo a sus obras.

⁵⁷ Para la división de los cuarteles se toman como ejes: la antigua Calle Nacional (actualmente, Avenida Madero), que atraviesa de Oriente a Poniente y divide a la ciudad en la parte Norte y la parte Sur; el segundo eje atraviesa la ciudad de norte a sur. Esta división es la misma que se dio a la ciudad de la Antigua Valladolid, en el año de 1794. (Romero Flores, Jesús, 1952, *Historia de la Ciudad de Morelia*, Ediciones Morelos, p. 244).

⁵⁸ Ettinger, Catherine R., 2010, *Modernidades arquitectónicas. Morelia 1925-1960*, Gobierno del Estado de Michoacán (SECUM, COECYT, SUMA), H. Ayuntamiento de Morelia, H. Congreso del Estado de Michoacán de Ocampo y DOCOMOMO, pp. 119-156.

1.3 Componentes del concreto

Para el especialista vinculado con el deterioro del patrimonio construido de concreto reforzado, resulta de suma importancia el conocer al detalle la naturaleza y propiedades de los materiales que lo constituyen. En consecuencia, en el presente apartado se estudiarán los componentes del concreto y sus características. En general, el concreto es un material heterogéneo compuesto principalmente por agregados pétreos (arena y grava), enlazados por una pasta de cemento y agua. Cuando el cemento y el agua entran en contacto se produce una reacción exotérmica que determina el fraguado y endurecimiento de la mezcla.

Las proporciones en las que se mezclan los distintos componentes del concreto dependen de la granulometría de los agregados y de la resistencia final deseada. En este sentido, al elaborar un concreto con agregados limpios, sanos y duros, la resistencia del concreto depende exclusivamente de la relación agua/cemento (A/C). Lo anterior, fue expresado analíticamente por Abrams de la siguiente manera:

$$f'c = 985 / 27^x \quad (1^{59})$$

Donde:

$f'c$ = resistencia a compresión del concreto a los 28 días

$x = A/C$

En la fórmula (1), se observa que la composición granulométrica de los agregados no influye en la resistencia del concreto cuando se usa una relación fija de A/C . Sin embargo, la granulometría sí afecta la trabajabilidad de la mezcla en estado plástico y en el acabado final del concreto endurecido.

En este sentido, desde 1925 el ACI publicó una tabla de relaciones entre agua-cemento para determinar la resistencia del concreto (Tabla 1).

⁵⁹ Torres H., Marco Aurelio, 1962, *Concreto – Teoría elástica diseño al límite –*, Editorial Patria, S.A., México, D.F., p. 12.

Tabla 1. Resistencia a la compresión y relación agua-cemento.

Resistencia a la compresión Kg/cm ²	Relación agua - cemento Litros de agua por saco de cemento
100	37.3
125	34.2
150	31.3
175	29
200	25

Fuente: KIDDER-PARKER, Manual del arquitecto y del constructor, UTEHA, 1957.

Para 1928, se señalaban tablas con la relación A/C y las proporciones en que los agregados debían entrar para alcanzar una resistencia específica a los 28 días de fraguado el concreto (Tabla 2).

Tabla 2. Relación agua-cemento, proporciones y resistencia del concreto a los 28 días.

Características de la mezcla	Relación agua-cemento en litros de agua por saco de cemento	Relación del volumen de cemento Portland a la suma de volúmenes medidos en seco por separado de los agregados	Resistencia a la compresión a los 28 días (kg/cm ²)
Concreto plástico	37	1:7	105
	33	1:6	141
	29	1:5.25	176
	27	1:4.50	211
Concreto mojado moderadamente	37	1:6.50	105
	33	1:5.50	141
	29	1:4.75	176
	27	1:4	211

Fuente: KIDDER-PARKER, Manual del arquitecto y del constructor, UTEHA, 1957, p. 1224.

Por su parte, el reglamento de México señalaba lo siguiente:

...el concreto usual deberá tener una cantidad no menor a una parte de cemento Portland por siete partes de agregados, medidos cada uno por separado, y no ser mezclado con más de 31 litros de agua por saco de 50 kg de cemento. La fatiga máxima de ruptura a los 28 días, que puede suponerse en los cálculos a este concreto, es de 125 kg/cm². Se puede admitir una fatiga mayor, con aprobación de la Dirección

General de Obras Públicas, previas pruebas que se hagan con intervención del Laboratorio de la misma Dirección⁶⁰.

De esta forma, observamos cómo durante la primera mitad del siglo XX se buscaba garantizar la calidad del concreto en función de las proporciones de los componentes de la mezcla. Sin embargo, existen una serie de vacíos interconectados entre los agregados que no son llenados totalmente por la mezcla de A/C, resultando un material permeable. Por esta razón, se deberá tener especial cuidado en emplear mezclas con una relación baja de A/C, usar granulometrías con un mínimo de oquedades y compactar la mezcla con vibradores. Al aplicar estas acciones se disminuye la permeabilidad del concreto y por ende, se evita la intrusión de agentes deletéreos.

En resumen, si el concreto es elaborado cuidadosamente con los materiales adecuados y en las proporciones correctas se puede ayudar a prolongar la durabilidad del material. A continuación se detallan los componentes del concreto y se enuncian las propiedades que deben de reunir para alcanzar un material sano.

1.3.1 Agua

El agua es el componente que se utiliza para generar las reacciones químicas en los cementantes del concreto hidráulico. Puede ser agua potable, es decir, aquella por sus características químicas y físicas es útil para el consumo humano⁶¹ o que cumpla con los requisitos establecidos por la Norma N-CTM-2-02 003-02.

El agua que se utilice para elaborar una mezcla de concreto deberá cumplir con los requisitos que se muestran en la Tabla 3:

⁶⁰ Kidder-Parker, 1957, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTEHA, p. 1110.

⁶¹ Norma N-CTM-2-02 003-02, 2002, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Tabla 3. Valores característicos y límites máximos tolerables de sales e impurezas en el agua.

Impurezas	Valores en partes por millón (ppm)	
	Tipo de cemento	
	Cementos ricos en calcio	Cemento resistente a los sulfatos
Sólidos en suspensión en aguas naturales (limos y arcillas), máximo	2 000	2 000
Sólidos en suspensión en aguas recicladas ¹ (finos de cemento y agregados), máximo	50 000	50 000
Cloruros como Cl ⁽²⁾ <ul style="list-style-type: none"> • Para concreto con acero de presfuerzo y piezas de puentes⁽³⁾, máximo • Para concretos reforzados que estén en ambiente húmedo o en contacto con metales como aluminio, fierro galvanizado y otros similares⁽³⁾, máximo 	400 700	600 1 000
Sulfato como SO ₄ ^{= (2)}	3 000	3 500
Magnesio como Mg ^{++ (2)} , máximo	100	150
Carbonatos como CO ₃ ⁼ , máximo	600	600
Bióxido de carbono disuelto como CO ₂ , máximo	5	3
Álcalis totales como Na ⁺ , máximo	300	450
Total de impurezas en solución, máximo	3 500	4 000
Grasas o aceites	0	0
Materia orgánica (oxígeno consumido en medio) ⁽⁴⁾ , máximo	150	150
Potencial de hidrógeno (pH), mínimo	6	6.5
(1) Se considera como agua reciclada, la que usó en el lavado de unidades revolventoras de concreto, que después de un proceso incompleto de sedimentación se emplea en la fabricación del concreto hidráulico y que contiene en suspensión un alto porcentaje de finos de cemento y de los agregados, sales solubles del cemento y aditivos.		
(2) El agua que exceda los límites listados para cloruros, sulfatos, y magnesio, podrá emplearse si se demuestra que la concentración calculada de estos compuestos en el agua total de la mezcla, incluyendo el agua de absorción de los agregados, no excede dichos límites.		
(3) Cuando se utilice cloruro de calcio (CaCl ₂) como aditivo acelerante, se tomará en cuenta la cantidad de éste para no exceder el límite de cloruros indicado en esta Tabla.		
(4) El agua que no cumpla con el contenido máximo indicado se podrá usar siempre y cuando el agregado fino que se emplee en el concreto, probada conforme al procedimiento indicado en el Manual M MMP 2 02 026, Impurezas Orgánicas en agregados fino, no produzca un líquido más oscuro que la solución normalizada N° 3.		

Fuente: Norma N-CTM-2-02 003-02, 2002, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Cuando el agua no cumpla con los requisitos de la Tabla 3, se deberán efectuar pruebas comparativas de resistencia a la compresión entre cilindros de concreto, o especímenes de mortero elaborados con los mismos agregados, cemento, proporciones, consistencia, mezclado, curado, etc.; y el agua que se desea emplear y el agua destilada.

Teniendo ya los resultados de resistencia con especímenes elaborados con ambas aguas, se podrán hacer los ajustes de proporcionamiento necesario, para

igualar o por lo menos obtener un noventa por ciento (90%) de la resistencia obtenida en el concreto elaborado con el agua destilada⁶².

En general, el agua de mezclado y curado del concreto será aquella que no contenga sustancias como limo, sales, yeso, álcalis, materias orgánicas, sulfatos ácidos, cloruros, etc., que puedan perjudicar las características propias del concreto. A este respecto, el contenido de impurezas del agua deberá ser tal, que no produzca un incremento mayor del veinticinco por ciento (25%) en el tiempo de fraguado, en comparación con el determinado con agua destilada⁶³.

Convencionalmente, un agua clara que no tenga un gusto acusado salino, se puede utilizar sin más previsiones. Sin embargo, se prohíbe el uso de las siguientes aguas:

1. Aguas puras (aguas que tienen una concentración muy baja de iones).
2. Aguas estancadas.
3. Aguas procedentes de pozos contaminados por impurezas orgánicas.
4. Aguas fangosas con limos en suspensión.
5. Aguas residuales procedentes de industrias que pueden contener ácidos.
6. Aguas de mar (en concretos reforzados).

Ahora bien, el agua junto con el cemento reaccionan químicamente y determinan en gran medida, la resistencia del concreto. Además, de la relación A/C depende la trabajabilidad de la mezcla en estado fresco.

La relación A/C se expresa como la cantidad de agua en litros entre la cantidad de cemento en kilogramos por mezcla de concreto. Comúnmente, mientras menor sea la relación, más densa y resistente es la mezcla (Figura 11).

⁶² Especificaciones generales de construcción, 1993, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

⁶³ *Ibidem*.

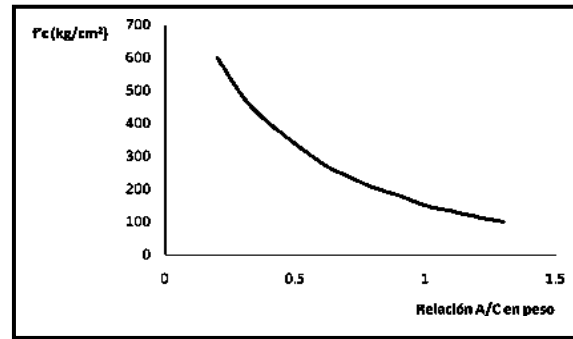


Figura 11. Efecto de la cantidad de agua en la resistencia a la compresión en cilindros de concreto a los 28 días⁶⁴.

1.3.2 Cemento

El nombre deriva de “*caementum*”, que en latín significa argamasa. Antiguamente se aplicaba a los morteros en general, hasta que en el año de 1792 se patentó el primer cemento natural o romano, producto resultante de la cocción de caliza y arcilla.

Con el fin de mejorar las propiedades hidráulicas de dichos materiales, se ensayaron distintos procedimientos durante los cuales se estableció que al calcinar rocas que tuvieran altos contenidos de sílice y arcilla, resultaban materiales que al tratarse con agua en la preparación de mezclas, éstas fraguaban más rápidamente y eran más resistentes⁶⁵.

La evolución culminó con la patente del cemento Pórtland el 21 de octubre de 1824 por el inglés J. Aspdin; y esta dice textualmente:

...el barro o polvo de las calles empedradas con piedra calcárea o, en caso de que este material no se pueda obtener en suficiente cantidad, la piedra calcárea calcinada, se mezcla con una determinada cantidad de arcilla, amasada con agua, por medio del trabajo manual o a máquina, hasta reducirla a un limo impalpable. La pasta se deja secar, luego se trocea y se calienta en un horno de cal, hasta que se haya

⁶⁴ Manual del concreto, 1990, Concretos Apasco, T-1-5.

⁶⁵ Torres H., Marco Aurelio, 1962, *Concreto – Teoría elástica diseño al límite* –, Editorial Patria, S.A., México, D.F., p. 1.

desarrollado todo el ácido carbónico; después se reduce a polvo el producto con muelas y morteros y ya está listo para el uso⁶⁶.

Sin embargo, como la temperatura de cocción era baja el cemento resultante era de mala calidad. Tiempo después, la temperatura se elevó hasta un principio de fusión y para 1845, el cemento hidráulico se produjo industrialmente.

Los compuestos fundamentales o fases del cemento hidráulico, sus composiciones químicas y sus fórmulas abreviadas son las siguientes⁶⁷:

1. Silicato tricálcico (alita): $3\text{CaO SiO}_2 = \text{C}_3\text{S}$
2. Silicato dicálcico (Iarnita) : $2\text{CaO SiO}_2 = \text{C}_2\text{S}$
3. Aluminato tricálcico: $3\text{CaO Al}_2\text{O}_3 = \text{C}_3\text{A}$
4. Ferroaluminato tetracálcico (Braunmillerita): $4\text{CaO Al}_2\text{O}_3 \text{Fe}_2\text{O}_3 = \text{C}_4\text{AF}$

Además de los compuestos anteriores el cemento Portland tiene pequeñas cantidades de cal (CaO), óxido de magnesio (Periclusa MgO), anhidrita (CaSO₄) y otros materiales en cantidades menores que éstos últimos. El papel que desempeña cada uno de los cuatro compuestos principales en integrar las propiedades del concreto es como sigue:

El C₃S y el C₂S determinan las propiedades del cemento que se refieren a su resistencia. Un alto porcentaje de C₃S y un bajo contenido de C₂S producen un cemento de endurecimiento rápido y que desprende gran cantidad de calor de hidratación; por el contrario con un alto contenido de C₂S y un bajo contenido de C₃S se obtiene un cemento de fraguado lento con un bajo calor de hidratación⁶⁸.

Existen varias clases de cementos entre los que se encuentran los cementos naturales, obtenidos de la cocción de las rocas calizas con cierta cantidad constitutiva de arcilla. Por otro lado, tenemos los cementos artificiales cuyas materias primas se mezclan en proporciones previamente establecidas. La calidad del cemento resultante, dependerá de los atributos de la materia prima, de

⁶⁶ M. Foerstep, O. Graf, M. Thullie, A. Kleinlogel, E. Richter, A. Berrer & J. Melan; 1921, Publican *Entwicklungs geschichte, Versuche und Theorie des Eisen betons, I, die Grundzüge der Geschichtlichen Entwicklung des Eisenbetonbaues*, Berlin, p. 1.

⁶⁷ Muñoz Casas, Alberto, 1955, *Concreto Teoría elemental del concreto reforzado*, Editorial Latina, S. A, p. 14.

⁶⁸ *Ibidem*, p. 15.

las proporciones en las que entren en la mezcla, de la temperatura de cocción y de la finura alcanzada durante el proceso de molienda [1.1×10^{12} partículas por kg].

Cementos naturales.

Los cementos naturales fueron los primeros aglutinantes que se utilizaron para elaborar concretos y eran producidos por la calcinación de rocas calizas-arcillosas con suficiente cantidad de sílice, alúmina y óxido de hierro, para comunicarles propiedades hidráulicas después de calcinadas, pulverizadas y mezcladas con agua⁶⁹.

Debido a la temperatura de cocción, las especies hidráulicas de cemento natural contenían primordialmente silicato dicálcico y aluminato dicálcico (C_2S , C_2A), y no tenían ni silicato tricálcico ni aluminato tricálcico (C_3S , C_3A)⁷⁰, que tradicionalmente se forman durante la producción de cementos artificiales; de esta forma, fraguaban más rápido que los artificiales pero alcanzaban su resistencia final en periodos de tiempo más largos. Además, los cementos naturales exhibían una resistencia y un módulo de elasticidad inferiores a los de los cementos artificiales⁷¹.

Ahora bien, el uso de los cementos naturales tuvo sus inicios en la segunda década del siglo XIX, conociéndose como “cal de agua” porque fraguaban cuando se mezclaban con agua en lugar de reaccionar con el CO_2 presente en la atmósfera. Entre 1817 y 1915 se produjeron y consumieron alrededor de 35 millones de toneladas de cemento natural en los Estados Unidos⁷².

Con la llegada del siglo XX, estos cementos fueron sustituidos casi por completo por el cemento artificial ya que la composición química y las propiedades físicas de los cementos naturales no eran constantes, inclusive entre los productos de la misma fábrica en diversas épocas del año⁷³. La producción de los cementos naturales cesó en 1970; sin embargo, en 2004 se introdujo de nuevo este material

⁶⁹ Kidder-Parker, 1957, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTEHA, p. 244.

⁷⁰ <http://www.astm.org>, Edison, P. Michel, 2011, *El renacimiento del cemento natural de los Estados Unidos*.

⁷¹ *Ibidem*, marzo, 2011.

⁷² *Ibidem* marzo, 2011.

⁷³ *Op. cit.*, p. 244.

en el mercado para satisfacer la creciente necesidad de restaurar edificios y estructuras históricas del siglo XIX⁷⁴.

Cementos artificiales.

Los cementos artificiales también llamados cementos Portland son materiales inorgánicos finamente pulverizados del clínker que es producido por la calcinación hasta la fusión incipiente de una mezcla íntima y debidamente proporcionada de materiales calcáreos y arcillosos y con una sola adición, después de calcinados, de agua y yeso calcinado o no⁷⁵.

En un principio, la fabricación y las propiedades del cemento Portland eran estudiadas detalladamente por la ASTM y por la ASCE. Sin embargo, sus especificaciones no estipulaban la composición química del cemento y sólo se limitaban a indicar el contenido de óxido de magnesio y anhídrido sulfúrico, siendo estos⁷⁶:

- ❖ Óxido de magnesio, 5%
- ❖ Anhídrido sulfúrico, 2%

Algunas otras especificaciones normalizadas por estas entidades eran⁷⁷:

- ❖ Pérdida por ignición, 4%
- ❖ Residuo insoluble, 0.85%
- ❖ Finura, menor al 22% en peso.
- ❖ Tiempo de fraguado. Fraguado inicial, 45 minutos si se emplea la aguja de Vicat; o de 60 minutos si se emplea la aguja de Gillmore. Fraguado final, 10 horas.

En la primera mitad del siglo XX, la composición química de un buen cemento Portland era aproximadamente la siguiente⁷⁸:

⁷⁴ <http://www.astm.org>, Edison, P. Michel, 2011, *El renacimiento del cemento natural de los Estados Unidos*.

⁷⁵ Kidder-Parker, 1957, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTEHA, p. 245.

⁷⁶ *Ibidem*, p. 246.

⁷⁷ *Ibidem*, p. 246.

- ✓ Cal, 62%
- ✓ Sílice, 23%
- ✓ Alúmina, 8%
- ✓ Impurezas, 7%

En ese tiempo, aparte del cemento Portland se fabricaba el cemento puzolana o cemento de escorias; sin embargo, éstos se empleaban poco y, en ningún caso en obras de importancia⁷⁹.

En México, en la primera década del siglo XX, el consumo de cemento se satisfacía a través de dos fábricas, la de Santiago-Tlatelolco y la de Dublan en Hidalgo; además de las importaciones provenientes de Bélgica e Inglaterra⁸⁰. Sin embargo, ambas fábricas cerraron antes de 1910 y al mismo tiempo, se abrieron tres fábricas más de cemento: la de Hidalgo, Nuevo León; la Cruz Azul, en Jasso, Hidalgo; y la Tolteca en el mismo Estado⁸¹.

Para la segunda mitad del siglo XX, en México se fabricaban cinco clases o tipos de cemento Portland de acuerdo con la Norma D.G.N. C 1-1955⁸² y la ASTM C 150:

- **Tipo I:** *Normal*, destinado a usos generales: estructuras, pavimentos bloques, tubos, etc.
- **Tipo II:** *Modificado*, adecuado en general para obras hidráulicas por su calor de hidratación moderado y su regular resistencia a los sulfatos.
- **Tipo III:** *Rápida resistencia alta*, recomendable para sustituir al tipo I en obras de emergencia o cuando se desee retirar pronto las cimbras para usarlas un número mayor de veces; adquiere una determinada resistencia, en igualdad de condiciones, en la tercera parte del tiempo que necesita para ello el cemento Tipo I. Sin embargo, la resistencia final es la misma que la correspondiente al cemento normal.

⁷⁸ Kidder-Parker, 1957, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTEHA p. 246.

⁷⁹ *Ibidem*, p. 247.

⁸⁰ De Anda Alanis, Enrique X., 1990, Universidad Nacional Autónoma de México, p. 41.

⁸¹ *Ibidem*, p. 41.

⁸² Torres H., Marco Aurelio, 1962, *Concreto – Teoría elástica diseño al límite –*, Editorial Patria, S.A., México, D.F., p. 10.

- **Tipo IV:** *De bajo calor*, adecuado para la construcción en grandes espesores (presas) porque su calor de hidratación es muy reducido a tenor de su resistencia que se adquiere lentamente.
- **Tipo V:** *De alta resistencia a los sulfatos*, recomendable en cimentaciones expuestas a la acción de aguas sulfatadas y agresivas.
- **Cemento Portland-Blanco**, de características semejantes al Tipo I, usado en construcciones urbanas cuando lo demandan razones arquitectónicas.

Actualmente, se contempla la fabricación de seis tipos de cemento hidráulico con cuatro características y cinco clases de resistencias que se rigen por la Norma Oficial Mexicana NMX C414.

Tabla 4. Clasificación del cemento por sus adiciones.

Simbología	Descripción
CPO	Cemento portland ordinario
CPP	Cemento portland puzolánico
CPEG	Cemento portland con escoria granulada de alto horno
CPC	Cemento portland compuesto
CPS	Cemento portland con humo de sílice
CEG	Cemento con escoria granulada de alto horno

Fuente: Norma NMX – C – 414, 1996, *Industria de la Construcción.- Cementos Hidráulicos.-Especificaciones y Métodos de Prueba.- ONNCCE.- México.*

1.3.3 Arena

La arena es el agregado mineral considerado como inerte llamado fino. Su naturaleza y origen deberán ser tales que la arena no deberá reaccionar con el cemento para formar nuevos compuestos. Este material tiene gran importancia ya que de él depende, en gran medida, la calidad del concreto.

La procedencia de la arena es variable pero básicamente son yacimientos naturales o rocas trituradas.

La arena se clasifica según el tamaño de sus partículas en:

- ❖ Harina o filler.....de 0 a 0.1 mm
- ❖ Muy fina.....de 0.1 a 0.5 mm
- ❖ Fina.....menor de 1mm
- ❖ Gruesa.....de 1 a 7 mm

La arena óptima para la elaboración del concreto se sitúa en los siguientes límites:

- 65% de arena fina
- 35% de arena gruesa

Las arenas pueden provenir de rocas sedimentarias, siendo éstas:

Rocas silíceas. Consisten en rocas duras y minerales que tienen una forma redondeada y una superficie tersa⁸³, sus granos son duros e inalterables sin materias terrosas que dan como resultado un producto de gran calidad. Estas rocas se conocen comúnmente como: arena, limo, arcilla, lutita, arenisca, piedra parda, hornsteno (denso) y pedernal.

Rocas de carbonato. Estas rocas son más suaves que las rocas silíceas sedimentarias. Sin embargo, producen generalmente agregados de calidad satisfactoria. Estas rocas se conocen comúnmente como: caliza, dolomita, calcita dolomítica, dolomítica calcítica, caliza arenisca y caliza arcillosa⁸⁴. Estos agregados tienen buena adherencia y sirven siempre y cuando los granos no sean muy blandos.

Por otro lado, si la arena proviene de rocas ígneas, éstas pueden ser:

⁸³ Metha - Monteiro, 1998, *Concreto, estructura, propiedades y materiales*, IMCYC, A.C., p. 168.

⁸⁴ *Ibidem*, p. 168.

Roca intrusiva o plutónica. Conocida comúnmente como granito, sienita, diorita, gabro, diobasa o delerita y roca pardusca. Estas rocas hacen agregados excelentes ya que los granos son resistentes y producen fragmentos equidimensionales al triturarse, tienen baja porosidad y absorción de humedad, además no reaccionan con los álcalis en el concreto de cemento portland⁸⁵.

Intrusiva superficial. Este grupo está conformado por riolitas, traquitas y andesita (grupo de felsita) y basalto. Estas rocas tienen grano fino y duro y hacen un buen agregado (excepto la roca de felsita que puede reaccionar con los álcalis del concreto de cemento portland)⁸⁶.

Extrusiva o volcánica. Se conocen como obsidiana, vidrio volcánico, perlita, pómez, escoria y toba. La obsidiana y el vidrio volcánico son duros y densos, pero no se encuentran comúnmente. La perlita es usada para hacer concretos aislantes mientras que la pómez la escoria y las tobas se usan para producir concreto de peso ligero y aislante⁸⁷.

En general, una buena arena debe reunir las siguientes condiciones:

1. Estar limpia de materiales arcillosos, limosos u orgánicos.
2. La arena no debe tener un tamaño de grano uniforme. La curva granulométrica del agregado fino deberá estar comprendida dentro de los límites establecidos por la ASTM especificación C33 (NMX-C-111), y su módulo de finura no debe ser menor de 2.3 ni mayor de 3.1.
3. Se evitará el uso de arenas muy gruesas o muy finas ya que las arenas gruesas producen mezclas de concreto con poca trabajabilidad en tanto que las arenas muy finas aumentan la cantidad de agua requerida y por ende la cantidad de cemento para una relación dada A/C, resultando antieconómicas⁸⁸.

⁸⁵ Metha - Monteiro, 1998, *Concreto, estructura, propiedades y materiales*, IMCYC, A.C., p. 169.

⁸⁶ *Ibidem*, p. 169.

⁸⁷ *Ibidem*, p. 169.

⁸⁸ *Ibidem*, pp. 177-178.

4. Es preferible arenas con aristas angulosas a las redondeadas y/o con superficies lisas ya que éstas presentan una limitada adherencia con la pasta de cemento.

1.3.4 Grava

La grava es el mineral inerte grueso que se retiene en la malla No. 4, ASTM. Este material tiene gran importancia para la resistencia de los concretos y merece especial atención. En general, las partículas de este agregado deben ser resistentes, densas, durables, limpias y libres de elementos indeseables tales como arcilla, limo o materia orgánica.

La granulometría es la medición del tamaño de las partículas y la proporción en que se encuentran repartidas en una unidad volumétrica de material, siendo esencial su determinación. Las granulometrías de los materiales inertes deben ajustarse a la categoría de la obra y a las disposiciones de las normativas vigentes. En este sentido, el tamaño máximo del agregado (TM), suele definirse con el primer tamiz que retiene el 5% de todas las partículas que la integran. Sin embargo, para fines prácticos resulta más adecuado considerar como tamaño máximo a aquél cuya fracción representativa logra producir efectos significativos en el concreto.

En general, al diseñar una mezcla de concreto el tamaño máximo del agregado se establece en conformidad con las características geométricas y las condiciones de refuerzo de las estructuras o bien de acuerdo a la producción, transportación y colocación del concreto. En este tenor, el Comité del ACI 211.1 recomienda que el tamaño máximo del agregado debe ser el mayor que se encuentre económicamente disponible y resulte compatible con las dimensiones de la estructura.

Los efectos previsible en el concreto como consecuencia del cambio del tamaño máximo del agregado se señalan en la Tabla 5.

Tabla 5. Efecto previsible en el concreto por el cambio del tamaños máximo del agregado (TM)

Concepto	Tendencia	Efecto previsible por el cambio del TM
Concreto fresco		
Consumo de pasta de cemento	Aumento	Aumentando el TM disminuye el consumo de pastas de cemento en el concreto, lo cual representa una ventaja económica para algunos casos.
Segregación	Disminución	Al disminuir el TM se reduce el riesgo de segregación del concreto durante su manipulación.
Trabajabilidad	Indiferente	El cambio del TM no debe influir en la trabajabilidad de las mezclas.
Asentamiento y sangrado	Indiferente	El cambio del TM no debe influir en e asentamiento y el sangrado de las mezclas de cemento cuyas pastas de agua-cemento sean estables y sus agregados posean partículas con buena forma y granulometría.
Concreto endurecido		
Resistencia mecánica	Aumento	En concretos de baja resistencia se incrementa la eficiencia del cemento al aumentar el TM.
	Disminución	En concretos de alta resistencia el efecto se invierte y se obtiene una mayor eficiencia del cemento al disminuir el TM.
Cambios volumétricos	Aumento	En estructuras de concreto de grandes volúmenes se reducen los cambios volumétricos derivados del calor de hidratación del cemento mediante la reducción en el consumo de pasta que se obtiene aumentando el TM.
	Indiferente	En estructuras de concreto normales es suficiente el uso de mezclas con bajo revenimiento para limitar los cambios volumétricos sin necesidad de modificar el TM.
Deformabilidad	Indiferente	En concretos con igual relación A/C, e cambio del TM no debe influir en su módulo de elasticidad.
	Aumento/disminución	En concretos con igual resistencia el aumento del TM puede incrementar ligeramente su módulo de elasticidad y viceversa.
Durabilidad	Indiferente	En concretos bien colados y compactados con baja relación A/C y agregados de buena calidad el cambio del TM no debe disminuir su durabilidad.
	Disminución	En concretos expuestos a sufrir cavitación la disminución del TM puede incrementar su resistencia al daño.
	Aumento	En concretos expuestos a sufrir desgaste por abrasión el aumento del TM debe mejorar su comportamiento si el agregado es más resistente que la pasta de cemento.
Permeabilidad	Disminución	En estructuras de concreto donde sea necesaria una baja permeabilidad al agua puede ser útil la disminución del TM como medida complementaria para logara esta propiedad.

Fuente: Mendoza, C.J. y Mena Ferrer, M., 1987, *Influencia de los agregados en los elementos estructurales del Distrito Federal*, Revista IMCYC No. 192.

En México, para el control de los agregados destinados a la elaboración de los concretos hidráulicos generalmente se emplean las normas de la ASTM especificación C-33. La calidad de los agregados es una característica que se determina por examen visual y a través de varias pruebas físicas y químicas. En general, las propiedades que un agregado pétreo requiere son: sanidad, estabilidad, limpieza, dureza y aspereza, graduación, forma y que sean químicamente estables.

Las pruebas que se aplican a los agregados para determinar las propiedades antes enunciadas tienen una repercusión en el concreto y se señala en la Tabla 6.

Tabla 6. Propiedades físicas de los agregados pétreos y su efecto en el concreto

Característica	Objetivo	Efecto en el concreto
Densidad	Identificar el peso específico aparente de los agregados en condición de saturación y superficialmente seca.	Es un dato necesario para el diseño de las mezclas de concreto. Los agregados de mayor densidad suelen ser mejores respecto a sanidad y resistencia.
Absorción	Determinar la cantidad de agua absorbida por el material al cabo de 24 horas de saturación.	Se considera determinante para el diseño de mezclas de concreto. Una absorción elevada produce un concreto de baja durabilidad.
Humedad	Determinar la cantidad de agua que contiene el agregado en determinado momento.	Se considera indispensable para el diseño de mezclas y para el control de campo.
Granulometría	Determinar la distribución de los diferentes tamaños de las partículas.	Proporciona a las mezclas en estado fresco una adecuada trabajabilidad.
Sanidad	Medir el grado de alteración que puede alcanzar una roca por acción de los agentes atmosféricos.	Afectan la resistencia, durabilidad y apariencia.
Resistencia a la abrasión	Determinar la dureza y tenacidad de la grava.	Influye principalmente en la resistencia del concreto.
Limpieza	Determinar la presencia de elementos que se consideran contaminantes.	Impide que los agregados se adhieran a la pasta de cemento y en ocasiones demora el fraguado y el endurecimiento.

Fuente: Normas de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, 1996.

1.3.5 Aditivos.

Los aditivos para concreto se descubrieron a principios de la década de los 30's como resultado de la aplicación del principio de dispersión. En el año de 1946 el Dr. Scripture, describía el efecto de la dispersión como sigue: "...cuando el cemento Portland se mezcla con agua, las partículas individuales tienden a agruparse formando grumos, de tal forma que el sistema sólido-líquido se flocula. Si se utiliza un agente dispersante en la mezcla, los grumos se rompen en partículas individuales del cemento...⁸⁹". La dispersión en el cemento produce tres efectos importantes⁹⁰:

1. El agua que ha sido atrapada en los grumos es liberada y pasa a formar parte del agua de mezclado, de esta forma el agua requerida se reduce.
2. El área de contacto del cemento con el agua se incrementa, ya que las partículas de cemento ya no están en contacto una con otra. De esta forma se mejora la reacción de hidratación y se promueve una mayor eficiencia en el concreto.
3. Una cierta cantidad de aire adicional es atrapada contribuyendo a mejorar las propiedades del concreto en cuanto al sangrado y la durabilidad.

En la década de los 50's los aditivos comenzaron a fabricarse en México con la aplicación de los avances tecnológicos que se han ido desarrollando y mejorando hasta nuestros días⁹¹. La ASTM en su especificación C-494, clasifica a los aditivos según su función en siete tipos que representan la gama de productos más usados en la industria de la construcción:

Tipo A	Aditivos reductores de agua.
Tipo B	Aditivos retardantes.
Tipo C	Aditivos acelerantes.
Tipo D	Aditivos reductores de agua y retardantes.
Tipo E	Aditivos reductores de agua y acelerantes.
Tipo F	Aditivos reductores de agua de alto rango.
Tipo G	Aditivos reductores de agua de alto rango y retardantes.

⁸⁹ Calzado Wulff, Claudio, 1983, *Aditivos para concreto*, Revista IMCYC, No. 151, Vol. 21, p. 40.

⁹⁰ *Ibidem*, p. 40.

⁹¹ *Ibidem*, p. 42.

1.4 PRUEBAS APLICADAS EN UN CONCRETO FRESCO

Para asegurarse de la calidad de un concreto se realizan pruebas bajo las normas establecidas por la ASTM antes y después de endurecido el material. Las pruebas comúnmente aplicadas a un concreto fresco se detallan a continuación.

Trabajabilidad y revenimiento.

La trabajabilidad de la mezcla determina la capacidad de colocación y compactación del concreto, además permite una buena adherencia y acabado sin presentar problemas de segregación y/o sangrado excesivo.

Para determinar la trabajabilidad de una mezcla se utiliza la prueba de revenimiento, la cual consiste en verter el material fresco en un molde tronco-cónico en tres capas de aproximadamente 10 cm cada una de ellas y apisonarlas usando una varilla con punta de bala de $\frac{1}{2}$ ", repartiendo 25 golpes uniformemente por cada capa.

La prueba se realiza de acuerdo a lo indicado por la NMX C 156 y lo recomendado por las normas ASTM C 143 y ASTM C 1362. En general, entre más grande es el revenimiento más fluida es la mezcla y por ende resulta más fácil su colocación.

Peso volumétrico

El peso volumétrico del concreto se utiliza para determinar el peso por metro cúbico de material. Esta prueba se realiza de acuerdo a la NMX C-162 y como lo recomienda la ASTM C 29, ASTM C 138, dividiendo el peso neto del concreto fresco entre el volumen del recipiente que lo contiene⁹².

⁹² López Celis, R., Pérez Quiroz, J. T., Torres Acosta, A., Martínez Madrid, M. (coord.), 2006, *Durabilidad de la Infraestructura de concreto Reforzado Expuesta a Diferentes Ambientes Urbanos de México*, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 292, Sanfandila, Qro., p. 20.

Contenido de aire

El contenido de aire en una mezcla de concreto fresco se establece en la NMX C 157 y la ASTM C 231. Esta prueba se basa en el cambio de volumen del concreto sometido a un cambio de presión⁹³.

Sangrado del concreto

El sangrado se define como la migración de agua hacia la superficie del concreto recién mezclado provocada por el asentamiento de los agregados pétreos y el cemento. La norma ASTM C 232 especifica la metodología para determinar las cantidades de agua relativa y de mezclado que sangrarán en una muestra de concreto fresco bajo condiciones de laboratorio⁹⁴.

Curado

El curado del concreto consiste en evitar que el material pierda la humedad requerida para que todo el cemento se alcance a hidratar. Generalmente, la forma de curar un concreto es mediante la aplicación de agua desde el exterior para reponer la que se pierde por evaporación. La operación se debe realizar durante los primeros 28 días después del colado.

1.5 EL CONCRETO ENDURECIDO

Cuando se pretende llevar a cabo una construcción es necesario seleccionar el material más apropiado para cada caso en particular; debiendo tomar en cuenta las propiedades del material, especialmente las relaciones acción-respuesta bajo diversas sollicitaciones.

⁹³ López Celis, R., Pérez Quiroz, J. T., Torres Acosta, A., Martínez Madrid, M. (coord.), 2006, *Durabilidad de la Infraestructura de concreto Reforzado Expuesta a Diferentes Ambientes Urbanos de México*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 292, Sanfandila, Qro., p. 20.

⁹⁴ *Ibidem*, p. 20.

Tradicionalmente, la acción-respuesta de cualquier material de construcción se traduce en una gráfica llamada esfuerzo - deformación unitaria; en donde el esfuerzo es la relación de la carga por unidad de área y la deformación unitaria es la respuesta a la sollicitación por unidad de longitud.

En el caso del concreto, su comportamiento a esfuerzos de compresión y su modo de falla se obtienen en condiciones de laboratorio, sometiendo cilindros con una relación altura-diámetro de 2 a 1, a la acción de una prensa mecánica. En general, se supone que la distribución de esfuerzos y deformaciones son uniformes en todo el espécimen.

Mediante la curva esfuerzo-deformación unitaria se determina el módulo de elasticidad del material también llamado módulo de Young en el tramo que da cumplimiento a la ley de Hooke (deformaciones proporcionales a los esfuerzos aplicados). Para el concreto puede considerarse una porción recta de la curva hasta aproximadamente el 40% de la carga máxima aplicada⁹⁵. En la curva esfuerzo-deformación, una vez que se llega a la sollicitación máxima permisible se observa un descenso que indica la ruptura o falla del espécimen.

Ahora bien, al paso del tiempo el concreto se beneficia de la humedad aumentando su capacidad de carga. De este modo, las condiciones de curado del concreto influyen notablemente en su comportamiento posterior.

En general, la resistencia a la compresión del concreto es la medida más importante para designar la calidad del material y se denomina f'_c , especificándose en los planos y cálculos estructurales. Sin embargo, existen otros comportamientos de interés para conocer las propiedades mecánicas del concreto como los esfuerzos de tensión y flexión siendo del orden del 10 y 15% respectivamente de la resistencia a la compresión⁹⁶.

Las deformaciones en tensión que sufre un elemento estructural de concreto sujeto a esfuerzos de tensión, flexión y/o cortante producen agrietamientos que pueden ser interrumpidos por el acero de refuerzo embebido en el concreto. De esta forma, el acero se coloca en determinados lugares donde

⁹⁵ Robles-González, 1997, *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*, Editorial Limusa, p. 33.

⁹⁶ Metha, Kumar; Monteiro, Paulo, 1998, *Concreto*, IMCYC, p. 7.

el concreto por sí solo no puede soportar deformaciones excesivas que harían que el elemento falle.

1.6 ACERO DE REFUERZO

El acero para reforzar el concreto se fabricaba, a principios del siglo XX, por el método de BESSEMER y el de Martin-Siemens. Sin embargo, *el Procedimiento del Horno Martin-Siemens* fue el más popular hasta aproximadamente 1960⁹⁷. Para producir el acero se empleaba el Horno Siemens, cargando su laboratorio con chatarra de acero, lingote de hierro o arrabio líquido, agregando caliza como fundente. Se dirigía sobre la carga una llama de gas reductora, que eliminaba gradualmente el carbono y otras impurezas. Cuando la reducción estaba casi completa se tomaban muestras y se analizaba el contenido de carbono, con el objeto de que se pudiera retirar la carga en el momento oportuno. Este procedimiento daba una mayor certidumbre sobre la calidad en el acero.

En ese tiempo el acero fabricado tenía diversas formas (redondas y/o cuadradas), con dimensiones de sección transversal desde $\frac{1}{4}$ de pulgada⁹⁸. Las especificaciones para controlar la calidad del material procedían de la ASTM, con la designación A9⁹⁹ (Especificación para acero para edificios), y se adoptaron en 1901 revisándose posteriormente en 1909, 1913, 1914, 1916, 1921, 1924 y 1929¹⁰⁰. La normativa señalaba la composición química del acero (Tabla 7).

Tabla 7. Contenidos máximos de fósforo y azufre permitidos en los aceros.

Propiedades		Acero para estructuras
Fósforo	Bessemer	Máximo 0.1%
	Siemens	Máximo 0.06%
Azufre		-----

Fuente: KIDDER-PARKER, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTEHA, 1957, p. 424.

⁹⁷ Kidder-Parker, 1957, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTEHA.

⁹⁸ *Ibidem*, p. 1098.

⁹⁹ *Ibidem*, p. 424.

¹⁰⁰ *Ibidem*, p. 424

Esta norma fue retirada en 1940 cediendo su lugar a la llamada calidad intermedia, con arreglo a los requisitos de las especificaciones estándares para la palanquilla de acero para varillas de armado de calidad o grado intermedio, designación A15¹⁰¹ (Especificaciones para barras de acero de refuerzo del concreto). En el caso particular de México, en 1950 la fabricación de las barras de refuerzo para concreto se realizaba de acuerdo con la Norma Oficial de Calidad D.G.N. B 6-1955 fundamentada a la vez en la Norma 15-54 T de la ASTM¹⁰² y el esfuerzo de trabajo a la tracción del acero se especificaba en 1265 kg/cm^2 ¹⁰³.

En 1969 la norma A15 se sustituyó por la A615/A615-M¹⁰⁴ (Especificación estándar para barras corrugadas y lisas de acero al carbono para refuerzo de concreto). Ahora bien, en el momento en el que se llega a especificar acero de refuerzo en una estructura de concreto, es necesario que el concreto forme una liga mecánica muy estrecha con el acero. A esta propiedad del concreto se le conoce con el nombre de resistencia por adherencia.

La resistencia a la adherencia varía proporcionalmente en función de la calidad de la pasta de concreto. Esto quiere decir que si la pasta de concreto es de alta resistencia, la resistencia por adherencia también será alta. Sin embargo, hay otros factores en el sitio de la obra que pueden afectar a esta resistencia por adherencia¹⁰⁵.

Si el acero de refuerzo está recubierto por alguna película de óxido suelto, grasa o cochambre, se reduce la resistencia a la adherencia y en casos extremos hasta podrá anularse. Además se deberá evitar que se formen vacíos llenos de aire debajo de las varillas de refuerzo horizontales¹⁰⁶.

A pesar de que el acero y el concreto son materiales de diferente naturaleza para el diseño estructural se supone que ambos materiales satisfacen la ley de Hooke idealizando su comportamiento.

¹⁰¹ Kidder-Parker, 1957, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTEHA, p. 1098.

¹⁰² Torres H., Marco Aurelio, 1962, *Concreto – Teoría elástica diseño al límite –*, Editorial Patria, S.A., México, D.F., p. 19.

¹⁰³ *Ibidem*, p.21.

¹⁰⁴ *Op. cit.*, pp. 421-425.

¹⁰⁵ Tópicos del concreto, 1990, Concretos Apasco, T-13-5.

¹⁰⁶ *Ibidem*, T-13-6.

1.7 CONCLUSIÓN

Desde la reaparición del concreto como material de construcción hasta nuestros días, en incontables artículos científicos publicados en revistas especializadas en la construcción así como en la mayoría de los libros que tratan sobre el tema, se han exaltado sus ventajas características, como son: su gran versatilidad, estabilidad, incombustibilidad y aceptable durabilidad, además de ser económico y fácil de elaborar. Todas estas cualidades, lo han situado muy por encima de otros materiales de forma tal, que durante el siglo XX se popularizó su uso y, en el caso particular de México, se ha llegado a estimar que el 80% de las edificaciones fueron construidas de concreto reforzado¹⁰⁷.

Una de las principales razones para su generalización, bien puede ser el hecho de que a primera vista, pareciera que la elaboración de la mezcla no requiere de una técnica muy especializada y que con los componentes adecuados, es decir, agregados pétreos limpios y sanos, además de un agua clara y, cierta cantidad de cemento; colocados en las manos habilidosas del trabajador cuyos instrumentos de labor más rudimentarios consisten en una pala, un bote y quizás una carretilla; son suficientes para alcanzar todas las prerrogativas sobre el material.

Sin embargo, la simple variación en la dosificación más corrientemente admitida cambiará no sólo la resistencia a la compresión del material a los 28 días; sino que además se puede llegar a afectar la impermeabilidad, la resistencia a los agentes atmosféricos e incluso la contracción, es decir, con esta sola acción, se puede modificar la evolución del concreto a través del tiempo en su interacción con el medio ambiente.

Todas estas premisas nos indican que para alcanzar un concreto durable es necesario conocer su naturaleza propia ya que de ella depende su microestructura y por ende, sus propiedades mecánicas. En tal caso, se deben someter a rigurosas pruebas cada uno de los componentes del material para obtener sus características individuales y finalmente, establecer las proporciones

¹⁰⁷ Silva Contreras, Mónica, 2010, Conferencia Magistral, IV Foro de Internacional de Investigación (PIDA), Universidad Autónoma de Aguascalientes.

de la mezcla buscando siempre garantizar la calidad y economía de la argamasa resultante, además de tener especial cuidado en el manejo y curado del concreto.



*Portada de la revista Cemento, número 5.
De Anda Alanis, Enrique X., 1990, Universidad Nacional Autónoma de México.*

CAPÍTULO II

LA DURABILIDAD DEL CONCRETO REFORZADO

2.1 INTRODUCCIÓN

En general, cualquier estructura construida de concreto reforzado al paso del tiempo y en su interacción con el medio ambiente sufre cambios visibles en su superficie que se traducen en un envejecimiento. En ese tenor, contrario a lo que se pensaba a principios del siglo XX, el concreto reforzado no es un material eterno sino más bien es un material razonablemente durable que experimenta deterioros o degradaciones en mayor o menor medida a través de los años.

Estos deterioros obedecen a patologías congénitas o adquiridas durante el periodo de servicio de la estructura y afectan no solo su aspecto exterior sino que además disminuyen su funcionalidad e incluso pueden poner en riesgo su integridad estructural. Las causas que provocan los deterioros en las estructuras y que precisan de intervenciones o reparaciones son muy variadas; sin embargo, pueden englobarse en cuatro grupos principales, siendo éstos¹⁰⁸:

1. Fallas en el diseño estructural,
2. Mala calidad de los materiales,
3. Fallas en el proceso constructivo y,
4. Cambios en el servicio que presta la estructura.

¹⁰⁸ García Rodríguez, Felipe de J., 2002, *Evaluación de estructuras de concreto*, IMCYC, p. 2.

De las sintomatologías que presenta una estructura de concreto armado el 45% se detectan durante su construcción; el 17% antes de cumplir el tiempo de garantía; mientras que el 38% se detecta después de los siete y diez años de su puesta en servicio. A partir de los veinte años los daños en las estructuras encuentran su origen en un mal uso de la estructura, agentes agresivos externos o por un envejecimiento normal¹⁰⁹.

Los gastos que se generan por problemas de durabilidad en las estructuras de concreto reforzado son cada vez mayores, razón por la cual es necesario desarrollar métodos de evaluación y diagnóstico que conlleven a intervenciones acertadas que prolonguen la vida útil y/o remanente de la estructura debiendo desarrollarse trabajos multidisciplinarios efectuados por verdaderos especialistas y entusiastas en el tema.

2.2 ANTECEDENTES GENERALES

Desde la antigüedad los seres humanos tuvieron la necesidad de construir espacios para resguardarse de las inclemencias del tiempo. Para ello utilizaban los materiales disponibles en la región buscando, la mayoría de las veces, que éstos fueran resistentes además de durables. Con estos materiales se comenzaron a construir no sólo lugares de alojamiento sino también de defensa.

De esta forma, el hombre hizo uso de troncos, ramas, rocas, lodo, paja o cualquier otro material que tuviera a la mano. Poco a poco, los seres humanos aprendieron a trabajar con estos materiales naturales y a combinarlos entre sí; perfeccionando y transmitiendo de generación en generación las técnicas constructivas. La evolución continuó hasta un punto donde se construyeron grandes ciudades de las cuales actualmente, aún se conservan vestigios.

Algunas de estas ciudades corresponden al Imperio Romano, hace ya más de 2000 años. Sus ciudades constituyeron el centro de la cultura, la política y la economía. En la antigua Roma se edificaron obras monumentales con las técnicas

¹⁰⁹ García Rodríguez, Felipe de J., 2002, *Evaluación de estructuras de concreto*, IMCYC, p. 2.

constructivas más avanzadas. Los materiales utilizados eran muy variados, iban desde la piedra cortada en sillares regulares dispuesta a soga y tizón, conglomerados, ladrillo, madera, etc.; y cuando el material era pobre, mecánicamente hablando, se solía revestir con estuco, placas de mármol o con ornamentación de mosaicos o pintura.

En general, sus construcciones eran durables dependiendo directamente de las características propias del material y del sistema constructivo utilizado. En este sentido, en el siglo I a.C. existió un gran constructor romano llamado Mario Vitruvio Polión, quien escribió un tratado sobre las normas para la construcción de edificaciones de alguna envergadura, en él se detallaba lo siguiente: "...la durabilidad depende de la firmeza de los cimientos, asentados sobre terreno firme, sin escatimar gastos y sin regatear avaramente los mejores materiales que se puedan elegir..."¹¹⁰

En el escrito se observa la importancia que se le confería, desde aquellos tiempos, a la calidad del material de construcción que al final de cuentas daría como resultado una edificación segura pero sobre todo durable. De esta forma, a lo largo de la historia encontramos un gran número de escritos en los que se plasman diversos planteamientos sobre la construcción basados, en muchos de los casos, en los escritos de Vitruvio.

Sin embargo, es hasta el siglo XVII en el que la mecánica de los materiales y la construcción en sí, fueron estudiadas de forma racional por Galileo Galilei (1564-1642), quien adoptó métodos para crear modelos matemáticos siendo verificados mediante experimentos¹¹¹. Figuras centrales en el desarrollo de la teoría matemática de la construcción fueron Robert Hooke (1635-1703), Isaac Newton (1642-1727), James Bernoulli (1654-1705), Leonhard Euler (1707-1783), Ulric Grubenmann (1668-1736), entre otros¹¹².

Lahire (1695) y Belidor (1729), por su parte, publicaron diversos trabajos acerca de la teoría del análisis estructural y proporcionaron las bases de la

¹¹⁰ Ortíz y Sanz, Joseph, 1787, *Los diez libros de arquitectura de M. Vitruvio Polión*, Imprenta Real, Madrid.

¹¹¹ Kinney, Sterling, 1963, *Análisis de estructuras indeterminadas*, Compañía Editorial Continental, S. A., p. 23.

¹¹² *Ibidem*, pp. 23-25.

mecánica de materiales que llegó a ser el punto de partida de estudios posteriores realizados en Francia durante el siglo XVIII¹¹³. En este contexto, en 1826 el ingeniero francés, matemático y profesor Louis Marie Henry Navier (1785-1836), publicó la primera edición de sus *Leçons*, el primer gran texto en mecánica de ingeniería, trayendo orden y razón a la mecánica de materiales y al análisis estructural¹¹⁴.

En el caso particular del concreto reforzado, el material tuvo sus primeras aplicaciones durante el siglo XIX y, a pesar de que en un inicio su utilización fue puramente empírica con el ligero aporte de una experiencia incipiente basada en la comparación con otros materiales, tiempo después su cálculo se basó en las premisas establecidas en la resistencia de materiales con la identificación de las deformaciones de dos materiales provistos con distintos módulos de elasticidad, partiendo del supuesto de que ambos materiales satisfacen la ley de Hooke y que la deformación es la misma¹¹⁵.

En este sentido, tuvieron que pasar varias décadas para llegar a elaborar un concreto de cierta calidad. Los aportes se llevaron a cabo a través de una serie de estudios que desencadenaron en el establecimiento de una ecuación mediante la cual se obtenía la resistencia a la compresión del concreto en función de la cantidad de cemento y de la composición granulométrica de los agregados. La fórmula fue desarrollada en el año de 1892 por M. Féret¹¹⁶, reconociendo con este hecho, la importancia de la proporción en la que entran el cemento y los agregados grueso y fino, en la mezcla.

Años más tarde, Fuller primero, y Bolomey después, realizaron publicaciones de trabajos orientados a representar la composición granulométrica de los agregados por medio de gráficas, permitiendo la deducción experimental de una curva que proporciona la composición ideal del agregado¹¹⁷. Mientras tanto, en Alemania entre 1894 y 1895, Bauschinger y Bach publicaron una serie de experimentos realizados con probetas de concreto en masa y concreto armado en

¹¹³ Xanthakos, Petros P., 1993, *Theory and design of bridges*, John Wiley and Sons, Inc. Kinney, Sterling, p. 1.

¹¹⁴ Kinney, Sterling, 1963, *Análisis de estructuras indeterminadas*, Compañía Editorial Continental, S. A., p. 26.

¹¹⁵ Páez Alfredo, 1986, *Hormigón armado*, Editorial Reverté, S.A., p. 19.

¹¹⁶ Moral, Fernando, 1955, *Hormigón armado*, Compañía Editorial Continental S. A., México, D.F., p. 37.

¹¹⁷ *Ibidem*, pp. 38-39.

las que fijaron coeficientes de elasticidad longitudinal de las piezas e introdujeron los conceptos de porcentajes de acero y relación de las deformaciones conjuntas¹¹⁸.

A finales del siglo XIX, con la intención de aunar criterios mediante una experimentación sistemática se crearon las primeras comisiones de estudio, entre ellas: la francesa Résal y la suiza Ritter; además de las austriacas y alemanas¹¹⁹. Para 1905, aparecieron los primeros libros: el *Concrete plain and reinforced* de Taylor y Thomson y la primera edición del libro de Mörsch; constituyendo los cimientos de una teoría basada en el análisis del comportamiento mecánico y experimental del concreto reforzado¹²⁰.

Otro avance significativo en el estudio de éste material ocurrió en el año de 1911, cuando Freyssinet comenzó la construcción del puente Le Veudre sobre el río Allier. El ingeniero Freyssinet, a través de su trabajo, por primera vez en la historia analizó la influencia del tiempo en el comportamiento mecánico de los materiales¹²¹.

Con este marco y en forma paralela los conocimientos sobre las propiedades físicas y mecánicas de los materiales de construcción comenzaron a atribuirse a su propia naturaleza. En este sentido, al reconocer a los átomos como los constituyentes básicos de la materia que unidos se enlazan para dar origen a cuerpos cristalinos o amorfos, se estableció que las propiedades mecánicas, físicas y químicas de cualquier material se deben principalmente a sus estructuras atómicas o electrónicas individuales; razón por la cual el macro-comportamiento de cualquier material está relacionado íntimamente con la microestructura o estructura atómica de los bloques que los constituyen.

En el caso particular del concreto, tenemos a un material cristalino y compuesto cuya durabilidad depende de los procesos químicos que desarrollan tanto la pasta de cemento-agua como los agregados, las condiciones de curado y

¹¹⁸ Peña Boeuf, Alfonso, 1953, *Un siglo de hormigón armado en España*, Revista de Obras Públicas, 101, tomo I (2857): 23-32.

¹¹⁹ *Ibidem*, pp. 23-32.

¹²⁰ Páez, Alfredo, 1986, *Hormigón armado*, Editorial Reverté, S. A., p. 22.

¹²¹ *Ibidem*, p. 21.

la exposición a una gran variedad de efectos ambientales. De esta forma, las reacciones químicas que ocurren durante la hidratación de los minerales del clínker determinan la microestructura del material.

En lo que se refiere, al conocimiento actual sobre el fraguado y endurecimiento del cemento artificial éste se basa en la teoría desarrollada por el químico francés Henry Le Châtelier (1859-1936), quien determinó como minerales constitutivos del clínker a: el silicato tricálcico, el silicato dicálcico, y el aluminato tricálcico¹²². Cuando el silicato tricálcico entra en contacto con el agua, experimenta una hidrólisis con formación de silicato monocálcico hidratado dejando cal en libertad. De acuerdo con esto, el cemento portland después de haber fraguado se encuentra propenso al ataque de sustancias que disuelven la cal¹²³.

En general, al endurecer el concreto debido a la hidratación de la pasta de cemento, el volumen total de los productos de hidratación es mayor que el volumen original del cemento artificial y el agua. Como resultado de las reacciones de hidratación y de la disminución en el volumen de la pasta, se crea un sistema de poros capilares. Estos poros a su vez se encuentran interconectados entre sí generando materiales con un mayor o menor grado de permeabilidad lo cual incide en la difusión de reactivos¹²⁴ presentes en el medio, gobernando la vulnerabilidad del material a sufrir procesos de deterioro.

No obstante lo anterior, durante prácticamente todo el siglo XX, los diseños de las estructuras de concreto armado obedecieron principalmente a los esfuerzos desarrollados por causa de las cargas de servicio y accidentales afectadas por factores de seguridad mientras que la durabilidad era considerada apenas cualitativamente, durante la etapa de proyecto, como una propiedad inherente del material. Esta falta de previsión y planeación ha contribuido a que actualmente cada vez sea mayor el número de estructuras prematuramente afectadas por

¹²² Moral, Fernando, 1955, *Hormigón armado*, Compañía Editorial Continental S. A., México, D.F., pp. 15-16.

¹²³ *Ibidem*, p 18.

¹²⁴ Neville, Adam, 1984, *Corrosión del acero de refuerzo en el concreto*, Revista IMCYC, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. 22, núm. 162, pp. 35-39.

diversos mecanismos de deterioro, siendo uno de los principales el proceso de corrosión del acero embebido en el concreto.

Este fenómeno ha ocasionado que organismos mundiales, tales como: la Portland Cement Association (PCA); Strategic Highway Research Program (SHRP); American Concrete Institute (ACI); American Society for Testing and Materials (ASTM); The National Association of Corrosion Engineers (NACE International); Réunion Internationale des Laboratoires et Experts des Matériaux, Systèmes de Constructions et Ouvrages' (RILEM); Comité Electrotechnique Belge (CEB); y The National Materials Advisory Board (NMAB), estén interesados en determinar las causas y efectos del proceso de corrosión en la armadura del concreto; además de las posibles soluciones para prolongar la vida útil y/o remanente de las estructuras¹²⁵.

A nivel Iberoamérica, el Programa de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo (CYTED), en el marco del Subprograma XV "Corrosión e Impacto Ambiental sobre los Materiales", en el Proyecto XV.3 "Influencia de la Acción del Medio Ambiente en la Durabilidad del Concreto" (DURACON) integró la Red Temática de Durabilidad de la Armadura (DURAR), conformada por especialistas de Argentina, Brasil, Colombia, Cuba, España, México, Perú, Portugal, Uruguay y Venezuela¹²⁶.

En México, el Instituto Mexicano del Transporte (IMT) en coordinación con un grupo de investigadores conformado por diversas instituciones públicas y privadas, dentro de las que se encuentran: el Centro de Investigación en Materiales Avanzados (CIMAV); Centro Tecnológico del Concreto (CTC); la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM); Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo (UMSNH); Universidad Autónoma de Baja California (UABC); Universidad Veracruzana (UV); el Instituto Tecnológico de Oaxaca (ITO), entre otros; desarrollaron un proyecto para determinar la durabilidad de concretos expuestos a condiciones ambientales predominantes en el país basándose en la

¹²⁵ López Celis, R., Pérez Quiroz, J. T., Torres Acosta, A., Martínez Madrid, M. (coord.), 2006, *Durabilidad de la Infraestructura de concreto Reforzado Expuesta a Diferentes Ambientes Urbanos de México*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 292, Sanfandila, Qro., p. 1.

¹²⁶ *Ibidem*, p. 1.

exposición de especímenes de concreto con acero y sin acero de refuerzo en ambientes diversos¹²⁷.

Sin embargo, y pese a estos esfuerzos aún queda mucho trabajo por hacer sobre todo en materia de la evaluación y diagnóstico de edificaciones de concreto armado; debiendo éstos estar basados en procedimientos adecuados de inspección que contribuyan a evitar reparaciones impropias y que generen costos de rehabilitación y/o reestructuración excesivos. Además, es importante determinar los programas de mantenimiento a que deben ser sometidas las diferentes estructuras atendiendo a su problemática particular en función de las condiciones ambientales a las que están expuestas.

2.3 FACTORES QUE AFECTAN LA DURABILIDAD DEL CONCRETO REFORZADO

Es un hecho conocido que el concreto una vez endurecido continúa aumentando su resistencia con el tiempo beneficiándose de las reacciones químicas que ocurren en la pasta de cemento hidratada. Sin embargo, algunas de las edificaciones construidas de concreto armado durante el siglo XX, muestran un envejecimiento acelerado suscitando procesos lesivos que ponen en riesgo la estabilidad funcional de los materiales.

Esto se debe a que las fases producto de la hidratación del cemento no resultan tan estables y por tanto son susceptibles de ataques en mayor o menor grado dependiendo de la naturaleza de los constituyentes del propio material, de la relación A/C en peso, de la porosidad resultante y de las condiciones del medio a las que está expuesto. En ese tenor, los principales factores que determinan la durabilidad del concreto armado pueden ser de dos tipos: *intrínsecos* o *extrínsecos*.

¹²⁷ López Celis, R., Pérez Quiroz, J. T., Torres Acosta, A., Martínez Madrid, M. (coord.), 2006, *Durabilidad de la Infraestructura de concreto Reforzado Expuesta a Diferentes Ambientes Urbanos de México*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 292, Sanfandila, Qro., p. 2.

2.3.1 FACTORES INTRÍNSECOS

Los factores intrínsecos dependen de la estructura del concreto endurecido que a su vez está influenciada por la constitución química del cemento y de los productos de hidratación formados, de la relación A/C; además de las características y propiedades de los agregados pétreos utilizados para su elaboración.

En función de sus componentes básicos: cemento, agua y áridos, la estructura heterogénea del concreto presenta tres fases: la matriz, formada por la pasta endurecida del cemento hidratado; la interfase, constituida por la zona de contacto entre el agregado y la pasta; y, los agregados pétreos.

Fase matriz

Para determinar la incidencia de la pasta de cemento hidratado en la resistencia y durabilidad del concreto endurecido es indispensable conocer la naturaleza y las propiedades de los componentes el cemento.

Los principales componentes de las materias primas para la fabricación del cemento Portland son¹²⁸:

- ✓ Óxido de calcio (cal): CaO (rocas calizas)
- ✓ Anhídrido silícico (sílice): SiO_2 (areniscas)
- ✓ Óxido de aluminio (alúmina): Al_2O_3 (arcillas)
- ✓ Sesquióxido de hierro: Fe_2O_3 (arcillas, mineral de hierro, pirita)
- ✓ Óxido de magnesio (magnesia): MgO (minerales varios), cales dolomíticas
- ✓ Yeso: $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$

El contenido de cal (CaO), se estima aproximadamente del 62% en el cemento Portland¹²⁹. Si se aumenta la cantidad de cal con respecto a la cantidad de sílice, la resistencia experimenta un incremento así como también la proporción

¹²⁸ Kidder-Parker, 1957, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTEHA, p. 246.

¹²⁹ *Ibidem*, p. 246.

de calor liberado. Sin embargo, si la cantidad de cal libre sobrecocida muestra valores del orden del 2 al 2.5%¹³⁰, ésta puede generar importantes aumentos de volumen debido a la hidratación de los óxidos resultando muy destructivos para las estructuras de concreto.

Por otro lado, el contenido de óxido de magnesio (MgO), o magnesia sin combinar y sobrecocida, genera expansiones que se producen por la hidratación de estos óxidos y se traducen en una falta de sanidad del cemento. El contenido máximo de magnesia en el cemento Portland se estima del orden del 5%¹³¹.

La falta de sanidad de un cemento ya sea por su contenido de cal libre o de magnesia se detecta por medio de la prueba de autoclave (ASTM C151), basado en la medida de la expansión de barras de cemento puro después de ser expuestas a tres horas de vapor saturado. Si la expansión es mayor de 0.80%, se considera que el cemento carece de la calidad requerida¹³².

Hidratación del cemento

Como consecuencia del proceso de cocción de las materias primas del cemento, durante la clinckerización, se originan los siguientes compuestos principales:

- ✓ Alita, $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ (silicato tricálcico, C_3S), que se encuentra en una proporción aproximada del 50 al 60% de la mezcla.
- ✓ Belita, $2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ (silicato dicálcico, C_2S), en una proporción del 20 al 25%.
- ✓ Aluminato tricálcico, $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ (C_3A), del 5 al 10%
- ✓ Ferroaluminato tetracálcico, $4\text{CaO}\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ (C_4FA)

Al hidratarse el cemento, el aluminato tricálcico (C_3A) reacciona inmediatamente; sin embargo, el yeso que se disuelve lentamente funciona como un retardador del fraguado haciendo que se forme ettringita (AF_t), alrededor del

¹³⁰ Gomá., F., 1979, *El cemento Portland y otros conglomerantes*, Ed. Reverté.

¹³¹ Kidder-Parker, 1957, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTEHA, p. 246.

¹³² ASTM C151.

silicato tricálcico (C_3S)¹³³, ocasionando un aumento importante de volumen en la pasta. En seguida, la ettringita se combina con el aluminato tricálcico (C_3A), transformándose en monosulfoaluminato (AF_m).

La alita (silicato tricálcico, C_3S) y la belita (silicato dicálcico, C_2S), al hidratarse con la agua generan un compuesto hidratado denominado portlandita, $Ca(OH)_2$, además del gel de tobermorita, (silicatos de calcio hidratados, C-S-H). El total de gel formado durante la hidratación del cemento constituye del 50 al 60% de la pasta y es el responsable de las propiedades de resistencia mecánica que exhibe el material una vez endurecido¹³⁴.

Los cristales de portlandita de forma prismática con estructura en capas, integran la reserva alcalina del concreto y ocupan el 25% del volumen de la pasta. La ettringita, producto de la hidratación del yeso y del aluminato tricálcico, ocupa el 15% del volumen de la pasta en forma de agujas y es responsable de las expansiones que experimenta el concreto una vez endurecido¹³⁵.

Porosidad en la pasta de cemento hidratado

Además de las fases sólidas antes citadas, la pasta de cemento hidratada desarrolla en mayor o menor medida, debido a su relación A/C y a su proceso constructivo de empaquetado, una serie de porosidades que tienen gran influencia en la permeabilidad del concreto resultante.

Las oquedades muestran diferentes dimensiones y van desde los microporos hasta los macroporos que pueden o no estar interconectados. En la Tabla 8, se muestra la clasificación del tamaño del poro y su efecto en el concreto.

¹³³ Mingarro M., Francisco, 1996, *Degradación y conservación del patrimonio arquitectónico*, Ed. Complutense, S.A.

¹³⁴ Metha - Monteiro, 1998, *Concreto, estructura, propiedades y materiales*, IMCYC, A.C., p. 18.

¹³⁵ Moragues Terrades, Amparo, 2010, *Procesos de hidratación del cemento Portland Microestructura del concreto*, E.T.S.I. Caminos, canales y puertos. <http://prt2.uprm.edu/Microestructura.pdf>.

IUPAC		P. METHA 1986		S. MINDESS 2002		EFECTO
Nombre	Tamaño	Nombre	Tamaño	Nombre	Tamaño	
Microporos	< 2 nm	Espacio interparticular entre láminas de CSH	1-3 nm	Microporos intercapa	> 0.5 nm	Retracción y fluencia
				Microporos	0.5-2.5 nm	
Mesoporos	2-50 nm			Poros capilares pequeños de gel		Poros capilares pequeños de gel
		Poros capilares (con baja relación A/C)	10-50 nm	Poros capilares medianos	10-50 nm	Resistencia, permeabilidad y contracción
Macroporos	> 50 nm	Poros capilares	3-50 µm	Poros capilares grandes	50-10 µm	Resistencia y permeabilidad
		Aire atrapado	50 µm-1 mm	Aire atrapado	0.1-1 mm	Resistencia

Tabla 8. Tamaño de los poros y su efecto en la pasta de cemento¹³⁶.

De todos estos poros, los que realmente influyen en la resistencia mecánica del material y por ende en su durabilidad son los poros capilares que van desde los 10 nm hasta 50 µm de tamaño. Los poros de aire atrapado tienen un efecto positivo en los concretos sometidos a ciclos de hielo y deshielo ya que el agua contenida en ellos no alcanza a llenar los espacios dejando lugar suficiente para soportar la expansión del agua congelada sin provocar fisuras en el material.

Ahora bien, si los poros presentes en la pasta de cemento se encuentran interconectados ente sí, entonces el material resultante será muy permeable y por ende, más susceptible a la difusión de agentes agresivos externos que primero aniquilarán al acero embebido en el concreto con la consecuente disminución de su durabilidad.

¹³⁶ Moragues Terrades, Amparo, *Procesos de hidratación del cemento Portland Microestructura del concreto*, E.T.S.I. Caminos, canales y puertos. <http://prt2.uprm.edu/Microestructura.pdf>, 2010.

Interfase agregado-pasta

Esta interfase está formada por una delgada capa de 20 a 50 μm ¹³⁷ de espesor alrededor del agregado grueso y sus características son: alta relación A/C, mayor porosidad y mayor contenido de portlandita, $\text{Ca}(\text{OH})_2$. Los cristales de portlandita se encuentran orientados perpendicularmente a la superficie del agregado.

Todas estas heterogeneidades hacen que la interfase agregado-pasta presente una menor resistencia, menor microdureza y menor módulo de deformación que las otras dos fases. Además, a edades tempranas se produce una gran concentración de tensiones que favorecen la aparición de microgrietas (Figura 12).

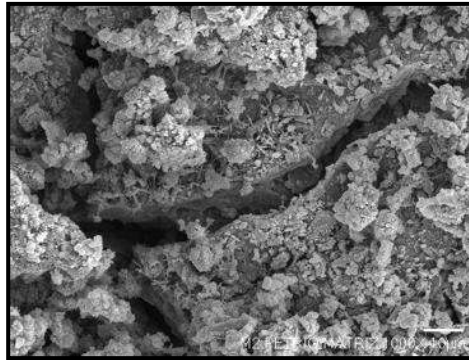


Figura 12. Micrografía de la interfase agregado-pasta donde se observan microgrietas, MEB 1000x. (E. Paredes, 2010).

Por otra parte, esta zona no es estable ya que está sujeta a variaciones dependiendo del tamaño y granulometría del agregado, de la relación A/C, el grado de compactación, el curado y, por supuesto de factores externos como el contenido de humedad y la temperatura¹³⁸.

Estas peculiaridades de la interfase agregado-pasta también influyen en la durabilidad del concreto ya que si en la elaboración del material se emplean agregados pétreos más grandes, las relaciones A/C en la periferia de los áridos serán más altas, favoreciendo su permeabilidad y por ende, facilitarán la penetración de agentes externos lesivos para el concreto. No obstante lo anterior,

¹³⁷ <http://boletin-iccy.com/index.php?docId=94&seclD=679>, junio, 2011.

¹³⁸ Metha, Kumar, Monteiro, Paulo, 1998, *Concreto*, IMCYC, p. 27.

con el paso del tiempo la resistencia de esta interfase puede igualar o incluso puede ser mayor que la resistencia de la fase matriz¹³⁹.

Fase agregado

Esta fase influye en las propiedades del concreto tales como: la resistencia a la abrasión y compresión; el módulo de elasticidad; la porosidad y; la textura superficial.

En general, las propiedades físicas de los agregados serán determinantes para el comportamiento mecánico del concreto una vez endurecido, debiendo cuidar la densidad, absorción, humedad, granulometría, sanidad, resistencia a la abrasión y limpieza de los áridos. Normalmente si los agregados pétreos son duros, resistentes y limpios no es necesario realizar un análisis químico exhaustivo para asegurarnos de elaborar un concreto resistente y durable.

Sin embargo, aún cuando no es muy común, existen ciertos mecanismos de expansión interna y agrietamiento que pueden llegar a presentarse en el concreto como consecuencia de una reacción química en la que intervienen los componentes alcalinos del cemento portland o de otras fuentes (aditivos, agua de mar o sales de deshielo), y los constituyentes de sílice presentes en algunos agregados pétreos. A esta reacción se le denomina **álcali-agregado** y en general, se identifican tres tipos: álcali-sílice, álcali-silicato y álcali-carbonato.

La reacción **álcali-sílice** es la más conocida de todas, en ella intervienen los hidróxidos álcali de la pasta de cemento hidratada y los agregados pétreos de origen silíceo. Por lo general, esta reacción es lenta; sin embargo, al paso del tiempo provoca expansiones que agrietan la superficie del concreto, favoreciendo la entrada de los agentes agresivos externos que aumentan la susceptibilidad de las estructuras a procesos lesivos. De igual forma, se propicia la disminución de la capacidad de flexión y tracción, las reducciones del módulo de elasticidad y de la resistencia a compresión que ponen en riesgo la funcionalidad de la estructura.

¹³⁹ Metha, Kumar, Monteiro, Paulo, 1998, *Concreto*, IMCYC, p. 27.

En general, la reacción álcali-sílice presenta dos etapas. La primera es la hidrólisis de la sílice reactiva por los hidróxidos que forman un gel álcali-silicoso. Durante la segunda etapa, el gel absorbe agua aumentando su volumen dependiendo de la cantidad, tamaño y tipo de agregado pétreo reactivo presente y de la composición química del propio gel formado. Los esfuerzos internos se traducen en microgrietas que van proliferando hasta alcanzar la superficie del elemento y ocasionan la aparición de otras sintomatologías por la acción de agentes externos que comprometen la durabilidad del material.

Por otro lado, la reacción **álcali-silicato**, se lleva a cabo entre los minerales de silicato y los álcalis del cemento. Los minerales de silicato al reaccionar, pueden llegar a expandirse provocando daños en el concreto. Sin embargo, este fenómeno es lento y poco comprendido.

Finalmente, la reacción **álcali-carbonato** puede producirse entre los álcalis del cemento hidratado y los carbonatos de las rocas calizas magnesianas o dolomíticas que contienen una gran cantidad de arcilla intersticial y que son capaces de contener un exceso de iones magnésicos o cálcicos por encima de los valores normales produciendo expansiones importantes. Sin embargo, este tipo de reacción no es muy común que se presente con los agregados locales. A continuación en la Tabla 9, se señalan las rocas potencialmente reactivas con los álcalis del cemento Portland.

Tabla 9. Rocas nocivamente reactivas con los álcalis del cemento portland

Roca	Sustancia reactiva	Composición química
Horstenos opalinos	Ópalo	$\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$
Horstenos calcedónicos	Calcedonia	SiO_2
Horstenos cuarzosos	Cuarzo	SiO_2
Piedras calizas con sílice	Cuarzo	SiO_2
Dolomitas silíceas	-----	SiO_2
Riolitas y tobas	Vidrio riolítico	Silíceos con menores proporciones de Al_2O_3 , Fe_2O_3 , tierras alcalinas y álcalis
Dacitas y tobas	Vidrio dacítico	
Andesitas y tobas	Vidrio andesítico	
Arcillas silíceas	-----	$\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$
Concreciones opalinas	Ópalo	$\text{SiO}_2 \cdot n\text{H}_2\text{O}$
Cuarzos y cuarcitas fracturadas	Cuarzo	SiO_2

Fuente: Metha, Kumar, Monteiro, Paulo, 1998, *Concreto*, IMCYC, p. 113.

A continuación, en las Figuras 13 y 14, se señalan las regiones de México con mayor potencial de rocas silíceas y carbonatadas reactivas con álcalis, respectivamente.

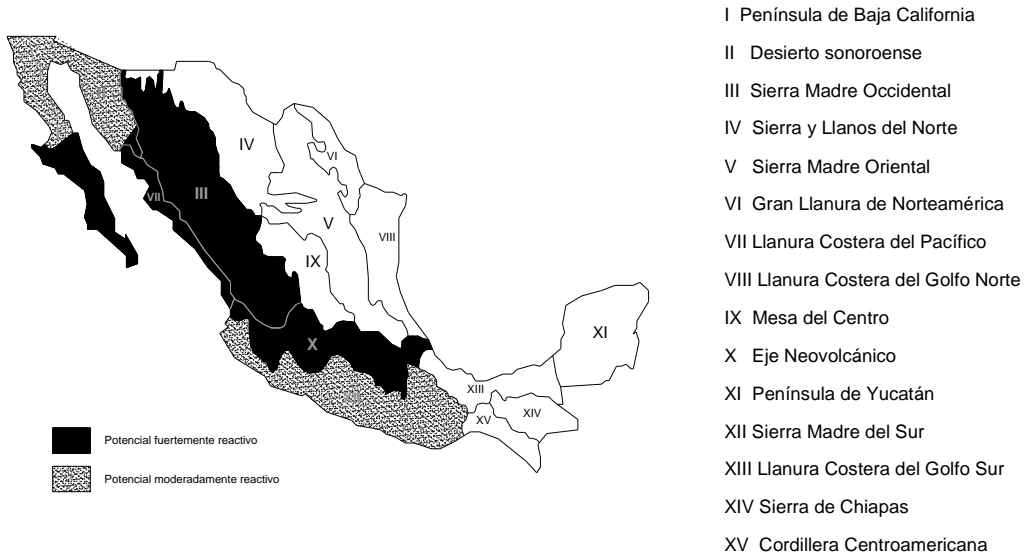


Figura 13. Regiones de México con mayor potencial de rocas silíceas reactivas con álcalis¹⁴⁰.

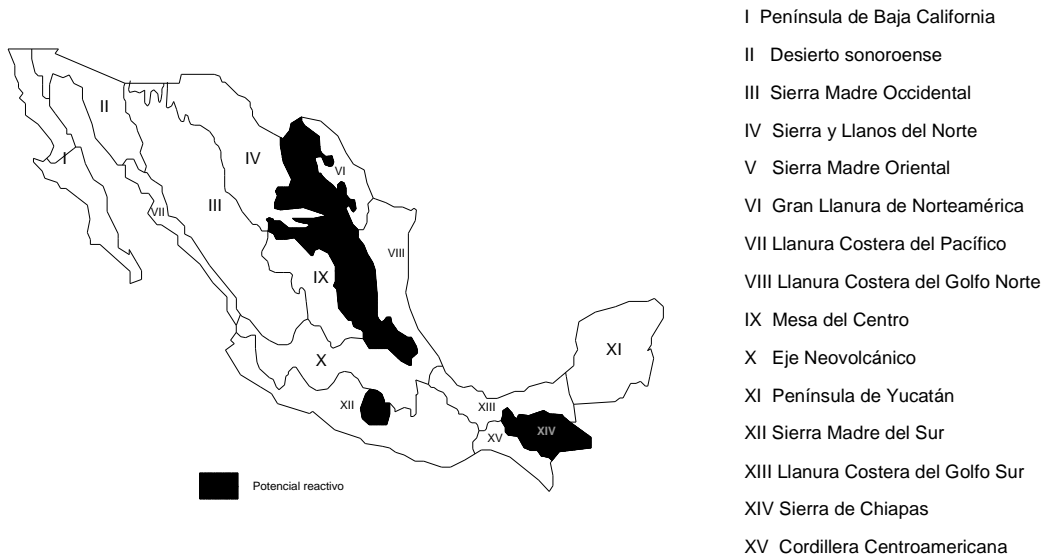


Figura 14. Regiones de México con mayor potencial de rocas carbonatadas reactivas con álcalis¹⁴¹.

¹⁴⁰ Mena Ferrer, Manuel, 2001, *Durabilidad de estructuras de concreto en México*, IMCYC, p. 18.

¹⁴¹ *Ibidem*, p. 19.

En general, las expansiones provocadas por las reacciones álcali-agregado pueden controlarse utilizando cementos bajos en álcalis, reemplazando total o parcialmente el agregado o bien recurriendo al uso de inhibidores de reacción.

Interfase acero-pasta

En el caso del concreto reforzado, se forma una nueva heterogeneidad que propicia la interfase denominada acero-pasta. Esta interfase influye en la adherencia y en el comportamiento mecánico del material, constituyendo una zona de 100 a 200 μm de espesor. El contenido de gel de tobermorita (C-S-H), permanece constante a los 20 μm ; la porosidad por el contrario decrece a partir de los 50 μm hasta valores constantes que dependen de la relación A/C. Por otro lado, la portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) aumenta al alejarse del acero¹⁴².

Todos estos aspectos dan una idea general de la complejidad del material. El concreto por sí mismo es sumamente heterogéneo y las propiedades que exhibe una vez endurecido dependerán de la calidad de sus materiales componentes, de las proporciones en las que entran, así como de las relaciones que mantienen entre ellos. La estructura del concreto determinará en gran medida, su estabilidad al interactuar con el medio ambiente y en condiciones de carga atribuyéndole una mayor o menor capacidad para resistir el paso del tiempo.

2.3.2 FACTORES EXTRÍNSECOS

A pesar de haber mantenido un minucioso cuidado en la elección de los componentes del concreto, de haber realizado una buena compactación y curado del mismo, éste al estar expuesto con el medio ambiente comenzará a deteriorarse inexorablemente.

El concreto reaccionará con los gases presentes en la atmósfera como el CO_x , NO_x , SO_x , entre otros, generando cambios en la superficie del material que

¹⁴² San Juan Barbudo – Castro Borges, 2001, *Acción de los agentes físicos y químicos sobre el concreto*, IMCYC, p. 10.

se presentan como agrietamientos y desprendimientos, además de las transformaciones internas que sufre el material como la disminución de su pH y la aparición de óxidos en el acero de refuerzo, disminuyéndose la sección transversal de las varillas, perdiendo adherencia y creando tensiones localizadas e internas gracias a los grandes volúmenes de herrumbre que derivan en el desprendimiento del recubrimiento¹⁴³.

Dichas patologías se presentarán en forma conjunta o aislada, dependiendo de la microestructura particular del material y de las condiciones de exposición, sin menoscabo de los usos y mantenimientos a los que estará sujeto el inmueble dando como resultado final una estructura de mayor o menor durabilidad.

2.3.2.1 MEDIO AMBIENTE

Las condiciones ambientales que rodean a una estructura de concreto reforzado determinarán, en gran medida, su durabilidad. Los ambientes son diversos y éstos pueden ser: urbano, marino, urbano-marino, urbano-industrial, rural, rural-marino y marino-industrial¹⁴⁴.

Los medios antes enunciados son difíciles de definir pero en general, se caracterizan por su densidad de población, extensión, actividades socioeconómicas y el tipo de infraestructuras con las que cuentan. En este sentido, el medio urbano queda determinado por su alta densidad de población, su extensa área, su gran cantidad de todo tipo de infraestructuras; además de contar con servicios educativos, financieros, sanitarios, culturales, burocráticos y de ocio, entre otros.

El medio rural se caracteriza por una baja densidad de población en comparación con el medio urbano; una gran cantidad de áreas utilizadas para

¹⁴³ Torres Acosta, Andrés, Martínez Madrid, Miguel, 2001, *“Diseño de Estructuras de Concreto con Criterios de Durabilidad”*, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 181, p.3.

¹⁴⁴ López Celis, R., Pérez Quiroz, J. T., Torres Acosta, A., Martínez Madrid, M. (coord.), 2006, *Durabilidad de la Infraestructura de concreto Reforzado Expuesta a Diferentes Ambientes Urbanos de México*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 292, Sanfandila, Qro, p. 2.

actividades como las agropecuarias, agroindustriales, extractivas, de silvicultura y de conservación ambiental; además de poseer una escasa infraestructura. Por su parte, el medio industrial se identifica por una gran cantidad de fábricas dedicadas a transformar las materias primas en productos elaborados, para lo cual ocupan una gran cantidad de energía y además generan una serie de emanaciones de gases, algunos de los cuales pueden ser contaminantes peligrosos para los materiales, el medio ambiente y la salud. Finalmente, el medio marino se define como aquél que está influenciado por una superficie de agua salada en donde las actividades humanas y procesos naturales afectan y son afectados por lo que se da en las aguas.

Cada una de estas atmósferas presenta diferentes condiciones climatológicas cuyas magnitudes y variaciones pueden influir en el comportamiento del concreto desde su estado fresco hasta su estado endurecido. Los parámetros ambientales más significativos a considerar son: la temperatura; la lluvia total; la humedad relativa; la velocidad y dirección de los vientos dominantes; la radiación solar; entre otros.

Así por ejemplo, las temperaturas influyen en el desarrollo de las propiedades del concreto; en este sentido, a altas temperaturas se incrementa la velocidad de reacción entre el cemento y el agua de mezclado; se aumenta la pérdida de agua por evaporación; y se provocan agrietamientos por cambios de volumen. En el caso de temperaturas bajas, el fraguado y endurecimiento del concreto son lentos; y si las temperaturas son suficientemente bajas, el agua contenida en los poros del material puede llegar a congelarse incrementando su volumen propiciando agrietamientos y/o disgregaciones.

Todos estos factores deberán tomarse en cuenta para clasificar la agresividad ambiental. En este sentido, en el caso particular de México los climas son diversos y van desde seco a muy seco y de húmedo a semi-húmedo o muy húmedo. De acuerdo con su temperatura el clima es cálido, semi-cálido, templado,

semi-frío y muy frío (Figura 15). La precipitación pluvial de igual forma es muy variada¹⁴⁵.

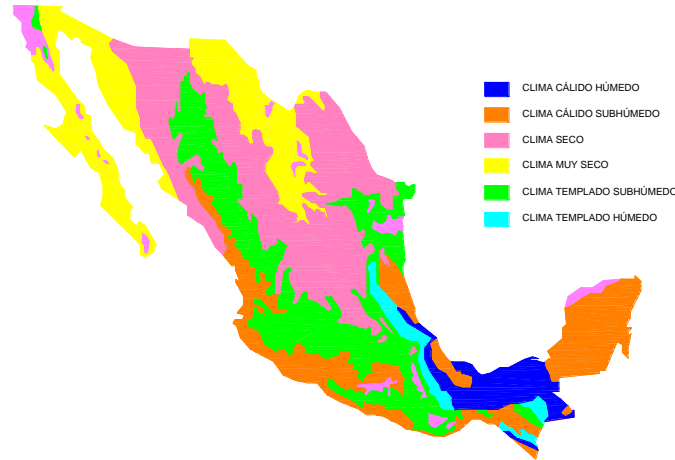


Figura 15. Climas en la República Mexicana¹⁴⁶.

Existen numerosas posibilidades para realizar una clasificación de la agresividad ambiental. En seguida se presenta una clasificación de ambientes propuesta por el Comité Europeo del concreto (Tabla 10).

Tabla 10. Ambientes de exposición de estructuras de concreto reforzado.

Clase de exposición		Condiciones ambientales
1 Ambiente seco		Humedad relativa constante inferior al 70%.
2 Ambiente húmedo	A (sin heladas)	Humedades relativas constantes con poco riesgo de condensación.
	B (con heladas)	Humedades relativas variables con riesgo de condensación.
3 Ambiente húmedo con heladas		Componentes externos expuestos al viento y a condiciones de deshielo.
4 Ambiente marino	A (sin heladas)	Zonas de niebla salina, salpicaduras e inmersión.
	B (con heladas)	
5 Ambiente químicamente agresivo		Baja agresividad media.
		Media agresividad.
		Alta agresividad.

Fuente: San Juan Barbudo. Miguel Ángel, Castro Borges, Pedro, 2001, *Acción de los agentes químicos y físicos sobre el concreto*, IMCYC, p. 3.

¹⁴⁵ http://www.conabio.gob.mx/institucion/estudio_pais/CAP1.PDF, enero, 2012

¹⁴⁶ García Jiménez, Fermín et. al., 2007, *Sequía*, Serie de Fascículos, Centro Nacional de Prevención contra Desastres (CENAPRED), p. 13.

En general, los agentes exógenos que influyen en la durabilidad del concreto reforzado son:

- ✓ Contaminación ambiental (niveles de CO_2 , H_2SO_4 , HCl , HNO_3 , NO_x , SO_x , etc.).
- ✓ Suelos con sulfatos solubles, pantanosos y basureros.
- ✓ Lluvia ácida.
- ✓ Ciclos de hielo y deshielo.
- ✓ Temperatura.
- ✓ Radiación solar.
- ✓ Humedad relativa.
- ✓ Agua de mar, aguas puras.
- ✓ Intensidad y orientación de los vientos dominantes.
- ✓ Microorganismos, bacterias.

Los ataques que pueden derivar en procesos perjudiciales para el concreto reforzado por la inducción de los agentes agresivos antes mencionados, son: ataques químicos, físicos y/o biológicos.

2.3.2.2 ATAQUES QUÍMICOS

El concreto reforzado al interactuar con el medio ambiente está expuesto a diversos agentes agresivos que son transportados en solución hacia el interior del material y, posteriormente reaccionan con algún constituyente de la pasta de cemento hidratada. La penetración de los agentes agresivos disueltos depende en gran medida, de la permeabilidad que exhiba el concreto. Mientras que los mecanismos de transporte podrán ser por:

- ✓ *Convección*. En estos mecanismos, la fuerza impulsora del movimiento del agua depende directamente de los gradientes de temperatura.

- ✓ *Difusión.* En ellos la fuerza impulsora la constituye el gradiente de concentración, como ocurre con el ataque de cloruros.
- ✓ *Migración.* En este mecanismo de transporte la impulsión es provocada por un aumento de potencial. El fenómeno de la corrosión del acero de refuerzo se presenta en función de su potencial.

Los ataques químicos pueden ser por:

- ✓ *Acción de sulfatos.*
- ✓ *Lixiviación por aguas puras.*
- ✓ *Ataque ácido.*
- ✓ *Acción de agua de mar.*

Acción de los sulfatos

Los ámbitos propicios para un ataque por sulfatos lo constituyen los suelos arcillosos, pantanosos o basureros, agua de mar, aguas freáticas, los ambientes urbanos o industrializados con altos grados de polución ambiental. Este ataque ocurre cuando el agua transporta iones sulfato (SO_4^{2-}), en solución dentro del concreto. Los iones sulfato reaccionan con la pasta de cemento hidratada formando ettringita (AF_T) y yeso, provocando aumentos de volumen del orden del 250% en relación con los compuestos originales¹⁴⁷.

Estos cambios de volumen van acompañados de fisuras y desprendimiento del recubrimiento. En un inicio, la ettringita primaria denominada monosulfaoaluminato (AF_m) y contenida en la pasta de cemento hidratada reacciona con los sulfatos sódicos (2NaSO_4) y la portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$), generando ettringita expansiva (AF_T). La ettringita primaria no produce daño en el concreto; sin embargo, al combinarse con los sulfatos sódicos se forma ettringita secundaria que sí puede llegar a dañar al concreto endurecido por la fisuración progresiva con la consecuente disminución de resistencia.

¹⁴⁷ San Juan Barbudo – Castro Borges, 2001, *Acción de los agentes físicos y químicos sobre el concreto*, IMCYC, p. 15.

Otra posible reacción interna con la pasta de cemento hidratada, por la penetración de sulfatos sódicos es la formación de yeso. Este mineral se obtiene al combinarse la portlandita ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) con el sulfato sódico y el agua. El yeso al igual que la ettringita ocasiona expansiones que desencadenan microtensiones que no pueden ser soportadas por el material.

El sulfato de magnesio también puede reaccionar con los componentes originales de la pasta de agua-cemento y provocar la formación de ettringita, yeso y/o la descalcificación del gel de tobermorita (C-S-H). El tipo de agresión del sulfato de magnesio dependerá de su concentración de acuerdo a lo siguiente:

- ✓ Para $\text{MgSO}_4 < 0.48\%$ formarán ettringita.
- ✓ Para $0.48\% < \text{MgSO}_4 < 0.75\%$ se formarán ettringita y yeso.
- ✓ Para $\text{MgSO}_4 > 0.75\%$ se producirá la descalcificación del gel de tobermorita (CSH).

El resultado de los ataques por sulfatos será una degradación de la pasta de cemento hidratada que inicia en la superficie, seguida de la aparición de fisuras entrecruzadas como consecuencia de la expansión y de la pérdida de cohesión. En general, para prevenir este ataque se deben emplear bajas relaciones A/C ($A/C \leq 0.50$ para una exposición leve o moderada y $A/C \leq 0.45$ para una exposición severa o muy severa¹⁴⁸); además de aplicar una correcta compactación y un curado prolongado.

Se recomienda el uso de cementos con algún tipo de puzolana natural o artificial; además de poseer un bajo contenido de aluminato tricálcico (C_3A). En la Tabla 11 se muestra la clasificación propuesta por el ACI para determinar la severidad del ambiente de acuerdo a la concentración de sulfatos solubles en el suelo o en el agua.

¹⁴⁸ ACI 201.2R-92, 2002, Guía para obtener un concreto durable, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, p. 4.

Tabla 11. Clasificación de la severidad del ambiente de sulfatos de acuerdo con el ACI201.2R-92.

Exposición	Concentración de sulfatos solubles expresados en SO_4	
	En el suelo (%)	En el agua (ppm)
Suave	< 0.1	< 150
Moderada	0.1 - 0.2	150 – 1500
Severa	0.2 - 2	1500 – 10000
Muy severa	> 2	> 10000

Fuente: García Rodríguez, Felipe de J., 2002, *Evaluación de estructuras de concreto. Técnicas y materiales para su reparación*, IMCYC, p. 32.

Lixiviación por acción de aguas puras

Por aguas puras se consideran todas aquellas aguas que no contienen sustancias disueltas en ellas. Estas aguas puras pueden ser: aguas provenientes del deshielo, aguas de lluvia, aguas subterráneas a grandes profundidades, etc. En general, las aguas blandas serán aquellas con pH próximos a 7, que tengan un bajo contenido de calcio y de óxido de magnesio.

Estas aguas al infiltrarse a través de los poros del concreto actúan como disolvente de la portlandita ($Ca(OH)_2$), transformándola en cal libre que a su vez puede llegar a ser extraída por la misma agua infiltrada. La cal libre extraída se aloja en la superficie de la estructura reaccionando con el bióxido de carbono (CO_2) del aire y formando depósitos salinos de color blanco conocidos como eflorescencias.

Esta acción del agua pura provoca una disminución de la alcalinidad del concreto, además de aumentar su porosidad. Estos dos efectos aceleran el proceso de deterioro del material ya que incrementan el riesgo de corrosión del acero de refuerzo.

Ataque ácido

El mecanismo de deterioro del concreto causado por ácidos es el resultado de la interacción entre los componentes básicos de la pasta de cemento hidratada y las disoluciones ácidas presentes en la atmósfera. Uno de los principales responsables de este fenómeno es el óxido de azufre presente en la lluvia denominada ácida. El agua débilmente mineralizada, reacciona con los iones Ca^{2+} formando sales solubles con la consecuente disminución de alcalinidad y de resistencia, destruyendo progresivamente al concreto.

Otro posible ataque por ácidos lo constituyen las aguas blandas con altos contenidos de CO_2 o bien el aire. Independientemente de si el CO_2 está disuelto en agua o se encuentra en el aire, su penetración a través del concreto generará una disminución del pH, beneficiando la corrosión del acero. Este proceso químico se denomina **carbonatación** y avanza desde la superficie del concreto hacia el interior permitiendo la corrosión generalizada en el acero.

El fenómeno de la carbonatación se explica más adelante en corrosión por carbonatación [ver 2.3.2.3].

Ataque por acción del agua de mar

El ataque por agua de mar se debe a las sales disueltas en ella, principalmente cloruros y sulfatos que reaccionan con los componentes de la pasta de A/C, lesionando gravemente al concreto reforzado al favorecer la corrosión del acero embebido en el concreto. Debido a su alto contenido de cloruros, el agua de mar disminuye notablemente la durabilidad del material.

Algunos aspectos a considerar para salvaguardar la durabilidad del concreto armado sometido a ambientes salinos, son:

- ✓ Evitar el uso de un concreto permeable.
- ✓ Aumentar el espesor del recubrimiento.
- ✓ Evitar el agrietamiento del concreto.

La corrosión por penetración de cloruros se detalla en el siguiente apartado.

2.3.2.3 CORROSIÓN ELECTROQUÍMICA DEL ACERO DE REFUERZO EMBEBIDO EN EL CONCRETO

La corrosión es el ataque electroquímico que sufren la mayor parte de los aceros o aleaciones cuando interactúan con un medio acuoso y éstos pierden sus propiedades. Este fenómeno es un proceso espontáneo que denota la existencia de una zona anódica, una zona catódica, un electrolito y un conductor metálico.

La zona anódica es la porción de la superficie metálica en la que tiene lugar la disolución del material, en ella se liberan electrones. La zona catódica, es la parte de la superficie metálica en la cual los electrones producidos en el ánodo se combinan con determinados iones presentes en el electrolito. El electrolito lo constituye el medio acuoso que contiene iones libres y el conductor metálico es por donde fluyen los electrones. La celda de corrosión en el concreto armado se representa en la Figura 16.

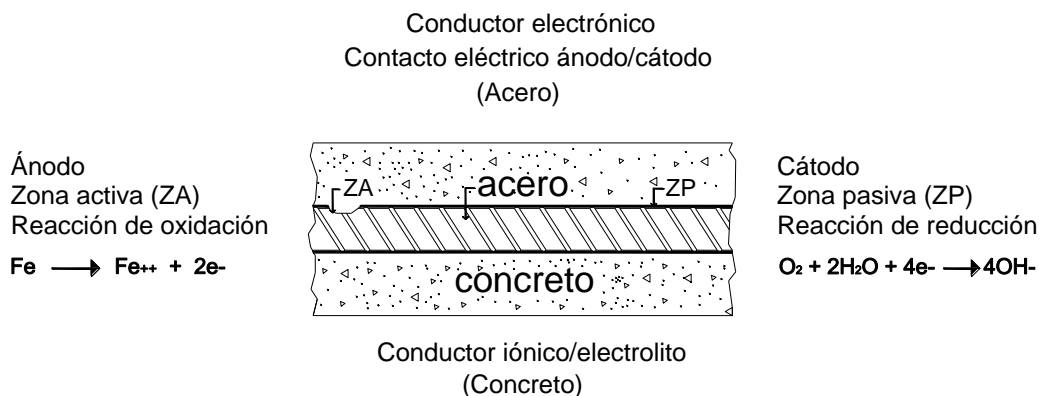


Figura 16. Elementos constitutivos de la celda de corrosión¹⁴⁹.

En general, el acero de refuerzo se encuentra protegido del proceso de corrosión gracias a su alta alcalinidad (pH = 12.5 a 13.5, aproximadamente¹⁵⁰),

¹⁴⁹ López Celis, R., Pérez Quiroz, J. T., Torres Acosta, A., Martínez Madrid, M. (coord.), 2006, *Durabilidad de la Infraestructura de concreto Reforzado Expuesta a Diferentes Ambientes Urbanos de México*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 292, Sanfandila, Qro., p. 11.

¹⁵⁰ Del Valle Moreno, Angélica, Pérez López, Tezozómoc, Martínez Madrid, Miguel, 2001, El fenómeno de la corrosión en estructuras de concreto armado, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 182, Sanfandila, Qro., p. 31.

además del recubrimiento que impide el paso de agentes agresivos hacia el acero. En un inicio, el acero de refuerzo mantiene en su superficie una capa de óxidos que lo pasiva, es decir, se impide su reactividad química bajo ciertas condiciones. Sin embargo, en su interacción con el medio existen factores que desencadenan la despasivación del acero reiniciando el proceso de corrosión electroquímica.

En este contexto, en el caso particular de México a raíz de los sismos de 1985 evidencias alarmantes demostraron que entre las muchas causas del desplome de edificios se encontraban casos en los que la corrosión había acabado con las varillas de acero ya que dentro del concreto sólo se encontraron manchas de óxido¹⁵¹. Los daños por corrosión en el refuerzo del concreto son cada vez más frecuentes, razón por la cual se hace necesario profundizar en el estudio de este fenómeno.

A continuación se presentan los casos más comunes que causan el rompimiento de la película pasiva en el acero:

- ❖ La concentración de iones cloruro en el concreto ya sea que se hayan integrado en el agua de mezclado o en los aditivos o bien, iones cloruro que ingresan desde el exterior por el entorno en el que se desarrolla la estructura.
- ❖ El proceso de carbonatación, es decir, cuando la pasta de cemento hidratada reacciona con el bióxido de carbono presente en el medio acidificando al concreto.
- ❖ Por inducción de microorganismos presentes en el sistema.

Lo expresado anteriormente se agrava ya que el concreto es un sólido poroso que permite el paso a líquidos y gases.

¹⁵¹ Granillo Vázquez, Silvia, 1986, *Los gusanos del acero*, Información científica y tecnológica Vol. 8, CONACYT, pp. 37-39.

Corrosión por penetración de cloruros

Los iones Cl^- tienden a destruir la capa de óxido que pasiva al acero de refuerzo de tal manera que la superficie del acero se activa produciendo la corrosión localizada por picadura. Por un lado se forma un ánodo y alrededor del él, la zona pasiva actúa como cátodo propiciando que la disolución del material en el ánodo se extienda en profundidad.

En general, la corrosión por picadura se presenta por medio de una reacción anódica autocatalítica, este proceso de corrosión dentro de una picadura produce la estimulación necesaria para continuar con el crecimiento de la misma. Por lo regular, los factores que ayudan a la proliferación de este fenómeno son variaciones locales en la permeabilidad del concreto, desigualdades en la temperatura, zonas con pH distintos o agrietamientos desiguales en la superficie del material.

Por otro lado, las condiciones de exposición del concreto juegan un papel importante en el desarrollo de la corrosión por picadura por ejemplo, en concretos en los que una parte de ellos se encuentra sumergida en terrenos naturales o en agua de mar y la otra parte queda expuesta a condiciones de CO_2 y O_2 .

De esta forma, en la zona del acero que está siendo picada por una solución aireada en presencia de cloruros, ocurre una disolución rápida dentro de la picadura mientras que la reducción del oxígeno ocurre en las superficies adyacentes a ella. El proceso es estimulado y propagado por sí mismo gracias a los factores antes mencionados y a las reacciones suscitadas.

La rápida disolución del acero tiende a producir un exceso de cargas positivas en esta área, lo que resulta en la alta migración de iones cloruro para mantener la neutralidad, entonces se presenta en el área de la picadura una alta concentración de FeCl_2 y como resultado de la hidrólisis una gran cantidad de iones hidrógeno. Por tanto, los cloruros e hidrógenos ionizados estimulan la disolución del acero acelerando el proceso con el paso del tiempo. El proceso de picadura se ejemplifica en la Figura 17. Cuando las picaduras se propagan a lo largo de la superficie del acero, el proceso puede tratarse como una corrosión generalizada.

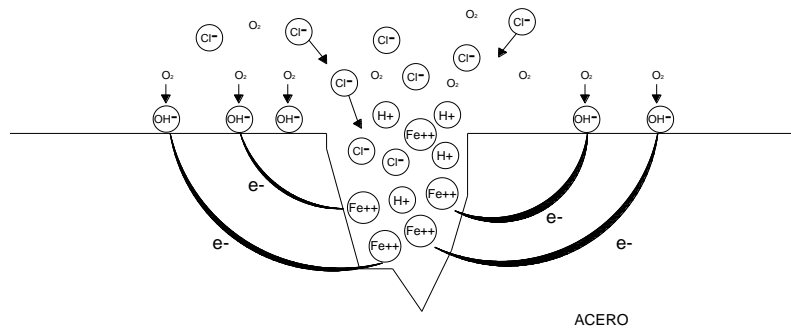


Figura 17. Proceso autocatalítico en la corrosión por picadura¹⁵².

La corrosión en el concreto reforzado por la inducción de Cl^- , por una parte disminuye la sección original de las varillas y por otra hace perder la adherencia inicial tan deseada entre el concreto y el acero. A medida que se va corroyendo el acero, se ejercen presiones sobre el concreto que lo rodea. Estas fuerzas ocasionan que el material se agriete, facilitando el ingreso de nuevos iones Cl^- que llegan a la superficie del acero ocasionado la pérdida de sus propiedades mecánicas.

El fenómeno continúa hasta que el óxido de hierro forma manchas en la superficie del concreto confirmando que la corrosión está muy avanzada. Otro efecto de la corrosión es el desprendimiento o salto del recubrimiento. A este respecto, algunos investigadores suponen que la corrosión inicia en el concreto cuando los niveles de pH son menores a 11.5 en presencia de agua y oxígeno¹⁵³.

La concentración crítica de los iones Cl^- que desencadena la corrosión del acero de refuerzo en el concreto se muestra en la Tabla 12.

¹⁵² Fontana, M. G., 1986, *Corrosion engineering*, Ed. Mc Graw Hill.

¹⁵³ Shalon, R. et al, 1959, *Proceedings*, American Concrete Institute, Vol. 55, pp. 1251-1258.

Tabla 12. Riesgo de la corrosión en el acero embebido en el concreto de acuerdo a la concentración de iones Cl^-

Concentración de los iones Cl^- a la profundidad del acero (% por peso de cemento).	Riesgo de iniciar la corrosión.
< 0.4%	Insignificante
0.4 – 1.0	Posible
1.0 - 2	Probable
> 2.0	Seguro

Fuente: Torres Acosta, Andrés, Martínez Madrid, Miguel, 2001, "Diseño de Estructuras de Concreto con Criterios de Durabilidad", Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 181, p. 20.

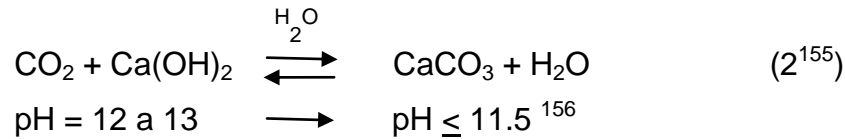
En general, la cantidad de cemento utilizado en la mezcla así como el tipo de cemento variarán la difusión de los iones Cl^- .

Corrosión por carbonatación

Con respecto al **proceso de carbonatación** del concreto tenemos que principalmente el CO_2 que se encuentra en la atmósfera en combinación con la humedad reacciona con los productos de la pasta de cemento hidratado, acidificando al material. En el caso de un concreto de muy buena calidad el proceso de carbonatación no es inmediato ya que sus productos llenan algunos de los poros y actúan como una barrera impidiendo la entrada del CO_2 y la humedad adicionales¹⁵⁴.

Sin embargo, si por alguna razón llegan a presentarse agrietamientos en la superficie del concreto se reanuda el proceso de carbonatación por el nuevo ingreso de bióxido de carbono y humedad. En tal caso, se disminuye el pH del concreto y se pierde la pasividad del acero comenzando el proceso de corrosión. Lo enunciado anteriormente se ejemplifica en la siguiente reacción:

¹⁵⁴ Neville, Adam, 1984, *Corrosión del acero de refuerzo en el concreto*, Revista IMCYC, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. 22, núm. 162, pp. 35-39.



Es importante señalar que aún cuando la carbonatación del concreto puede ser muy lenta, una vez que esta alcanza al acero de refuerzo la velocidad de corrosión del material se incrementa por la difusión de agentes externos que primero aniquilan a las varillas de refuerzo.

En general, los factores que afectan el proceso de la carbonatación son: el contenido de humedad; el contenido de CO_2 y SO_2 en el ambiente atmosférico; y la permeabilidad del concreto¹⁵⁷ (Figura 18).

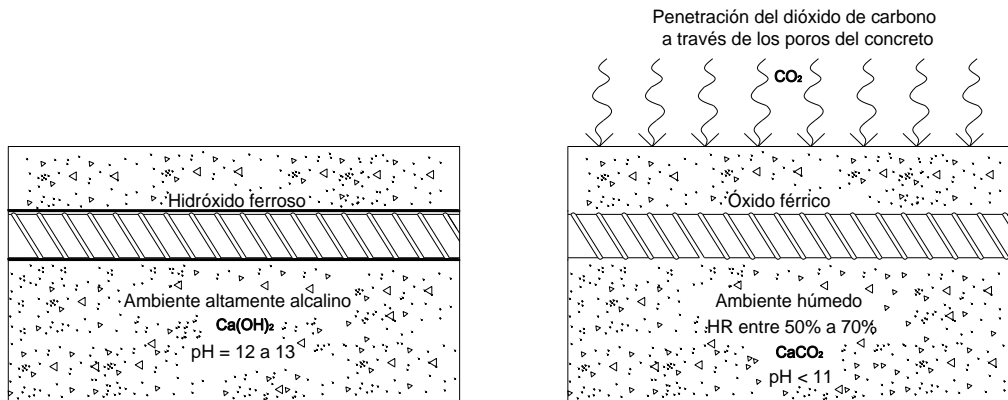


Figura 18. Proceso de carbonatación en el concreto reforzado¹⁵⁸.

La influencia del contenido de humedad relativa ambiental en el proceso de carbonatación se expresa en la Tabla 13.

¹⁵⁵ Del Valle Moreno, Angélica, Pérez López, Tezozómoc, Martínez Madrid, Miguel, 2001, El fenómeno de la corrosión en estructuras de concreto armado, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 182, Sanfandila, Qro., p. 38.

¹⁵⁶ Shalon, R. et al, 1959, *Proceedings*, American Concrete Institute, Vol. 55, pp. 1251-1258.

¹⁵⁷ López Celis, R., Pérez Quiroz, J. T., Torres Acosta, A., Martínez Madrid, M. (coord.), 2006, *Durabilidad de la Infraestructura de concreto Reforzado Expuesta a Diferentes Ambientes Urbanos de México*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 292, Sanfandila, Qro., p. 14.

¹⁵⁸ *Ibidem*, p. 14.

Tabla 13. Proceso de carbonatación en función de la humedad relativa.

Humedad relativa, (%) HR	Proceso de carbonatación
HR > 70 %	Evita el ingreso de CO ₂
50% < HR < 70%	Avanza rápidamente
HR < 50%	No hay suficiente agua para que se disuelva el CO ₂

Fuente: López Celis, R., Pérez Quiroz, J. T., Torres Acosta, A., Martínez Madrid, M. (coord.), 2006, *Durabilidad de la Infraestructura de concreto Reforzado Expuesta a Diferentes Ambientes Urbanos de México*, SCT, Publicación Técnica No. 292, Sanfandila, Qro. p. 15.

Por su parte, el contenido de CO₂ presente en la atmósfera depende principalmente de la contaminación ambiental del lugar variando grandemente de una zona rural a una urbana. En general, para que se inicie el fenómeno de carbonatación en el concreto, se requiere de una cantidad pequeña de concentración de CO₂ en la atmósfera, siendo del orden del 0.03%¹⁵⁹.

En el caso de la permeabilidad del concreto, la difusión del CO₂ se facilitará en concretos muy porosos con vacíos interconectados entre sí. Además, si los poros están llenos de agua, como es el caso de estructuras sumergidas, la carbonatación se disminuirá debido a la poca difusión del CO₂. En cambio, si los poros están secos el CO₂ se difundirá fácilmente pero la carbonatación no llega a ocurrir por falta de agua. En el caso de poros parcialmente llenos de agua, el avance de la carbonatación se facilita llegando hasta el espesor donde los poros del concreto se encuentren secos¹⁶⁰.

¹⁵⁹ López Celis, R., Pérez Quiroz, J. T., Torres Acosta, A., Martínez Madrid, M. (coord.), 2006, *Durabilidad de la Infraestructura de concreto Reforzado Expuesta a Diferentes Ambientes Urbanos de México*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 292, Sanfandila, Qro., p. 15.

¹⁶⁰ Del Valle Moreno, Angélica, Pérez López, Tezozómoc, Martínez Madrid, Miguel, 2001, *El fenómeno de la corrosión en estructuras de concreto armado*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 182, Sanfandila, Qro. p. 39.

Corrosión inducida por microorganismos

Otra forma de corrosión en el refuerzo metálico del concreto la constituye la **corrosión microbiana** también conocida como CIM (Corrosión inducida por microorganismos). Este fenómeno incluye el deterioro del acero a través de bacterias que pueden actuar directamente como catalizadores de las reacciones o por medio de sustancias provenientes de su metabolismo creando las condiciones favorables para el desarrollo de la corrosión.

La CIM está directamente vinculada con la electroquímica. El mecanismo de este tipo de corrosión involucra una zona anódica donde se produce un proceso de oxidación que conduce a la disolución del acero mientras transcurre en forma simultánea la reducción de algún componente del medio a través de la correspondiente reacción catódica. Las bacterias participan de este proceso en forma activa sin modificar la naturaleza electroquímica del fenómeno.

Aún cuando este tipo de corrosión en el acero de refuerzo del concreto no es muy conocido, la influencia de los microorganismos sobre los procesos de corrosión tiene sus orígenes en el siglo pasado cuando Garret¹⁶¹ sugiere que la acción corrosiva sobre el plomo se debe al amoníaco, nitritos y nitratos producidos por las bacterias. Más adelante Gaines¹⁶²; Ellis y Harder, Videla y Salvarezza¹⁶³; von Wolzogen Kuhr y van der Vlugt¹⁶⁴, son algunos de los autores que asocian los procesos de corrosión de metales en ciertos ambientes, a la acción de las bacterias.

En general, las bacterias influyen en el proceso de corrosión de la siguiente forma¹⁶⁵:

- a) Produciendo sustancias corrosivas originadas en su crecimiento o metabolismo de tal manera que transforman un medio inicialmente inerte en un medio potencialmente agresivo.

¹⁶¹ Garret, J. C., 1981, *The action of water on lead*, H.K. London.

¹⁶² Gaines, 1910, Bacterial activity as corrosion influence in the soil, J. Eng. Ind. Chem., Vol. 2.

¹⁶³ Videla y Salvarezza, 1984, *Introducción a la corrosión microbiana*, Biblioteca Mosaico Librería Agropecuaria S.A.

¹⁶⁴ Von Wolzogen y Van der Vlugt, 1934, *The graphitization of cast iron as an electrochemical process in anaerobic soils water*, Vol. 18.

¹⁶⁵ Paredes Camarillo, Luz María, 2001, *Corrosión inducida por bacterias termófilas: de los acero AISI 304 y al carbono 1010*, tesis de Maestría en Metalurgia y Ciencias de los Materiales, IIM, UMSNH, p. 37.

- b) Generando celdas de aireación diferencial por efecto de un desigual consumo de oxígeno en zonas localizadas.
- c) Destruyendo cubiertas protectoras sobre el metal que son metabolizadas por las bacterias.
- d) Consumiendo sustancias inhibitoras de la corrosión y facilitando la acción de iones agresivos presentes en el medio o producidos por el metabolismo de las bacterias.

En este contexto, los microorganismos que se encuentran presentes en ambientes naturales podrán participar del fenómeno de la corrosión (Figura 19). Sin embargo, su acción estará sujeta a las características propias del material y a factores ambientales tales como: la temperatura; la composición química del agua y la condición de aerobiosis o anaerobiosis del sistema.

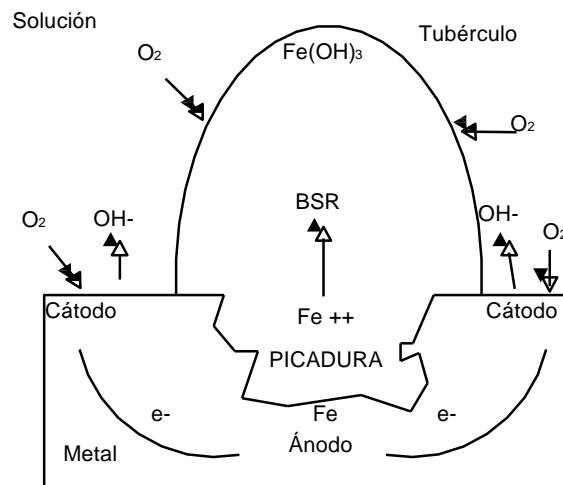


Figura 19. CIM por picadura a través de la acción de bacterias sulfato-reductoras (BSR) en una celda de aireación diferencial¹⁶⁶.

Finalmente, estudios más recientes han confirmado que la presencia de las BSR (bacterias sulfato-reductoras), en condiciones de anaerobiosis, pueden llegar

¹⁶⁶ Chen, G. et al, 1995, *Influence of sulfate-reducing bacteria on the passive film formed on austenitic stainless steel AISI 304*, Corrosion, NACE.

a acidificar el medio alcalino inicial del concreto acelerando la velocidad de corrosión del acero de refuerzo bajo ambientes controlados en laboratorio¹⁶⁷.

2.3.2.4 ATAQUE FÍSICO

El ataque físico en el concreto reforzado obedece a un desgaste de su superficie que se genera por abrasión, cavitación y/o erosión.

La *abrasión* resulta un factor importante en pavimentos o pisos industriales que están sujetos a rozamientos constantes por acción del tráfico vehicular o de maquinaria. También se puede observar este fenómeno en estructuras en contacto directo con el oleaje del mar si el agua lleva partículas sólidas en suspensión. Una forma de contrarrestar el ataque físico por abrasión es empleando, en la elaboración del concreto, agregados duros y grandes; además de arenas que sean muy densas. También es aconsejable aumentar el tiempo de curado del concreto.

La *cavitación* produce un desgaste en la superficie de la estructura en forma de picaduras que pasado un tiempo forman zonas deterioradas de gran magnitud. En este caso se va adelgazando el espesor del concreto.

La *erosión* se puede generar a través de la acción de partículas sólidas transportadas por el viento o agua que constantemente ejercen presión en la superficie de las estructuras de concreto armado produciendo el desgaste progresivo de su superficie.

Otra posible causa de ataque físico se puede presentar por la acción de los *ciclos de hielo y deshielo*. Este fenómeno que experimenta el concreto ocurre antes de una helada cuando el material poroso absorbe el agua de la atmósfera y al congelarse ésta, aumenta su volumen generando grandes tensiones que terminan produciendo fisuras con pérdidas de material en su superficie. Este efecto se acentúa en climas fríos con ciclos constantes de hielo y deshielo ocasionando costosas reparaciones y mantenimientos.

¹⁶⁷ Paredes Camarillo, Emma, 2001, *Corrosión inducida por bacterias en las varillas de refuerzo en concreto armado*, Tesis de Maestría en Metalurgia y Ciencias de los Materiales, IIM, UMSNH, p. 104.

Por otro lado, el calor extremo provoca la expansión del material ocasionando compresión en las fronteras restringidas de la estructura. Además, en elementos masivos el calor de hidratación del cemento se incrementará en forma importante sin posibilidad de disipación y al descender la temperatura del medio circundante se generarán gradientes de temperatura que propiciarán la formación de grietas en la superficie del material. También será necesario tomar en cuenta que un concreto curado inicialmente a temperaturas elevadas altera la morfología de los productos de hidratación¹⁶⁸ con la consecuente disminución de su resistencia final.

Efectos de las condiciones de servicio

Las condiciones de servicio a las que estará expuesta la estructura durante su vida útil revisten singular importancia en su comportamiento futuro. El funcionamiento normal de cualquier tipo de estructura conlleva riesgos que inevitablemente influyen en su durabilidad.

En este contexto, el sistema estructural elegido y el control de las deflexiones y fisuras determinarán el grado de vulnerabilidad de las estructuras. En general, el diseño de las estructuras de concreto armado obedece al tipo de sollicitación aplicada, con la consecuente respuesta que se expresa en términos de deformación, agrietamiento, vibraciones y/o durabilidad. A través del diseño se busca la optimización de los resultados sustentados en una base racional para que la estructura, al estar sometida a los diversos esfuerzos tenga una respuesta aceptable desde los puntos de vista de funcionalidad y seguridad en condiciones de servicio.

Para entender los criterios de diseño es necesario recordar que el concreto y el acero son materiales de diferente naturaleza que trabajan en forma simbiótica y que para su cálculo se considera que ambos materiales satisfacen la ley de Hooke, idealizando su comportamiento. Asimismo, se hace uso de factores de

¹⁶⁸ Mena Ferrer, Manuel, 2005, *Durabilidad de estructuras de concreto armado en México*, IMCYC.

carga y de reducción que permiten el dimensionamiento de los elementos estructurales con un margen razonable de seguridad.

De forma general, el refuerzo se posiciona en los lugares donde se presentan los esfuerzos de tensión, flexión, cortante y/o torsión en los diversos elementos estructurales de concreto reforzado; cuidando la correcta adherencia entre ambos materiales, a través de las heterogeneidades propias de la constitución del concreto y de las corrugaciones del acero; además de un adecuado anclaje por medio de dobleces, ganchos y traslapes en las armaduras.

Las deformaciones debidas a los cambios volumétricos que experimenta el concreto son motivo de agrietamientos que pueden ser absorbidos por el refuerzo de acero colocado estratégicamente para ese fin.

Los esfuerzos ocasionados por tensión y/o flexión también provocan deformaciones con agrietamientos normales a los ejes longitudinales de los elementos estructurales. La mayoría de las grietas con anchos del orden de 0.1 mm a 0.5 mm ocasionadas por estos esfuerzos, no afectan la resistencia ni la durabilidad de los elementos¹⁶⁹ (Figura 20).

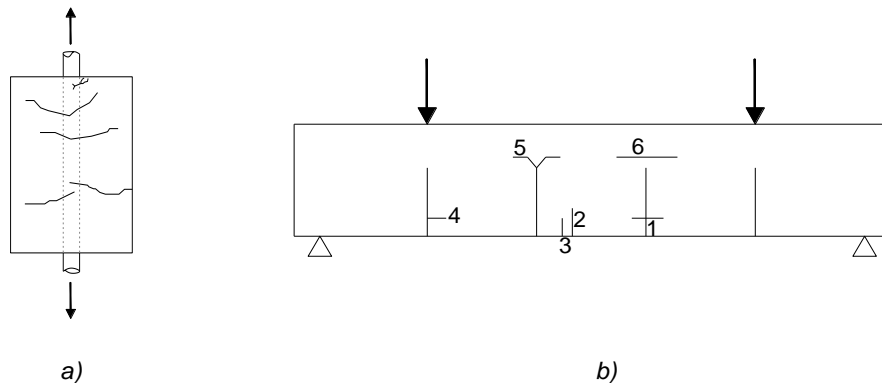


Figura 20. Agrietamiento presentado en: a) un elemento sujeto a tensión; b) un elemento sujeto a flexión; 1: grietas primarias, 2: grietas secundarias, 3: grietas secundarias hasta la altura del refuerzo, 4: grietas longitudinales, 5: grietas primarias divididas en dos ramas, 6: grietas horizontales a la altura del eje neutro¹⁷⁰.

¹⁶⁹ González Cuevas y Robles Fernández, 1997, *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*, Editorial Limusa, p. 301.

¹⁷⁰ *Ibidem*, p. 303.

En general, a través del refuerzo se busca disminuir el agrietamiento que las estructuras de concreto manifiestan como una respuesta normal a las sollicitaciones. Sin embargo, las NTC-87 y el ACI dan recomendaciones para el control de agrietamiento a través de ecuaciones que dependen de si el elemento está protegido contra la intemperie o no.

Asimismo, los Reglamentos de Construcciones establecen las deflexiones máximas que los elementos estructurales pueden llegar a presentar en función de su uso y de las restricciones de sus apoyos¹⁷¹.

Con estas acciones se prevé el buen funcionamiento de la estructura. Sin embargo, las deflexiones y por ende los agrietamientos que se presentan en el concreto dependen de una serie de factores ajenos a la respuesta normal del elemento a los diversos esfuerzos.

Algunos de estos factores son: la evolución de la resistencia mecánica del concreto a través del tiempo; las variaciones de humedad y temperatura con el tiempo; los efectos de la interacción de un miembro con otros elementos estructurales y no estructurales, la corrosión en el acero de refuerzo, reacciones químicas, erosión, retracción durante el endurecimiento e inclusive cargas adicionales impuestas ya sea por cambios de uso de suelo o por efectos de cargas accidentales como sismos.

Todos estos aspectos denotan la necesidad de llevar a cabo revisiones periódicas en la estructura con el objeto de detectar cualquier tipo de sintomatología y de realizar las acciones pertinentes para garantizar el buen funcionamiento y extender la vida útil del inmueble.

En este tenor, es necesario implementar mantenimientos sistemáticos y preventivos efectuados por personas especializadas que distingan entre las deformaciones propias del trabajo mecánico de la estructura y las sintomatologías causadas por agentes exógenos o endógenos que disminuyen la durabilidad de la estructura.

¹⁷¹ Reglamento de Construcciones del Edo. de Michoacán, 1995, p. 182.

2.4 CONCLUSIÓN

La durabilidad de las estructuras de concreto reforzado es un tema que ha cobrado mayor importancia en los últimos años a raíz de las problemáticas que se han suscitado en las diversas obras provocando grandes desembolsos económicos que se traducen en reparaciones, muchas de las cuales no son las adecuadas.

En este sentido, el conocimiento de las patologías y los causales que disminuyen la vida útil de las estructuras de concreto reforzado son necesarios e indispensables para contrarrestar sus efectos. En general, para alcanzar un concreto durable será necesario cuidar que los componentes del material sean sanos y resistentes además de vigilar los métodos de proporcionamiento empleados; las técnicas de compactación y curado aplicadas; así como el considerar las características del entorno en el que se construye la estructura, las condiciones de contacto y de servicio.

A la par de los aspectos antes mencionados, es recomendable implementar programas de inspección y mantenimiento para controlar los posibles trabajos de saneamiento o reparación de defectos en caso de presentarse, buscando siempre el garantizar la conservación y el buen funcionamiento de la estructura.



Detección del acero de refuerzo en columnas del hotel Alameda (E. Paredes, 2011).

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA PARA LA INSPECCIÓN, EVALUACIÓN, DIAGNOSIS Y PROGNOSIS DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO EN ESTRUCTURAS MONOLÍTICAS O MIXTAS EXPUESTAS A AMBIENTES URBANOS

3.1 INTRODUCCIÓN

Cualquier edificación al paso del tiempo comienza a mostrar un envejecimiento natural como resultado de su interacción con el medio ambiente y de las cargas impuestas proyectadas. El tiempo de vida útil de una estructura de concreto reforzado se estima de 50 años¹⁷²; sin embargo, cada vez son más las edificaciones que manifiestan un comportamiento distinto al esperado con envejecimientos prematuros derivados de patologías producto de un mal diseño, mano de obra poco calificada, cargas adicionales a las calculadas, ataques químicos, físicos, y/o biológicos o simplemente por falta de mantenimiento.

¹⁷² Morales Olivares, Francisco, 2009, Una pareja ¿perfecta?, Libro de divulgación, México, D.F, p. 4.

Todos estos factores actúan en forma aislada o combinada causando daños que no solo afectan el aspecto de una edificación sino que además ponen en riesgo su funcionalidad y la seguridad que esta debe ofrecer. Las anomalías van desde manchas, eflorescencias, deformaciones, grietas o fisuras en los elementos estructurales hasta delaminaciones o desprendimientos del recubrimiento. Se requiere por tanto, establecer un programa de revisiones constantes que ayuden a detectar cualquier tipo de lesión y que, en caso de presentarse puedan determinarse las causas y magnitudes de los daños.

En consecuencia, será necesario establecer una metodología que permita llevar a cabo una correcta evaluación y diagnóstico de las estructuras de concreto reforzado. De preferencia, la evaluación debe ser realizada por especialistas con conocimiento de materiales, cálculo estructural y procesos de corrosión. El peritaje de la estructura debe ser riguroso y debe tomar en cuenta el medio en el que se desarrolla la edificación y el tiempo de exposición, además de considerar el uso de suelo y las transformaciones o adiciones que pudo haber experimentado el inmueble a lo largo de su vida de servicio.

Las metodologías existentes para la evaluación de las estructuras están basadas en conocimientos y experiencias obtenidas por los investigadores en casos específicos, como ocurre con el deterioro de las estructuras por corrosión del acero de refuerzo. En ese contexto, la Red Temática DURAR y GEOCISA junto con el Instituto de Ciencias de la Construcción “Eduardo Torroja” del CSIC dentro del proyecto de innovación CONTECVET-IN 309021, publicaron manuales para la evaluación de estructuras con metodologías que se tomaron como referencia; sin embargo, se proponen algunas adecuaciones que permitirán efectuar la inspección, evaluación, diagnóstico y pronóstico en elementos de concreto reforzado expuestos específicamente a una atmósfera urbana generando una herramienta útil que podrá ser utilizada en trabajos posteriores.

3.2 METODOLOGÍA

El proceso para determinar el estado de servicio en el que se encuentra un edificio tomando en cuenta los agentes agresivos, causas y magnitudes de los daños, en caso de presentarse, debe estar basado en la ponderación adecuada de varios factores relacionados con la *durabilidad de los materiales*, la tipología estructural y el proceso de daño.

En la presente investigación por medio de un **estudio histórico** de los edificios se puntualizan las transformaciones de las que han sido objeto a lo largo de sus años de servicio. En seguida, se inspecciona visualmente cada edificio en estudio para identificar zonas críticas y; posteriormente se investiga sobre el mantenimiento que se les ha conferido a los inmuebles.

En forma paralela, se procede a la aplicación de **pruebas in situ y en laboratorio** con la intención de caracterizar al concreto reforzado para después evaluar cuál es el **efecto que el meteorismo** ha producido en los edificios. Previo a la evaluación, se hace acopio de los datos sobre temperaturas, vientos dominantes, intensidades de lluvia, humedades relativas y contaminación ambiental en la localidad. Finalmente, se correlacionan los datos obtenidos en las intervenciones anteriormente enunciadas para **emitir un diagnóstico sobre el estado de conservación y/o servicio en el que se encuentran los edificios en estudio**.

La metodología aplicada se dividió en cuatro etapas:

- 1) **Fase de inspección.** Esta fase comprendió cuatro actividades: inspección visual, ensayos in situ, pruebas de laboratorio y recopilación de la información necesaria para clasificar la agresividad ambiental y las características de la estructura en cuestión.
- 2) **Fase de evaluación.** En ella se analizaron los datos recabados en la fase de inspección y se compararon con los niveles de comportamiento óptimo establecidos por la normativa vigente.

3) Fase de diagnóstico. En esta fase se determinó la causa y magnitud de los daños, si los hubiera, además se puntualizó el estado actual de los edificios en estudio.

4) Fase de pronóstico. Finalmente, en función de los resultados del peritaje se estableció el tiempo en el que se producirá la corrosión en el acero de refuerzo.

INSPECCIÓN VISUAL

Durante la inspección de los edificios se realizaron las siguientes actividades¹⁷³:

1. Elaboración de una ficha de antecedentes de la estructura y del medio ambiente (basados en una visita de obra previa y/o en función de la documentación recabada sobre las características del entorno y del inmueble en cuestión).
2. Examen visual de la estructura.
3. Levantamiento de daños.
4. Selección de las técnicas de ensayo.
5. Selección de localizaciones de ensayos.
6. Ejecución de las pruebas.

Las actividades antes enunciadas, se observan esquematizadas en la Figura 21.

¹⁷³ DURAR, 1998, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, p. 68.

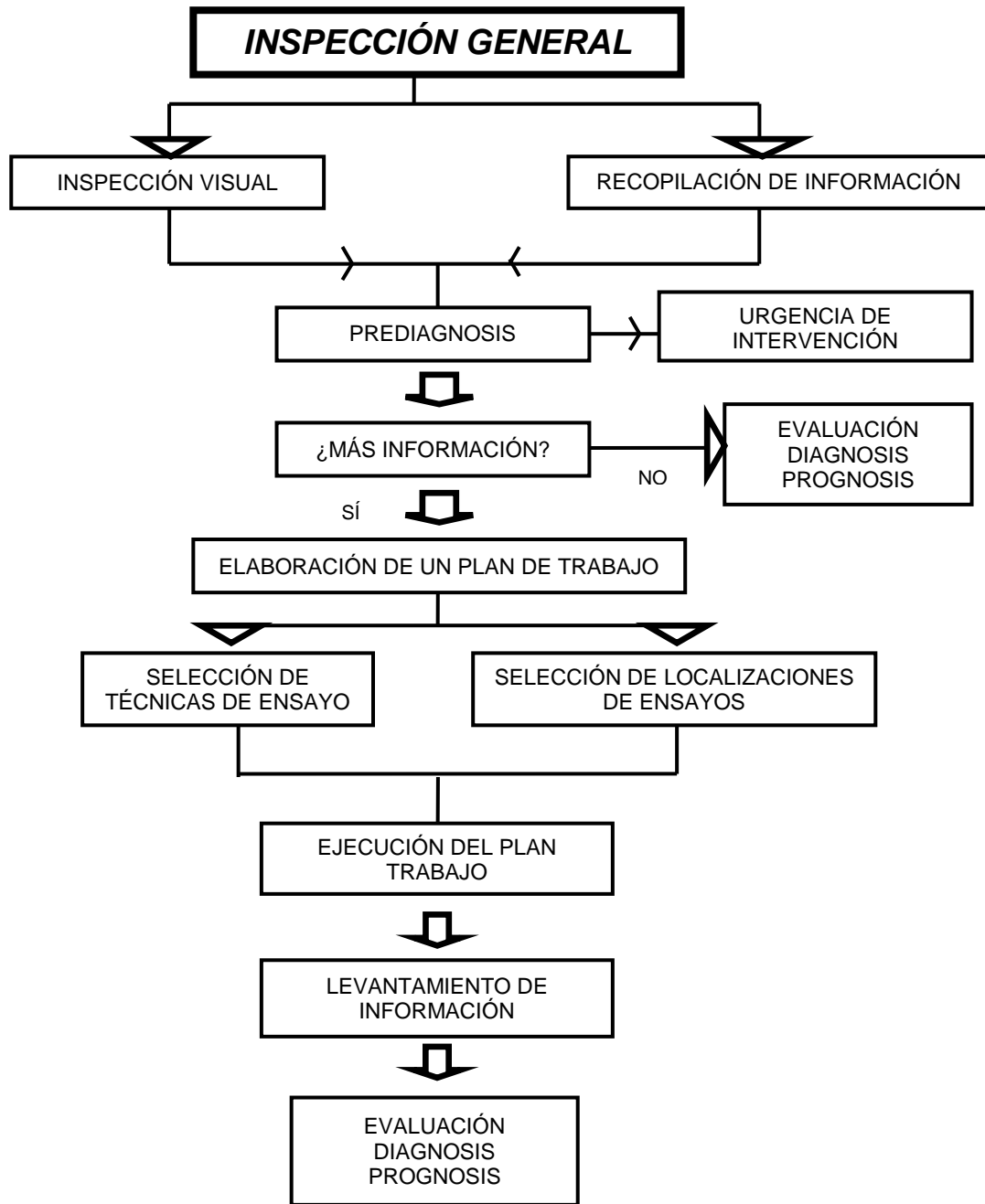


Figura 21. Sucesión de pasos para la inspección general de la estructura¹⁷⁴.

¹⁷⁴ DURAR, 1998, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, p. 69.

La inspección visual permitió tener una idea general de la problemática que circunda a la estructura. En forma paralela, se recuperó toda la información posible acerca de la estructura que consistió en la recopilación de documentos y la cuantificación de la agresividad ambiental.

Como una gran parte de la información de interés está contenida en el proyecto de diseño y en la información de la obra se buscaron las memorias de cálculo, planos estructurales, etc. Por otra parte, se recopiló toda la documentación posible acerca de las modificaciones del proyecto de la estructura, inspecciones previas, operaciones de mantenimiento y reparaciones que se llevaron a cabo en las estructuras.

Los documentos de mayor interés fueron:

- ❖ Planos arquitectónicos y/o estructurales.
- ❖ Memorias de cálculo estructural.
- ❖ Informes de inspecciones anteriores, de operaciones de mantenimiento y de reparaciones.
- ❖ Fotografías.

Además, se realizó una búsqueda de información complementaria de la estructura como son: los sistemas constructivos, libros de texto y artículos, normativas, etc., que sirvieron de base durante la etapa de evaluación.

En cuanto al **medio ambiente** se reunió la Información pertinente para la caracterización de la agresividad ambiental. Para una correcta identificación de la clase de exposición durante la inspección visual se identificaron los aspectos relacionados con el entorno que se consideraron favorecedores del proceso de corrosión del acero embebido en el concreto, siendo estos:

El proceso de carbonatación y la humedad en contacto con la estructura. En este sentido, se identificaron las condiciones en las que se encontraban los elementos estructurales, pudiendo ser¹⁷⁵:

¹⁷⁵ Geocisa, *Manual de Evaluación de Estructuras afectadas por corrosión de la armadura*. Instituto de ciencias de la construcción "Eduardo Torroja" del CSIC, CONTECVET-IN 309021, anejo B: Clasificación Medioambiental.

- a) En condiciones secas en el interior de edificios (edificios con calefacción).
- b) Protegido de la lluvia (interior de edificios sin calefacción y protegidos de la intemperie).
- c) Sin protección de la lluvia sujetos a ciclos de secado y humedad.
- d) Permanentemente mojado.

Para facilitar el acopio de la información durante la etapa de inspección, se utilizó el Formato 1 que se muestra a continuación:

ANTECEDENTES DE LA ESTRUCTURA Y DESCRIPCIÓN DEL MEDIO AMBIENTE
ESTUDIO: FECHA: LUGAR:
A. Datos generales de la estructura.
Localización.
Orientación.
Tipo de construcción.
Tipo de estructura.
B. Datos específicos de la estructura.
Características del concreto.
Detalles constructivos.
C. Historial de vida de servicio de la estructura.
Fecha de puesta en servicio.
Mantenimiento dado.
Reparaciones previas.
Transformaciones.
D. Datos del medio.
Tipo de atmósfera.
Temperatura ambiente.
Humedad relativa.
Precipitación pluvial.
Orientación de vientos dominantes.
Velocidad del viento.
Características del suelo.
Nivel de aguas freáticas.
Agentes agresivos en el agua.
E. Datos adicionales.

Formato 1. Descripción y antecedentes de la estructura y descripción del medio ambiente¹⁷⁶.

¹⁷⁶ DURAR, 1998, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, pp. 71 y 73.

Una vez realizado el llenado de la ficha de antecedentes y descripción del medio, se llevó a cabo un peritaje general de la estructura. Esta actividad se centró en la detección y registro de signos visibles de deterioro, tales como: la existencia de manchas de óxido, localización y tamaño de agrietamientos en el concreto, desprendimientos del recubrimiento, humedades, entre otros. Esta etapa fue muy importante para la posterior evaluación de las estructuras ya que de ella se obtuvieron los datos necesarios para diagnosticar los daños o lesiones.

Para la tipificación de los daños y la clasificación según códigos se utilizó la simbología mostrada en la Tabla 14 (propuesta por el ACI, American Concrete Institute). Además, se incluyó un registro fotográfico que acompañó a las observaciones, para lo cual se utilizó el siguiente formato:

INSPECCIÓN VISUAL GENERAL DE LA ESTRUCTURA	
TIPO DE ESTRUCTURA:	
EDAD:	
UBICACIÓN:	
AMBIENTE:	
ORIENTACIÓN:	
FECHA DE INSPECCIÓN:	
a)	TIPIFICACIÓN DE DAÑOS Y LOCALIZACIÓN EN LA ESTRUCTURA. Croquis de la estructura con levantamientos de daños generales.
b)	REGISTRO FOTOGRÁFICO.
c)	ENSAYOS.
d)	PREDIAGNÓSTICO.

Formato 2. Inspección general de la estructura¹⁷⁷.

¹⁷⁷ DURAR, 1998, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, p. 72.

CÓDIGO	DAÑO	DESCRIPCIÓN	CAUSAS	DETALLES QUE DEBEN SER DADOS POR LA INSPECCIÓN
A1	Grietas o fisuras	Rotura del concreto, superficial o profunda	Sobrecargas, contracción y corrosión	Dirección, ancho longitud y profundidad
A2	Red de grietas	Grietas estrechas y cortas formando una red	Cambio diferencial de volumen del concreto superficial e interno	Ancho de grietas, tamaño de red y superficie afectada
B1	Gel de exudación	Gel viscoso saliendo a través de los poros del concreto	Reacción álcali agregado	Superficie afectada, cantidad de depósito
B2	Eflorescencia	Costra blanca en la superficie del concreto	Lixiviación de hidróxidos con o sin formación de carbonatos	Superficie afectada, cantidad de depósito
B3	Manchas de óxido	Manchas de color marrón-rojiza	Corrosión de la armadura, del alambre de amarre	Localización, intensidad, posible daño asociado
B4	Manchas de humedad	Zona superficial del concreto con indicios de humedad	Escurrimiento externo o interno, condensación	Superficie afectada
C1	Protuberancia	Daño localizado superficial	Desarrollo de una presión interna local o expansión de partículas de agregado.	Localización, profundidad
C2	Concreto fofo	Sonido hueco al golpe del martillo	Corrosión del acero de refuerzo o cangrejeras	Superficie afectada, grietas asociadas
C3	Delaminación	Fragmento de concreto separado de la masa	Presión interna por corrosión de la armadura o por una fuerza externa aplicada	Superficie afectada, profundidad
C4	Intemperismo	Desgaste de la superficie del concreto, lavado de la pasta de cemento	Acción del medio ambiente que produce desgaste en la superficie	Superficie afectada, profundidad
D2	Nidos de abeja (cangrejeras)	Vacios entre los agregados gruesos	Falta de homogeneidad durante el vaciado del concreto	Superficie afectada, profundidad, intensidad
E1	Junta de construcción	Demarcación en la superficie del concreto, porosa o no	Junta entre dos colados	Localización y posible daño asociado
E2	Junta de dilatación	Línea formada por la unión de dos planos de concreto	Espacio dejado para movimientos rotatorios	Abertura, obstrucciones y cualquiera asociado a su deterioro

En base al grado de deterioro identificado en la etapa de inspección visual de la estructura y de acuerdo a la clasificación del medio ambiente se estimó el tipo de pruebas más adecuadas para lo cual se realizó un plan de trabajo tomando provisiones acerca de los equipos, materiales y/o reactivos a utilizar. Las pruebas *in situ* y en laboratorio se centraron en la identificación de la corrosión del refuerzo y en la caracterización de los materiales.

PRUEBAS *IN SITU*

Para la correcta evaluación de las estructuras se realizaron una serie de ensayos *in situ* para los cuales se eligieron las zonas más representativas o bien las zonas más factibles para la realización de las pruebas en función de las condiciones de los edificios. Basados en toda la documentación disponible acerca de la estructura y de los datos arrojados durante la inspección visual se planificaron los ensayos *in situ* para su posterior diagnóstico.

La elaboración del plan de trabajo incluyó las siguientes actividades:

a) Elaboración de:

- Fichas, croquis y/o planos de levantamiento de daños.
- Plan de muestreo.
- Tabla de tipificación de daños.

b) Selección de:

- Las técnicas de ensayo, medición o análisis más apropiadas.
- Las zonas y el número de ensayos.

c) Planificación de:

- Materiales.
- Equipamiento.

Los aspectos a considerar fueron:

- Tipo de ensayos a realizar.
- Número de medidas necesarias para obtener un valor representativo.
- Limitaciones de los métodos de ensayo.

- Localización de ensayos.
- Limitaciones impuestas por los dueños de los inmuebles.
- La necesidad de contar con medios auxiliares.

Los ensayos se seleccionaron en función de la cuantificación de aquellos parámetros que se considerados como relevantes para la diagnosis y pronosis de las estructuras, siendo estos:

- ❖ Geometría de los elementos estructurales.
- ❖ Detalle del refuerzo.
- ❖ Resistencia a la compresión del concreto por esclerometría.
- ❖ Carbonatación del concreto.

En seguida se presenta una breve descripción de los métodos de ensaye *in situ*.

Geometría de los elementos estructurales

Para determinar las dimensiones de los diferentes elementos estructurales se hizo uso de un flexómetro. De cada elemento estructural se midieron los espesores, anchos y/o peraltes, llevando un registro de los datos.

Detallado del refuerzo

Para la evaluación de las estructuras de concreto, fue necesario conocer los siguientes aspectos referentes al detallado del refuerzo:

- Espesor del recubrimiento.
- Localización del acero de refuerzo.
- Sección transversal del acero de refuerzo.

La forma más usual de determinar la profundidad y localización del acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal en un elemento estructural de concreto reforzado, es por medio de pacómetros (Figura 22).

El metalliscanner (Figura 22a), es básicamente un detector de metal que permite localizar el acero de refuerzo mediante un barrido rápido en sentido perpendicular a la dirección tentativa del refuerzo. El aparato cuenta con un sensor y emite un sonido al ubicar el refuerzo.

Por otro lado, para especificar el espesor del recubrimiento se puede hacer uso del covermeter (Figura 22b). Este instrumento proporciona una medición precisa del recubrimiento e incluso permite obtener el diámetro de las varillas embebidas en concreto de forma automática y directa.



Figura 22. Pacómetros (E. Paredes, 2010).

- a) Metalliscanner.
- b) Covermeter.

Por medio de estos aparatos se puede trazar la red de acero embebido en el concreto, además de que son muy útiles y seguros para realizar análisis esclerométricos y/o extracción de testigos.

El equipo que se requirió para la prueba fue el siguiente:

- Pacómetro (metalliscanner).
- Flexómetro.
- Gis y/o crayón de cera.
- Formato de campo.

La localización del refuerzo se realizó por medio de un barrido con el metalliscanner en sentido perpendicular a la dirección del refuerzo, de forma tal que el eje mayor del sensor quedara paralelo al del refuerzo hasta observar un aumento en las barras de la carátula del instrumento y escuchar un sonido. En seguida, se invirtió el barrido en la misma dirección hasta que el aparato emitió el sonido y las barras indicaron un máximo; este eje se marcó en la cara del elemento estructural con ayuda de un crayón y/o gis.

Finalmente, se usó el flexómetro para medir el espesor del recubrimiento registrando el dato en el formato correspondiente.

Resistencia a la compresión del concreto

Uno de los parámetros más significativos para determinar la calidad de un concreto es su resistencia al esfuerzo de compresión. Por esta razón, se obtuvo el valor aproximado del f_c de los elementos estructurales por medio de un esclerómetro digital 58-C0181/G (Figura 23).



Figura 23. Esclerómetro digital 58-C0181/G. (E. Paredes, 2010).

La prueba de esclerometría es un método no destructivo que mide la dureza superficial del concreto, proporcionando elementos para la evaluación de la condición del material en su estado endurecido¹⁷⁸. El esclerómetro permite obtener

¹⁷⁸ DURAR, 2008, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, p. 97.

la resistencia mecánica del concreto sin dañar la superficie, a través de un impacto sobre el área de ensayo. En general, el método del esclerómetro se utiliza como un ensayo preliminar que proporciona una estimación de la resistencia a compresión del concreto mediante un análisis estadístico.

Algunas de las especificaciones a tomar en cuenta al realizar este ensayo son las siguientes¹⁷⁹:

- La superficie de concreto por analizar debe estar seca, limpia y preferencialmente plana, evitándose superficies húmedas y/o carbonatadas.
- Las áreas de ensayo deben estar localizadas en las caras verticales; alejadas de regiones afectadas por segregación, exudación, concentración excesiva de armadura y/o juntas; además deben estar apartadas al menos 60 mm de los cantos o aristas de los elementos estructurales.
- La superficie de prueba debe tener entre 8 000 mm² (90mm x 90mm) y 40 000 mm² (200mm x 200mm).
- En cada área de ensayo se deben efectuar un mínimo de 9 impactos, teniendo cuidado de no ejecutar dos impactos en un mismo lugar. Además la separación mínima entre los golpes debe ser de 30 mm.
- Los impactos deberán evitar realizarse sobre agregados o acero de refuerzo.

El método esclerométrico, permite formarse una idea de la calidad del concreto; sin embargo, sus resultados deben ser tomados con discreción en estructuras antiguas ya que al medir la dureza superficial de los diversos elementos, ésta puede verse afectada por el proceso de carbonatación del concreto que solidifica el carbonato de calcio¹⁸⁰, aumentando la dureza superficial del elemento evaluado.

¹⁷⁹ DURAR, 2008, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, p. 100.

¹⁸⁰ García Rodríguez, Felipe, 2002, *Evaluación de estructuras de concreto*, IMCYC, A. C.

Prueba de carbonatación del concreto

En zonas densamente pobladas los niveles de contaminación pueden llegar a provocar cambios químicos en el concreto como la disminución de su pH (pH <10¹⁸¹), desencadenando el proceso de corrosión en el acero de refuerzo. Por este motivo, se aplicó la prueba de carbonatación en los elementos estructurales que se consideraron más expuestos al fenómeno de carbonatación.

Para la prueba fue necesario extraer varios testigos de concreto quedando condicionado el número de núcleos en función de la autorización concedida por los dueños del inmueble. La extracción de las muestras se realizó con un equipo adecuado como el que se observa en la Figura 24. Los núcleos guardaron una relación altura/diámetro igual a 2 (4" x 2").



Figura 24. Equipo utilizado para extracción de muestras de concreto. (E. Paredes, 2011).

Posteriormente, a las probetas se les retiró todo el polvo y se rociaron con una solución de fenolftaleína al 1% de alcohol. La fenolftaleína es el indicador más comúnmente utilizado y su rango de viraje está entre pH de 8.2 y 9.8, variando su tonalidad de incoloro a violeta¹⁸² (Figura 25).

Una vez terminada la prueba se restituyó el concreto con un material cementante autonivelante (mortero).

¹⁸¹ DURAR, 2008, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, p. 101.

¹⁸² *Ibidem*, p. 103.

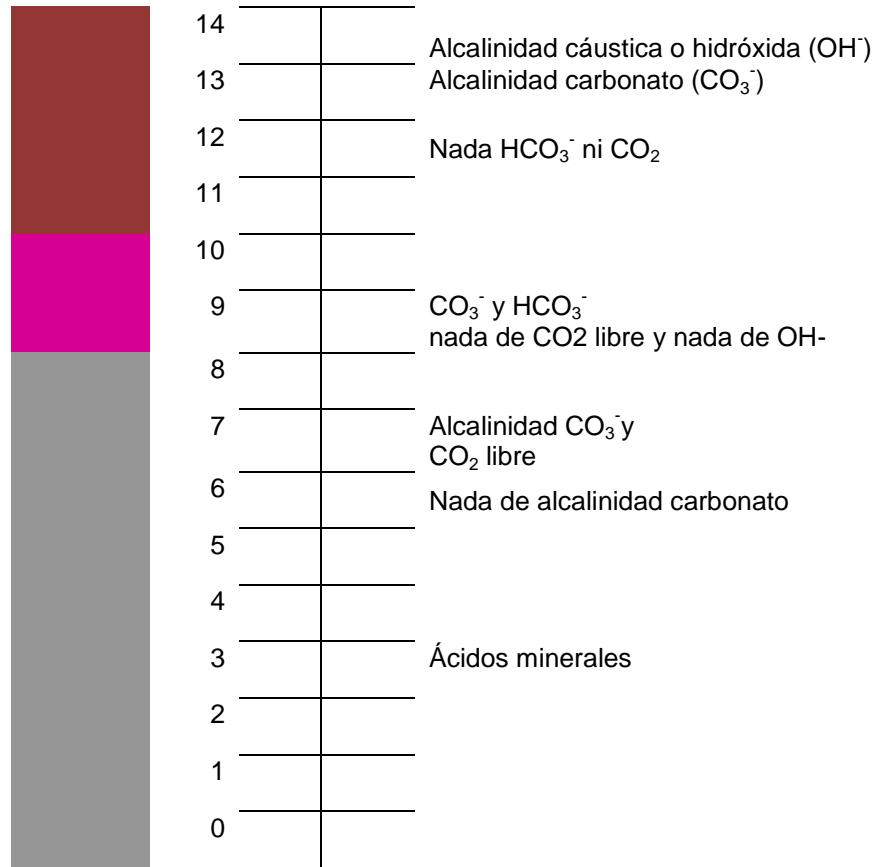


Figura 25. Escala de pH, constituyentes existentes y rangos de fenolftaleína en concreto hidráulico¹⁸³.

En cada una de las muestras, las áreas carbonatadas de concreto que no cambiaron de color indicaron hasta dónde llegó el frente de carbonatación. Para calcular la velocidad de carbonatación del concreto se utilizó uno de los modelos más sencillos que relaciona la profundidad de carbonatación con la raíz cuadrada del tiempo de exposición, mediante la siguiente fórmula¹⁸⁴:

$$X_{CO_2} = K_{CO_2} (t^{0.5}) \quad (3)$$

Donde:

X_{CO_2} = Profundidad carbonatada, en mm, aproximación a una décima.

¹⁸³ DURAR, 2008, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, p. 104.

¹⁸⁴ *Ibidem*, p.105.

K_{CO_2} = Constante de carbonatación en mm/año^{0.5}, con aproximación a una décima.

t = Tiempo de exposición en años.

Con los resultados de la profundidad de carbonatación se determinó su progresión y se calculó el tiempo durante el cual la carbonatación alcanzaría el acero de refuerzo del concreto, aplicando las siguientes fórmulas¹⁸⁵:

$$K_{CO_2} = X_{CO_2} / t^{0.5} \quad (4)$$

$$t = (e_c / K_{CO_2})^2 \quad (5)$$

Donde:

e_c = profundidad del acero

Para determinar la severidad del proceso de carbonatación en un concreto se indican valores de K_{CO_2} entre 2 y 3 mm/año^{0.5}, éstos pueden ser considerados como de elevada resistencia a la carbonatación; mientras que valores de mayores de K_{CO_2} 6 mm/año^{0.5}, señalan que el concreto es de muy baja resistencia a la carbonatación¹⁸⁶.

Después de aplicar la prueba, los testigos se guardaron en bolsas de plástico perfectamente selladas, quedando bien identificados y posteriormente fueron almacenados en un lugar exento de la luz solar y sin grandes variaciones térmicas y de humedad¹⁸⁷.

PRUEBAS DE LABORATORIO

Las pruebas de laboratorio en este tipo de estudios constituyen un instrumento muy importante para establecer las características mecánicas y químicas de los materiales de construcción antes y después de ponerlos en funcionamiento.

¹⁸⁵ DURAR, 2008, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, p. 105.

¹⁸⁶ *Ibidem*, p. 105.

¹⁸⁷ *Ibidem*, p. 87.

Durante la investigación, a través de los diferentes ensayos se caracterizaron los materiales de construcción (concreto y acero), de los casos de estudio ya que en un inicio no se contaba con parámetros de calidad.

Microestructura del concreto

El estudio de la microestructura del concreto nos permite investigar temas como el diseño de la mezcla y control de calidad, la estimación original de la relación agua/cemento, la composición, la degradación, ataque químico, la corrosión del acero de refuerzo, microfisuración, y la porosidad.

En particular, el Microscopio Electrónico de Barrido (MEB), permite estudiar y caracterizar determinados parámetros físicos y minerales que influyen en la calidad del concreto y en la evolución de sus propiedades (Figura 26). Por esta razón, de los testigos extraídos se tomaron esquirlas de concreto representativas del material. Las muestras de dimensiones menores a 10 mm se sometieron a un metalizado y posteriormente se analizaron por MEB.



Figura 26. Microscopio Electrónico de Barrido (MEB). (E. Paredes, 2010).

Resistencia a la compresión del concreto

Como se señaló anteriormente la resistencia a la compresión es un parámetro fundamental para determinar la calidad de un concreto. En este sentido, los testigos de concreto se sometieron a ensayo mecánico con la intención de tener

mayor certidumbre en los resultados obtenidos por métodos no destructivos (prueba de esclerometría).

Para la determinación de la resistencia a compresión de las muestras de concreto se utilizó un instrumento llamado point load que permite estimar la resistencia a la compresión de materiales amorfos de 11 cm de altura máxima (Figura 27).

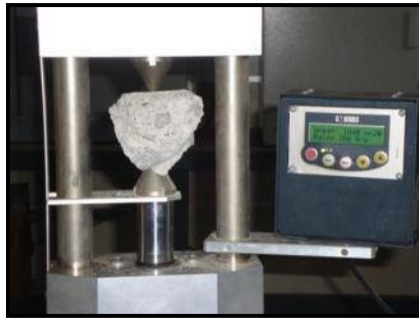


Figura 27. Prueba de compresión de una muestra de concreto en Point load. (E. Paredes, 2010).

El aparato para ensayos de carga puntual es portátil y es accionado a mano por medio de una bomba que envía la presión a un cilindro; además cuenta con sistema electrónico de medida que permite almacenar la carga de rotura de la muestra.

La prueba consiste en someter a carga axial una muestra de material de la siguiente forma: primero se pesa el espécimen y se determina su dimensión promedio; en seguida, la muestra se coloca en el aparato y se comienza a aplicar la carga a través de dos superficies en forma de cono truncado. Al fallar la muestra, se registra el índice carga y con éste dato se calcula la resistencia a compresión uniaxial aplicando las siguientes fórmulas¹⁸⁸:

$$D_E = (4Dd / \pi)^{0.5} = \text{mm} \quad (6)$$

$$IS = 1000P / DE^2 \quad (7)$$

¹⁸⁸ Según norma: ASTM D 5731-05.

$$F = (D_E / 50)^{0.45} \quad (8)$$

$$IS_{50} = IS(F) \quad (9)$$

$$\sigma = 24(IS_{50}) = \text{MPa} \quad (10)$$

Donde:

D_E es el diámetro equivalente = mm

D es el diámetro de la muestra = mm

d es el promedio de las dimensiones de la muestra = mm

P es la carga puntual de ruptura registrada = kN

IS es el índice de carga puntual

F es un factor

IS_{50} es el índice de carga puntual corregido

σ es el esfuerzo a compresión de la muestra = MPa

Las pruebas se realizaron en la sección de corrosión y deterioro del laboratorio de materiales “Ing. Luis Silva Ruela” de la Facultad de Ingeniería Civil de la UMSNH.

Microdureza en el acero

Por medio de esta prueba se obtiene en forma indirecta el esfuerzo de fluencia del acero así como el esfuerzo último sin necesidad de efectuar una prueba destructiva. Para medir la microdureza en las muestras de acero hizo uso del indentador Vickers. En primer lugar, de las varillas recuperadas durante la inspección de las edificaciones evaluadas, se cortaron unos trozos de aproximadamente 10 mm de espesor. Posteriormente, las muestras se encapsularon y se pulieron. Una vez preparada la superficie de los especímenes se sometieron a indentación (Figura 28).



Figura 28. Prueba de microdureza Vickers en muestras de acero. (E. Paredes, 2010).

Con los resultados de la microdureza de las muestras se calcularon los esfuerzos de fluencia y resistencia última mediante las siguientes ecuaciones¹⁸⁹:

$$f_y = (Fr) \left(\frac{0.74HB}{3} \right) 1422.22 = \text{lb/in}^2 \quad (11)$$

$$f_u = (Fr)(500HB) = \text{lb/in}^2 \quad (12)$$

Donde:

HB es la microdureza Brinell

Fr es un factor de reducción = 0.90

f_y es el esfuerzo de fluencia del acero

f_u es el esfuerzo último

Composición química del acero

Otro aspecto importante para la valoración de la calidad de un acero de refuerzo es su composición química. En este sentido, mediante la prueba de calcinación se

¹⁸⁹ Askeland, Donald R., 1998, *Ciencia e Ingeniería de los Materiales*, International Thomson Editores, S.A. de C.V.

pudo estimar el contenido de carbono y azufre de las muestras de acero (Figura 29).



Figura 29. Obtención del contenido de carbono y azufre en muestras de acero. (E. Paredes, 2010).

El análisis consiste en una chispa que ataca a la muestra y lee un espectro. En función de la longitud de onda del espectro se determinan los componentes del acero. Las muestras de acero se sometieron a calcinación en el Instituto de Investigaciones Metalúrgicas de la UMSNH.

Análisis metalográfico

A través del estudio metalográfico es posible determinar las fases presentes en las muestras de acero. Además, con este estudio se puede llegar a establecer en forma aproximada el contenido de carbono y el tamaño de grano. Para aplicar la metalografía, las probetas de acero se encapsularon y posteriormente se pulieron hasta lograr un acabado espejo. Enseguida se atacaron con nital al 2% (ácido nítrico en alcohol, este reactivo permite distinguir las fases de perlita y ferrita al observar una muestra de acero al carbono en un microscopio óptico o en un MEB¹⁹⁰), y finalmente se analizaron en el banco metalográfico del Instituto de Investigaciones Metalúrgicas de la UMSNH.

¹⁹⁰ Martínez Gómez, Lorenzo, 2002, *Acero*, Fondo de Cultura Económica, S.A de C.V., p. 29.

EVALUACIÓN DE RESULTADOS

La evaluación de los resultados obtenidos en las pruebas *in situ* y en laboratorio se basó en la ponderación adecuada de las propiedades de los materiales tomando en cuenta las siguientes consecuencias:

- Aquellas concernientes a la integridad del concreto (fisuras, delaminaciones).
- Aquellas que alteran las condiciones de alcalinidad del concreto afectando el refuerzo, al despasivar el acero y acelerar el proceso de corrosión.
- Aquellas que alteran la adherencia entre el acero y el concreto.

Para alcanzar una evaluación certera, fue necesario observar las recomendaciones establecidas por las normas actuales ya que con fundamento en ellas, se pudieron establecer los parámetros para determinar si las estructuras son durables o no lo son.

DIAGNOSIS

En esta fase, basados en los resultados que arrojaron las etapas anteriores se realizó un diagnóstico del estado actual de los edificios en estudio estableciendo los daños que se produjeron y definiendo las características del tipo de ataque. Se confirió una mayor importancia a la determinación del origen de los agentes agresivos y de los factores que contribuyeron a su desarrollo.

El diagnóstico se basó principalmente en dos tipos de datos: información sobre el medio ambiente y las condiciones del estado actual de la estructura en función de los resultados de las pruebas aplicadas. En seguida se muestra el esquema conceptual utilizado para llegar al diagnóstico de las estructuras (Figura 30).

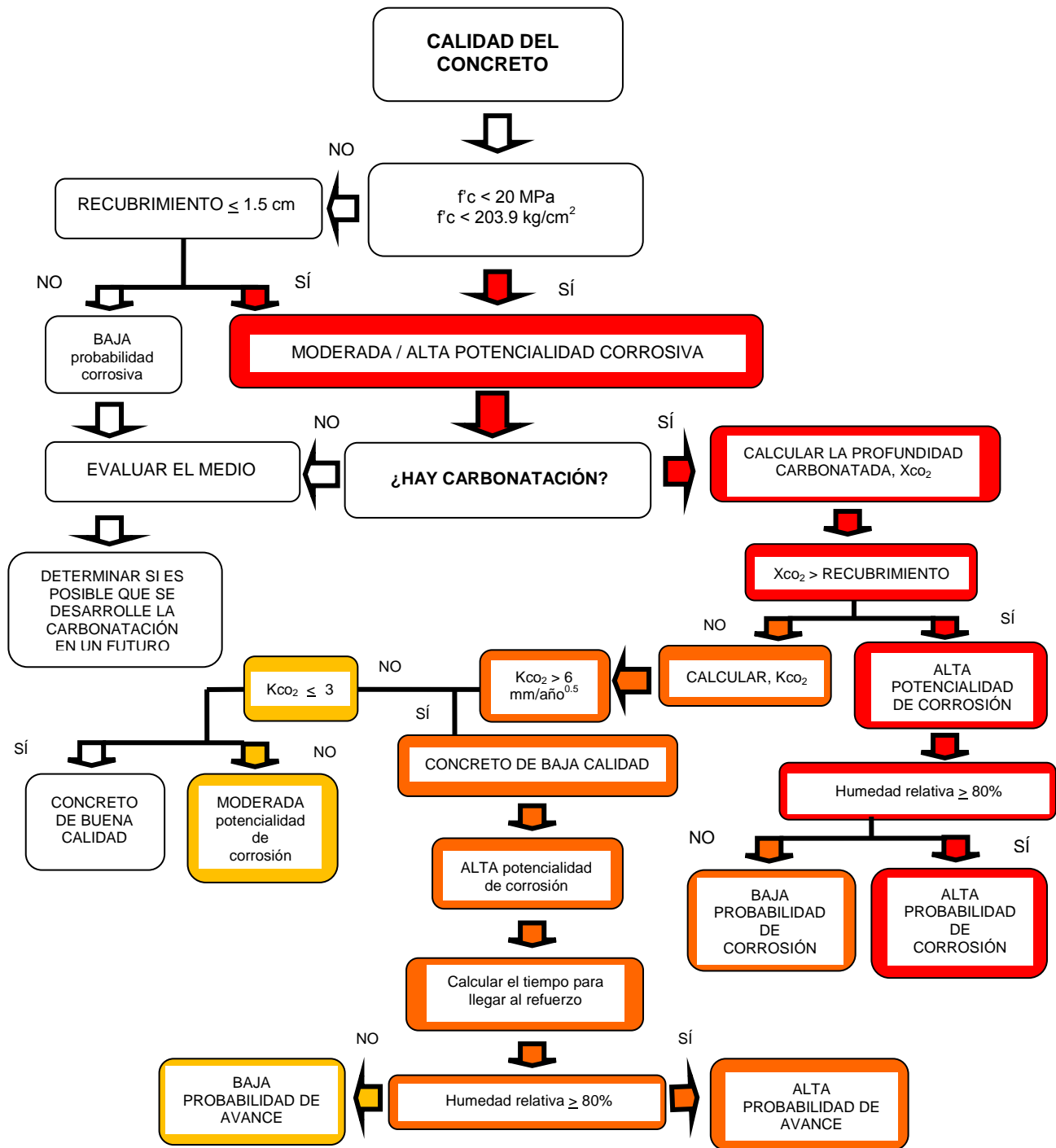


Figura 30. Diagrama de flujo del procedimiento para el diagnóstico de estructuras de concreto reforzado basado en los resultados de las pruebas de calidad y carbonatación¹⁹¹.

¹⁹¹ DURAR, 2008, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, pp. 144, 145 y 147.

Es necesario señalar que el diagrama de flujo presentado en la figura anterior (Figura 30), está en función de la calidad del concreto evaluada a través de la resistencia a compresión y del espesor del recubrimiento. Posterior a ello, se estima la existencia de un frente de carbonatación. En caso de que el fenómeno se esté manifestando en los elementos estructurales, se establece si el coeficiente de carbonatación es mayor o menor de $6 \text{ mm/año}^{0.5}$ y, finalmente se correlaciona esta información con el porcentaje de humedad relativa del medio. A través de esta secuencia se determina si la probabilidad de corrosión en el refuerzo es: baja, moderada o alta.

PROGNOSIS

Una vez establecido el estado actual de la edificación se determinó su comportamiento a futuro en función del coeficiente de carbonatación y el recubrimiento. Para el cálculo del tiempo durante el cual alcanzaría la carbonatación al acero de refuerzo, se utilizó la fórmula 6 (ver capítulo III). Posteriormente, se restó al tiempo calculado los años de servicio de la estructura.

Con la intención de clarificar el proceso efectuado para llegar a la prognosis se presenta el siguiente diagrama de flujo (Figura 31).

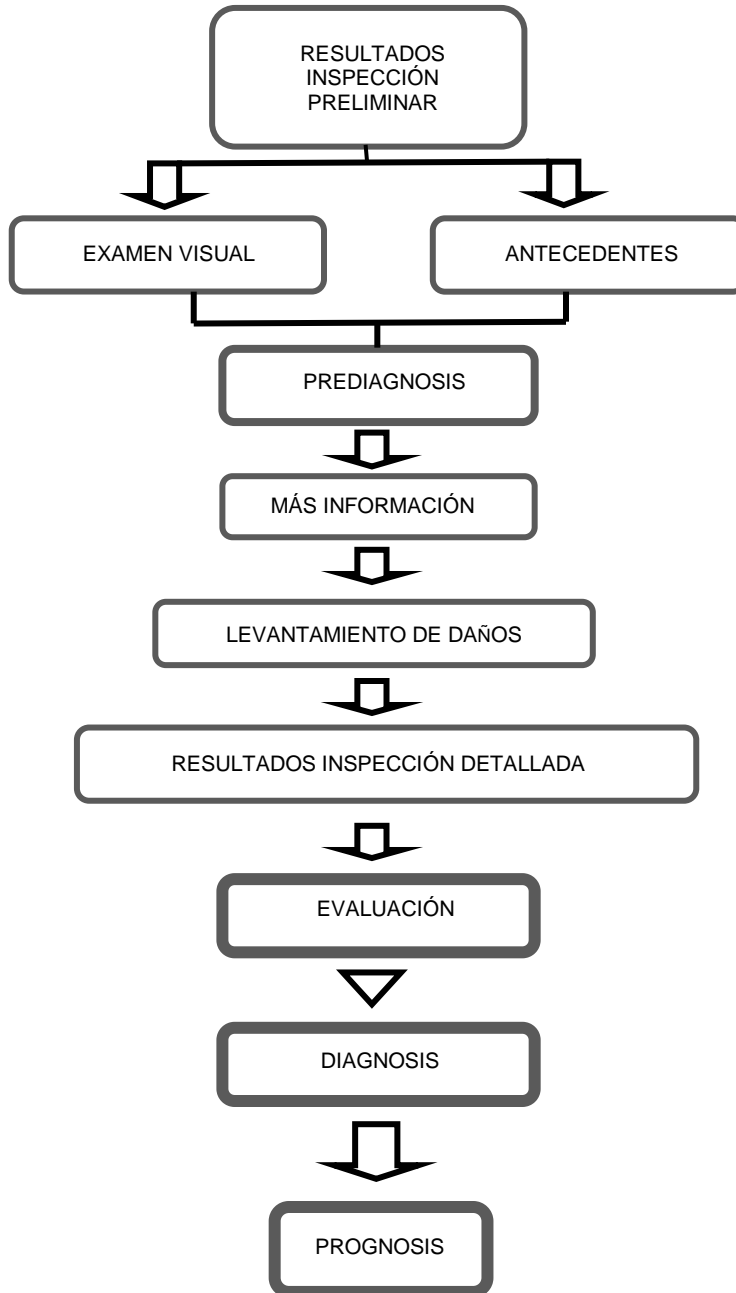


Figura 31. Diagrama de flujo del procedimiento de evaluación, diagnóstico y pronóstico de estructuras de concreto reforzado¹⁹².

¹⁹² DURAR, 2008, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, p. 138.

3.3 ASPECTOS A CONSIDERAR

La metodología utilizada en la presente investigación propone cuatro etapas fundamentales a través de las cuales se podrán emitir diagnósticos certeros sobre el estado actual de los elementos estructurales que conlleven a intervenciones eficaces y duraderas, en caso de ser necesarias, contribuyendo a la protección y conservación de las estructuras.

Estas etapas podrán aplicarse en cualquier entorno; sin embargo, las pruebas *in situ* y en laboratorio que se llevaron a cabo durante la investigación permitieron la ponderación adecuada de las variables involucradas en el deterioro del concreto reforzado en un ambiente urbano y seco, libre de la incidencia de cloruros.

Con los resultados emitidos por las pruebas descritas en los apartados anteriores, se toma en cuenta la resistencia del concreto a la compresión ($f'c$), y la identificación de parámetros físicos y minerales que influyen en la calidad del concreto y en la evolución de sus propiedades (análisis por MEB), además de considerar el grado de alcalinidad que presenta la mezcla (prueba de carbonatación), con la intención de obtener parámetros suficientes para establecer el estado de corrosión y/o pasividad del acero embebido en el concreto.

Los ensayos propuestos servirán de modelo para otras investigaciones en ambientes urbanos. Sin embargo, en caso de sospechar la influencia de iones cloruro, se deberá determinar la concentración de cloruros totales y libres presentes en la matriz del concreto a diferentes niveles de profundidad según los métodos de la ASTM C-1152 y ASTM C-1411, con estos resultados se calculará el coeficiente de difusión aparente del cloruro y se estimará la velocidad de penetración¹⁹³. A través del contenido de iones cloruro totales en relación a la masa del cemento se podrá estimar el riesgo del inicio de la corrosión en el refuerzo (ver Tabla 12, en capítulo II).

En general, a través de las pruebas de carbonatación y/o concentración de cloruros se evalúa la posibilidad de que el proceso de corrosión del acero de

¹⁹³ DURAR, 2008, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, p. 106.

refuerzo sea activado ya que en un inicio el refuerzo mantiene en su superficie una capa de óxidos que lo pasiva impidiendo su reactividad química siempre y cuando el pH del concreto se mantenga por encima de 10 y la humedad relativa del aire sea inferior al 50% o bien superior al 80%¹⁹⁴, y/o no exista la posibilidad de penetración de cloruros.

La interrelación de evidencias manifiestas en los miembros estructurales y la evaluación de las características de la mezcla de concreto junto con las condiciones del medio, constituyeron las directrices para establecer el estado en el que se encuentra el acero embebido en el concreto; cuya principal función es la de proveer resistencia a la tensión al concreto.

Con estas acciones se ponderó el desempeño del binomio concreto – acero de refuerzo en las estructuras, ya que una vez reactivada la corrosión se reduce la adherencia entre los materiales se disminuye la sección transversal del acero, pudiendo incluso, llegar a desaparecer. Por esta razón, es importante recalcar la necesidad de contar con programas de inspección que ayuden a identificar las patologías a través de una metodología específica que genere la información pertinente sobre la o las patologías e identifique su origen con el objetivo de implementar las acciones precisas para la rehabilitación contribuyendo, con estas acciones, a la conservación del patrimonio edificado de concreto reforzado.

¹⁹⁴ DURAR, 2008, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, p. 42.

CAPÍTULO IV

INSPECCIÓN GENERAL EN ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO EN ESTRUCTURAS MONOLÍTICAS O MIXTAS EN CASOS SELECCIONADOS DE LA CIUDAD DE MORELIA

4.1 DESCRIPCIÓN DE LA LOCALIDAD EN ESTUDIO

La Ciudad de Morelia es la cabecera municipal y capital del Estado de Michoacán y se localiza en la intersección de dos provincias geológicas. Al sur, la Sierra de Mil Cumbres, que forma parte de la Sierra Madre del Sur. Al norte, se encuentra el campo volcánico Michoacán-Guanajuato, parte integral del Cinturón Volcánico Mexicano¹⁹⁵.

El Municipio está situado a los 19° 42' de latitud norte y 101° 11' de longitud oeste de Greenwich, a una altura de 1940 metros sobre el nivel del mar y cuenta con una superficie de 1335.94 km². Colinda al norte con Tarímbaro, Chucándiro y Huaniqueo; al este con Charo, y Tzitzio; al sur con Villa Madero y Acutizio; y al oeste con Lagunillas, Quiroga, Coeneo y Tzintzuntzan¹⁹⁶ (Figura 32).

¹⁹⁵ Garduño Monroy, Víctor Hugo, Arreygue Rocha, Eleazar, Israde Alcántara, Isabel, Rodríguez Torres, Gerardo, 2001, "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, p. 39.

¹⁹⁶ Arreola Cortés, Raúl, 1978, *Morelia*, Monografías Municipales del Edo. De Michoacán, p. 17.

Recorren el valle, por la parte occidental y norte, el Río Grande y se le une el Río Chiquito que corre por el sur; además cuenta con la cuenca del Lago de Cuitzeo. Su presa más importante es la de Cointzio que capta las aguas del Río Grande y los arroyos de la Zarza y la Pitaya. Aunque también tiene otras presas menores como son las de Umécuaro, Laja Caliente y la Mintzita¹⁹⁷.

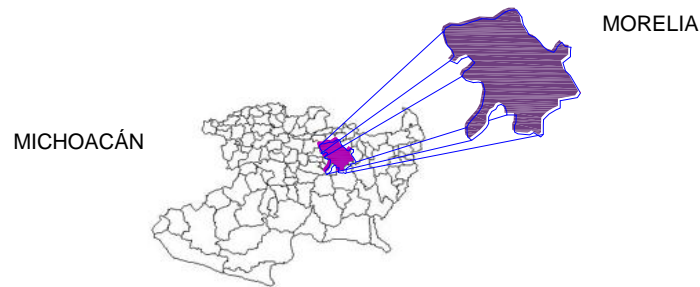


Figura 32. Macrolocalización del Municipio de Morelia. (E. Paredes, 2010).

En cuanto a su clima, en 1952 el maestro Jesús Romero Flores lo describía de la siguiente forma: “el clima es templado, sin calores ni fríos excesivos, produciéndose las lluvias de una manera normal en el periodo correspondiente¹⁹⁸”

...y terminaba su relato proporcionando los siguientes datos del Observatorio Meteorológico de Morelia:

- Temperatura media, 17.2° C.
- Temperatura máxima en el mes de mayo, 30.6° C.
- Temperatura mínima en enero, 2.6° C.

Durante los últimos 35 años, la capital del estado de Michoacán fue experimentando variaciones considerables en las condiciones climáticas hecho que se intensificó a partir de 1993 al aumentar la temperatura promedio en 1.1°C, desencadenando variaciones en los patrones de precipitación pluvial y en la humedad relativa del aire. En seguida, se presenta la información concentrada sobre las orientaciones y velocidades de los vientos, la temperatura media, las intensidades de lluvia y la humedad relativa (Tabla 15).

¹⁹⁷ Arreola Cortés, Raúl, 1978, *Morelia*, Monografías Municipales del Edo. De Michoacán, pp. 19-20.

¹⁹⁸ Romero Flores, Jesús, 1952, *Historia de la Ciudad de Morelia*, Ediciones Morelos, p. 12.

Tabla 15. Tabla de parámetros climatológicos de la ciudad de Morelia, 1976 - 2010.

Año	Orientación del viento dominante	Velocidad del viento dominante (m/s)	Temperatura media anual (°C)	Lluvia total anual (mm)	Humedad relativa media anual (%)
1976	S-SW	2.1	17.7	1042.8	64
1977	SW	2.7	17.1	613.7	64
1978	SW	3.3	17.3	834	65
1979	S	4.4	17.6	727.4	58
1980	S	3.5	17.7	756.9	64
1981	S-SW	2.5	17.3	741	71
1982	S-SW	1.8	18.1	536.1	68
1983	S-SW	2	17.6	776.4	60
1984	S-SW	1.8	17.3	703.6	61
1985	S-SW	2	17.6	641.7	63
1986	S-SW	2.1	17.4	720	63
1987	S-SW	2.3	17.7	559.5	60
1988	S-SW	1.8	17.9	906.3	61
1989	S	2.3	17.9	562.4	65
1990	S-SW	1.6	17.6	949.3	60
1991	S-SW	1.3	17.6	842.6	57
1992	S-SW	1.3	17.2	882.6	63
1993	S-SW	1.2	18.3	795.9	57
1994	S-SW	1.3	18.6	716.3	54
1995	S-SW	1.3	18.3	844.8	54
1996	S-SW	1.1	18.1	542.7	52
1997	S	1.7	18.2	777.9	55
1998	NE	1.8	19.4	871.2	51
1999	S	1.2	18.8	670.1	48
2000	S	1.5	19.2	557.8	48
2001	S-SW	1.8	18.3	945.3	56
2002	S-SW	2.5	18.9	953.4	58
2003	N	2.4	19	1007.7	59
2004	S-SW	1.6	18.4	1073.7	62
2005	S	1.7	19.1	843.5	58
2006	N	2.01	18.9	923.1	56.4
2007	S-SE	1.7	18.3	725.1	54
2008	16° SE	0.6	18.8	616.9	56.1
2009	7° SW	0.7	19.1	590	61
2010	8° SW	1.5	18.2	1087.5	65
Promedio	-----	1.90	18.13	781.12	59.18

Fuente: Observatorio meteorológico de Morelia, Michoacán, Comisión Nacional del agua.

Por otra parte, la vegetación se encuentra perfectamente diferenciada. En la región montañosa del sur crecen pinos, madroños y encinos; en la región norte: arbustos y matorrales como mezquite, casahuate, uña de gato y huizache¹⁹⁹. En cuanto a la fauna, se pueden enumerar conejo, coyote, tlacuache, ardilla, víbora, liebre, aves silvestres, tejón, ganado caprino y porcino, águila, gavilán, halcón, armadillo, cuervo y zorrillo²⁰⁰.

La ciudad de Morelia se asienta en una loma de suaves pendientes de terreno constituido por los productos volcánicos del Cerro del Punhuato, lavas, brechas, flujos piroclásticos de composición dacítica o andesítica del Mioceno e ignimbritas, flujos de Pómez, brechas del Mioceno²⁰¹; y se caracteriza por una alta sismicidad, de acuerdo con la regionalización sísmica de México presentada por CENAPRED y contenida en los Reglamentos de Construcciones del Estado de Michoacán (Figura 33).

Además de presentar hundimientos diferenciales desde 1983 que primero se manifestaron como grietas con desplazamientos prácticamente imperceptibles y que poco a poco evolucionaron hasta alcanzar una geometría de fallas²⁰² (Figura 34).

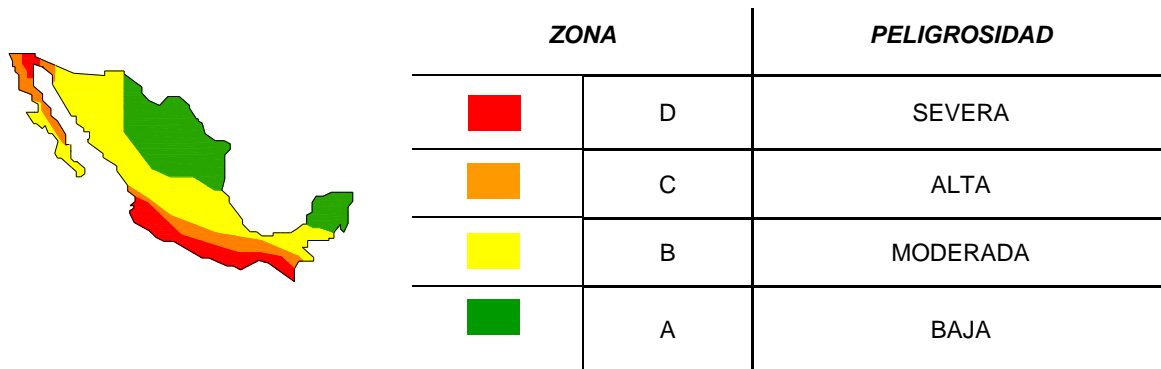


Figura 33. Regionalización sísmica de México. La Cd. de Morelia, Mich. se encuentra en la zona C, es decir, con una alta peligrosidad sísmica²⁰³.

¹⁹⁹ Arreola Cortés, Raúl, 1978, *Morelia*, Monografías Municipales Gobierno del Estado de Michoacán, p. 20.

²⁰⁰ Chávez Cárdenas, Xavier, 2008, *Análisis exploratorio de las magnitudes y dirección de impacto de las concentraciones de los contaminantes que provienen de fuentes fijas y su efecto en los materiales*, Tesis de maestría Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH, p. 139.

²⁰¹ Garduño Monroy, Víctor Hugo, Arreygue Rocha, Eleazar, Israde Alcántara, Isabel, Rodríguez Torres, Gerardo, 2001, "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, pp. 37-54.

²⁰² *Ibidem*, pp. 37-54.

²⁰³ *Programa de prevención y mitigación del riesgo de desastres*, 2001-2006, CENAPRED.

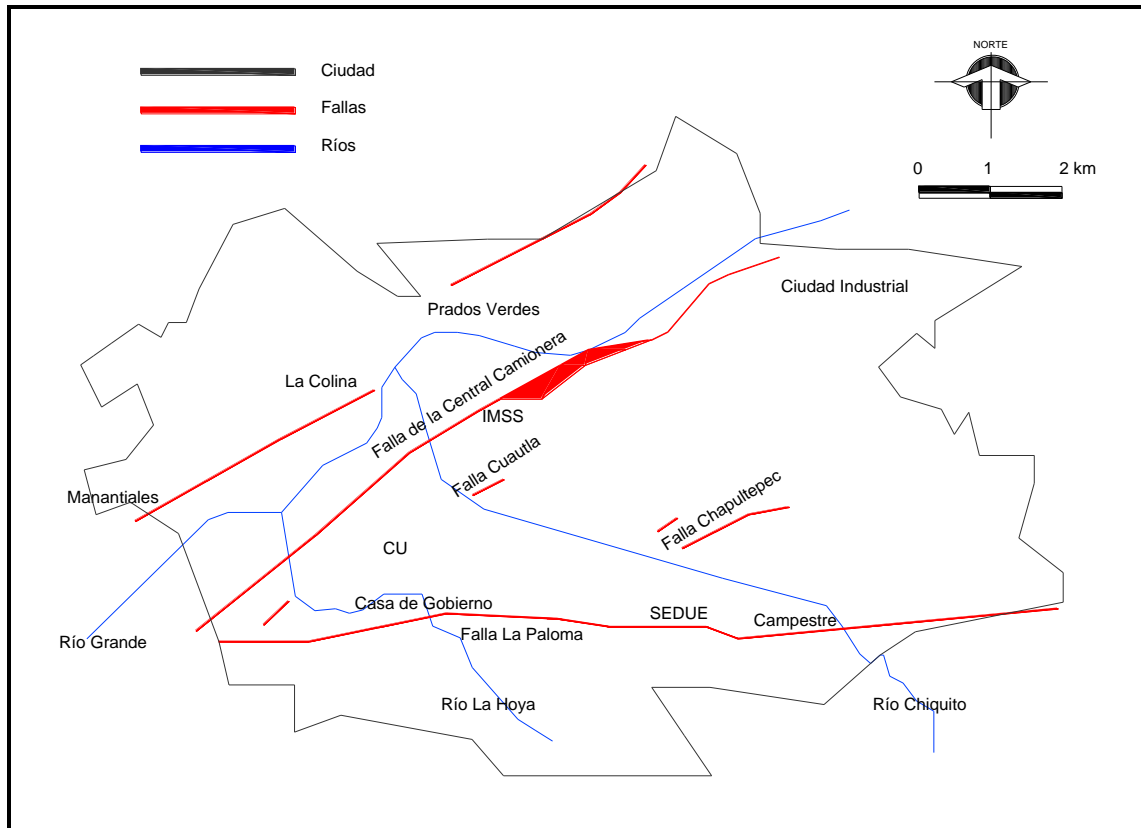


Figura 34. Plano de Morelia con las fallas geológicas. De forma aproximada se muestra la ubicación de las tres unidades de análisis²⁰⁴.

Debido a su acervo arquitectónico, cultural e histórico Morelia tiene como principal actividad económica el turismo. Su Centro Histórico fue declarado Patrimonio Cultural de la Humanidad por la UNESCO en 1991 y a la fecha cuenta con una gran cantidad de monumentos históricos²⁰⁵. Al paso del tiempo, la población sufrió diversas alternancias que se demuestran en estadísticas referenciadas a diversas épocas y que obedecen a las epidemias, guerras, emigraciones y tiempos de paz vividas en el país.

En este tenor, a principios del siglo XIX, en 1803, la población era de 18,000 habitantes; para 1810 ya contaba con 20,000; para 1814 se redujo a 3,000; en 1822, eran 14,000 habitantes; en 1842 se elevaba el censo a 21,000; en 1868

²⁰⁴ Garduño Monroy, Víctor Hugo, Arreygue Rocha, Eleazar, Israde Alcántara, Isabel, Rodríguez Torres, Gerardo, 2001, "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, p. 39.

²⁰⁵ Enciclopedia de México, 1978, Tomo IX, Impresora y Editora de México, S.A de C.V., pp. 184-199.

eran 25,000; para 1873, se contaba con 30,000 habitantes; en 1882, el total era de 23,835; para 1900, el censo arrojaba a 67,638 habitantes; mientras que en 1910, eran 40,043; en 1921 se redujo a 31,148 habitantes²⁰⁶; en tanto que en 1978 la población ascendía a 218,083 habitantes²⁰⁷. En el año de 1980 la población llegaba a 256,720; en 1990 a 479,529 habitantes; para el 2000 se estimaban 617,020 habitantes²⁰⁸ y, finalmente en 2010 la cifra se elevó a 729,279 según datos del INEGI (Figura 35).

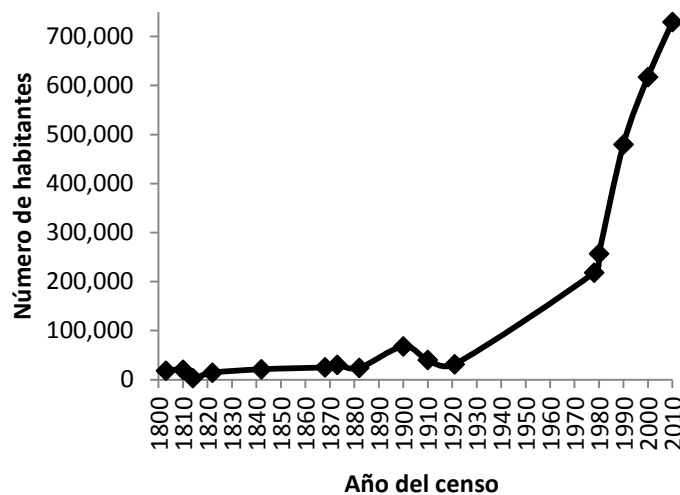


Figura 35. Crecimiento de la población de Morelia del año de 1803 al 2010²⁰⁹.

Estos datos muestran un incremento considerable en la población de principios del siglo XX hacia finales del mismo, sobre todo después del sismo de 1985, evento tras del cual la gente procedente de la ciudad de México decidió cambiar de residencia optando fundamentalmente por la capital del estado de Michoacán. Estos hechos provocaron un aumento significativo en el parque vehicular ocasionando que los niveles de CO₂ en la atmósfera se fueran elevando

²⁰⁶ Romero Flores, Jesús, 1952, *Historia de la Ciudad de Morelia*, Ediciones Morelos, p. 11.

²⁰⁷ Enciclopedia de México, 1978, Tomo IX, Impresora y Editora de México, S.A de C.V., pp. 184-199.

²⁰⁸ García Espinoza, Salvador, 2010, *Continuidad ruptura y transformación tres premisas para leer la historia urbana de Morelia durante el siglo XX*, en *Modernidades Arquitectónicas Morelia 1925-1960*, Ettinger, C. (coord.), Gobierno del Edo. de Mich., pp. 51-68.

²⁰⁹ Elaborada con datos tomados de: Romero Flores, Jesús, 1952, *Historia de la Ciudad de Morelia*, Ediciones Morelos; Enciclopedia de México, 1978, Tomo IX, Impresora y Editora de México, S.A de C.V y García Espinoza, Salvador, 2010, *Continuidad ruptura y transformación tres premisas para leer la historia urbana de Morelia durante el siglo XX*, en *Modernidades Arquitectónicas Morelia 1925-1960*, Ettinger, C. (coord.), Gobierno del Edo. de Mich.

(aproximadamente 14.20% del volumen²¹⁰), constituyendo una de las principales fuentes antropogénicas de contaminantes atmosféricos de acuerdo con los inventarios locales y nacionales (Figura 36).

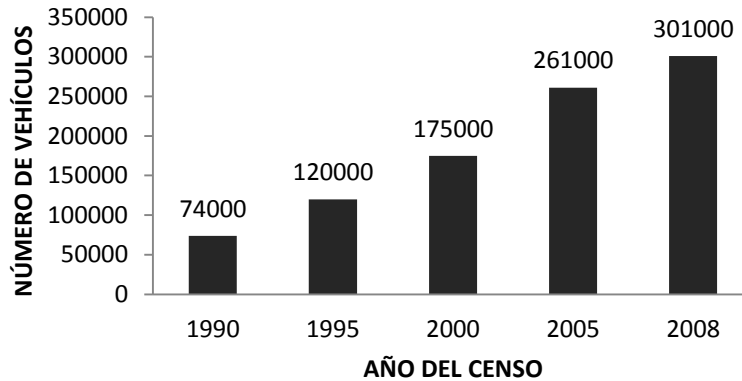


Figura 36. Crecimiento de la flota vehicular en Morelia²¹¹.

Otras referencias significativas las constituye el número de viviendas con las que contaba la ciudad que en el año de 1978 era de 35,470. En los datos estadísticos se señala que del total de éstas 11,904 fueron construidas con muros de adobe; 20,645 de ladrillo, 2,846 de madera u otros materiales. Mientras que el concreto se empleaba en el techo de 15,498 casas; las demás eran de teja, 12,805; madera, 3.5%; palma (5.7%), u otros materiales (11%) y finalmente en 10,700 casas el piso era de tierra²¹².

Con este panorama se establecen las premisas para la introducción de técnicas de construcción basadas en nuevos materiales que buscan resolver las problemáticas de una sociedad cada vez más numerosa, además del hecho de que una gran mayoría de las viviendas a principios del siglo XX fueron construidas con materiales poco durables por lo que su reparación o incluso su demolición total o parcial resultaba imperiosa.

²¹⁰ DGICUR, DGCENICA, 2010, *Estudio de emisiones y actividad vehiculares en Morelia, Michoacán de Ocampo*, Instituto Nacional de Ecología, SEMARNAT.

²¹¹ Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, Instituto Nacional de Ecología, *Estudio de emisiones y actividad vehiculares en Morelia, Mich.*

²¹² Enciclopedia de México, 1978, Tomo IX, Impresora y Editora de México, S.A de C.V., pp. 184-199.

4.2 DESCRIPCIÓN DEL PROBLEMA

La ciudad de Morelia al paso de los años ha experimentado un aumento en la contaminación atmosférica causada por los asentamientos humanos y por el consecuente tráfico vehicular haciendo cada vez mayor el grado de agresividad ambiental con la emisión de gases contaminantes tales como: el CO_x , SO_x y el NO_x .

La acción de estos gases atmosféricos pueden ser contaminantes peligrosos para los materiales, el medio ambiente y la salud. En el caso de los materiales la incidencia de los gases se manifiesta al cambiar su aspecto externo o por un ataque químico al reaccionar éstos con el propio material. Tal es el caso del fenómeno de carbonatación del concreto; en el que el CO_2 presente en la atmósfera reacciona con los compuestos hidratados del cemento formando carbonato de calcio y provocando la reducción del pH del material.

La carbonatación es un proceso relativamente lento pero una vez iniciado, éste se difundirá hasta alcanzar el acero de refuerzo desencadenando su despasivación y acelerando la corrosión. Los daños por corrosión en el refuerzo son una de las tres principales causas de deterioro de las estructuras de concreto reforzado²¹³.

Por esta razón es necesario realizar estudios que permitan determinar la incidencia de la contaminación ambiental en el proceso de carbonatación como un posible catalizador de la corrosión del acero de refuerzo en lugares que, como en el caso de Morelia, son zonas densamente pobladas o con un alto número de vehículos automotores.

Conscientes de esta problemática y basados en el método de inspección, evaluación, diagnóstico y pronóstico, descrito en el capítulo III, se evalúan las condiciones de afectación de diferentes edificios en la ciudad de Morelia tomando en cuenta su antigüedad y reflexionando sobre las transformaciones que estos han experimentado a través de los años.

²¹³ DURAR, 1998, *Manual de Inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, CYTED, p. 13.

De esta forma, se eligieron tres unidades de análisis ubicadas en distintos sectores de la ciudad, con diferente orientación y usos de suelo; siendo éstas: *el hotel Alameda, el centro escolar Independencia y el edificio Sandoval* (Figura 37). Los tres inmuebles son de las primeras edificaciones construidas con principios funcionalistas que emplearon como material regidor al concreto reforzado, razón por la cual las edificaciones sustentan un valor histórico, ideológico y tecnológico.

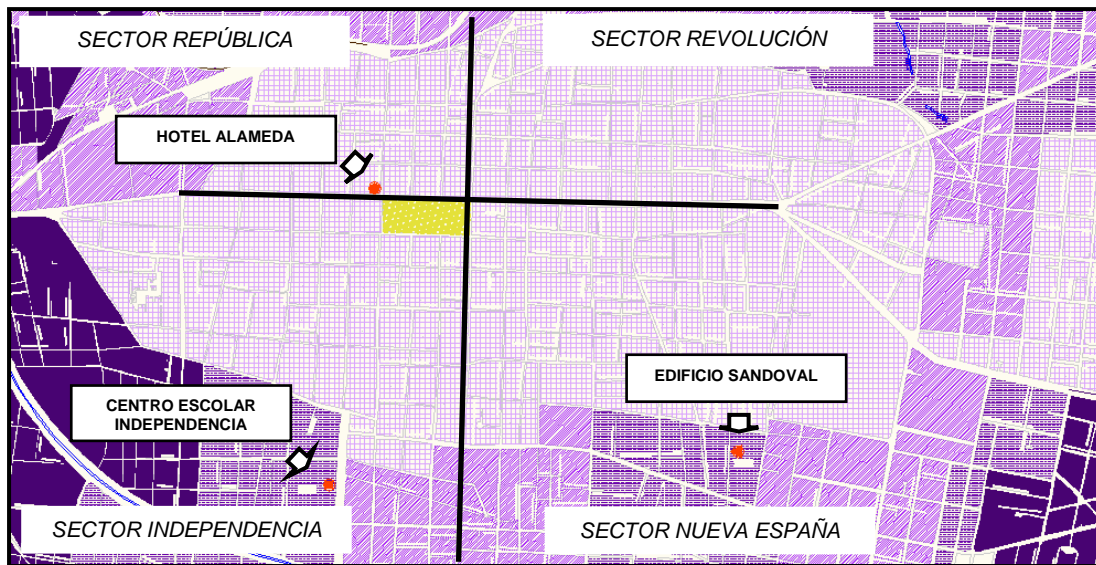


Figura 37. Ubicación de las tres unidades de análisis en la localidad en estudio. (E. Paredes, 2009²¹⁴).

Además, las unidades de análisis no cuentan con planos estructurales o memorias de cálculo por lo que se espera llegar a dilucidar el proceso constructivo empleado por los primeros constructores que optaron por el uso del concreto reforzado en una ciudad preocupada por proteger y conservar sus valores arquitectónicos tradicionales.

²¹⁴ Basado en: Ramírez Romero, Esperanza, 1985, *"Morelia en el espacio y en el tiempo"*, Gobierno del Estado de Michoacán.



Hotel Alameda (E. Paredes, 2010).

4.3 CASO HOTEL ALAMEDA

4.3.1 ANTECEDENTES

El hotel Alameda se encuentra ubicado en el primer cuadro del Centro Histórico de la Cd. de Morelia en la esquina que conforma la Av. Madero Poniente y la calle Guillermo Prieto y fue diseñado por el arquitecto y urbanista mexicano Mario Pani Darquí.

El edificio se construyó entre 1937 y 1940 respondiendo, en su momento, a las necesidades de la sociedad moderna ya que la ciudad contaba, para el año de 1915, con siete hoteles y cuatro mesones²¹⁵. Los edificios estaban establecidos en el centro de la ciudad pero se trataba de inmuebles que en un principio habían sido proyectados para servir como casas habitación y que tiempo después fueron adaptados para otros usos. Tal es el caso del actual hotel Virrey de Mendoza que en un inicio funcionaba como casa habitación y posteriormente cambió su uso al de hotel adicionando un tercer piso, en el año de 1937²¹⁶.

En este contexto, el Alameda se convirtió en el primer hotel proyectado con principios funcionalistas con un innovador sistema constructivo a base de losas de concreto reforzado sectorizadas por vigas aperaltadas que se apoyan en columnas y/o muros de 15 y 27 cm de espesor (Figura 38).

El edificio se encuentra desplantado en un terreno de configuración irregular de aproximadamente 629.60 m² de superficie. Limita al sur con la Avenida Madero Poniente y al este con la calle de Guillermo Prieto. La planta del inmueble está constituida por dos grandes volúmenes rectangulares colocados en sus extremos

²¹⁵ Figueroa Alvarado, Hiriart Pardo, 2008, *La llegada del ferrocarril a Morelia y su influencia en la refuncionalización del espacio arquitectónico*, Michoacán Arquitectura y Urbanismo Patrimonio en transformación, UMSNH, pp. 221-231.

²¹⁶ Ettinger, Catherine R., 2008, *La presencia del siglo XX en el tejido del Centro Histórico de Morelia. Expresiones de integración*. Estudios de arquitectura y urbanismo del siglo XX. Memorias del Tercer Encuentro Nacional de Arquitectura del siglo XX del ICOMOS Mexicano A.C. Carlos Montero Pantoja y María Silvina Mayer Medel, coordinadores, pp. 69-84.

y unidos a través de un ámbito central semicircular, además de un pequeño bloque de forma irregular ubicado en la esquina noroeste del terreno (Figura 39).



Figura 38. Construcción del hotel Alameda, abril 1938²¹⁷.



Figura 39. Hotel Alameda, en la década de los 40's²¹⁸.

²¹⁷ Ettinger, Catherine R., 2010, *Modernidades arquitectónicas. Morelia 1925-1960*, Gobierno del Estado de Michoacán (SECUM, COECYT, SUMA), H. Ayuntamiento de Morelia, H. Congreso del Estado de Michoacán de Ocampo y DOCOMOMO, p. 91.

²¹⁸ Ettinger, Catherine R., 2008, *El Hotel Alameda. Hacia la revaloración de un monumento moderno*, DOCOMOMO, no. 19.

En el proyecto original [ver anexo A1], el hotel estaba constituido por cinco plantas intercomunicadas a través de unas escaleras en forma de caracol. La escalera se encontraba adosada a dos muros de carga de tabique rojo recocido y albergaba en su interior el cubo de un elevador de 2 m x 2.50 m, aproximadamente y actualmente, esta situación no ha cambiado (Figura 40).



a) Muros de carga y losa de la escalera de caracol.



b) Elevador y escalera.

Figura 40. Fotografías de la planta baja del hotel donde se observan las escaleras en forma de caracol y el elevador. (E. Paredes, 2009).

Ahora bien, el hecho de que la edificación contara con un ascensor en aquel tiempo, denotaba un cambio en la conceptualización del transporte vertical, y además, era considerado como un elemento indispensable y característico de las construcciones modernas. Por otra parte, la planta baja del hotel comprendía un comedor, salón, oficina, el hall y un control además de la cocina, una bodega, despensa y un cuarto de máquinas con una angosta escalera para el servicio. Estas distribuciones alcanzaron claros de hasta 10 metros.

En el exterior del edificio se proyectó una explanada muy holgada con una escalinata compuesta por cuatro escalones que sirvieron para salvar el desnivel entre la calle y la planta baja. La incorporación de este elemento denotaba la importancia del edificio, le confería mayor dignidad y al mismo tiempo realizaba la construcción. Otro aspecto encomiable en el edificio fue la presencia de

vegetación en el perímetro de la fachada principal a través de siete jardineras de forma semicircular colocadas entre las columnas [Anexo A1, plano A 1/3-01/11].

Con respecto a la planta tipo del hotel para el primero, segundo y tercer piso; estaban proyectas 8 habitaciones por nivel [Anexo A1, plano A 2/3-01/11]. Cada habitación disponía de un baño completo además de un pequeño clóset de aproximadamente 1 x 0.65 metros. Las habitaciones estaban intercomunicadas a través de un pasillo con un ancho de 1 m a 1.5 m.

En el último piso del edificio, Pani proyectó una terraza jardín (roof-garden) buscando un ámbito aprovechable para el esparcimiento de los huéspedes que se utilizó como bar durante varias décadas [Anexo A1, plano A 3/3-01/11]. La terraza jardín era uno de los recursos adoptados con más frecuencia por los arquitectos de la época evocando a Le Corbusier²¹⁹.

El edificio en su conjunto constituye una excelente propuesta apoyada en la expresión de los nuevos materiales y sistemas constructivos con un enfoque regionalista logrado a través de la cantera que recubre los muros de la fachada y la escalinata armonizando con el entorno del centro histórico de la ciudad de Morelia.

4.3.2 INSPECCIÓN DE LA ESTRUCTURA

En la etapa de inspección se determinó que, a simple vista, no existen evidencias que demuestren un deterioro severo en el edificio. Sin embargo, con base en la entrevista realizada al gerente de mantenimiento del hotel, se tiene conocimiento de que se produjeron agrietamientos en las columnas exteriores del edificio. Los especialistas encargados de analizar la estructura, en su momento, llegaron a la conclusión de que los agrietamientos registrados solo dañaron el aplanado, procediendo a resanarlo para evitar problemas posteriores (Figura 41).

²¹⁹ Ettinger, Catherine R., 2008, *El Hotel Alameda. Hacia la revaloración de un monumento moderno*, DOCOMOMO, no. 19, pp. 1-3.

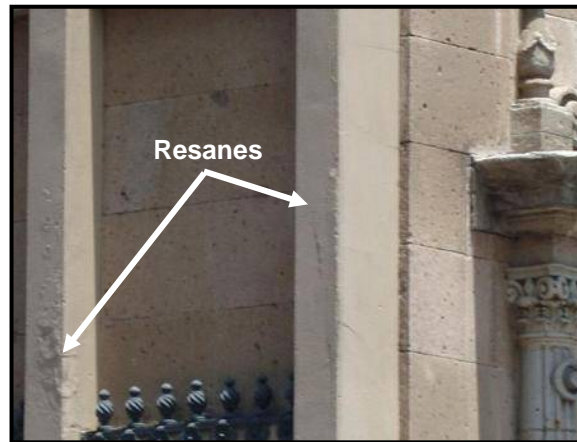


Figura 41. Resanes aplicados en las columnas exteriores del hotel Alameda. (E. Paredes, 2009).

Otras de las reparaciones que se efectuaron en el exterior del hotel fueron las aplicadas a las juntas de la cantera ya que al interior del edificio comenzaban a observarse problemas derivados de las filtraciones de agua, motivo por el cual se rejuntearon con polvo de cantera y cemento blanco para posteriormente sellar con silicón el recubrimiento de cantera (Figura 42).



Figura 42. Reparaciones efectuadas al exterior del edificio. (E. Paredes, 2009).

Algunas transformaciones que se pudieron observar al interior del hotel se realizaron en años recientes (2001-2002), como en el caso del cambio del cableado eléctrico y de la tubería de gas, al igual que de las instalaciones hidráulicas, los WC y los lavabos; así como de los ductos de las bajadas de aguas residuales (Figura 43). De igual forma las ventanas de perfiles tubulares fijadas

con mastique se han sustituido por cancelería de PVC con vidrios a prueba de ruido (Figura 44).



Figura 43. Cambios realizados al interior del hotel en las instalaciones hidrosanitarias. (E. Paredes, 2009).



Figura 44. Cambios realizados al interior del hotel en las ventanas de las habitaciones. (E. Paredes, 2009).

Las habitaciones del 2°, 3° y 4° nivel también sufrieron transformaciones simulando arco-plafón para lograr un concepto arquitectónico más actual y que al mismo tiempo sirviera para ocultar las vigas aperaltadas de la estructura (Figura 45).

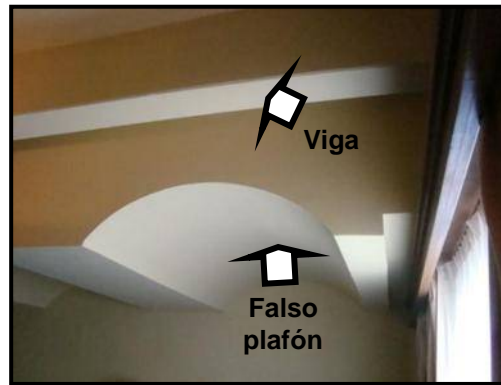


Figura 45. Cambios generados al interior de los cuartos del hotel. (E. Paredes, 2009).

Una de las principales transformaciones generadas al interior del hotel Alameda ha sido la construcción de un quinto piso que en el proyecto original del Arq. Mario Pani figuraba como una terraza jardín y que años más tarde (probablemente 1966²²⁰), fue transformada en el 5° piso del hotel, tomando como base la planta tipo del edificio [ver anexo A1, plano A 5/6-01/11]. Actualmente, el quinto piso está conformado por cuatro habitaciones, dos de las cuales funcionan como suites conservando además, dos terrazas con el piso cubierto de pasto artificial y con una excelente vista de la ciudad.

La adición del quinto piso en el hotel se solucionó mediante la continuación de las columnas originales desplantadas desde la cimentación y se sectorizó la losa de azotea con trabes que corren a lo largo de ella y que al mismo tiempo sobresalen de ésta (Figura 46).



Figura 46. Quinto piso del hotel Alameda donde se observa la continuación de las pilastras originales del edificio. (E. Paredes, 2009).

²²⁰ Sandoval Walter, Jaime Fernando, 11 de junio de 2010, Comunicación Personal, Morelia, Mich.

Cabe mencionar la forma en que se resolvió el problema de las pendientes de la losa para las bajadas de las aguas pluviales, ya que con cada trabe se delimitaron espacios bien definidos con una pendiente propia permitiendo que el agua de lluvia se desaloje rápidamente y evitando, con esta acción, las filtraciones hacia el interior del inmueble (Figura 47).



Figura 47. Azotea del hotel Alameda sectorizada por trabes que sobresalen de la losa. (E. Paredes, 2009).

Otras de las transformaciones ocurridas al interior del edificio la constituyen las ampliaciones del 1°, 2°, 3°, 4° y 5° piso en la parte noroeste del terreno alojando 3 habitaciones por piso; además de conservar el espacio vacío central proyectado por Pani, cubierto con un gran lucernario (Figuras 48 y 49). Probablemente la incorporación de estas áreas se llevó a cabo al mismo tiempo que se construyó el 5° piso del hotel.



Figura 48. Cubo de luz proyectado originalmente por Pani y conservado en la actualidad. (E. Paredes, 2009).



Figura 49. Lucernario. (E. Paredes, 2009).

Actualmente el hotel Alameda presenta anexos debido a las adquisiciones de dos construcciones contiguas al inmueble ubicadas sobre la calle de Guillermo Prieto (Figura 50). La primera de ellas es una casa de dos niveles que data del siglo XVII construida con muros y columnas de ignimbrita así como bóvedas catalanas; con un patio central como principal distribuidor de los espacios hacia el interior.

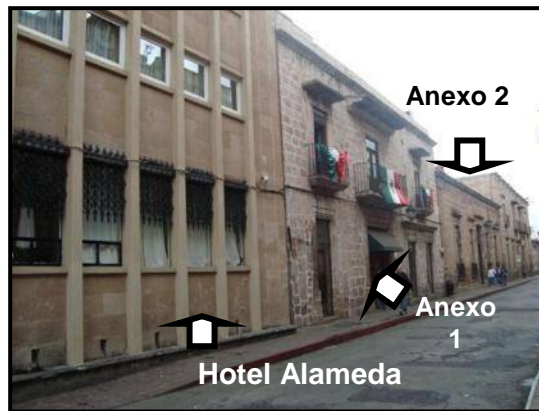


Figura 50. Hotel Alameda con anexos de casas habitación. (E. Paredes, 2009).

El anexo de esta casa al hotel provocó transformaciones en el mismo ya que los muros colindantes se derribaron para intercomunicar a estas dos construcciones, de igual forma se abrieron vanos para las ventanas de las habitaciones del edificio que en un inicio no estaban contempladas (Figura 51).



Figura 51. Muro que interconecta la construcción original con el anexo de la casa 1. (E. Paredes, 2010).

En el acceso del hotel, se advierte que hay una ampliación de la planta baja. La ampliación se resolvió con la unión de los dos volúmenes laterales, incorporando dos hileras de columnas siguiendo la curvatura original del proyecto.

Recientemente, en el hotel Alameda se retiraron algunas de las columnas dejando solo dos de ellos y modificando, con esta acción, la fachada de la planta baja, percibiéndose una mayor continuidad entre los espacios exterior e interior (Figura 52). Actualmente en la ampliación de la planta baja se ubican la recepción y el lobby. El patio del primer anexo funciona como comedor y la casa del segundo anexo se usa como extensión del hotel con cuartos para huéspedes y un área de descanso.



Figura 52. Entrada principal al hotel Alameda, 2010. (E. Paredes, 2009).

En agosto de 2009, se realizó una entrevista al encargado de mantenimiento del hotel, el Sr. Rubén Ortiz, en las instalaciones del hotel Alameda, y fue posible recabar unos planos que datan de 1987 en los que se observan las modificaciones que se señalaron en los párrafos anteriores [anexo A1]. Posteriormente a esta primera visita se realizaron otras más para efectuar un levantamiento topográfico del contorno del edificio y corroborar si existe correspondencia entre las dimensiones que se señalan en los diversos planos y las dimensiones reales del inmueble.

El levantamiento topográfico se llevó a cabo en septiembre de 2009 observándose que hay similitud entre las dimensiones actuales y las expresadas en los planos. Finalmente, los planos arquitectónicos en los que se observan las diversas transformaciones del hotel se encuentran en el anexo A1. Los formatos derivados de la inspección del edificio están disponibles en el anexo A2 y los planos producto del levantamiento de daños se hallan en el anexo A3.

4.3.3 ENSAYOS *IN SITU*

a) Resistencia mecánica por esclerometría

Posterior a la inspección visual se planificaron los ensayos no destructivos *in situ* para determinar la resistencia a la compresión de los elementos estructurales que están expuestos a la intemperie. Lo anterior con el objeto de tratar de establecer el estado actual de la estructura.

Para los ensayos *in situ* se utilizaron dos instrumentos: el esclerómetro y el metalliscanner (equipo de la sección de pruebas no destructivas del laboratorio de materiales “Ing. Luis Silva Ruela”, de la FIC, UMSNH). El metalliscanner 6.0, Zircon 55586, es un detector de metal que al pasar sobre la superficie de contacto emite un sonido revelando la ubicación del acero de refuerzo. El esclerómetro digital 58-C0181/G, es un martillo de rebote que al impactar en el área de contacto proporciona la resistencia a compresión del material, debiendo tomar al menos 10 números de rebote para una prueba²²¹.

Para las pruebas, primero se hizo pasar el metalliscanner sobre la superficie de los elementos estructurales con la intención de ubicar las varillas de refuerzo y evitar la toma de lecturas equivocadas con el esclerómetro. Una vez detectado el acero de refuerzo, se colocó el esclerómetro en posición perpendicular al elemento estructural hasta impactar en el área de contacto, repitiendo el proceso en 10 ocasiones; posteriormente, se registró el dato de la

²²¹ ASTM C 805.

resistencia a compresión del concreto. Este proceso se repitió en cada uno de los elementos estructurales de estudio, siendo estos: las columnas exteriores de la planta baja y, las vigas y losa del 5° piso del Hotel (Figura 53).



Detección del acero de refuerzo por medio del metalliscanner en las columnas exteriores del Hotel Alameda.



Determinación de la resistencia a la compresión del concreto por medio del esclerómetro digital.

Figura 53. Pruebas in situ aplicadas en las columnas exteriores del hotel Alameda. (E. Paredes, 2010).

Los resultados que se obtuvieron de las pruebas con el esclerómetro, se calcularon usando un factor tiempo = 0.7^{222} . Además, es necesario señalar que el método de ensayo no destructivo con esclerómetro tiene una precisión de $\pm 20\%$, de acuerdo con las Normas vigentes por lo que los resultados fueron afectados por un factor de 0.80^{223} y se muestran en las figuras de la 54 a la 60.

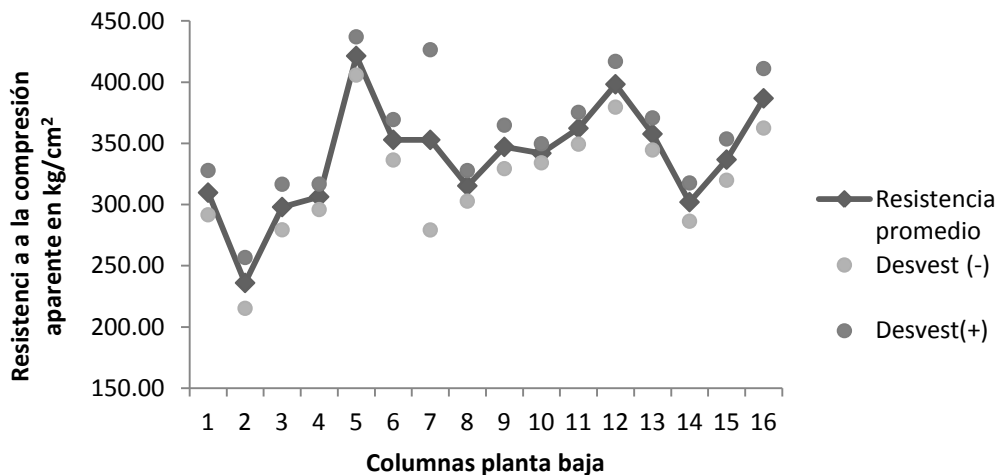


Figura 54. Resistencia a la compresión aparente de las columnas del hotel Alameda, (E. Paredes, 2010).

²²² CONTROLS, *Manual de operación de esclerómetro digital 58-C0181/G.*

²²³ NORMAS: EN 1254: Part 2, ASTM C 805, BS 1881:202, NF P18-417, DIN 1048, UNI 9189.

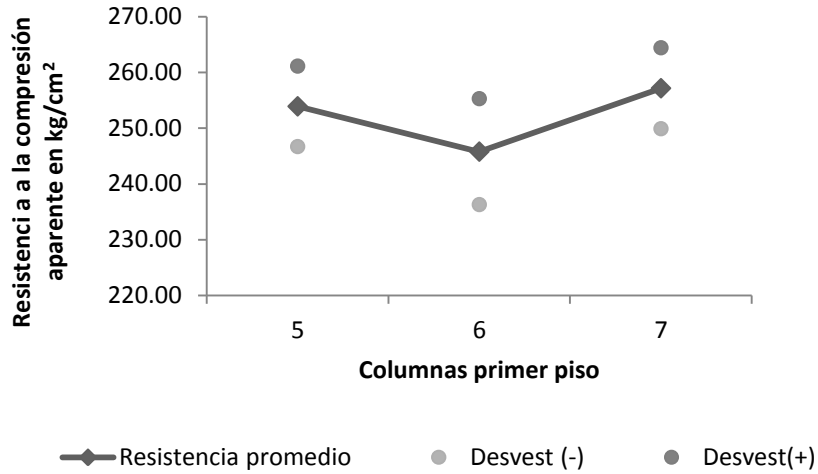


Figura 55. Resistencia a la compresión aparente de las columnas del hotel Alameda, (E. Paredes, 2010).

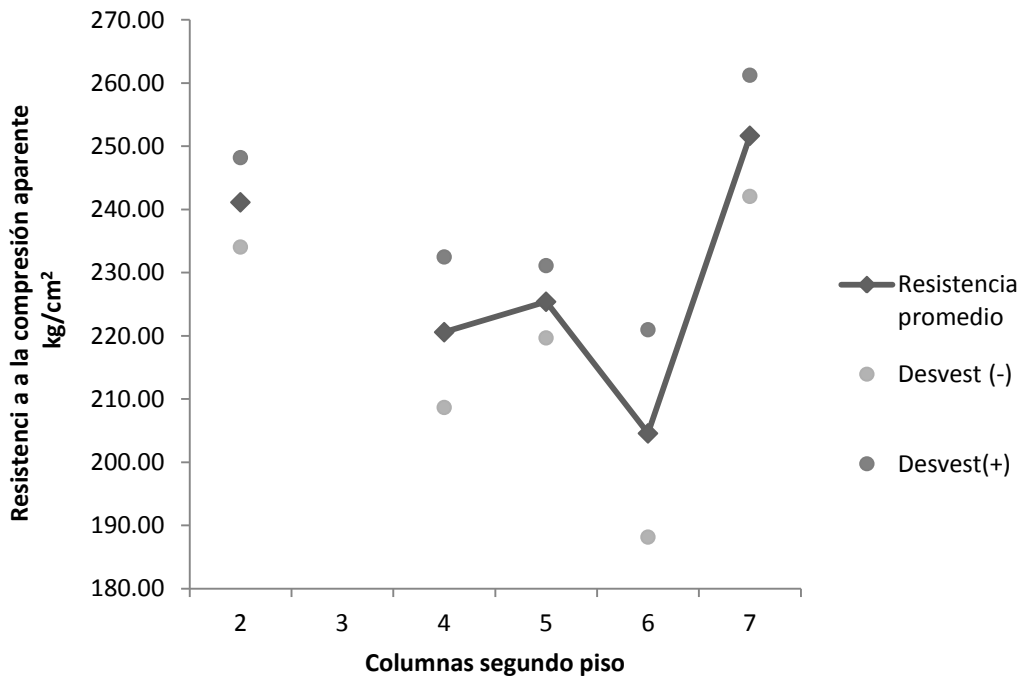


Figura 56. Resistencia a la compresión aparente de las columnas del hotel Alameda, (E. Paredes, 2010).

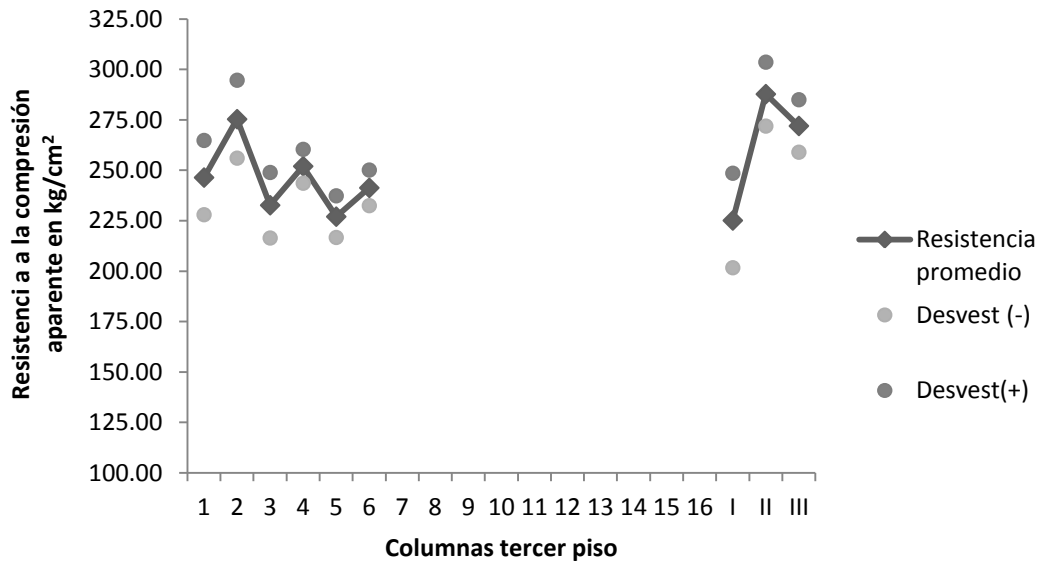


Figura 57. Resistencia a la compresión aparente de las columnas del hotel Alameda, (E. Paredes, 2010).

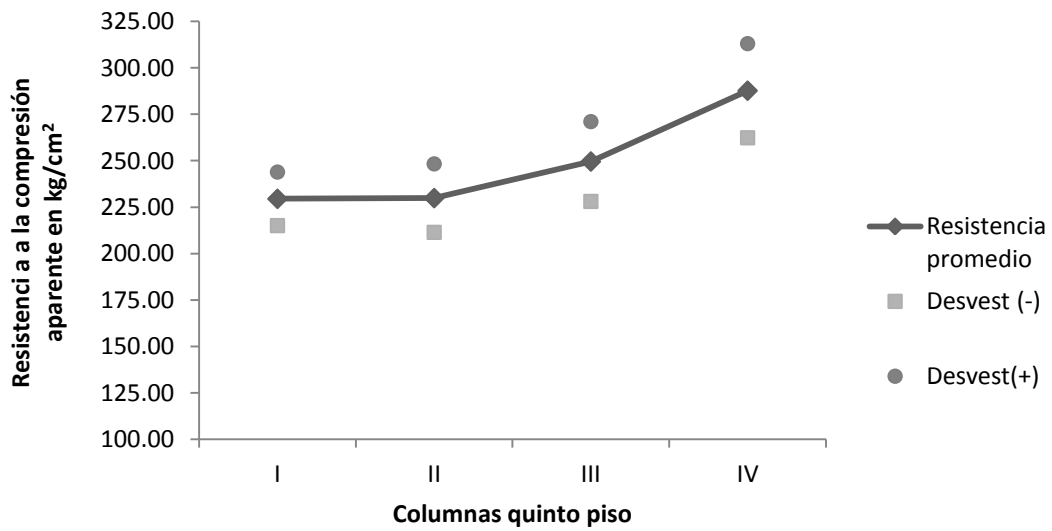


Figura 58. Resistencia a la compresión aparente de las columnas del hotel Alameda, (E. Paredes, 2010).

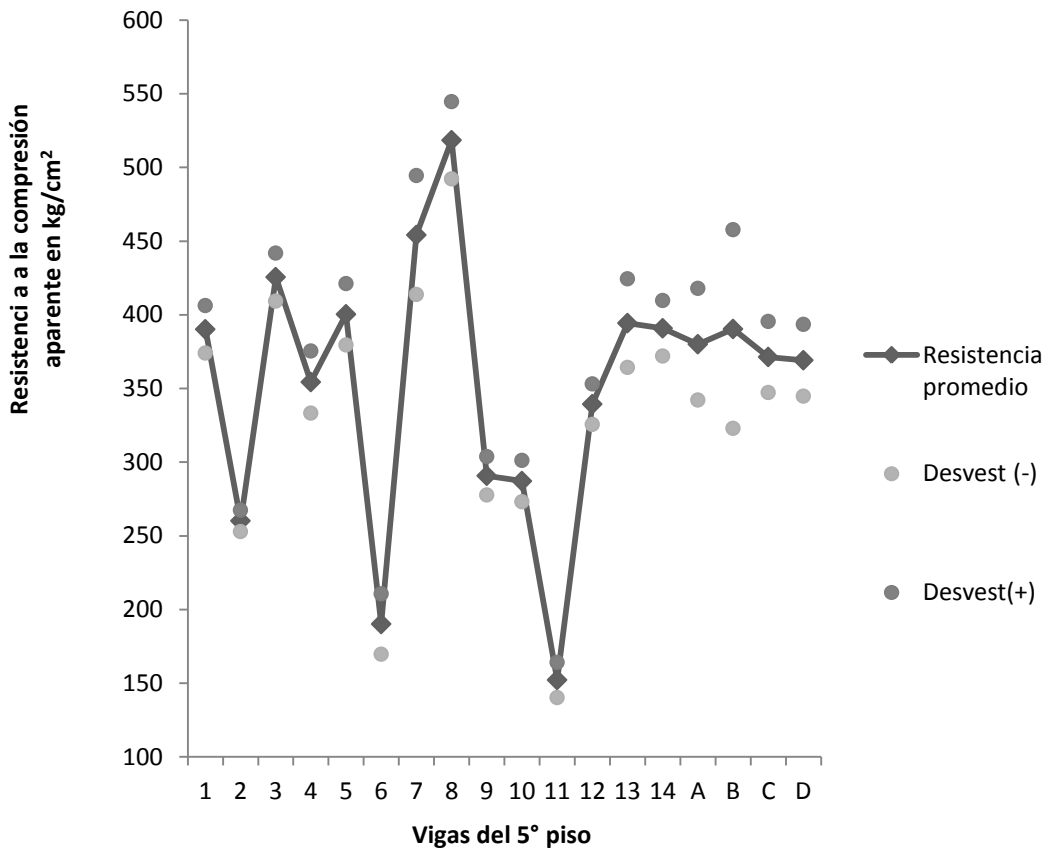


Figura 59. Resistencia a la compresión aparente de las vigas del hotel Alameda, (E. Paredes, 2010).

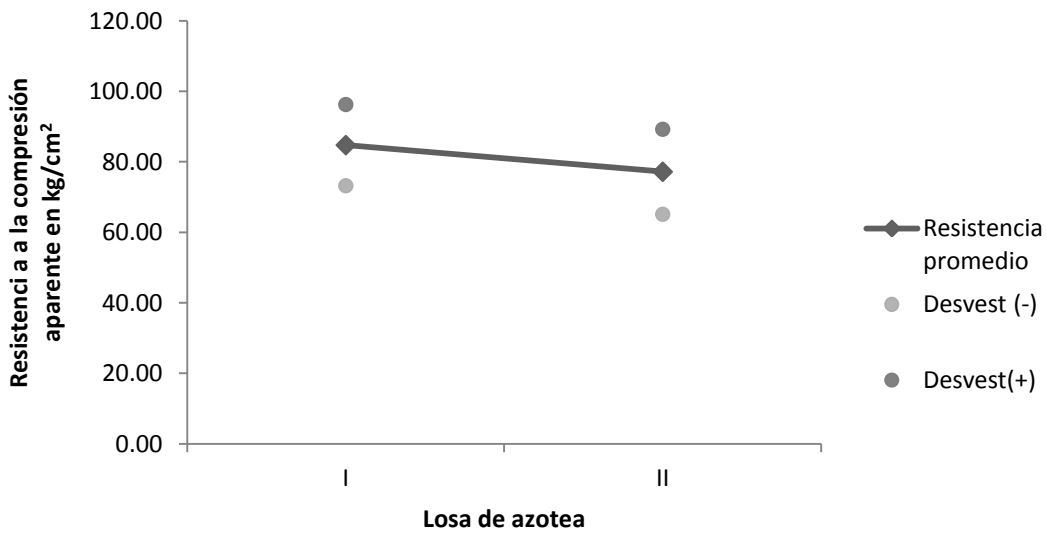


Figura 60. Resistencia a la compresión aparente de losa de azotea del hotel Alameda, (E. Paredes, 2010).

La ubicación de los elementos estructurales que corresponden a las numeraciones expresadas en las figuras anteriores, se muestran a continuación.

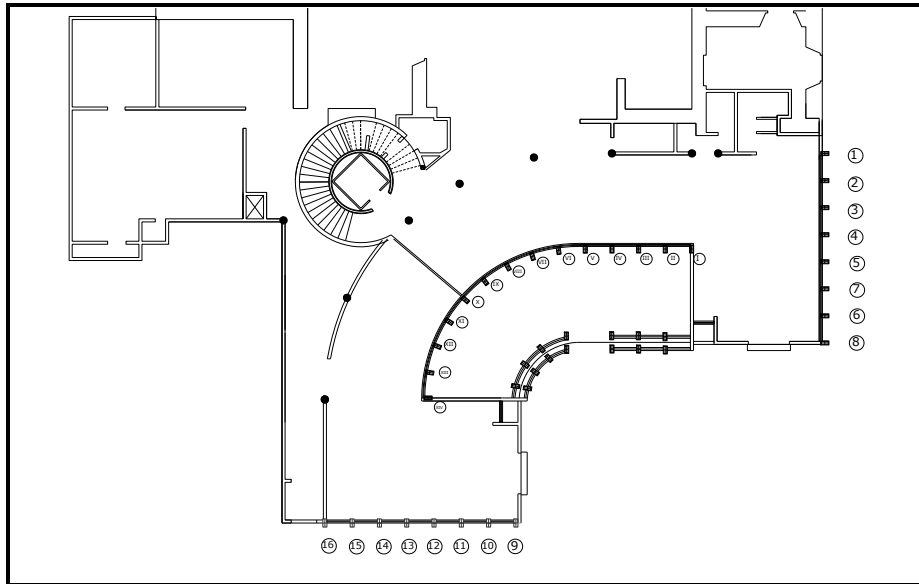


Figura 61. Esquematización de la distribución y numeración de las columnas del hotel Alameda. (E. Paredes, 2010).

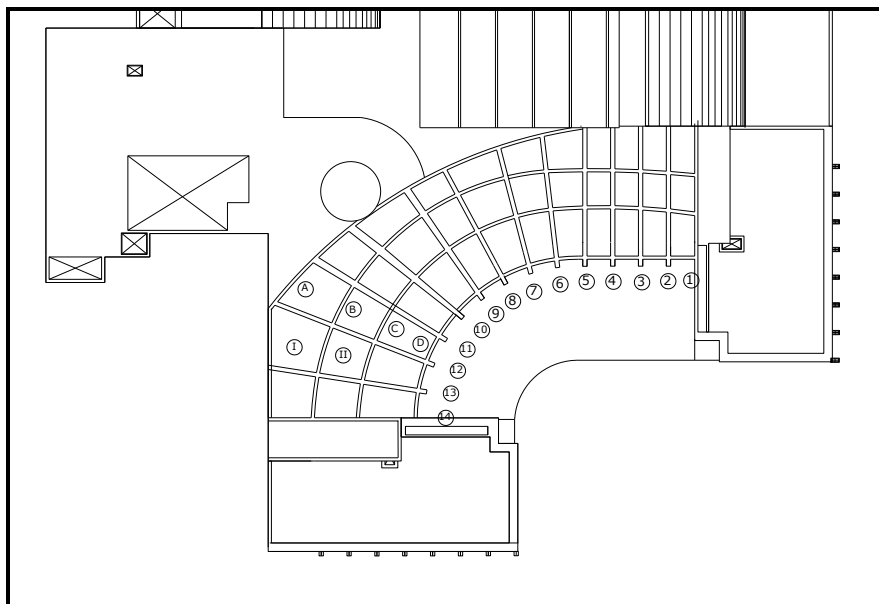


Figura 62. Distribución y numeración de vigas en losa de azotea del hotel Alameda. (E. Paredes, 2010).

En las columnas de la planta baja las resistencias aparentes oscilan entre 235.82 kg/cm² y 421.29 kg/cm², con desviaciones estándar de 20.77 y 15.63 respectivamente, los demás valores oscilan entre los 300 y 350 kg/cm² con desviaciones estándar entre 15 y 20, aproximadamente; con excepción de la columna 7 cuyo resultado a la compresión es muy similar al de las demás columnas analizadas pero la desviación estándar es la más alta registrada con un valor de 73.62.

Los resultados que arrojan las pruebas para el primer piso corresponden solo a tres elementos y éstos son prácticamente iguales en resistencia y desviación para las columnas 5 y 7. En el caso del segundo nivel los elementos analizados arrojan a valores comprendidos entre 204.57 kg/cm² y 251.66 kg/cm² con desviaciones entre 5.72 y 16.41. Para el tercer nivel las resistencias oscilan entre 225.18 y 287.84 con desviaciones mínima de 8.40 y máxima de 23.43.

Finalmente, para las columnas del 5° piso los valores oscilan entre 229.49 kg/cm² y 287.73 kg/cm² con desviaciones entre 14.42 y 25.35. En general, las columnas de la planta baja muestran las resistencias mayores en comparación con los otros niveles mientras que las columnas del 1°, 2°, 3° y 5° piso registran resistencias muy similares (aproximadamente 250 kg/cm²). Por otra parte las desviaciones estándares oscilan entre 5 y 23 en todos los niveles, con excepción de la columna 7 de la planta baja que presenta una desviación muy superior en comparación con las demás (73.62).

Las vigas del 5° piso del hotel presentan resistencias muy variadas con un mínimo de 152.2 y un máximo de 518.5 kg/cm²; las desviaciones también varían significativamente con valores entre 7.26 y 67.41. Para la losa de azotea, el promedio de las lecturas es de 80.95 kg/cm², con una desviación de 12. La resistencia emitida por la prueba arroja a un valor muy por debajo de la posible resistencia de diseño. Lo anterior probablemente se deba a que la medición se realizó en la parte superior de la losa, es decir, en el entortado con un espesor menor de 5 cm por lo que este valor se desestimaría.

b) Determinación de las dimensiones y ubicación del refuerzo en los elementos estructurales

Las dimensiones de los elementos estructurales y sus refuerzos se muestran en la Tabla 16.

Tabla 16. Dimensiones de los elementos estructurales del hotel Alameda.

Elemento estructural	Dimensiones	Refuerzo
Columnas exteriores	22 x 40 cm	6 varillas distribuidas en el perímetro E 18 cm @, aproximadamente
Vigas que sectorizan la losa de azotea	20 cm de ancho	3 varillas lecho superior 3 varillas lecho inferior
Vigas que siguen curvatura en la losa de azotea y trabes perimetrales	14 cm de ancho	2 varillas lecho superior 2 varillas lecho inferior
columnas	36 cm ϕ	6 varillas

E. Paredes, 2010.

c) Prueba de carbonatación

Posteriormente, se realizaron las extracciones de testigos de concreto y se sometieron a un rociado con fenolftaleína para detectar la carbonatación (Figura 63).



1. Trazado de la ubicación del refuerzo de las columnas con ayuda del metalliscanner



2. Extracción de especímenes de concreto en la estructura del Alameda



3. Testigo de concreto rociado con un líquido revelador de la zona carbonatada.







4. Resane en las columnas con SikaGrout CRD C 621 con resistencia a los 7 días de 245 kg/cm²

Figura 63. Secuencia fotográfica que muestra la detección de la armadura, extracción de los núcleos, medición de la profundidad carbonatación y resane de las columnas del hotel Alameda. (E. Paredes, 2011).

Los resultados de las pruebas de carbonatación se muestran en seguida, en la Tabla 17.

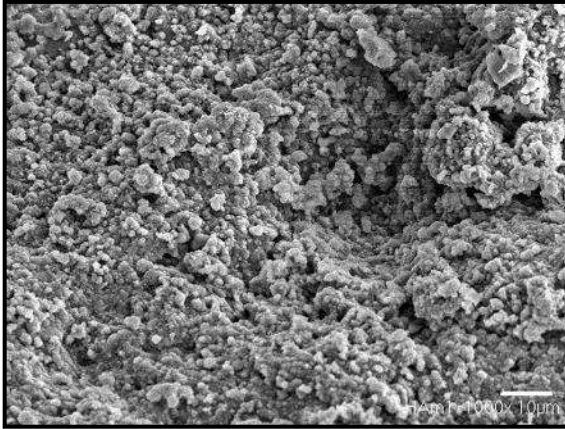
Tabla 17. Profundidad de carbonatación en testigos extraídos de las columnas exteriores de la PB del hotel Alameda.

Ubicación de las columnas PB		Profundidad de carbonatación X_{CO_2} (mm)	Fotografía
Fachada Oriente	Columna 2	6	
	Columna 5	6	
Fachada Sur	Columna 13	22	
	Columna 10	25	

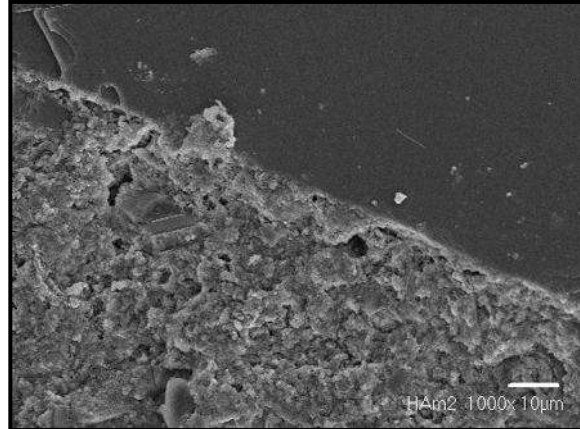
E. Paredes, 2010.

4.3.4 PRUEBAS DE LABORATORIO

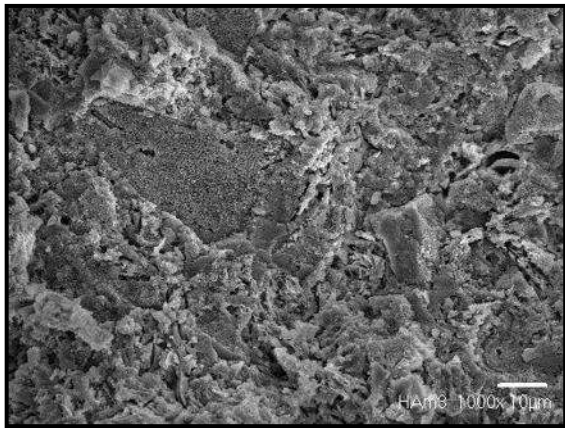
Algunas esquirlas de las muestras de concreto se sometieron a un análisis por microscopio electrónico de barrido (MEB), en el Instituto de Investigaciones Metalúrgicas de la UMSNH. Los resultados de estas pruebas se muestran a continuación.



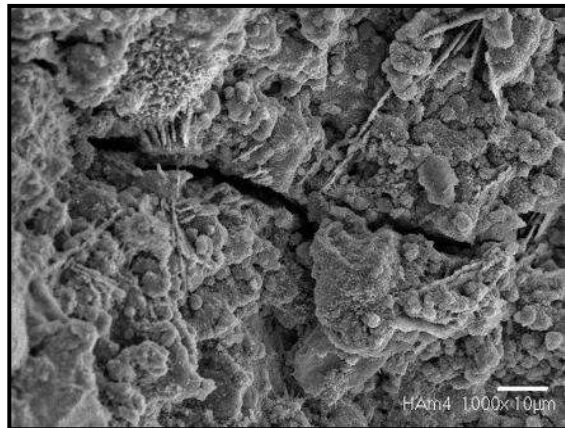
a) Matriz de concreto M1, a 25 mm de profundidad.



b) Matriz de mortero M2, a una profundidad de aproximadamente 6 mm.

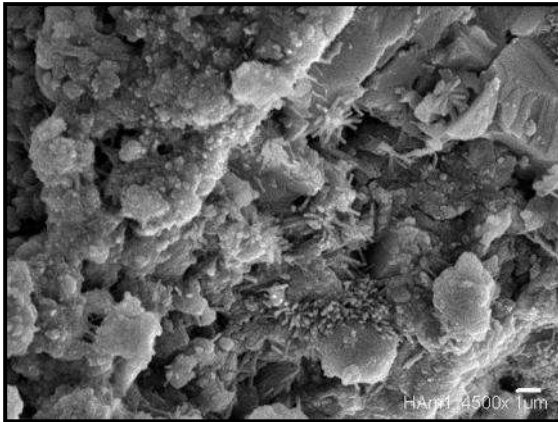


c) Matriz de concreto M3, a 45 mm de profundidad.

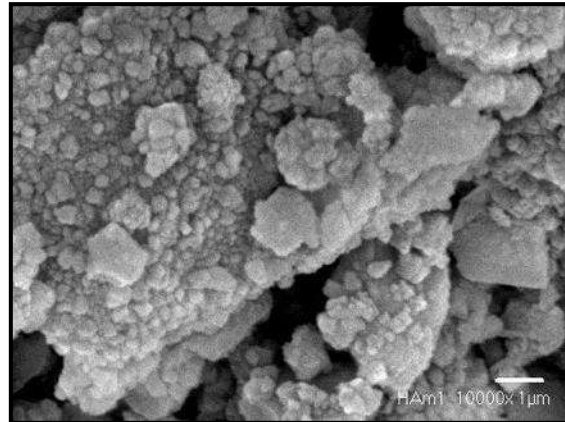


d) Matriz de concreto M4, a 20 mm de profundidad aproximadamente.

Figura 64. Secuencia de micrografías donde se observan las matrices de las diferentes muestras extraídas de las columnas del hotel Alameda. MEB a 1000x. (E. Paredes, 2011).

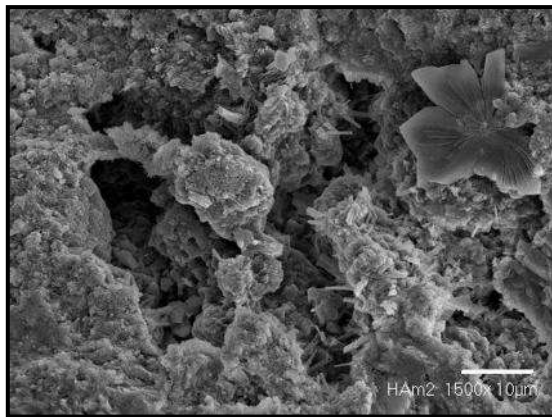


Matriz de concreto, MEB a 4500x.

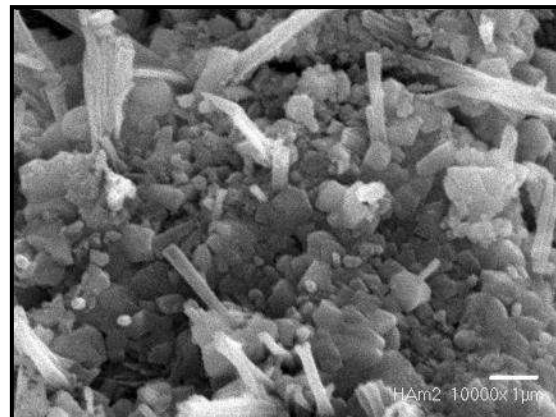


Matriz de concreto, MEB a 10000x

Figura 65. Micrografías de la matriz de concreto de la muestra M1 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita. Esquirla tomada a 25 mm de profundidad (E. Paredes, 2011).

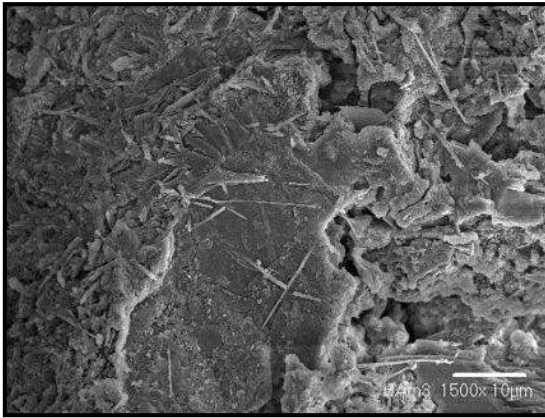


Matriz de mortero, MEB a 1500x.

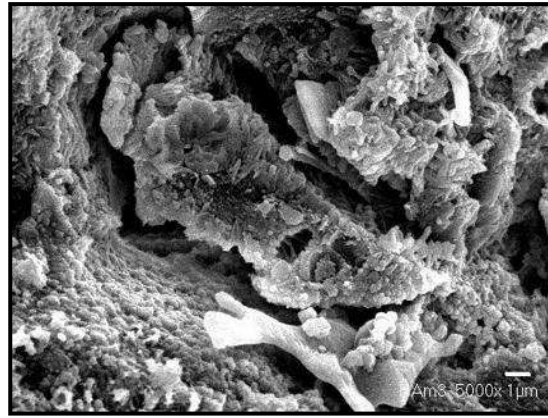


Matriz de mortero, MEB a 10000x

Figura 66. Micrografías de la matriz de mortero de la muestra M2 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita. Esquirla tomada a 6 mm de profundidad, aproximadamente (E. Paredes, 2011).

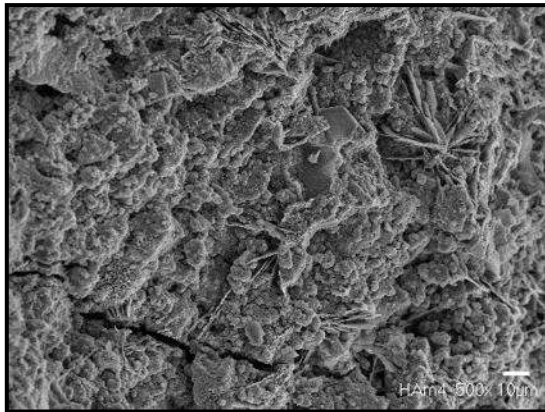


Matriz de concreto, MEB a 3500x.

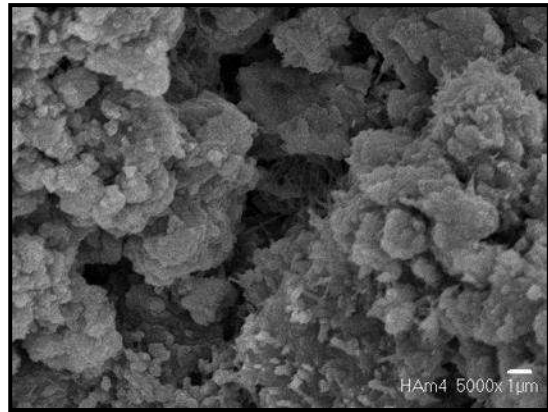


Matriz de concreto, MEB a 5000x

Figura 67. Micrografías de la matriz de concreto de la muestra M3 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita. Esquirla tomada a 45 mm de profundidad. (E. Paredes, 2011).



Matriz de concreto, MEB a 500x.



Matriz de concreto, MEB a 5000x

Figura 68. Micrografías de la matriz de concreto de la muestra M4 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita. Esquirla tomada a 20 mm de profundidad, aproximadamente (E. Paredes, 2011).

4.4 CASO DEL CENTRO ESCOLAR INDEPENDENCIA

4.4.1 ANTECEDENTES

El centro escolar Independencia se encuentra ubicado en el número 440 de la Avenida Benito Juárez de la colonia Centro en la Cd. de Morelia, Mich. El edificio fue diseñado por el Arq. Enrique Guerrero Larrañaga y es un proyecto del CAPFCE²²⁴ (Comité Organizador del Programa Federal de Construcción de Escuelas).

La escuela Independencia se construyó en 1946 y su estructura está constituida por losas macizas perimetralmente apoyadas en vigas que a su vez descansan sobre columnas y/o muros de carga de tabique rojo recocido. La losa de azotea se impermeabilizó en forma tradicional usando un relleno para dar pendiente, entortado y enladrillado en forma de petatillo. Actualmente en la losa de azotea se hacen trabajos de impermeabilización cada año para ello, se usa impermeabilizante acrílico, base agua, color terracota.

El terreno sobre el cual se desplanta el edificio tiene una configuración irregular en forma de trapecio y colinda al oriente con la Calzada Juárez. El predio tiene una superficie de aproximadamente 6118.03 m². La escuela está conformada por dos plantas paralelas a la traza de la calle y separadas de ésta a través de un área verde. Además, perpendiculares a la construcción se encuentran dos cuerpos de una sola planta de 8.80 m x 23.40 m; orientados de oriente a poniente, separados por un patio central e interconectados por un pasillo [ver anexo B1].

²²⁴ Ettinger, Catherine R., 2010, *Modernidades arquitectónicas. Morelia 1925-1960*, Gobierno del Estado de Michoacán (SECUM, COECYT, SUMA), H. Ayuntamiento de Morelia, H. Congreso del Estado de Michoacán de Ocampo y DOCOMOMO, p. 187.

En la planta baja del inmueble se alojan doce salones, dos oficinas para la dirección, dos baños de maestros, baños de mujeres y hombres, además de dos escaleras todo ello repartido en los tres volúmenes; mientras que en la planta alta se distribuyen nueve aulas, un taller de corte y confección y un salón de usos múltiples. Las plantas baja y alta se comunican a través de dos escaleras ubicadas en la parte central del inmueble y están separadas entre sí por el acceso principal. Los salones se intercomunican a través de un pasillo de 2.50 m de ancho [ver anexo B1, planos A 1/2-01/11 Y A 2/2-01/11].

Por otra parte, la escuela cuenta con cuatro patios: el norte, el central, el sur y en la parte posterior del terreno otro más en terracería, en ellos se localizan tres canchas de básquetbol y al fondo una cancha de fútbol. En la esquina noreste del terreno se alojan dos aulas: la primera de ellas es de dos pisos y la segunda es de un solo nivel techada con lámina de acero. Recientemente se construyó un área de cómputo y se levantó la barda perimetral posterior del terreno [ver anexo B1].

4.4.2 INSPECCIÓN DE LA ESTRUCTURA

En esta etapa preliminar se determinó que no existen signos visibles de daño severo en el edificio. Sin embargo, en la losa de azotea y muros de la planta alta, principalmente en el ala norte del inmueble, se pudieron observar problemas derivados de las filtraciones de agua que han dañado la pintura en los muros, trabes y losas (Figura 69). A este respecto es importante señalar que las bajadas de agua pluviales de tubos de PVC están ubicadas al exterior de los muros (Figura 70). [Ver anexos B2 y B3].



Figura 69. Humedad al interior del edificio que ha comenzado a dañar la pintura de las paredes de la P.A. (E. Paredes, 2010).



Figura 70. Bajadas de agua ubicadas en la parte exterior de los muros que desembocan en una coladera. (E. Paredes, 2010).

En las paredes de los cubos de las escaleras de la escuela se encuentran unos murales pintados por el maestro Trejo Osorio²²⁵. Dichos murales han resentido el paso del tiempo además de la humedad que ha comenzado a dañarlos (Figura 71).



Figura 71. Murales obra del pintor Antonio Trejo Osorio, (1953). (E. Paredes, 2010).

Al continuar con la inspección se advirtió que algunos de los muros de la planta alta fueron reparados sustituyendo los mosaicos faltantes (Figura 72). A pesar de estos cuidados, aún existen varias partes del edificio que no han sido

²²⁵ Comunicación personal con la Directora del turno matutino del centro escolar Independencia, María Natividad Rangel Rojas, 2011, Morelia, Mich., Mex.

atendidas como es el caso de algunos muros desprovistos de zoclo (Figura 73) y el desaseo en la azotea que recibe constantemente las hojas desprendidas de los árboles (Figura 74).



Figura 72. Pared con recubrimiento de mosaico antes y después de su reparación. (E. Paredes, 2009-2010).



Figura 73. Zoclos faltantes en algunos de los salones del centro escolar. (E. Paredes, 2010).



Figura 74. Losa de azotea de la escuela Independencia donde se observa un notable desaseo. (E. Paredes, 2010).

Otro aspecto importante es el hecho de que la escuela presenta asentamientos diferenciales en el suelo, dejándose sentir más pronunciados en el pasillo norte. Dichos asentamientos son de aproximadamente 10 cm y han dañado el piso de la planta baja así como la base de las columnas (Figura 75). [Ver anexos B2 y B3].



Pasillo norte con hundimientos.



Columna en la que se observa un hundimiento de aproximadamente 10 cm.



Firme de concreto dañado por hundimientos en la parte norte de la escuela.

Figura 75. Daños ocasionados por hundimientos diferenciales en el ala norte de la escuela. (E. Paredes, 2010).

Durante la inspección se observaron grietas verticales en la unión entre castillo y muro en la barda perimetral oeste, además de grietas escalonadas por esfuerzos cortantes. Ante esta situación se realizó un reconocimiento más minucioso de las construcciones y se encontró que en las aulas de los cuerpos orientados de este a oeste y de la planta alta del ala sur también están presentando agrietamientos en sus muros (Figura 76). [Ver anexo B3].

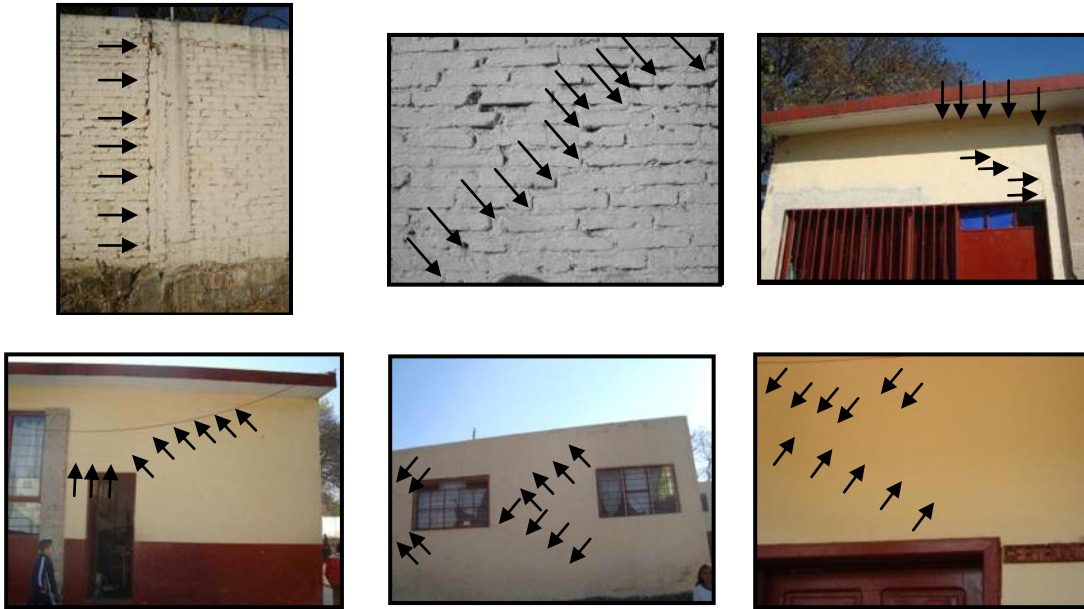


Figura 76. Daños ocasionados por asentamientos diferenciales. (E. Paredes, 2010).

De igual forma apareció una grieta en el muro de un aula ubicada en el ala sur de la planta baja de la escuela, a un costado de la dirección. La grieta era muy pronunciada y llegó a separarse algunos milímetros siendo resanada posteriormente, por la junta de padres de familia (Figura 77).



Figura 77. Resane de grieta en muro del salón ubicado en el ala sur de la P.B. (E. Paredes, 2010).

Por otra parte, se observó en el patio sur de la escuela una serie de agrietamientos en los pisos de concreto (Figura 78).



Figura 78. Patio sur del centro escolar Independencia donde se observan agrietamientos. (E. Paredes, 2010).

Durante la entrevista realizada a la directora del plantel se pudieron obtener unos planos de las plantas arquitectónicas del inmueble que datan de 1999. Dichos planos se compararon con lo que se pudo apreciar físicamente en la escuela y sirvieron de base para detectar las transformaciones que ha sufrido el edificio durante su vida de servicio [ver anexo B1].

A este respecto, los cambios que ha experimentado la escuela son pocos como es el caso de la esquina noreste, donde actualmente se alojan dos aulas: la primera de ellas es de dos pisos y la segunda es de un solo nivel techada con lámina de acero (Figura 79). Así mismo, se construyó un área de cómputo ubicada en frente de las dos aulas enunciadas anteriormente y se levantó parte de la barda perimetral posterior del terreno. De igual forma, se han cambiado las instalaciones eléctricas de la edificación (Figura 80).



Figura 79. Adiciones recientes en la esquina noroeste del predio. (E. Paredes, 2010).



Figura 80. Instalaciones eléctricas al interior del centro escolar Independencia. (E. Paredes, 2010).

Los planos arquitectónicos en los que se observan las diversas adiciones al inmueble se encuentran en el anexo B1. Los formatos derivados de la inspección del edificio están disponibles en el anexo B2. Finalmente, los planos producto del levantamiento de daños se hallan en el anexo B3.

4.4.3 ENSAYOS *IN SITU*

a) *Resistencia mecánica por esclerometría*

Para las pruebas, primero se hizo pasar el metalliscanner sobre la superficie de los elementos estructurales con la intención de ubicar las varillas de refuerzo y evitar la toma de lecturas equivocadas con el esclerómetro.

Una vez detectado el acero de refuerzo, se colocó el esclerómetro en posición perpendicular al elemento estructural hasta impactar en el área de contacto, repitiendo el proceso en 10 ocasiones; posteriormente, se registró el dato de la resistencia a compresión del concreto. Este proceso se repitió en cada uno de los elementos estructurales de estudio (Figura 81).



Ubicación del acero de refuerzo de una viga por medio del metalliscanner.



Resistencia a compresión de la losa de azotea de 12 cm de espesor por medio del esclerómetro digital.

Figura 81. Determinación de la ubicación de acero de refuerzo y de la resistencia a compresión de los elementos estructurales del centro escolar Independencia. (E. Paredes, 2010).

Los resultados que se obtuvieron de las pruebas con el esclerómetro se calcularon usando un factor tiempo = 0.7^{226} , para posteriormente afectarlos por un

²²⁶ CONTROLS, *Manual de operación de esclerómetro digital 58-C0181/G*, p. 15.

factor de corrección de 0.80. Los valores se muestran en las Figuras 82 y 83 así como en la Tabla 18.

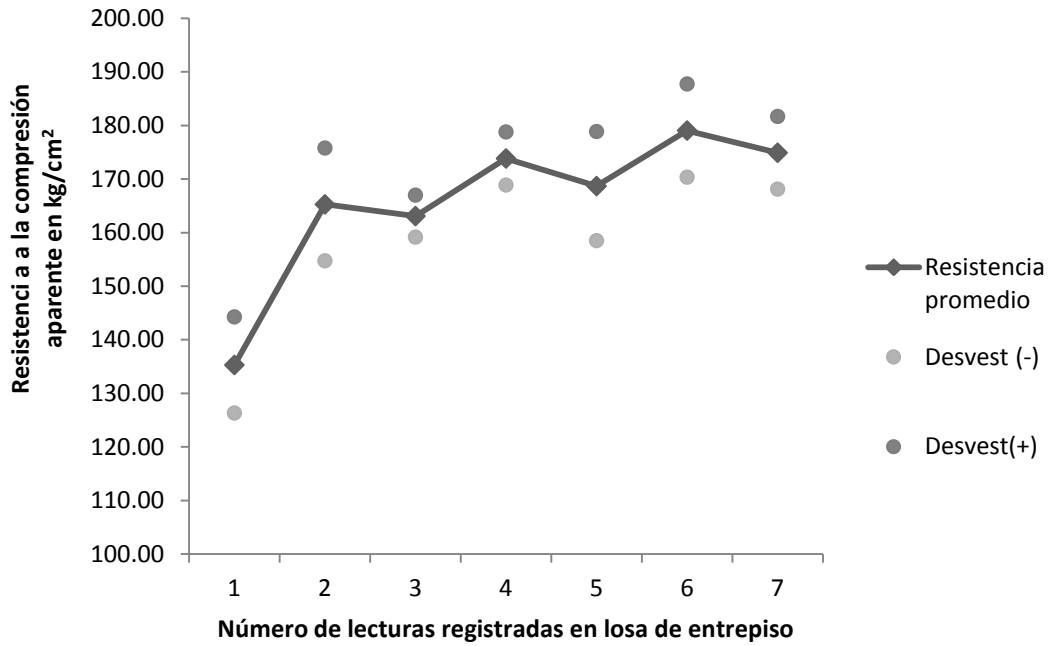


Figura 82. Resistencia a la compresión aparente en losa de entepiso del centro escolar Independencia. (E. Paredes, 2010).

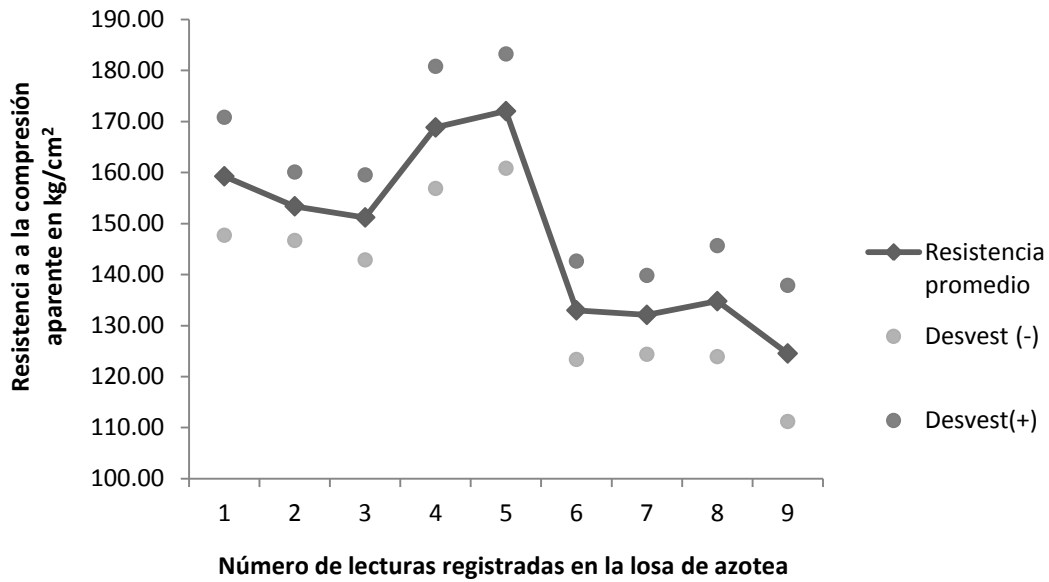


Figura 83. Resistencia a la compresión aparente en losa de azotea del centro escolar Independencia. (E. Paredes, 2010).

Tabla 18. Resistencia a la compresión aparente de los elementos estructurales del centro escolar Independencia.

Elemento estructural	Resistencia a la compresión aparente Kg/cm ²	Desviación estándar
Viga de planta alta	139.16	9.41
Columna de planta baja	168.84	6.65

E. Paredes, 2010.

b) Determinación de las dimensiones y ubicación del refuerzo en los elementos estructurales

Las dimensiones de la sección transversal de los elementos estructurales y sus armados se muestran en la Tabla 19.

Tabla 19. Dimensiones de los elementos estructurales del centro escolar Independencia.

Elemento estructural	Dimensiones	Refuerzo
Columna ubicada en la planta baja, pasillo zona centro	16.5 x 33 cm	10 varillas distribuidas en todo el perímetro E 15 cm @, aproximadamente.
Vigas de planta baja pasillo norte	23.5 x 60 cm	10 varillas distribuidas en todo el perímetro E 15 cm @, aproximadamente.
Vigas de planta alta	18.5 x 38 cm	-----
Columnas	70 cm ϕ	-----
Losa de entepiso y azotea	12 cm de espesor	Varillas colocadas a distancias variables entre 20 a 30 cm @, aproximadamente.
Muros de tabique rojo recocido	Espesores variables de 15 a 23 cm	-----

E. Paredes, 2010.

c) Prueba de carbonatación

Posteriormente, se realizaron las extracciones de testigos de concreto aplicándoseles un rociado con fenolftaleína para revelar la profundidad de carbonatación del material (Figura 84).



Trabajos previos realizados para la extracción de testigos de concreto.



Trazado de la retícula de la armadura de las vigas con ayuda del metalliscanner.



Extracción de especímenes de concreto en la estructura del centro escolar.



Determinación de la profundidad de carbonatación que exhiben los especímenes de concreto.



Resane aplicado a los elementos estructurales del edificio con SikaGrout CRD C 621 de resistencia a los 7 días de 245 kg/cm².

Figura 84. Secuencia fotográfica que muestra los trabajos previos efectuados así como la detección del acero de refuerzo, extracción de testigos, medición de la carbonatación del concreto y resane de los elementos estructurales del Centro Escolar Independencia. (E. Paredes, 2011).

Los resultados de las pruebas de carbonatación se muestran a continuación, en la Tabla 20.

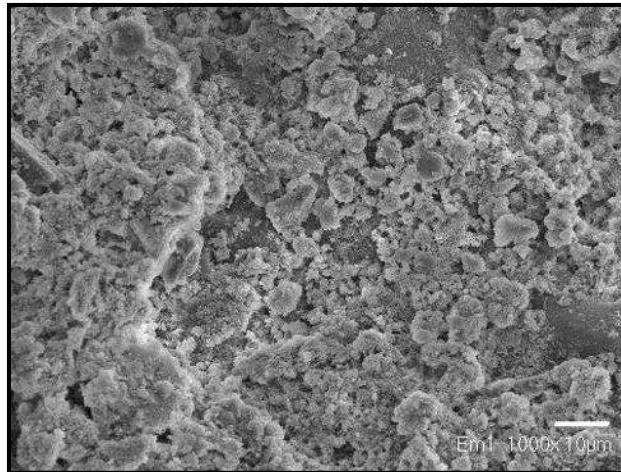
Tabla 20. Profundidad de carbonatación en núcleos extraídos de elementos estructurales de la planta baja del centro escolar Independencia.

Ubicación de los elementos estructurales en planta baja	Profundidad de carbonatación X_{CO_2} (mm)	Fotografía
Viga ubicada en el pasillo norte entre la dirección turno vespertino y el cubo de escaleras, P.B. Cara norte.	16	
Columna ubicada en la parte central de la entrada, P.B. Cara este.	20	
Viga ubicada entre el patio norte y los baños para hombres, P.B. Cara norte.	17	

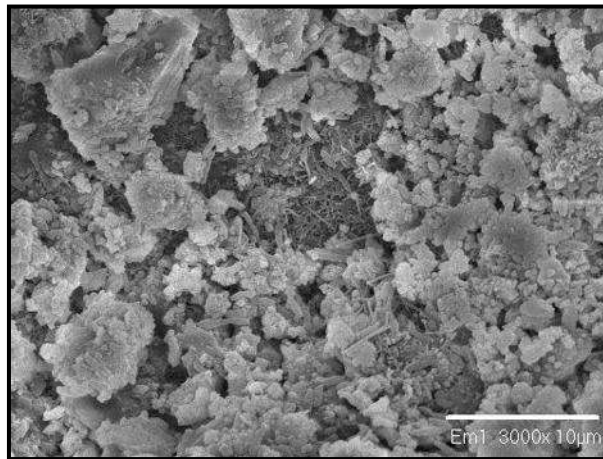
E. Paredes, 2011.

4.4.4 PRUEBAS DE LABORATORIO

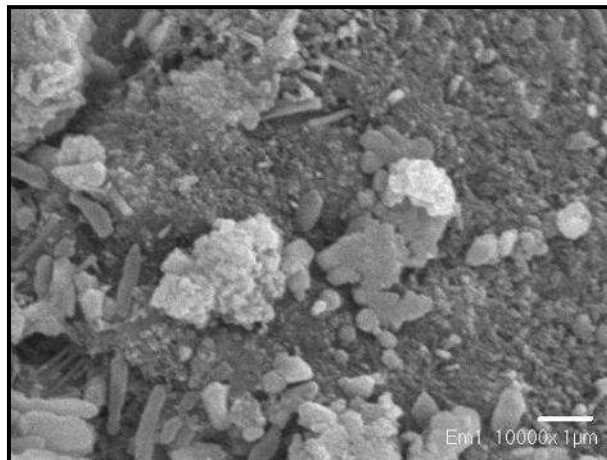
Algunos de los fragmentos de las muestras de concreto se sometieron a un análisis por microscopio electrónico de barrido (MEB), en el Instituto de Investigaciones Metalúrgicas de la UMSNH. Los resultados de estas pruebas se muestran a continuación.



a) Matriz de concreto. MEB a 1000x.



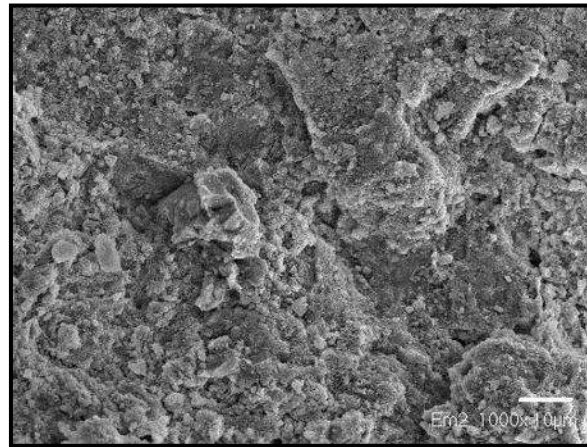
b) Matriz de concreto. MEB a 3000x



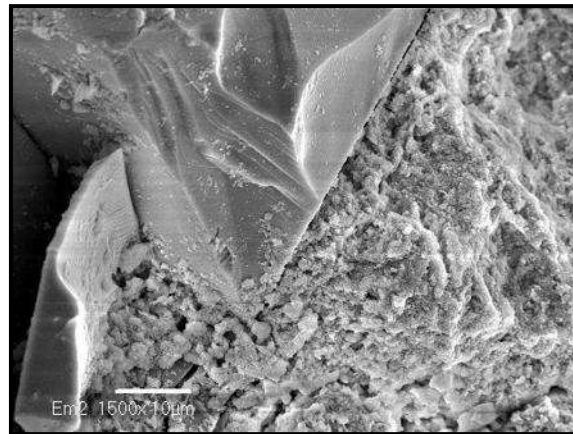
c) Matriz de concreto. MEB a 10000x.

Figura 85. Secuencia de micrografías de la matriz de la muestra M1 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita. Esquirla desprendida de

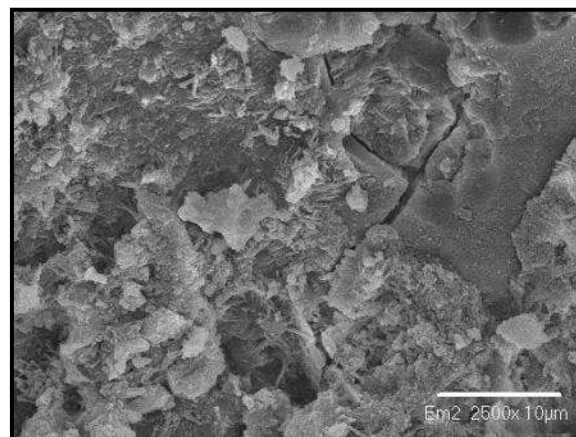
testigo con una longitud de 50 mm (E. Paredes, 2011).



a) Matriz de concreto. MEB a 1000x.

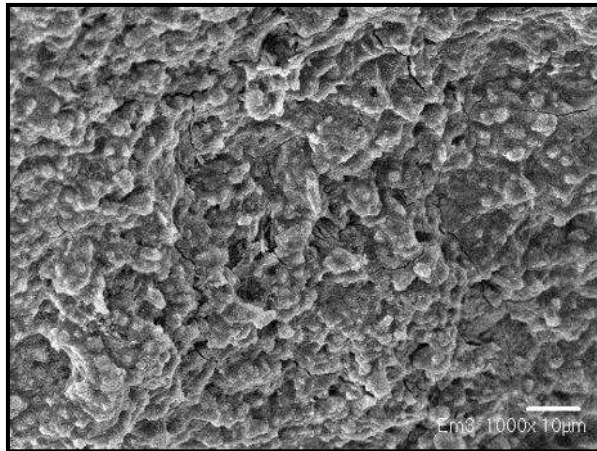


b) Matriz de concreto. MEB a 1500x

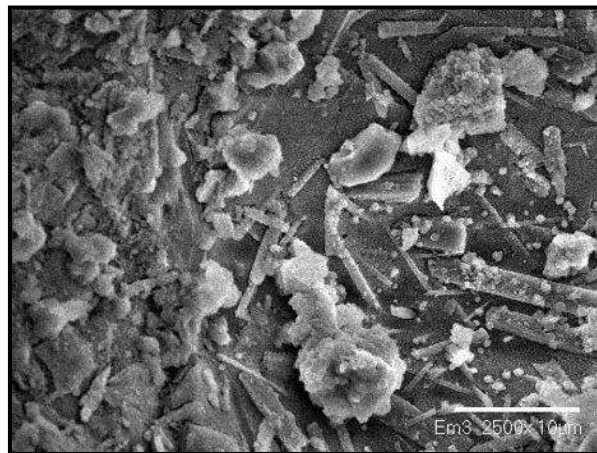


c) Matriz de concreto. MEB a 2500x.

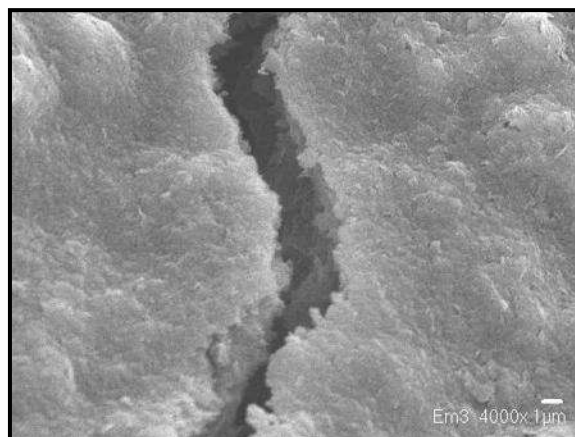
Figura 86. Secuencia de micrografías de la matriz de la muestra M2 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita. Esquirla desprendida de testigo con longitud de 40 mm, aproximadamente (E. Paredes, 2011).



a) Matriz de concreto. MEB a 1000x.



b) Matriz de concreto. MEB a 2500x.



c) Matriz de concreto. MEB a 4000x.

Figura 87. Secuencia de micrografías de la matriz de la muestra M3 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de ettringita, además de microgrietas. Esquirla tomada a una profundidad 40 mm (E. Paredes, 2011).

4.4.5 MONITOREO DE PUNTOS DE CONTROL

En atención al levantamiento de daños registrado en la escuela se procedió a llevar a cabo un monitoreo con puntos de control para determinar la posibilidad de movimientos de suelo. Las mediciones se realizaron con ayuda de una estación total en cuatro bases de postes de luz ubicadas en la parte posterior del terreno (Figura 88).



Estación total Leica.



Punto de control 1:
Poste noroeste.



Punto de control 2:
Poste suroeste.



Punto de control 3:
Poste sureste.



Punto de control 4:
Poste noreste.

Figura 88. Secuencia fotográfica que muestra equipo de trabajo y ubicación de los puntos de control utilizados para el monitoreo de movimientos de suelo. (E. Paredes, 2011).

Los resultados del monitoreo se muestran a continuación, en la Tabla 21.

Tabla 21. Datos tomados con estación total a partir de cotas arbitrarias y cálculo de las diagonales entre los puntos para detectar posibles movimientos de suelo.

PV	COORDENADAS			Diagonales	Distancias (m)	Diferencia de alturas (m)
	X	Y	Z			
<i>Monitoreo 1: 13 de junio de 2011</i>						
P1	794.652	145.257	0.162	P1-P4	58.52	0.19
P2	793.856	174.584	0.140			
P3	809.110	166.352	0.101	P2-P3	17.33	0.04
P4	809.109	201.962	0.347			
<i>Monitoreo 2: 26 de septiembre de 2011</i>						
P1	8270.485	242.859	3299.152	P1-P4	58.52	0.20
P2	8260.830	270.553	3299.132			
P3	8277.875	267.350	3299.088	P2-P3	17.34	0.04
P4	8267.099	301.279	3299.347			

E. Paredes, 2011.



Edificio Sandoval (E. Paredes, 2009).

4.5 CASO EDIFICIO SANDOVAL

4.5.1 ANTECEDENTES

El edificio de departamentos Sandoval se encuentra ubicado en el número 521 de la Calle Isidro Huarte, en el Centro Histórico de la Cd. de Morelia y fue diseñado con principios funcionalistas por el Ing. Jaime Andrés Sandoval en el año de 1950.

El Sandoval es uno de los primeros edificios en su género que utilizó como material fundamento al concreto reforzado. Su estructuración es a base de losas macizas de 10 cm de espesor reforzadas en su lecho inferior con parrilla de acero además de estar perimetralmente apoyadas sobre muros de carga de ladrillo de arcilla recocido de 22 cm de espesor, desplantada sobre cimientos de mampostería.

La proporción del concreto utilizado en los elementos estructurales fue de 1:3:3. La arena empleada fue blanca del río de Queréndaro combinada con arena negra mientras que el agregado grueso era basalto triturado en obra proveniente del Cerro del Punhuato²²⁷.

El terreno sobre el cual se desplanta el edificio tiene una configuración regular en forma de rectángulo y colinda al oeste con la Calle Isidro Huarte. La superficie del terreno es de aproximadamente 535 m². Con respecto a su distribución, el edificio consta de cuatro niveles. Cada uno de los tres primeros pisos en un principio alojaba cuatro departamentos mientras que el último nivel albergaba solo dos departamentos [ver Anexo C1]. La totalidad dentro del conjunto era de 14 departamentos con una densidad de 1400 habitantes/hectárea.

Cada departamento contaba con una o dos recámaras con closet, además de baño completo, cocina, sala – comedor y área de lavaderos, con claros de

²²⁷ Sandoval Walter, Jaime Fernando, 2009-2010, Comunicación Personal, Morelia, Mich., Méx.

hasta 4.80 metros de longitud c.a.c. La ubicación de los lavaderos y tendederos era tal que no se observaban desde afuera.

En la parte central de la planta baja se localizaba un local comercial con una pequeña bodega además de un baño, y a sus costados se alojaban los cubos de las escaleras. Los dos departamentos en los extremos del edificio de la planta baja tenían una entrada que comunicaba directamente a la sala - comedor con la calle de Isidro Huarte.

Ahora bien, la propuesta inicial del ingeniero Sandoval se encontraba influida por otras maneras de vivir sobre todo de Estados Unidos, país donde realizó sus estudios de licenciatura²²⁸. A este respecto, fueron varias las adaptaciones que se realizaron en comparación con lo que entonces se conocía como la casa tradicional en México.

En este contexto, el proyecto original planteaba a los habitantes de la ciudad la posibilidad de cohabitar con otras familias sin perder su privacidad, innovando con su propuesta formal no solo en cuanto a su sistema constructivo sino que además representó una solución ingeniosa a la problemática de vivienda que se agudizaba en función del crecimiento experimentado por la población de Morelia, pasando de 44,304 habitantes en el año de 1940 a 63,245 habitantes en 1950²²⁹.

Por otro lado, la fachada se cubrió con cantería amarilla y en ella se observaban grandes ventanales con anchos de aproximadamente dos metros. En la parte central, el ingeniero Sandoval proyectó un muro curvo y en sus extremos dos cuerpos rectangulares. Con el paso del tiempo, la edificación fue experimentando diversas transformaciones desde el uso de suelo, pasando de un multifamiliar a otro de consultorios médicos y locales comerciales hasta llegar a su última transformación la cual se está llevando a cabo actualmente y es la de un hotel (Figura 89).

²²⁸ Ettinger, Catherine R., 2011, *Jaime Sandoval Ingeniero de la modernidad*, Colección los constructores en Michoacán, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Coordinación de la investigación Científica, Facultad de Arquitectura, Instituto de Investigaciones Históricas, p. 15.

²²⁹ Arreola Cortés, Raúl, 1978, *Morelia*, Monografías Municipales Gobierno del Edo. De Michoacán..



Figura 89. Fotografías del edificio Sandoval en las que se observan las transformaciones efectuadas en la fachada del inmueble, 2009-2010, respectivamente. (E. Paredes, 2009-2010).

Las primeras modificaciones fueron paulatinas y se realizaron entre 1977 y 1981 contemplando dos ampliaciones: la primera, realizada en los laterales del edificio aprovechando los espacios proyectados en un inicio como áreas verdes y, la segunda se efectuó en la parte posterior del terreno. Las adiciones convertidas en dos cuerpos laterales que sobresalen de la planta baja del edificio, se usaron como locales comerciales. Mientras tanto, las ampliaciones en el primero y segundo niveles sirvieron como salas de auscultación y consultorios médicos. En el tercer nivel los espacios adicionados se usaron como terrazas [ver anexo C1].

En la búsqueda de una nueva distribución de espacios, algunos de los vanos originales se cerraron, en tanto que la sala-comedor de los departamentos originales se sectorizó implementando muros de carga y en algunos otros casos muros divisorios para alojar unos consultorios y una sala de espera. Otra de las transformaciones al interior del edificio se efectuó en el patio central instalando en su lugar: un elevador, un vestíbulo y un consultorio médico.

Para la incorporación de las nuevas áreas se utilizó losa reticular de 20 cm de espesor con casetones de poliestireno de 60 x 60 x 15 cm; concreto con $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y varillas de acero de 3/8" de diámetro con $f_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$; todas estas modificaciones se concluyeron en 1981²³⁰.

²³⁰ Sandoval Walter, Jaime Fernando, 2009-2010, Comunicación Personal, Morelia, Mich., Méx.

Las transformaciones más recientes comenzaron en 2009 y actualmente se siguen sobrellevando, variando la función de consultorios médicos a la de un hotel [ver Anexo C1]. En esta nueva etapa, se están empleado nuevos materiales para reforzar la estructura original como es el caso de los perfiles de acero. Las divisiones al interior del edificio se están logrando con panel w mientras que algunos de los vanos originales se cubren con tabicón.

Además, se ha implementado otro elevador y las ventanas originales de perfiles T y tubulares se están sustituyendo por marcos de aluminio; en tanto que los closets y puertas son de madera. Finalmente, el edificio presenta un nuevo anexo al fondo del terreno, que servirá de gimnasio y almacén además de que se tiene proyectado interconectarlo con el edificio de Ntra. Señora de Fátima ubicado sobre la calle de Ana María Gallaga.

4.5.2 INSPECCIÓN DE LA ESTRUCTURA

En la etapa de inspección se determinó que, a simple vista, no existen evidencias que demuestren un deterioro severo en el edificio. Sin embargo, en atención a los cambios de uso de suelo que ha sufrido el inmueble se hizo necesaria una inspección más detallada.

En esta etapa se realizó un registro fotográfico a través del cual se señalan los aspectos más significativos que atienden a los cambios efectuados en el inmueble (Figura 90); además se obtuvieron muestras de los materiales originales y otros más, producto de las transformaciones realizadas entre 1977 y 1981.

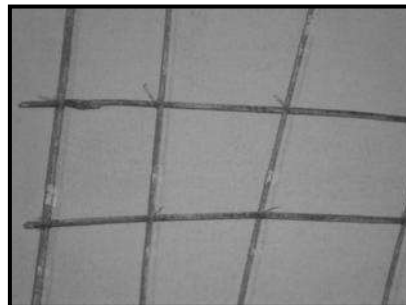
DESCRIPCIÓN

Losa de entepiso de concreto armado de 10 cm de espesor, reforzada con parrilla de acero en su parte inferior (con 2.5 cm de recubrimiento libre, aproximadamente). En la imagen se observa una viga de acero de perfil IPR que sirve de apoyo a la losa de entepiso.



FOTOGRAFÍA

Emparrillado de la losa de entepiso original de 18 cm x 18 cm, aproximadamente.



Vanos de ventanas que se están cerrando con tabicón y/o tabla roca en los muros exteriores del Edificio.



Adaptaciones al exterior del Edificio. En los muros se están abriendo vanos.



Transformaciones al interior del Edificio Sandoval donde se observa el armado de una trabe de cerramiento de un muro de tabique rojo recocido. Actualmente se están abriendo vanos en los muros, quitando algunas de las trabes originales y reforzando la estructura con perfiles de acero de sección IPR.



Cambios que se están efectuando en las instalaciones eléctricas e hidráulicas al interior del edificio.



Figura 90. Registro fotográfico de las transformaciones efectuadas al interior del edificio Sandoval. (E. Paredes, 2009-2010).

Los planos arquitectónicos en los que se observan las diversas transformaciones del edificio Sandoval se encuentran en el anexo C1. Finalmente, los formatos derivados de la inspección del edificio están disponibles en el anexo C2.

4.5.3 ENSAYOS *IN SITU*

a) *Resistencia mecánica por esclerometría*

Para las pruebas, primero se hizo pasar el metalliscanner sobre la superficie de los elementos estructurales con la intención de ubicar las varillas de refuerzo y evitar la toma de lecturas equivocadas con el esclerómetro.

Una vez detectado el acero de refuerzo, se colocó el esclerómetro en posición perpendicular al elemento estructural hasta impactar en el área de contacto, repitiendo el proceso en 10 ocasiones; posteriormente, se registró el dato de la resistencia a compresión del concreto. Este proceso se repitió en cada uno de los elementos estructurales de estudio (Figura 91).



Determinación de la resistencia a la compresión de una viga por medio de el método no destructivo de esclerometría.



Losa de entrepiso de 10 cm de espesor reforzada en su lecho inferior con una parrilla formada con varillas de 7.95 mm (5/16") de ϕ colocada a 18 cm @ en ambos sentidos, aproximadamente.

Figura 91. Elementos estructurales sometidos a pruebas de resistencia mecánica por medio del esclerómetro digital. (E. Paredes, 2010).

Los resultados que se obtuvieron de las pruebas con el esclerómetro, se calcularon usando un factor tiempo = 0.7^{231} , para posteriormente afectarlos por un factor de corrección de 0.80 y se muestran en la Tabla 22.

²³¹ CONTROLS, *Manual de operación de esclerómetro digital 58-C0181/G*, p. 15.

Elemento estructural	Nivel	Resistencia a la compresión aparente (kg/cm ²)	Desviación estándar
Viga T colada monolíticamente con la losa de entrepiso de 10 cm de espesor, de dimensiones: 37.5 x 15 cm.	Planta baja	122.13	8.2
		117.94	7.1
Losa de entrepiso de 10 cm de espesor.	Planta baja	122.42	8.5

Tabla 22. Resistencia a la compresión de una viga de sección T y de la losa de entrepiso en la planta baja del edificio Sandoval. (E. Paredes, 2010).

b) Dimensionamiento y ubicación del refuerzo en elementos estructurales

Las dimensiones de la sección transversal de los elementos estructurales y sus armados se muestran en la Tabla 23.

Tabla 23. Dimensiones de los elementos estructurales del edificio Sandoval.


Elemento estructural	Dimensiones	Acero de refuerzo
Losa de azotea y entrepiso	12 cm de espesor	Lecho inferior Parrilla con varilla de 7.95 mm φ a 18 cm de separación @ ambos sentidos
Muros de tabique rojo recocido	22 cm de espesor	-----
Viga de sección T	37.5 x 15 cm.	-----
Cerramiento en muros	-----	2 varillas lecho superior y 2 varillas lecho inferior

E. Paredes, 2010.

c) Prueba de carbonatación

Una de las muestras recuperadas de concreto se sometió a la prueba de carbonatación, aplicando fenolftaleína para determinar si el material comenzaba a acidificarse. Los resultados de la prueba se muestran en la Tabla 24.

Tabla 24. Prueba de carbonatación aplicada a un trozo de concreto recuperado del edificio Sandoval.

Muestra	Profundidad de carbonatación X_{co2} (mm)	Fotografías
<i>Concreto 1</i>	15	

E. Paredes, 2011.

4.5.4 PRUEBAS DE LABORATORIO


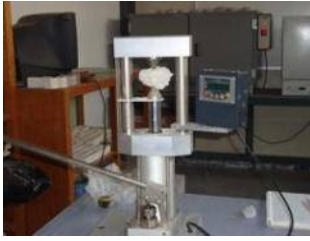


Para las pruebas de laboratorio, durante la inspección visual se recuperaron muestras de concreto de la losa original del edificio y dos tramos de varillas del refuerzo: uno de la losa de entrepiso original y otro más producto de las transformaciones realizadas entre 1977 y 1981.

a) Prueba de carga puntual o point load

La prueba aplicada a las muestras amorfas de concreto fue la de esfuerzo por carga puntual (point load) de acuerdo con lo especificado por la ASTM D 5731-05, a través de la cual se obtuvieron las resistencias a compresión del concreto y de

los agregados pétreos gruesos. Los resultados de las pruebas se muestran en la Tabla 25.

Tabla 25. Resistencia a la compresión de muestras de concreto y agregados gruesos del edificio Sandoval.

Muestra	Resistencia a la compresión (kg/cm ²)	Fotografía
Concreto 1	94.09	
Concreto 2	158.15	
Agregado 1	230.33	
Agregado 2	1051.28	

E. Paredes, 2010.

b) Composición química y microdureza Vickers en aceros

Con respecto a las varillas de acero se realizaron pruebas para determinar su composición química y microdureza Vickers. Las pruebas se realizaron en el Instituto de Investigaciones Metalúrgicas de la UMSNH y los resultados se muestran en la Tabla 26.

Tabla 26. Composición química, microdureza Vickers y Brinell, esfuerzo de fluencia y resistencia a la ruptura de las muestras de acero del edificio Sandoval.

Elemento estructural	Diámetro (mm)	Composición química	HV promedio	HB promedio	fy (kg/cm ²)	Resistencia a la ruptura (kg/cm ²)
Losa maciza (1950)	7.95	C = 0.48498% S = 0.01261%	284.8	269.94	5 999.06	8 550.19
Losa reticular (70's - 80's)	9.86	C = 0.60941% S = 0.02916%	353.3	334.635	7 436.82	10 599.37
Varilla Sicartsa A 615 G42	12.7	C = 0.4871% S = 0.02447%	211.85	201.2575	4 762.68	6 374.71

E. Paredes, 2010.

Estos resultados se obtuvieron transformando la microdureza Vickers en Brinell para posteriormente, aplicar las ecuaciones 11 y 12 [ver capítulo III].

c) Análisis por MEB.

Posteriormente, a las muestras de concreto se les hizo un análisis por microscopio electrónico de barrido (MEB), en el Instituto de Investigaciones Metalúrgicas de la UMSNH. Los resultados se muestran a continuación.

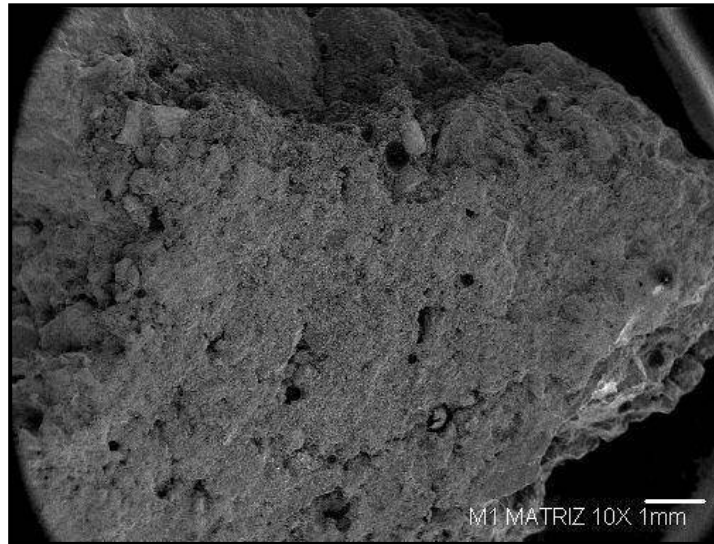


Figura 92. Micrografía de la matriz de concreto de la muestra M1 donde se observa la porosidad. MEB a 10x. (E. Paredes, 2010).

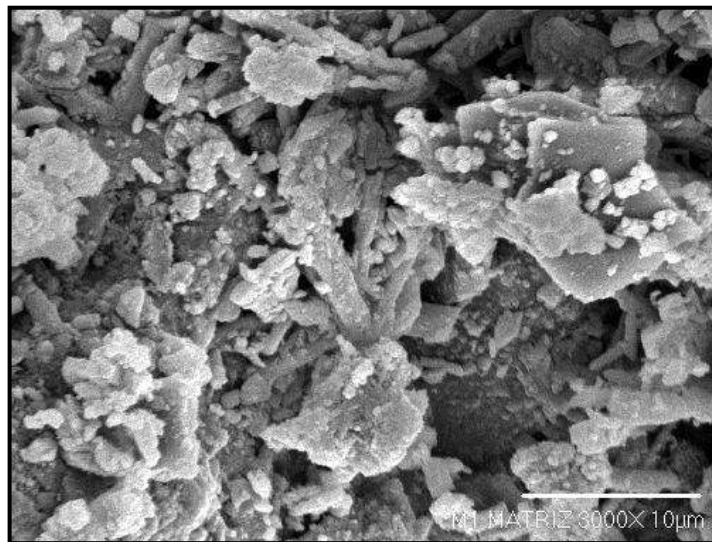


Figura 93. Micrografía de la matriz de concreto de la muestra M1 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular, portlandita y agujas de etringita. MEB a 3000x. (E. Paredes, 2010).

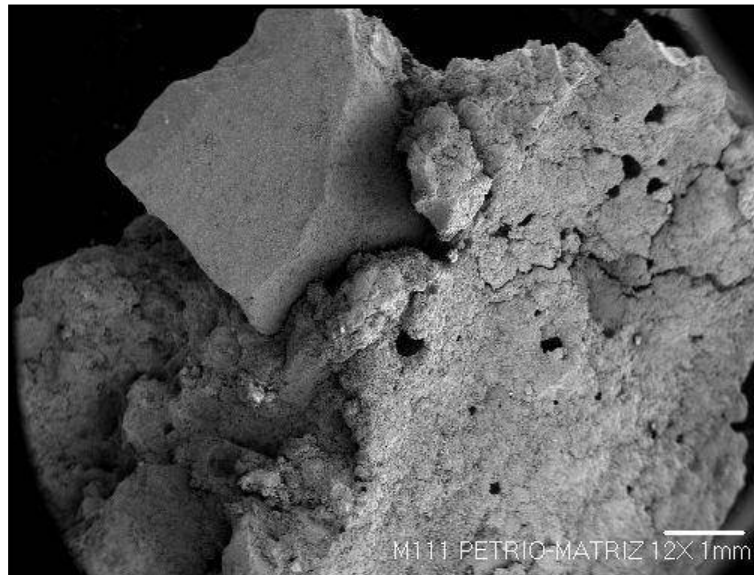


Figura 94. Micrografía de la interfase árido-pasta de la muestra M1. MEB a 12x. (E. Paredes, 2010).

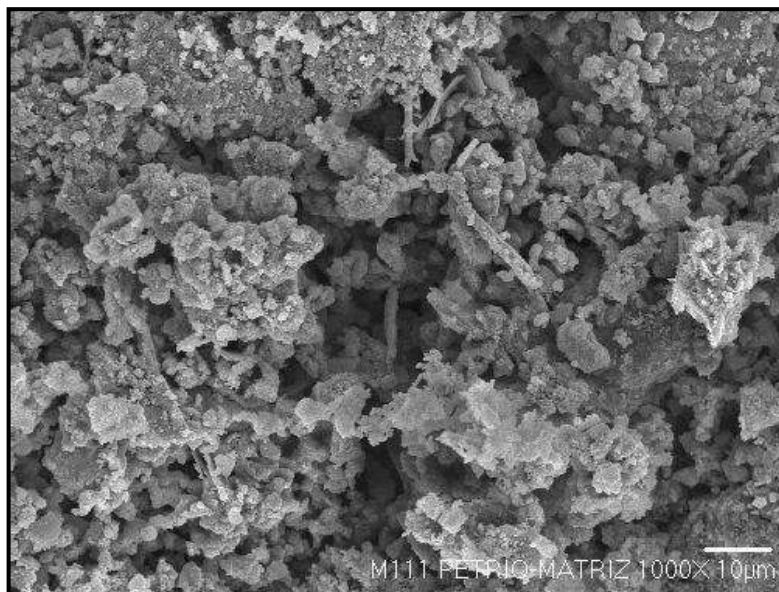


Figura 95. Micrografía de la interfase árido-pasta de la muestra M1 donde se observan los silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita, CSH). MEB a 1000x. (E. Paredes, 2010).

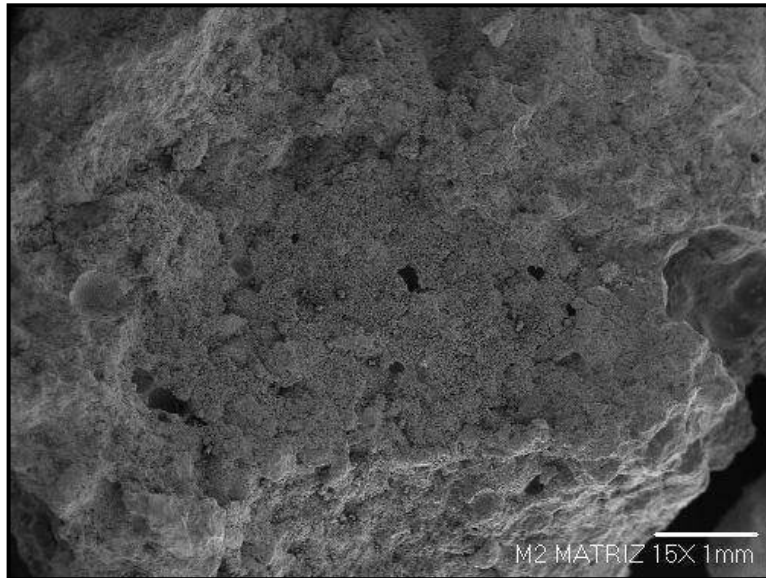


Figura 96. Micrografía de la matriz de la muestra M2 donde se observan los poros. MEB a 15x. (E. Paredes, 2010)

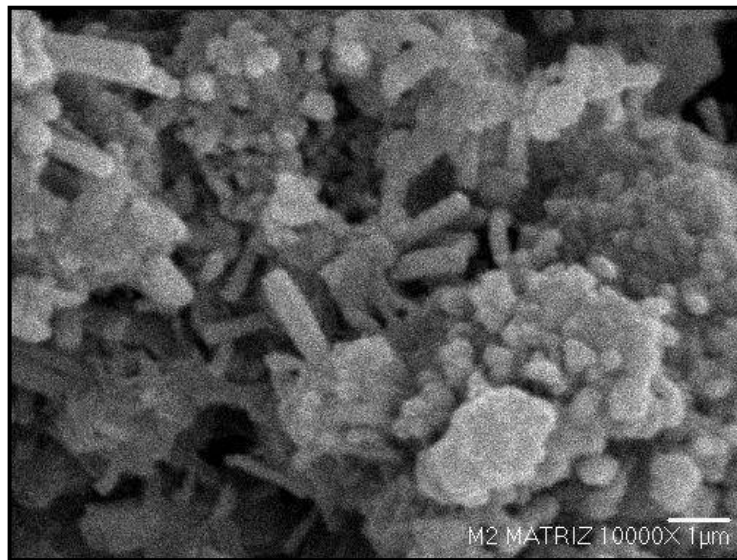


Figura 97. Micrografía de la matriz de concreto de la muestra M2 donde se observan silicatos de calcio hidratados (gel de tobermorita) de forma acicular. MEB a 10,000x. (E. Paredes, 2010).

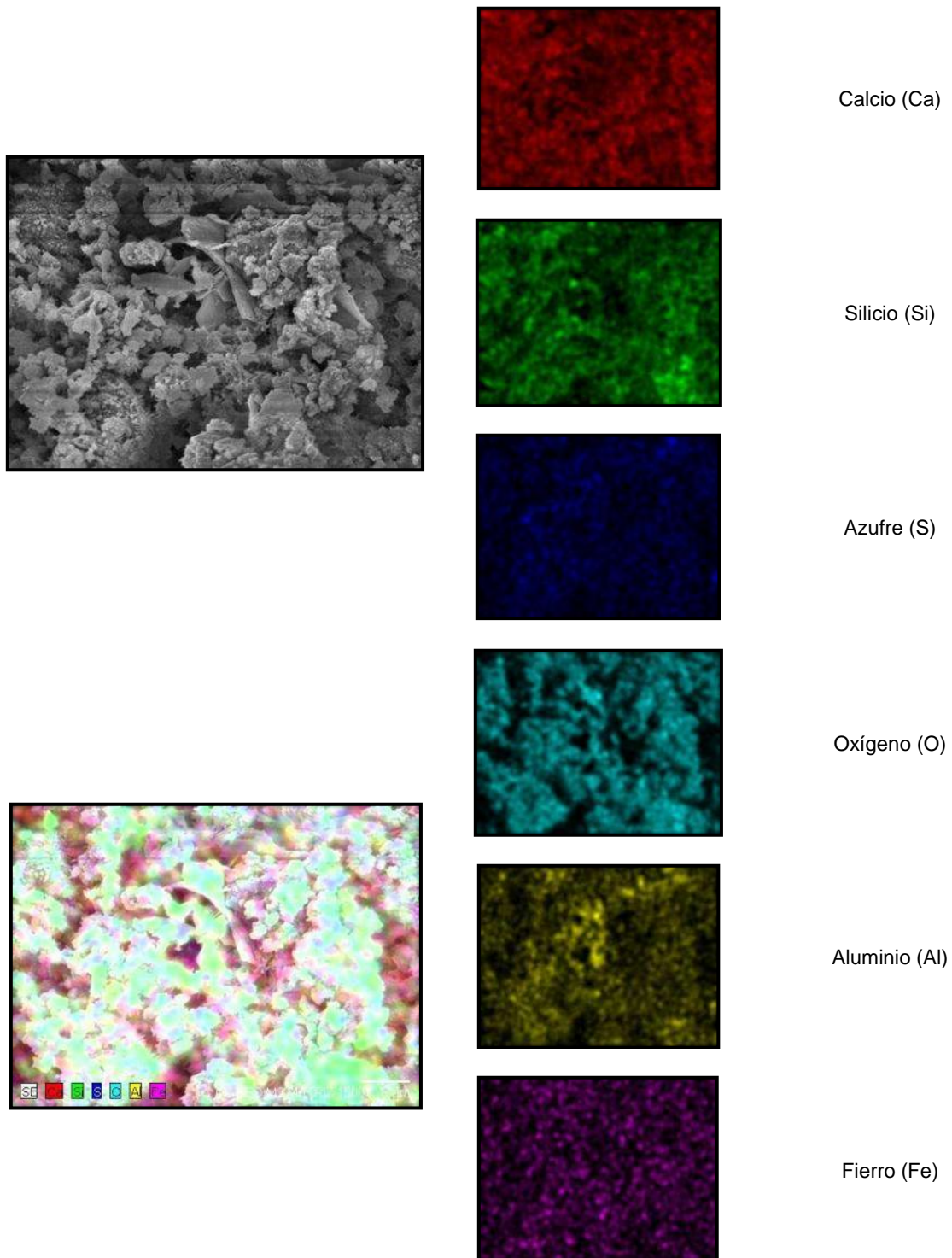


Figura 98. Mapeo de matriz muestra 2 en los que se observan gel de tobermorita y portlandita. (E. Paredes, 2010).

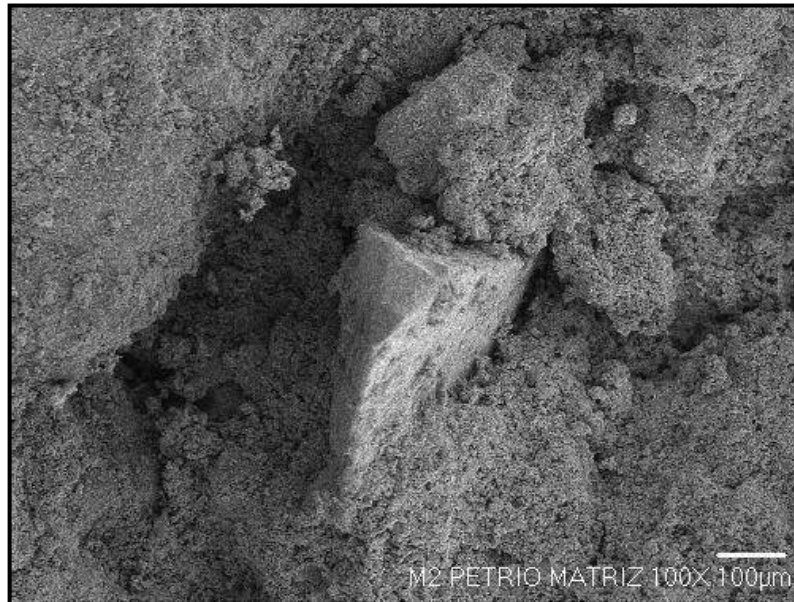


Figura 99. Micrografía de la interfase árido-matriz. MEB a 100x. (E. Paredes, 2010).

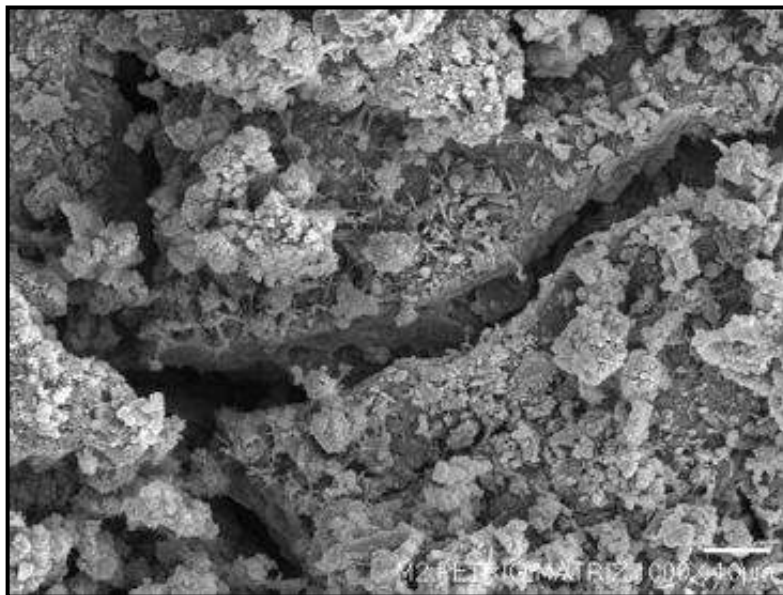
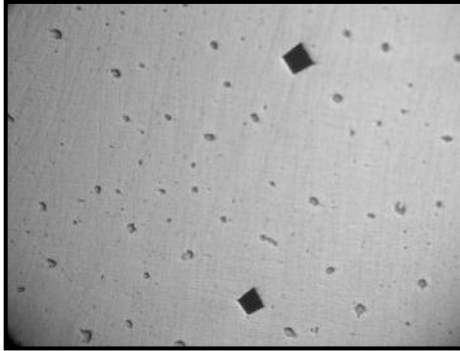


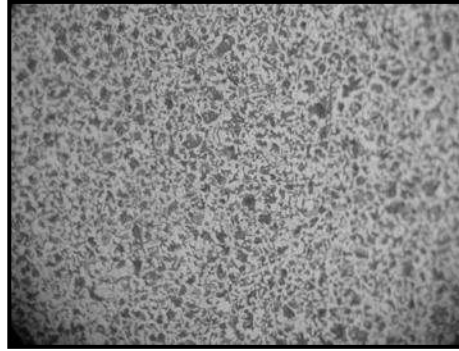
Figura 100. Micrografía de la interfase árido-pasta de la muestra M2 donde se observan microfisuras, silicatos de calcio hidratados y ettringita. MEB a 1000x. (E. Paredes, 2010).

d) Análisis metalográfico

Las muestras de acero recuperadas del edificio se prepararon de acuerdo a la técnica descrita en el capítulo III y se observaron en el banco metalográfico del Instituto de Investigaciones Metalúrgicas de la UMSNH. Los resultados del análisis metalográfico se observan en las Figuras de la 101 y 102.

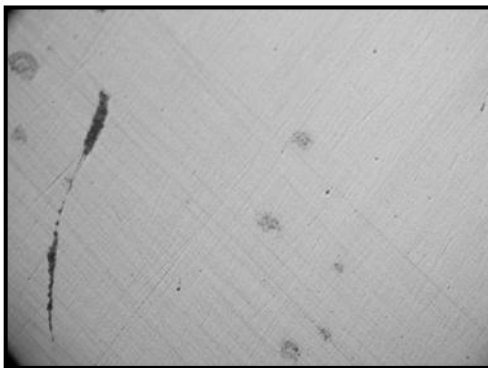


a) Metalografía a 50x. Se observan las indentaciones de la prueba para microdureza.

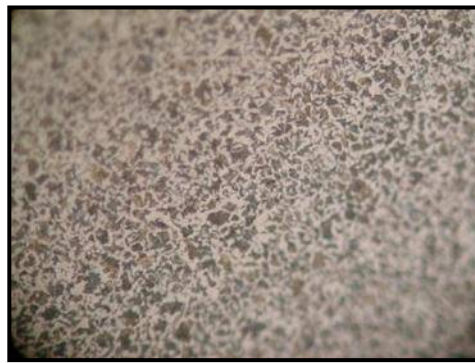


b) Metalografía a 200x. Se observa la distribución de las dos fases ferrita (de color claro) y perlita (más oscuro).

Figura 101. Metalografías de acero de la muestra M1 (1950). (E. Paredes, 2010).

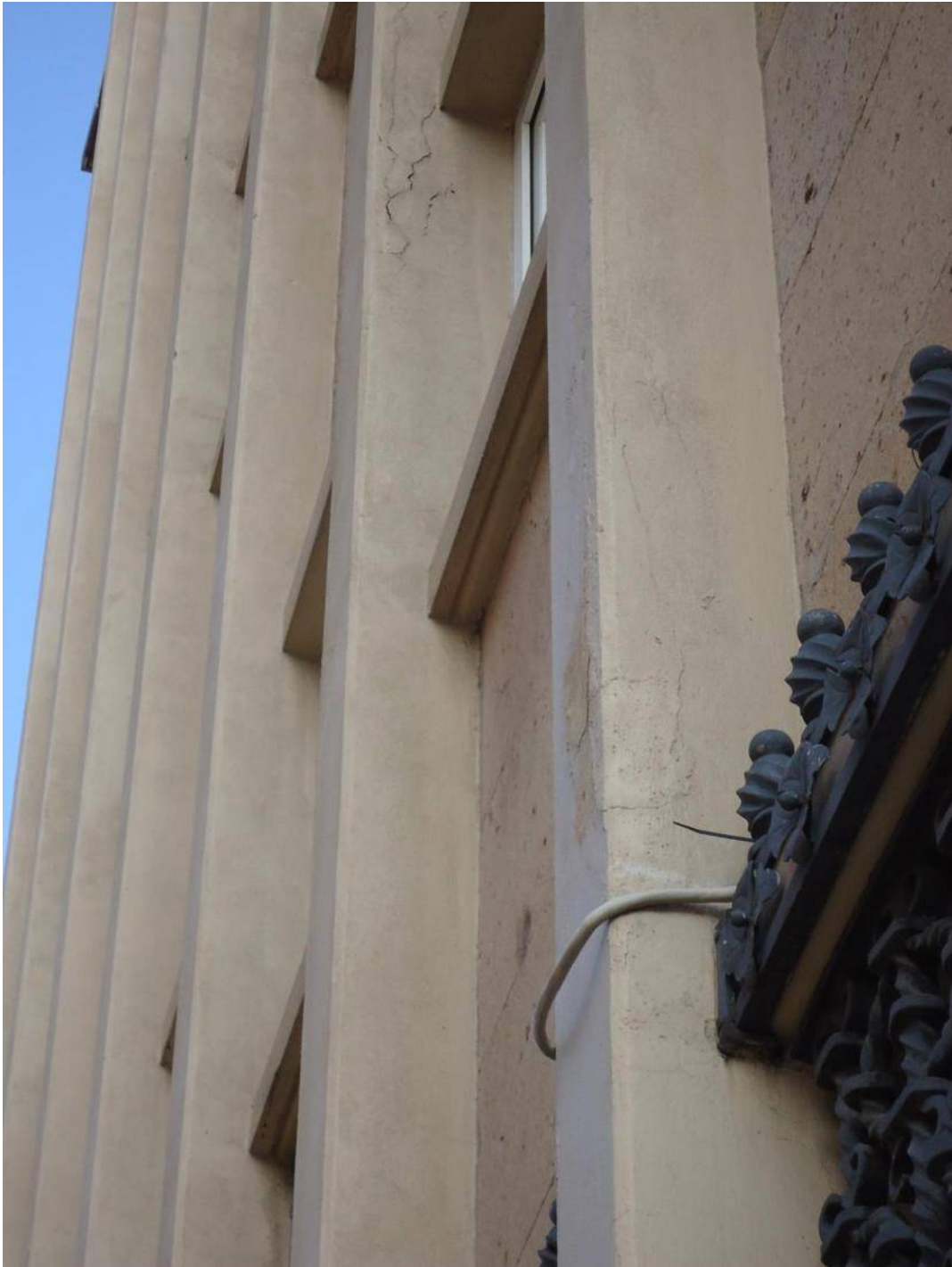


a) Metalografía a 50x. Se observan las indentaciones de la prueba para microdureza.



b) Metalografía a 200x. Se observa la distribución de las dos fases ferrita (de color claro) y perlita (más oscuro).

Figura 102. Metalografías de acero de la muestra M2 (1980). (E. Paredes, 2010).



Hotel Alameda (E. Paredes, 2011).

CAPÍTULO V

EVALUACIÓN, DIAGNOSIS Y PROGNOSIS DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO EN LOS CASOS DE ESTUDIO SELECCIONADOS

5.1 INTRODUCCIÓN

Los factores que intervienen en la durabilidad de las estructuras de concreto reforzado son diversos destacándose los siguientes: la microestructura de los materiales, el procedimiento constructivo aplicado, la compactación, el curado y la interacción con el medio ambiente.

En el tiempo en que se edificaron los tres casos de estudio, existía un desconocimiento de los criterios de diseño por durabilidad originando incertidumbre con relación a la vida útil y/o remanente de la estructura. Aunado a ello, de estas tres edificaciones no existen planos estructurales o memorias de cálculo que revelen las características de los materiales empleados en su construcción. En base a estas premisas se hizo necesario inspeccionar cada edificio para determinar el estado de servicio en el que se encuentra.

Uno de los parámetros fundamentales para calificar la calidad de un concreto es su resistencia a la compresión, por esta razón, se seleccionó el método del esclerómetro digital, el cual es un método no destructivo que a través

de la dureza del material permite obtener, en forma indirecta, la resistencia a la compresión de los elementos estructurales, teniendo una precisión de \pm el 20%²³².

En cuanto a los procesos de deterioro, el que cobra mayor importancia en un ambiente urbano es la carbonatación del concreto ya que el acero de refuerzo al perder su protección alcalina, puede llegar a corroerse disminuyendo su sección transversal y la adherencia con el concreto. Además, al analizar los elementos estructurales por carbonatación se puede evaluar a los edificios en forma certera y predecir su comportamiento futuro.

En este contexto, se seleccionaron los elementos estructurales más representativos y factibles para extraer de ellos especímenes de concreto y examinarlos por carbonatación a través de una solución indicadora que revelara el grado de acidez del material, en cada edificio.

Una vez realizado lo anterior, se llevaron a cabo estudios de laboratorio por MEB y espectros de las muestras recogidas durante las pruebas *in situ*, con la intención de determinar la microestructura del material. Además, se digitalizaron los planos arquitectónicos originales y actuales de cada edificio, identificándose las transformaciones que han sufrido a través de los años.

Atendiendo a todos estos aspectos se llegó a la evaluación, diagnóstico y pronóstico de cada unidad de estudio.

²³² NORMAS: EN 1254: Part 2, ASTM C 805, BS 1881:202, NF P18-417, DIN 1048, UNI 9189.

5.2 CASO HOTEL ALAMEDA

5.2.1 EVALUACIÓN

Durante la inspección visual se estableció que no existen evidencias que demuestren un deterioro severo en el edificio; sin embargo, en algunas de las columnas exteriores se observaron agrietamientos. Dichos agrietamientos siguen la dirección del acero de refuerzo sugiriendo que en algunos de los elementos puede estar manifestándose el fenómeno de la corrosión o bien que existen problemas de adherencia (Figura 103, 104 y 105).



Figura 103. Columnas del quinto piso del hotel Alameda, fachada sur. (E. Paredes, 2010).



Figura 104. Cara sur de columnas del segundo piso del hotel Alameda fachada este. (E. Paredes, 2010).



Figura 105. Columnas del segundo piso del hotel Alameda fachada este, resanadas. (E. Paredes, 2010).

La sintomatología detectada se presenta en los diversos niveles del hotel, además de mostrar señales de resanes aplicados al recubrimiento que no detuvieron los procesos de deterioro. En el plano de levantamiento de daños [anexo A3], se enumeran las columnas que muestran señales de agrietamientos.

En general, las columnas con mayores lesiones se encuentran en la planta baja, primero, segundo y quinto nivel; mostrando un menor daño las columnas en el tercer nivel y sin evidencia de agrietamientos las del cuarto nivel. Por otra parte, se observaron manchas de humedad en algunos elementos del quinto piso [ver anexo A3].

Ahora bien, al analizar los resultados de las pruebas realizadas con el esclerómetro digital en las columnas del 1°, 3° y 5° nivel, se observa que los valores promedio son prácticamente iguales dando resistencias de 250 kg/cm², aproximadamente; con desviaciones estándar mínima y máxima de 5.85 y 24.23, respectivamente. Las columnas del 2° piso exhiben la resistencia promedio más baja (235.82 kg/cm²), con una desviación estándar de 19.92. En la planta baja del hotel se observa la resistencia promedio más alta (338.97 kg/cm²); sin embargo, la desviación estándar es la más grande registrada con un valor de 44.79 (Figura 106).

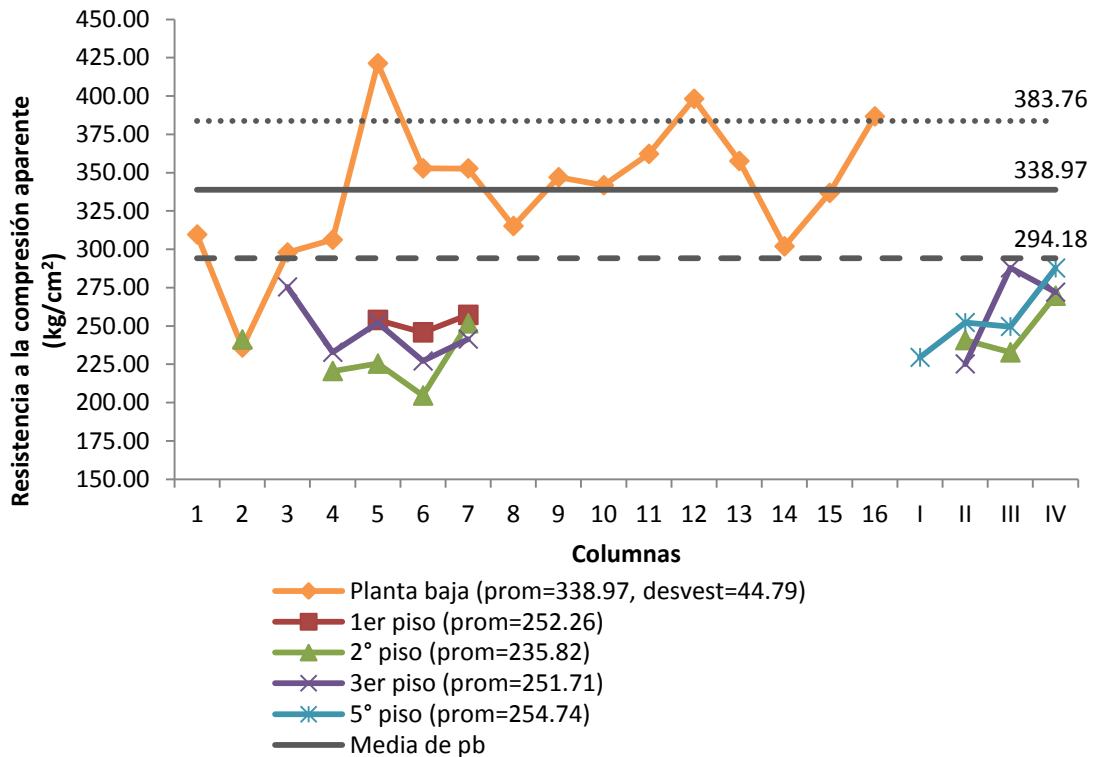


Figura 106. Resistencia a la compresión aparente promedio del concreto en las columnas del hotel Alameda. (E. Paredes, 2011).

Respecto a la información recabada sobre las normas para concretos, es importante recordar que para la década de los 20's, ya se contaba con fórmulas y módulos granulométricos para dosificar un concreto según la resistencia requerida²³³. Además del hecho de que en el tiempo en que se construyó el hotel Alameda el Reglamento de México especificaba una fatiga máxima de ruptura a los 28 días de 125 kg/cm^2 ²³⁴.

En función de este dato ($f'c = 125 \text{ kg/cm}^2$) y tomando como 1 dicho valor podemos observar que en el caso particular de las columnas exteriores construidas en 1938 las pruebas por esclerometría en la condición más desfavorable (columnas del 2° piso), arrojan a un valor promedio de 235.82 kg/cm^2 , es decir 1.89 veces la fatiga máxima de ruptura especificada por el Reglamento de México, en más de 70 años de servicio. Conforme a estos valores, se puede constatar el buen estado del concreto en las columnas exteriores del hotel cuya resistencia aún hoy en día puede considerarse aceptable para un edificio de estas características (resistencias mayores a los 200 kg/cm^2).

En cuanto al dimensionamiento de los elementos estructurales, las columnas tienen medidas de 22 cm x 40 cm, armadas con 6 varillas repartidas en el perímetro; además de estribos a 18 cm @ de separación, aproximadamente.

Por otro lado, durante la extracción de testigos se pudo observar que las columnas tienen un aplanado de mortero con mezcla terciada cemento:cal:arena de aproximadamente 6.3 mm (1/4"), de espesor; además de una separación entre la cara extrema y la varilla de refuerzo, de aproximadamente 45 mm; dando un recubrimiento total de aproximadamente 50 mm. Los espesores de recubrimiento aplicados en las columnas del hotel Alameda coinciden con lo especificado por la normativa de mediados del siglo XX (5 cm para columnas y vigas maestras²³⁵).

En general, las dimensiones y armados utilizados en dichos elementos pueden ser considerados como adecuados estructuralmente hablando, ya que

²³³ Moral, Fernando, 1955, *Hormigón armado*, Compañía Editorial Continental S. A., México, D.F., p. 37-38.

²³⁴ Kidder-Parker, 1957, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTEHA, p. 1110.

²³⁵ *Ibidem*.

permitieron alcanzar claros de hasta 10 metros; además de dar libertad de movimiento al interior y optimizar las funciones propias del inmueble.

En cuanto a los resultados arrojados por las pruebas de carbonatación se observa que las columnas de la planta baja de la fachada este del edificio tienen una profundidad de carbonatación de apenas 6 mm, es decir, solo la parte del aplanado de mortero se encuentra carbonatada mientras que el concreto en sí se encuentra incólume. Con respecto a las columnas de la fachada sur se observa un frente de carbonatación de 22 mm, en su condición más desfavorable.

Estos datos revelan la incidencia de la orientación de un inmueble sobre el proceso de deterioro de los diversos elementos estructurales, siendo éste más acentuado en la fachada sur del hotel Alameda. Esta fachada se encuentra paralela a la traza de la Avenida Madero recibiendo la mayor emisión de los gases contaminantes provenientes del tráfico vehicular (en su mayoría CO_2), además los vientos dominantes proceden de la dirección S-SW contribuyendo a su propagación e impactando directamente en los elementos de dicha fachada. Sin embargo, en cualquiera de los dos casos (fachada este y sur), la profundidad de carbonatación no ha alcanzado al acero embebido en el concreto por lo que el material continúa pasivado.

Con respecto a los núcleos extraídos de concreto, a simple vista se observa un aplanado de mortero con cierto grado de porosidad. En cuanto al concreto, la mezcla se muestra homogénea, bien compactada y con buena adherencia entre la pasta de cemento hidratado y los agregados; además, es importante señalar que el material presenta la misma calidad en las cuatro columnas estudiadas.

Ahora bien, al analizar las muestras de concreto por MEB a 1000x (Figura 64), observamos que las mezclas de los núcleos extraídos son diferentes entre sí; sin embargo, en la matriz de todas ellas se observaron grandes cantidades de silicato de calcio hidratado (gel de Tobermorita), responsable de la resistencia del material, asegurando buenas condiciones en la pasta de cemento hidratada. Por otro lado, se descubrieron cristales de portlandita lo que indica una reserva en la alcalinidad del concreto garantizando la pasividad del acero de refuerzo.

Finalmente, se encontraron agujas de ettringita lo que provoca aumentos de volumen favoreciendo tensiones internas.

5.2.2 DIAGNOSIS

La diagnosis se realizó en función de la calidad del concreto con atención a los resultados arrojados por las pruebas de esclerometría y de carbonatación, además de tomar en cuenta el espesor del recubrimiento. En este sentido, la base del diagnóstico la constituyeron los siguientes resultados:

Tabla 27. Resumen de las pruebas y resultados obtenidos en las columnas exteriores del hotel Alameda.

PRUEBA	PARÁMETRO OBTENIDO	ELEMENTO ESTRUCTURAL		RESULTADO
Esclerometría	Resistencia a la compresión aparente del concreto ($f'c$)	Columnas exteriores Planta Baja	Columna 2	235.87 kg/cm ² $\sigma=20.77$
			Columna 5	421.29 kg/cm ² $\sigma=15.63$
			Columna 13	357.56 kg/cm ² $\sigma=13.12$
			Columna 10	341.77 kg/cm ² $\sigma=7.80$
Espesor del recubrimiento	Recubrimiento del concreto R	Columnas exteriores Planta Baja		50 mm, aproximadamente
Carbonatación	Frente de carbonatación X_{CO_2}	Columnas exteriores Fachada este	Columna 2	6 mm
			Columna 5	6 mm
		Columnas exteriores Fachada sur	Columna 13	22 mm
			Columna 10	25 mm
	Coeficiente de carbonatación ²³⁶ K_{CO_2}	Columnas exteriores Fachada este	Columna 2	0.71 mm/año ^{0.5}
			Columna 5	0.71 mm/año ^{0.5}
		Columnas exteriores Fachada sur	Columna 13	2.61 mm/año ^{0.5}
			Columna 10	2.97 mm/año ^{0.5}

E. Paredes, 2011

²³⁶ El coeficiente de carbonatación K_{CO_2} , se calculó para un tiempo de 71 años, con la fórmula (4).

Tomando en cuenta los datos anteriores y basados en el diagrama de flujo mostrado en la Figura 30 (ver capítulo III), la resistencia a la compresión del concreto para las columnas analizadas, en su condición más crítica, es igual a 235.87 kg/cm². Dicho valor es mayor de 203.9 kg/cm² (Figura 30), y a su vez, el recubrimiento total de las columnas es de 50 mm, el cual es mayor a lo señalado por el diagrama (15 mm), por esta razón existe una baja probabilidad corrosiva.

Sin embargo, en las pruebas de carbonatación se comprobó la existencia del frente de carbonatación, aún cuando éste es muy pequeño. Los datos arrojan a valores del coeficiente de CO₂ del orden de 0.71 a 2.97 para la fachada este y sur, respectivamente. Dichos valores son menores de 3 mm/año^{0.5}. Por otro lado, en los datos del medio se observa una humedad relativa promedio anual de 65%, 2010 (Tabla 15), es decir menor al 80%. Toda esta información nos indica una muy buena calidad del concreto y corroboran que la probabilidad de corrosión del refuerzo es baja.

No obstante lo anterior, es necesario recalcar que durante la inspección del inmueble se observaron agrietamientos con una trayectoria longitudinal y transversal que coincide con la ubicación del acero de refuerzo en algunas de las columnas en los diferentes niveles del hotel por lo que se posible suponer que el proceso de corrosión en el refuerzo se encuentra activo.

Además, de los resultados arrojados por la prueba de carbonatación se puede afirmar que la orientación de los elementos estructurales influye en gran medida, en el avance de la carbonatación y de igual forma esto se puede presentar en los diferentes niveles del edificio, es decir, el proceso de carbonatación podría verse acentuado a mayor altura, sobre todo si se toma en cuenta la altura de los edificios colindantes al hotel, la cual es menor. A este respecto, el levantamiento de daños señala como los niveles más afectados por agrietamientos al segundo, tercero y quinto pisos [ver anexo A3].

Esta hipótesis se fortalece con los resultados de las pruebas de esclerometría en los que se observan resistencias a la compresión promedio del orden de 235.82 (2° nivel) y 254.74 kg/cm² (5° nivel), es decir valores menores a los que se obtuvieron para las columnas de la planta baja del edificio (338.97 kg/cm²). Basados en estos hechos, se sugieren análisis posteriores de carbonatación en el primero, segundo, tercero, cuarto y quinto pisos del hotel.

5.2.3 PROGNOSIS

Del diagnóstico de las columnas de la planta baja del edificio se infiere que el tiempo que tardará la carbonatación en avanzar hasta alcanzar al acero de refuerzo es muy grande. Para el cálculo del tiempo se consideró la condición más desfavorable, es decir, los datos arrojados por las pruebas en la columna 10. El resultado se muestra a continuación en la Tabla 28.

Tabla 28. Tiempo de avance del proceso de carbonatación hasta alcanzar el acero de refuerzo en las columnas exteriores del hotel Alameda

ELEMENTO ESTRUCTURAL	COEFICIENTE DE CARBONATACIÓN K_{CO_2}	TIEMPO QUE TARDARÁ LA CARBONATACIÓN EN ALCANZAR EL ACERO DE REFUERZO²³⁷ T
Columna exterior De fachada sur # 10	2.97 mm/año ^{0.5}	212.42 años

E. Paredes, 2011.

En la Tabla 28 se observa un proceso de carbonatación muy lento en el caso de las columnas de la planta baja del hotel Alameda pronosticando, teóricamente, un tiempo mayor de 212 años para que el frente de carbonatación llegue al acero de refuerzo, lo despasive y acelere el proceso de corrosión.

²³⁷ El cálculo del tiempo que tardará en avanzar el proceso de carbonatación hasta alcanzar el acero de refuerzo se realizó con la fórmula (5) y restando a este resultado 71 años que lleva el edificio en servicio.



Centro Escolar Independencia (E. Paredes, 2011).

5.3 CASO CENTRO ESCOLAR INDEPENDENCIA

5.3.1 EVALUACIÓN

En la inspección visual del centro escolar Independencia se observaron varios aspectos que es necesario atender en forma pronta y expedita, que obedecen a los años de servicio del inmueble además de la falta de un mantenimiento eficaz. Algunos de los problemas identificados son: humedad al interior del edificio que ha comenzado a dañar la pintura de las paredes principalmente en la zona norte de la planta alta; algunas piezas faltantes en los muros de las paredes como zoclos y/o mosaicos; desaseo de la losa de azotea; entre otros.

A pesar de estos inconvenientes, uno de los aspectos detectados más sobresaliente lo constituye una grieta que apareció en el muro del aula ubicada en el ala sur de la planta baja del edificio, a un costado de la dirección. La grieta fue resanada por la junta de padres de familia pero al revisar las inmediaciones del terreno se registraron grietas verticales en la unión entre castillo y muro de la barda perimetral oeste además de grietas escalonadas provocadas por esfuerzos cortantes. También se encontraron fisuras en otros de los salones ubicados en los cuerpos orientados de este a oeste y en la planta alta del cuerpo principal sur.

Por otra parte, al noreste del terreno se observaron asentamientos diferenciales de hasta 10 cm que han dañado la estructura del edificio. Estos hallazgos sugieren la afectación del inmueble por la acción de asentamientos diferenciales probablemente originados por cambios sufridos en el nivel de agua freática, ocasionando un reacomodo del suelo. Los hundimientos muy probablemente se han acentuado debido a que la escuela está cimentada sobre un suelo clasificado como arcilloso que en un inicio alojaba a un cuerpo de agua y tiempo después fue secado volviendo muy inestable al terreno.

Durante el monitoreo realizado para detectar posibles movimientos de suelo se comprobó que en un periodo de tres meses no existieron desplazamientos

horizontales. Sin embargo, se registraron pequeños movimientos verticales que variaron muy probablemente en función de los periodos de lluvia y sequía presentados en la región.

En cuanto a los resultados de las pruebas *in situ* con el esclerómetro para determinar la resistencia a compresión (Figura 107), la columna de la planta baja registra la mayor resistencia (168.84 kg/cm^2), con una desviación estándar de 6.65, la cual es la más baja en los elementos analizados. En cuanto a las losas, la de entrepiso generó un valor de 165.72 kg/cm^2 , mientras la losa de azotea da una resistencia de 147.68 kg/cm^2 , sus desviaciones estándares son de 14.54 y 17.25, respectivamente. Finalmente, en la viga de la planta alta se obtuvo un valor de 139.16 kg/cm^2 con una desviación estándar de 9.41.

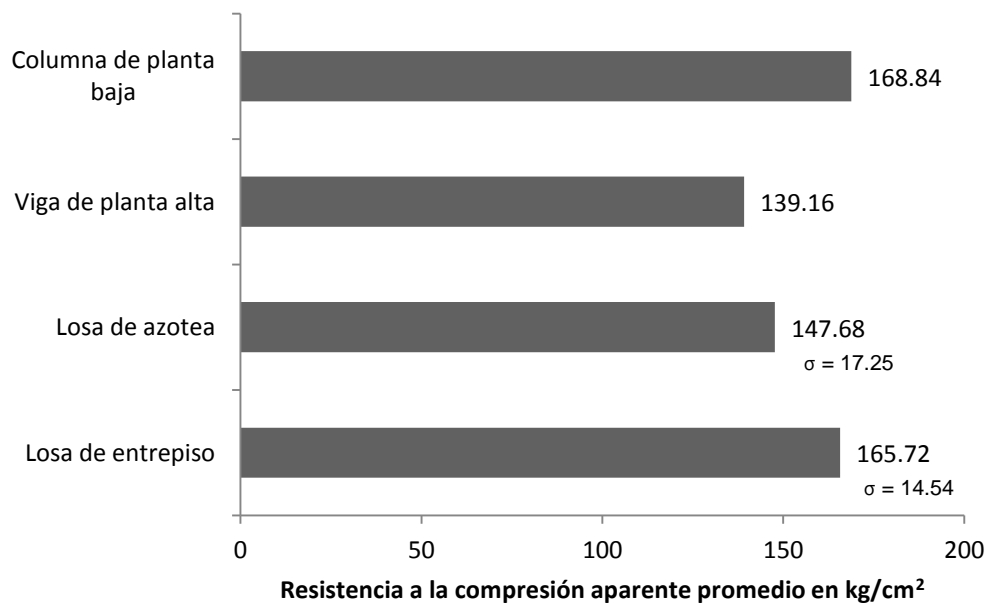


Figura 107. Resistencia a la compresión aparente promedio del concreto en los elementos estructurales del centro escolar Independencia. (E. Paredes, 2011).

En general, los resultados obtenidos en la losa de entrepiso y la columna de la planta baja son prácticamente iguales y las desviaciones de los elementos son de 17.25 y 6.65, respectivamente. En cuanto a las resistencias promedio de la losa de azotea y de entrepiso, éstas difieren en 18.04 kg/cm^2 . La diferencia no es muy

grande y probablemente se deba a que la losa de azotea está sometida a un menor esfuerzo que la losa de entrepiso.

Otro aspecto importante que muy posiblemente sea la causa de la discrepancia en la resistencia entre las losas es que, en aquellos tiempos no existían mezcladoras y el trabajo se realizaba a base de fuerza humana por lo que seguramente les resultaba más cómodo y fácil trasladar una mezcla más fluida (con mayor relación A/C), a los pisos superiores que una mezcla más densa.

Por otro lado, si tomamos para este caso la resistencia sugerida por las normas de ese tiempo, es decir 125 kg/cm^2 ; como la de proyecto, entonces para la condición más crítica de las dos losas macizas, es decir, 147.68 kg/cm^2 , el esfuerzo sería de 1.18 veces la resistencia en 65 años. En el caso de la viga de la planta alta con una resistencia de 139.16 kg/cm^2 obtenemos un valor de 1.11 veces el f_c . Finalmente, en el caso de la columna de la planta baja el valor es de 168.84 kg/cm^2 , es decir 1.35 veces la resistencia sugerido por la normativa.

Las diferencias registradas en los elementos estructurales analizados, probablemente se deba a los diversos esfuerzos que deben desarrollar cada uno de ellos, así como a su orientación la cual incide, en la profundidad de carbonatación.

En cuanto al dimensionamiento de los elementos estructurales: las losas de entrepiso y azotea son de 12 cm de espesor con emparrillados formados con varillas colocadas a distancias variables entre 20 cm y 30 cm @; mientras que las columnas circulares tienen diámetros exteriores de 70 cm, probablemente armadas con 6 varillas distribuidas en su perímetro por especificación, las columnas de sección rectangular tienen dimensiones de 16.5 cm x 33 cm, armadas con 8 varillas distribuidas en todo su perímetro y con estribos a 15 cm @.

Por otra parte, las vigas de la planta baja son de 23.5 cm x 60 cm aproximadamente, armadas con 10 varillas y estribos a 15 cm @; las vigas de la planta alta son de 18.5 cm x 38 cm. Las desigualdades en los dimensionamientos de los elementos estructurales atienden a los claros que deben salvar y a las cargas que soportan. Aún así, los elementos estructurales parecen estar

apropiadamente diseñados y la resistencia a compresión del concreto muestra una evolución conveniente a más de 60 años de servicio de la estructura.

En cuanto a los resultados arrojados por las pruebas de carbonatación se observa que los elementos estructurales de la planta baja del edificio tienen una profundidad de carbonatación, en su condición más desfavorable, de 20 mm en promedio (Tabla 20, columna central). También es importante señalar que los elementos estructurales a los que se les aplicaron las pruebas no tienen algún tipo de aplanado ya que éstos exhiben las huellas de la cimbra o encofrado.

De los núcleos extraídos en los diversos elementos estructurales, se observaron a simple vista tres diferentes calidades de concreto con cierto grado de porosidad; además de mostrar combinaciones de agregado fino, probablemente arena de río con arena proveniente de banco; además de que las mezclas parecen sin mucha homogeneidad.

Ahora bien, al analizar las muestras de concreto por MEB se corrobora que las mezclas de los núcleos extraídos son diferentes entre sí (Figuras 84, 85 y 86). En el caso de la muestra M1 de la viga del pasillo norte se observan grandes cantidades de silicato de calcio hidratado (gel de Tobermorita), responsable de la resistencia del material, asegurando buenas condiciones en la pasta de cemento hidratada. Sin embargo, también se encontró gran cantidad de agujas de ettringita las cuales ocasionan aumentos de volumen favoreciendo tensiones internas; además de observarse microgrietas.

Con respecto a la muestra M2, columna de la entrada principal de la escuela, se observó una mezcla con menor cohesión en comparación con las otras muestras. Sin embargo, se encontraron cierta cantidad de cristales de portlandita distribuidos en la matriz constituyendo una reserva de alcalinidad. También se observaron agujas de ettringita.

En la muestra M3, viga del patio norte, la matriz del concreto tiene grandes cantidades de silicato de calcio hidratado (gel de Tobermorita), responsable de la resistencia del material, asegurando buenas condiciones en la pasta de cemento hidratada; además de cristales de portlandita y agujas de ettringita.

5.3.2 DIAGNOSIS

Para la diagnosis se parte de la calidad del concreto con atención a los resultados arrojados por las pruebas de esclerometría y de carbonatación, además de tomar en cuenta el espesor del recubrimiento. En este sentido, la base del diagnóstico la constituyeron los siguientes resultados:

Tabla 29. Resumen de las pruebas y resultados obtenidos en los elementos estructurales del centro escolar Independencia.

PRUEBA	PARÁMETRO OBTENIDO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	RESULTADO
Esclerometría	Resistencia a la compresión aparente del concreto ($f'c$)	Columna central de la entrada Planta Baja	168.84 kg/cm ² $\sigma = 6.65$
Espesor del recubrimiento	Recubrimiento libre del concreto R	Columna central de la entrada Planta Baja	35 mm, aproximadamente
		Viga pasillo norte, PB Cara norte	40 mm, aproximadamente
		Viga patio norte, PB Cara norte	40 mm, aproximadamente
Carbonatación	Frente de carbonatación X_{CO_2}	Columna central de la entrada, PB Cara oeste	20 mm
		Viga pasillo norte, PB Cara norte	16 mm
		Viga patio norte, PB Cara norte	17 mm
	Coeficiente de carbonatación ²³⁸ K_{CO_2}	Columna central de la entrada, PB Cara oeste	2.54 mm/año ^{0.5}
		Viga pasillo norte, PB Cara norte	2.03 mm/año ^{0.5}
		Viga patio norte, PB Cara norte	2.16 mm/año ^{0.5}

E. Paredes, 2011.

²³⁸ El coeficiente de carbonatación K_{CO_2} , se calculó para un tiempo de 62 años, con la fórmula (4).

Tomando en cuenta los datos anteriores y basados en el diagrama de flujo mostrado en la Figura 30 [ver capítulo III], la resistencia a la compresión del concreto, $f'c=168.84 \text{ kg/cm}^2$ es menor de 203.9 kg/cm^2 y a su vez hay un avance del frente de carbonatación de 20 mm, arrojando a valores del coeficiente de CO_2 de $2.54 \text{ mm/año}^{0.5}$; este valor es menor de $3 \text{ mm/año}^{0.5}$. Con respecto a los datos del medio se observa una humedad relativa anual de 65% (Tabla 15, 2010), es decir menor del 80%; lo cual nos indica una buena calidad del concreto, con una probabilidad de corrosión del refuerzo baja.

5.2.3 PROGNOSIS

Del diagnóstico de los elementos estructurales de la planta baja del edificio se deduce que el tiempo que tardará la carbonatación en avanzar hasta alcanzar al acero de refuerzo es grande. Para el cálculo del tiempo se consideró la condición más desfavorable, es decir los datos arrojados en las pruebas por la columna central de la entrada. El resultado se muestra en la Tabla 30.

Tabla 30. Tiempo de avance del proceso de carbonatación hasta alcanzar el acero de refuerzo en los elementos estructurales del centro escolar Independencia.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	COEFICIENTE DE CARBONATACIÓN K_{CO_2}	TIEMPO QUE TARDARÁ LA CARBONATACIÓN EN ALCANZAR EL ACERO DE REFUERZO²³⁹ T
Columna central de la entrada, PB Cara oeste	$2.54 \text{ mm/año}^{0.5}$	127.87 años

E. Paredes, 2011.

En la Tabla 30 se observa un proceso de carbonatación muy lento para la planta baja de la escuela pronosticando, teóricamente, un tiempo mayor de 127 años para que se pueda presentar el fenómeno de la corrosión en el acero de refuerzo.

²³⁹ El cálculo del tiempo que tardará en avanzar el proceso de carbonatación hasta alcanzar el acero de refuerzo se realizó con la fórmula (5) y restando, a estos resultados, un tiempo de 62 años de servicio del inmueble.

5.4 CASO EDIFICIO SANDOVAL

5.4.1 EVALUACIÓN

Durante la inspección visual se estableció que no existen evidencias que demuestren un deterioro severo en el edificio; sin embargo, en atención a los cambios de uso de suelo y transformaciones que ha experimentado el inmueble se llevó a cabo un análisis más detallado por medio de ensayos *in situ* y pruebas de laboratorio.

Respecto a los ensayos *in situ*, los resultados de las pruebas no destructivas con esclerómetro digital aplicadas a los elementos estructurales arrojan a valores muy similares con desviaciones estándares que oscilan entre 7.1 y 8.5 (Figura 108).

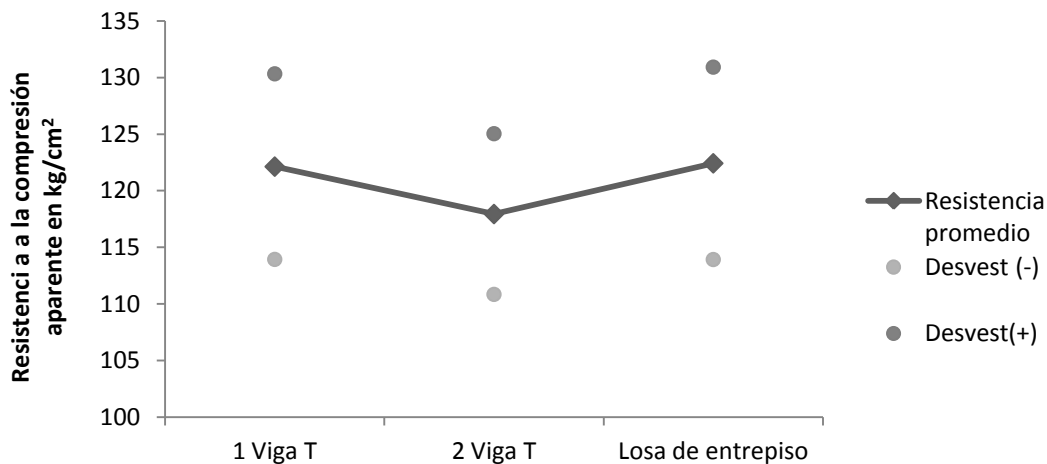


Figura 108. Resistencia a la compresión promedio del concreto por esclerometría de los elementos estructurales del edificio Sandoval. (E. Paredes, 2011).

Por otra parte, durante la inspección fue posible obtener muestras de concreto de la losa de entrepiso original del edificio, las cuales se sometieron a esfuerzos de compresión en el laboratorio de materiales “Ing. Luis Silva Ruelas”

de la Facultad de Ingeniería Civil de la UMSNH. Los resultados calculados en estas pruebas fueron de 126.12 kg/cm^2 , en promedio (Tabla 25). Estos valores son prácticamente iguales a los arrojados por los ensayos *in situ*, dando certidumbre en el método del esclerómetro digital.

Ahora bien, de la información recabada respecto a la normativa vigente de la época, suponemos que la mezcla de concreto utilizada en el edificio de departamentos en su primera etapa, tiene una resistencia de 125 kg/cm^2 . De esta forma, asumiendo como 1 el valor de dicha resistencia, tenemos para la condición más crítica registrada en los elementos estructurales (resistencia en viga T = 117.94 kg/cm^2), un valor de 0.94 veces la resistencia según la normativa vigente de esa época. Con estos resultados observamos una disminución del 6% con respecto a la resistencia supuesta a 60 años de su construcción. Esta información se confirma al observar las muestras del material a simple vista puesto que no existe una gran cohesión entre los agregados gruesos y la pasta, además de que tiene cierto grado de porosidad y poca homogeneidad.

Sin embargo, al analizar el concreto por MEB se advierten en la matriz grandes cantidades de silicato de calcio hidratado (gel de Tobermorita), responsable de la resistencia del material, asegurando buenas condiciones en la pasta de cemento hidratada. Por otro lado, se descubrieron cristales de portlandita lo que indica una reserva en la alcalinidad del concreto garantizando la pasividad del acero de refuerzo (Figuras 91 a 96).

Estos resultados se confirman al inspeccionar las muestras de varilla recuperadas de la losa de entrepiso ya que estas exhiben solo un poco de óxido en su superficie después de 60 años. En la interfase árido-matriz las micrografías revelaron microfisuras, microporos así como ettringita en su interior lo que provoca aumentos de volumen favoreciendo tensiones internas. Esta interfase se considera una debilidad en el material (Figura 99).

En general, estos datos reflejan un aspecto fundamental de las propiedades críticas del concreto endurecido que intervienen en el desempeño del funcionamiento de la estructura y por ende, en su durabilidad. En este sentido, es necesario señalar que el edificio Sandoval se construyó con un sistema

constructivo a base de losas perimetralmente apoyadas en traveses que a su vez descansan sobre muros de carga de 22 cm de espesor, colocados en forma cuatrapeada proporcionando resistencia y solidez a la estructura. Esta información nos hace suponer que la calidad del concreto proyectada fue la adecuada para transmitir la carga a los muros que a su vez fueron los encargados de soportar la mayor cantidad de esfuerzos emulando al sistema tradicional de estructuras a gravedad.

Otro aspecto importante a considerar en el comportamiento del concreto reforzado a través del tiempo lo constituye el acero de refuerzo. En ese tenor, al revisar la bibliografía encontramos que en México, en la década de los 40's, predominaba la *varilla estructural*, es decir, una varilla de bajo carbono y buena soldabilidad pero de baja resistencia²⁴⁰ ($f_y < 3000 \text{ kg/cm}^2$).

A este respecto, el Reglamento de México señalaba un *esfuerzo de seguridad de trabajo menor a los 1265 kg/cm²* ($f_s = 0.5f_y$ ²⁴¹). Hacia mediados de los 50's, se reportaron cambios en los procesos de fabricación del acero hasta que en 1975, la resistencia del acero aumentó en un 40%²⁴². En el caso de las muestras de acero, al analizar los valores de la resistencia a la tracción y a la ruptura se observa que la varilla utilizada en la etapa de construcción original del edificio, es de un acero de medio carbono de muy buena calidad, sobrepasando en un 100% las expectativas de su comportamiento mecánico (6000 kg/cm^2 vs. 3000 kg/cm^2).

Con respecto a la composición química, el acero más antiguo muestra un contenido de carbono análogo al de los actuales aceros A-615 por lo que se esperarían una dureza y resistencia a la tracción similar; sin embargo, la microdureza y f_y que revelaron las pruebas difieren en aproximadamente un 26%, con un mejor comportamiento del acero original (Tabla 26). A este respecto, la excesiva resistencia que muestra el acero más antiguo probablemente se deba a un proceso de endurecimiento, ya que la varilla recuperada de la estructura

²⁴⁰ Martínez Gómez, Lorenzo, 2002, *Acero*, Fondo de Cultura Económica, S.A de C.V., p. 93.

²⁴¹ Kidder-Parker, 1957, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTHEA, p. 1099.

²⁴² *Op. cit.*, p. 93.

original formaba parte de la parrilla de refuerzo de una losa sometida a esfuerzos de flexión y deformación, contribuyendo de esta forma, a su endurecimiento.

No obstante lo anterior, los contenidos de azufre en ambas muestras varían en aproximadamente un 50%, observándose un acero de mejor calidad en la varilla de los años 50's dado que el aumento en el contenido de azufre hace al material más frágil con el calor reduciendo así la posibilidad de soldarse.

Con respecto a la muestra de los años 70's, encontramos un acero de alto carbono con un comportamiento mecánico muy superior al mostrado por los otros aceros. Sin embargo, un alto contenido de carbono tiende a afectar la ductilidad de las varillas especialmente en el doblado lo que explicaría del por qué actualmente se ha reducido su porcentaje en la aleación. En cuanto al contenido de azufre se observa que este es similar al de los aceros actuales y que corresponde a lo señalado por la norma es decir, una cantidad menor al 0.05%²⁴³.

En lo que respecta al procedimiento para producir el acero, suponemos que el acero empleado en las unidades de análisis fue fabricado con el Horno Martin-Siemens puesto que ese método fue el más popular hasta aproximadamente 1960²⁴⁴. Para producir el acero se utilizaba chatarra de acero agregando caliza como fundente. Se dirigía sobre la carga una llama de gas reductora, que eliminaba gradualmente el carbono y otras impurezas. Cuando la reducción estaba casi completa se tomaban muestras y se analizaba el contenido de carbono.

Con esta técnica se podía retirar la carga en el momento oportuno obteniéndose una mayor calidad en el acero. Esto hecho se corrobora con los resultados de las pruebas, lo que sugiere un detrimento en la calidad de los aceros actuales a pesar de los avances tecnológicos que suponen una mejoría en los procesos de fabricación.

²⁴³ Kidder-Parker, 1957, *Manual del arquitecto y del constructor*, UTEHA, p. 424.

²⁴⁴ *Ibidem*, p. 422.

5.4.2 DIAGNOSIS

Para la diagnosis se parte de la calidad del concreto con atención a los resultados arrojados por las pruebas de esclerometría y de carbonatación, además de tomar en cuenta el espesor del recubrimiento. En este sentido, la base del diagnóstico la constituyeron los siguientes resultados:

Tabla 31. Resumen de las pruebas y resultados obtenidos en el edificio Sandoval.

PRUEBA	PARÁMETRO OBTENIDO	ELEMENTO ESTRUCTURAL	RESULTADO
Esclerometría	Resistencia a la compresión aparente del concreto	Losa de entrepiso	122.42 kg/cm ²
Espesor del recubrimiento	Recubrimiento libre del concreto R	Losa de entrepiso	25 mm, aproximadamente
Carbonatación	Frente de carbonatación X _{CO₂}	Losa de entrepiso	15 mm
	Coefficiente de carbonatación ²⁴⁵ K _{CO₂}	Losa de entrepiso	1.92 mm/año ^{0.5}

E. Paredes, 2011.

Tomando en cuenta los datos anteriores y basados en el diagrama de flujo mostrado en la Figura 29 [ver capítulo III], la resistencia a la compresión del concreto, $f'c = 122.42 \text{ kg/cm}^2$ es menor de 203.9 kg/cm^2 y a su vez hay un avance del frente de carbonatación de 15 mm, arrojando a valores del coeficiente de CO₂ de $1.92 \text{ mm/año}^{0.5}$; este valor es menor de $3 \text{ mm/año}^{0.5}$. Con respecto a los datos del medio se observa una humedad relativa anual de 65% (Tabla 15), es decir menor del 80%; lo cual nos indica una buena calidad del concreto, con una probabilidad de corrosión del refuerzo baja.

En función de la evaluación podemos establecer que las calidades tanto del concreto como del acero de refuerzo de la estructura original son razonablemente buenas. Sin embargo, en la actualidad de acuerdo con los criterios de durabilidad,

²⁴⁵ El coeficiente de carbonatación K_{CO₂}, se calculó para un tiempo de 61 años, con la fórmula (4).

para cualquier elemento estructural una resistencia menor de 200 kg/cm^2 , se considera como poco durable.

No obstante lo anterior, atendiendo a los resultados que arrojaron las pruebas, se puede concluir que en el caso particular del edificio Sandoval, la estructura es sólida, capaz de aceptar las diversas transformaciones a las que se le ha sometido, permaneciendo a través del tiempo y superando las expectativas de vida útil teórica.

5.4.3 PROGNOSIS

Del diagnóstico de la losa de entrepiso del edificio se deduce que el tiempo que tardará la carbonatación en avanzar hasta alcanzar al acero de refuerzo es grande. Los resultados de éstos cálculos se muestran en la Tabla 32.

Tabla 32. Tiempo de avance del proceso de carbonatación hasta alcanzar el acero de refuerzo en la losa de entrepiso del edificio Sandoval.

ELEMENTO ESTRUCTURAL	COEFICIENTE DE CARBONATACIÓN K_{CO_2}	TIEMPO QUE TARDARÁ LA CARBONATACIÓN EN ALCANZAR EL ACERO DE REFUERZO²⁴⁶ T
Losa de entrepiso	$1.92 \text{ mm/año}^{0.5}$	108.54 años

E. Paredes, 2011.

En la Tabla 32 se observa un proceso de carbonatación muy lento pronosticando teóricamente, un tiempo de 108 años para que se pueda presentar el fenómeno de la corrosión en el acero de refuerzo.

²⁴⁶ El cálculo del tiempo que tardará en avanzar el proceso de carbonatación hasta alcanzar el acero de refuerzo se realizó con la fórmula (5) y restándole un tiempo de 61 años de servicio del edificio.

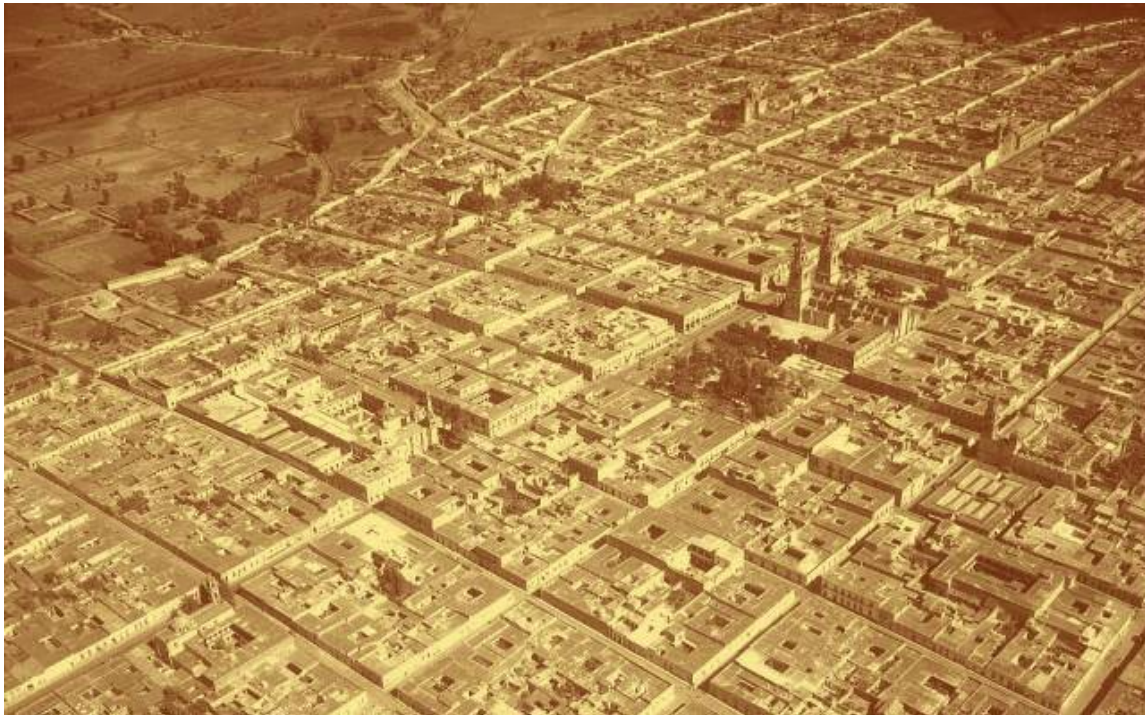


Foto aérea de Morelia en la década de los 40's
(<http://www.mexicoenfotos.com/antiguas/michoacan/morelia/1/MX12856887263682.html>, 2011).

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

6.1 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES DE LA METODOLOGÍA APLICADA

La metodología utilizada para la inspección, evaluación, diagnóstico y pronóstico de estructuras de concreto reforzado en una atmósfera urbana, donde la principal causa de corrosión en el acero embebido en el concreto la constituye la carbonatación, permitirá que se eviten fallas graves y pérdidas irremediables de las edificaciones representativas de la arquitectura moderna.

Los trabajos de inspección y evaluación deberán realizarse a través de verdaderos entusiastas en el tema conformando equipos multidisciplinarios de especialistas en ciencias de los materiales, corrosión, estructuras, tecnología de la construcción, rehabilitación y/o conservación.

El peritaje de las estructuras deberá ser realizado en forma rigurosa, tomando en cuenta el tiempo de servicio, el medio en el que se desarrollan, el uso de suelo, las transformaciones y/o adiciones experimentadas por los inmuebles a través de los años.

En cuanto a las técnicas y equipos de inspección seleccionados, en virtud de que existe una gran cantidad de ellos, deberá ponderarse el tipo y características de la edificación en cuestión así como la información deseada.

En la evaluación por corrosión del acero de refuerzo aún cuando es común el uso de pruebas electroquímicas, en el caso de edificios antiguos, es conveniente optar por métodos que eviten comprometer la integridad de la estructura y que además proporcionen resultados puntuales a través de los cuales se determine el riesgo de iniciar la corrosión en el refuerzo.

Los métodos de prueba deberán orientarse a la cuantificación de aquellos parámetros más significativos para la diagnosis y prognosis de las estructuras, siendo estos: la resistencia a la compresión del concreto, el detalle del refuerzo, la geometría de los elementos estructurales, la carbonatación del concreto (atmósfera urbana libre de la incidencia de cloruros), y en general, la caracterización de los materiales.

Los resultados de estas pruebas aunados a la información del medio ambiente (orientación y velocidad de vientos dominantes, humedad relativa, lluvia total y temperatura media), el levantamiento de daños y la normativa, constituirán las bases para establecer el estado actual de las edificaciones, con la intención de conocer si se requieren reparaciones de importancia o urgentes.

La metodología utilizada en la presente investigación constituye una herramienta útil que podrá servir de modelo para posteriores estudios permitiendo tomar decisiones acerca de la reconstrucción, reparación y/o rehabilitación de miembros estructurales.

Finalmente, en caso de efectuar una reparación en la estructura, será necesario implementar sistemas de monitoreo para obtener la información precisa que permita evaluar el comportamiento de la estructura y la aplicación de las medidas de rehabilitación. Estas acciones servirán para mejorar los sistemas de intervención a futuro.

6.2 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES EN LOS CASOS DE ESTUDIO

En función de la inspección, evaluación, diagnóstico y pronóstico de los casos de estudio seleccionados en la ciudad de Morelia, se concluye lo siguiente:

En el hotel Alameda

La evaluación de la patología atiende claramente a las condiciones de exposición y al tiempo de servicio.

El tipo de patología identificada es carbonatación.

La profundidad de carbonatación difiere entre los elementos analizados de la fachada este ($X_{CO_2} = 6\text{mm}$) y la fachada sur ($X_{CO_2} = 22\text{mm}$). Este fenómeno, sin duda, obedece al volumen de vehículos que transitan por las calles intensificándose en la avenida Madero, además los vientos dominantes provienen de la dirección S-SW, favoreciendo la propagación de los gases contaminantes (CO_2), incidiendo principalmente en la fachada sur.

En ambos casos, la probabilidad de sufrir el proceso de corrosión es muy baja, dado que los coeficientes de carbonatación son menores de $3\text{mm/año}^{0.5}$ ($k_{CO_2} \leq 2.79 \text{ mm/año}^{0.5}$).

Se pronostica, teóricamente, un periodo de tiempo muy extenso para que el frente de carbonatación alcance al acero de refuerzo y lo despasive: $t > 212$ años. No obstante lo anterior, hay evidencia de agrietamientos por corrosión en el acero de refuerzo y/o por falta de adherencia, en algunas de las columnas exteriores de la planta baja, 1°, 2°, 3° y 5° pisos del edificio. Los agrietamientos son, en su mayoría longitudinales y transversales; y siguen la trayectoria del acero de refuerzo. En algunas de las columnas el daño se considera crítico ya que éste es acompañado por delaminaciones del recubrimiento.

Las columnas de la planta baja reportan las mayores resistencias a la compresión aparente del concreto (338.97 kg/cm^2), seguida por las columnas del 1°, 3° y 5° pisos (252.26 kg/cm^2 , 251.71 kg/cm^2 y 254.74 kg/cm^2). Las columnas

del 2° piso muestran la menor resistencia a compresión aparente del concreto con un valor de 235.82 kg/cm². Los coeficientes de variación para las resistencias promedio de las columnas en los diferentes niveles analizados arrojan a valores muy por debajo del 10% indicando una precisión bastante aceptable; excepto en la columna número 7 de la planta baja cuyo coeficiente de variación es del 20.87%.

Las columnas construidas originalmente muestran un mejor comportamiento a través del tiempo que el de las adiciones posteriores demostrando que las mezclas, entre más modernas menores incrementos de resistencia registran.

El análisis visual y por MEB, señalan un concreto homogéneo con muy buena adherencia entre los agregados y la pasta; además de una compactación adecuada.

Las mezclas en las columnas exteriores de la estructura sobrepasan las expectativas del comportamiento del concreto a través del tiempo.

En cuanto a las transformaciones sufridas en los últimos años por el inmueble, éstas suponen una mayor carga de servicio que la proyectada originalmente; sin embargo, la estructuración del edificio ha soportado exitosamente la sobrecarga sin mostrar señales de deflexiones excesivas.

En el centro escolar Independencia

El tipo de patología identificada es carbonatación.

La profundidad de carbonatación difiere en los elementos analizados, siendo estas:

Viga pasillo norte: 16 mm.

Columna central: 20 mm.

Viga patio norte: 17 mm.

En los tres elementos analizados, la probabilidad de sufrir el proceso de corrosión es muy baja, dado que los coeficientes de carbonatación son menores de $3\text{mm/año}^{0.5}$ ($k_{\text{CO}_2} \leq 2.54 \text{ mm/año}^{0.5}$).

Se pronostica, teóricamente, un periodo de tiempo muy extenso para que el frente de carbonatación alcance al acero de refuerzo y lo despasive: $t > 127$ años.

La resistencia a la compresión aparente del concreto para la columna central de la planta baja es la mayor registrada durante las pruebas de esclerometría, con un valor de 168.84 kg/cm^2 ; en contraste con el de la losa de entrepiso y azotea (en promedio, 156.7 kg/cm^2); así como el de la viga analizada (139.16 kg/cm^2). Los coeficientes de variación de las resistencias promedio en las losas de entrepiso y azotea arrojan a valores por debajo del 10%, indicando una precisión aceptable.

El examen visual de los núcleos extraídos revela un concreto de menor calidad para la columna central con respecto de los otros dos elementos estructurales estudiados (vigas de la P.B.). Lo anterior, se corrobora en los análisis por MEB que señalan materiales con diferentes características.

El núcleo extraído de la columna central presenta el mayor frente de carbonatación, incidiendo en los resultados de la prueba por esclerometría.

Los daños observados durante la inspección del edificio, obedecen principalmente a asentamientos diferenciales que se han producido en el subsuelo a través de los años, intensificándose por posibles cambios en el nivel de aguas freáticas.

En el centro Escolar existen también problemas de humedad en la losa de azotea y paredes del ala norte del cuerpo principal del edificio.

Las transformaciones que ha experimentado la escuela a través de los años son prácticamente nulas. A excepción de algunas adiciones (centro de cómputo, entre otras), y la construcción de la barda posterior del terreno.

En el edificio de departamentos Sandoval

El tipo de patología identificada es carbonatación y atiende claramente a las condiciones de exposición y al tiempo de servicio.

La profundidad de carbonatación en la losa de entrepiso es de 15 mm.

La probabilidad de sufrir el proceso de corrosión es muy baja, dado que el coeficiente de carbonatación es menor de $3\text{mm/año}^{0.5}$ ($k_{\text{CO}_2} = 1.92 \text{ mm/año}^{0.5}$).

Se pronostica, teóricamente, un periodo de tiempo muy extenso para que el frente de carbonatación alcance al acero de refuerzo y lo despasive: $t > 108$ años.

La resistencia a la compresión aparente para la losa de entrepiso fue de 122.42 kg/cm^2 , estando un 2% por debajo de la resistencia supuesta ($f'_c = 125 \text{ kg/cm}^2$). Sin embargo, en el análisis por MEB se observaron fases que garantizan la alcalinidad y resistencia de la mezcla.

El acero de la parrilla original recuperado de la losa de entrepiso exhibe contenidos de carbono similares a los presentados por los actuales aceros A-615 G42. Sin embargo, su contenido de azufre es menor en un 50% que el del acero A-615, por lo que muestra una mejor calidad.

En los diversos elementos del edificio Sandoval no se encontraron evidencias de daños. Sin embargo, los miembros estructurales aún cuando se encuentran protegidos de la intemperie, presentan el fenómeno de carbonatación del concreto sin haber llegado a la despasivación del acero de refuerzo.

El edificio Sandoval, de los tres inmuebles analizados, es el que ha sufrido las mayores transformaciones y cambios de uso de suelo, pasando de un edificio de departamentos, a otro de consultorios y finalmente, al de un hotel.

La actual re-estructuración del edificio está muy bien lograda a través de perfiles estructurales de acero que no representan un gran peso adicional y en

cambio proporcionan una adecuada distribución de carga y esfuerzos hasta alcanzar los cimientos, proporcionando a la estructura la resistencia y solidez requeridas además de enfatizar la versatilidad del inmueble para adaptarse a una nueva distribución de espacios y uso de suelo.

En general, en las tres edificaciones a pesar de que en esos tiempos no se consideraban aspectos de durabilidad en el diseño, se observaron mezclas homogéneas con una muy buena calidad alcanzada gracias a una acertada selección de los materiales componentes del concreto, convenientes proporcionamientos y recubrimientos mayores a los establecidos por los actuales reglamentos de construcción; además del uso de procedimientos constructivos adecuados; y cálculos estructurales basados en factores de carga y de reducción que permitieron alcanzar estructuras resistentes pero sobre todo durables.

Sin embargo, para garantizar la integridad de las estructuras en los tres casos de estudio se recomiendan inspecciones periódicas que ayuden a identificar en los diversos elementos estructurales sintomatologías relacionadas con el fenómeno de corrosión, siendo estas: agrietamientos que sigan la trayectoria del acero de refuerzo, manchas de óxido y/o desprendimientos del recubrimiento.

Además, en función del levantamiento de daños realizado en cada edificación se recomiendan las siguientes acciones:

En el hotel Alameda

Se recomienda realizar una reparación en las columnas identificadas con daños, que recupere la protección necesaria para que el acero de refuerzo se mantenga pasivado, de tal forma que la durabilidad y el funcionamiento estructural se garantice. Esta reparación deberá realizarse a la brevedad y de la siguiente forma:

1. Se debe retirar todo el concreto que está dañado o a punto de desprenderse.

2. Si la lesión ya llegó hasta la varilla, se recomienda limpiar de óxidos el acero de refuerzo en toda la superficie expuesta con ayuda de un cepillo de alambre.
3. Aplicar pintura anticorrosiva al acero de refuerzo.
4. Preparar la superficie para garantizar la unión entre el concreto viejo y el nuevo.
5. Restituir el concreto, con un material cementante autonivelante (mortero) que tenga al menos el 25% adicional de la resistencia del material original.

Además, se recomienda efectuar mediciones para el seguimiento del frente de carbonatación.

En el centro escolar Independencia

Se recomienda lo siguiente:

Realizar un plan de monitoreo mediante puntos de control que ayuden a detectar posibles movimientos de suelo.

Realizar estudios especializados de geotecnia.

Reparar la base de las columnas dañadas.

Rehabilitar los muros agrietados para aumentar su resistencia y rigidez, así como para mejorar su capacidad de deformación inelástica. Para determinar la técnica de rehabilitación más adecuada se recomienda en primer lugar: verificar el tamaño de las grietas y su coincidencia a ambos lados del muro o muros por rehabilitar.

De acuerdo a la condición del daño es conveniente utilizar:

- a) Inyección de resinas epóxicas, si la anchura de la grieta está comprendida entre 0.08 mm y 3.16 mm.

- b) Inyección con mortero epóxico, si la anchura de la grieta está comprendida entre 0.1 mm y 3.68 mm.
- c) Inyección con mortero de cemento, si la anchura de la grieta está comprendida entre 1.73 mm y 5 mm.
- d) Encamisado, si la anchura de la grieta está comprendida entre 0.01 mm y 26 mm.
- e) Inserción de barras, si la anchura de la grieta está comprendida entre 0.01 mm y 26 mm.
- f) Reemplazo, si la anchura de la grieta está comprendida entre 7.5 mm y 26 mm.

Si el daño amerita la inserción de barras éstas deben ser un refuerzo a base de fibras de carbono.

Además, se recomienda reforzar los muros agrietados identificados en el levantamiento de daños [anexo B3], utilizando malla (6x6-10/10, colocada a ambos lados del muro), metal desplegado o tela de gallinero y mortero.

Para la reparación se deberá proceder de la siguiente manera:

1. Se realizará la limpieza del muro, retirando cualquier excedente de pintura y/o recubrimiento.
2. Se colocará la malla rodeando los bordes del muro y los vanos de puertas y ventanas. Los traslapes entre el metal de reforzamiento deberán ser de 30 cm de ancho. Para pegar el metal al muro se podrán utilizar clavos de 50 mm colocados 45 cm @.
3. En seguida se colocará una mezcla de mortero con un espesor entre 15 mm y 25 mm. La mezcla de mortero cemento:cal:arena será 1:1/4:3.75. Si las grietas son mayores a 3 mm la mezcla de mortero deberá tener una proporción cemento:arena, 1:3.

En zonas muy dañadas se tendrá que realizar el reemplazo de las piezas de tabique.

En caso de que los muros no cuenten con suficiente confinamiento vertical (castillos) y/o horizontal (dadas) se deberá proceder a adicionar estos elementos en los muros.

Por otra parte, se sugiere evitar construir niveles adicionales en la estructura existente ya que esta acción aumentaría la carga y por ende, se podrían provocar mayores asentamientos de suelo.

Además es necesario revisar el sistema de impermeabilización utilizado en la losa de azotea del ala norte del cuerpo principal de edificio para determinar la causa de la humedad y posteriormente realizar los trabajos de corrección y elección de un sistema adecuado que evite la infiltración del agua.

Finalmente, se recomienda realizar mediciones posteriores para el seguimiento del frente de carbonatación, aún cuando los niveles de daño no son críticos.

En el edificio Sandoval

En el caso particular de este edificio, a pesar de que no se detectaron daños durante la inspección visual y de que la profundidad de carbonatación no presenta una condición crítica por corrosión, se recomienda realizar mediciones posteriores para el seguimiento del frente de carbonatación.

Comentarios finales

La información generada en la presente investigación es valiosa no solo desde el punto de vista práctico, sino que además permite profundizar en el análisis del periodo de apropiación y aprendizaje de la nueva tecnología que se

vivió el ámbito de la localidad de Morelia entre 1920 y 1960²⁴⁷, con datos precisos e inéditos que muestran una gran riqueza y diversidad estructural.

En este sentido, observamos dos sistemas constructivos: losas macizas apoyadas sobre vigas aperaltadas que descansan sobre columnas y/o muros de carga (hotel Alameda y centro escolar Independencia) y losas macizas perimetralmente apoyadas en vigas sobre muros de carga con cimentaciones de mampostería (edificio Sandoval).

Los elementos estructurales son de concreto reforzado y tabique combinados con materiales más tradicionales como la cantera. La cantera se encuentra presente en los elementos de los edificios en tonalidades rosa y/o amarillo en forma de recubrimientos, remates, ornamentos y en algunos otros casos como material de construcción para columnas; advirtiéndose como un recurso típico utilizado por los constructores en la ciudad de Morelia.

En particular, en el edificio Sandoval se observa una simbiosis entre los procedimientos constructivos utilizados en siglos anteriores (cimentaciones de mampostería y muros de carga de 22 cm de espesor emulando las estructuras por gravedad) y los nuevos sistemas (losas macizas perimetralmente apoyadas en vigas de concreto). Este hecho señala una transición paulatina entre las nuevas técnicas que se entrelazaban con las tradicionales.

Por otro lado, en las unidades de análisis se observó el uso de chaflanes en las aristas de columnas y vigas. En algunas de las losas se aprecian las huellas de las cimbras de contacto mientras que otros elementos estructurales fueron recubiertos con aplanados de mortero y/o yeso.

En los elementos estructurales hay una variación entre formas y dimensiones atendiendo a las exigencias estructurales de cada obra, sin un consenso en el modo de armar ya que en ese tiempo existían una multitud de sistemas patentados. En cuanto a la calidad de los materiales, los análisis señalan diferencias significativas de las mezclas aún tratándose de la misma obra. Las

²⁴⁷ Ettinger, Catherine R., 2010, *Modernidades arquitectónicas. Morelia 1925-1960*, Gobierno del Estado de Michoacán (SECUM, COECYT, SUMA), H. Ayuntamiento de Morelia, H. Congreso del Estado de Michoacán de Ocampo y DOCOMOMO.

discrepancias en los proporcionamientos probablemente estén en función de la trabajabilidad del concreto y de la pericia de los maestros constructores.

Los espesores de los recubrimientos libres en las obras estudiadas oscilan entre los 25 mm y 50 mm (37.5 mm en promedio), aproximadamente. Es de llamar la atención estas cifras, ya que en los actuales reglamentos se especifica un recubrimiento mínimo de 38 mm para un concreto reforzado en un entorno de severa corrosión²⁴⁸.

De esta forma, el fenómeno constructivo que se vivió en la primera mitad del siglo XX, erróneamente podría pensarse como un proceso experimental, ya que las obras estudiadas nos muestran una técnica bien dominada que ofrecía seguridad además de una durabilidad anhelada por cualquier constructor en la actualidad. En este sentido, podemos afirmar que el éxito de los maestros constructores se debió en gran medida, a la identificación y resolución de los problemas particulares de cada obra, a la selección de los materiales más adecuados para la preparación de las mezclas de concreto con las cantidades óptimas de acero de refuerzo protegiéndolo de la intemperie con recubrimientos de grandes espesores. Sin menoscabo de los proyectos arquitectónicos que brindaron funcionalidad y estética a las distintas obras, satisfaciendo las necesidades de la naciente sociedad moderna.

La combinación de todos estos factores ha permitido que aún en nuestro tiempo, podamos disfrutar de algunas de las primeras obras monumentales de la arquitectura del siglo XX.

²⁴⁸ Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., 2002, *Guía para obtener un concreto durable (ACI-201.R)*, IMCYC, p. 21.

BIBLIOGRAFÍA

ACI Comité 116, 2000, *Cement and concrete terminology*, American Concrete Institute.

ACI Comité 201, Informe 201.2.R, 1991, *Guide to durable concrete*, American Concrete Institute.

ACI Comité 222, 1985, *Corrosion of metals in concrete*, ACI Journal.

ACI Comité 301, Informe 301, 1999, *Specifications for Structural Concrete*, American Concrete Institute.

ACI Comité 311, Informe 311.4R, 2000, *Guide for Concrete Inspection*, American Concrete Institute.

Aguilar Aguilar, André, 2009, *El papel de la formación del edificador en la modernización de la arquitectura en Morelia entre 1960 y 1975*, Tesis de Maestría en Arquitectura, UMSNH, Morelia, Mich., Méx.

American Concrete Institute, 1996, *Building code requirements for reinforced concrete*, reported by ACI Committee 318, ACI Manual of Concrete Practice vol. 3, Detroit.

Anstice, Page, C. L., Page, M. M., 2005, *The pore solution phase of carbonated cement pastes*, Cement and Concrete Research 35 (2005) 377-383.

Arreola Cortés, Raúl, 1978, *Morelia*, Monografías Municipales del Edo. De Michoacán.

ASCE 11-90, 1990, *Guideline for Structural Condition Assessment of Existing Buildings*, American Society for Civil Engineers.

Ashurst, J. and Ashurst, N., 1988, *Practical Building Conservation*, Gower Technical Press, Aldershot, England.

Askeland, Donald R., 1998, *Ciencia e Ingeniería de los Materiales*, International Thomson Editores, S.A. de C.V.

ASTM C 125, 2000, *Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates*, American Society for Testing and Materials.

ASTM C 33, 2002, *Standard Specification for Concrete Aggregates*, American Society for Testing and Materials.

ASTM C150, 1999, *Standard Specification for Portland*, American Society for Testing and Materials, EUA.

ASTM C151/ C151 - 09, *Método de prueba estándar para la expansión en autoclave de cemento hidráulico*.

Aument, Lori, 2003, *Construction history in architectural conservation: The exposed aggregate, reinforced concrete of Meridian Hill Park*, Journal of the American Institute for Conservation, Vol. 42, No. 1, Architecture Issue (Spring, 2003).

Beckmann, Poul, 1995, *Structural Aspects of Building Conservation*, McGraw-Hill.

Biczok, Y., 1972, *Corrosión y protección del hormigón*, ediciones Urmo, Bilbao, España.

Boothby, Parfitt, Roise, 2005, *Case Studies in Diagnosis and Repair of Historic Thin-Shell Concrete Structures*, APT Bulletin, Vol. 36, No. 2/3 (2005), pp. 3-11.

Borruat, Raúl C., 1949, *Elementos de hormigón armado*, Editorial Hobby, Com. E Ind., Venezuela 668 – Buenos Aires.

Brandt, Erick et. al., *Prediction of service life building materials and components*, RILEM Technical Committees, CIB W 80, final report.

Brereton, C., 1991, *The Repair of Historical Buildings; Advice on Principles and Methods*, English Heritage, London.

Brito Chávez, E., 2007, *Durabilidad de estructuras existentes de concreto reforzado, obtención de su metodología de evaluación y anteproyecto de la normativa correspondiente para la Secretaría de Comunicaciones y Transportes*, Tesis de maestría en Infraestructura del Transporte, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH.

Calzado Wulff, Claudio, 1983, *Aditivos para concreto*, Revista IMCYC, No. 151, Vol. 21.

Carrión Viramontes, Hernández Rivera, Acosta Esqueda, 1999, *Estudios de corrosión en puentes de concreto pre-esforzado: cables de pre-esfuerzo*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 122, Sanfandila, Qro.

Castro Borges, Pedro (Coord.), 2001, *Infraestructura de concreto armado: deterioro y opción de preservación*, IMCYC, A.C.

Champion, S., 1961, *Failure and repair of concrete structures*, John Wiley and Sons Ed., London.

Chandler, Ian E., 1991, *Repair and Renovation of Modern Buildings*, McGraw-Hill.

Chávez Cárdenas, Xavier, 2008, *Análisis exploratorio de las magnitudes y dirección de impacto de las concentraciones de los contaminantes que provienen de fuentes fijas y su efecto en los materiales*, Tesis de maestría Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH, Morelia, Mich., Méx.

Chen, G. et al, 1995, *Influence of sulfate-reducing bacteria on the passive film formed on austenitic stainless steel AISI 304*, Corrosion, NACE.

Comisión Federal de Electricidad, 1997, *Manual de Tecnología del Concreto*, Editorial Limusa, Méx.

Concretos Apasco, 1990, *Manual del concreto*, APASCO.

Concretos Apasco, 1990, *Tópicos del concreto*, APASCO.

Cottier, Juan Luis, 1998, *Patología y evaluación de estructuras*, México.

Croft, Catherine, 2004, *Concrete Architecture*, Gibbs Smith, Publisher, Salt Lake City.

Cuevas T., *Un siglo de cemento en Latinoamérica*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.

De Anda Alanis, Enrique X., 1990, Universidad Nacional Autónoma de México.

De la torre, Juan, 1986, *Bosquejo histórico de la ciudad de Morelia*, UMSNH.

Del Valle Moreno, Angélica, Pérez López, Tezozómoc, Martínez Madrid, Miguel, 2001, *El fenómeno de la corrosión en estructuras de concreto armado*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 182, Sanfandila, Qro.

Derry, T.K., Trevor, Williams, 1990, *Historia de la tecnología*, Siglo XXI, Editores.

DGICUR, DGCENICA, 2010, *Estudio de emisiones y actividad vehiculares en Morelia, Michoacán de Ocampo*, Instituto Nacional de Ecología, SEMARNAT.

Díaz Gómez, Cutberto, 1964, *El primer edificio de concreto armado de la ciudad de México "estudio de la estructura"*, Revista IMCYC, Vol. 2, Número 7.

Díaz Gómez, Raúl, 1964, *El primer edificio de concreto armado de la ciudad de México "aspecto arquitectónico"*, Revista IMCYC, Vol. 2, Número 7.

Diccionario Enciclopédico, 1979, ESPASA-CALPE, S.A., Madrid.

Diseño de estructuras de concreto conforme el reglamento ACI 318, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto. C.

DURAR, 2008, *Manual de inspección, evaluación y diagnóstico de corrosión en estructuras de hormigón armado*, Programa Iberoamericano de Ciencia y Tecnología para el Desarrollo, Subprograma XV Corrosión/impacto ambiental sobre materiales.

Emmons, Peter H., 1993, *Concrete Repair and Maintenance Illustrated*, R.S. Means Co., Inc, Kingston, Mass.

Enciclopedia de México, 1978, Impresora y Editora de México, S.A de C.V.

Ettinger McEnulty, Catherine R., 2008, *Arquitectura y Urbanismo Modernos en Morelia*, Consejo Estatal de Ciencia y Tecnología de Michoacán, COECYT.

Ettinger, Catherine R., 2010, *Modernidades arquitectónicas. Morelia 1925-1960*, Gobierno del Estado de Michoacán (SECUM, COECYT, SUMA), H. Ayuntamiento de Morelia, H. Congreso del Estado de Michoacán de Ocampo y DOCOMOMO.

Ettinger, Catherine R., 2011, *Jaime Sandoval Ingeniero de la modernidad*, Colección los constructores en Michoacán, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo, Coordinación de la investigación Científica, Facultad de Arquitectura, Instituto de Investigaciones Históricas.

Ettinger, Catherine R., 2008, *El Hotel Alameda. Hacia la revaloración de un monumento moderno*, DOCOMOMO, no. 19.

Ettinger, Catherine R., 2008, *La presencia del siglo XX en el tejido del Centro Histórico de Morelia. Expresiones de integración*. Estudios de arquitectura y urbanismo del siglo XX. Memorias del Tercer Encuentro Nacional de Arquitectura del siglo XX del ICOMOS Mexicano A.C. Carlos Montero Pantoja y María Silvina Mayer Medel, coordinadores.

Feindel, Bernard M., 1997, *Conservation of Historic Buildings*, Great Britain by St. Edmundsbury Press Ltd.

Figuroa Alvarado, Hiriart Pardo, 2008, *La llegada del ferrocarril a Morelia y su influencia en la refuncionalización del espacio arquitectónico*, Michoacán Arquitectura y Urbanismo Patrimonio en transformación, UMSNH.

Fontana, M. G., 1986, *Corrosion engineering*, Ed. Mc Graw Hill.

Gaines, 1910, *Bacterial activity as corrosion influence in the soil*, J. Eng. Ind. Chem., Vol. 2.

García Rodríguez, Felipe, 2002, *Evaluación de estructuras de concreto*, IMCYC, A. C.

Garduño Monroy, Víctor Hugo, Arreygue Rocha, Eleazar, Israde Alcántara, Isabel, Rodríguez Torres, Gerardo, 2001, *“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.

Garret, J. C., 1981, *The action of water on lead*, H.K. London.

Genescá, Joan, 1986, *Más allá de la herrumbre*, primera edición, Fondo de cultura económica, S.A. de C.V. México D.F.

Geocisa, *Manual de Evaluación de Estructuras afectadas por corrosión de la armadura*. Instituto de ciencias de la construcción “Eduardo Torroja” del CSIC, CONTECVET-IN 309021.

Goho Source, Alexandra, 2005, *Concrete Nation*, Science News, Vol. 167, No. 1, Society for Science & the Public,

Gomá., F., 1979, *El cemento Portland y otros conglomerantes*, Ed. Reverté.

González de León, Teodoro, 1983, *La piedra del siglo XX*, Revista IMCYC, No. 142.

Granillo Vázquez, Silvia, 1986, *Los gusanos del acero*, Información científica y tecnológica Vol. 8, CONACYT.

Gregory Cornelius, David, 2006, *Source Cement and Concrete, Creativity and Community, and Charles E. Peterson*, Association for Preservation Technology International APT Bulletin, Vol. 37, No. 1, pp. 17-25.

Grupo Español del Hormigón, 1996, *Durabilidad de estructuras de hormigón*, GEHO, Guía de Diseño CEB, Boletín 12, Madrid, España.

H. Lee, R.D. Cody, A. M. Cody, P.G. Spry, 2005, *The formation and role of ettringite in lowa highway concrete deterioration*, Cement and Concrete Research 35 (2005) 332-343.

Helene, 1997. *Manual para la Reparación, Refuerzo y Protección de las Estructuras de Concreto*, 1ª edición, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., México, D.F.

Hernández Huerta, Roberto, 1999, *Análisis de los sistemas estructurales y de los procedimientos constructivos en monumentos históricos (siglos XV-XIX)*, Tesis de Maestría en Arquitectura, Morelia, Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo.

Hill, James, 1988, *Cracks in Structures*, Concrete Construction.

Hu, Stroeven, 2005, *Local porosity analysis of pore structure in cement paste*, Cement and Concrete Research 35 (2005) 233-242.

IMCYC, *Especificaciones para el concreto estructural*, ACI 318-89, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.

IMCYC, *Tecnología del concreto*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, *Corrosión en estructuras de concreto armado*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., 1982, *Durabilidad del concreto (ACI-201) nueva serie IMCYC/20*, 3ª. Edición.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., 2002, *Guía para obtener un concreto durable (ACI-201.R)*, IMCYC.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C., 2006, *Guía para uso de agregados (ACI-201.R-01)*, IMCYC, A.C.

Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, *El concreto en la obra III*, IMCYC, A.C. México, D.F

Jester, Thomas, 1995, *Twentieth-century Building Materials: History and Conservation*, McGraw-Hill.

Johson, Sidney M., 1973, *Deterioro, conservación y reparación de estructuras*, Blume Ed., Madrid.

Katzman, Israel, 1964, *Arquitectura contemporánea mexicana*, México, Instituto Nacional de Antropología e Historia,

Kemp, E. L., 1979, *An introduction to structural evaluation of historic reinforced concrete structures*, Conc.

Kidder-Parker, 1957, *Manual del Arquitecto y del Constructor*, UTHEA, México, D.F.

Kinney, Sterling, 1963, *Análisis de estructuras indeterminadas*, Compañía Editorial Continental, S. A.

Kosmatka-Kerhoff-Panarese-Tanesi, 2004, *Diseño y control de mezclas*, Portland Cement Association.

Kruft, Hanno-Walter, *Historia de la Teoría de la Arquitectura 1 y 2*, Editorial Alianza.

Laugesen, 2005, *Density functional calculations of elastic properties of portlandita, Ca(OH)₂*, Cement and Concrete Research 35 (2005) 199-202.

Li, Nam, Hartt, 2005, *Ex situ leaching measurement of concrete alkalinity*, Cement and Concrete Research 35 (2005) 277-283.

López Celis, R., Pérez Quiroz, J. T., Torres Acosta, A., Martínez Madrid, M. (coord.), 2006, *Durabilidad de la Infraestructura de concreto Reforzado Expuesta a*

Diferentes Ambientes Urbanos de México, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 292, Sanfandila, Qro.

M. Foerstep, O. Graf, M. Thullie, A. Kleinlogel, E. Richter, A. Berrer & J. Melan; 1921, Publican *Entwicklungs geschichte, Versuche und Theorie des Eisen betons, I, die Grundzüge der Geschichtlichen Entwicklung des Eisenbetonbaues*, Berlín.

Malhotra, V. M. et al, 1986, *Durability of concrete*, ACI, SP 126.

Martínez Gómez, Lorenzo, 2002, *Acero*, Fondo de Cultura Económica, S.A de C.V.

Massazza F., and Oberti, G., 1991, *Durability of concrete*, Edit. Malhotra V.M., ACI, SP 126.

Mather K., 1981, *The history of concrete construction in the 20th century*, Conc. Int.

Mays, G., 1992, *Durability of concrete structures: investigation, repair, protection*, Chapman Hall Ed., London.

Mena Ferrer, Manuel, 2001, *Durabilidad de estructuras de concreto en México*, IMCYC.

Metha - Monteiro, 1998, *Concreto, estructura, propiedades y materiales*, IMCYC, A.C.

Mingarro M., Francisco, 1996, *Degradación y conservación del patrimonio arquitectónico*, Ed. Complutense, S.A.

Moragues Terrades, Amparo, *Procesos de hidratación del cemento Portland Microestructura del concreto*, E.T.S.I. Caminos, canales y puentes.

Moral, Fernando, 1955, *Hormigón armado*, Compañía Editorial Continental S.A. , México, D. F.

Moreno, 2000, *La corrosión del acero de refuerzo inducida por la carbonatación del concreto*, Ingeniería Revista Académica de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Autónoma de Yucatán, Vol. 4, N^o. 2.

Moreno, Torres Acosta, Castro Borges, 2004, *Construcción del muelle de Progreso*, Ingeniería Revista Académica, Vol. 8, No. 001, Universidad Autónoma de Yucatán.

Muciño Castañeda, René, 2003, *Concreto para técnicos de la construcción*, IMCYC, A.C.

Muñoz Casas, Alberto, 1955, *Concreto teoría elemental del concreto reforzado*, Editorial Latina, S.A., México, D. F.

Neville, Adam M., 1999, *Tecnología del concreto*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.

Neville, Adam, 1984, *Corrosión del acero de refuerzo en el concreto*, Revista IMCYC, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. 22, núm. 162.

Neville, Adam, 2001, *La cuestión de la durabilidad: Hoy podemos hacer un buen concreto*, Revista del IMCYC: *Construcción y Tecnología*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto.

Newman, Alexander, 2001, *Structural Renovation of buildings*, Ed. McGraw-Hill.

Nilson, Arthur H., *Diseño de estructuras de concreto*, Editorial Mc. Graw – Hill.

Norma N-CMT-2-02-001/02, 2002, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Norma N-CTM-2-02 003-02, 2002, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Norma NMX – C – 414, 1996, Industria de la Construcción.- Cementos Hidráulicos.-Especificaciones y Métodos de Prueba.- ONNCCE.- México.

Ortega González, Arturo, *Evolución tecnológica del concreto y la arquitectura contemporánea*, IMCYC, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A. C.

Ortíz, Joseph, traducción, 1787, *Los diez libros de Arquitectura*, Imprenta Real, Madrid.

Páez, Alfredo, 1986, *Hormigón armado*, Editorial Reverté, S.A.

Palladio, Andrea, tr. Aliprandini, Luisa de, 1998, *Los cuatro libros de arquitectura*,

Paredes Camarillo, E., 1997, *Concreto reforzado con fibra sintética*, Tesis de Licenciatura, Facultad de Ingeniería Civil, UMSNH, Morelia, Mich., Méx.

Paredes Camarillo, E., 2001, *Corrosión inducida por bacterias en las varillas de refuerzo en concreto armado*, Tesis de Maestría en Metalurgia y Ciencias de los Materiales, IIM, UMSNH, Morelia, Mich., Méx.

Paredes Camarillo, L. M., 2001, *Corrosión inducida por bacterias termófilas: de los acero AISI 304 y al carbono 1010*, Tesis de Maestría en Metalurgia y Ciencias de los Materiales, IIM, UMSNH, Morelia, Mich., Méx.

Park et al., *Estructuras de concreto reforzado*, Ed. Limusa S.A. de C.V.

Parker, *Ingeniería simplificada para arquitectos y constructores*, 2010, Ed. Limusa S.A. de C.V.

Peña Boeuf, Alfonso, 1953, *Un siglo de hormigón armado en España*, Revista de Obras Públicas, 101, tomo I (2857): 23-32.

Pérez Alamá, Vicente, 1972, *El concreto armado en las estructuras*, Editorial Trillas, México.

Philleo, R., 1987, *Concrete durability*, Edit. Scalon J.M., ACI, SP 100.

Programa de prevención y mitigación del riesgo de desastres, 2001-2006, CENAPRED.

Ramírez de Alba, Horacio, 1984, *Un sitio histórico del concreto reforzado en la ciudad de México*, Revista IMCYC No. 155, Vol. 22.

Ramírez, Esperanza, 1981, *Catálogo de construcciones arquitectónicas, civiles y religiosas de Morelia*, Morelia, UMSNH – FONAPAS.

Ramírez, Esperanza, 1985, *Morelia en el espacio y en el tiempo*, Morelia, Gobierno del estado de Michoacán.

Reglamento de Construcciones del Edo. de Michoacán, 1995.

Revista de Obras públicas, 1912, Revista técnica del cuerpo de ingenieros de caminos, canales y puertos, Tomo I, 1910-01, Madrid, España.

Revista de Obras públicas, 1919, Revista técnica del cuerpo de ingenieros de caminos, canales y puertos, Tomo I, 2305-2306-02, Madrid, España.

Revista de Obras públicas, 1925, Revista técnica del cuerpo de ingenieros de caminos, canales y puertos, Tomo I, 2426_05, Madrid, España.

Revista del IMCYC, 1998, *Construcción y Tecnología*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. X, núm. 119.

Revista del IMCYC, 1999, *Construcción y Tecnología*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. XII, núm. 135.

Revista del IMCYC, 2010, *Construcción y Tecnología*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, núm. 265.

Revista del IMCYC, 2010, *Construcción y Tecnología*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, núm. 270.

Revista del IMCYC, 2011, *Construcción y Tecnología*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. I, núm. 07.

Revista IMCYC, 1982, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. 20, núm. 138.

Revista IMCYC, 1982, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. 20, núm. 136.

Revista IMCYC, 1983, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. 21, núm. 151.

Revista IMCYC, 1983, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. 20, núm. 142.

Revista IMCYC, 1984, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. 22, núm. 162.

Revista IMCYC, 1984, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. 22, núm. 155.

Revista IMCYC, 1985, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. 23, núm. 175.

Revista IMCYC, 1995, *Construcción y Tecnología*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. VIII, núm. 87.

Revista IMCYC, 2001, *Construcción y Tecnología*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, Vol. XIII, núm. 152.

Revista OBRAS, 1995, Grupo editorial Expansión, Vol. XXIII, No. 172.

RILEM 124 SRC, 1994, *Repair Strategies for concrete structures Damaged by steel corrosion*, Francia.

RILEM Report 14, 1996, *Durability design of concrete structures*, Eds. Sarja A. y Vesikari E. London, UK.

Robles-Cuevas, 1997, *Aspectos fundamentales del concreto reforzado*, Editorial Limusa, S.A. de C.V.

Romero Flores, Jesús, 1952, *Historia de la Ciudad de Morelia*, ediciones Morelos.

Ropke, John C., 1982, *Concrete Problems: Causes and Cures*, McGraw-Hill.

San Juan Barbudo, Castro Borges, 2001, *Acción de los agentes químicos y físicos sobre el concreto*, IMCYC. A.C.

SCT, *Especificaciones generales de construcción*, 1993, Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

Shalon, R. et al, 1959, *Proceedings*, American Concrete Institute, Vol. 55, pp. 1251-1258.

Silva Ruelas, Luis, 1990, *Los materiales de construcción en la antigua Valladolid*, Gobierno del Estado de Michoacán, Secretaría de Comunicaciones y Obra Públicas.

Simpson Source, Pamela H. *Cheap, Quick, and Easy: The Early History of Rockfaced Concrete Block Building*,: Perspectives in Vernacular Architecture, Vol. 3 (1989), pp. 108-118, Vernacular Architecture Forum.

Slaton, Amy E., 2001, *Reinforced Concrete and the Modernization of American Building, 1900-1930*, Baltimore: Johns Hopkins University Press, (2001): XVI.

Smaoui, Bérubé, Fournier, Bissonnette, Durand, 2005, *Effects of alkali addition on the mechanical properties and durability of concrete*, Cement and Concrete Research 35 (2005) 203-212.

Solís et al., 2005, Durabilidad en la estructura de concreto de vivienda en zona costera, Ingeniería 9-1 (2005) 13-18.

Sturup, V. et al in, 1987, *Concrete durability*, Ed. Scalon J.M., ACI, SP 100.

Tagnit-Hamou, Saric-Coric, Rivard, 2005, *Internal deterioration of concrete by de oxidation of pyrrhotitic aggregates*, Cement and Concrete Research 35 (2005) 99-107.

Tietz, Jürgen, 1998, *Historia de la arquitectura del siglo XX*, Editorial Konemann.

Torres Acosta, Andrés, 2011, *Inspection accreditation, non-destructive testing and condition assessment for bridges*, Technical Committee D.3 Road Bridges.

Torres Acosta, Andrés, Martínez Madrid, Miguel, 2001, *“Diseño de Estructuras de Concreto con Criterios de Durabilidad”*, Instituto Mexicano del Transporte, Publicación Técnica No. 181.

Torres Acosta, del Valle Moreno, Martínez Madrid, Pérez Quiroz, Backhoff Polhs, 2010, *Plan Nacional de Evaluación de Puentes Federales, libres de peaje dañados por corrosión (2000-2005). Una cuantificación de resultados, proyectos y colaboraciones*, Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Publicación Técnica No. 327, Sanfandila, Qro.

Torres H., Marco Aurelio, 1962, *Concreto – Teoría elástica diseño al límite –*, Editorial Patria, S.A., México, D.F.

Tuutti, K., 1993, *Effect of cement type and different additions on service life*, Concrete 2000, De. Ravindra K. Dhir and R. Jones, Economic and durable constructions through excellence, Vol. 2, Chapman and Hall.

Videla y Salvarezza, 1984, *Introducción a la corrosión microbiológica*, Biblioteca Mosaico Librería Agropecuaria S.A.

Vocabulario Arquitectónico Ilustrado, 1980, Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, México.

Von Wolzogen y Van der Vlugt, 1934, *The graphitization of cast iron as an electrochemical process in anaerobic soils water*, Vol. 18.

Xanthakos Petros, *Theory and design of bridges*, John Wiley and Sons, Inc.

PÁGINAS DE INTERNET.

<http://www.astm.org>

<http://civilgeeks.com>

<http://www.imcyc.com>

<http://www.edemx.com>

<http://www.ciudadmexico.com.mx>

<http://prt2.uprm.edu>

<http://www.imt.mx>

<http://www.ieca.es>

<http://kin.cieamer.conacyt.mx>

<http://www.cemex.com>

<http://www.aci.org>

<http://www.potcement.org>

<http://www.icpc.org.co/asociaciones/ficem.html>

<http://www.mexicoenfotos.com/antiguas/michoacan/morelia>

GLOSARIO

Abrasión. Desgaste en la superficie de la estructura por rozamiento constante o contacto directo de cuerpos sólidos.

Acero de refuerzo. Aleación de hierro y carbono, con un contenido máximo de carbono del 2%, en forma de varillas corrugadas embebidas en el concreto que se caracteriza por su esfuerzo de fluencia (f_y).

Adherencia. Fuerza de unión entre el acero de refuerzo y el concreto.

Aditivos. Productos orgánicos o inorgánicos que se incorporan en estado sólido o líquido a la mezcla de concreto. Su función principal es la de mejorar las propiedades del concreto.

Agentes agresivos externos. Todos aquellos elementos que provocan eventos lesivos en una estructura y que atacan desde el entorno.

Agentes agresivos internos. Todos aquellos elementos que provocan eventos lesivos desde la constitución misma de la estructura.

Agregados pétreos. Nombre genérico con el que se designa a la arena y a la grava cuya procedencia es variable pero básicamente son yacimientos naturales o rocas trituradas.

Agresiones. Ataques que sufren las estructuras en su interacción con el entorno.

Agrietamiento. Roturas en el concreto siguiendo una trayectoria única o ramificada.

Alita, $3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ (silicato tricálcico, C_3S). Compuesto producto de la clinkerización que se encuentra en una proporción aproximada del 50 al 60% de la mezcla.

Aluminato tricálcico, $3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$ (C_3A). Compuesto producto de la clinkerización que se encuentra en una proporción del 5 al 10% de la mezcla.

Análisis metalográfico. Determinación de las fases presentes en un acero. Además, con este estudio se puede llegar a establecer en forma aproximada el contenido de carbono y el tamaño de grano.

Áridos. Material rocoso inerte cribado o triturado con características apropiadas para formar parte de la mezcla de un concreto y/o mortero.

Armadura. Conjunto de varillas de acero embebidas en el concreto que proporcionan resistencia a esfuerzos de flexión, cortante, tensión, etc., o que se usan para mejorar la resistencia a la compresión.

Ataque físico en el concreto. Desgaste en la superficie de la estructura producido por abrasión, cavitación y/o erosión.

Ataque químico en el concreto. Daños causados al concreto por acción de agentes agresivos exógenos que penetran en forma de solución y posteriormente reaccionan con algún constituyente de la pasta de cemento hidratada.

Belita, $2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$ (silicato dicálcico, C_2S). Compuesto producto de la clinkerización que se encuentra en una proporción del 20 al 25% de la mezcla.

Carbonatación. Proceso que se efectúa cuando la pasta de cemento hidratada reacciona con el bióxido de carbono presente en el medio disminuyendo la alcalinidad del concreto.

Cavitación. Fenómeno que produce un desgaste en la superficie de la estructura en forma de picaduras.

Cemento portland. Cemento artificial inorgánico finamente pulverizado del clínker que es producido por la calcinación hasta la fusión incipiente de una mezcla íntima y debidamente proporcionada de materiales calcáreos y arcillosos adicionados posteriormente con yeso calcinado o no.

Columna. Elemento estructural vertical cuya sección transversal es mucho menor que su eje longitudinal y se caracteriza por estar sujeto a esfuerzos de compresión y/o flexo-compresión.

Concreto reforzado. Material que resulta de la unión entre el concreto y el acero en forma de varillas embebidas en la mezcla. Este material presenta una buena resistencia a esfuerzos de tensión, compresión, flexión, cortante y/o torsión.

Concreto. Material que se obtiene de la mezcla cuidadosamente proporcionada de arena, grava, cemento y agua. El concreto al fraguar forma un cuerpo sólido y homogéneo, resistente a esfuerzos de compresión.

Corrosión. Ataque electroquímico que sufren la mayor parte de los aceros o aleaciones cuando interactúan con un medio acuoso y éstos pierden sus propiedades. Este fenómeno es un proceso espontáneo que denota la existencia de una zona anódica, una zona catódica, un electrolito y un conductor metálico.

Curado del concreto. Consiste en procurar que el material se mantenga con la humedad y temperatura adecuadas para que todo el cemento se alcance a hidratar favoreciendo la evolución de su resistencia mecánica y durabilidad.

Deformaciones. Cambios en el tamaño o forma que experimentan los elementos estructurales al ser sometidos a sollicitaciones mecánicas.

Degradación. Disminución gradual de la capacidad de carga o funcionalidad de una estructura.

Delaminación. Desprendimiento de fragmentos del concreto por causa de la corrosión del acero de refuerzo o por dilataciones y contracciones diferenciales.

Diagnosis. Determinación de la causa y magnitud de los daños en función de la evaluación realizada.

Diseño estructural. Determinación de las dimensiones de los elementos estructurales en función de la calidad de los materiales así como de las sollicitaciones mecánicas impuestas.

Durabilidad. Capacidad para resistir la acción del clima, los ataques químicos, la abrasión o cualquier otro proceso de deterioración. El concreto durable mantendrá su forma original, su calidad y sus propiedades de servicio al estar expuesto a su medio ambiente.

Electrolito. Lo constituye el medio acuoso que contiene iones libres y el conductor metálico es por donde fluyen los electrones.

Envejecimiento. Alteraciones de las propiedades que experimenta una estructura por el paso del tiempo.

Erosión. Desgaste en la superficie de la estructura por acción de partículas sólidas transportadas por viento o agua.

Estado actual o de servicio. Condiciones en las que se encuentra operando una estructura tomando en consideración tres aspectos fundamentales: funcionalidad, seguridad y estética.

Estructura. Conjunto de elementos que resisten y transmiten las cargas de servicio y/o accidentales de una construcción.

Ettringita. Producto de la hidratación del yeso y del aluminato tricálcico, ocupa el 15% del volumen de la pasta en forma de agujas y es responsable de las expansiones que experimenta el concreto una vez endurecido.

Evaluación. Análisis de los datos recabados durante la inspección de la estructura y su comparación con los niveles de comportamiento óptimo establecidos por la normativa vigente.

Fase matriz. Pasta endurecida del cemento hidratado.

Fenolftaleína. Sustancia química que sirve como indicador del pH del concreto en la prueba de carbonatación.

Ficha de antecedentes. Soporte de información que permite el almacenamiento de datos o historia patológica de la estructura.

Formación de lotes. Conjunto de elementos estructurales que atienden a la tipología estructural; tipo y nivel de daño; y agresividad ambiental. En cada lote se realizan las mediciones y ensayos necesarios para obtener la información requerida para la evaluación, diagnóstico y pronóstico de la estructura de concreto armado.

Fraguado del concreto. Cambio que experimenta la mezcla al pasar de un estado plástico a un estado sólido.

Funcionalidad. Capacidad de mantener las propiedades mecánicas demandadas en una estructuración.

Gel de Tobermorita, C-S-H (silicatos de calcio hidratados). Compuesto formado por la hidratación de la alita y la belita. El gel constituye el 60% de la pasta y es el responsable de las propiedades de resistencia mecánica que exhibe el concreto una vez endurecido.

Grietas o fisuras. Hendiduras, rajaduras o aberturas que se forman en el concreto por diversas causas.

Humedad relativa. La relación, expresada como porcentaje, entre la cantidad de vapor de agua presente en la atmósfera a una temperatura dada y la cantidad requerida para la saturación a la temperatura indicada.

Interfase. Zona comprendida entre dos fases diferentes.

Lesión. Manifestaciones visibles en una estructura causadas por los ataques de agentes externos y/o internos que obedecen a síntomas y se traducen en patologías.

Medio ambiente. Entorno en el que se desenvuelve una estructura o condiciones físicas y químicas de un material o sistema.

Medio marino. Entorno en el cual los principales factores corrosivos son las partículas de NaCl que el viento dispersa.

Medio rural. Entorno que no posee contaminantes químicos fuertes pero puede contener polvos orgánicos e inorgánicos.

Medio urbano. Entorno que se caracteriza por la presencia de SO₂, polvo, gran cantidad de CO₂ y otros contaminantes.

Microdureza. Propiedad de los materiales a resistir la indentación permanente bajo cargas estáticas o dinámicas (dureza por penetración). La microdureza en un acero se puede utilizar para obtener una idea de la resistencia a la tracción del material.

Microestructura. Estructura de un cuerpo visto al microscopio.

Mortero. Mezcla de un aglomerante, arena y agua.

Muestra. Probeta extraída de los componentes o elementos seleccionados como representativos de un lote.

Nivel freático. Altura del agua subterránea contenida en el subsuelo.

Oxidación. Pérdida de electrones de un metal o aleación en una reacción.

Pasivación. Reducción de la velocidad de oxidación de un metal por la formación de productos de reacción sobre su superficie.

Patología. Estudio de las anomalías o alteraciones que presentan las estructuras y que ponen en riesgo su funcionalidad.

pH. Logaritmo del inverso de la actividad de iones hidrógeno en la solución. En general, es la medida de la acidez, basicidad o alcalinidad de una solución.

Porosidades. Son oquedades de diferentes dimensiones que van desde los microporos hasta los macroporos que pueden estar interconectados o no en la mezcla.

Portlandita $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$. Estructura en capas de forma prismática hexagonal que constituye entre el 25% del volumen de la pasta A/C y que constituye la reserva alcalina del concreto.

Prognosis. En función de los resultados del peritaje se determina el comportamiento a futuro de la estructura.

Reacción álcali agregado. Reacción química en la que intervienen los componentes alcalinos del cemento portland o de otras fuentes (aditivos, agua de mar o sales de deshielo), y los constituyentes de sílice presentes en algunos agregados pétreos. Se identifican tres tipos: álcali-sílice, álcali-silicato y álcali-carbonato.

Resistencia a la compresión del concreto. Medida de resistencia a una carga axial que tiende a disminuir la longitud del elemento. En el concreto se mide a los 28 días de fraguado y se conoce como $f'c$.

Sangrado. Migración de agua hacia la superficie del concreto recién mezclado provocada por el asentamiento de los agregados pétreos y el cemento.

Sintomatología. Conjunto de fenómenos que revelan la existencia de un daño severo.

Solicitación. Conjunto de esfuerzos que actúan sobre un elemento estructural.

Testigos o núcleos. Porciones de concreto representativas de la calidad o condiciones medias de la estructura en que se toman.

Tipología estructural. Clasificación de los diferentes elementos estructurales y su funcionamiento.

Trabajabilidad. Propiedad de la mezcla de concreto en estado plástico que determina su capacidad de colocación y compactación, además permite una buena adherencia y acabado sin presentar problemas de segregación y/o sangrado excesivo.

Trabe. Viga de gran sección que se utiliza para soportar la viguetas o los muros que cargan sobre un hueco.

Vida de proyecto. Tiempo planeado desde la etapa conceptual del proyecto para que una estructura funcione adecuadamente.

Vida residual. Periodo de tiempo contado a partir del fin de la vida útil. En esta etapa la estructura debe ser intervenida para que regrese a su estado original.

Vida útil. Tiempo durante el cual la estructura mantiene las características de funcionalidad, seguridad y estética para las cuales fue proyectada.

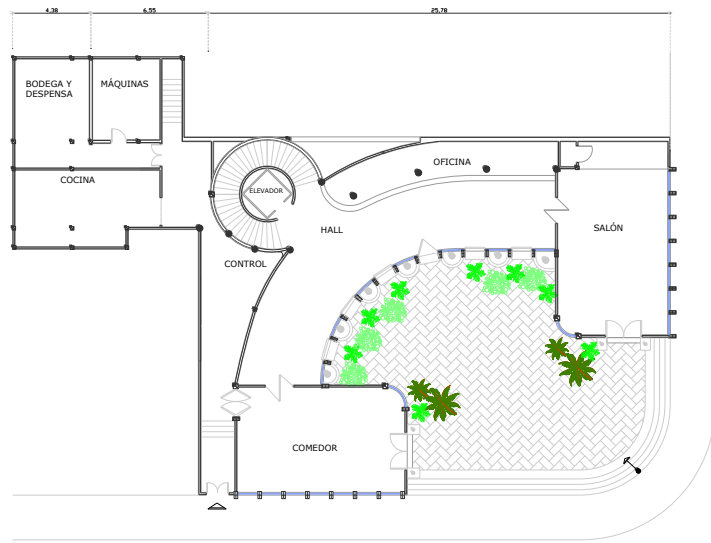
Viga. Elemento estructural colocado en forma horizontal o casi horizontal, en el cual las tensiones internas dan como resultante una fuerza cortante y un momento flexionante.

Vigueta. Viga de pequeña sección transversal que descansa sobre las vigas maestras o trabes.

Zona anódica. Porción de la superficie metálica en la que tiene lugar la disolución del material, en ella se liberan electrones.

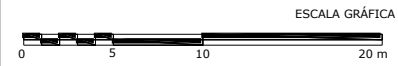
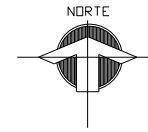
Zona catódica. Es la parte de la superficie metálica en la cual los electrones producidos en el ánodo se combinan con determinados iones presentes en el electrolito.

Anexos

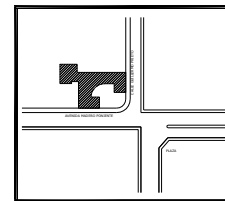


AVENIDA MADERO PONIENTE

CALLE GUILLERMO PRIETO

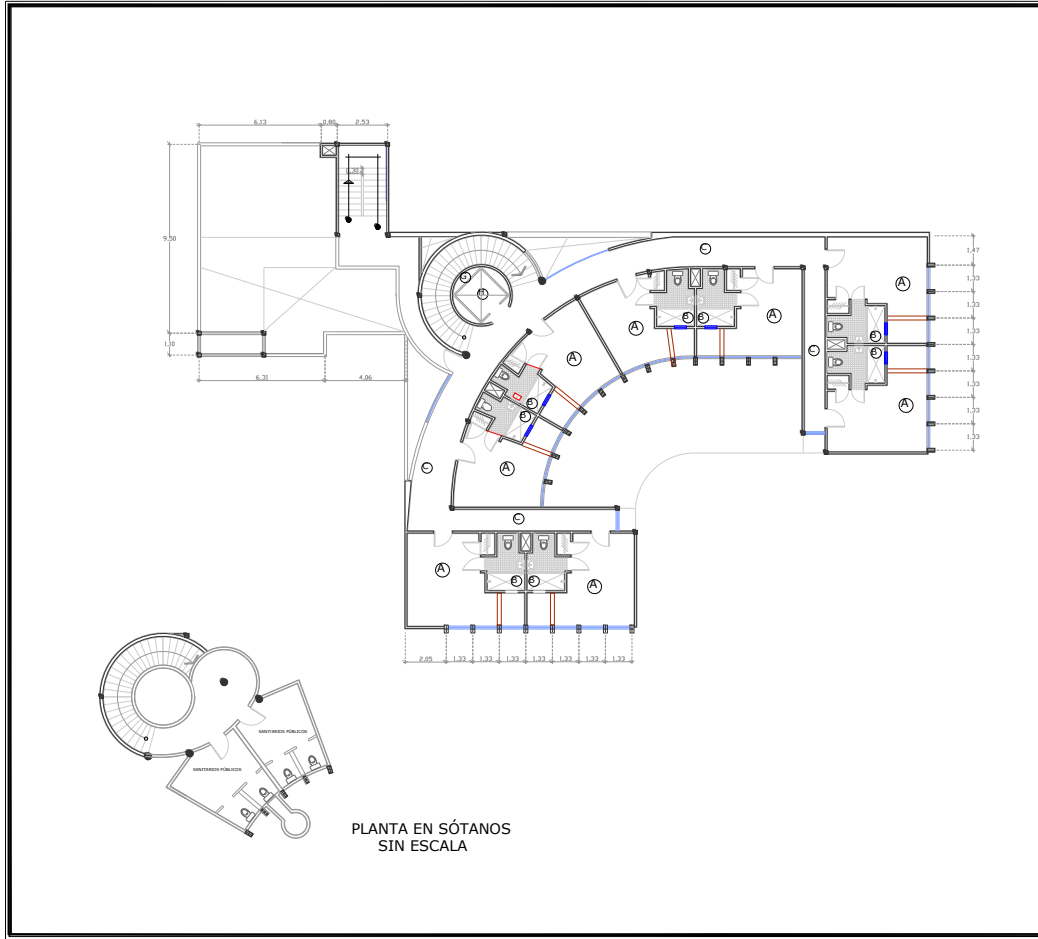


MICROLOCALIZACIÓN

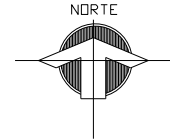


	EDIFICIO: HOTEL ALAMEDA
	PROYECTO: ARQ. MARIO PANI DARQUÍ
UBICACIÓN: AV. MADERO PONIENTE No. 313 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
PLANO: ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:300
PLANTA BAJA	FECHA: Enero/2011
AÑO: 1937	CLAVE Y NO. DE PLANO: A 1/3 - 01/11

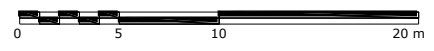
BASADO EN PLANOS ORIGINALES.



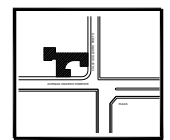
PLANTA EN SÓTANOS
SIN ESCALA



ESCALA GRÁFICA



MICROLOCALIZACIÓN

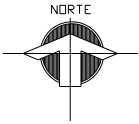
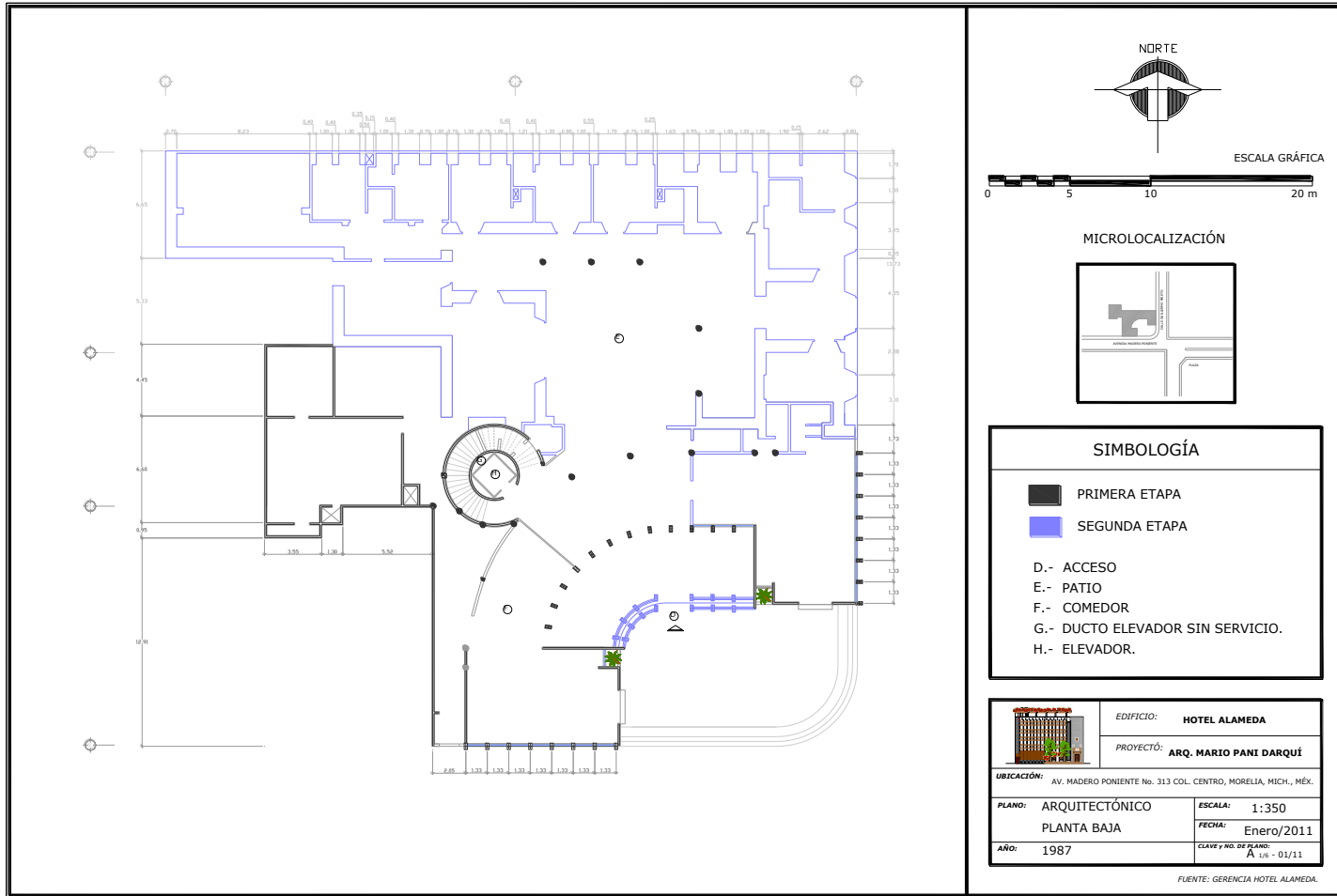


SIMBOLOGÍA

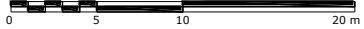
- A.- HABITACIÓN.
- B.- BAÑO.
- C.- CIRCULACION.
- G.- DUCTO ELEVADOR SIN SERVICIO.
- H.- ELEVADOR.

	EDIFICIO: HOTEL ALAMEDA
	PROYECTO: ARQ. MARIO PANI DARQUÍ
UBICACIÓN: AV. MADERO PONIENTE No. 313 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
PLANO: ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:300
PLANTA TIPO	FECHA: Enero/2011
AÑO: 1937	CLAVE y NO. DE PLANO: A 213 - 01/11

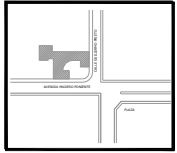
BASADO EN PLANOS ORIGINALES.





ESCALA GRÁFICA



MICROLOCALIZACIÓN



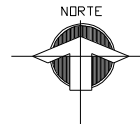
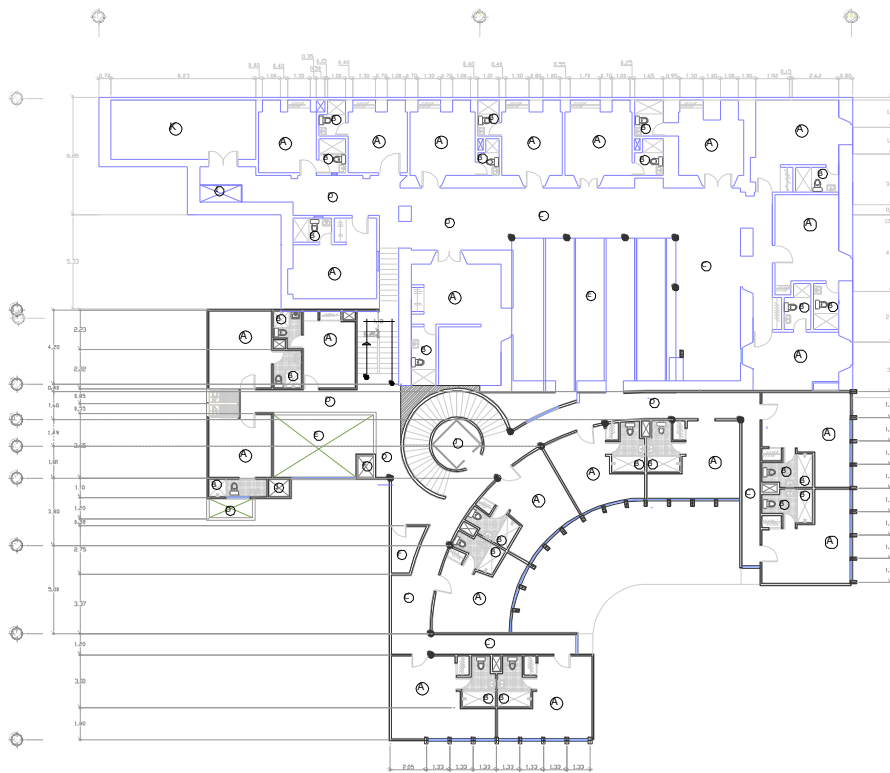
SIMBOLOGÍA

-  PRIMERA ETAPA
-  SEGUNDA ETAPA

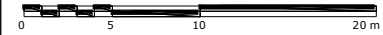
- D.- ACCESO
- E.- PATIO
- F.- COMEDOR
- G.- DUCTO ELEVADOR SIN SERVICIO.
- H.- ELEVADOR.

	EDIFICIO:	HOTEL ALAMEDA
	PROYECTO:	ARQ. MARIO PANI DARQUÍ
UBICACIÓN: AV. MADERO PONIENTE No. 313 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.		
PLANO:	ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:350
	PLANTA BAJA	FECHA: Enero/2011
AÑO:	1987	CLAVE Y NO. DE PLANO: A vs - 01/11

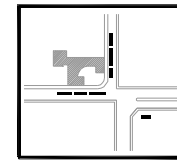
FUENTE: GERENCIA HOTEL ALAMEDA.



ESCALA GRÁFICA



MICROLOCALIZACIÓN



SIMBOLOGÍA

- | | | |
|----------------------------------|--|---------------|
| A.- HABITACIÓN. | | PRIMERA ETAPA |
| B.- BAÑO. | | SEGUNDA ETAPA |
| C.- CIRCULACION. | | |
| D.- VACIO | | |
| E.- ENFERMERIA Y AMA DE LLAVES. | | |
| F.- LOCKERS DE CAMARISTAS. | | |
| G.- DUCTO ELEVADOR SIN SERVICIO. | | |
| H.- ELEVADOR. | | |
| I.- TRAGALLUZ. | | |
| J.- DUCTO EXTRACTOR COCINA. | | |
| K.- COCINA EMPLEADOS. | | |
| L.- PLANTA ENERGÍA ELECTRICA. | | |



EDIFICIO: HOTEL ALAMEDA

PROYECTO: ARQ. MARIO PANI DARQUÍ

UBICACIÓN: AV. MADERO PONIENTE No. 313 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.

PLANO: ARQUITECTÓNICO

ESCALA: 1:350

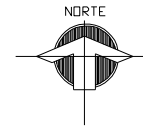
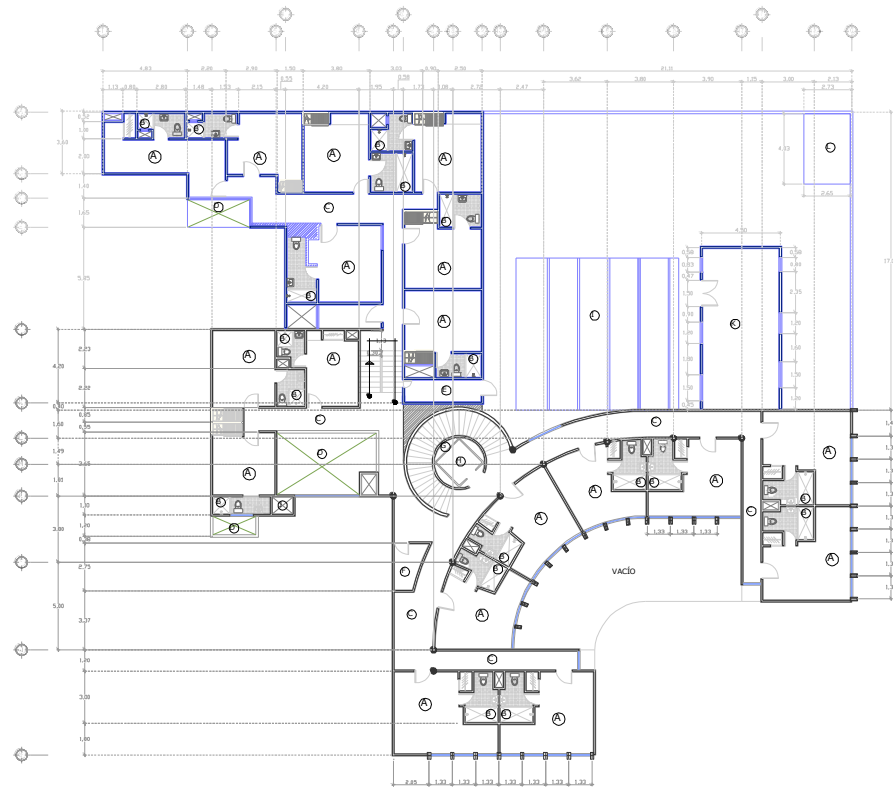
PRIMER PISO

FECHA: Enero/2011

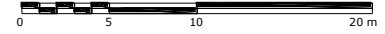
AÑO: 1987

CLAVE y NO. DE PLANO: A 205 - 01/11

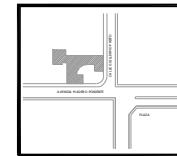
FUENTE: GERENCIA HOTEL ALAMEDA.



ESCALA GRÁFICA



MICROLOCALIZACIÓN



SIMBOLOGÍA

- A.- HABITACIÓN.
- B.- BAÑO.
- C.- CIRCULACION.
- D.- VACIO
- E.- ENFERMERIA Y AMA DE LLAVES.
- F.- LOCKERS DE CAMARISTAS.
- G.- DUNTO ELEVADOR SIN SERVICIO.
- H.- ELEVADOR.
- I.- TRAGALUZ.
- J.- DUCTO EXTRACTOR COCINA.
- K.- COCINA EMPLEADOS.
- L.- PLANTA ENERGÍA ELECTRICA.



EDIFICIO: HOTEL ALAMEDA

PROYECTO: ARQ. MARIO PANI DARQUÍ

UBICACIÓN: AV. MADERO PONIENTE No. 313 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.

PLANO: ARQUITECTÓNICO

ESCALA: 1:200

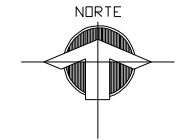
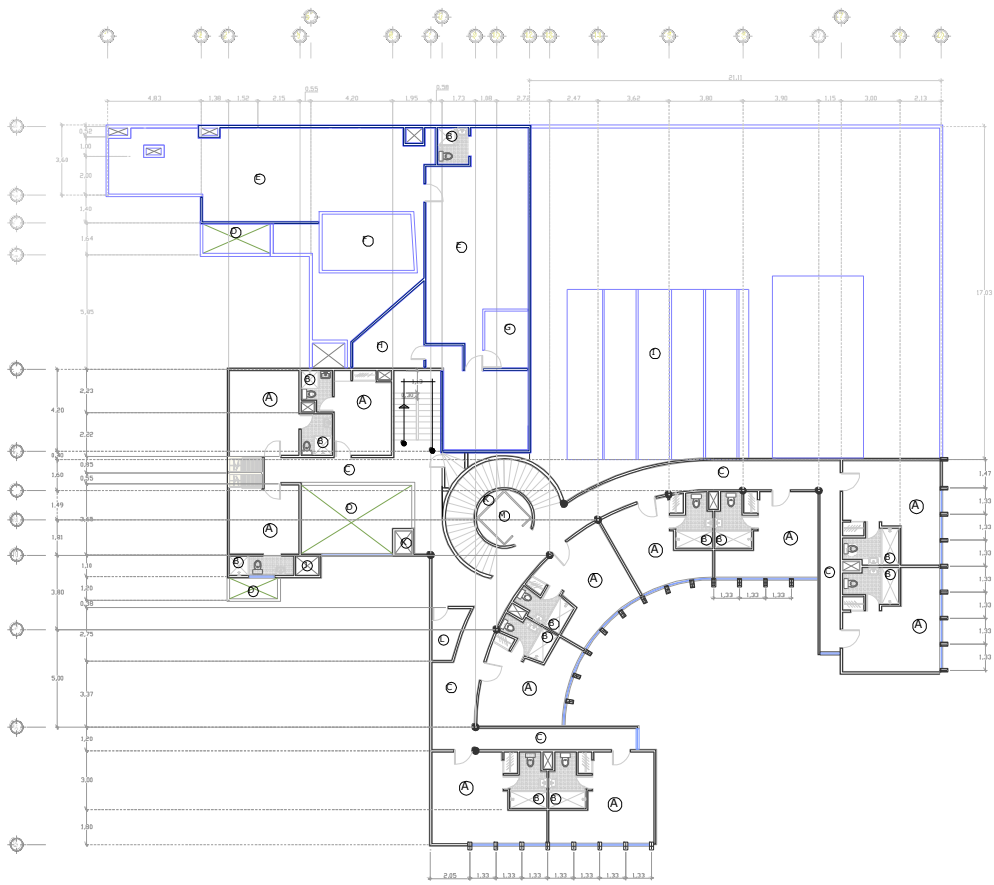
SEGUNDO Y TERCER PISO

FECHA: Enero/2011

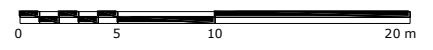
AÑO: 1987

CLAVE Y NO. DE PLANO: A. 305 - 01/11

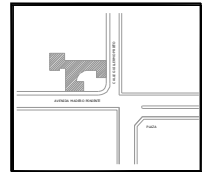
FUENTE: GERENCIA HOTEL ALAMEDA.



ESCALA GRÁFICA



MICROLOCALIZACIÓN



SIMBOLOGÍA

- A.- HABITACIÓN.
 - B.- BAÑO.
 - C.- CIRCULACION.
 - D.- VACIO.
 - E.- TALLER.
 - F.- TINACO.
 - G.- OFICINA MANTENIMIENTO.
 - H.- ALMACEN.
 - I.- TRAGALUZ.
 - J.- DUCTO EXTRACTOR COCINA.
 - K.- DUCTO ELEVADOR SIN SERVICIO.
 - L.- LOKERS RECAMARISTAS.
 - M.- ELEVADOR.
- PRIMERA ETAPA
 - SEGUNDA ETAPA

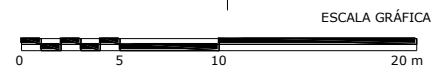
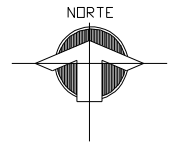
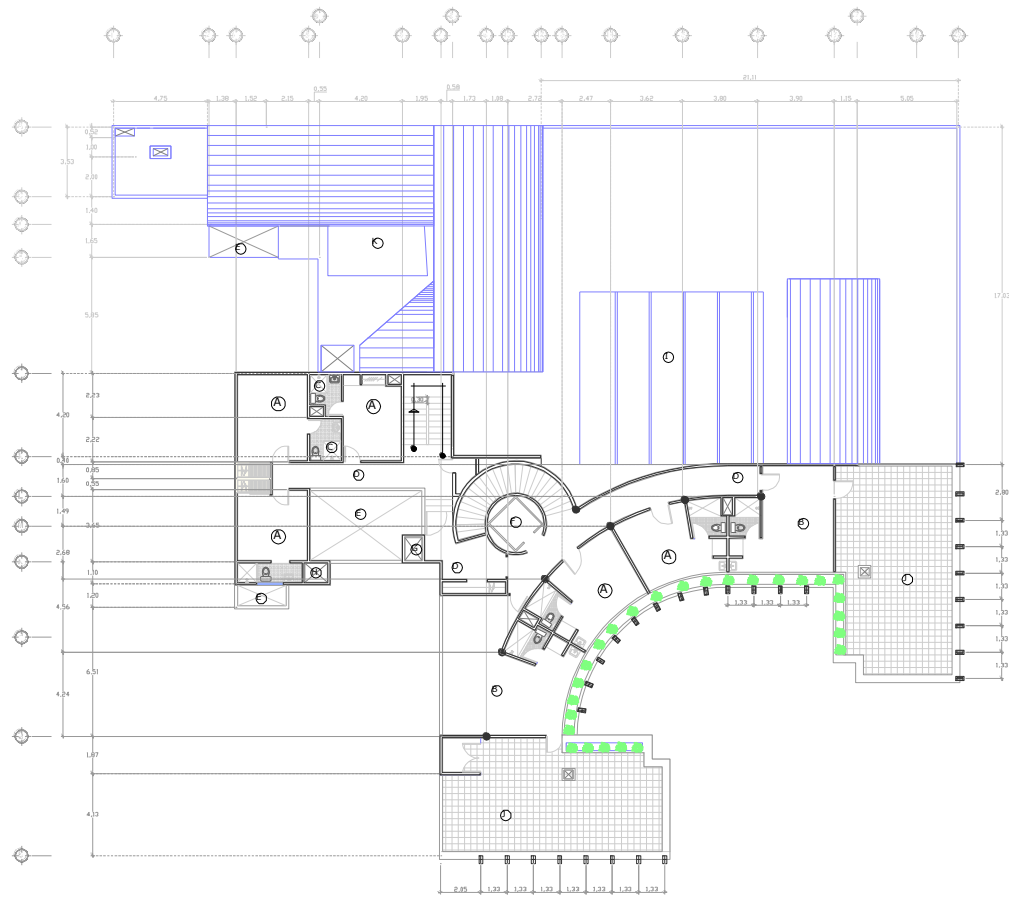


EDIFICIO: HOTEL ALAMEDA
PROYECTÓ: ARQ. MARIO PANI DARQUÍ

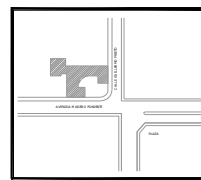
UBICACIÓN: AV. MADERO PONIENTE No. 313 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.

PLANO: ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:350
CUARTO PISO	FECHA: Enero/2011
AÑO: 1987	CLAVE y NO. DE PLANO: A 4/6 - 01/11

FUENTE: GERENCIA HOTEL ALAMEDA.



MICROLOCALIZACIÓN



SIMBOLOGÍA

- A.- HABITACIÓN.
 - B.- SUITES.
 - C.- BAÑO.
 - D.- CIRCULACION.
 - E.- VACIO.
 - F.- ELEVADOR.
 - G.- DUCTO ELEVADOR SIN SERVICIO.
 - H.- DUCTO EXTRACTOR COCINA.
 - I.- TRAGALUZ.
 - J.- TERRAZA.
 - K.- TINACO.
- PRIMERA ETAPA
 - SEGUNDA ETAPA

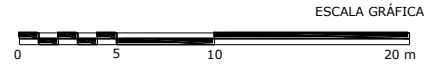
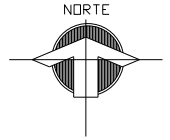
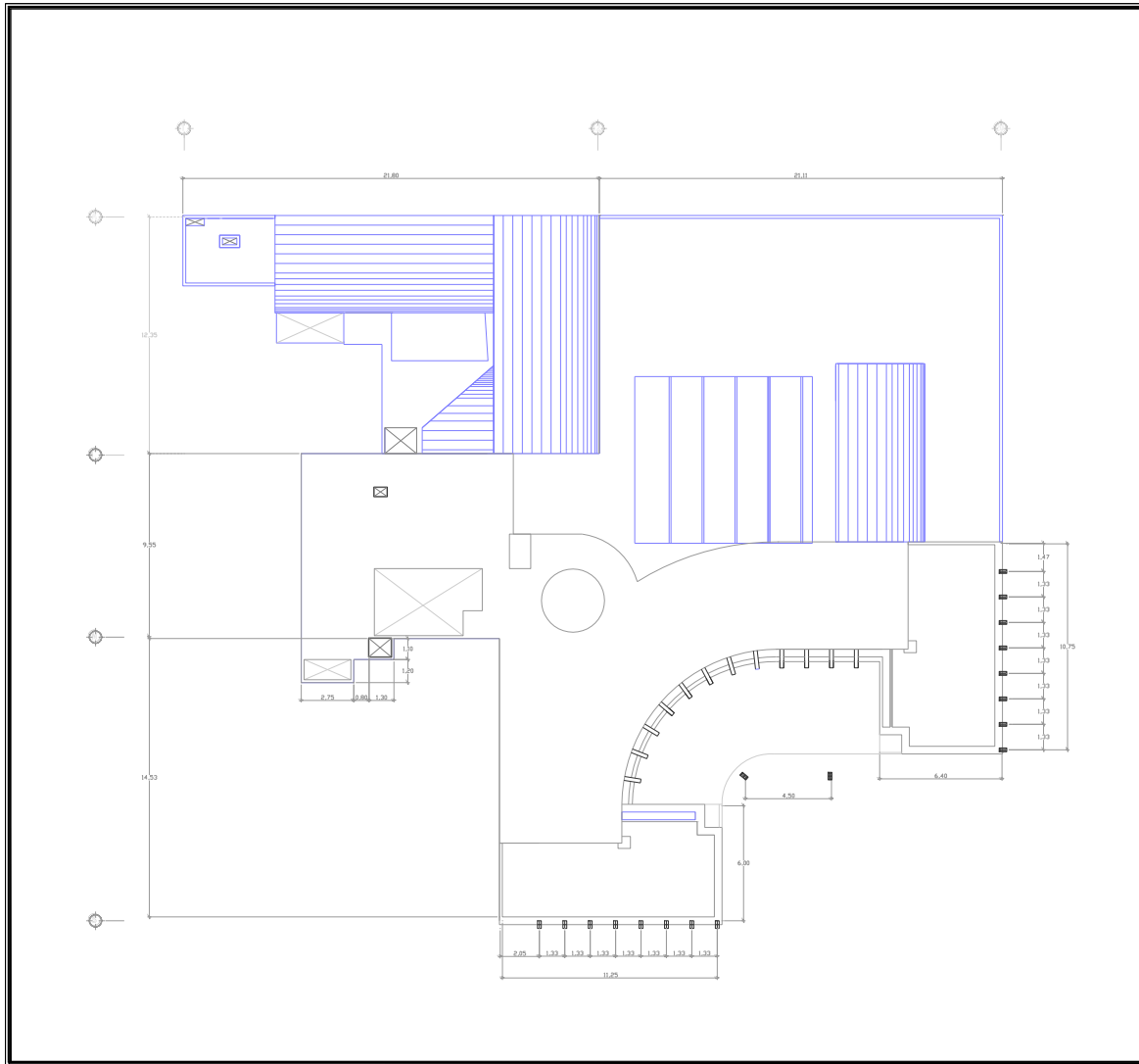


EDIFICIO: HOTEL ALAMEDA
PROYECTO: ARQ. MARIO PANI DARQUÍ

UBICACIÓN: AV. MADERO PONIENTE No. 313 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.

PLANO: ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:350
QUINTO PISO	FECHA: Enero/2011
AÑO: 1987	CLAVE y NO. DE PLANO: A 5/6 - 01/11

FUENTE: GERENCIA HOTEL ALAMEDA.



SIMBOLOGÍA

- PRIMERA ETAPA
- SEGUNDA ETAPA

	EDIFICIO: HOTEL ALAMEDA
	PROYECTÓ: ARQ. MARIO PANI DARQUÍ
UBICACIÓN: AV. MADERO PONIENTE No. 313 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
PLANO: ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:350
PLANTA DE AZOTEA	FECHA: Enero/2011
AÑO: 1987	CLAVE Y NO. DE PLANO: A 6/6 - 01/11

FUENTE: GERENCIA HOTEL ALAMEDA.

FICHA DE ANTECEDENTES

ESTUDIO: *Estudio del grado de deterioro del hotel Alameda.*
FECHA: *Septiembre 2009*
LUGAR: *Morelia, Mich., Méx.*

A) DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA.

Localización: *Av. Madero Poniente No. 313 Col. Centro, Morelia, Mich.*

Orientación: *Fachada Sur.*
Fachada Oriente.
Fachada Sureste.

Tipo de construcción: *Hotel.*

Tipo de estructura: *Losas, vigas y columnas de concreto reforzado.*

B) DATOS ESPECÍFICOS DE LA ESTRUCTURA.

CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO: *No disponible*

DETALLES CONSTRUCTIVOS:

Planos arquitectónicos: *Originales de 1938: PB, planta tipo y terraza jardín.*

Planos arquitectónicos: *Datan de 1987: PB, 1°, 2°, 3°, 4° y 5° piso.*

Planos estructurales: *No disponibles*

C) HISTORIAL DE SU VIDA DE SERVICIO.

Fecha de puesta en servicio: *Febrero de 1940*

Mantenimiento dado: *Impermeabilización de la losa de azotea cada año con impermeabilizante líquido color terracota.*

Pintado de las columnas exteriores del hotel cada mes.

Vigilancia constante por parte del jefe de mantenimiento así como la reparación inmediata según se requiera.

Reparaciones previas:

Resanes en las columnas exteriores del hotel.

En la chapa de cantera rejunteo con polvo de cantera y cemento blanco y posteriormente sellado con silicón.

Cambio de cableado eléctrico, tubería de gas, instalaciones hidráulicas, wc, lavabos y en los ductos de bajadas de aguas residuales.

Transformaciones:

El quinto piso del Alameda que en el proyecto original figuraba como roof-garden se transformó años más tarde (probablemente en 1966),¹ en cuatro habitaciones.

En los cuartos del 2°, 3° y 4° nivel se simularon arco-plafón para ocultar las trabes aperaltadas de la estructura.

Anexos en el hotel debido a las adquisiciones de dos construcciones contiguas al inmueble que provocaron la apertura de vanos.

D) DATOS DEL MEDIO.

Tipo de atmósfera:	<i>Urbana</i>
Temperatura ambiente:	<i>18.09°C</i>
Humedad relativa:	<i>54</i>
Precipitación pluvial:	<i>783.48 mm</i>
Orientación del viento:	<i>En su mayoría S-SW</i>
Velocidad del viento:	<i>1.99 m/s</i>

Características del suelo:	<i>Ignimbrita (cantera) aproximadamente a 0.50m del NTN.</i>
----------------------------	--

Nivel de aguas freáticas:	<i>No disponible</i>
---------------------------	----------------------

Agentes agresivos en el agua:	<i>No disponible</i>
-------------------------------	----------------------

¹ Sandoval Walter, Jaime Fernando, Comunicación Personal, Morelia, Mich., 11 de junio de 2010.

FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL GENERAL DE LA ESTRUCTURA.

TIPO DE ESTRUCTURA: *Losas, vigas, y columnas de concreto reforzado.*
EDAD: *70 años.*
UBICACIÓN: *Av. Madero Pte. No. 313, Col. Centro, Morelia, Mich, Méx..*
AMBIENTE: *Urbano.*
ORIENTACIÓN: *Fachadas: Sur, Oriente, Sureste.*
FECHA DE INSPECCIÓN: *Septiembre de 2010.*

A) TIPIFICACIÓN DE DAÑOS Y LOCALIZACIÓN EN LA ESTRUCTURA.

No se registran daños muy severos a simple vista. Sin embargo, se evalúa la resistencia a la compresión de las pilastras exteriores del hotel.

B) REGISTRO FOTOGRÁFICO.

<i>Descripción.</i>	<i>Fotografía.</i>
Agrietamientos registrados en las pilastras exteriores del hotel y posteriormente resanados.	
Reparaciones que se efectuaron en el exterior del hotel en las juntas de la cantera. Se rejuntearon con polvo de cantera y cemento blanco para posteriormente sellar con silicón el recubrimiento de cantera.	
Quinto piso en el hotel solucionado mediante la continuación de las columnas y pilastras originales desplantadas desde la cimentación.	
Sectorización de la losa de azotea con traves que corren a lo largo de ella y que al mismo tiempo sobresalen de ésta.	

Reubicación de las instalaciones hidrosanitarias en los cuartos del hotel.



Los cuartos del 2°, 3° y 4° nivel han sufrido transformaciones simulando arco-plafón para lograr un concepto arquitectónico más actual y que al mismo tiempo sirva para ocultar las travesaños de la estructura.



Actualmente el hotel Alameda presenta anexos debido a las adquisiciones de dos construcciones contiguas al inmueble ubicadas sobre la calle de Guillermo.



Recientemente, en el hotel Alameda se retiraron algunos de las columnas que se observan en los planos de 1987, dejando solo dos de ellos y modificando, con esta acción, la fachada de la planta baja percibiéndose una mayor continuidad entre los espacios exterior e interior.



C) ENSAYOS.

ENSAYO	LUGAR	RESULTADO
Resistencia a la compresión por medio del esclerómetro	<i>Columnas exteriores planta baja</i>	$f'c = 338.97 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la compresión por medio del esclerómetro	<i>Columnas exteriores 1er nivel.</i>	$f'c = 252.26 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la compresión por medio del esclerómetro	<i>Columnas exteriores 2° nivel</i>	$f'c = 235.82 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la compresión por medio del esclerómetro	<i>Columnas exteriores 3e nivel</i>	$f'c = 251.12 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la compresión por medio del esclerómetro	<i>Columnas exteriores 5° nivel</i>	$f'c = 254.74 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la compresión por medio del esclerómetro	<i>Vigas del 5° piso del Hotel</i>	$f'c = 208 \text{ kg/cm}^2$
Resistencia a la compresión por medio del esclerómetro	<i>Losa de azotea del Hotel</i>	$f'c = 80.95 \text{ kg/cm}^2$

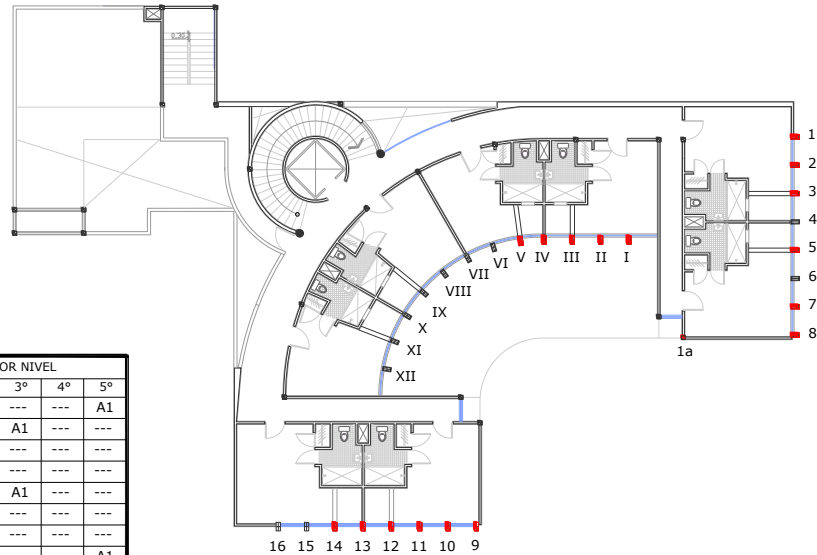
D) PREDIAGNÓSTICO.

En función de los resultados preliminares arrojados por las pruebas aplicadas a diversos elementos estructurales del hotel Alameda, se observa que la edificación se encuentra en buen estado de servicio, siendo unas de las principales causas la evolución que la resistencia del concreto ha mostrado a través de los años, alcanzando resistencias mayores a las esperadas; así como el mantenimiento que se le ha conferido al edificio permitiéndole permanecer a través del tiempo y sobrepasar su vida útil teórica.

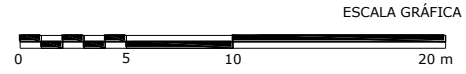
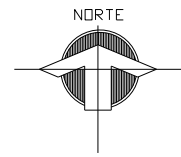
De igual forma, se aprecia que la fachada principal del hotel ha contribuido a que los vientos dominantes no dañen la estructura, además de que el edificio se encuentra ubicado en zona sísmica y no se distinguen daños que hagan dudar de la seguridad que ofrece el inmueble.

En este contexto, se advierte que la estructuración original del edificio ha propiciado, tanto la conservación del inmueble, como la aceptación de las transformaciones de las que ha sido objeto.

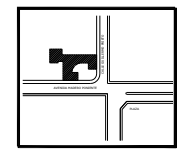
Sin embargo, durante la inspección visual se pudo observar que algunas de las columnas exteriores del hotel del 5° y 3er piso exhiben agrietamientos aún cuando éstas han sido resanadas. Además, los agrietamientos parecen seguir la trayectoria del acero de refuerzo haciendo posible suponer la manifestación del proceso de corrosión o bien problemas por adherencia. En función de estos datos se recomienda realizar más estudios que ayuden a determinar el nivel de daño y estimar las acciones pertinentes para salvaguardar la integridad de la edificación.



COLUMNA	DAÑOS POR NIVEL					
	PB	1°	2°	3°	4°	5°
1	---	A1	A1	---	---	A1
2	---	---	A1	A1	---	---
3	---	---	A1	---	---	---
5	---	A1	A1	---	---	---
7	---	---	---	A1	---	---
8	A1	---	A1	---	---	---
9	A1, C3, parcheo	A1, parcheo	---	---	---	---
10	A1, parcheo	A2	---	---	---	A1
11	A1	A2	A1	---	---	---
12	A1, parcheo	---	---	A1	---	---
13	A1, parcheo	---	---	A1	---	---
14	---	A1	---	---	---	---
I	---	A1, parcheo	A1, parcheo	---	---	A1, parcheo
II	---	A1	---	---	---	A1, parcheo
III	---	---	A1, parcheo	---	---	A1, B4
IV	---	A1, parcheo	A1, parcheo	---	---	A1, B4
V	---	---	---	---	---	A1, B4
1a	A1, C3	A1, C3	---	---	---	---



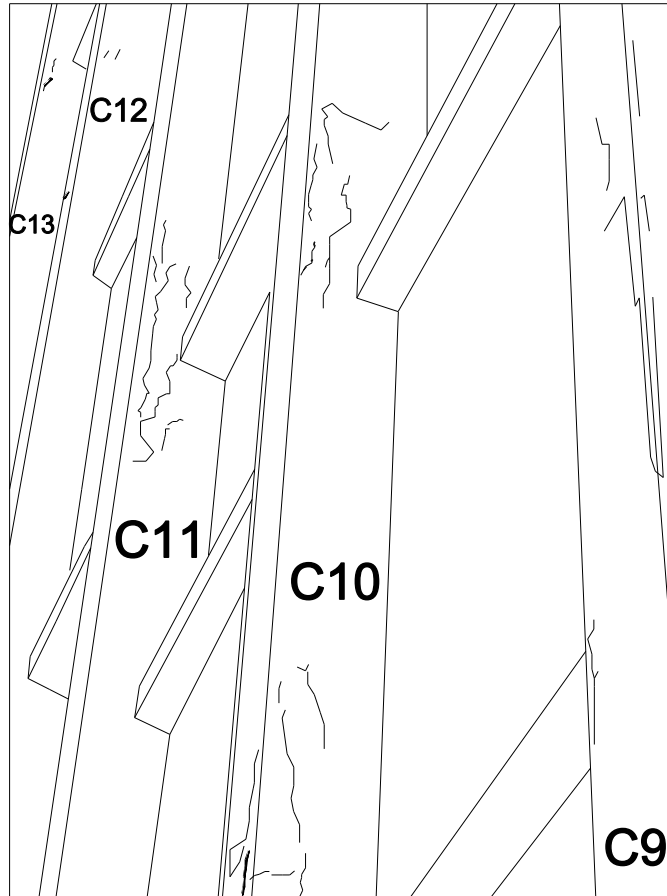
MICROLOCALIZACIÓN



SIMBOLOGÍA

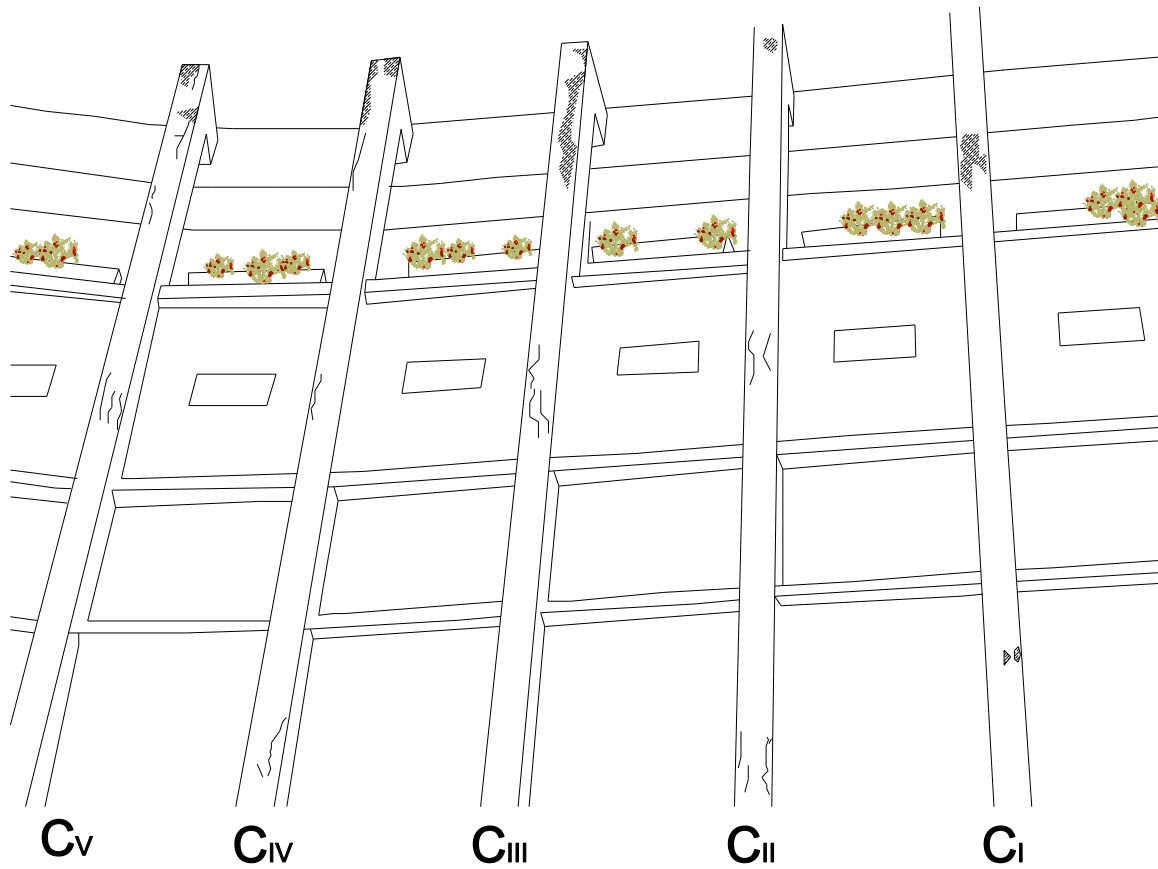
- A1 grietas o fisuras
- A2 red de grietas
- B4 manchas de humedad
- C3 delaminación
- columnas con daños

	EDIFICIO: HOTEL ALAMEDA
	PROYECTO: ARQ. MARIO PANI DARQUÍ
UBICACIÓN: AV. MADERO PONIENTE No. 313 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
LEVANTAMIENTO DE DAÑOS	ESCALA: 1:350
PLANTA TIPO	FECHA: Enero/2011
AÑO: 2011	CLAVE y NO. DE PLANO: S/N



Columnas con agrietamientos, red de grietas y parcheos de reparación en PB y 1er piso.

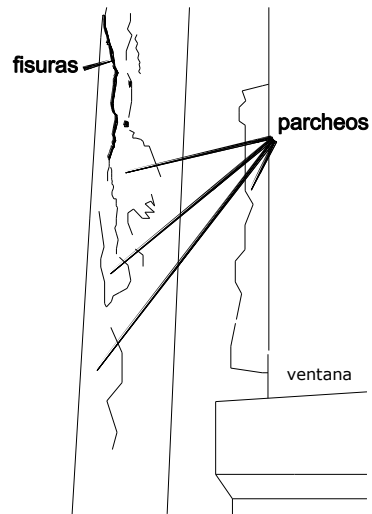
	EDIFICIO: HOTEL ALAMEDA
	PROYECTO: ARQ. MARIO PANI DARQUÍ
UBICACIÓN: AV. MADERO PONIENTE No. 313 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
LEVANTAMIENTO DE DAÑOS FACHADA SUR	ESCALA: S/E
	FECHA: Enero/2011
AÑO: 2011	CLAVE y NO. DE PLANO: S/N



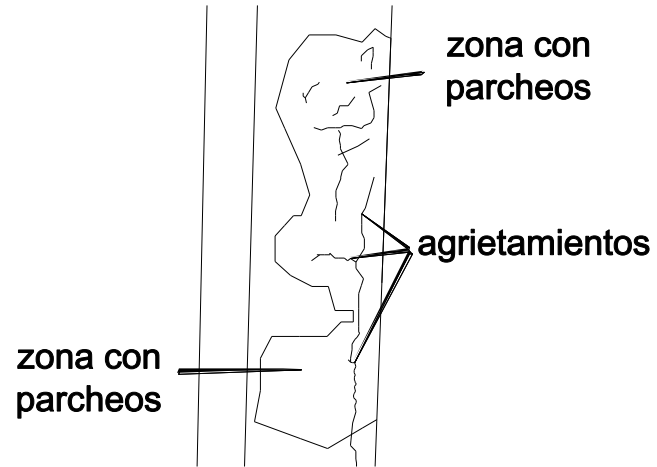
Columnas centrales con agrietamientos, parcheos y manchas de humedad en el 5° piso.

	EDIFICIO: HOTEL ALAMEDA
	PROYECTÓ: ARQ. MARIO PANI DARQUÍ
UBICACIÓN: AV. MADERO PONIENTE No. 313 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
LEVANTAMIENTO DE DAÑOS FACHADA SUR	ESCALA: S/E
	FECHA: Enero/2011
AÑO: 2011	CLAVE y NO. DE PLANO: S/N

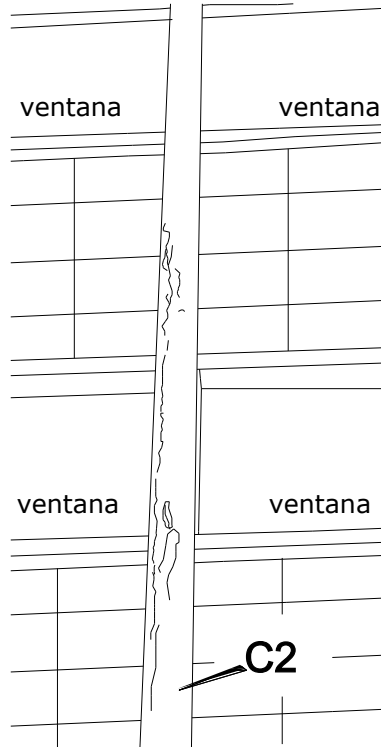
C8 planta baja



C3 2° piso

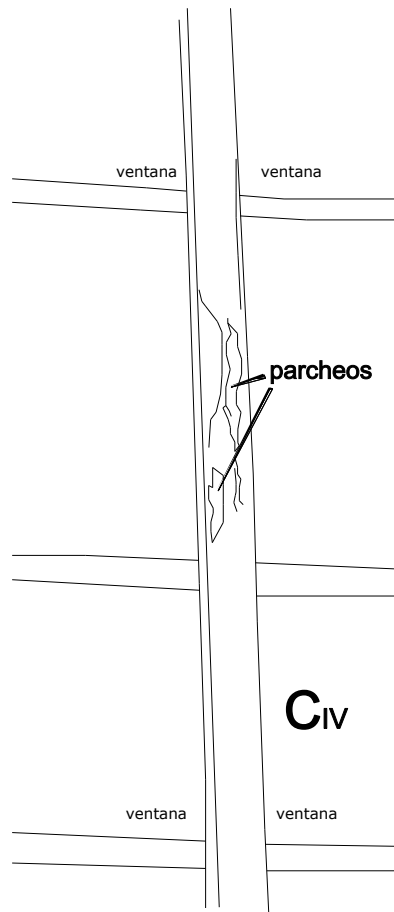


	EDIFICIO: HOTEL ALAMEDA
	PROYECTÓ: ARQ. MARIO PANI DARQUÍ
UBICACIÓN: AV. MADERO PONIENTE No. 313 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
LEVANTAMIENTO DE DAÑOS FACHADA ESTE	ESCALA: S/E
	FECHA: Enero/2011
AÑO: 2011	CLAVE Y NO. DE PLANO: S/N

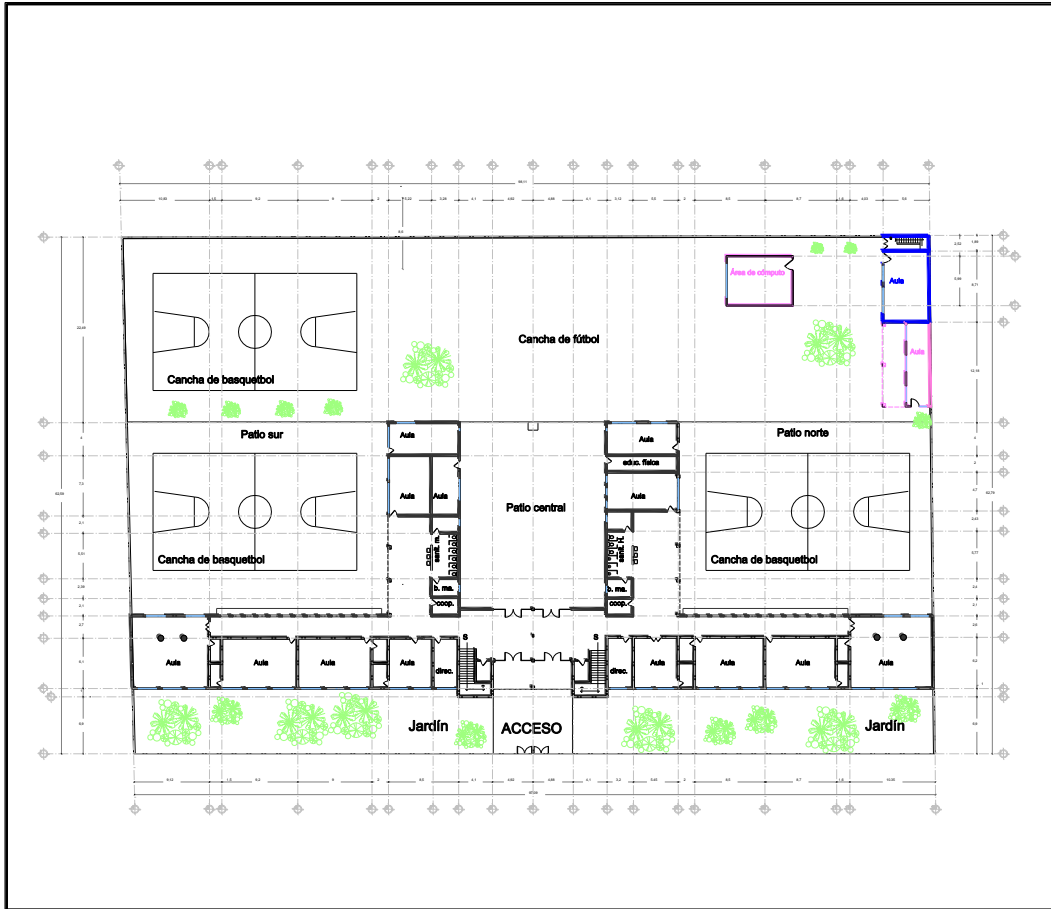


Columna C2 con agrietamientos y parcheos en el 1° y 2° pisos.

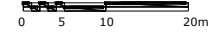
	EDIFICIO: HOTEL ALAMEDA
	PROYECTO: ARQ. MARIO PANI DARQUÍ
UBICACIÓN: AV. MADERO PONIENTE No. 313 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
LEVANTAMIENTO DE DAÑOS	ESCALA: S/E
FACHADA ESTE	FECHA: Enero/2011
AÑO: 2011	CLAVE y NO. DE PLANO: S/N



	EDIFICIO: HOTEL ALAMEDA
	PROYECTO: ARQ. MARIO PANI DARQUÍ
UBICACIÓN: AV. MADERO PONIENTE No. 313 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
LEVANTAMIENTO DE DAÑOS FACHADA SUR	ESCALA: S/E
	FECHA: Enero/2011
AÑO: 2011	CLAVE y NO. DE PLANO: S/N



ESCALA GRÁFICA



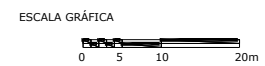
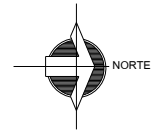
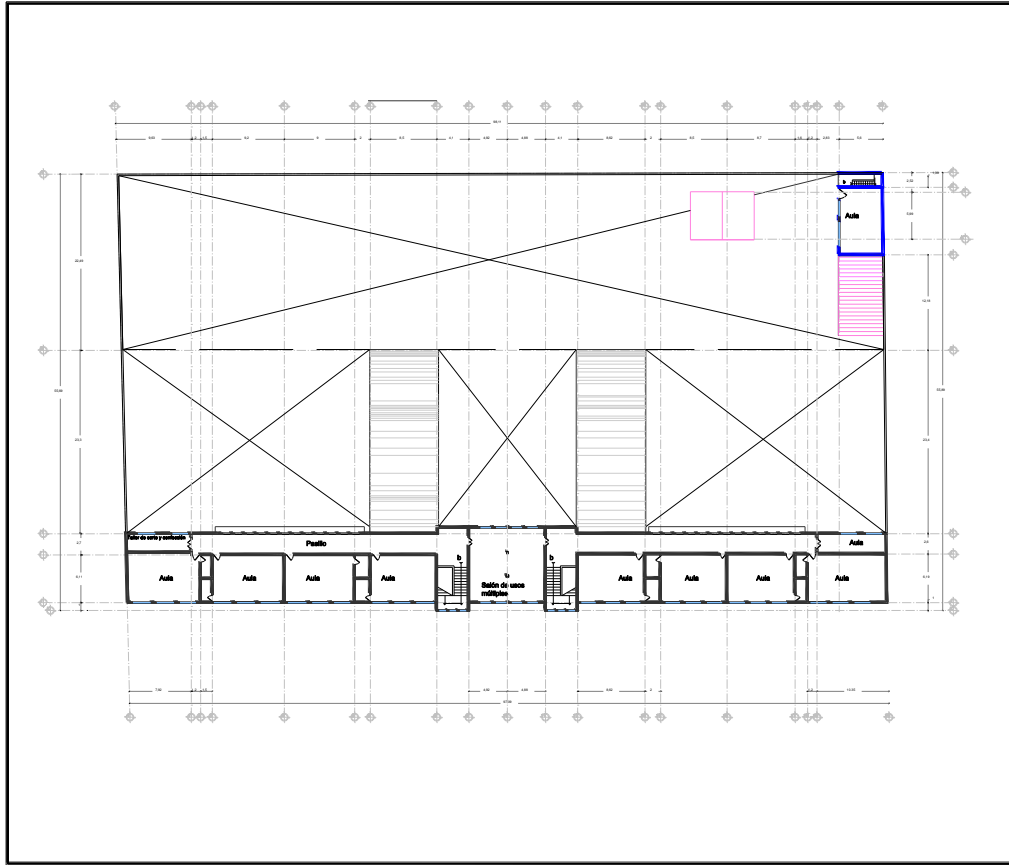
CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

SIMBOLOGÍA

- PROYECTO ORIGINAL
- PRIMERA ADICIÓN
- SEGUNDA ADICIÓN

EDIFICIO: CENTRO ESCOLAR INDEPENDENCIA	
PROYECTO: CAPFCE	DISEÑO: ARQ. ENRIQUE GUERRERO LARRAÑAGA
UBICACIÓN: AV. BENITO JUÁREZ No. 440 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
PLANO: ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:750
PLANTA BAJA	FECHA: Enero/2011
AÑO: 2010	CLAVE Y NO. DE PLANO: A 1/2 - 01/11

BASADO EN PLANOS PROPORCIONADOS POR LA DIRECCIÓN DEL CENTRO ESCOLAR INDEPENDENCIA, 2009.



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

SIMBOLOGÍA

- PROYECTO ORIGINAL
- PRIMERA ADICIÓN
- SEGUNDA ADICIÓN

EDIFICIO: CENTRO ESCOLAR INDEPENDENCIA	
PROYECTO: CAPFCE	DISEÑO: ARQ. ENRIQUE GUERRERO LARRAÑAGA
UBICACIÓN: AV. BENITO JUÁREZ No. 440 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
PLANO: ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:750
PLANTA ALTA	FECHA: Enero/2011
AÑO: 2010	CLAVE Y NO. DE PLANO: A 2/2 - 01/11

BASADO EN PLANOS PROPORCIONADOS POR LA DIRECCIÓN DEL CENTRO ESCOLAR INDEPENDENCIA, 2009.

FICHA DE ANTECEDENTES

ESTUDIO: *Estudio del grado de deterioro del Centro Escolar Independencia.*
FECHA: *Mayo de 2010*
LUGAR: *Morelia, Mich., Méx.*

A) DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA.

Localización: *Av. Benito Juárez No. 440, Col. Centro, Morelia, Mich., Méx.*

Orientación: *Fachada Oriente.*

Tipo de construcción: *Centro Escolar.*

Tipo de estructura: *Losas y vigas apoyadas en columnas de concreto reforzado y de mampostería (cantera); muros de carga.*

B) DATOS ESPECÍFICOS DE LA ESTRUCTURA.

CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO: *No disponible*

DETALLES CONSTRUCTIVOS:

Planos arquitectónicos: Datan de 1999: PB, PA.

C) HISTORIAL DE SU VIDA DE SERVICIO.

Fecha de puesta en servicio: *1949*

Mantenimiento dado: *Impermeabilización de losa de azotea cada 2 o 3 años.*

Cambio de instalaciones eléctricas.

Limpieza de losa de azotea una vez por mes.

Vigilancia constante y reparación de los deterioros que se van presentando.

Reparaciones previas: *Resane en muro de aula ubicada en el ala sur de la planta baja.*

Reposición de mosaicos en algunos de los muros.

D) DATOS DEL MEDIO.

Tipo de atmósfera: *Urbana*

Temperatura ambiente: *18.09°C*

Humedad relativa: *54*

Precipitación pluvial: *783.48 mm*

Orientación del viento: *En su mayoría S-SW*

Velocidad del viento: *1.99 m/s*

Características del suelo: *Arcilla expansiva en los primeros 5 m de profundidad.*

FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL GENERAL DE LA ESTRUCTURA.

TIPO DE ESTRUCTURA: *Losas y vigas apoyadas en columnas de concreto reforzado, de mampostería y muros de carga de tabique rojo recocido.*
EDAD: *61 años.*
UBICACIÓN: *Calzada Benito Juárez No. 440, Col Centro, Morelia, Mich., Méx.*
AMBIENTE: *Urbano.*
ORIENTACIÓN: *Fachada: Oriente.*
FECHA DE INSPECCIÓN: *Mayo de 2010.*

A) TIPIFICACIÓN DE DAÑOS Y LOCALIZACIÓN EN LA ESTRUCTURA.

No se registran daños a simple vista en elementos de concreto armado. Sin embargo, se evalúa la resistencia a la compresión de la losa del edificio.

B) REGISTRO FOTOGRÁFICO.

DESCRIPCIÓN	FOTOGRAFÍA
Fachada del centro escolar Independencia, 2009.	
Pasillo principal de la planta baja del centro escolar donde se observan los pilares y vigas de la estructura.	
Murales obra del pintor Antonio Trejo Osorio, (1953).	

Humedad al interior del edificio que ha comenzado a dañar la pintura de las paredes. La humedad se ha resentido principalmente en los salones ubicados al norte, en la planta alta.



Muro descubierto de tabique rojo recocido, actualmente reparado por los padres de familia.



Resane de grieta en muro del salón sur, planta baja.



Zoclos faltantes en algunos de los salones del centro escolar.



Recientemente se han cambiado las instalaciones eléctricas de la edificación.



Bajadas de agua pluviales con tubos de PVC ubicadas al exterior de los muros.



Losa de azotea con impermeabilización tradicional a base de relleno para dar pendiente, entortado y enladrillado en forma de petatillo además de impermeabilizante acrílico, base agua, color terracota.



C) ENSAYOS.

ENSAYO	LUGAR	RESULTADO	<i>Resistencia a la compresión aplicando un factor de corrección = 0.80</i>
<i>Resistencia a la compresión por medio del esclerómetro</i>	<i>Losa de entrepiso</i>	$f'c = 207.15 \text{ kg/cm}^2$	165.72 kg/cm^2
<i>Resistencia a la compresión por medio del esclerómetro</i>	<i>Losa planta alta</i>	$f'c = 184.61 \text{ kg/cm}^2$	147.69 kg/cm^2
<i>Resistencia a la compresión por medio del esclerómetro</i>	<i>Viga P.A.</i>	$f'c = 173.95 \text{ kg/cm}^2$	139.16 kg/cm^2
<i>Resistencia a la compresión por medio del esclerómetro</i>	<i>Pilar P.B.</i>	$f'c = 211.05 \text{ kg/cm}^2$	168.84 kg/cm^2

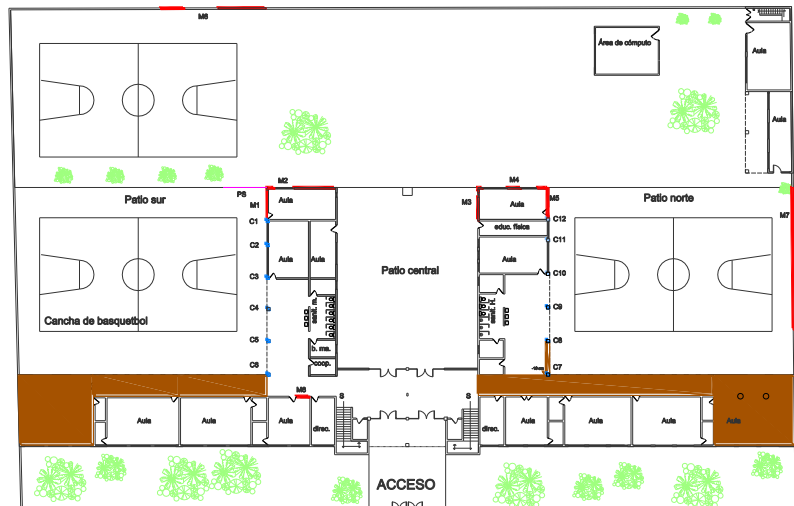
D) PREDIAGNÓSTICO.

En esta etapa preliminar se determinó que no existen signos visibles de daño severo en el edificio. Sin embargo, existen varios aspectos a considerar en cuanto al mantenimiento del edificio como es el caso de algunos muros faltos de zoclo, el desaseo en la azotea del edificio que recibe constantemente las hojas

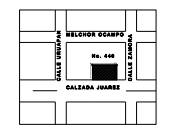
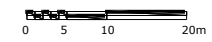
desprendidas de los árboles además de las filtraciones de agua que han dañado la pintura en los muros, trabes y losas.

Otro aspecto importante es el hecho de que la escuela presenta importantes hundimientos diferenciales de suelo que han provocado daños en los muros, en el firme de concreto y en las losas.

Todos estos aspectos sugieren la necesidad de realizar nuevos estudios (monitoreos de control, entre ellos), que revelen en forma certera el estado de servicio de la edificación.



ESCALA GRÁFICA

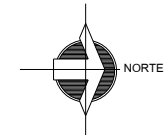
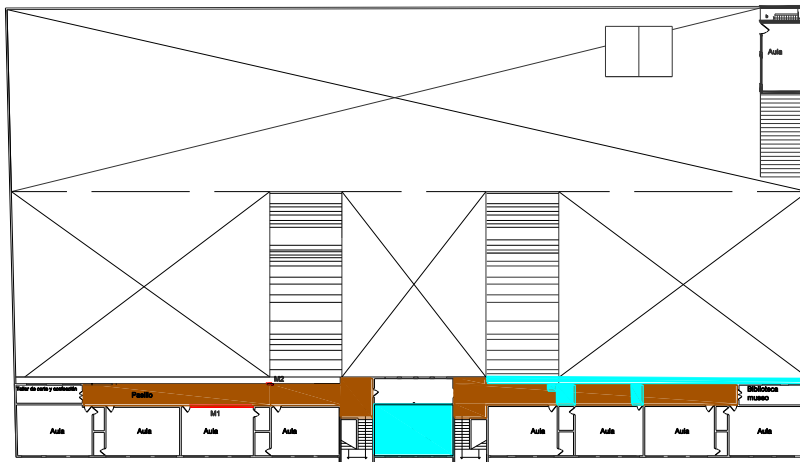


CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

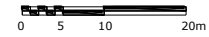
SIMBOLOGÍA DE ELEMENTOS CON DAÑOS

- COLUMNAS
- PATIO SUR
- MUROS
- HUNDIMIENTOS DIFERENCIALES EN EL FIRME

EDIFICIO: CENTRO ESCOLAR INDEPENDENCIA	
PROYECTO: CAPFCE	DISÑO: ARQ. ENRIQUE GUERRERO LARRAÑAGA
UBICACIÓN: AV. BENITO JUÁREZ No. 440 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
LEVANTAMIENTO DE DAÑOS	ESCALA: 1:750
PLANTA BAJA	FECHA: Enero/2011
AÑO: 2011	CLAVE Y NO. DE PLANO: A 1/2 - 01/11



ESCALA GRÁFICA



CROQUIS DE LOCALIZACIÓN

SIMBOLOGÍA DE ELEMENTOS CON DAÑOS

- MUROS DE TABIQUE ROJO RECÓCIDO
- DESNIVELES EN LA LOSA DE ENTREPISO
- HUMEDADES

EDIFICIO: CENTRO ESCOLAR INDEPENDENCIA

PROYECTO: CAPFCE

DISEÑO: ARQ. ENRIQUE GUERRERO LARRAÑAGA

UBICACIÓN: AV. BENITO JUÁREZ No. 440 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.


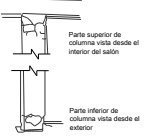



LEVANTAMIENTO DE DAÑOS
PLANTA ALTA

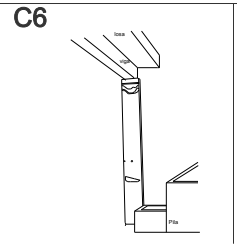
ESCALA: 1:750

FECHA: Enero/2011

AÑO: 2011

CLAVE y NO. DE PLANO: A 2/2 - 01/11




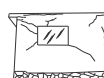
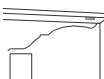

<p>C1</p> 	<p>Columna con agrietamientos, alveolos, además de parcheos de reparación con mortero, humedad y pátina negra en la base.</p>
<p>C2</p> 	<p>Columna con agrietamientos por flexión, adherencia y cortante, cangrejeras y parcheos de reparación con mortero en la base.</p>
<p>C3</p> 	<p>Columna con agrietamientos, alveolos, disgregación, parcheos de reparación con mortero y pátina negra en la base.</p>
<p>C4</p> 	<p>Columna con agrietamientos, formación de alveolos, disgregación con formación de cavernas y parcheos de reparación.</p>
<p>C5</p> 	<p>Columna con alveolos, disgregación y eflorescencias en la parte inferior.</p>

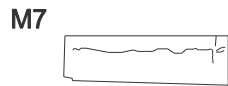


Columna con agrietamientos, disgregación con formación de cavernas en la parte superior, formación de alveolos, humedad y parcheos de reparación.

COLUMNAS DE CANTERA

EDIFICIO: CENTRO ESCOLAR INDEPENDENCIA	
PROYECTO: CAPFCE	DISEÑO: ARIQ ENRIQUE GUERRERO LARRAÑAGA
UBICACIÓN: AV. BENITO JUAREZ No. 440 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
LEVANTAMIENTO DE DAÑOS PLANTA BAJA	ESCALA: s/e
AÑO: 2011	FECHA: Enero/2011
	LICHA Y NO. DE PLANO: s/n

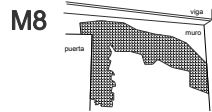
M1		Muro con vano de ventana con parcheo además de agrietamientos por cortante y tensión diagonal.
M2		Muro con agrietamientos por cortante.
M3		Muro con aberturas que muestra agrietamientos por tensión diagonal.
M4		Muro con vanos que exhibe agrietamientos por tensión diagonal y por cortante.
M5		Agrietamientos por tensión diagonal en muro con abertura.
M6		Barda perimetral oeste con agrietamientos por contracciones, tensión diagonal por las juntas y formación de cavernas por disgregación del material.



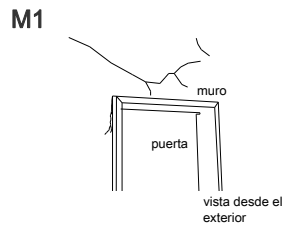
Barda perimetral norte con agrietamientos por cortante (junta débil).

MUROS DE TABIQUE ROJO RECOCIDO

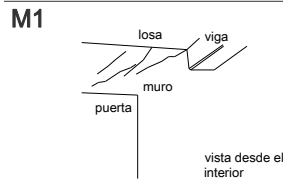
EDIFICIO: CENTRO ESCOLAR INDEPENDENCIA	
PROYECTO: CAPFCE	DISEÑO: ARQ. ENRIQUE GUERRERO LARRAÑAGA
UBICACIÓN: AV. BENITO JUÁREZ No. 440 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
LEVANTAMIENTO DE DAÑOS PLANTA BAJA	ESCALA: s/e
AÑO: 2011	FECHA: Enero/2011
	CLAS. Y NO. DE PLANTAS: 5/n



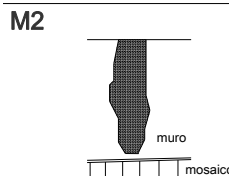
Resanado en muro con abertura agrietamiento por tensión diagonal.



Agrietamiento por tensión diagonal en muro con abertura.

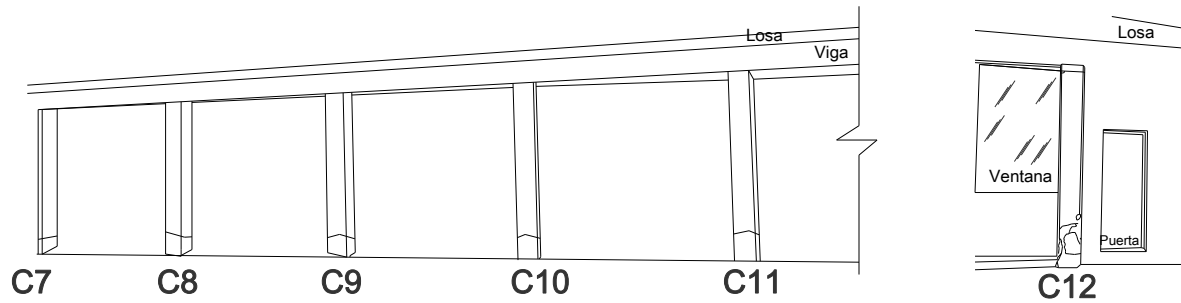


Agrietamiento por tensión diagonal en muro con abertura.



Agrietamiento en muro que apareció entre 1996 y 1997 y se resanó y pintó en 2008.

EDIFICIO: CENTRO ESCOLAR INDEPENDENCIA	
PROYECTO: CAPFCE	DISEÑO: ARQ. ENRIQUE GUERRERO LARRAÑAGA
UBICACIÓN: AV. BENITO JUÁREZ No. 440 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
LEVANTAMIENTO DE DAÑOS PLANTA ALTA	ESCALA: s/e
AÑO: 2011	FECHA: Enero/2011
	CLAS. Y NO. DE PLANTAS: 5/n



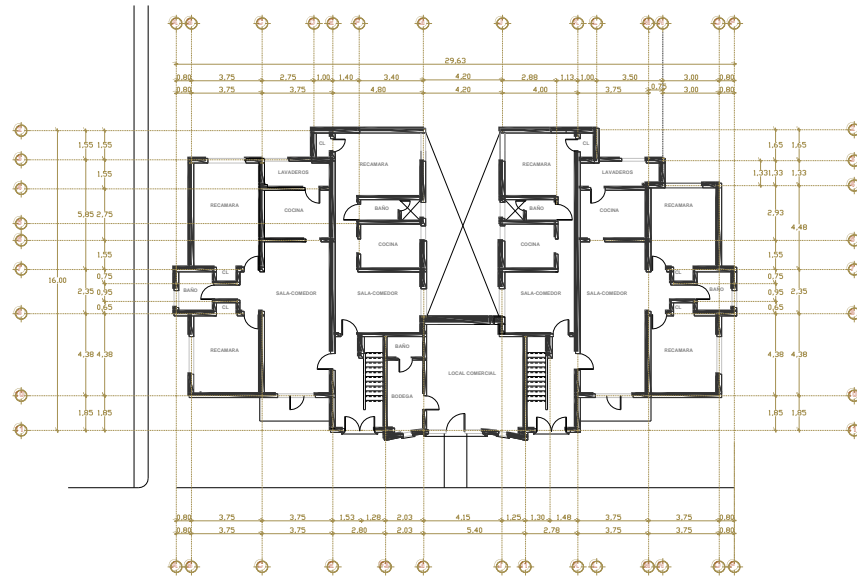
Columnas con agrietamientos, alveolos, eflorescencias, además de parcheos de reparación con mortero, humedad y pátinas negras en la base.

PS



Patio sur con firme de concreto asentado sobre cimientos de mampostería, con agrietamientos que van en dirección noreste.


EDIFICIO: CENTRO ESCOLAR INDEPENDENCIA	
PROYECTO: CAPFCE	DISEÑO: ARQ. ENRIQUE GUERRERO LARRAÑAGA
LUBICACIÓN: AV. BENITO JUÁREZ No. 440 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
LEVANTAMIENTO DE DAÑOS PLANTA BAJA	ESCALA: s/e FECHA: Enero/2011
AÑO: 2011	CLAVE Y NO. DE PLANO: s/n



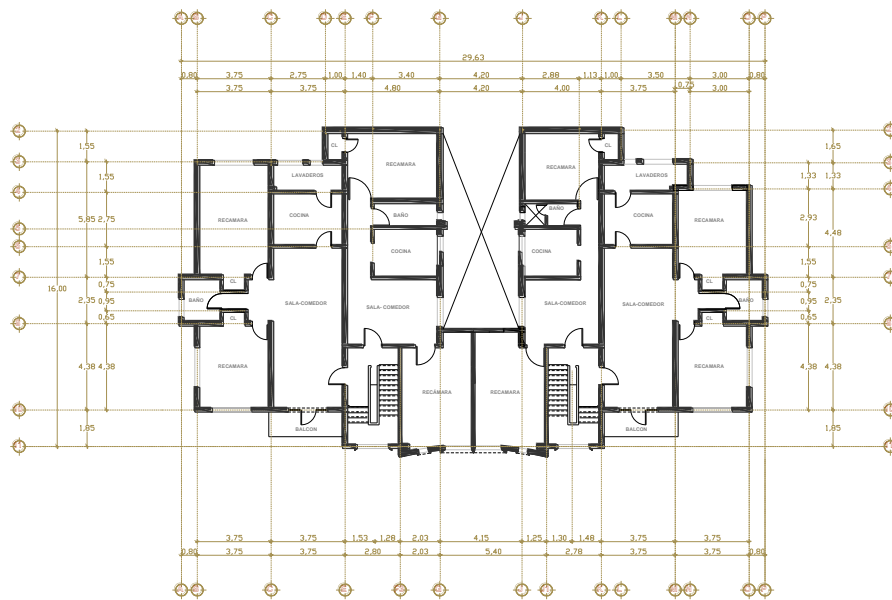
ESCALA GRÁFICA



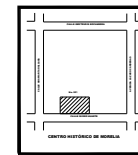
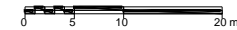
MICROLOCALIZACIÓN

	EDIFICIO: DE DEPTOS. "SANDOVAL"
	PROYECTÓ: ING. JAIME A. SANDOVAL
UBICACIÓN: CALLE ISIDRO HUARTE No. 521 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
PLANO: ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:300
PLANTA BAJA	FECHA: Enero/2011
AÑO: 1950	CLAVE Y NO. DE PLANO: A 1/4 - 01/11


BASADO EN LA RECONSTRUCCIÓN DE PLANTA ORIGINAL DEL EDIFICIO SANDOVAL.
FUENTE: ETTINGER, CATHERINE R., 2010, MODERNIDADES ARQUITECTÓNICAS MORELIA 1925-1960,
GOBIERNO DEL ESTADO DE MICHOACÁN (SECRET. SALVA H. AYUNTAMIENTO DE MORELIA
H. CONGRESO DEL EDO. DE MICHOACÁN DE OCAÑO Y DOCCOMMO.



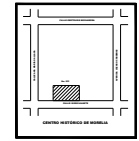
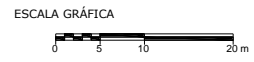
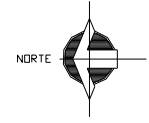
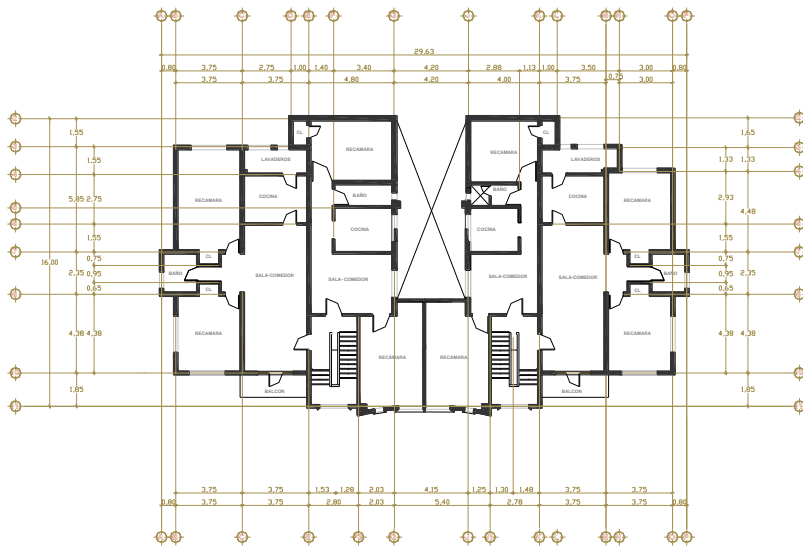
ESCALA GRÁFICA



MICROLOCALIZACIÓN

	EDIFICIO: DE DEPTOS. "SANDOVAL"
	PROYECTÓ: ING. JAIME A. SANDOVAL
UBICACIÓN: CALLE ISIDRO HUARTE No. 521 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
PLANO: ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:300
PLANTA TIPO NIVEL 1	FECHA: Enero/2011
AÑO: 1950	CLAVE y NO. DE PLANO: A 2/4 - 01/11

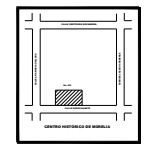
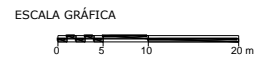
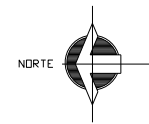
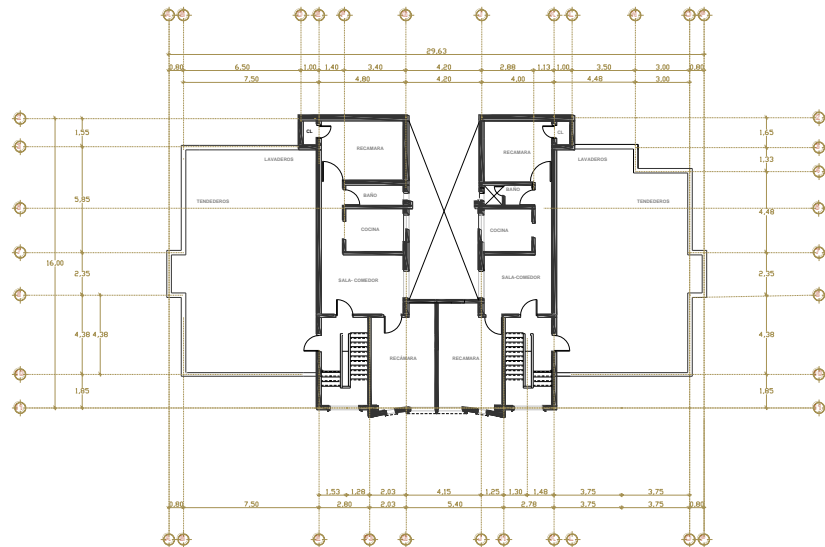
Basado en la reconstrucción de planta original del edificio Sandoval.
Fuente: ETTINGER, CATHERINE R., 2010, MODERNIDADES ARQUITECTÓNICAS MORELIA 1925-1960, GOBIERNO DEL ESTADO DE MICHOACÁN (SECUM, COECYT, SUMA) H. AYUNTAMIENTO DE MORELIA H. CONGRESO DEL EDO. DE MICHOACÁN DE OCAMPO Y DOCOMOMO.




MICROLOCALIZACIÓN

	EDIFICIO: DE DEPTOS. "SANDOVAL"
	PROYECTÓ: ING. JAIME A. SANDOVAL
UBICACIÓN: CALLE ISIDRO HUARTE No. 521 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
PLANO: ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:300
PLANTA TIPO NIVEL 2	FECHA: Enero/2011
AÑO: 1950	CLAVE y NO. DE PLANO: A 3/4 - 01/11

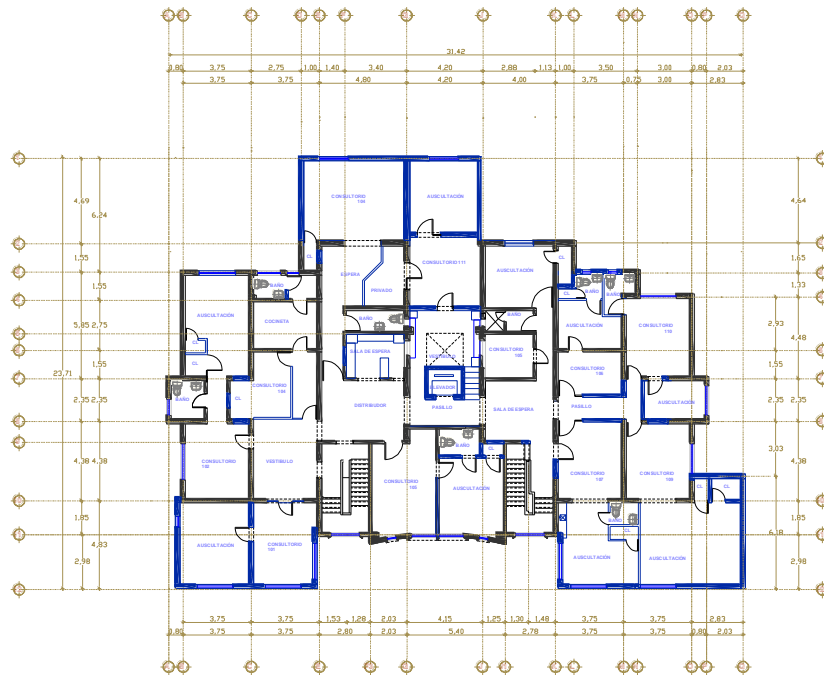
BASADO EN LA RECONSTRUCCIÓN DE PLANTA ORIGINAL DEL EDIFICIO SANDOVAL
FUENTE: ESTIBERRIS, CATHERINE R., 2010. MODERNIDADES ARQUITECTÓNICAS MORELIA 1925-1960.
GOBIERNO DEL ESTADO DE MICHOACÁN (SECUPE, COECYT, SUPMA) H. AYUNTAMIENTO DE MORELIA
H. CONGRESO DEL ENDO. DE MICHOACÁN DE OCAVIO Y COCONONGO.



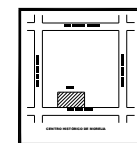
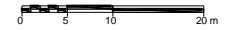
MICROLOCALIZACIÓN

	EDIFICIO:	DE DEPTOS. "SANDOVAL"
	PROYECTÓ:	ING. JAIME A. SANDOVAL
UBICACIÓN: CALLE ISIDRO HUARTE No. 521 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.		
PLANO:	ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:300
	PLANTA TIPO NIVEL 3	FECHA: Enero/2011
AÑO:	1950	CLAVE Y NO. DE PLANO: A-4/A - 01/11

BASADO EN LA RECONSTRUCCIÓN DE PLANTA ORIGINAL DEL EDIFICIO SANDOVAL.
FUENTE: ETINGER, CATHERINE R., 2010, MODERNIDADES ARQUITECTÓNICAS MORELIA 1925-1960, GOBIERNO DEL ESTADO DE MICHOACÁN (SECUM, COECYT, SUMA) Y AYUNTAMIENTO DE MORELIA H. CONGRESO DEL EDIL DE MICHOACÁN DE ICANREY Y OSCORNO.



ESCALA GRÁFICA



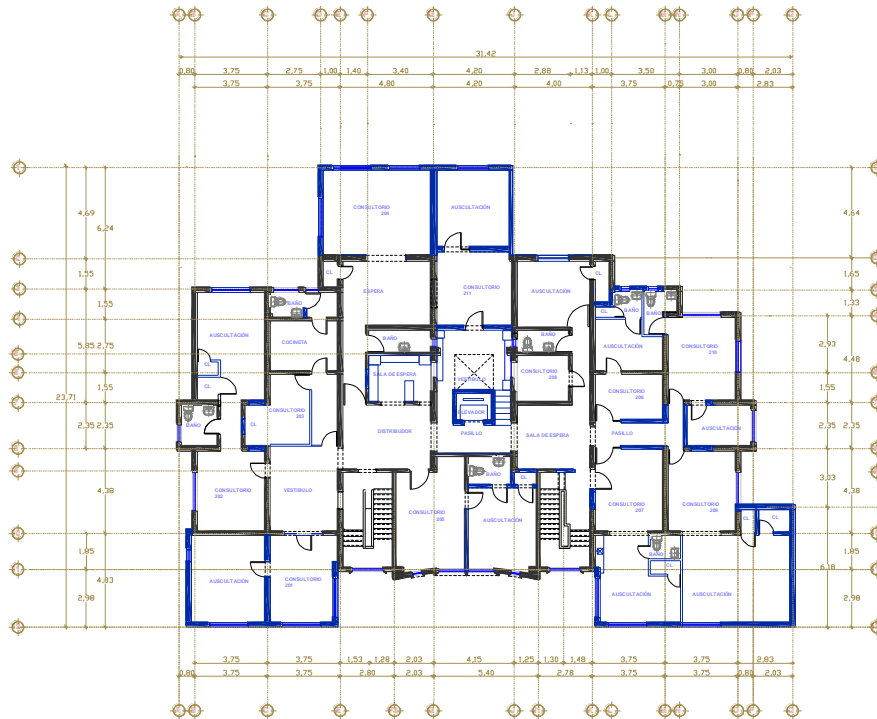
MICROLOCALIZACIÓN

SIMBOLOGÍA

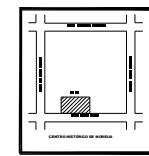
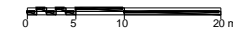
- PRIMERA ETAPA (1950)
- SEGUNDA ETAPA (1980)

	EDIFICIO: DE DEPTOS. "SANDOVAL"
	PROYECTO: ING. JAIME A. SANDOVAL
UBICACIÓN: CALLE ISIDRO HUARTE No. 521 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
PLANO: ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:300
PLANTA TIPO NIVEL 1	FECHA: Enero/2011
AÑO: 2005	CLAVE Y NO. DE PLANO: A 2/4 - 01/11

FUENTE: INGENIERO FERNANDO SANDOVAL, 2009.




ESCALA GRÁFICA



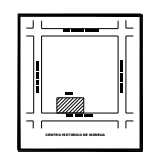
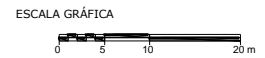
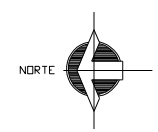
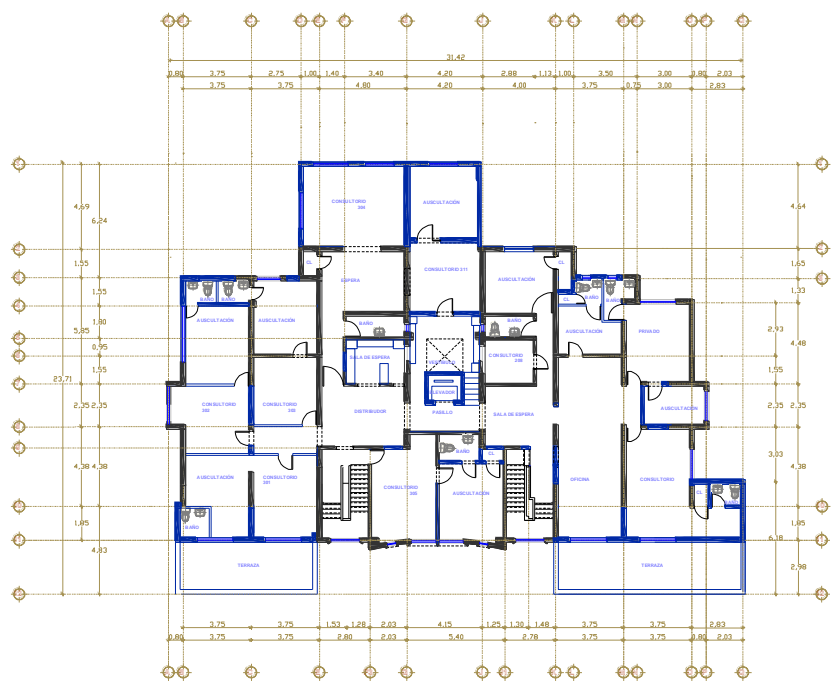
MICROLOCALIZACIÓN

SIMBOLOGÍA

- PRIMERA ETAPA (1950)
- SEGUNDA ETAPA (1980)

	EDIFICIO: DE DEPTOS. "SANDOVAL"
	PROYECTÓ: ING. JAIME A. SANDOVAL
UBICACIÓN: CALLE ISIDRO HUARTE No. 521 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
PLANO: ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:300
PLANTA TIPO NIVEL 2	FECHA: Enero/2011
AÑO: 2005	CLAVE y NO. DE PLANO: A 3/4 - 01/11

FUENTE: INGENIERO FERNANDO SANDOVAL, 2009.



MICROLOCALIZACIÓN

SIMBOLOGÍA

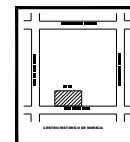
- PRIMERA ETAPA (1950)
- SEGUNDA ETAPA (1980)

	EDIFICIO: DE DEPTOS. "SANDOVAL"
	PROYECTO: ING. JAIME A. SANDOVAL
UBICACIÓN: CALLE ISIDRO HUARTE No. 521 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
PLANO: ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:300
PLANTA TIPO NIVEL 3	FECHA: Enero/2011
AÑO: 2005	CLAVE Y NO. DE PLANO: A 4/4 - 01/11

FUENTE: INGENIERO FERNANDO SANDOVAL, 2009.




ESCALA GRÁFICA



MICROLOCALIZACIÓN

SIMBOLOGÍA

- PRIMERA ETAPA (1950)
- SEGUNDA ETAPA (1980)
- TERCERA ETAPA (2009)

	EDIFICIO: DE DEPTOS. "SANDOVAL"
	PROYECTO: ING. JAIME A. SANDOVAL
UBICACIÓN: CALLE ISIDRO HUARTE No. 521 COL. CENTRO, MORELIA, MICH., MÉX.	
PLANO: ARQUITECTÓNICO	ESCALA: 1:300
PLANTA BAJA	FECHA: Enero/2011
AÑO: 2009	CLAVE y NO. DE PLANO: A S/N - 01/11

FUENTE: INGENIERO FERNANDO SANDOVAL, 2009.

FICHA DE ANTECEDENTES

ESTUDIO: *Estudio del grado de deterioro del Edificio de Departamentos "SANDOVAL".*
FECHA: *Abril de 2009*
LUGAR: *Morelia, Mich., Méx.*

A) DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA.

Localización: *Isidro Huarte No.521 Col. Centro, Morelia, Mich., Méx.*

Orientación: *Fachada Poniente.*

Tipo de construcción: *Departamentos para vivienda.*

Tipo de estructura: *Losas y vigas de concreto reforzado, muros de carga de tabique rojo recocido de 22 cm de espesor en el exterior y 15 cm de espesor en el interior.*

B) DATOS ESPECÍFICOS DE LA ESTRUCTURA.

CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO:

Dosificación:	Cemento:	<i>1 saco de 50 kg</i>
	Arena:	<i>3</i>
	Grava:	<i>3</i>
	Agua:	<i>30 litros</i>

Resistencia a la compresión a los 28 días (f'c):	<i>140 kg/cm²</i>
Relación A/C:	<i>0.60</i>
Propiedades de los materiales:	<i>Elaborado en obra</i>
Método de compactación:	<i>Manual</i>
Método de curado:	<i>Manguera</i>

DETALLES CONSTRUCTIVOS:

Cimentación:	<i>mampostería</i>
Trabes:	<i>15 x 37.5 cm</i>
Losas:	<i>10 cm de espesor</i>

Planos arquitectónicos: *Reconstrucción de originales: PB, 1º, 2º y 3er nivel.
Datan de 2005: PB, 1º, 2º y 3er nivel.
Proyecto actual de 2009: PB.*

C) HISTORIAL DE SU VIDA DE SERVICIO.

Fecha de puesta en servicio: *1950*

Mantenimiento dado: *Impermeabilización a base de raspado de la superficie y lechadear cada tres años además de una vigilancia constante y de la realización de las reparaciones necesarias conforme surgen problemas tales como fugas de agua.*

Samblasteado de fachada de cantera en 1983.

Reparaciones previas: *No disponible.*

D) DATOS DEL MEDIO.

Tipo de atmósfera:	<i>Urbana</i>
Temperatura ambiente:	<i>18.09°C</i>
Humedad relativa media:	<i>54</i>
Precipitación pluvial:	<i>783.48 mm</i>
Orientación del viento:	<i>En su mayoría S-SW</i>
Velocidad del viento:	<i>1.99 m/s</i>
Características del suelo:	<i>Limo arcilloso</i>
Nivel de aguas freáticas:	<i>No disponible</i>
Agentes agresivos en el agua:	<i>No disponible</i>

FICHA DE INSPECCIÓN VISUAL GENERAL DE LA ESTRUCTURA.

TIPO DE ESTRUCTURA: *Losas, y trabes de concreto reforzado apoyadas en muros de carga de tabique rojo recocido de 22 cm de espesor.*

EDAD: *60 años.*

UBICACIÓN: *Isidro Huarte No. 521, Col. Centro, Morelia, Mich., Méx.*

AMBIENTE: *Urbano.*

ORIENTACIÓN: *Fachada: Poniente.*

FECHA DE INSPECCIÓN: *Julio de 2010.*

A) TIPIFICACIÓN DE DAÑOS Y LOCALIZACIÓN EN LA ESTRUCTURA.

No se registran daños a simple vista. Sin embargo, se evalúa la resistencia a la compresión de la losa y vigas del edificio, la composición química de las varillas y esfuerzo de fluencia del acero.

B) REGISTRO FOTOGRÁFICO.

DESCRIPCIÓN	FOTOGRAFÍA
Edificio de Sandoval, 2009.	
Losa de entrepiso de concreto armado de 10 cm de espesor, reforzada con parrilla de acero en su parte inferior. En la imagen se observa el reforzamiento de la losa de entrepiso con vigas de acero de perfiles I.	
Emparrillado de la losa de entrepiso de 18 x 18 cm, aproximadamente.	
Vanos de ventanas que se están cerrando con tabicón y/o tabla roca en los muros exteriores del Edificio.	

Adaptaciones al exterior del edificio. En los muros se están abriendo vanos.



Transformaciones al interior del edificio Sandoval donde se observa el armado de una trabe de cerramiento de un muro de tabique rojo recocido.



Actualmente se están abriendo vanos en los muros, quitando traves originales y reforzando la estructura con perfiles de acero.









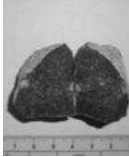
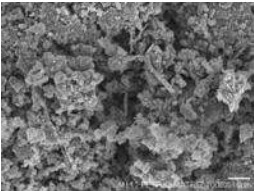



Fachada del Edificio Sandoval, (2010).

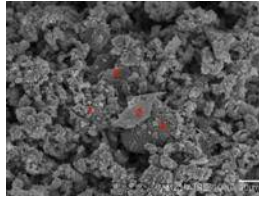


C) ENSAYOS.

ENSAYO	LUGAR	RESULTADO	IMÁGEN
Resistencia a la compresión por medio del esclerómetro	Losa de entepiso Planta baja	$f'c = 153.03 \text{ kg/cm}^2$	
Resistencia a la compresión por medio del esclerómetro	Viga T de 15 x 37.5 cm Planta baja	$f'c = 150.04 \text{ kg/cm}^2$	

Análisis químico en varilla 1950 $\Phi = 7.95 \text{ mm}$	Losa de entrepiso	$C=0.48498\%$ $S=0.01261\%$	
Análisis químico en varilla 70's $\Phi = 9.86 \text{ mm}$	Losa de entrepiso	$C = 0.60941\%$ $S = 0.02916\%$	
Microdureza Vickers Varilla 1950	Parrilla de losa de entrepiso	284.8	
Microdureza Vickers Varilla 1980	-----	353.3	
Metalografía Varilla 1950	Parrilla de losa de entrepiso		
Metalografía Varilla 1980	-----		
Resistencia a la compresión del concreto Point load	Losa de entrepiso de	$f'c = 94.09 \text{ kg/cm}^2$	
		$f'c = 158.15 \text{ kg/cm}^2$	
Resistencia a la compresión del agregado grueso Point load	Losa de entrepiso	230.33 kg/cm^2	
		1051.28 kg/cm^2	
Análisis por MEB	Muestra de concreto M1		

*Muestra de
concreto M2*



D) PREDIAGNÓSTICO.

En base a los resultados preliminares se puede establecer que el edificio Sandoval se encuentra en buen estado de servicio, siendo una de las principales causas la calidad de los materiales empleados en su construcción.

De igual forma, se aprecia que la fachada principal del edificio ha contribuido a que los vientos dominantes no dañen la estructura dado que estos en su mayoría, tienen una orientación S-SW, además de que el inmueble se encuentra ubicado en zona sísmica y no se distinguen daños que hagan dudar de la seguridad que ofrece.

En este contexto, se advierte que la estructuración original del edificio ha propiciado, tanto la conservación del inmueble, como la aceptación de las transformaciones de las que ha sido objeto.