

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE MAMPOSTERÍA Y CONCRETO REFORZADO: RESIDENCIA ANDRADE

PARA:
OBTENER EL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

ASESOR: M.I. Alma Rosa Sánchez Ibarra
PRESENTA: P.I.C. Fernando Andrade Solano

Morelia, Mich. Agosto 2009



UNIVERSIDAD MICHOACANA DE SAN NICOLÁS DE HIDALGO

FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



TESIS

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO PARA UNA ESTRUCTURA DE MAMPOSTERÍA Y CONCRETO REFORZADO



FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



AGRADECIMIENTOS:

A DIOS:

POR DARME TODO SIN MERECER NADA , GRACIAS.

A MIS PADRES:

POR ENSEÑARME LA VERDAD, GRACIAS.

A MIS HERMANOS:

POR SER FELICES, GRACIAS.

A MIS MAESTROS:

POR ENSEÑAR VIDA , GRACIAS.

A MI ASESOR:

POR ILUSTRARME, GRACIAS.

A MIS AMIGOS:

POR SU AMISTAD SINCERA, GRACIAS.

OFICIOS



ÍNDICE

INTRODUCCIÓN

OBJETIVO

I. ASPECTOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

- 1) PROCESOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL-6
- 2) SEGURIDAD ESTRUCTURAL-7
- 3) REGLAMENTACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL-8
- 4) ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA-9

II. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN Y MODELADO DEL PROYECTO

- 1) IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURACIÓN-11
- 2) SISTEMAS ESTRUCTURALES-12
- 3) REGLAS PARA UNA ESTRUCTURACIÓN ADECUADA-13
- 4) UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA-13
- 5) PROYECTO ARQUITECTÓNICO-15
- 6) PROPUESTA ESTRUCTURAL-26

III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES RESISTENTES

III.I LOSAS DE CONCRETO REFORZADO

- 1) TIPO DE LOSAS Y MÉTODOS DE DISEÑO-30
- 2) DISEÑO DE LOSAS DE CONCRETO REFORZADO-35

III.II TRABES DE CONCRETO REFORZADO

- 1) FLEXIÓN SIMPLE-56
- 2) DISEÑO DE TRABES DE CONCRETO REFORZADO-56

III.III COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

- 1) FLEXOCOMPRESIÓN-63
- 2) DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO-64

III.IV MUROS DE MAMPOSTERÍA

- 1) MAMPOSTERÍA-79
- 2) MAMPOSTERÍA ACTUAL-79
- 3) LA MAMPOSTERÍA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL-79
- 4) MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA-81
- 5) MAMPOSTERÍA CONFINADA-82
- 6) MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE-86
- 7) MAMPOSTERÍA NO CONFINADA NI REFORZADA-87
- 8) ACERO DE REFUERZO EN MAMPOSTERÍA-88
- 9) ACERO DE REFUERZO DE ALTA RESISTENCIA-89
- 10) REVISIÓN DE MUROS CONFINADOS DE MAMPOSTERÍA-90
 - 10.1 REVISIÓN POR CARGAS VERTICALES
 - 10.2 REVISIÓN POR SISMO

III.V CIMENTACIÓN

- 1) CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES-107
- 2) ZAPATAS SUPERFICIALES-107
- 3) DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN-110

IV. ELABORACIÓN Y PRESENTACIÓN DE PLANOS ESTRUCTURALES

CONCLUSIONES

GLOSARIO

BIBLIOGRAFÍA

INTRODUCCIÓN

• HISTORIA DE LA MAMPOSTERÍA

La historia de la mampostería inicia cuando el hombre quiere protegerse de la intemperie, animales salvajes, etc., dando lugar a la necesidad de contar con un refugio, un espacio donde habitar.

Las primeras viviendas, data la historia de 35 000 - 12 000 años a.c. cuando un grupo de cazadores comenzaron a construir refugios de huesos y pieles (Mezhirich, Ucrania).

Se construían refugios de diferentes materiales de acuerdo a los recursos naturales que existían en el lugar. Una de las técnicas que inicio hace miles de años es la mampostería de piedra a la cual se le encontraron grandes cualidades, como la resistencia a la intemperie (agua, aire, fuego, etc.), hasta la resistencia a los ataques de enemigos como las murallas. Esta técnica se basa en la apilación de piedras, que con el tiempo se fue mejorando con la implementación del mortero que facilitaba el acomodo de las piedras.

Como en algunos lugares no se contaba con piedras naturales, se vieron en la necesidad de elaborar piezas artificiales de tierra con agua, que las colocaban al sol para su secado, y a si comenzó la fabricación de piezas artificiales de mampostería.

Con el desarrollo de la mampostería de piezas artificiales, morteros aglutinantes y la implementación del acero, se ha logrado el mejoramiento de las estructuras.

En nuestro país y en el mundo, la mampostería juega un papel muy importante en la construcción de estructuras. En México es la solución más conveniente en la construcción de viviendas económicas.

En los métodos de diseño de la mampostería se utilizan factores de seguridad debido a la variabilidad de las propiedades de los materiales, a si como la construcción de la obra en condiciones de control poco rigurosas.

• VIVIENDA

El espacio donde desarrollamos nuestras actividades íntimas, como dormir o asearnos, se llama vivienda. En nuestra vida y a lo largo del día, habitamos edificios diversos, como la escuela, la oficina o el hospital. Pero compartimos con nuestra familia la misma vivienda, la casa donde establecemos nuestra residencia. Las viviendas pueden ser multifamiliares o unifamiliares. Las colectivas o multifamiliares son grandes bloques divididos por plantas que, a su vez, ocupan varias viviendas. Las unifamiliares son pequeñas casas donde habita una sola familia: pueden ser edificios aislados, en medio de un terreno privado llamado parcela, o porciones de un edificio lineal, llamado hilera, donde cada vivienda está adosada a las siguientes.



VIVIENDA UNIFAMILIAR



VIVIENDA MULTIFAMILIAR

En México una de las necesidades principales es la vivienda, debido al incremento de la población y al deterioro de las existentes, se estima que para el año 2010 se requieran a escala nacional 30 millones de viviendas.

La edificación de viviendas es una de las actividades más importantes en la industria de la construcción, representa la mitad del volumen total de esta industria, y de este volumen el sistema constructivo más utilizado es la Mampostería, se estima su uso en un 90% debido a que este sistema utiliza mano de obra intensamente, generando empleo, lo cual beneficia a nuestro país.

Con esto se trata de concientizar el uso de la Mampostería y el Concreto Reforzado, la cual requiere el estudio y las investigaciones necesarias para la fabricación de materiales de buena calidad, que hagan posible diseñar y construir edificaciones con un excelente desempeño estructural.

Con el siguiente trabajo se muestran las ventajas que ofrece el diseño de una estructura de mampostería y concreto reforzado, que con una ejecución correcta podremos obtener entre otras ventajas:

- Mayor capacidad de deformación.
- Disminución de agrietamientos.
- Mayor capacidad de fuerzas por temperatura.
- Disminución de vibraciones.
- Mayor capacidad de asentamientos diferenciales.

Con el diseño estructural se logra un aprovechamiento óptimo de los materiales de construcción, y para ello es necesario tener el conocimiento adecuado de los materiales y el comportamiento de los elementos que conforman la estructura, con lo cual se logrará una estructura económica, segura y confiable.

OBJETIVO

El objetivo es mostrar el proceso de diseño de una estructura de mampostería y concreto reforzado, en este trabajo se aplicará a una vivienda (debido a la importancia que tiene en nuestro país).

Mostrar las ventajas que nos ofrece, como el aprovechamiento óptimo de los materiales y de las técnicas constructivas con las que contamos, cumpliendo con las especificaciones que nos proporciona el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal.

Se busca lograr un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento de la construcción y una seguridad adecuada a cualquier tipo de falla.

I. ASPECTOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

1) PROCESOS DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

Para que la estructura cumpla con el objetivo de un comportamiento deseado se plantea el siguiente proceso de diseño, el cual consta de tres partes que son:

- a) Estructuración
- b) Análisis
- c) Dimensionamiento

a) Estructuración:

En la primera etapa; se trata de seleccionar adecuadamente los materiales y el sistema estructural que se va a emplear, ya que de esto depende principalmente el buen comportamiento que tenga la estructura.

b) Análisis:

Es el estudio de las diferentes actividades que puedan afectar a la estructura, determinando su respuesta ante las diferentes acciones. Para su correcta determinación se requiere lo siguiente:

b.1 Modelación de la estructura

Es seleccionar un modelo teórico que sea factible al cálculo. Como la idealización de un edificio a base de columnas, vigas y losas, tomando en cuenta los elementos que proporcionarán la resistencia necesaria al edificio, la determinación de sus diferentes propiedades y sus dimensiones. De igual manera utilizar los materiales adecuados, la realización de los diferentes estudios necesarios para conocer el comportamiento del suelo en el que se cimentará; tratando de ir modificando y refinando el proyecto a medida que se vaya analizando.

b.2 Determinación de las acciones de diseño

Es la obtención de todas las fuerzas que afecten la estructura como las cargas muertas, vivas y accidentales que explicaremos más adelante.

b.3 Obtención de los elementos mecánicos de diseño

En esta etapa se determinan todas las fuerzas internas que afectan a cada elemento de la estructura (momentos flexionantes y de torsión, fuerzas axiales y cortantes). A través del tiempo han ido mejorando los métodos de análisis y las herramientas de cálculo, como los programas de computación, los cuales tienen una mayor preescisión en la determinación de los elementos mecánicos.

c) Dimensionamiento

En esta etapa se obtienen las dimensiones de los elementos que conforman el conjunto de la estructura. Así mismo, se comprueba si cumplen con las normas establecidas; en este caso con las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal.

Los datos obtenidos de las dimensiones y especificaciones correspondientes se deben colocar en los planos con gran precisión y claridad, de tal forma que el constructor pueda entenderlos sin mayor dificultad y llevar a cabo la obra de acuerdo al criterio que se planteó en el proyecto.

Durante la realización de la obra se deberá tener especial cuidado en la supervisión, exigiendo que se cumpla con lo establecido en el plano.

La puesta en servicio de la estructura es la culminación de todo un planteamiento que da como resultado el fin para la cual fue hecha.

2) SEGURIDAD ESTRUCTURAL

La estructura debe de cumplir con ciertos límites, los cuales evitarán que la estructura se encuentre en riesgo de fallar y tenga un buen desempeño (funcionamiento y estabilidad). Estos límites dependen del tipo de construcción y son para estructuras comunes.

Estado límite de falla

Según el criterio de estados límite de falla, la estructura debe diseñarse de tal forma que la resistencia de diseño sea mayor o igual a las acciones que actúen sobre ella.

La resistencia de diseño es la multiplicación de la resistencia del elemento por el factor de reducción de resistencia, las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el factor de amplificación de carga. Estos factores se encuentran en el Reglamento y en las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal.

Estados límite de falla { *Colapso*
Inestabilidad
Fatiga
Daño irreversible
-- }

Estados límite de servicio

Al revisarse el estado límite de falla o cualquier otro estado, se deberá revisar también el estado límite de servicio, el cual establece que se deberá diseñar de tal forma que cumpla la estructura el objetivo para el cual fue diseñada, es decir, que no presente agrietamientos, deformaciones y vibraciones, que provoquen incertidumbre a sus ocupantes o impidan su correcto funcionamiento.

Estados límite de servicio { *Flechas*
Desplazamientos
horizontales
Vibraciones
Agrietamientos
-- }

3) REGLAMENTACIÓN DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

Los reglamentos de diseño que existen en el mundo pretenden proteger a la sociedad contra el mal funcionamiento o el colapso de la estructura. La seguridad que trata el reglamento no es una seguridad absoluta, si no se trata de conseguir un diseño óptimo de acuerdo a, normas y recomendaciones.

Los reglamentos son elaborados por especialistas, instituciones o personas interesadas. El reglamento refleja los conocimientos que se tengan en el momento de su elaboración.

Existen 2 tipos de reglamentos referentes al diseño estructural:

- a) Reglamentos funcionales: Son aquellos que fijan los requisitos de seguridad y funcionamiento, el proyectista tiene la libertad de emplearlos de acuerdo a su conocimiento.
- b) Reglamento prescriptivo: Son aquellos que describen a detalle los procedimientos de diseño para lograr la seguridad deseada.

Los reglamentos generalmente son enfocados a tipos de materiales, estructuras, economía, ubicación de la estructura.

Las normas más conocidas son:

ACI – Para estructuras de concreto

AISC – Para estructuras de acero

AASHTO – Para diseño estructural de puentes

UBC – Para proyectos de edificios en general

Además existen aspectos industriales, como las normas alemanas DIN.

En México contamos con el **REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL (RCDF)**, el más comúnmente usado para construcciones urbanas, que además sirve para regular lugares del interior de la República Mexicana. El título VI del RCDF se refiere a aspectos de diseño estructural. Además, se realizaron las **NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS (NTC)** para abarcar los diversos materiales y acciones estructurales.

NTC -Concreto reforzado

NTC- Acero

NTC –Madera

NTC- Mampostería

NTC –Cimentaciones

NTC –Vientos

NTC –Sismo

NTC -Prevención de incendios

4) ACCIONES SOBRE LA ESTRUCTURA

Se les llama acciones o solicitaciones al conjunto de cargas y fuerzas externas que actuarán sobre alguna estructura durante un lapso de su vida útil.

Las acciones se clasifican de acuerdo a su duración en:

a) Acciones permanentes (Cargas muertas):

Las cargas muertas son el peso de todos los elementos que conforman la estructura, como los pisos, muros divisorios, instalaciones, acabados, como lo dice su nombre son las cargas permanentes.

En la determinación de las cargas permanentes se toman en cuenta el peso de los materiales y la dimensión de los elementos estructurales. Cuando se presenten casos de volteo, flotación, lastre y succión por viento se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura, en otros casos se emplearan valores máximos.

b) Acciones variables (Cargas vivas):

Las cargas variables son todas aquellas que no tienen un carácter permanente, si no que varían a través del tiempo, como la ocupación (personas y muebles comunes).

Las cargas especificadas no incluyen pesos fuera de lo común como muros divisorios, muebles fuera de lo común como cajas fuertes, libreros pesados, etc.

Cuando se empleen cargas constantes o muy pesadas se deben de considerar en el cálculo de la estructura.

c) Acciones accidentales:

Estas acciones ocurren en breves periodos de tiempo (sismo, viento, oleaje, explosiones, etc.), y no se deben al funcionamiento normal de la estructura.

NOTA: Con base a lo anterior, las combinaciones reglamentadas son las siguientes:

- | | |
|---|------------------------------------|
| 1. Carga muerta + Carga viva | Con valor máximo para CM y CV |
| 2. Carga muerta + Carga viva + Sismo o viento | Con su valor reducido para CM y CV |

- **Cargas muertas, Artículo 197 (RCDF)**

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m^2 . Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m^2 (además del peso del piso), de manera que el incremento total será de 40 kg/m^2 . Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos.

Lo anterior se debe a que el peso por unidad de área de las losas de concreto es generalmente mayor que el que se calcula a partir de su espesor nominal especificado en los planos, ya que los espesores de las losas son casi siempre superiores a los indicados en los planos, puesto que las irregularidades y desniveles en las cimbras se suelen corregir emparejando al nivel superior de la losa. Algo semejante ocurre con los pisos y firmes que se colocan sobre dichas losas.

Estos aumentos no se aplicarán cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.

II. CRITERIOS DE ESTRUCTURACIÓN Y MODELADO DEL PROYECTO

1) IMPORTANCIA DE LA ESTRUCTURACIÓN

Es la parte más importante del proceso de diseño, ya que depende del sistema de estructuración que se adopte para que la estructura soporte las acciones que actúen sobre ella y que cumpla con las condiciones que sean requeridas para su servicio.

En este proceso se selecciona el sistema más adecuado, el tipo de materiales, el dimensionamiento de los elementos, sus arreglos para soportar las diferentes acciones que se presenten.

No se puede dar una recomendación general para la estructuración ya que intervienen diferentes aspectos, los cuales deben ser estudiados y analizados por el proyectista.

Se tienen algunas recomendaciones para zonas sísmicas:

- a) Regularidad en planta.
 - Geometría.
 - Masa.
 - Rigidez y resistencia.
- b) Regularidad en elevación.
 - Geometría.
 - Rigidez.
- c) Evitar pesos innecesarios.
- d) Evitar que el periodo del suelo sea semejante al de la estructura.
- e) Evitar influencia de elementos “no estructurales”.
- f) Evitar que las conexiones sean excéntricas.
- g) Evitar fallas por penetración.
- h) Procurar que la falla se presente en las vigas y no en columnas.
- i) Hiperestaticidad, esto quiere decir que entre más hiperestática sea la estructura es menos fácil que falle e inversamente, es decir, en estructuras con menor hiperestaticidad es más fácil que se presente la falla.

En cualquier estructura es muy importante tener presente los aspectos antes mencionados, ya que de lo contrario se puede presentar problemas de torsión que generarán daños en las estructuras, los cuales pueden evitarse si se hace un estudio consiente en la etapa de estructuración.

2) SISTEMAS ESTRUCTURALES

Una estructura generalmente está conformada por elementos comunes, los cuales deberán de formar un sistema estructural eficiente, que cumpla con las restricciones impuestas en las NTCDF.

Las características con las cuales debe contar la estructura son resistencia, rigidez y ductilidad.

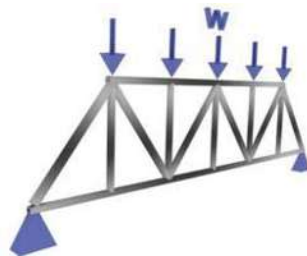
Resistencia.- Deberá resistir las diferentes cargas a las cuales estará sometida.

Rigidez.- Deberá de poseer rigidez necesaria para no presentar deformaciones excesivas ante las diferentes acciones que actúen sobre ella.

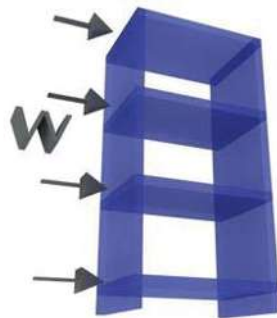
Ductilidad.- Deberá de poseer capacidad de deformación antes del colapso, la cual es necesaria para el desalojo o reparación de la estructura.

Sistemas constructivos más utilizados:

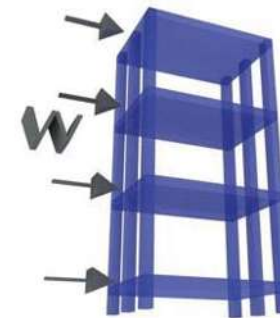
a) Sistemas formados por barras.



b) Sistemas a base de placas.



c) Sistemas combinados.



3) REGLAS PARA UNA ESTRUCTURACIÓN ADECUADA

- Estudiar los planos arquitectónicos y establecer los elementos que la conformaran como las trabes, columnas, muros de carga, muros divisorios, tipo de cimentación, etc.
- Trasmitir las cargas por los elementos adecuados como columnas, muros de carga, los cuales son diseñados para ello.
- Revisar las aberturas en muros de acuerdo a lo establecido en las NTC-MAMPOSTERÍA.
- Revisar los tableros de la planta baja para ver si se puede tener un ahorro en la cimentación (colocar algunos muros divisorios en espacios pequeños como baños, alacenas, etc.).
- Se recomienda aligerar la carga en niveles superiores para que la planta baja tenga mayor resistencia ante las acciones que se presenten.

4) UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Es de vital importancia conocer el lugar y sus diferentes características, esto influirá considerablemente en el diseño y ejecución de la obra. Para desarrollar el presente trabajo, la estructura se ubicará en la ciudad de Morelia Michoacán.



ASPECTOS GEOGRÁFICOS

Localización

Se localiza en la zona centro-norte del Estado. Su cabecera es la capital de Michoacán. Se ubica en las coordenadas 19°42' de latitud norte y 101°11.4' de longitud oeste, a una altura de 1,951 metros sobre el nivel del mar. Su distancia a la capital de la República es de 315 kms.

Extensión

Su superficie es de 1,199.02 km² y representa el 2.03 por ciento del total del Estado.

Orografía

La superficie del municipio es muy accidentada. La región montañosa se extiende hacia el sur y forma vertientes bastante pronunciadas, que se internan al norte, sobresaliendo los cerros de Punhuato y las lomas antiguamente llamadas de El Zapote, que se unen en la región norte con la sierra de Oztumatlán.

Hidrografía

El municipio se ubica en la región hidrográfica número 12, conocida como Lerma-Santiago, particularmente en el Distrito de Riego Morelia-Queréndaro. Forma parte del lago de Cuitzeo. Sus principales ríos son el Grande y el Chiquito. Sus arroyos más conocidos son La Zarza y La Pitaya. Su presa más importante es la de Cointzio, aunque cuenta con otras menores como las de Umécuaro, Laja Caliente y La Mintzita. También son importantes sus manantiales de aguas termales que son aprovechados como balnearios, figurando Cointzio, El Ejido, El Edén y Las Garzas.

Clima

Predomina el clima del subtipo templado de humedad media, con régimen de lluvias en verano de 700 a 1,000 milímetros de precipitación anual y lluvias invernales máximas de 5 milímetros anuales promedio. La temperatura media anual es de 14° a 18° centígrados, aunque ha subido hasta 38° centígrados. Los vientos dominantes provienen del suroeste y del noroeste, con variables en julio, agosto y octubre, con intensidad de 2 a 14.5 kms. Por hora.

Principales Ecosistemas

La vegetación se encuentra claramente diferenciada, de acuerdo a la altitud y a los tipos de clima y de suelo: en la parte montañosa del sur, por ejemplo, hay coníferas (pinos, encinos y madroños); en la región norte, arbustos y matorrales (mezquites, cazahuates, "uña de gato" y huisaches). En el sureste de la ciudad se encuentra el bosque "Lázaro Cárdenas", que es una reserva ecológica.

Características y Uso del Suelo

La ciudad se encuentra asentada en terreno firme de piedra dura denominada riolita, conocida comúnmente como cantera, y de materiales volcánicos no consolidados o en proceso de consolidación, siendo en este caso el llamado tepetate.

5) PROYECTO ARQUITECTÓNICO

Bases del diseño arquitectónico y estructural

Para ejemplificar el proceso de diseño, se desarrollará el proyecto estructural de una vivienda a base de muros de carga de mampostería y elementos de concreto reforzado con diversas características.

Edificación proyectada para vivienda, contando con las siguientes áreas para su funcionamiento:

Planta baja	1 sala-bar	3 balcones
2 oficinas	1 gimnasio	1 terraza
1 recibidor	1 sala de juego	1 estancia
1 comedor		
1 cocina	Primer nivel	Segundo nivel
1 desayunador	4 recamaras	1 cuarto de la escalera
1 cuarto de servicio	1 sala de estudio	
1 sala principal	1 sala de televisión	

Comenzamos con el reconocimiento del terreno (diferentes niveles de terreno, árboles, ríos, etc.), para poder visualizar el lugar donde se levantara la casa (Ciudad, campo, etc.), con el fin de poder dimensionar los espacios, dar una distribución y orientación.

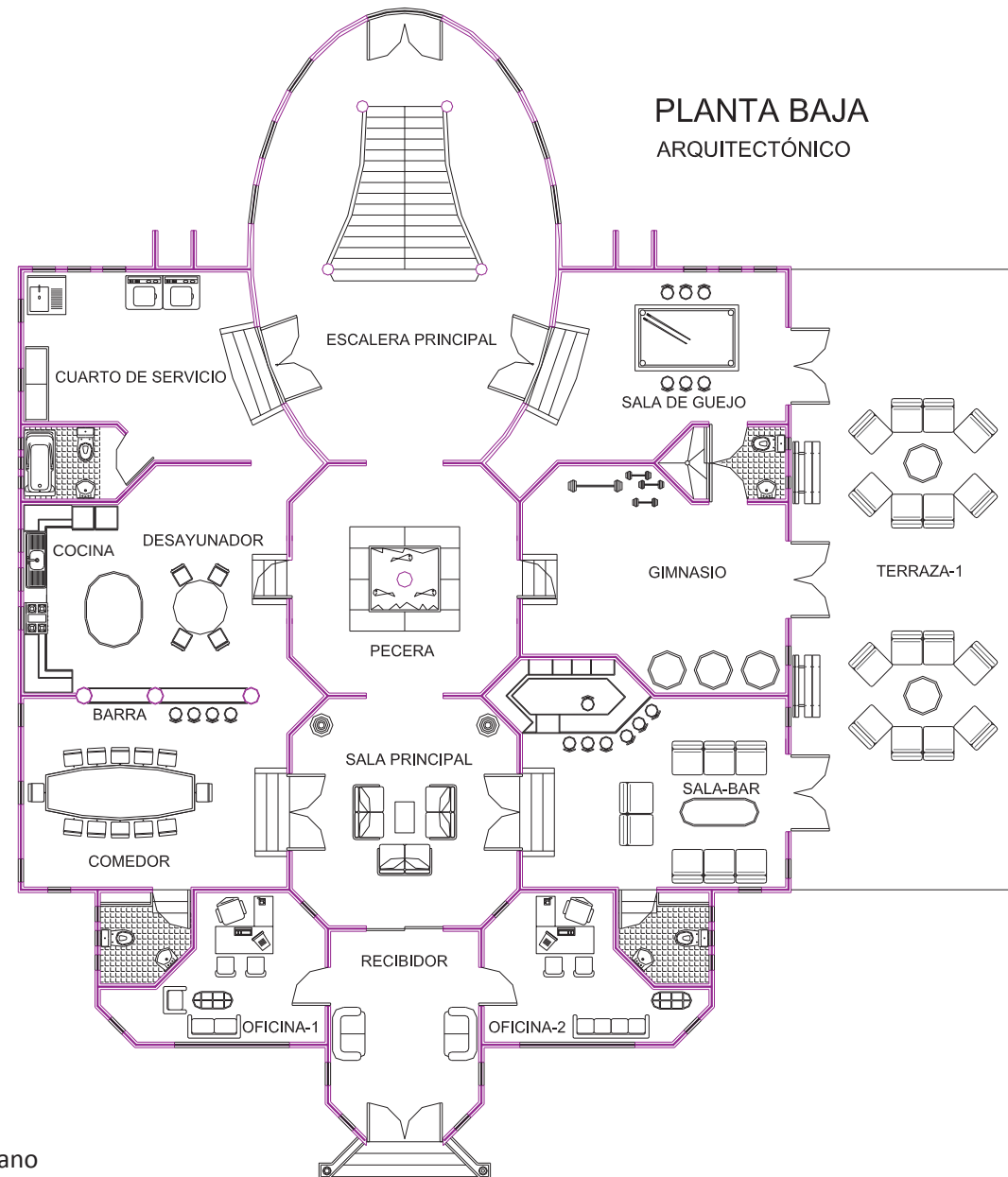
Con los datos obtenidos del lugar y las características deseadas de la casa, comenzamos a realizar un esbozo de la distribución arquitectónica y las fachadas.

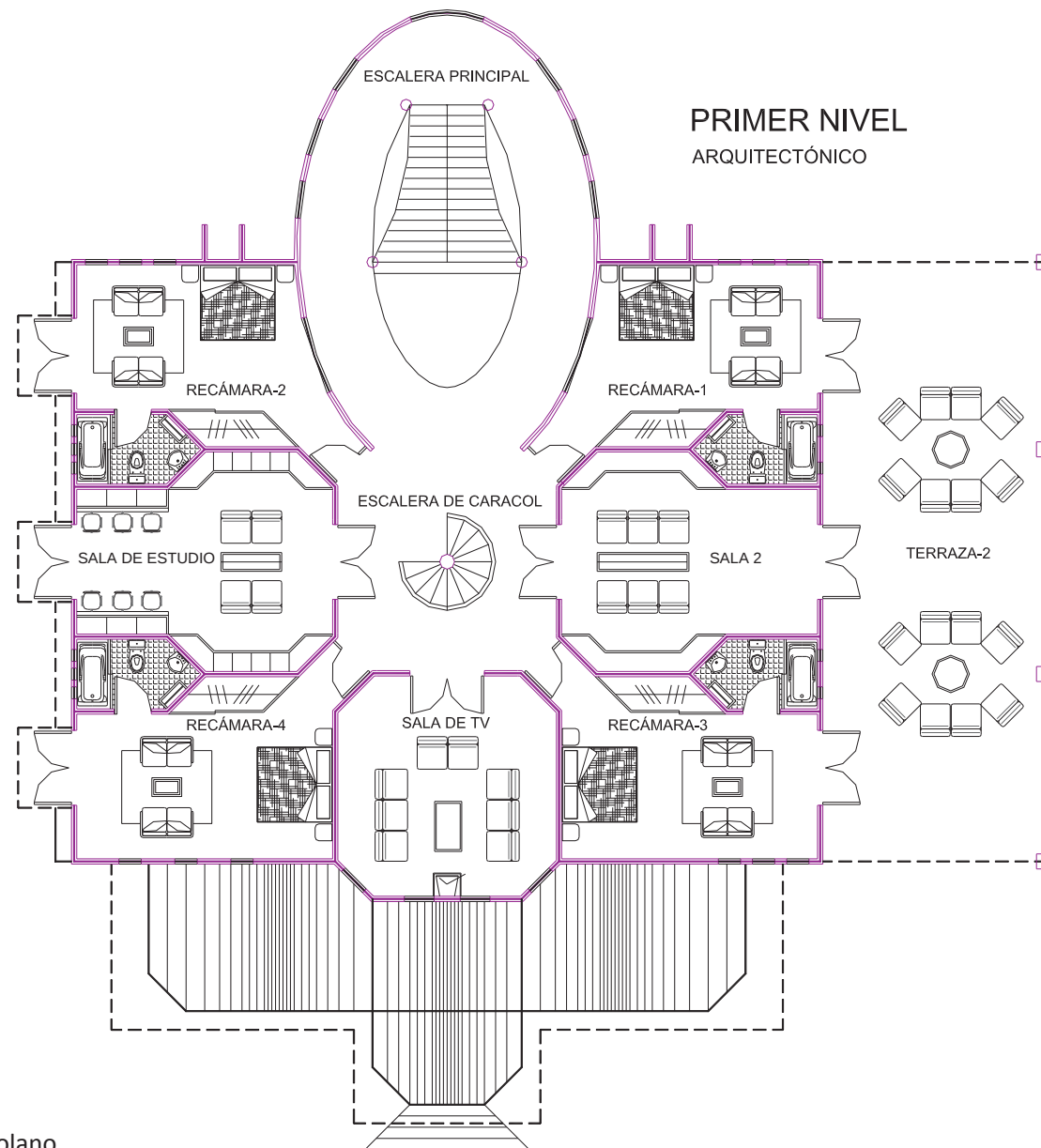
Después de realizar los esbozos a mano y los cambios respectivos, se comienza el dibujo de los planos en un software de dibujo en este caso utilizaremos Auto CAD.

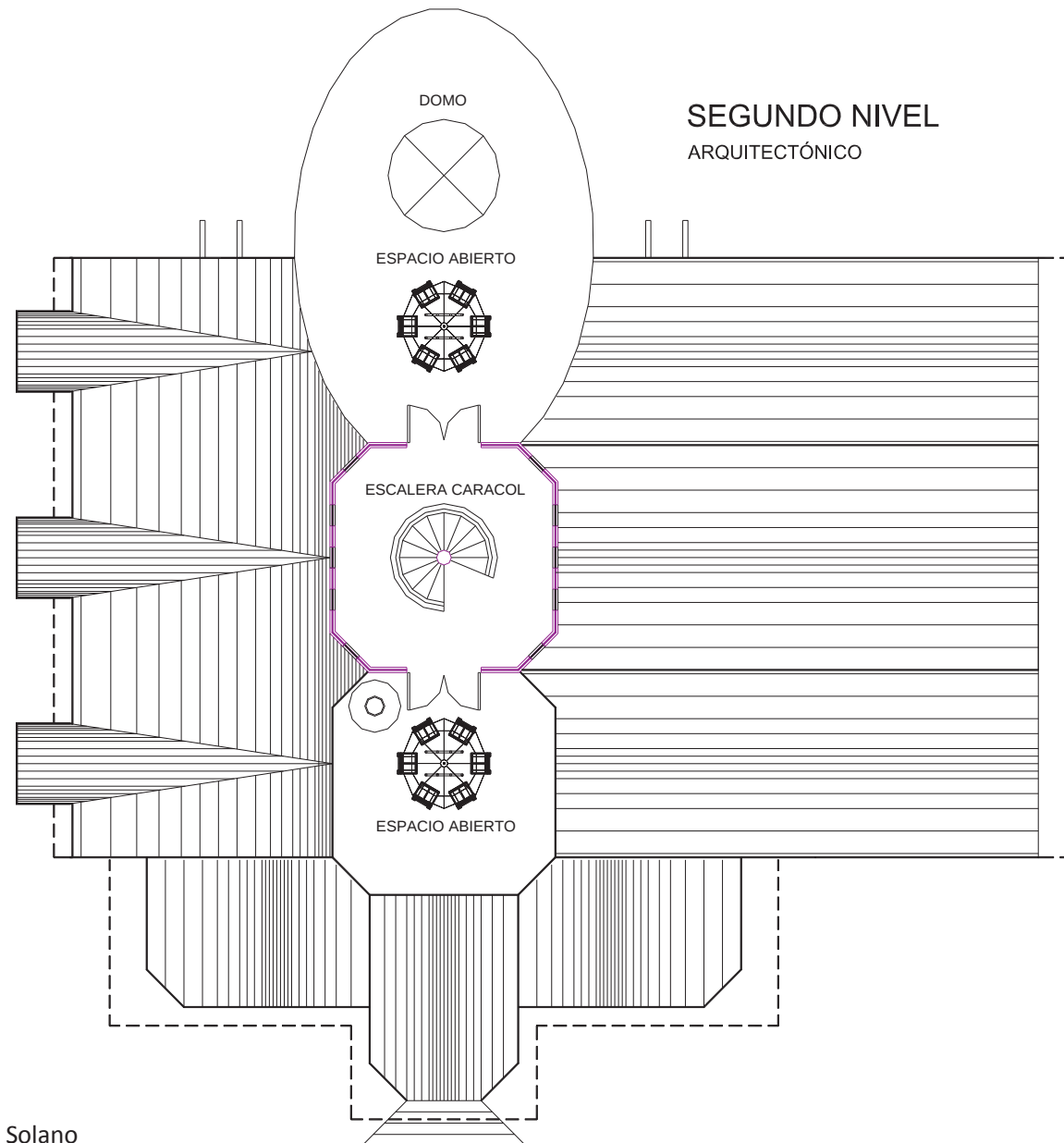
PLANOS ARQUITECTÓNICOS

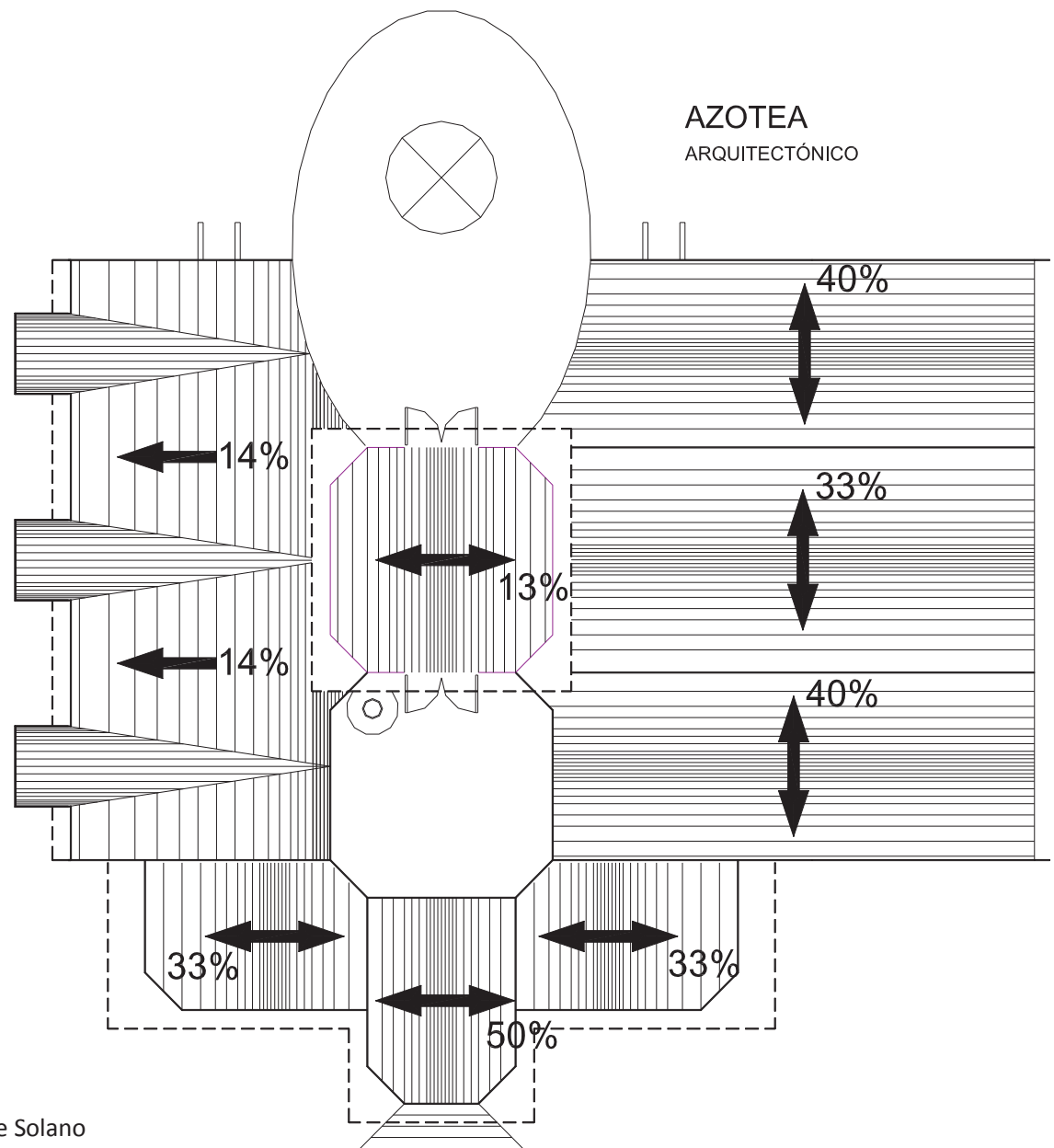
PLANOS DE FACHADAS

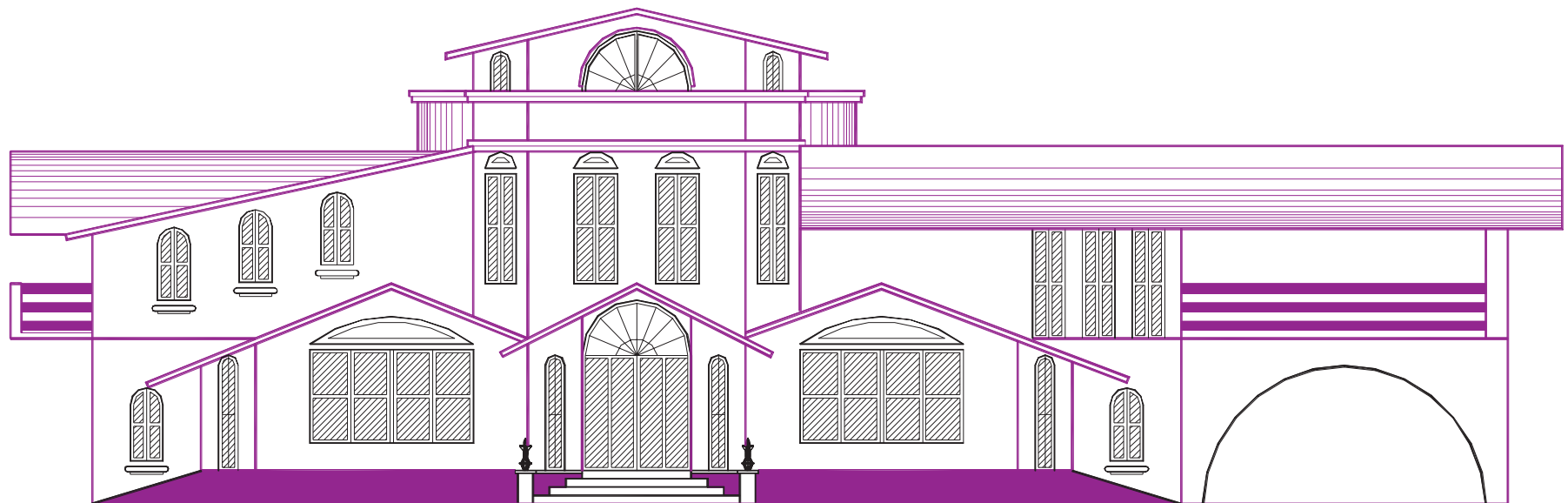
PLANOS DE CORTES











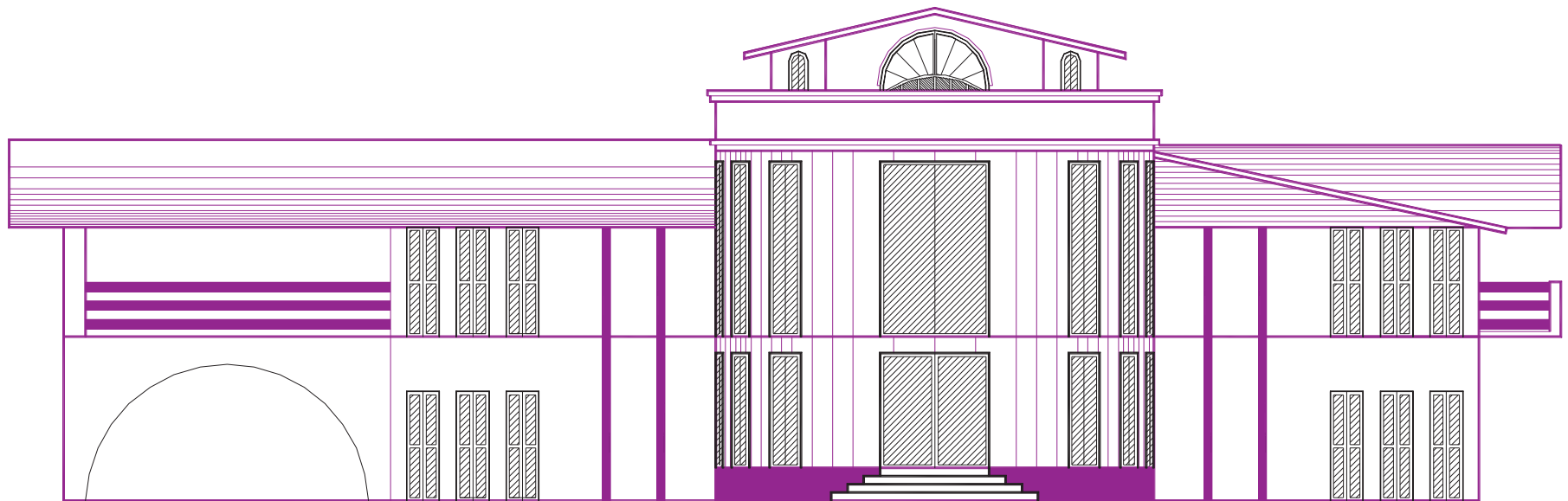
FACHADA SUR



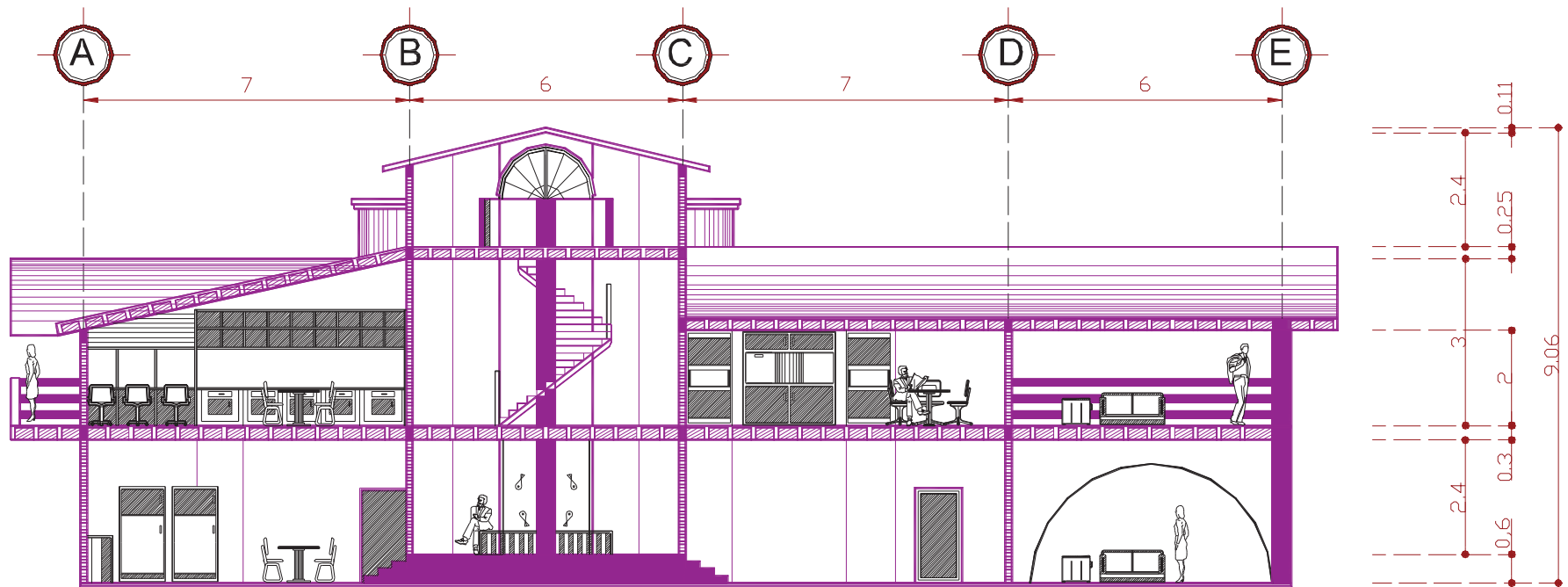
FACHADA OESTE



FACHADA ESTE

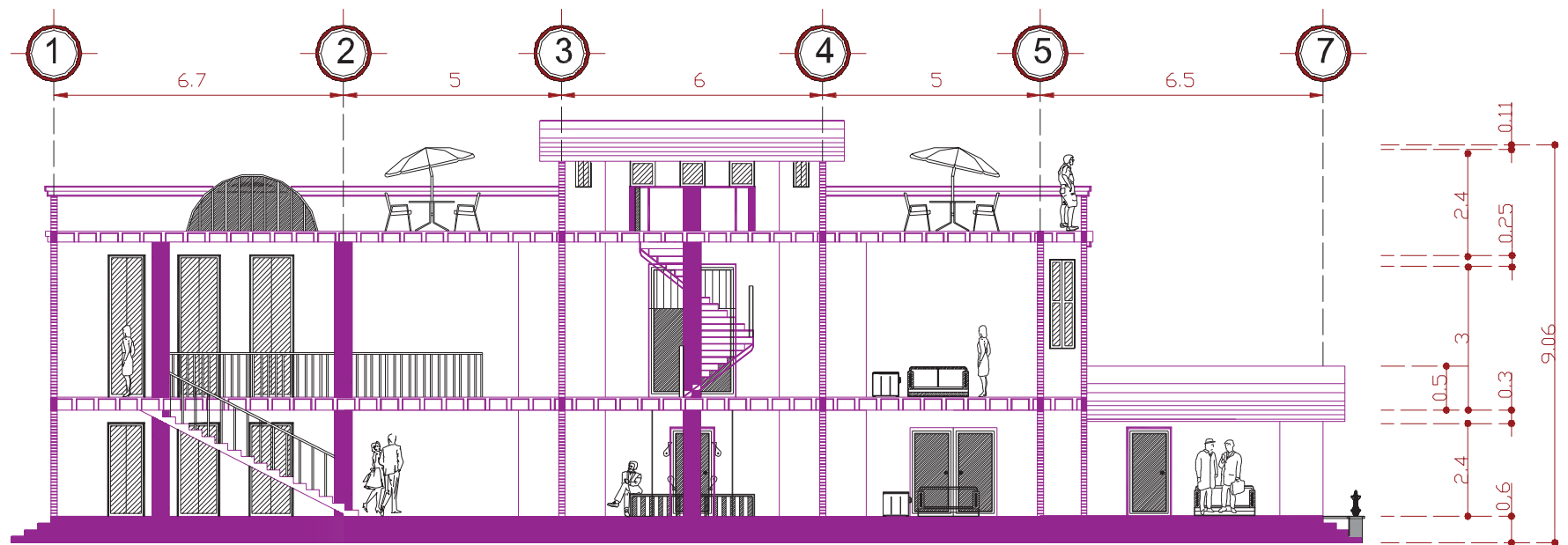


FACHADA NORTE



CORTE A-A'

Acotación en m

**CORTE B-B'**

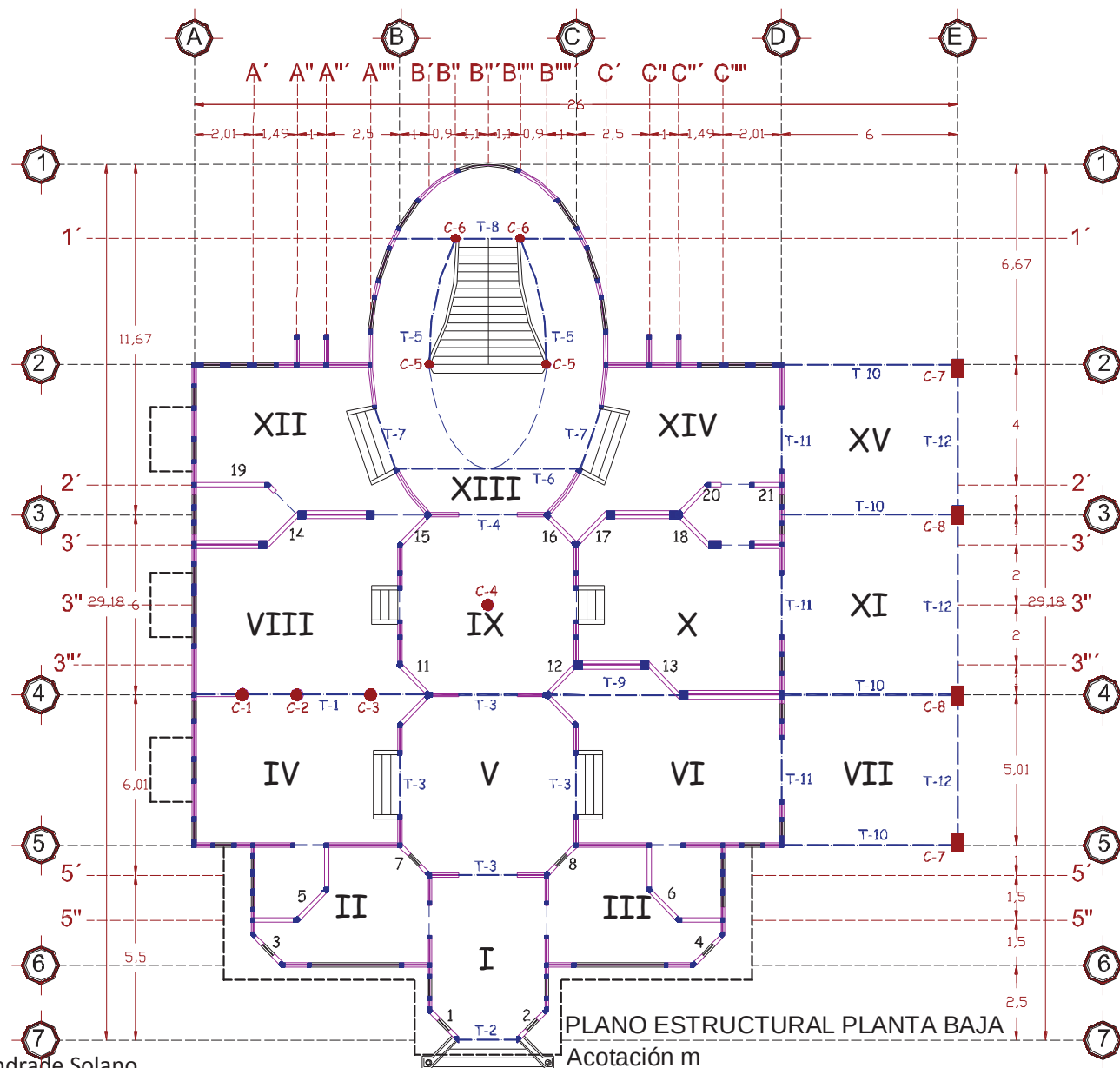
Acotación en m

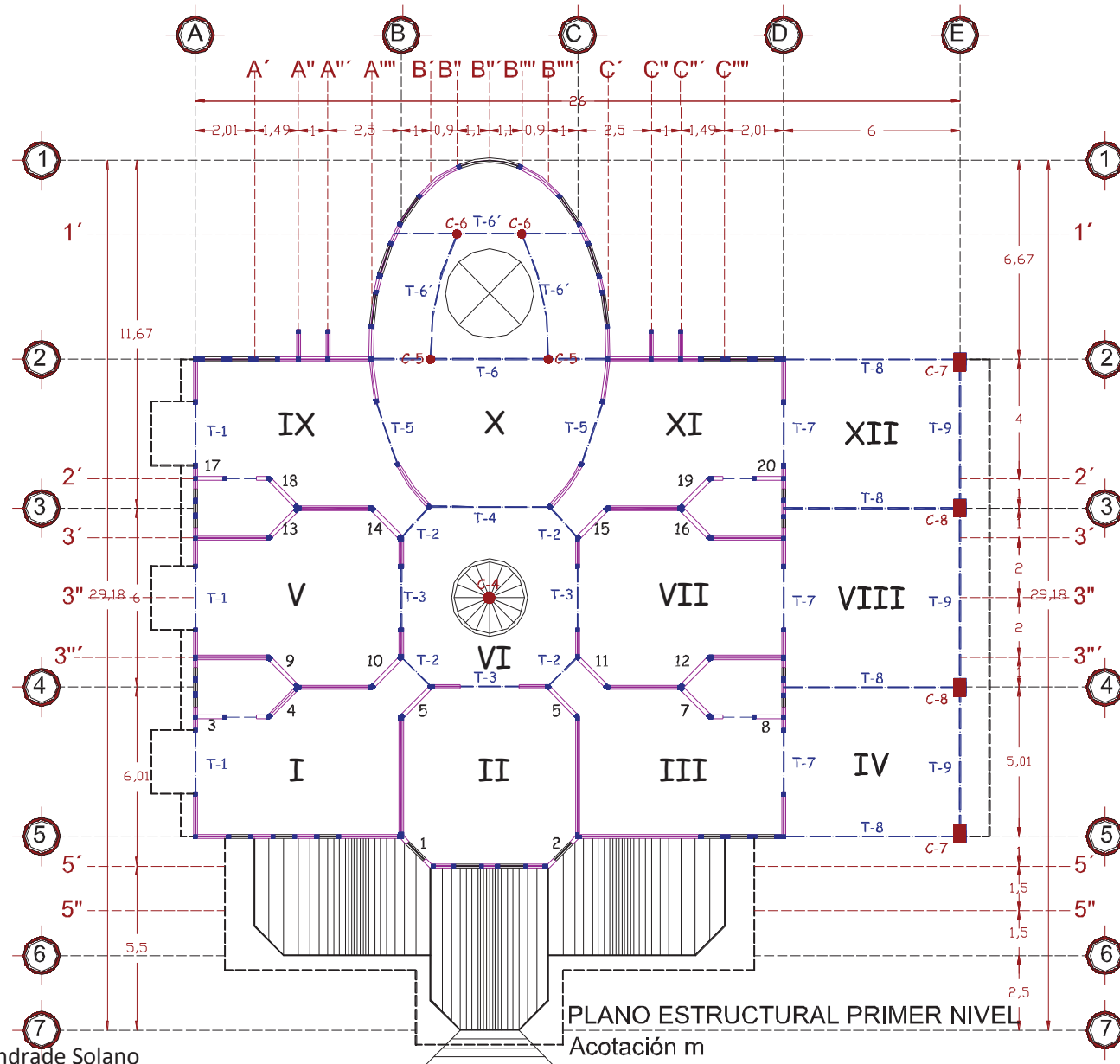
6) PROPUESTA ESTRUCTURAL

Para este ejemplo se propone utilizar **MARCOS** formados por trabes y columnas, **PLACAS HORIZONTALES E INCLINADAS** formadas por losas macizas y losas aligeradas, **PLACAS VERTICALES** formadas por muros de tabique rojo recocido confinados por dala de desplante, dala de cerramiento y castillos. Para la cimentación se usarán **ZAPATAS CORRIDAS BAJO MUROS**, **ZAPATAS CORRIDAS BAJO COLUMNAS** y **ZAPATAS AISLADAS**.

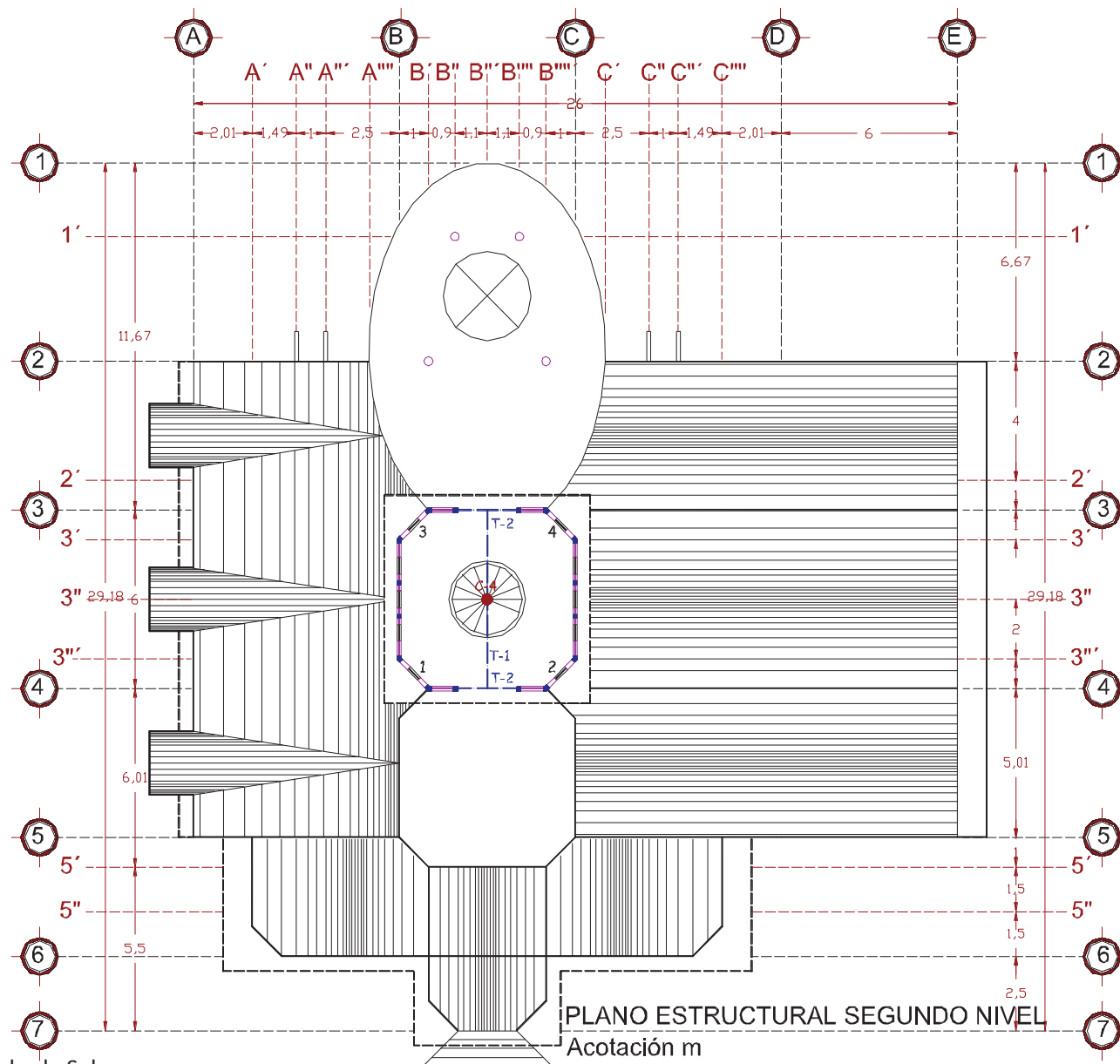
Primero dividimos las áreas en tableros, ubicando los muros de carga, los muros divisorios, castillos, trabes y columnas.

SIMBOLOGÍA		
	—	MURO DE CARGA
	—	CASTILLO K-1
	—	DALA DE CERRAMINETO DC-2 EN MUROS DE CARGA Y DIVISORIOS
	—	MURO DIVISORIO
	—	COLUMNA
	—	TRABE
	—	VENTANA
	—	PUERTA





Fernando Andrade Solano



III. ANÁLISIS Y DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES RESISTENTES

III.I LOSAS DE CONCRETO REFORZADO

1) TIPO DE LOSAS Y MÉTODOS DE DISEÑO

En el diseño de las losas, se pueden utilizar diferentes análisis, métodos semiempíricos de cálculo, o cualquier otro procedimiento reconocido, siempre y cuando cumplan con los estados límite de las NTC.

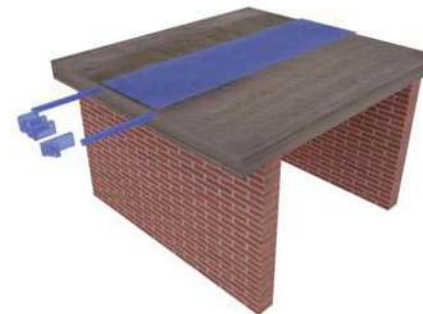
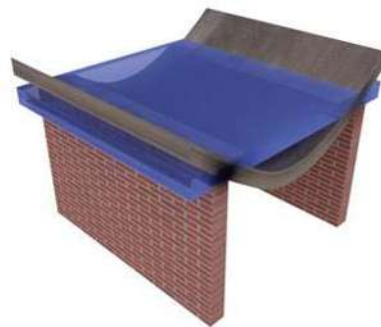
a) LOSAS MACIZAS:

Son aquellas en las que todo el volumen es ocupado por concreto reforzado y se dividen según su forma de trabajar en losas unidireccionales y losas bidireccionales.

- **Losas unidireccionales**

Son las que sólo trabajan en una dirección, esto se debe a que están apoyadas sólo en dos de sus extremos. El método que se utilizará para su diseño es el método de las franjas que consiste en:

- Trazar franjas a través de los tableros. Los muros y trabes actúan como apoyos.
- Se analiza la viga (Por el método de Cross o Rigideces) para obtener los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante.
- Con los momentos máximos positivos y negativos se calcula el acero necesario por flexión y con el cortante máximo se revisa la resistencia a cortante.



LOSA EN UNA DIRECCIÓN

- **Losas bidireccionales**

Son las que están apoyadas en todo su perímetro. Para su análisis uno de los métodos recomendados por las NTC, es el método de los coeficientes y los requisitos que deben cumplir son los siguientes:

- Los tableros son aproximadamente rectangulares ;
- La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero;
- Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de los tableros adyacentes diferentes entre sí en una cantidad no mayor que 50% del menor de ellos; y
- La relación entre carga viva y muerta no es mayor de 2.5 para losas monolíticas con sus apoyos, ni mayor de 1.5 en otros casos.

En caso de no cumplir con alguno de estos requisitos se deberá utilizar otro método para su diseño, como el método de las líneas de fluencia, el método de las franjas o el de igualación de flechas.



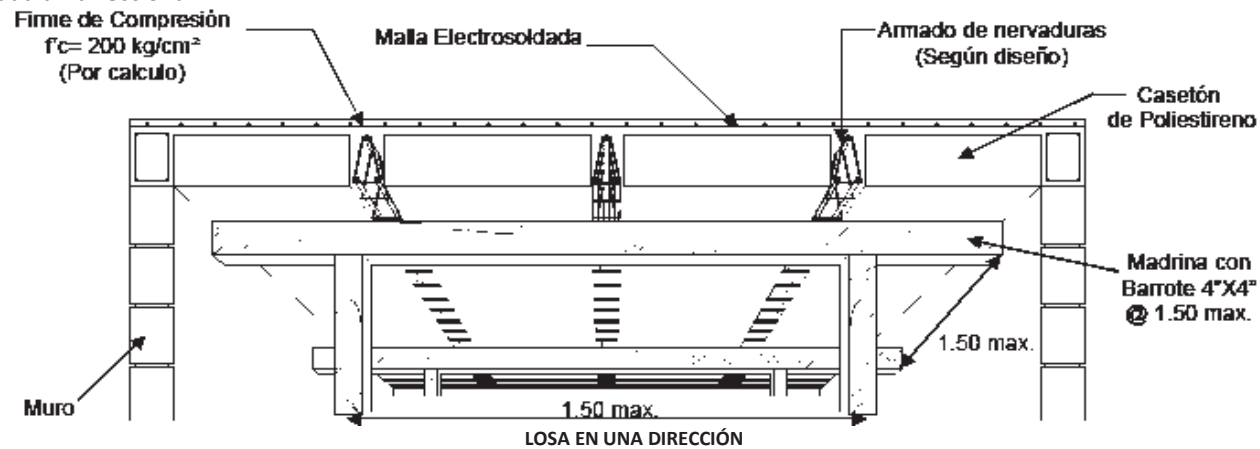
LOSA EN DOS DIRECCIONES

b) LOSAS ALIGERADAS

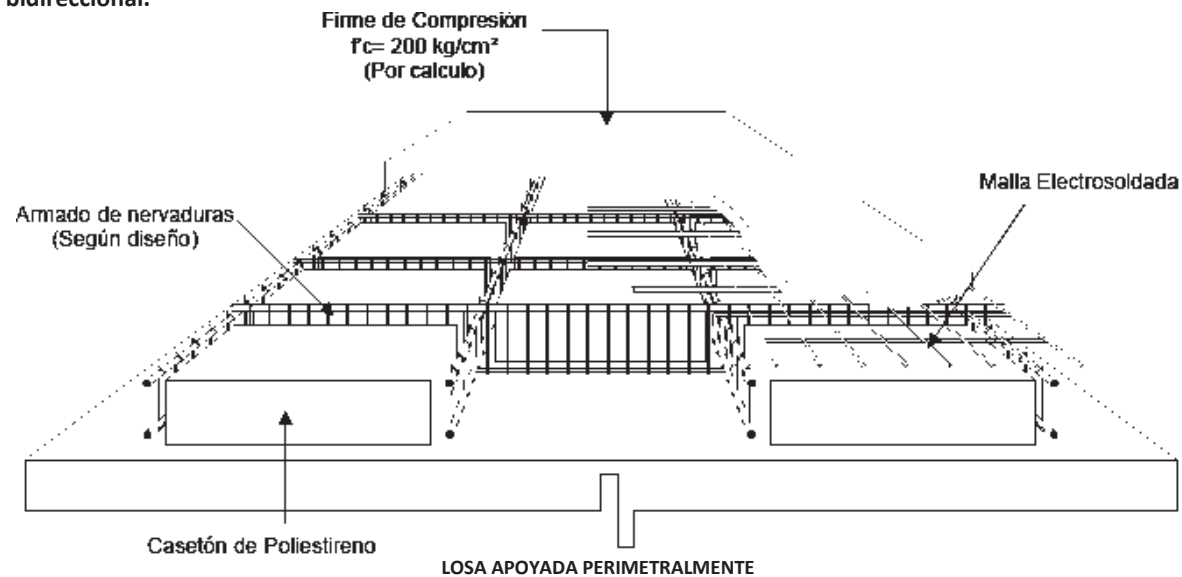
Están formadas por nervaduras y bloques de material ligero como casetones de poliestireno, bloques de concreto ligero, etc. Este tipo de losas se utilizan para salvar grandes claros, soportar grandes cargas concentradas y lineales.

Para el análisis y diseño se pueden usar los mismos métodos que en el caso de las losas macizas y se pueden dividir de igual forma en losas aligeradas unidireccionales y bidireccionales.

- Losa aligerada unidireccional.



- Losa aligerada bidireccional.



- **Especificaciones para losas nervadas:**

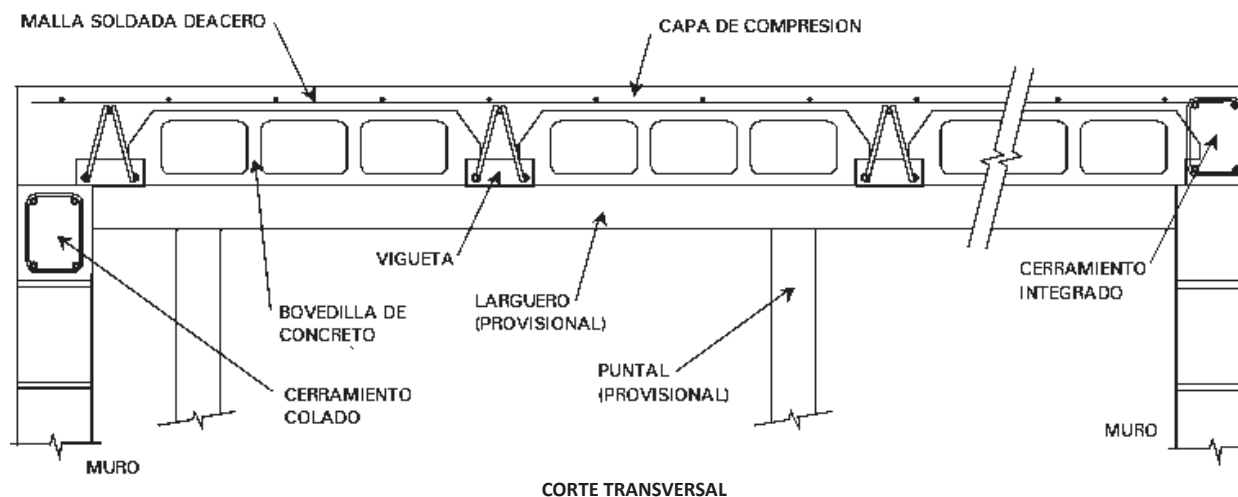
- La distancia entre nervaduras no será mayor de 75 cm.
- El ancho de las nervaduras no será menor de 10 cm.
- El patín de compresión no deberá tener un espesor menor de 5 cm.
- El peralte de las nervaduras no será mayor de 3 veces el ancho.

c) LOSAS DE VIGUETA Y BOVEDILLA

El sistema de losa vigueta-bovedilla está compuesto básicamente por dos elementos prefabricados, la vigueta y la bovedilla. Productos de fabricación sencilla y de costo relativamente bajo, por lo cual presta ciertas ventajas en construcción de viviendas.

Los elementos que componen el sistema de losa vigueta-bovedilla son:

- Bovedilla.
- Capa de compresión.
- Vigueta prefabricada.
- Acero de refuerzo de la capa de compresión.



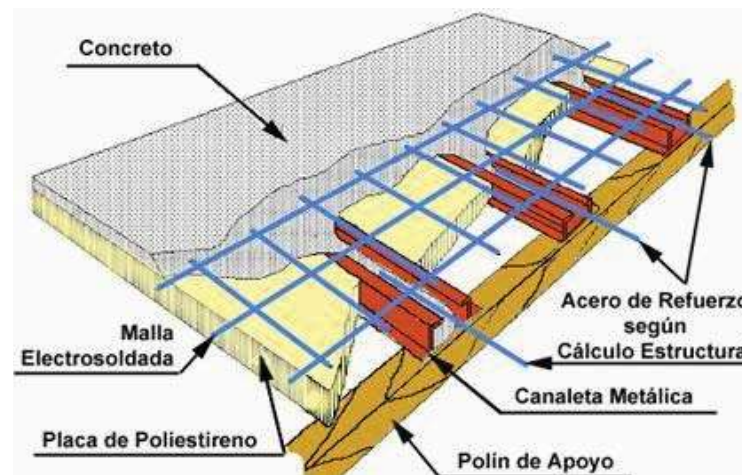
El diseño consiste en:

- Análisis de cargas.
- Obtención de elementos mecánicos en la vigueta.
- Cálculo del área de acero necesaria para resistir las reacciones.
- Revisión por cortante.

d) LOSA FÁCIL

El sistema LOSA FÁCIL es un procedimiento novedoso de construcción de losas, de entrepisos y de azoteas, dispuestas horizontalmente o inclinadas según los requerimientos de proyecto.

Consiste en una losa nervada, con base en la utilización de perfiles metálicos laminados en frío; de espesor, peralte y esfuerzo del material variables según los requerimientos estructurales; combinados con placas de poliestireno; varillas de refuerzo en las nervaduras, según el cálculo estructural; y una membrana de compresión de concreto hidráulico reforzada con malla electrosoldada.



LOSA FÁCIL

El método de diseño consiste en:

- Análisis de cargas.
- Análisis de las reacciones de la nervadura.
- Cálculo del área de acero necesaria para resistir las reacciones.
- Revisión por cortante.
- seleccionar el perfil de acero más conveniente de acuerdo a las cargas.

2) DISEÑO DE LOSAS DE CONCRETO REFORZADO

LOSA MACIZA SEGUNDO NIVEL EN TABLEROS I Y II

1) ANÁLISIS DE CARGAS

MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOTAL (ton/m ²)
TEJA			0.04
LOSA	0.11	2.4	0.264
YESO	0.02	1.5	0.03
CM=			0.334

TEJA 1/2 CAÑA DE 32 cm.

Pz/m ²	Peso/m ²
36 Piezas	40 kg

NOTA: Se propone un espesor de losa de 10 cm y en caso de no ser suficiente se cambia por el peralte mínimo calculado.

CARGAS DE SERVICIO

CARGAS PERMANENTES

CM =	0.334	ton/m ²
Cadic. =	0.04	ton/m ²
CV =	0.04	ton/m ²
W =	0.414	ton/m ²

CARGAS PERMANENTES + ACCIDENTALES

CM =	0.334	ton/m ²
Cadic. =	0.04	ton/m ²
CV =	0.02	ton/m ²
W =	0.394	ton/m ²

NOTA: Para obtener la CV nos vamos a las normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño, en nuestro caso para cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5 %, para cargas permanentes la CV = 0.04 ton/m² y para cargas permanentes mas accidentales la CV = 0.02 ton/m².

2) REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO

Se revisará el tablero más desfavorable en nuestro caso será el tablero I.

Se tomará el recubrimiento de acuerdo a las NTC-CONCRETO de la tabla 4.5 (recubrimiento libre mínimo requerido). De acuerdo a las clasificaciones de exposición (tabla 4.1), en nuestro caso para superficies de miembros que no están en contacto con el terreno pero expuestos a ambientes exteriores no agresivos (A2), le corresponde un Recubrimiento = 3.5 cm.

Para obtener el perímetro del tablero se sumaran sus lados de la siguiente manera:

En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50 por ciento si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25 por ciento cuando lo sean. Por lo tanto el Perímetro = (la suma de lados continuos)+ (la suma de lados discontinuos multiplicada por 1,5)

$$f_x = 0.6f_y$$

$W_{total} =$	0.414	ton/m ²
Perímetro =	16.78	m
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$f_s =$	2520	kg/cm ²
Rec. =	3.5	cm

Para el cálculo del d_{min} se propone utilizar 2 tipos de concretos, concreto $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$ dividir entre 170 y concreto $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ dividir entre 250, con la siguiente expresión.

Proponiendo $f'c = 200 \text{ kg/cm}^2$.

$d_{min} =$	10.095	cm
$d_{min} + \text{rec.}$	13.595	cm

$$d_{min} = \frac{\text{Perímetro}}{250 \text{ ó } 170} (0.032 \sqrt{f_x w})$$

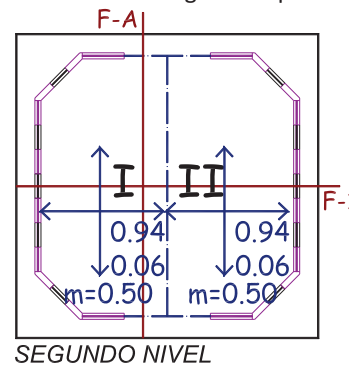
Proponiendo $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

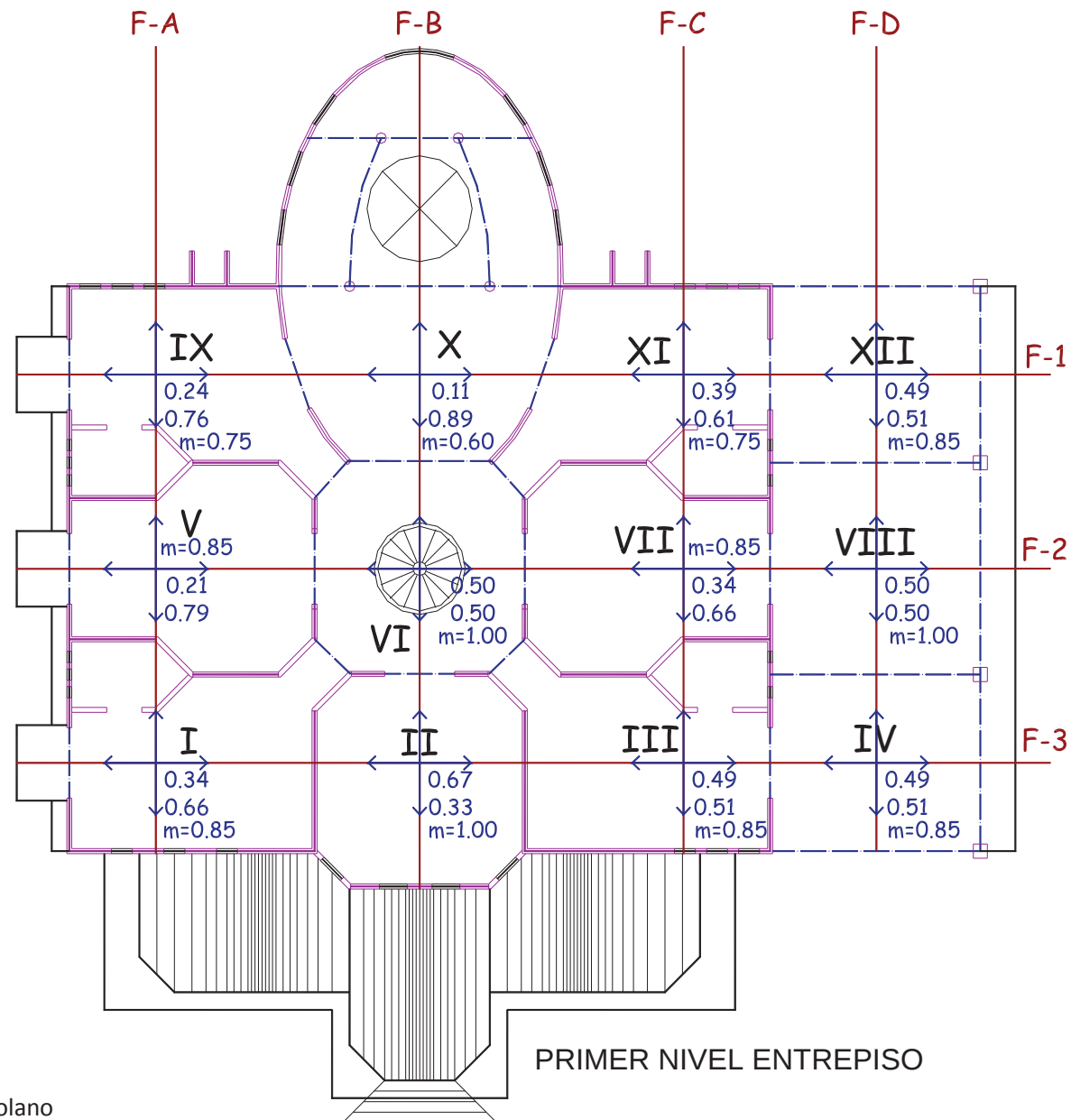
$d_{min} =$	6.864	cm
$d_{min} + \text{rec.}$	10.364	cm

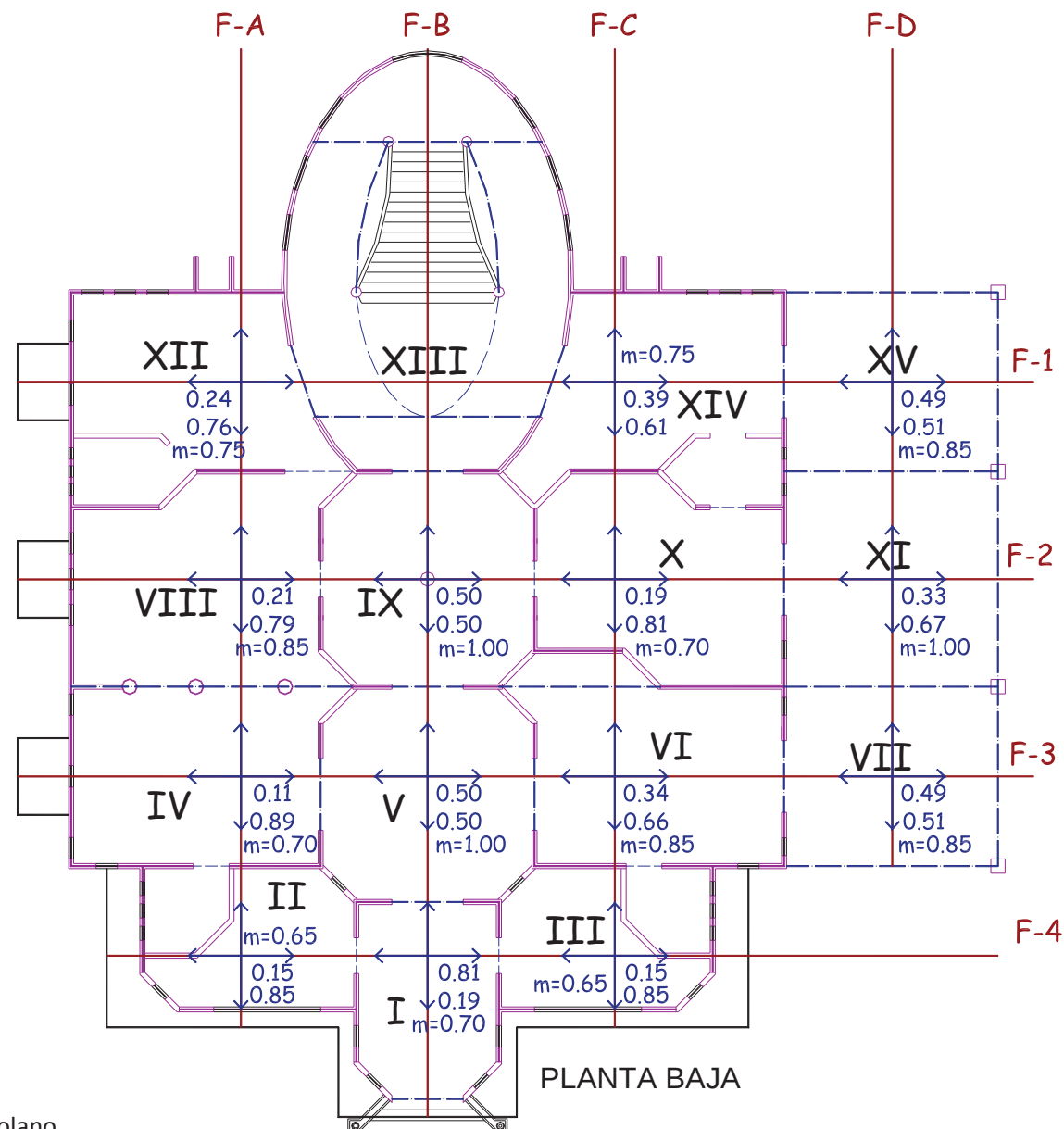
Se tomará el peralte de acuerdo al criterio del diseñador, en este caso se tomará el espesor total $H = 10.364 \text{ cm} \approx 11 \text{ cm}$.

3) ANÁLISIS.

En nuestro caso se utilizará el método de igualación de flechas, que consiste en trazar líneas o franjas a lo largo de los tableros, las franjas se simularán como vigas anchas, tomando una sección de ancho unitario y peralte igual ala calculado con una longitud de acuerdo a los claros de los tableros. Afectando la carga de cada franja por factores de distribución (tabla No. 3, fracciones de la carga total que se reparte en cada sentido).







OBTENCIÓN DEL CORTANTE Y LOS MOMENTOS MÁXIMOS

Para la obtención del cortante y de los momentos máximos se pueden utilizar los métodos de **CROSS** y **RIGIDECES**, o un programa de análisis estructural. En este caso se usó el programa SAP 2000.

Se muestra la **FRANJA 1**, que resulto ser la más desfavorable.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

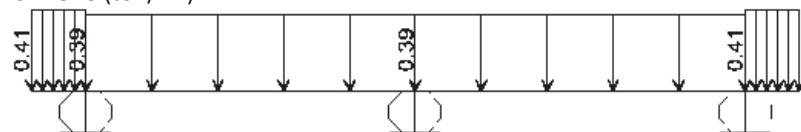
$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.11 \text{ m}$$

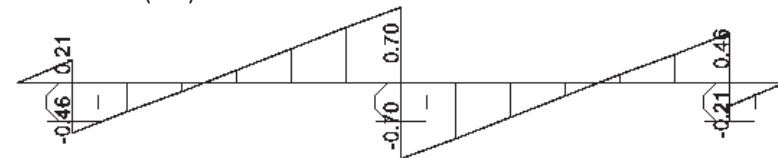
$$\text{VOLADO } W = 0.414 \text{ ton/m}$$

$$L = 0.5 \text{ m}$$

CARGAS (ton/m²)



CORTANTES (ton)



$$\text{TABLERO I } W = (0.414 \cdot 0.94) = 0.389 \text{ ton/m}$$

$$L = 3 \text{ m}$$

$$\text{TABLERO II } W = (0.414 \cdot 0.94) = 0.389 \text{ ton/m}$$

$$L = 3 \text{ m}$$

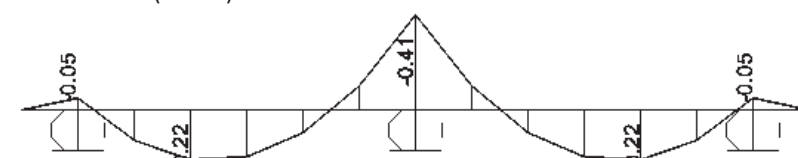
$$\text{VOLADO } W = 0.414 \text{ ton/m}$$

$$L = 0.5 \text{ m}$$

DEFORMACIÓN



MOMENTOS (ton-m)



$M_{\text{máx}} (+)$	=	0.22	ton-m	F-1
$M_{\text{máx}} (-)$	=	0.41	ton-m	F-1
$V_{\text{máx}}$	=	0.7	ton	F-1

Obtención del cortante de diseño (V_u) y de los momentos de diseño (M_u). **NOTA:** Factor de carga (F_c), NTC-CRITERIOS, sección 3.4.

$$M_u = F_c M_{\text{máx}}$$

$$V_u = F_c V_{\text{máx}}$$

F_c	=	1.4	
$M_u (+)$	=	0.308	ton-m
$M_u (-)$	=	0.574	ton-m
V_u	=	0.98	ton

4) **DISEÑO POR FLEXIÓN.** Para diseño por flexión, F_R se tomará igual a 0.9 de acuerdo a las NTC-CONCRETO.

$$f^*c = 0.8f'c$$

$$f'c = 0.85f^*c$$

DATOS:

$f_y =$	4200	kg/cm ²
$f'c =$	250	kg/cm ²
$f^*c =$	200	kg/cm ²
$f'c =$	170	kg/cm ²
$F_R =$	0.9	
$b =$	100	cm
$d =$	7.5	cm

a) Diseño para momento negativo M_u (-)

$$A_s = \frac{f'c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'c}} \right] b d$$

Comparación con el área de acero mínima por temperatura.

$$a_{st} = \frac{660X_1}{f_y(100 + X_1)} \quad A_{st} = \delta_{st} b$$

X_1 , es el peralte de la losa con el recubrimiento

Como:

Se usará el área de acero mayor que será $A_s = 2.097 \text{ cm}^2$

$M_u (-) =$	0.574	ton-m
$A_s =$	2.097	cm ²

$X_1 =$	11	cm
$A_{st} =$	1.557	cm ²

A_s	>	A_{st}
-------	---	----------

Separación de la varilla.

NOTA: Seleccionaremos la varilla que utilizaremos de acuerdo a nuestras necesidades.

$$S = \frac{100a_g}{A_s}$$

Comparación con $S_{\min}$ y $S_{\max}$

$$S_{\min} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{\max} \leq \left\{ \begin{array}{l} 50 \text{ cm} \\ 3.5 X_1 \end{array} \right\}$$

Varilla	Área	U
#3	0.71	cm ²
$S =$	33.86	cm

$S_{\min} =$	6	cm
$S_{\max} =$	50	cm
$S_{\max} =$	38.5	cm

NOTA: La separación calculada es menor que la separación máxima, y mayor que la separación mínima por lo tanto rige la separación calculada de 33.86 cm. Para mayor facilidad constructiva la separación será 30 cm. Cuando S_{cal} sea menor que $S_{mín}$ se cambiarán las dimensiones o las propiedades de los materiales de la losa, y cuando S_{cal} sea mayor que $S_{máx}$ se empleará $S_{máx}$.

Usar varilla # 3 @ 30 cm c.ac.

b) Diseño para momento positivo M_u (+)

Se realiza el mismo procedimiento anterior solo que diseñaremos ahora para el momento positivo M_u (+) = 0.308 t-m, obteniendo como resultado:

Usar varilla # 3 @ 30 cm c.ac.

5) REVISIÓN POR CORTANTE

Para diseño por cortante, F_R se tomará igual a 0.8 de acuerdo a las NTC-CONCRETO.

$V_u =$	0.98	ton
$F_R =$	0.8	

Cálculo de la fuerza de diseño que toma el concreto V_{CR} .

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f'_c}$$

$V_{CR} =$	4.243	ton
------------	-------	-----

Por lo tanto como:

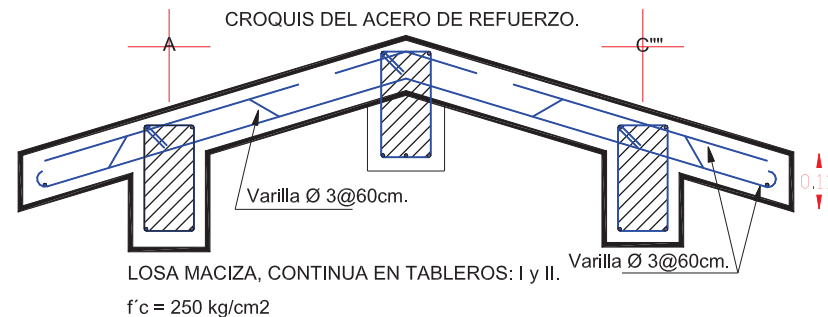
V_u	<	V_{CR}
ton		ton
0.98		4.243

Si resiste el cortante el concreto de la losa.

7) CROQUIS DEL ACERO DE REFUERZO

Se colocarán cumpios y bastones de tal forma que cubramos la zona donde se desarrollan los esfuerzos de tensión, y tengamos un ahorro de acero.

Se colocará una varilla recta en el lecho inferior con bastones donde se presenten momentos negativos y la siguiente varilla en forma de cumpios, por lo tanto quedarían intercaladas.



LOSA RETICULAR PRIMER NIVEL EN TABLEROS I, II, V, VI, IX Y X.

1) ANÁLISIS DE CARGAS

MATERIAL	ESPESOR	PESO VOL.	PESO TOTAL
	(m)	(ton/m ³)	(ton/m ²)
PISO			0.055
MORTERO	0.03	2.1	0.063
*LOSA	0.10	2.4	0.250
YESO	0.02	1.5	0.03
		Σ=	0.398

***CÁLCULO DEL $d_{equivalente}$**

Se propone una altura del casetón de 15 cm + 5 cm de capa de compresión, dando un espesor total de la losa H= 20 cm. En caso de no cumplir con el d_{min} proponer otro peralte.

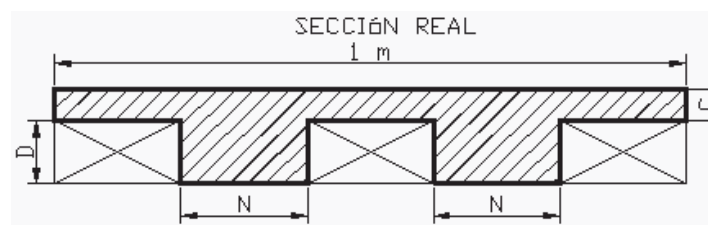
C = Capa de compresión.

N = Es la base de la nervadura.

D = Altura del casetón.

$$d_{equivalente} = c + 4ND - 4N^2D$$

C =	0.05	m
N =	0.10	m
D =	0.15	m
$d_{equivalente}$ =	0.10	m



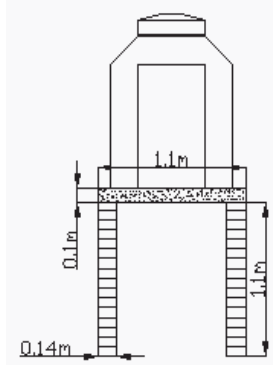
CARGAS DE SERVICIO

CARGAS PERMANENTES

CM =	0.398	ton/m ²
Cadic. =	0.04	ton/m ²
CV =	0.17	ton/m ²
W =	0.608	ton/m ²

CARGAS PERMANENTES + ACCIDENTALES

CM =	0.398	ton/m ²
Cadic. =	0.04	ton/m ²
CV =	0.09	ton/m ²
W =	0.528	ton/m ²

CARGA DEL TINACO SOBRE EL TABLERO II

Cargas uniformemente distribuidas

a_1	6	m
a_2	6	m

MUROS	L	t	h	P.Vol.	PESO TOTAL
No	(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	(ton)
2	1	0.14	1.1	1.5	0.462
LOSA	b	d	L	P.Vol.	PESO TOTAL
No	(m)	(m)	(m)	(t/m ³)	(ton)
1	1.1	0.1	1.1	2.4	0.2904
TINACO	W propio	W liquido			PESO TOTAL
Tipo	(kg)	(kg)			(ton)
Rotoplas 1100 L	27.7	1100			1.128
$\Sigma =$					1.880

$$m = \frac{a_1}{a_2}$$

m	F
1	1.6

$$W_{dist.} = \frac{W_{total del tinaco} (F)}{a_1 a_2}$$

$W_{dist.}$	0.084	ton/m ²
W_{total}	0.691	ton/m ²

2) REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO (d_{min})

Se revisará el tablero más desfavorable (el de mayor carga y lados discontinuos) en nuestro caso será el tablero I.

$W_{total} =$	0.691	ton/m ²
Perímetro =	31.06	m
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$f_s =$	2520	kg/cm ²
Rec. =	3.5	cm

Proponiendo $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.

$d_{min} =$	14.443	cm
$d_{min} + \text{rec.}$	17.943	cm

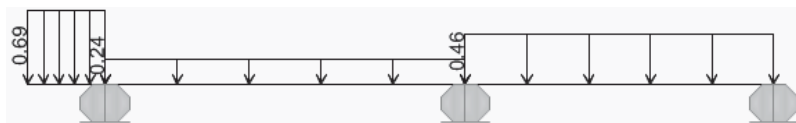
Como nuestro peralte propuesto cumple con el d_{min} , por lo tanto utilizaremos nuestro peralte propuesto de $H = 20 \text{ cm}$.**3) ANÁLISIS**

Se muestra FRANJA 3, que resultó ser la más desfavorable.

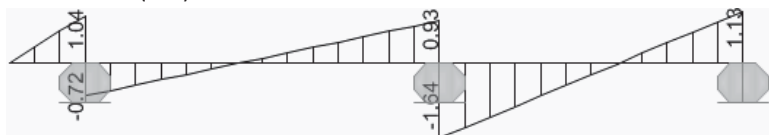
 $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $b = 1 \text{ m}$ $d = 0.10 \text{ m}$ VOLADO $W = 0.691 \text{ ton/m}^2$ $L = 1.5 \text{ m}$ TABLERO I $W = (0.691)(0.34) = 0.235 \text{ ton/m}^2$ $L = 7.0 \text{ m}$ TABLERO II $W = (0.691)(0.67) = 0.463 \text{ ton/m}^2$ $L = 6.0 \text{ m}$

El análisis realizado con el software SAP 2000 arrojó los siguientes resultados:

CARGAS (ton/m²)

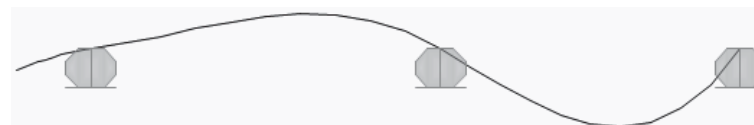


CORTANTES (ton)

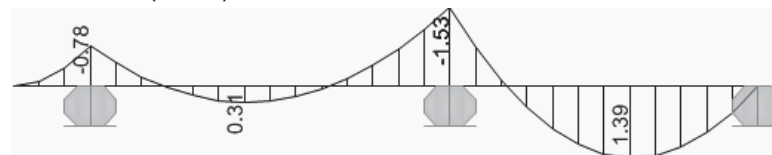


M _{máx} (+)	=	1.39	ton-m	F-1
M _{máx} (-)	=	1.53	ton-m	F-1
V _{máx}	=	1.64	ton	F-1

DEFORMACIÓN



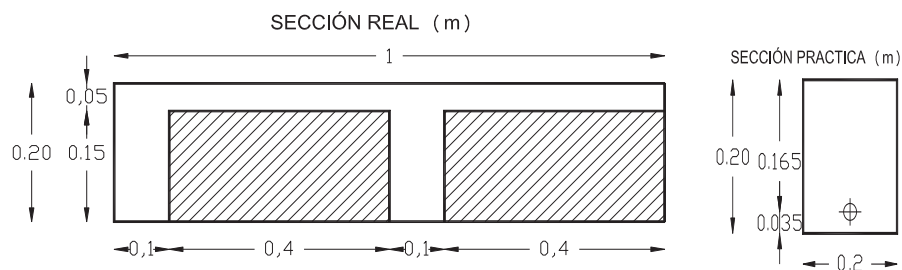
MOMENTOS (ton-m)



F _c	=	1.4	
M _u (+)	=	1.946	ton-m
M _u (-)	=	2.142	ton-m
V _u	=	2.296	ton

4) DISEÑO POR FLEXIÓN

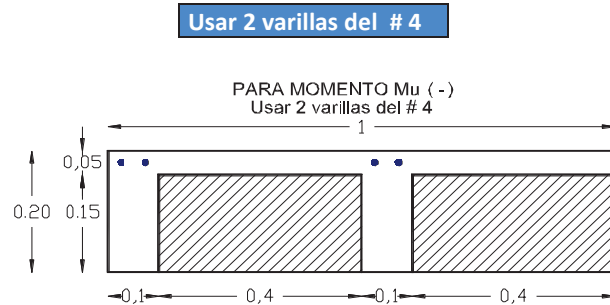
Se analizan las nervaduras, de una sección de losa de 1 m, uniando las nervaduras que se encuentran dentro de la sección de losa.



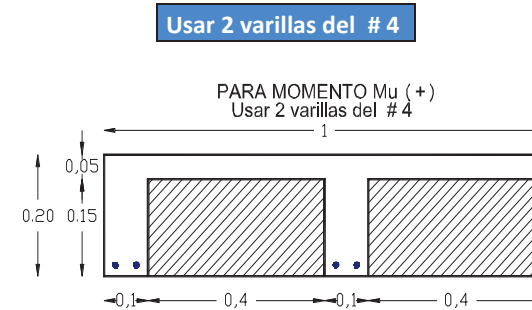
f _y	=	4200	kg/cm ²
f'c	=	250	kg/cm ²
f*c	=	200	kg/cm ²
f''c	=	170	kg/cm ²
F _R	=	0.9	
b	=	20	cm
d	=	16.5	cm

a) Diseño para momento negativo $M_u (-) = 2.142 \text{ ton-m}$

Encontramos el porcentaje de acero ($\rho = 0.0123$) y lo comparamos con el mínimo y el máximo, después calculamos el área de acero (2.024 m^2) y proponemos las varillas de la misma forma que en el de la losa maciza, resultando:

**b) Diseño para momento positivo $M_u (+) = 1.946 \text{ ton-m}$**

Encontramos el porcentaje de acero ($\rho = 0.0109$) y lo comparamos con el mínimo y el máximo, después calculamos el área de acero (1.804 m^2) y proponemos las varillas de la misma forma que en el de la losa maciza, resultando:

**5) DISEÑO POR CORTANTE**

$V_u =$	2.296	ton
$F_R =$	0.8	

Cálculo de la fuerza de diseño que toma el concreto V_{CR} . **NOTA:** El $A_{s_{real}} = 2$ Varillas del # 4 (varilla en compresión)

$$\rho_{real} = \frac{A_{s_{real}}}{bd}$$

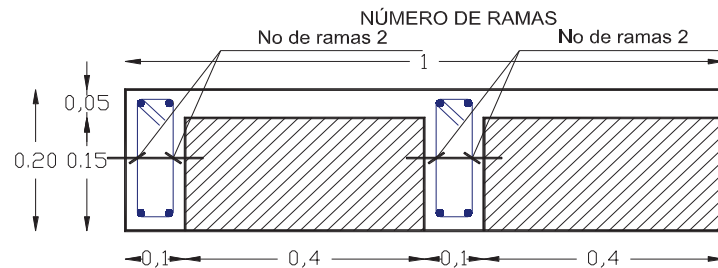
$$V_{CR} = F_R bd (20\rho + 0.2) (\sqrt{f'c})$$

$\rho_{real} =$	0.008	
$V_{CR} =$	1.321	ton

Por lo tanto como:

V_u	$>$	V_{CR}
-------	-----	----------

Se colocará acero por cortante (Estribos).

COLOCANDO ESTRIBOS

Varilla	Área	U
#2.5	0.49	cm ²
f _y =	2530	kg/cm ²
No Ramas =	2	U
A _v =	0.98	cm ²

Cálculo de la separación de los estribos

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

$$S = 336 \text{ m}$$

Comparación con $S_{\min}$ y $S_{\max}$.

$$S_{\min} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{\max} = 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto colocamos los estribos a cada 20 cm.

$$S = 20 \text{ cm}$$

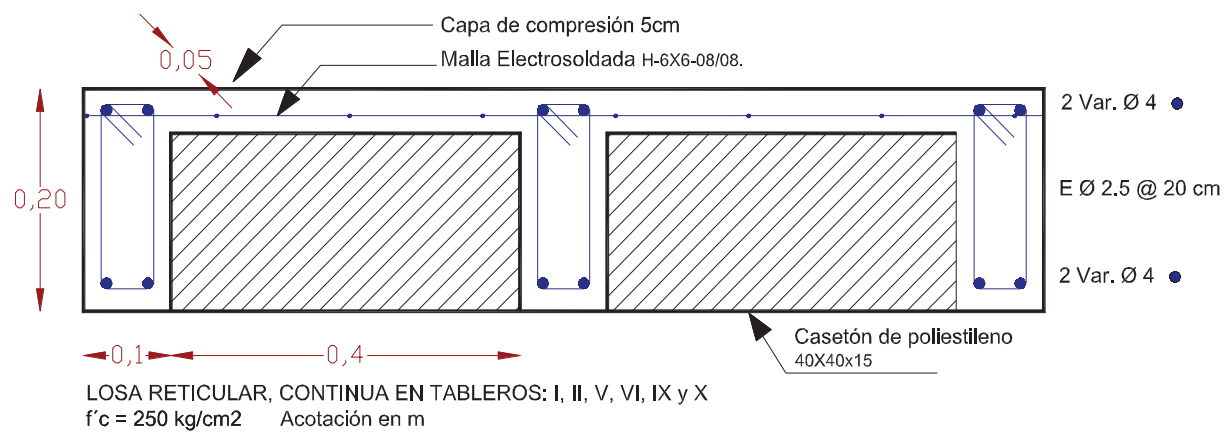
SELECCIÓN DE LA MALLA ELECTROSOLDADA

La malla electrosoldada está fabricada con alambres longitudinales y transversales de igual calibre y soldados entre sí, formando una cuadrícula de 6"X6" en calibres 10, 8, 6, 4 y 3.

X ₁ =	5	cm
a _{s1} =	0.007	
A _{st} =	0.748	cm ²

Usar Malla Electrosoldada H-6X6-08/08.		
A _s =	0.871	cm ²

6) CROQUIS DEL ACERO DE REFUERZO



LOSA MACIZA PLANTA BAJA EN TABLEROS I, II Y III

RESUMEN

$$F'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 11 \text{ cm}$$

ANÁLISIS. Se muestra la **FRANJA 4**, que resultó ser la más desfavorable

$$\text{VOLADO } W = 0.414 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 1 \text{ m}$$

$$\text{TABLERO I } W = (0.414)(0.65) = 0.269 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$\text{Rec} = 2.5 \text{ cm}$$

$$\text{Permanente } W = 0.414 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{Permanente} + \text{accidental } W = 0.394 \text{ ton/m}^2$$

$$\text{TABLERO II } W = (0.414)(0.81) = 0.335 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 4 \text{ m}$$

$$\text{TABLERO III } W = (0.414)(0.65) = 0.269 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 6 \text{ m}$$

Tablero desfavorable II

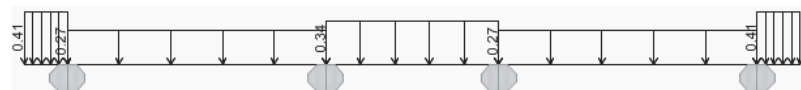
$$\text{Perímetro } 18.82 \text{ m}$$

$$D_{\min} + \text{Rec} = 10.2 \text{ cm} < H = 11 \text{ cm OK}$$

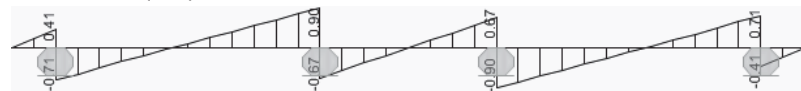
$$\text{VOLADO } W = 0.414 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 1 \text{ m}$$

CARGAS (ton/m²)



CORTANTES (ton)



$$A_s = 3.586 \text{ m}^2 \quad S = 20 \text{ cm}$$

Usar varillas del # 3 @ 20 cm c.a c. En ambos sentidos

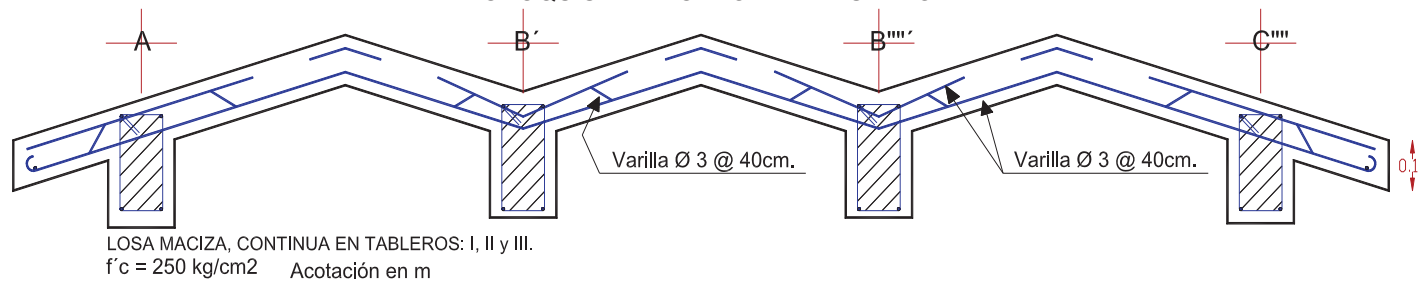
DEFORMACIÓN



MOMENTOS (ton-m)



CROQUIS DEL ACERO DE REFUERZO.



LOSA RETICULAR PLANTA BAJA EN TABLEROS IV, V, VI, VIII, IX, X, XII, XIII y XIV

1) ANÁLISIS DE CARGAS

MATERIAL	ESPESOR	PESO VOL.	PESO TOTAL
	(m)	(ton/m ³)	(ton/m ²)
PISO			0.055
MORTERO	0.03	2.1	0.063
*LOSA	0.10	2.4	0.250
YESO	0.02	1.5	0.03
		$\Sigma =$	0.398

***CÁLCULO DEL $d_{\text{equivalente}}$**

Proponemos el peralte de la losa que es de 15 cm + 5 cm de capa de compresión, $H = 20\text{cm}$.

C =	0.05	m
N =	0.1	m
D =	0.15	m
$d_{\text{equivalente}} =$	0.10	m

CARGAS DE SERVICIO

CARGAS PERMANENTES

CM =	0.398	ton/m ²
Cadic. =	0.04	ton/m ²
CV =	0.17	ton/m ²
W =	0.608	ton/m ²

CARGAS PERMANENTES + ACCIDENTALES

CM =	0.398	ton/m ²
Cadic. =	0.04	ton/m ²
CV =	0.09	ton/m ²
W =	0.528	ton/m ²

TABLERO CON MAYOR CARGA DEBIDO A MUROS DE CARGA Y DIVISORIOS QUE APOYAN SOBRE EL

Calcularemos el peso de los muros de carga y de los muros divisorios los cuales están apoyados sobre los tableros.

ANÁLISIS DE CARGAS DE MUROS DE TABIQUE DE BARRO ROJO RECOCIDO CON DIVERSOS RECUBRIMIENTOS (Espesor de 14 cm)							CARGA W kg/m²	CARGA W kg/m	
CROQUIS	RECUBRIMIENTO							ALTURA DEL MURO	
								3	2.4
	AZULEJO - MORTERO/YESO						340	1020	816
	MATERIAL	AZULEJO	MORTERO	TABIQUE	MORTERO	YESO			
	ESPESOR	0.008	0.03	0.14	0.02	0.015			
	P- Vol.	1800	2100	1500	1500	1500			
	W kg/cm2	14.4	63	210	30	22.5			
	YESO/MORTERO - MORTERO/YESO						315	945	756
	MATERIAL	YESO	MORTERO	TABIQUE	MORTERO	YESO			
	ESPESOR	0.015	0.02	0.14	0.02	0.015			
	P. VOL.	1500	1500	1500	1500	1500			
	W kg/cm2	22.5	30	210	30	22.5			

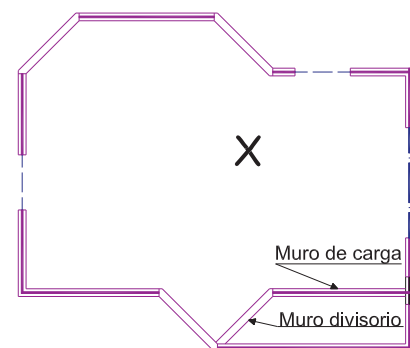
TABLERO X. Recibe los muros:

MURO	TIPO	RECUBRIMIENTO
3" C"-C"	Muro divisorio	AZULEJO-MORTERO/YESO
3" C"-D	Muro de Carga	AZULEJO-MORTERO/YESO

Peso del muro de carga con su respectivo peso de losa.

Peso muro divisorio.

Muro	L	H	W _{Muro}	A _T	W _{losa}	PESO TOTAL
No	m	m	t/m ²	m ²	t/m ²	ton
3" C"-C"	1.45	3	0.34	0	0	1.48
3" C"-D	2.5	3	0.34	9.37	0.443	6.70
Σ=						8.18



Cargas uniformemente distribuidas. F = Factor para considerar las cargas lineales como cargas uniformes equivalentes (NTC-CONCRETO tabla 6.1).

$a_1 =$	5	m
$a_2 =$	7	m

$$m = \frac{a_1}{a_2}$$

$$W_{Mi} = \frac{\text{Peso total del } M_i}{a_1 a_2} (F)$$

Muro	m	F	W_{Muro}
No			ton/m ²
3" C"-C"	0.7	1.58	0.067
3" C"-D	0.7	1.73	0.331

Peso total en el tablero.

3" C"-C"	0.067	ton/m ²
3" C"-D	0.331	ton/m ²
$W_s =$	0.608	ton/m ²
$\Sigma =$	1.006	ton/m ²

Con el peso del muro de carga y el divisorio sumados al peso de los materiales de la losa reticular, comenzamos el cálculo de la losa:

2) REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

Tablero X

$$\text{Perímetro} = 24.25 \text{ cm}$$

$$\text{Rec} = 2.5 \text{ cm}$$

$$d_{\text{mín}} = 12.384 \text{ cm}$$

$$d_{\text{mín}} + \text{Rec} = 14.884 \text{ cm} < H = 20 \text{ cm}$$

Por lo tanto está bien

3) ANÁLISIS. Se muestra la FRANJA F2, que resultó ser la más desfavorable

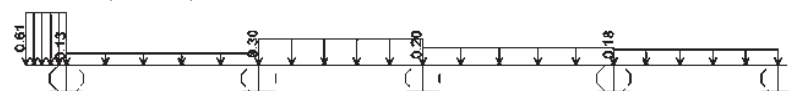
$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.10 \text{ m}$$

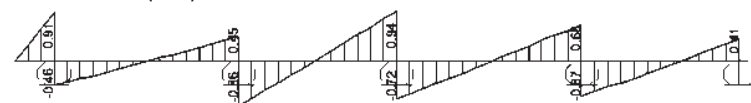
$$\text{VOLADO } W = 0.608 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 1.5 \text{ m}$$

CARGAS (ton/m²)



CORTANTES (ton)



$$\text{TABLERO VIII } W = (0.608)(0.21) = 0.13 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 7 \text{ m}$$

$$\text{TABLERO IX } W = (0.608)(0.50) = 0.30 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$\text{TABLERO X } W = (1.006)(0.19) = 0.20 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 7 \text{ m}$$

$$\text{TABLERO XI } W = (0.608)(0.33) = 0.18 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 6 \text{ m}$$

DEFORMACIÓN



MOMENTOS (ton-m)



4) DISEÑO POR FLEXIÓN

$M_u(-) = 1.288 \text{ ton-m}$

$\rho = 0.0060$

$A_s = 1.052 \text{ cm}^2$

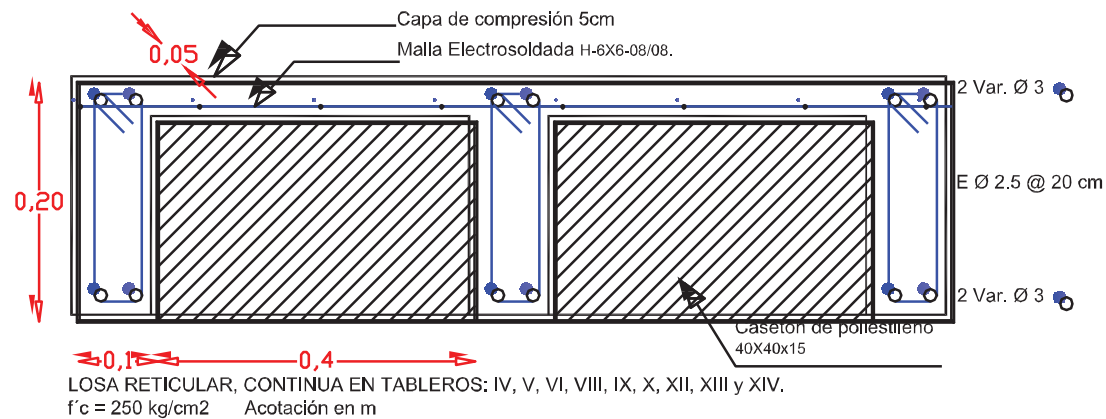
Usar 2 varillas del # 3

Como el momento del $M_u(+) = 0.78 \text{ ton-m}$, es menor que el momento negativo será por lo tanto el mismo armado

Usar 2 varillas del # 3

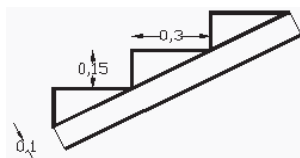
5) REVISIÓN POR CORTANTE

$V_u = 1.32 \text{ ton} > V_{CR} = 1.11 \text{ ton}$, por lo tanto se colocará refuerzo por cortante en forma de estribos del # 2.5, a cada 20 cm.

6) CROQUIS DE ARMADO

DISEÑO DE ESCALERAS

Escalera en principal en planta baja. Se propone una losa de 10 cm de espesor.



$$W = \text{Peso del escalón} \times m^2 \quad W = \left(\frac{h}{2}\right) (P.Vol.)$$

MATERIAL	ESPESOR (m)	PESO VOL. (ton/m ³)	PESO TOTAL (ton/m ²)
ESCALÓN	0.075	1.5	0.113
LOSA	0.10	2.4	0.240
YESO	0.02	1.5	0.030
CM=			0.383

CARGAS DE SERVICIO

CARGAS PERMANENTES

CM =	0.383	ton/m ²
Cadic. =	0.04	ton/m ²
CV =	0.35	ton/m ²
W =	0.773	ton/m ²

PERMANENTES + ACCIDENTALES

CM =	0.383	ton/m ²
Cadic. =	0.04	ton/m ²
CV =	0.15	ton/m ²
W =	0.573	ton/m ²

1) REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO (dmín).

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Perímetro} = 15.37 \text{ m}$$

$$D_{\text{mín}} = 7.349 \text{ cm}$$

$$\text{Rec} = 2.5 \text{ cm}$$

$$D_{\text{mín}} + \text{Rec} = 9.849 \text{ cm} < H = 10 \text{ cm}$$

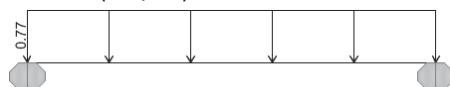
Por lo tanto está bien

2) ANÁLISIS

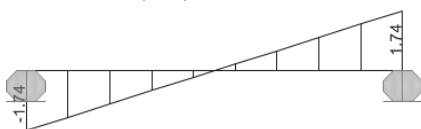
$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.10 \text{ m}$$

CARGAS (ton/m²)



CORTANTES (ton)



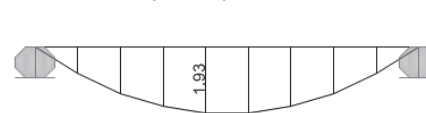
$$W = 0.773 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 4.5 \text{ m}$$

DEFORMACIÓN

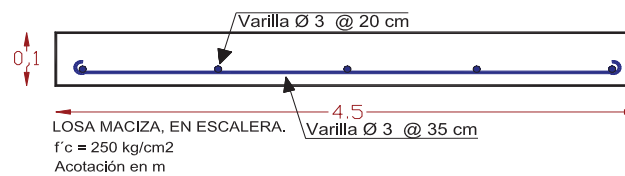


MOMENTOS (ton-m)



3) DISEÑO POR FLEXIÓN $M_u (+) = 2.702 \text{ ton-m}$ $A_s = 11.840 \text{ cm}^2$ **Usar varillas del # 5 @ 15 cm**

En el sentido de la flexión

En el otro sentido colocar $A_{st} = 1.43 \text{ cm}^2$ **Usar varillas del # 3 @ 35 cm****4) DISEÑO POR CORTANTE** $V_u = 2.436 \text{ ton} < V_{CR} = 4.243 \text{ ton}$, Por lo tanto el concreto resiste la fuerza cortante.**5) CROQUIS DEL ACERO DE REFUERZO**

ESCALERA DE CARACOL PRIMER NIVEL**1) DATOS**

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

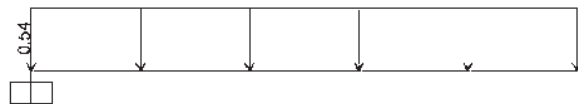
$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Rec} = 2 \text{ cm}$$

$$W = 0.593$$

$$L = 1 \text{ m}$$

2) ANÁLISISCARGAS (ton/m²)

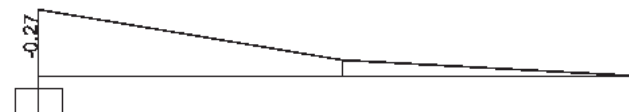
CORTANTES (ton)



DEFORMACIÓN

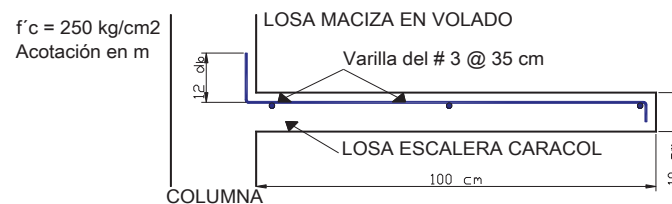


MOMENTOS (ton-m)

**3) DISEÑO POR FLEXIÓN**

$$M_u (-) = 0.378 \text{ ton-m}$$

$$A_s = 1.28 \text{ cm}^2 < A_{st} = 1.43 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto utilizamos el A_{st} en el sentido de la flexión**Usar varillas del # 3 @ 35 cm c.a c. en ambos sentidos****4) DISEÑO POR CORTANTE**
 $V_u = 0.76 \text{ ton} < V_{CR} = 4.53 \text{ ton}$, Por lo tanto resiste el cortante el concreto.
CROQUIS DEL ACERO DE REFUERZO

III.II TRABES DE CONCRETO REFORZADO

1) Flexión simple

La flexión se presenta en elementos como losas y vigas, al igual que el cortante. Sin embargo, se puede diseñar por flexión sin considerar la fuerza cortante debido a que tiene poca influencia.

Cuando una trabe de concreto reforzado alcanza su resistencia máxima puede fallar de 3 maneras de acuerdo a la cantidad de acero que contenga.

- a) Viga subreforzada: La cantidad de acero longitudinal es pequeña y por lo tanto fluye. Se producen deflexiones considerables antes de alcanzar el colapso, apareciendo grietas importantes en la zona de tensión. El comportamiento del miembro es dúctil.
- b) Vigas sobrerreforzadas: La cantidad de acero de tensión es grande y en consecuencia no fluye, la zona de aplastamiento del concreto a compresión es mayor que en el caso anterior y las grietas en la zona de tensión son menores. El elemento falla por aplastamiento del concreto y se presenta una falla frágil.
- c) Sección balanceada: El acero y el concreto alcanzan la fluencia al mismo tiempo, por lo que presenta una falla dúctil.

La falla dúctil es la más recomendable debido a que presenta una deformación considerable, antes del colapso, por lo que se recomienda diseñar de tal forma que se tengan vigas subrerreforzadas.

Cabe mencionar que la existencia de acero longitudinal en la zona de compresión, adecuadamente restringido por refuerzo transversal (estribos), aumenta la ductilidad y resistencia del elemento considerablemente.

2) DISEÑO DE TRABES DE CONCRETO REFORZADO

TRABE 1

1) ANÁLISIS DE CARGAS

Se determinan los pesos que cargará la trabe para calcular las reacciones que ocasiona, el peso de la losa del segundo nivel (azotea) y el peso propio de la trabe.

$W_{\text{llosa Azotea}}$		
A_T	W_{llosa}	$W_{\text{llosa Azotea}}$
m^2	ton/m^2	ton
13.51	0.414	5.59

Peso propio de la trabe

Proponemos las dimensiones de la trabe. El espesor de la trabe de acuerdo a las NTC-CONCRETO, $b \geq 20$ cm y la determinación del peralte con la siguiente fórmula empírica, cumpliendo que $h \leq 3b$:

$$h \geq \frac{L}{10.612}$$

b =	20	cm
h =	50	cm
L =	600	cm

 W_{trabe}

b	h	L	P.VOL.	W_{trabe}
m	m	m	ton/m ³	ton
0.2	0.50	6	2.4	1.44

Carga distribuida sobre la trabe

Es el peso de la losa más el peso propio de la trabe (peso total) entre la longitud de la trabe.

$$W_{Distribuida} = \frac{\text{Peso Total}}{L}$$

$$W_{dist.} = 1.17 \text{ ton/m}$$

2) ANÁLISIS

El análisis se realizó con el software SAP 2000.

DATOS:

$$W_{dist.} = 1.17 \text{ ton/m}$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

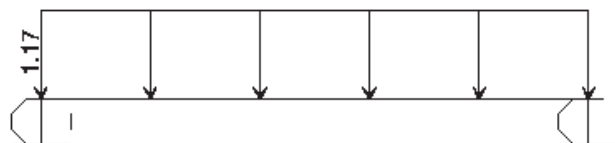
$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 0.20 \text{ m}$$

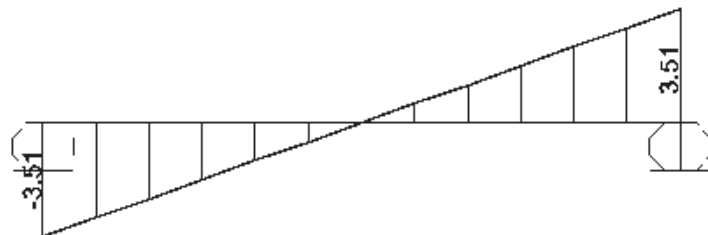
$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

CARGAS (ton/m)



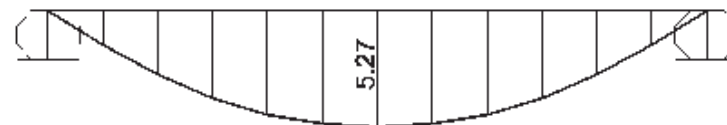
CORTANTES (ton)



DEFORMACIÓN



MOMENTOS (ton-m)



3) DISEÑO POR FLEXIÓN

El diseño se realiza de la misma forma que el de la losa reticular.

DATOS:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_R = 0.9$$

$$b = 20 \text{ cm}$$

$$d = 47.5 \text{ cm}$$

$$\text{Rec.} = 2.5 \text{ cm}$$

$$M_u (+) = 7.378 \text{ ton-m}$$

$$\rho = 0.0046$$

$$A_s = 4.36 \text{ cm}^2$$

Usar 2 varillas del # 5 y 1 varilla del # 3

$$M_u (-) = 0 \text{ ton-m}$$

Por lo tanto utilizamos el $\rho_{\min} = 0.0026$

$$A_s = 2.50 \text{ cm}^2$$

Usar 2 Varillas del # 4

4) DISEÑO POR CORTANTE

Vu =	4.91	ton
FR =	0.8	

Calculo de la fuerza de diseño que toma el concreto VCR.

$$V_{CR} = \begin{cases} \text{Si } \rho \leq 0.015 & V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} \\ \text{Si } \rho \geq 0.015 & V_{CR} = F_R b d \sqrt{f'_c} \end{cases}$$

Vu (ton)	>	V_{CR} (ton)
4.91	>	3.21

$$\rho_{real} = \frac{A_{s_{real}}}{b d}$$

$$\rho_{real} = 0.0049$$

Por lo tanto se requiere de refuerzo por tensión diagonal (estribos).

Calculo de la separación de estribos.

Estribos con varillas del No. 2.5

A_v = No de ramas (a_v)

No Ramas	2	U
a₀ =	0.49	cm ²
Av =	0.98	cm ²

Separación del refuerzo transversal

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

$$S = 91.59 \text{ cm}$$

Comparación con S_{mín} y S_{máx}

$$S_{mín} = 6 \text{ cm}$$

$$S_{máx} = \begin{cases} \text{a) Si } V_{CR} < V_u < 1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \rightarrow S_{máx} \leq 0.5d \\ \text{b) Si } V_u > 1.5 F_R b d \sqrt{f'_c} \rightarrow S_{máx} \leq 0.25d \end{cases}$$

V_{CR}	<	V_u	<	1,5FRbdvf*c
3.206 ton		4.91 ton		16.122 ton

Corresponde al primer caso S_{máx}=0,5d

S_{mín} =	6	cm
a) S_{máx} =	23.75	cm

Por facilidad constructiva usar S = 20 cm

NOTA: Si la calculada fuera menor que la máxima sería la empleada en los extremos de los apoyos de la trabe y en el centro se emplearía la máxima.

5) REVISIÓN DE LAS DEFLEXIONES

Estados limites de servicio NTC-CRITERIOS deformación permisible.

Deformación máxima permisible.

$$\delta_{permisible} = \frac{L}{240} + 0.5$$

$\delta_{permisible} =$	3.000	cm
-------------------------	-------	----

Deformación elástica inmediata

$$E = 10000\sqrt{f_c}$$

$$I = \frac{bh^3}{12}$$

$$\delta_{elást.} = \frac{5WL^4}{384EI}$$

E =	158113.883	kg/cm ²
I =	208333.333	cm ⁴
$\delta_{elást.} =$	0.601	cm

Deformación plástica. El As' será la del acero en la zona de compresión.

$$\rho' = \frac{As'}{bd}$$

$\rho' =$	0.0027	
$\delta_{plastica} =$	1.059	cm

$$\delta_{plastica} = \delta_{elástica} \left(\frac{2}{1 + 50\rho'} \right)$$

Deformación total = deformación elástica + deformación plástica. **NOTA:** En caso de no cumplir que $\delta_{total} < \delta_{permisible}$, aumentar las dimensiones de la sección o las propiedades de los materiales de la trabe.

$$\delta_{total} = 1.660 \text{ cm} < \delta_{permisible} = 3.000 \text{ cm} \text{ Por lo tanto está bien}$$

6) CROQUIS DEL ARMADO DE LA TRABE.

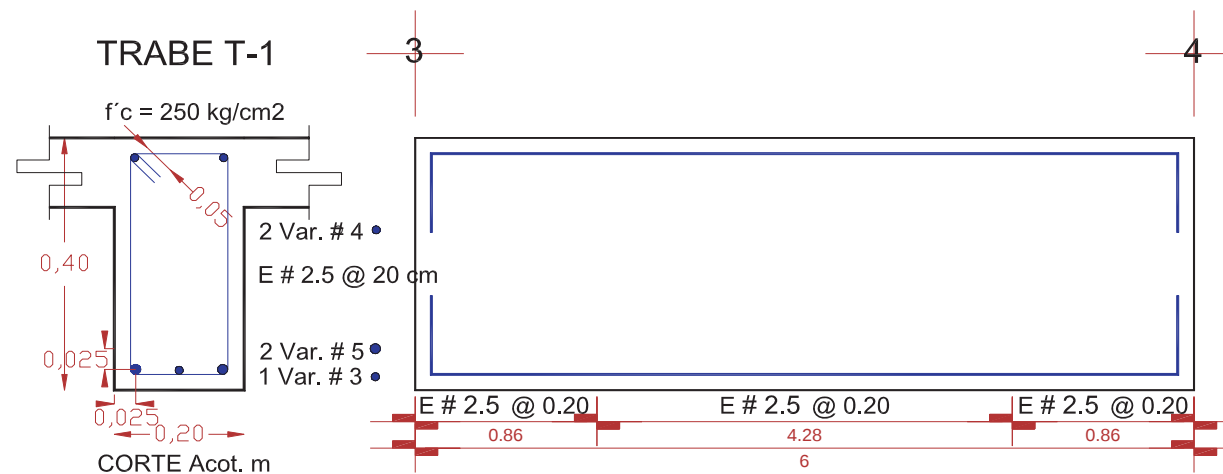
4.9.2 Recubrimiento y separación del refuerzo para la colocación del concreto. Rige la separación (S') mayor.

$$S' \geq \left\{ \begin{array}{l} a) 1.25TNA \\ b) d_b \\ c) 1.5d_b \end{array} \right\}$$

a) =	2.50	cm	←
b) =	1.59	cm	
c) =	2.39	cm	

b =	20	cm
Rec.Lateral=	2.5	cm
Var. # 5 =	1.59	cm
Var. # 3 =	0.95	cm
Est. # 2,5=	0.79	cm
S_{cal} =	4.645	cm

S'	<	S_{cal}
cm		cm
2.50		4.645
Por lo tanto cumple con la separación		



NOTA: Para el diseño de una trabe continua, el diseño es igual que el de una trabe simplemente apoyada en sus extremos como la del ejemplo anterior, solo que se analiza sobre varios apoyos y se toma para el diseño por flexión el momento máximo positivo, el momento máximo negativo y el cortante máximo. Se coloca el acero en las partes donde se presentan los momentos con bastones y barras corridas. Mostraremos a continuación un ejemplo del armado de la trabe continua T-1 en planta baja:

TRABE CONTINUA T-1**ANÁLISIS**

El análisis se realizó con el software SAP 2000.

DATOS:

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

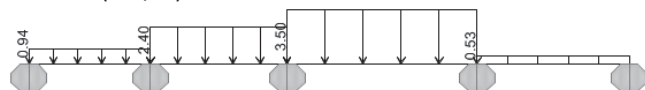
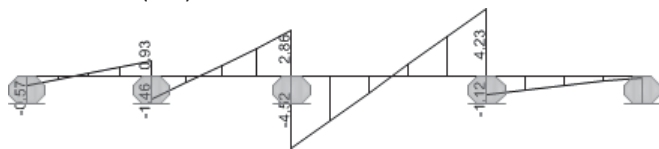
$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{BARRA-1 } W_{\text{dist.}} = 0.94 \text{ ton/m}$$

$$L = 1.6 \text{ m}$$

$$\text{BARRA-2 } W_{\text{dist.}} = 2.40 \text{ ton/m}$$

$$L = 1.8 \text{ m}$$

CARGAS (ton/m)**CORTANTES (ton)****DISEÑO POR FLEXIÓN**

$$\text{Diseño para } M_u (-) = 2.156 \text{ ton/cm}^2$$

$$\rho = 0.0014$$

$$\rho_{\min} = 0.0026$$

$$\rho_{\max} = 0.0152$$

$$A_s = 2.965 \text{ cm}^2$$

$$b = 0.30 \text{ m}$$

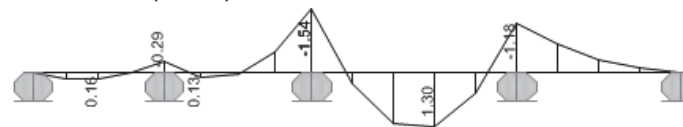
$$h = 0.40$$

$$\text{BARRA-3 } W_{\text{dist.}} = 3.50 \text{ ton/m}$$

$$L = 2.5 \text{ m}$$

$$\text{BARRA-4 } W_{\text{dist.}} = 0.53 \text{ ton/m}$$

$$L = 2.0 \text{ m}$$

DEFORMACIÓN**MOMENTOS (ton-m)****Usar 2 varillas del # 5**

$$\text{Diseño para } M_u (+) = 1.820$$

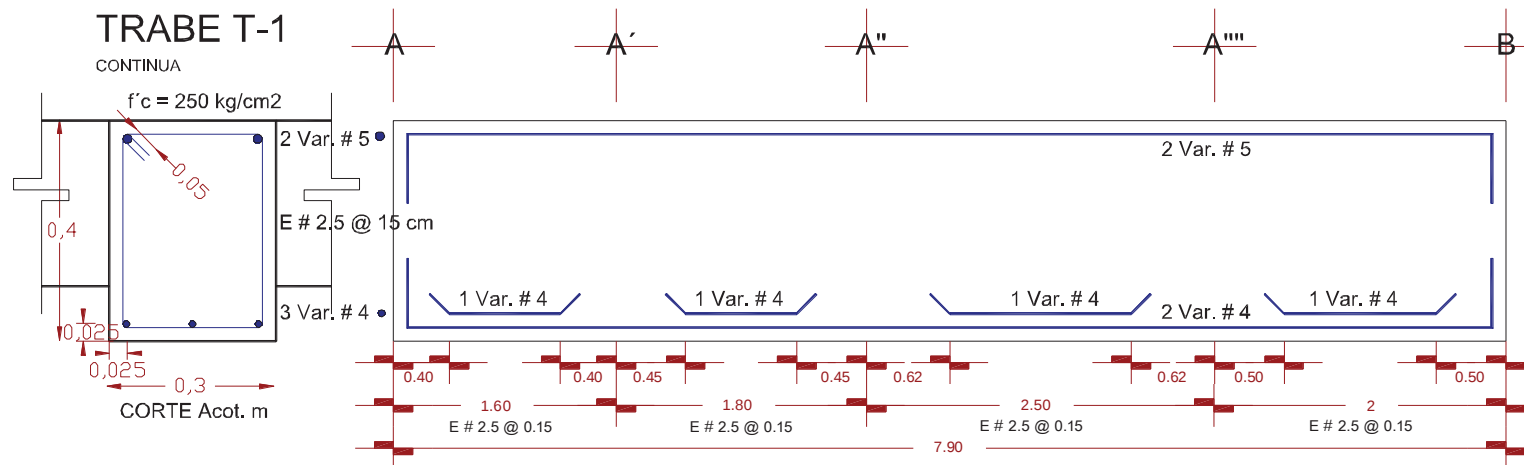
Usar 3 varillas del # 4

$$V_u = 6.33 \text{ ton} > V_{CR} = 3.27 \text{ ton}$$

Por lo tanto requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos)

Usar estribos del # 2.5 @ 15 cm

CROQUIS DEL ARMADO DE LA TRABE



III.III COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO

1) FLEXOCOMPRESIÓN

La flexocompresión es la combinación de flexión y de compresión, el caso más común donde se presenta es en las columnas.

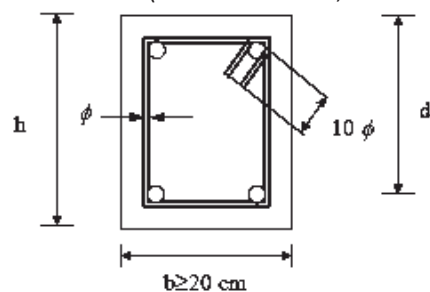
Clasificación:

a) Según la forma de su sección transversal:

- Columnas circulares.
- Columnas rectangulares.
- Cualquier otra forma

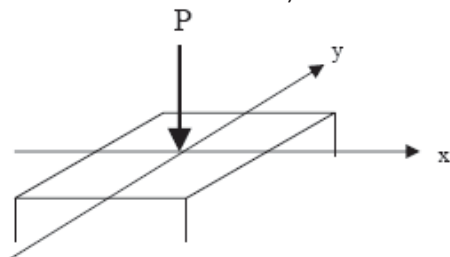
b) Según su armado transversal:

- Columna con estribos (Mínimo 4 varillas, 1 en cada esquina).

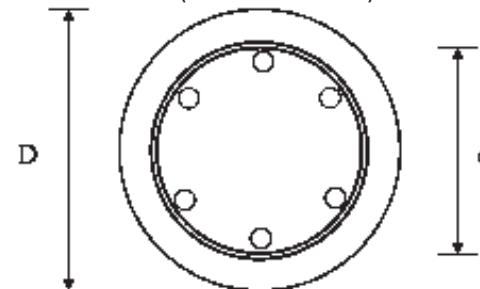


c) Según su carga:

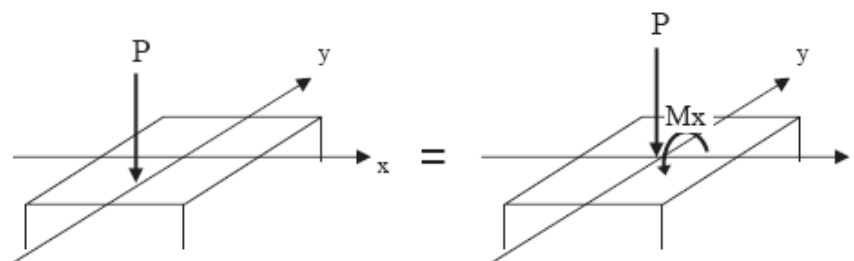
- Carga axial. La carga P coincide con el eje de la columna (estas columnas no existen en la realidad).



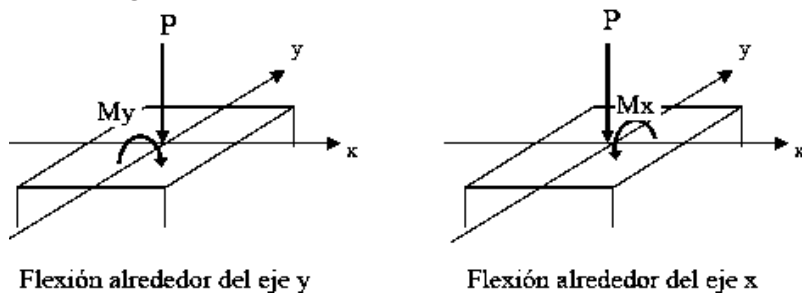
- Columna con zunchos (Mínimo 6 varillas)



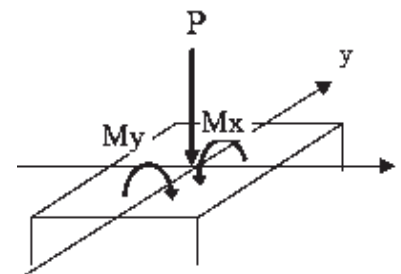
- La carga P excéntrica.



a) Según el sentido de la flexión.

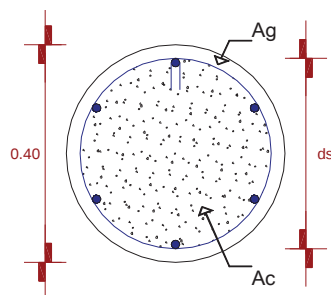


b) Columna real (Flexocompresión biaxial).



2) DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO REFORZADO 1, 3, 5 y 6

Se propone el diámetro y los datos de diseño de acuerdo a las especificaciones de las NTC, para comenzar a diseñar.



DATOS:

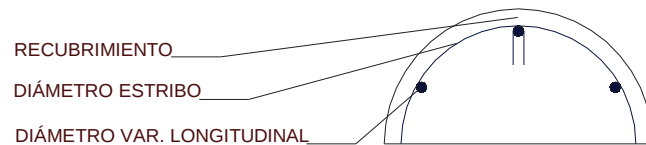
$f'_c =$	250	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$D =$	40	cm
$f^*_c =$	200	kg/cm ²
$f''_c =$	170	kg/cm ²
$H =$	3	m

Condiciones críticas de carga de servicio (Tomando en cuenta la excentricidad accidental)

Calculamos el peso de la losa que va a cargar y las fuerzas laterales que produciría un sismo. Proponemos que las fuerzas laterales sean un 10% de la carga muerta que recibirá ya que están dentro de la estructura y los muros resisten la mayor parte de las fuerzas por sismo.

$P =$	14.8	ton
$M_x =$	4.44	ton-m
$M_y =$	4.44	ton-m

Se propone el recubrimiento libre, el diámetro de los estribos y el refuerzo longitudinal



$$r = \text{Rec} + D_{\text{estribo}} + D_{\text{acero longitudinal}}$$

$$d = D - 2r$$

a) Condición crítica: carga viva y carga muerta

El caso de flexión biaxial se puede reducir a uno de flexión uniaxial mediante la combinación de los dos momentos.

$$M = \sqrt{M_x^2 + M_y^2}$$

$$P_u = 1.4 P$$

$$M_u = 1.4 M$$

$$e = M_u / P_u$$

$$K = \frac{P_u}{F_R D^2 f'_c}$$

Diám. Var. long. =	1.59	# 5
$A_s =$	1.98	cm ²
Diám. zuncho =	0.79	# 2,5
$A_s =$	0.49	cm ²
Rec. =	2.5	cm

r =	4.09	cm
d =	31.83	cm
d/D =	0.80	

M =	6.3	ton-m
P _u =	20.72	ton
M _u =	8.79	ton-m
e =	0.4	m
e/D =	1.1	
F _R =	0.8	Núcleo confinado
K =	0.095	

Para obtener q empleamos los diagramas de interacción para columnas circulares con la grafica d/h (d/D) = 0.80, e/D = 1.1 y K = 0.095:

d/D =	0.80
e/D =	1.1
K =	0.095
q =	0.23

Proponemos el número de varilla

$$A_s = q \frac{\pi D^2 f'_c}{4 f_y}$$

$$\text{Número de varillas} = \frac{A_s}{a_v}$$

Se calcula el área de acero con el q obteniendo:

q =	0.23	
A _s =	11.70	cm ²

# 5 =	1.98	cm ²
No =	5.91	≈ 6 varillas
A _s =	11.88	cm ²

c) Diseño del zuncho

El porcentaje de acero (ρ) del refuerzo en espiral no será menor que:

$$\rho' = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \left(\frac{f_c}{f_y} \right)$$

$$\rho' = 0.12 \left(\frac{f_c}{f_y} \right)$$

$$A_g = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A_c = \frac{\pi (D - 2(Rec.))^2}{4}$$

NOTA: Tomamos el ρ' mayor.

Paso del zuncho (S_h).

Rige la separación menor.

$$S_h \leq \left\{ \begin{array}{l} a) 7 \text{ cm} \\ b) \frac{850}{\sqrt{f_y}} d_b \\ c) 48 d_s \\ d) b = D \end{array} \right\}$$

$$S_h = \frac{A_s \pi d_s}{\rho' A_c}$$

DONDE:

A_s = área del refuerzo del espiral

d_s = diámetro interior de la espiral

S_h = paso de la espiral

$A_g =$	1256.64	cm^2
---------	---------	---------------

$A_c =$	962.1	cm^2
---------	-------	---------------

$\rho' =$	0.0082	←
-----------	--------	---

$\rho' =$	0.0071	
-----------	--------	--

$d_s =$	34	cm
$a) =$	7	cm
$b) =$	21	cm
$c) =$	38	cm
$d) =$	40	cm
$S_h =$	7	cm

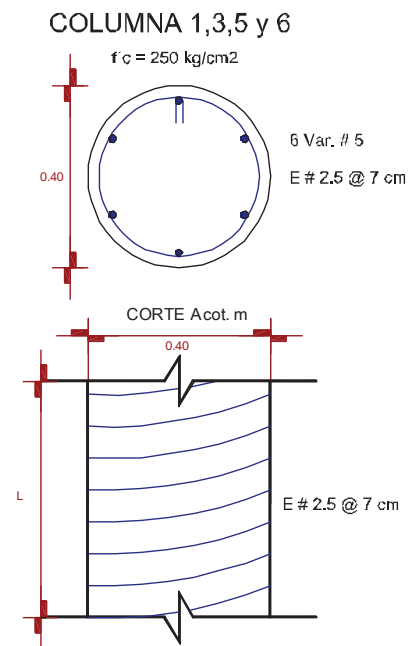
d_b = diámetro del refuerzo longitudinal

d_e = diámetro del zuncho

NOTA: La separación entre vuelta y vuelta del zuncho, requerida por fuerza cortante según el reglamento, dos vueltas consecutivas del zuncho no debe ser mayor de 7 cm. **Por lo tanto rige el menor de 7 cm.**

d) Detalle del refuerzo

Para el refuerzo longitudinal se usarán 6 varillas del # 5, como refuerzo transversal se empleará refuerzo en espiral # 2.5, con un claro libre entre dos vueltas consecutivas de 7 cm.



COLUMNA RECTANGULAR DE CONCRETO REFORZADO CON CARGA AXIAL Y MOMENTO EN DOS DIRECCIONES

Para la determinación de las reacciones en las columnas 7 y 8 se modelaron marcos a base de columnas y trabes.

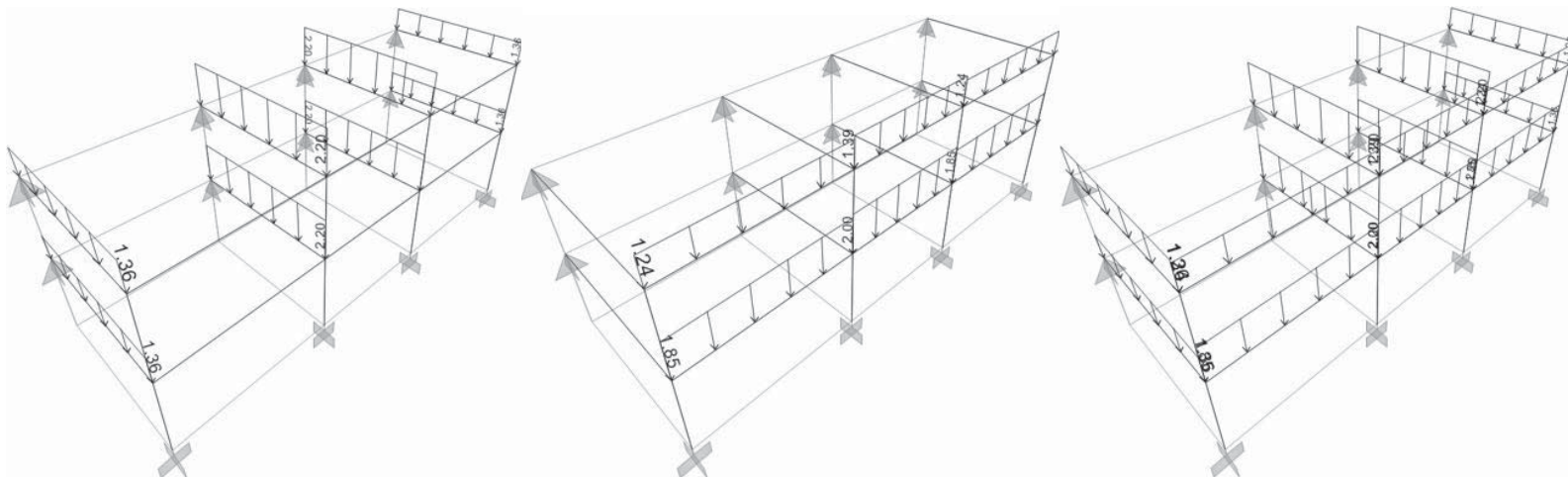
El análisis se realizó con el software SAP 2000.

DATOS:**Columna:**

$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$
Longitud = 300 cm
 $h = 40 \text{ cm}$
 $b = 30 \text{ cm}$

Trabe:

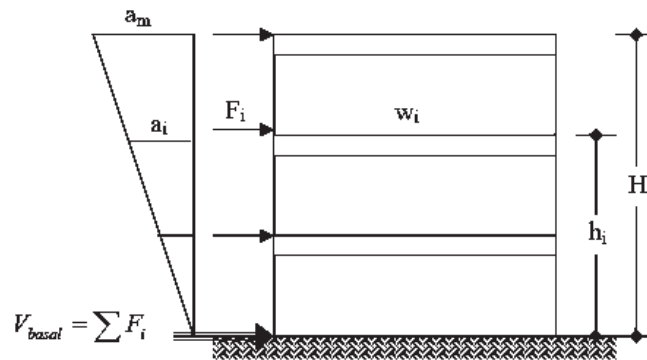
$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2$
 $h = 50 \text{ cm}$
 $b = 20 \text{ cm}$
 $L = 500, 600 \text{ y } 500 \text{ cm}$

CARGAS (ton).

Método estático de análisis sísmico

Emplearemos el método estático para determinar las fuerzas provocadas en cada nivel por el sismo.

En este método se parte de la hipótesis de que la distribución de aceleraciones en los diferentes niveles de la estructura es lineal, partiendo desde cero en la base hasta una aceleración máxima (a_m) en la azotea.



MÉTODO ESTÁTICO

La ecuación para determinar la fuerza, quedará de la siguiente forma:

$$F_i = C_s W_{total} \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

Donde: W_{total} es el peso total de la estructura y C_s es el coeficiente sísmico que se obtiene del reglamento y puede o no ser reducido por el factor de comportamiento sísmico (Q),

$$F_i = \frac{C_s}{Q} W_{total} \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

NOTA: dado que la mampostería tiene muy poca resistencia a tensión, ante la acción de cargas cíclicas presenta un comportamiento poco dúctil, el valor propuesto para estructuras de mampostería recomendado es $Q = 1.5$, de acuerdo a las NTC-SISMO, sección 5.

FUERZAS PROVOCADAS POR EL SISMO

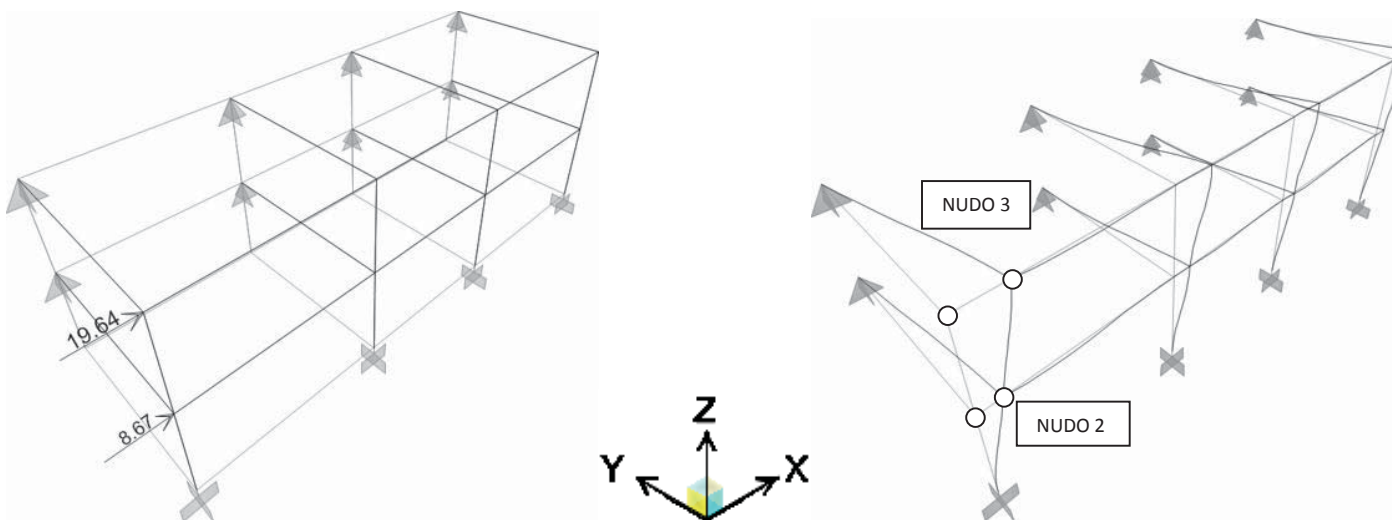
El tipo de terreno en el que se encuentra la estructura es I, la zona sísmica en la que se encuentra la estructura es C, altura de ésta es 9.06 m. De la tabla de coeficientes sísmicos obtenemos que la estructura es del grupo B y el coeficiente sísmico es de $C_s = 0.36$.

$C_s =$	0.36
$Q =$	1.5

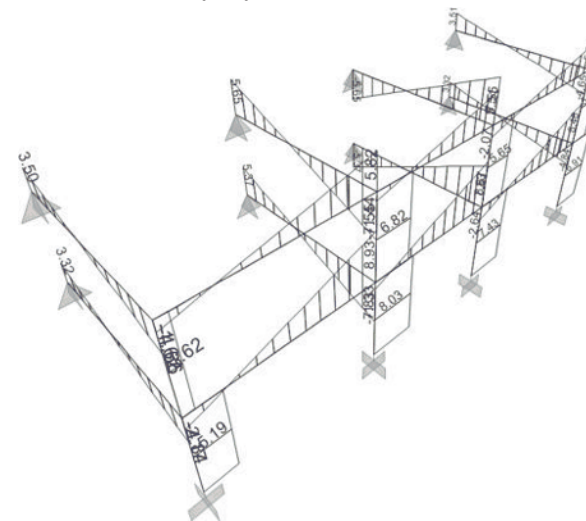
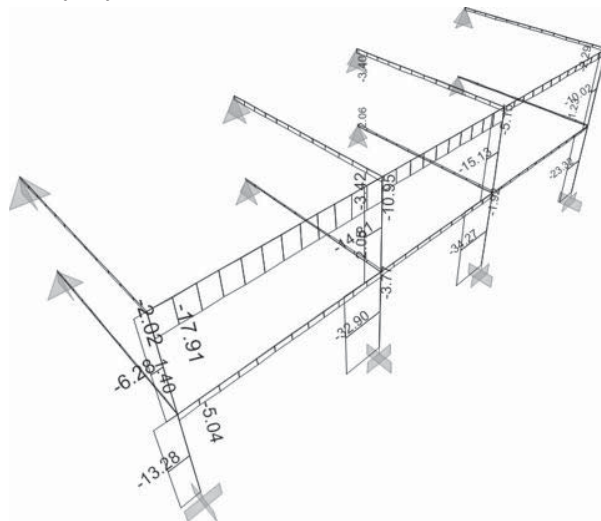
$$F_i = \frac{C_s}{Q} W_{total} \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

NIVEL	W_i ton	h_i m	$W_i h_i$ ton-m	F_i ton
2	62.65	6	375.9	19.642
1	55.33	3	166.0	8.673
$\Sigma =$	117.98	$\Sigma =$	541.89	

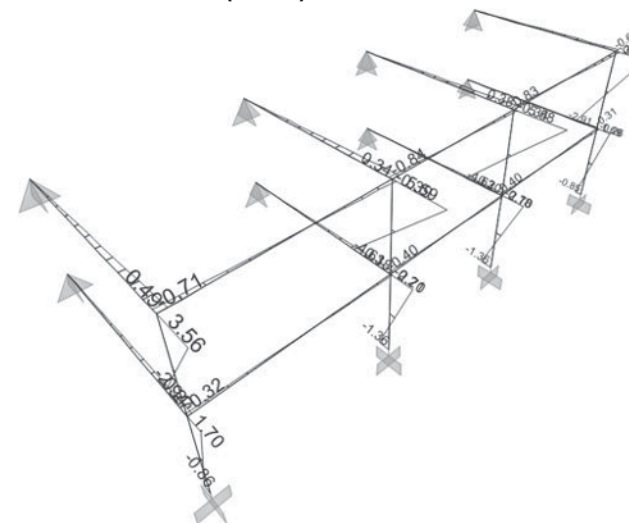
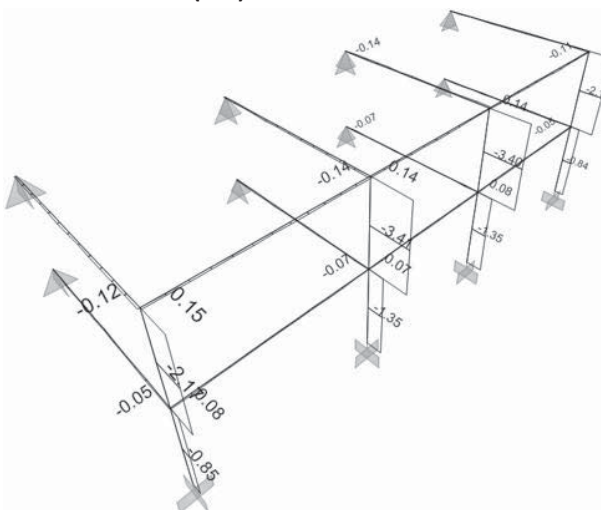
El análisis de la estructura se realizó con ayuda del software SAP 200, obteniéndose los siguientes resultados:



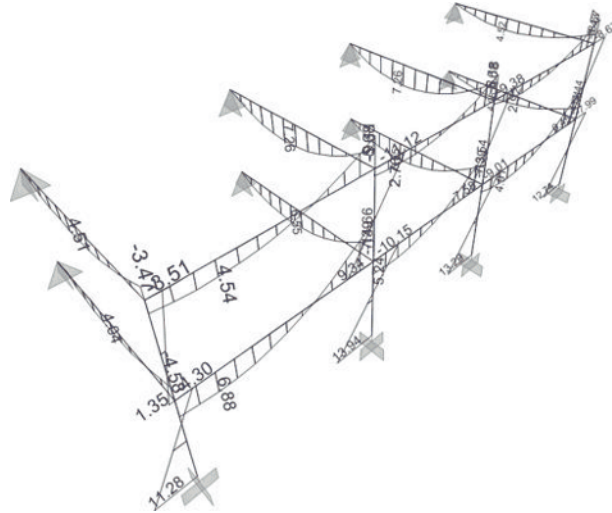
CORTANTE 2-2 SENTIDO X (ton).



MOMENTO 2-2 SENTIDO X (ton-m)



MOMENTO 3-3 SENTIDO Y (ton-m).



DESPLAZAMIENTOS (m).

Desplazamiento en el sentido X del punto 2 = 0.01107 m

Desplazamiento en el sentido X del punto 3 = 0.02309 m

Revisamos los desplazamientos de acuerdo a la sección 1.8 de las NTC-SISMO.

Relación de desplazamientos:

Desplazamiento en el nudo 2

$$(\Delta_x Q) / h_1 = (1.107 \times 1.5) / 300 = 0.0055 \text{ cm}$$

Desplazamiento en el nudo 3

$$2.309 - 1.107 = 1.202 \text{ cm}$$

$$(\Delta_x Q) / h_2 = (1.202 \times 1.5) / 300 = 0.0060 \text{ cm}$$

El reglamento nos indica que $\Delta_\theta \leq 0.006 \text{ cm}$, **por lo tanto está bien.**

NOTA: Cuando no se cumpla que $\Delta_\theta \leq 0.006 \text{ cm}$, se tendrán que cambiar las dimensiones de la sección o sus propiedades (f'_c ó f_y).

Tomaremos los elementos mecánicos más desfavorables para el diseño de las columnas: **P = 34.27 ton, V_x = 8.03 ton, V_y = 3.41 ton, M_x = 5.59 ton-m y M_y = 13.94 ton-m.**

DISEÑAREMOS LA COLUMNA A FLEXOCOMPRESIÓN BIAxIAL

Es la sollicitación de carga axial y momento flexionante alrededor de dos ejes de la sección transversal. Para obtener los diagramas de interacción en flexocompresión biaxial es necesario variar la posición y la inclinación del eje neutro sobre la sección transversal. Esto ocasiona que el diagrama obtenido sea tridimensional.

Para el diseño de columnas sujetas a flexocompresión biaxial existe un procedimiento aproximado conocido como método de Bresler, el cual nos permite determinar de manera simple la resistencia de una columna con base en diagramas de interacción uniaxiales.

La expresión utilizada en este método, conocida como fórmula de Bresler, es la siguiente:

$$\frac{1}{P_R} = \frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{RO}}, \text{ y debe cumplir que } P_R \geq P_U$$

DONDE:

P_R = Carga normal resistente de diseño.

P_{RO} = Carga axial resistente de diseño.

P_{Rx} = Carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_x .

P_{Ry} = Carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_y .

DATOS:

$f'_c =$	250	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$P =$	34.27	ton
$V_x =$	8.03	ton
$V_y =$	3.41	ton
$M_x =$	5.59	ton-m
$M_y =$	13.94	ton-m
$L =$	300	cm
$b = h_x =$	40	cm
$h = h_y =$	30	cm
$Rec =$	3	cm

1) Cálculo de la carga axial de diseño (P_u), momento flexionante de diseño en el sentido x (M_{ux}) y el momento flexionante de diseño en el sentido y (M_{uy}).

$F_c =$	1.4	
$P_u =$	47.98	ton
$M_{ux} =$	7.83	ton-m
$M_{uy} =$	19.51	ton-m

2) Se propone el porcentaje de acero (ρ). Se recomienda que $0,01 < \rho < 0,035$

$$q = \frac{\rho f_y}{f'_c}$$

$\rho_{pro} =$	0.035
$q =$	0.865

3) Cálculo de la carga axial resistente de diseño (P_{RO})

$F_R = 0,8$ Si hay estribos o zunchos que confinen bien el núcleo y/o cuando la falla es por tensión.

$F_R = 0,7$ Estribos o zunchos que no confinen bien el núcleo y/o la falla es por compresión.

$$P_{RO} = F_R [f'_c b h (1 - \rho) + f_y b h \rho]$$

$F_R =$	0.8	
$P_{RO} =$	298608	kg

4) Cálculo de la carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_x .

$$P_{RX} = F_R K_x b h f'_c$$

$$e_x = \frac{M_{ux}}{P_u} + e_{accidental}$$

$$e_{accidental} \geq \left\{ \begin{array}{l} 1) 0.05 h_x \\ 2) 2 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Tomamos el mayor

1) =	2	cm
2) =	2	cm
$e_x =$	18.33	cm

d_x es el peralte efectivo y h_x es el peralte total

$d_x/h_x =$	0.93
$e_x/h_x =$	0.46

K_x se obtiene de los diagramas de interacción para diseño. A dichas graficas se entra con:

$$\frac{d_x}{h_x}; f_y; \frac{e_x}{h_x}; q; \text{distribución del acero}$$

Entramos a los diagramas para determinar k_x , en donde las varillas trabajen en las 2 direcciones, con $d/h = 0.90$ y 0.95 , con $q = 0.865$ y $e_x/h = 0.46$

Interpolamos porque no tenemos la tabla $d/h = 0.93$.

d/h	k
0.90	0.86
0.93	0.87
0.95	0.88

$P_{Rx} =$	14198400	kg
------------	----------	----

5) Cálculo de la carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_y .

$$P_{Ry} = F_R K_y b h f'_c$$

$$e_y = \frac{Muy}{P_u} + e_{accidental}$$

1) =	1.5	cm
2) =	2	cm
ex =	42.68	cm

$$e_{accidental} \geq \left\{ \begin{array}{l} (1) 0.05 h_y \\ (2) 2 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

dy/hy =	0.90
ey/hy =	1.42

Entramos a los diagramas para determinar k_y , en donde las varillas trabajen en las 2 direcciones, con $d/h = 0.95$, con $q = 0.865$ y $ex/h = 1.42$.

d/h	k
0.90	0.36

$P_{Ry} =$	58752	kg
------------	-------	----

6) Cálculo de la carga normal resistente de diseño (P_R)

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{Rx}} + \frac{1}{P_{Ry}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

$P_R =$	48274	kg
---------	-------	----

Se debe cumplir que $P_R \geq P_u$

$$P_R = 48274 \text{ kg} > P_u = 47922 \text{ kg}$$

Si $P_R > P_u$, en más de un 10% proponer un ρ menor y si $P_R < P_u$ Proponer un ρ mayor. La ecuación es aplicable si:

$$\frac{P_R}{P_{RO}} \geq 0.1$$

$P_R/P_{RO} =$	0.16	
----------------	------	--

Se trata de cumplir que $P_R \approx P_u$, se recomienda que la diferencia no sea mayor de un 10%.

% =	1.0	1 %
-----	-----	-----

Por lo tanto está bien

Comparamos el área de acero calculada con el área de acero mínima y máxima de acuerdo a la NTC-CONCRETO.

$$\rho_{\min} = \frac{20}{f_y}$$

$$\rho_{\max} = 0.06$$

$\rho_{\min} =$	0.0048
$\rho_{\max} =$	0.06

Como el porcentaje de acero calculado se encuentra entre el mínimo y el máximo, se tomará el calculado $\rho = 0.035$

7) Cálculo del área de acero longitudinal (A_s)

$$A_s = \rho b h$$

$$A_s = 42 \text{ cm}^2$$

Se determinan las varillas necesarias para cubrir el área de acero longitudinal, se hacen combinaciones de varillas para tener un área de acero lo más cercana a la necesaria para no desperdiciar acero.

Usar 8 Varillas del # 8 y 4 Varillas del # 3

8) Cálculo de la fuerza cortante última en el sentido x (V_u)

$F_R =$	0.8	
$V_u =$	11.24	ton

Cálculo e la resistencia del concreto.

$$F_R(0.7f^*cAg + 2000A_s)$$

$$Ag = bh$$

$$Ag = 1200 \text{ cm}^2$$

$$= 155200 \text{ kg}$$

Cálculo del porcentaje de acero de la columna (ρ), utilizando sólo el área de acero que trabaja en tensión, el área en el sentido x ($A_s \text{ real}/2$).

$$\rho = \frac{A_{s \text{ real}}}{bd}$$

$$\rho = 0.015$$

a) Cuando $P_u < F_R(0.7f^*cAg + 200A_s)$

En este caso V_{CR} se obtiene de la siguiente manera:

Si $\rho \leq 0.015$

$$V_{CR} = F_R bd (0.2 + 20\rho) \sqrt{f^*c} \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{Ag} \right)$$

Si $\rho > 0.015$

$$V_{CR} = 0.5 F_R bd \sqrt{f^*c} \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{Ag} \right)$$

b) Cuando $P_u > F_R(0.7f^*cAg + 200A_s)$

En este caso V_{CR} se hará variar linealmente en función de P_u , hasta cero

$$P_u = F_R(Ag f^*c + A_s f_y)$$

para,

Corresponde al caso cuando $P_u < F_R(0.7f^*cAg + 200A_s)$

$$V_{CR} = 8.03 \text{ ton}$$

$$V_{CR} = 8.03 \text{ ton} < V_u = 11.24 \text{ ton}$$

DONDE:

ρ = Área de las barras de la cara más próxima a la cara de tensión para secciones rectangulares; y 0.33 A_s en columnas circulares.

$Ag = bh$

$F_R = 0.8$ para cortante.

Cálculo del refuerzo por cortante

Cuando $V_u < V_{CR}$. Se colocará el refuerzo mínimo, en secciones circulares sustituir d por D

$$\rightarrow E\#2.5 @ \frac{d}{2}$$

Corresponde al primer caso

Se proponen estribos del # 2,5 de acuerdo a las NTC-CONCRETO.

A_v = (No de ramas) (Área del estribo)

La separación calculada se compara con la separación requerida, para garantizar que el núcleo este confinado.

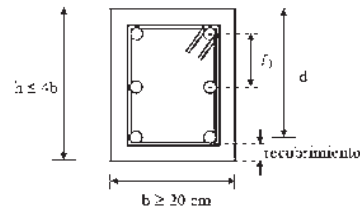
$S_{mín} \geq 6cm$

$$S_{máx} \leq \left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{F_R A_v f_y}{3.5b} \\ 2) \left(\frac{850}{\sqrt{f_y}} \right) \phi \text{ de la barra} \\ 3) 48\phi \text{ del estribo} \\ 4) \frac{1}{2} (\text{La dimensión menor de la columna}) \\ 5) 0.5d \rightarrow \text{Si } V_u < 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} \\ 0.25d \rightarrow \text{Si } V_u > 1.5F_R b d \sqrt{f^*c} \end{array} \right\}$$

La separación que rige es la separación menor, $S = 15 \text{ cm}$.

Para considerar que el núcleo está confinado los estribos deben cumplir con:

- 1) $l_1 \leq 15 \text{ cm}$
- 2) Anillos cerrados



Cuando $V_u > V_{CR}$. La separación de los estribos será

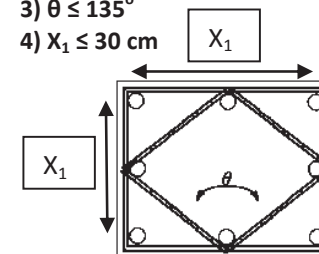
$$\rightarrow S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}} (\sen\theta + \cos\theta)$$

$\phi 2,5 =$	0.79	
A estribo =	0.49	cm ²
$F_R =$	0.8	
$A_v =$	0.98	cm ²
$S =$	37.93	cm

1) =	31	cm
2) =	66	cm
3) =	38	cm
4) =	15	cm
$V_u <$	18837	kg
5) =	19	cm

3) $\theta \leq 135^\circ$

4) $X_1 \leq 30 \text{ cm}$



8) ARMADO DE LA COLUMNA

l_c = Longitud en la zona confinada.

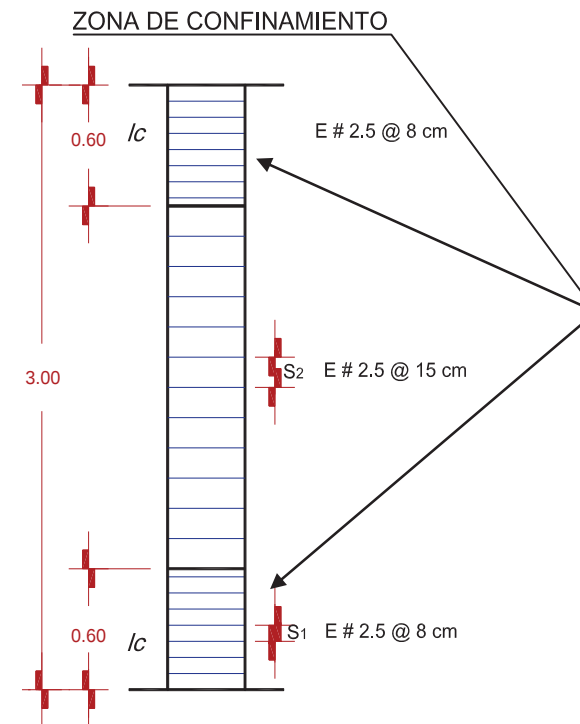
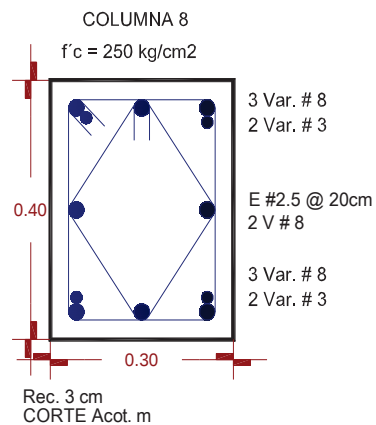
S_2 = Separación calculada anteriormente.

$$S_1 \leq S_2/2$$

$$l_c \geq \left\{ \begin{array}{l} 1) \text{ Dimensión mayor de la columna} \\ 2) \frac{\text{Altura libre}}{6} \\ 3) 60 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Tomamos el valor mayor de l_c

1) l_c =	40	cm
2) l_c =	50	cm
3) l_c =	60	cm
S_2 =	15	cm
S_1 =	8	cm
l_c =	60	cm



III.IV MUROS DE MAMPOSTERÍA

1) MAMPOSTERÍA

La mampostería es derivada de dos palabras, que son mano y puesto, por lo tanto mampostería, en términos de construcción de obra tipo civil, puede entenderse como los materiales puestos o acomodados con la mano.

2) MAMPOSTERÍA ACTUAL

Cuando se trata de alternativas de Mampostería, los tres más populares son, el ladrillo, la piedra natural y el block de cemento.

- El ladrillo es la pieza más versátil. Es uno de los más empleados gracias a su agradable vista, es muy durable, resistente al paso del tiempo y al fuego. Se fabrica casi en todos los lugares (con diferentes resistencias) y es empleado en la mayoría de las construcciones debido a que su costo es accesible.
- La piedra es otra de las alternativas de mampostería sobre todo en lugares donde se cuenta con ella, los inconvenientes que presenta es que no se tiene la misma disponibilidad como el ladrillo, son irregulares, tienen diferentes pesos, volumen, en algunos lugares son escasas, etc.
- El block de cemento es una alternativa muy factible, resistente al fuego, a la intemperie, duradera y versátil, además de poder colocar con mayor facilidad las instalaciones por dentro de los muros. Se encuentra en diversos terminados, texturas y colores.

3) LA MAMPOSTERÍA COMO ELEMENTO ESTRUCTURAL

Uno de los grandes errores en la construcción es hacer estructuras con materiales de baja calidad debido a un mal entendido de la economía; ya que una estructura bien detallada conlleva a una seguridad estructural, un buen desempeño y una construcción que resulta más económica.

Las estructuras de mampostería durante su vida útil pueden estar sometidas a las siguientes solicitaciones:

- a) Carga axial o vertical. Esta se debe al peso de la losa, las cargas vivas y al peso propio de los materiales.
- b) Fuerzas cortantes y momentos flexionantes. Estos se deben a las fuerzas de inercia durante un sismo.
- c) Empujes normales al plano del muro. Ya sean causados por viento, agua o tierra, así como las fuerzas de inercia por sismos que actúan en dirección normal al plano del muro. Ante cualquiera de estas solicitaciones puede ocurrir una falla en la mampostería, de manera más grave ante una combinación de las mismas, por esta razón se debe conocer el comportamiento de la mampostería ante estas acciones y los tipos de falla que se pueden presentar.

- **Falla ante carga axial**

Este tipo de falla depende de la interacción de piezas y mortero: las piezas restringen las deformaciones transversales del mortero, induciendo en éste esfuerzos de compresión en el plano transversal. En las piezas se introducen esfuerzos de tensión que disminuyen su resistencia. Es poco usual que se presente este tipo de falla, y puede ser causada por piezas de muy mala calidad o porque estas han perdido capacidad de carga por intemperismo.

Se identifica esta falla a través de grietas verticales en las piezas, y cuando este agrietamiento es excesivo se produce la inestabilidad y falla del elemento, que para piezas de baja calidad se presenta por aplastamiento.

- **Falla por flexión**

Este tipo de falla se produce cuando se alcanza el esfuerzo resistente en tensión (del orden de 1 a 2 kg/cm²), es muy grave cuando no existe en la mampostería acero de refuerzo, ya que éste toma los esfuerzos de tensión.

Se identifica mediante grietas horizontales en los extremos de los muros, que se van haciendo más grandes en la parte inferior.

- **Falla por cortante**

Aquí se identifican dos tipos: Falla por cortante, cuando la grieta es diagonal y corre solo a través de las juntas de mortero; y la Falla por Tensión Diagonal, cuando la grieta es casi recta, rompiendo las piezas.

La mayoría de estas fallas se deben a que no se cuida el diseño en la estructura, como el que se tiene para las estructuras de acero y concreto. Otra diferencia importante es que para el diseño de estructuras tanto de acero o concreto, se especifican los valores de resistencia de estos, debiéndose comprobar por medio de ensayos para verificar la seguridad de la estructura contra una posible falla; pero cuando se trata de estructuras de mampostería, el diseñador se limita a especificar características físicas de los materiales a emplearse, sin exigir una verificación de las propiedades mecánicas de los elementos.

- **COMPORTAMIENTO DE LA MAMPOSTERÍA**

Si la mampostería presenta una pérdida de rigidez y resistencia muy rápida, la falla se presenta por cortante o por tensión diagonal, es una falla de tipo frágil; si la pérdida de rigidez y resistencia es gradual, la falla se presenta por flexión y es de tipo dúctil.

Antes del agrietamiento el muro se comporta de manera elástica lineal, al momento de agrietarse su comportamiento depende únicamente de la cantidad y disposición del acero de refuerzo.

Cuando existe poco refuerzo, el elemento tiene poca capacidad de disipar la energía y se presenta la falla frágil, pero al tener refuerzo suficiente, el muro es capaz de soportar altos niveles de carga con grandes deformaciones, hasta incluso puede presentar un comportamiento elastoplástico; esto es una falla dúctil.

- **SISTEMAS ESTRUCTURALES**

Los sistemas estructurales de mampostería se clasifican en tres grandes grupos:

Mampostería confinada, mampostería reforzada interiormente y mampostería no confinada ni reforzada.

4) MATERIALES PARA MAMPOSTERÍA

- **Piezas**

- Tipo de piezas**

El peso volumétrico neto mínimo de las piezas, en estado seco, será el indicado en las Normas Mexicanas para los elementos estructurales de mampostería.

Tabla 2.1 Peso volumétrico neto mínimo de piezas, en estado seco

Tipo de pieza	Valores en kg/m ³ (kN/m ³)
Tabique de barro recocido	1300 (13)
Tabique de barro con huecos verticales	1700 (17)
Bloque de concreto	1700 (17)
Tabique de concreto (tabicón)	1500 (15)

TABLA 4.1

Piezas macizas

De acuerdo con las Normas Mexicanas, se considera como piezas macizas aquellas que tienen en su sección más desfavorable un área neta de por lo menos 75 % del área bruta, y cuyas paredes exteriores no tienen espesores menores de 20 mm.

Piezas huecas

Son aquellas que en su sección transversal más desfavorable tienen un área mínima de al menos el 45% del área total y las paredes de las piezas no deben tener espesores menores de 15 mm.

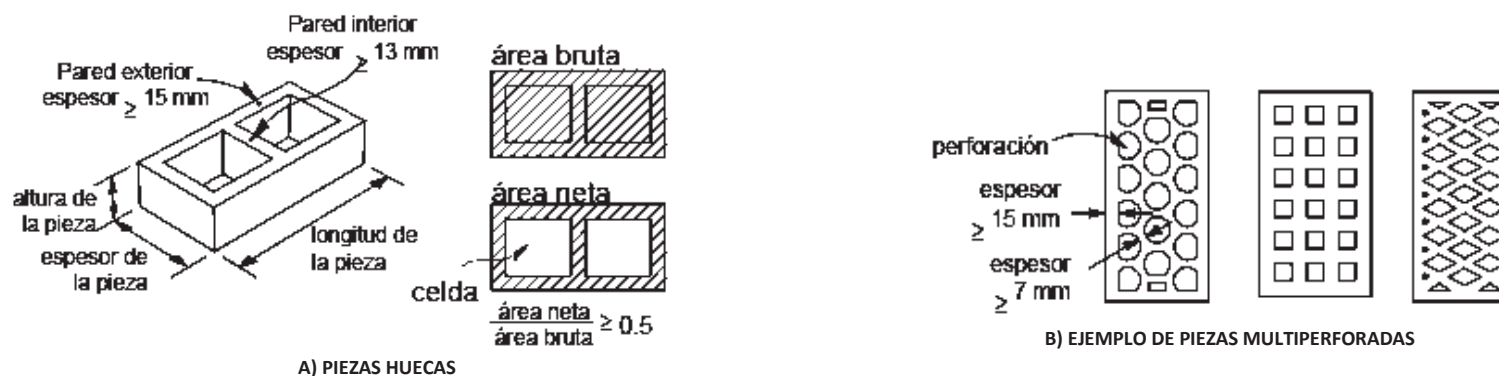


FIGURA 4.1

5) MAMPOSTERÍA CONFINADA

Es el tipo de sistema constructivo más empleado para vivienda en México. Está constituido basándose en muros de carga hechos con piezas macizas o huecas, ya sean de barro recocido o concreto, confinados en todo su perímetro por elementos de concreto reforzado (dadas y castillos), que forman un marco confinante.

Antes del agrietamiento diagonal, el comportamiento de la mampostería confinada no depende de las características del marco confinante; después de este agrietamiento, la posible reserva de carga y ductilidad de la estructura si dependen de él, especialmente la resistencia en cortante de las esquinas, ya que la fuerza cortante y el momento flexionante son muy grandes al producirse el agrietamiento. Si la resistencia al cortante es baja, la grieta diagonal se prolonga muy rápido sin aumento en la carga, mientras que si la esquina es resistente, se produce un incremento en la carga hasta la falla por aplastamiento local, evitando el tipo de falla frágil.

Este marco confinante proporciona además de esa capacidad de deformación, una liga muy efectiva con los elementos adyacentes, tanto muros como sistemas de piso y entrepiso.

El agrietamiento puede originarse ya sea por hundimientos diferenciales en el terreno, el uso de materiales de baja calidad o intemperizados, o la ausencia de confinamiento adecuado; por lo que es importante que los muros cumplan los requisitos para mampostería confinada de las Normas Técnicas Complementarias.

Los requisitos que la propuesta de Normas Técnicas Complementarias establece para la Mampostería Confinada están resumidos en las figuras 5.1, 5.2 y 5.3.

• MUROS CONFINADOS

Estos son los que están reforzados con castillos y dalas que cumplen con los siguientes requisitos:

- a) Existirán castillos por lo menos en los extremos de los muros e intersecciones con otros muros, y en puntos intermedios del muro a una separación no mayor que $1.5H$ ni 4 m. Los parapetos o pretilas deberán tener castillos con una separación no mayor que 4 m.
- b) Existirá una dala en todo extremo horizontal de muro, a menos que este último esté ligado a un elemento de concreto reforzado con un peralte mínimo de 100 mm. Aun en este caso, se deberá colocar refuerzo longitudinal y transversal como lo establecen los incisos e y g. Además, existirán dalas en el interior del muro a una separación no mayor de 3 m y en la parte superior de parapetos o pretilas cuya altura sea superior a 500 mm.
- c) Los castillos y dalas tendrán como dimensión mínima el espesor del muro, t .
- d) El concreto de castillos y dalas tendrá una resistencia a compresión, f'_c , no menor de 150 kg/cm^2 (15 MPa).
- e) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala deberá dimensionarse para resistir las componentes vertical y horizontal correspondientes del puntal de compresión que se desarrolla en la mampostería para resistir las cargas laterales y verticales. En cualquier caso, estará formado por lo menos de tres barras, cuya área total sea al menos igual a la obtenida con la ec. 5.1.

$$A_s = 0.2 \frac{f'_c}{f_y} t^2 \quad (5.1)$$

donde A_s es el área total de acero de refuerzo longitudinal colocada en el castillo o en la dala.

- f) El refuerzo longitudinal del castillo y la dala estará anclado en los elementos que limitan al muro de manera que pueda alcanzar su esfuerzo de fluencia.
- g) Los castillos y dalas estarán reforzados transversalmente por estribos cerrados y con un área, A_{sc} , al menos igual a la calculada con la ec. 5.2.

$$A_{sc} = \frac{1000 s}{f_y h_c} \quad (5.2)$$

donde h_c es la dimensión del castillo o dala en el plano del muro. La separación de los estribos, S , no excederá de $1.5 t$ ni de 200 mm.

- h) Cuando la resistencia de diseño a compresión diagonal de la mampostería, v^*_m , sea superior a 6 kg/cm^2 (0.6 MPa), se suministrará refuerzo transversal, con área igual a la calculada con la ec. 5.2 y con una separación no mayor que una hilada dentro de una longitud H_o en cada extremo de los castillos. H_o se tomará como el mayor de $H/6$, $2 h_c$ y 400 mm.

- **Muros con castillos interiores**

Se acepta considerar a los muros como confinados si los castillos interiores y las dalas cumplen con todos los incisos de anteriores, con excepción de c. Se deberán colocar estribos o grapas en los extremos de los castillos como se indica en el inciso h, independientemente del valor de v_m^* . Para diseño por sismo, el factor de comportamiento sísmico Q , será igual a 1.5, indistintamente de la cuantía de refuerzo horizontal (sección 5.4.3 de las NTC-MAMPOSTERÍA) o de malla de alambre soldado (sección 5.4.4 de las NTC-MAMPOSTERÍA).

- **Muros con aberturas**

Existirán elementos de refuerzo con las mismas características que las dalas y castillos en el perímetro de toda abertura cuya dimensión horizontal exceda de la cuarta parte de la longitud del muro o separación entre castillos, o de 600 mm (fig. 5.3). También se colocarán elementos verticales y horizontales de refuerzo en aberturas con altura igual a la del muro (fig. 5.1). En muros con castillos interiores, se aceptará sustituir a la dala de la parte inferior de una abertura por acero de refuerzo horizontal anclado en los castillos que confinan a la abertura. El refuerzo consistirá de barras capaces de alcanzar una tensión a la fluencia de 2980 kg (29.8 kN).

- **Espesor y relación altura a espesor de los muros**

El espesor de los muros, t , no será menor que 100 mm y la relación altura libre a espesor del muro, H/t , no excederá de 30.

NOTA: En nuestro proyecto emplearemos muros confinados debido a su facilidad constructiva, personal familiarizados con el sistema, ahorro de acero y capacidad de deformación

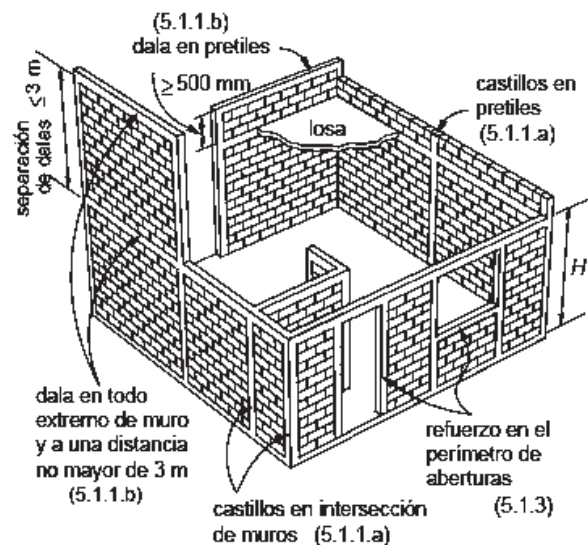


FIGURA 5.1 REQUISITOS PARA MAMPOSTERÍA CONFINADA

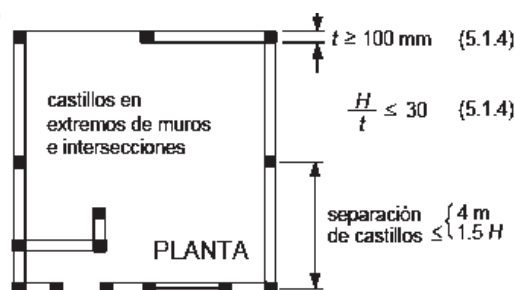


FIGURA 5.2 REFUERZO EN EL PERÍMETRO DE ABERTURA

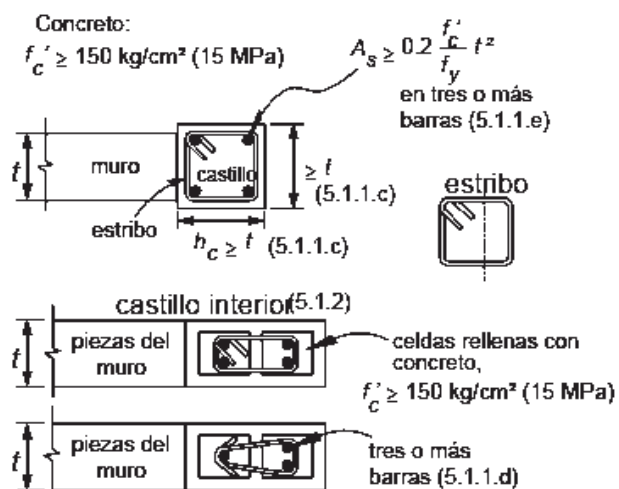


FIGURA 5.3 CASTILLOS Y DALAS

6) MAMPOSTERÍA REFORZADA INTERIORMENTE

Estos muros están contruidos con piezas huecas reforzados en su interior mediante barras de acero de alta resistencia y de diámetros pequeños. Se colocan de forma vertical dentro de las celdas y en juntas horizontales de mortero.

Su uso ha estado limitado por las dificultades que presenta este tipo de sistema en su construcción, la falta de control de calidad adecuada y sobretudo el uso tradicional de la mampostería confinada.

Para garantizar la correcta colocación del refuerzo y el llenado de los huecos, la supervisión durante su construcción tiene que ser más elaborada y detallada. Algunas de las desventajas que presenta este sistema son: las fallas locales de las piezas huecas, el inadecuado anclaje del refuerzo interior y la necesidad de grandes cantidades de refuerzo interior para garantizar un buen comportamiento. Los requisitos que la propuesta de Normas Técnicas Complementarias establece para la Mampostería Reforzada Interiormente están resumidos en las figuras 6.1, 6.2 y 6.3.

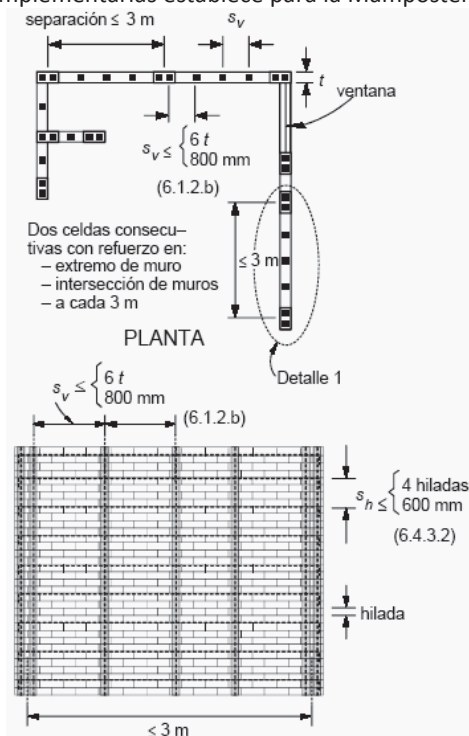


FIGURA 6.1 REQUISITOS PARA MAMPOSTERÍA CON REFUERZO INTERIOR

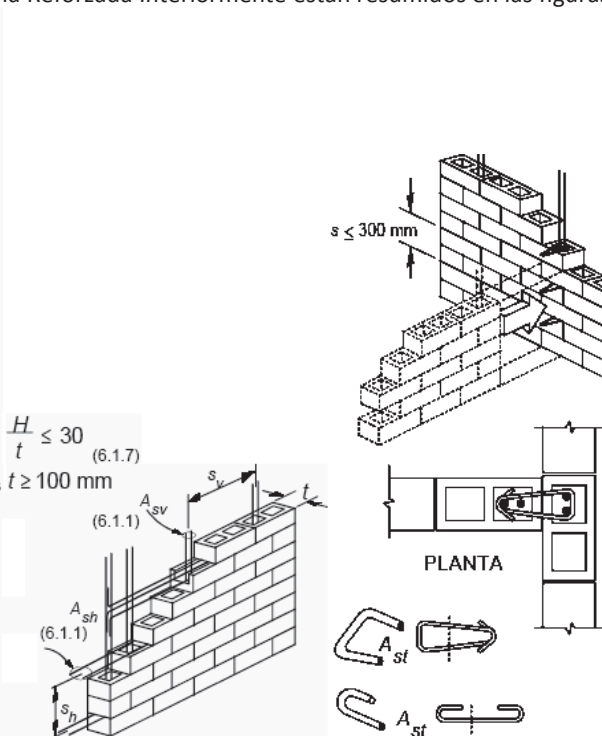


FIGURA 6.2 CONECTORES ENTRE MUROS SIN TRASLAPE DE PIEZAS

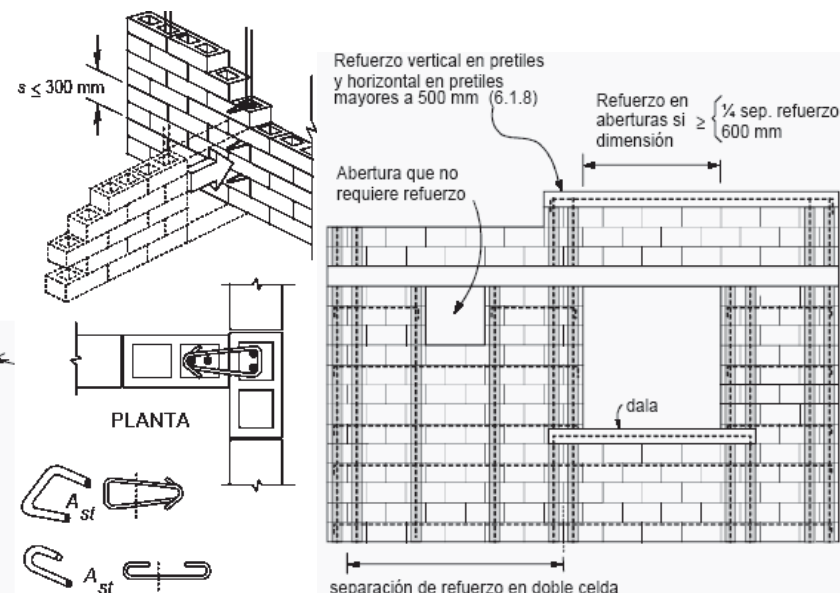


FIGURA 6.3 REFUERZO EN ABERTURAS Y PRETILES

7) MAMPOSTERÍA NO CONFINADA NI REFORZADA

Construida básicamente con piezas macizas de tipo artesanal que no cuentan con ningún tipo de refuerzo, ya sea interior o perimetral.

Los tipos de falla más reportados son:

- El agrietamiento vertical en las esquinas, en unión de muros perpendiculares.
- Agrietamiento inclinado, por los esfuerzos de tensión diagonal en las piezas.
- La concentración de grietas en las aberturas, tanto puertas y ventanas.
- El colapso de muros largos.
- La caída del sistema de techumbre.

El uso de este tipo de mampostería es muy popular en México, sobre todo con piezas de adobe. Pero como ya se había mencionado, al ser estructuras muy rígidas y frágiles, se debe poner especial cuidado en el diseño y ejecución de este tipo de estructuras, para evitar un desempeño no adecuado ante cargas de sismo.

Las Normas Técnicas Complementarias para la Mampostería no Confinada ni Reforzada están resumidos en las figuras 7.1 y 7.2.

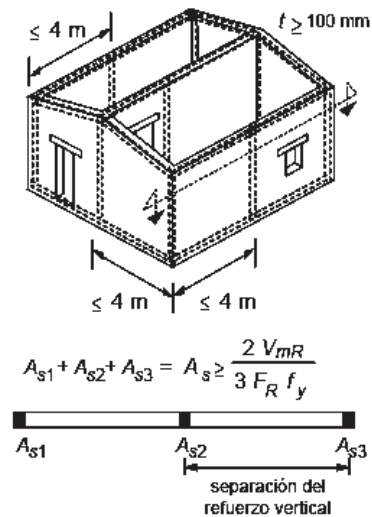
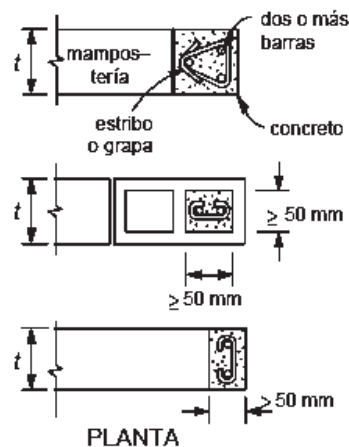


FIGURA 7.1 REFUERZO POR INTEGRIDAD



PLANTA

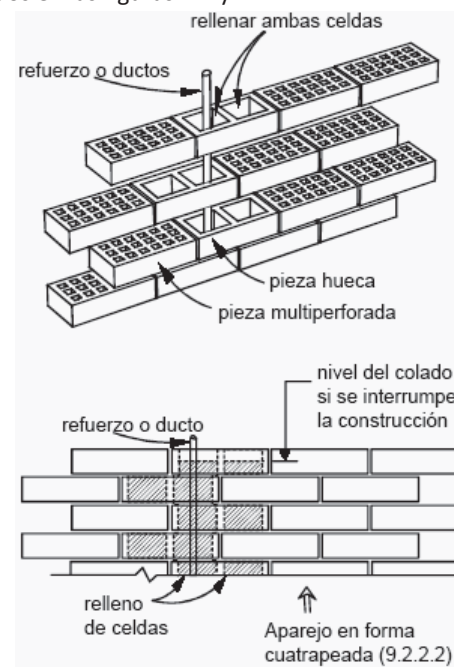


FIGURA 7.2 RELLENO DE PIEZAS

8) ACERO DE REFUERZO EN MAMPOSTERÍA

Independientemente del tipo de sistema que se utilice, Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y construcción de Estructuras de Mampostería son muy claras respecto a las condiciones del detallado del refuerzo.

“El refuerzo que se emplee en castillos, dalas, elementos colocados en el interior del muro y/o en el exterior del muro, estará constituido por barras corrugadas, por malla de acero, por alambres corrugados laminados en frío, o por armaduras soldadas por resistencia eléctrica de alambre de acero para castillos y dalas, que cumplan con las Normas Mexicanas correspondientes. No se admitirá el uso de barras lisas en estribos y sólo en alambres de mallas electrosoldadas o en conectores.”

Esto se debe a que todo el refuerzo trabaja a su capacidad una vez que se ha agrietado la mampostería; esto no implica que esté el muro fallado, si no que depende del Acero de Refuerzo colocado en los distintos elementos que hace que el muro resista cargas iguales o mayores a las cargas de agrietamiento.

- **Refuerzo horizontal en juntas de mortero**

El refuerzo horizontal colocado en las juntas de mortero ayuda a repartir mejor la Fuerza Cortante evitando su concentración en los extremos, y evita que al presentarse las grietas en los muros estas se abran, ya que soporta parte de esta fuerza.

Las Normas Técnicas Complementarias mencionan que: “El refuerzo horizontal colocado en juntas de mortero deberá ser continuo a lo largo del muro, entre dos castillos si se trata de mampostería confinada, o entre dos celdas rellenas y reforzadas con barras verticales en muros reforzados interiormente. Si se requiere, se podrán anclar dos o más barras o alambres en el mismo castillo o celda que refuercen muros colineales o transversales. No se admitirá el traslape de alambres o barras de refuerzo horizontal en ningún tramo”.

Es muy importante resaltar que la nueva propuesta de las Normas Técnicas Complementarias de Mampostería, en el punto 5.4.3.1 (tipos de acero de refuerzo) no permiten el uso de la malla electrosoldada tipo “escalera” como refuerzo horizontal, ya que en estudios recientes realizados mediante ensayos de laboratorio, se observa que este tipo de refuerzo horizontal provoca en el punto del electrosoldado una falla frágil, que deriva en un mal desempeño del muro ante cargas horizontales producidas por sismo.

- **Refuerzo de muros por cortante**

La nueva propuesta para las Normas Técnicas Complementarias, en la sección 5.4.1 también menciona que para mejorar eficientemente el desempeño estructural de muros, y aumentar de manera considerable su resistencia a fuerzas cortantes, se recomienda utilizar la malla electrosoldada en una o ambas caras. En la sección 5.4.1.1 menciona que la malla electrosoldada deberá ser anclada a la mampostería y recubierta por una capa de mortero. Este tipo de refuerzo es aceptado para resistir la totalidad de la carga lateral cuando la carga vertical sobre el muro sea de tensión. Esta solución es también factible para la reparación de muros. Esta propuesta se ha desarrollado en base a estudios de laboratorio y a las observaciones del comportamiento de muros de mampostería en los distintos sismos que se han presentado en nuestro país a lo largo de estos años.

9) ACEROS DE REFUERZO DE ALTA RESISTENCIA

Existen productos en el mercado que aunque bien no son nuevos, no dejan de ser novedosos y de vanguardia; que cumplen los requisitos mencionados tanto en los Reglamentos como en las Normas Técnicas Complementarias, y que solucionan de manera eficiente las solicitudes a las que estarán sujetos los elementos de mampostería a lo largo de su vida útil.

Estos productos elaborados con aceros con límites de fluencia entre 5,000 y 6,000 kg/cm², son los llamados de “Alta resistencia”, y que además de cumplir los requisitos ya mencionados, tienen la ventaja de que sus características están controladas en un proceso de fabricación y que sus propiedades son uniformes y que cumplen con las Normas de Calidad Mexicanas. Además tenemos un ahorro de tiempo muy considerable con la armadura electrosoldada, y por lo tanto un ahorro en la economía.

El acero de refuerzo de alta resistencia permite un mejor confinamiento del concreto debido a que sus diámetros son pequeños, y su resistencia es alta, aunque tienen el inconveniente de presentar una falla frágil es por ello que en zonas críticas en las uniones se deberá emplear un acero más dúctil G-42, y evitar que el acero de alta resistencia fluya al realizar los dobleces. Entre estos productos podemos encontrar:

- **Varilla G-60 “alta resistencia”**

La Varilla G-60, que como se mencionó anteriormente, debe reemplazar al uso de la malla electrosoldada tipo “escalera” tan utilizada en México, como refuerzo horizontal en muros de mampostería, para que el comportamiento del muro ante fuerzas cortantes sea mucho más eficiente, y se evite a toda costa la falla frágil ante pequeñas deformaciones.

El uso de esta varilla G-60 como refuerzo vertical, en lugar de la varilla G-42, cuyo uso es tan generalizado, permite que los diámetros de estas varillas sean mucho menores y por consiguiente el concreto pueda llenar completamente los huecos de refuerzo, formando castillos interiores mucho más eficientes, que soportan las fuerzas de tensión provocadas por los momentos de volteo.

- **Armaduras electrosoldadas**

Los reglamentos hablan de dadas y castillos, y que con su uso en las construcciones de Mampostería, se puede aumentar de manera considerable la resistencia del muro ante fuerzas cortantes, ya que su función no es soportar cargas en condiciones normales, sino mantener los elementos unidos; una vez agrietada la Mampostería, el refuerzo en estos elementos evita la falla frágil, soportando esfuerzos por flexión y por cortante. El refuerzo de estos elementos puede ser solucionado mediante armaduras electrosoldadas de alta resistencia, comúnmente llamados “castillos electrosoldados”.

El Dr. Oscar Hernández Basilio, en base a sus estudios de 1987 recomienda el uso de los estribos de varillas de diámetros pequeños y alta resistencia en lugar de los estribos formados por alambra, ya que permiten confinar mejor al concreto, aun para altos niveles de fuerza cortante, ya que son capaces de soportar mayores esfuerzos que los elaborados con alambra.

- **Malla electrosoldada**

Como también se mencionó anteriormente, la malla electrosoldada de alta resistencia puede utilizarse como refuerzo en muros (recubierta por una capa de mortero) en caso de que se necesite aumentar la resistencia a fuerzas cortantes de muros para resistir fuerzas por sismo, para estructuras nuevas como su uso en la reparación y rehabilitación de muros que ya presentan agrietamientos o falla.

10) REVISIÓN DE MUROS CONFINADOS DE MAMPOSTERÍA

Los muros deben revisarse ante cargas verticales y cargas laterales por sismo. Mostraremos 2 ejemplos detallados de cómo se revisan los muros, y después el resumen de la revisión.

10.1 REVISIÓN POR CARGAS VERTICALES:

Esta consiste en determinar las cargas que se derivan del funcionamiento del edificio así como de los elementos que la conforman y sus acabados. Estas cargas deberán ser resistidas por muros de carga los cuales soportarán y transmitirán adecuadamente la carga a la cimentación.

Los muros de carga deben de cumplir con los requisitos que establecen las NTC-MAMPOSTERÍA, para el análisis y revisión de muros sujetos a cargas. El Reglamento De Construcciones Del Distrito Federal establece que los muros sujetos a cargas verticales su resistencia debe ser iguales o mayor a las cargas últimas de la estructura es decir:

$$P_R \geq P_u$$

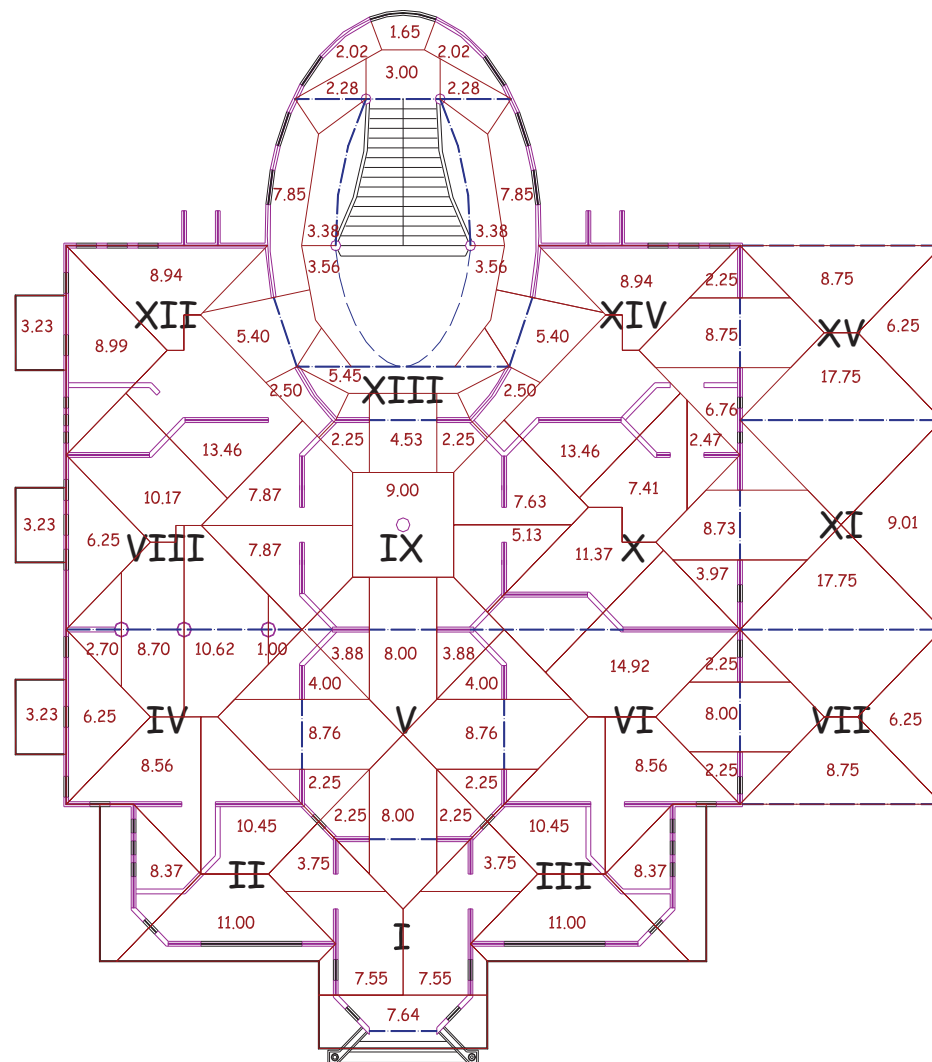
En donde:

P_R = Resistencia de diseño del muro a carga vertical.

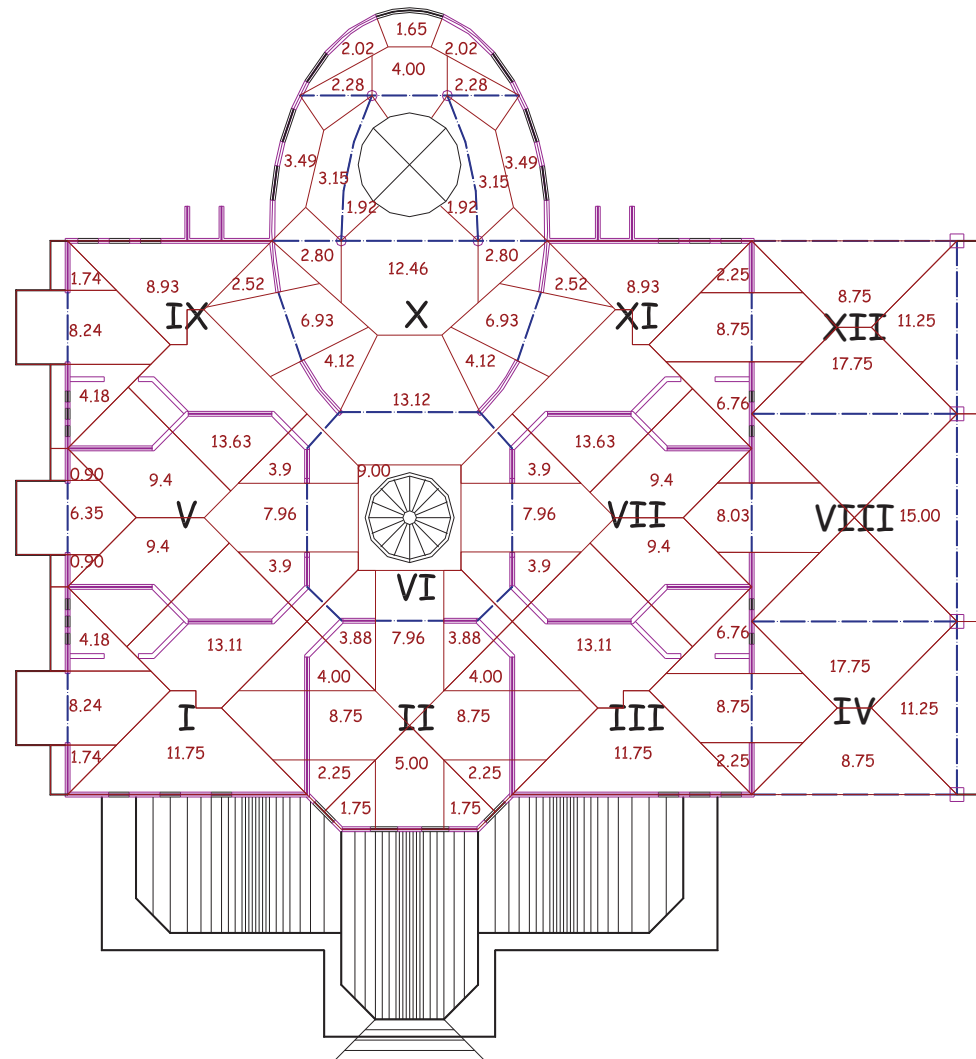
P_u = Carga axial total que obra sobre el muro multiplicada por el factor de carga (carga vertical debido al peso propio de la estructura y el generado por la construcción).

De acuerdo al RCDF el factor de carga que le corresponde es $F_c = 1.4$ el cual se debe a la combinación de cargas muertas y cargas vivas. Las cargas verticales se determinarán mediante una bajada de cargas por medio de áreas tributarias en las losas.

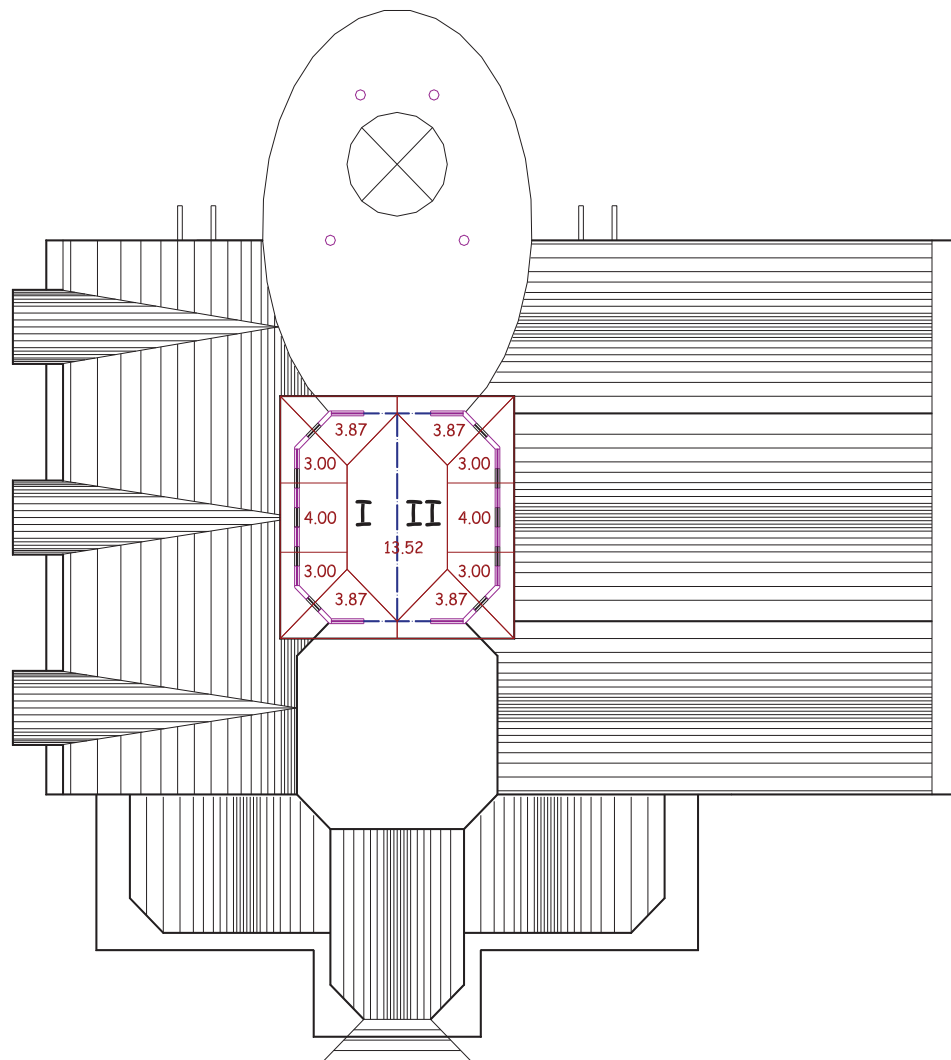
Planta baja



Primer nivel



Segundo nivel



EJEMPLO: Muro del segundo nivel (Azotea).**1) Número de muro**

Revisaremos el muro 3 B'-B'', del segundo nivel

2) Longitud del muro

Con una longitud de 100 cm

3) Espesor del muro

El espesor del muro es el espesor del tabique de 14 cm

4) Área tributaria (Área de la losa sobre el muro)

Área tributaria que recibe de losa es de 3.87 m^2

5) Carga total de la losa

Carga total de la losa (Azotea) = $A_{\text{tributaria}} (W_{\text{losa}}) = \text{kg}$

$W_{\text{losa}} = 414 \text{ kg/m}^2$

Carga total de la losa (Azotea) = $(3.87) (414) = 1602 \text{ kg}$

6) Peso propio del muro

Peso propio del muro = $L h (W_{\text{muro}}) = \text{kg}$

$W_{\text{muro}} = 315 \text{ kg/m}^2$ (YESO/MORTERO - MORTERO/YESO)

Peso propio del muro = $(1) (2.2) (315) = 693 \text{ kg}$

7) Carga vertical actuante

$P = \text{Carga total de la losa} + \text{Peso propio del muro}$

$P = 1602 + 693 = 2295 \text{ kg}$

8) Carga vertical actuante multiplicada por el factor de carga

$P_u = F_c P$

$P_u = (1.4) (2295) = 3213 \text{ kg}$

9) Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez

Se podrán tomar los siguientes valores de acuerdo al inciso 3.2.2.3

de las NTC-MAMPOSTERÍA:

$F_E = 0.7$ Para muros interiores

$F_E = 0.6$ Para muros extremos

Si:

I) Las deformaciones de los extremos superior e inferior del muro en la dirección normal a su plano están restringidas por el sistema de piso, por dadas o por otros elementos;

II) La excentricidad en la carga axial aplicada es menor que $t / 12$ y no hay fuerzas significativas que actúan en dirección normal al plano del muro;

y

III) La relación altura libre a espesor del muro, H / t , no excede de 20.

Si no cumplen con los incisos anteriores se utilizará la ecuación 3.2 de la sección 3.2.2.3 inciso b.

Como si cumple con los incisos I, II y III de 3.2.2.3, se empleará por lo tanto para muros extremos $F_E = 0.6$

10) Resistencia de diseño del muro a carga vertical

$$P_R = F_R F_E (f^* m + 4) A_T$$

$F_R = 0.6$ Para muros confinados o reforzados interiormente (NTC-MAMPOSTERÍA-Factores de resistencia 3.1.4)

$f^* m = 15 \text{ kg/cm}^2$ (NTC-MAMPOSTERÍA-Tabla 2.8)

$A_T = L t = (100)(14) = 1400 \text{ cm}^2$

$P_R = (0.6)(0.6)(15+4)(1400) = 9576 \text{ kg}$

11) Comparación de la carga última actuante y la carga vertical resistente

Se debe cumplir que $P_u < P_R$

$$P_R = 9576 \text{ kg} \geq P_u = 3213 \text{ kg}$$

Por lo tanto está bien

EJEMPLO: Muro del primer nivel.**1) Número de muro**

Revisaremos el muro 4 B'-B'', del segundo nivel

2) Longitud del muro

Con una longitud de 100 cm

3) Espesor del muro

El espesor del muro es el espesor del tabique de 14 cm

Como no resistió la carga vertical se aumento el espesor 28 cm

4) Área tributaria (Área de la losa sobre el muro)

Área tributaria que recibe de losa es de 3.88 m²

5) Carga total de la losa

$$W_{\text{losa}+\text{tinaco}} = 691 \text{ kg/m}^2$$

Carga total de la losa primer nivel = (3.88) (691) = 2681 kg

6) Peso propio del muro

$$W_{\text{muro}} = 630 \text{ kg/m}^2 \text{ (YESO/MORTERO - MORTERO/YESO)}$$

Peso propio del muro = (1) (3) (630) = 1890 kg

7) Carga vertical actuante

P = Carga total de la losa + Peso propio del muro + Peso dist. Del segundo nivel

NOTA: El peso total ($W_{\text{losa}}+W_{\text{muros}}$) del segundo nivel (azotea), se repartirá en los muros del tablero VI del Primer nivel, debido a que cargan al segundo nivel.

Tomamos un promedio de alturas de los muros.

$A_{\text{losa}} =$	49	m ²
$W_{\text{losa}} =$	414	kg/m ²
$L_{\text{muros}} =$	12	m
$h_{\text{muro}} =$	2,25	m
$W_{\text{muro}} =$	315	kg/m ²
$W_{\text{total}} =$	28791	kg

Peso distribuido del segundo nivel, en el área del tablero VI

$A_{\text{tablero VI}} =$	35	m ²
$W_{\text{dist}} =$	823	kg/m ²

$$P = 2681 + 1890 + (823 \cdot 3.88) = 7763 \text{ kg}$$

8) Carga vertical actuante multiplicada por el factor de carga

$$P_u = (1.4) (7763.24) = 10868 \text{ kg}$$

9) Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez

F_E = Expresión 3.2 si no cumplen con 3.2.2.3 NTC-MAMPOSTERÍA

$$F_R = \left(1 - \frac{2e'}{t}\right) \left[1 - \left(\frac{kH}{30t}\right)^2\right] \quad e' = e_c + e_a$$

$$e_c = \left[\frac{W_{\text{losa entrepiso}}}{W_{\text{total}}}\right] \left[\frac{t}{2} - \frac{b}{3}\right] \quad e_a = \frac{t}{24}$$

Como no cumple con el inciso a), del apartado 3.2.2.3, se empleara la expresión anterior del inciso b):

$$e_c = \left[\frac{2681 + 3192}{7763}\right] \left[\frac{28}{2} - \frac{28}{3}\right] = 3.53$$

$$e_a = \frac{28}{24} = 1.17 \quad e' = 3.53 + 1.17 = 4.70$$

$$F_R = \left[1 - \frac{2 \cdot 4.7}{28}\right] \left[1 - \left(\frac{0.8 \cdot 300}{30 \cdot 28}\right)^2\right] = 0.649$$

10) Resistencia de diseño del muro a carga vertical

$$A_T = L_t = (100)(28) = 2800 \text{ cm}^2$$

$$P_R = (0.6)(0.649)(15+4)(2800) = 20700 \text{ kg}$$

11) Comparación de la carga última actuante y la carga vertical resistente

Se debe cumplir que $P_u < P_R$

Por lo tanto está bien

$$P_R = 20700 \text{ kg} \geq P_u = 10868 \text{ kg}$$

NOTA: Si algún muro no pasa, cambiar la estructuración o el material como:

- $f'c$ del mortero.
- Cambiar el espesor del muro.
- Cambiar el tipo de material con que está hecho el muro, en vez de tabique que sea de tabicón, bloques de concreto, etc.
- Reforzarlo con malla electrosoldada.

SEGUNDO NIVEL (AZOTEA)

1)	2)	3)	4)	5)	6)	7)	8)	9)	10)	
MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTARIA (m ²)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO DEL MURO (kg)	CARGA VERTICAL ACTUANTE		F_E	CARGA VERT. RESISTENTE (kg)	
						P (kg)	Pu (kg)			
3 B'-B"	100	14	3.87	1602	693	2295	3213	0.6	9576	PASA
3 B'''-B''''	100	14	3.87	1602	693	2295	3213	0.6	9576	PASA
4 B'-B"	100	14	3.87	1602	693	2295	3213	0.6	9576	PASA
4 B'''-B''''	100	14	3.87	1602	693	2295	3213	0.6	9576	PASA
B 3'-3'''	400	14	10	4140	2520	6660	9324	0.6	38304	PASA
C 3'-3'''	400	14	10	4140	2520	6660	9324	0.6	38304	PASA
$\Sigma =$	1200									

DATOS:

$t_{\text{muro}} =$	14	cm	Cambiamos en los muros diferentes.
$h_{\text{muro}} =$	240	cm	
$W_{\text{losa}} =$	414	kg/m ²	
$W_{\text{muro}} =$	315	kg/m ²	
$W_{\text{muro}} =$	340	kg/m ²	YESO/MORTERO - MORTERO/YESO
Mortero	II		AZULEJO - MORTERO/YESO
$f^*m =$	15	kg/cm ²	
$F_R =$	0.6	Para muros confinados o reforzados interiormente sección 3.1.4.1	
$F_R =$	0.3	Para muros no confinados ni reforzados interiormente sección 3.1.4.1.	
$F_E =$	0.7	Para muros interiores (si cumplen con los incisos a, b y c de 3.2.2.3.)	
$F_E =$	0.6	Para muros extremos (si cumplen con los incisos a, b y c de 3.2.2.3.)	
$F_E =$		Si no cumplen con los incisos anteriores aplicar la ec., del inciso b) sección 3.2.23	

PRIMER NIVEL

1)	2)	3)	4)	5)	6)	7*)	7*)	7)	8)	9)	10)	
MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTARIA (m ²)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO DEL MURO (kg)	PESO DEL PRETIL (kg)	PESO DEL NIVEL 2 (kg)	CARGA VERTICAL ACTUANTE		F _E	CARGA VERT. RESISTENTE (kg)	
								P (kg)	Pu (kg)			
1' B-C	850	14	5.69	3460	8033	2678		14170	19837	0.591	80121	PASA
2 A-A'''	600	14	8.93	5429	4725			10154	14216	0.6	57456	PASA
2 C'-D	600	14	8.93	5429	3780			9209	12893	0.6	57456	PASA
3 A''-A'''	250	14	13.63	8287	1969			10256	14358	0.7	27930	PASA
3 C'-C'''	250	14	13.63	8287	1575			9862	13807	0.7	27930	PASA
3' A-A'	250	14	9.4	5715	2125			7840	10976	0.7	27930	PASA
3' C'''-D	250	14	9.4	5715	2125			7840	10976	0.7	27930	PASA
3'' A-A'	250	14	9.4	5715	2125			7840	10976	0.7	27930	PASA
3''' C'''-D	250	14	9.4	5715	2125			7840	10976	0.7	27930	PASA
4 A''-A'''	250	14	13.11	7971	1969			9940	13915	0.7	27930	PASA
4 C'-C'''	250	14	13.11	7971	1575			9546	13364	0.7	27930	PASA
4 B'-B''	100	28	3.88	2681	1890		3192	7763	10868	0.649	20700	PASA
4 B'''-B''''	100	28	3.88	2359	1575		3192	7126	9976	0.642	20481	PASA
5 A-B	700	14	11.75	7144	5513			12657	17719	0.6	67032	PASA
5 C-D	700	14	11.75	7144	4410			11554	16176	0.6	67032	PASA
5' B'-B''''	400	14	10.71	7401	3780	1260		12441	17417	0.512	32677	PASA
A 2'-2'	150	14	1.74	1058	945			2003	2804	0.6	14364	PASA
A 2'-3'	350	14	5.08	3089	2380			5469	7656	0.6	33516	PASA
A 3'''-4'	350	14	5.08	3089	2380			5469	7656	0.6	33516	PASA
A 4'-5	150	14	1.74	1058	945			2003	2804	0.6	14364	PASA
A'' 1'-2	100	14	0	0	945			945	1323	0.469	7491	PASA
A''' 1'-2	100	14	0	0	945			945	1323	0.469	7491	PASA
B 1'-2	580	14	6.01	3654	5481	1827		10962	15347	0.571	52817	PASA
B 2'-3	200	14	4.12	2505	1890	630		5025	7035	0.533	17029	PASA
B 3'-3''	100	28	3.9	2371	1890		3208	7469	10457	0.651	20794	PASA
B 3''-3'''	100	28	3.9	2371	1890		3208	7469	10457	0.651	20794	PASA
B 4'-5	400	14	15	10365	3780	1260		15405	21567	0.494	31560	PASA
C 1'-2	580	14	6.01	3654	5481	1827		10962	15347	0.571	52817	PASA
C 2'-3	200	14	4.12	2505	1890	630		5025	7035	0.533	17029	PASA
C 3'-3''	100	28	3.9	2371	1890		3208	7469	10457	0.651	20794	PASA
C 3''-3'''	100	28	3.9	2371	1890		3208	7469	10457	0.651	20794	PASA
C 4'-5	400	14	15	9120	3780	1260		14160	19824	0.501	31972	PASA
C'' 1'-2	100	14	0	0	945			945	1323	0.469	7491	PASA

C''-1'-2	100	14	0	0	945			945	1323	0.469	7491	PASA
D 2'-2'	150	14	2.25	1368	1181			2549	3569	0.6	14364	PASA
D 2'-3'	350	14	6.67	4055	2975			7030	9843	0.6	33516	PASA
D 3''-4'	350	14	6.67	4055	2975			7030	9843	0.6	33516	PASA
D 4'-5	150	14	2.25	1368	1181			2549	3569	0.6	14364	PASA
$\Sigma =$	11210											

DATOS:

$t_{\text{muro}} =$	14	cm	
$h_{\text{muro}} =$	300	cm	Cambiamos en los muros diferentes.
$W_{\text{losa}} =$	608	kg/m ²	LOSA I, II, V, VI, IX y X.
$W_{\text{losa}} =$	608	kg/m ²	LOSA III, IV, VII, VIII, XI y XII
$W_{\text{losa+tinaco}} =$	691	kg/m ²	
$W_{\text{muro}} =$	315	kg/m ²	YESO/MORTERO - MORTERO/YESO
$W_{\text{muro}} =$	340	kg/m ²	AZULEJO - MORTERO/YESO
Mortero	II		
$f \cdot m =$	15	kg/cm ²	
$F_R =$	0.6	Para muros confinados o reforzados interiormente sección 3.1.4.1	
$F_R =$	0.3	Para muros no confinados ni reforzados interiormente sección 3.1.4.1.	
$F_E =$	0.7	Para muros interiores.	
$F_E =$	0.6	Para muros extremos (si cumplen con; a, b y c de 3.2.2.3.)	
$F_E =$		Si no cumplen con los incisos anteriores aplicar la ec., del inciso b) sección 3.2.23	

NOTA: Se suma el peso del pretil al muro respectivo. El peso total ($W_{\text{losa}} + W_{\text{muros}}$) del segundo nivel (azotea), se repartirá en los muros del tablero VI del primer nivel.

Tomamos un promedio de alturas de los muros.

$A_{\text{losa}} =$	49	m ²
$W_{\text{losa}} =$	414	kg/m ²
$L_{\text{muros}} =$	12	m
$h_{\text{muro}} =$	2.25	m
$W_{\text{muro}} =$	315	kg/m ²
$W_{\text{total}} =$	28791	kg

Peso distribuido del segundo nivel, en el área del tablero VI

$A_{\text{tablero VI}} =$	35	m ²
$W_{\text{dist}} =$	823	kg/m ²

PLANTA BAJA

1)	2)	3)	4)	5)	6)	7*)	7*)	7*)	7)	8)	9)	10)	
MURO	LONG. (cm)	ESPESOR (cm)	ÁREA TRIBUTARIA (m ²)	CARGA TOTAL DE LA LOSA (kg)	PESO PROPIO DEL MURO (kg)	PESO DEL PRETIL (kg)	PESO DEL NIVEL 2 (kg)	PESO DEL NIVEL 1 (kg)	CARGA VERTICAL ACTUANTE		F _E	CARGA VERT. RESISTENTE (kg)	
									P (kg)	Pu (kg)			
1' B-C	850	14	5.69	3704	6426	2678		5226	18034	25248	0.6	81396	PASA
2 A-A'''	600	14	8.94	5820	5670			8212	19702	27582	0.353	33814	PASA
2 C'-D	600	14	8.94	5820	5670			8212	19702	27582	0.353	33814	PASA
3 A''-A'''	250	28	13.46	8762	4725			12363	25851	36191	0.630	50269	PASA
3 B'-B'''	100	14	2.25	1465	756		1851	2067	6138	8594	0.7	11172	PASA
3 B'''-B''''	100	14	2.25	1465	756		1851	2067	6138	8594	0.7	11172	PASA
3 C'-C''	250	28	13.46	8762	4725			12363	25851	36191	0.630	50269	PASA
3' A-A'	250	28	10.17	6621	5100			9341	21062	29487	0.648	51719	PASA
3' C'''-D	250	28	10.17	6621	5100			9341	21062	29487	0.648	51719	PASA
3''' C-C''	250	28	11.37	7402	4725			10444	22570	31599	0.638	50918	PASA
4 B'-B''	100	28	3.88	2526	1512		3192	3564	10793	15111	0.7	22344	PASA
4 B'''-B''''	100	28	3.88	2526	1512		3192	3564	10793	15111	0.7	22344	PASA
4 C'''-D	350	28	14.92	9713	6615			13704	30032	42045	0.641	71658	PASA
5 A-B	700	14	19.01	12376	6615			17461	36452	51032	0.462	51576	PASA
5 C-D	700	14	19.01	12376	6615			17461	36452	51032	0.462	51576	PASA
5' B'-B''	100	14	2.25	1465	756	315		2067	4602	6443	0.7	11172	PASA
5' B'''-B''''	100	14	2.25	1465	756	315		2067	4602	6443	0.7	11172	PASA
6 A''-B'	500	14	11	4290	3780				8070	11298	0.6	47880	PASA
6 B'''-C''	500	14	11	4290	3780				8070	11298	0.6	47880	PASA
A 2-5	1600	14	21.49	13990	15120				29110	40754	0.391	99826	PASA
A' 5'-5''	300	14	8.37	3264	2448				5712	7997	0.6	28728	PASA
A'' 1'-2	100	14	0	0	945				945	1323	0.469	7491	PASA
A''' 1'-2	100	14	0	0	945				945	1323	0.469	7491	PASA
B 1'-2	580	14	7.85	5110	4385	1827		7210	18533	25946	0.6	55541	PASA
B 2'-3	200	14	2.5	1628	1512	630		2296	6066	8492	0.6	19152	PASA
B 3'-3''	150	28	7.87	5123	2268		6474	7229	21094	29532	0.7	33516	PASA
B 3''-3'''	150	28	7.87	5123	2268		6474	7229	21094	29532	0.7	33516	PASA
B 4-5	100	14	4	2604	756	315		3674	7349	10289	0.7	11172	PASA
B 5-4	100	14	2.25	1465	756	315		2067	4602	6443	0.7	11172	PASA
B' 5'-7	450	14	11.3	4407	3402				7809	10933	0.519	37254	PASA

B'''' 5'-7	450	14	11.3	4407	3402				7809	10933	0.519	37254	PASA
C 1'-2	580	14	7.85	5110	4385	1827		7210	18533	25946	0.6	55541	PASA
C 2'-3	200	14	2.5	1628	1512	630		2296	6066	8492	0.6	19152	PASA
C 3'-3"	150	28	7.63	4967	2268		6276	7008	20520	28728	0.7	33516	PASA
C 3"-3''	150	28	5.13	3340	2268		4220	4712	14540	20355	0.7	33516	PASA
C 4-5	100	14	4	2604	756	315		3674	7349	10289	0.7	11172	PASA
C 5-4	100	14	2.25	1465	756	315		2067	4602	6443	0.7	11172	PASA
C'' 1'-2	100	14	0	0	945				945	1323	0.469	7491	PASA
C'' 1'-2	100	14	0	0	945				945	1323	0.469	7491	PASA
C''' 5'-5"	300	14	8.37	3264	2448				5712	7997	0.517	24760	PASA
D 2-2'	150	14	2.25	1465	1418			2067	4949	6928	0.353	8448	PASA
D 2'-3'	350	28	6.76	4401	6615			6209	17225	24115	0.692	77259	PASA
D 3'''-4	350	14	6.22	4049	3308			5713	13070	18298	0.347	19408	PASA
D 5-4	150	14	2.25	1465	1418			2067	4949	6928	0.353	8448	PASA
$\Sigma =$	13710												

DATOS:

$t_{\text{muro}} =$	14	cm	
$h_{\text{muro}} =$	300	cm	Cambiamos en los muros diferentes.
$W_{\text{losa}} =$	414	kg/m ²	LOSA I, II y III.
$W_{\text{losa}} =$	608	kg/m ²	LOSA IV,V, VI, VIII, IX, X, XII, XIII y XIV.
$W_{\text{muro}} =$	315	kg/m ²	YESO/MORTERO - MORTERO/YESO
$W_{\text{muro}} =$	340	kg/m ²	AZULEJO - MORTERO/YESO
Mortero	II		
$f \cdot m =$	15	kg/cm ²	
$F_R =$	0.6		Para muros confinados o reforzados interiormente
$F_R =$	0.7		Para muros no confinados ni reforzados interiormente
$F_E =$	0.7		Para muros interiores.
$F_E =$	0.6		Para muros extremos (si cumplen con; a, b y c de 3.2.2.3.)
$F_E =$			Si no cumplen con los incisos anteriores aplicar la ec., del inciso b) sección 3.2.23

NOTA: El peso total ($W_{\text{losa}} + W_{\text{muros}}$) del segundo nivel (azotea), se repartirá en los muros del tablero VI del primer nivel.

Tomamos un promedio de alturas de los muros.

$A_{\text{losa}} =$	49	m ²
$W_{\text{losa}} =$	414	kg/m ²

$L_{\text{muros}} =$	12	m
$h_{\text{muro}} =$	2.25	m
$W_{\text{muro}} =$	315	kg/m ²
$W_{\text{total}} =$	28791	kg

Peso distribuido del segundo nivel, en el área del tablero VI

$A_{\text{tablero VI}} =$	35	m ²
$W_{\text{dist}} =$	823	kg/m ²

NOTA: El peso total ($W_{\text{losa}} + W_{\text{muros}}$) del primer nivel. Se repartirá en los muros de planta baja, tomamos el peso más desfavorable ($W_{\text{tinaco}} + W_{\text{losa}}$)

Tomamos un promedio de alturas de los muros

$A_{\text{losa}} =$	388	m ²
$W_{\text{losa}} =$	691	kg/m ²
$L_{\text{muros}} =$	112.1	m
$h_{\text{muro}} =$	2.5	m
$W_{\text{muro}} =$	315	kg/m ²
$W_{\text{total}} =$	356387	kg

Peso distribuido del primer nivel, en el área de la losa de planta baja

$A_{\text{losa}} =$	388	m ²
$W_{\text{dist}} =$	919	kg/m ²

10.2 REVISIÓN POR SISMO

• CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO

Se tiene como propósito obtener una seguridad adecuada tal que, ante un sismo severo, no se presenten fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes.

El Director Responsable de Obra, de acuerdo con el propietario, puede decidir que se diseñe el edificio para que satisfaga requisitos más conservadores que los aquí establecidos, con el fin de reducir la posibilidad de pérdidas económicas en la construcción a cambio de una inversión inicial mayor.

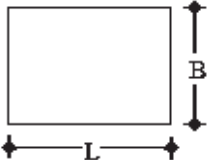
La revisión de muros ante sismo consiste en verificar que el cortante resistente de estos (V_R) sea mayor que el cortante producido por el sismo (V_U), es decir, que se debe cumplir con: $V_R \geq V_U$

Para realizar dicha revisión, existen varios métodos de análisis sísmico, siendo, para este tipo de estructuras, el método simplificado el más utilizado.

• Método simplificado de análisis sísmico

Para poder aplicar este método el reglamento establece que la estructura debe cumplir con los siguientes requisitos:

- a) Que al menos el 75% de las cargas verticales están soportadas por muros ligados entre sí mediante losas monolíticas u otros sistemas de piso suficientemente resistente y rígido al corte (**cumple**).
- b) Deben existir muros perimetrales con una longitud mínima del 50% del total de la construcción en cada dirección (**cumple**).
- c) La relación entre longitud y ancho de la planta del edificio no excede de 2 a menos que, para fines de análisis sísmico, se pueda suponer dividida dicha planta en tramos independientes cuya relación longitud a ancho satisfaga esta restricción.

$$\frac{L}{B} \leq 2.0$$


$$29.18/26 = 1.122 \text{ (cumple)}$$

- d) La relación entre altura y la dimensión mínima de la base del edificio no excede de 1.5 y la altura del edificio no es mayor de 13 m.

$$\frac{H}{B} \leq 1.5 \quad H \leq 13$$

$$9.06/26 = 0.35 \text{ y } H = 9.06 \leq 13 \text{ m (cumple)}$$

Las fuerzas laterales por sismo se obtienen utilizando la misma expresión que en el método estático:

$$F_i = \frac{C}{Q} W_{total} \frac{w_i h_i}{\sum w_i h_i}$$

El valor de coeficiente C/Q se obtiene de tablas que vienen en el reglamento.

Coeficientes sísmicos reducidos para el método simplificado; construcciones del grupo B.

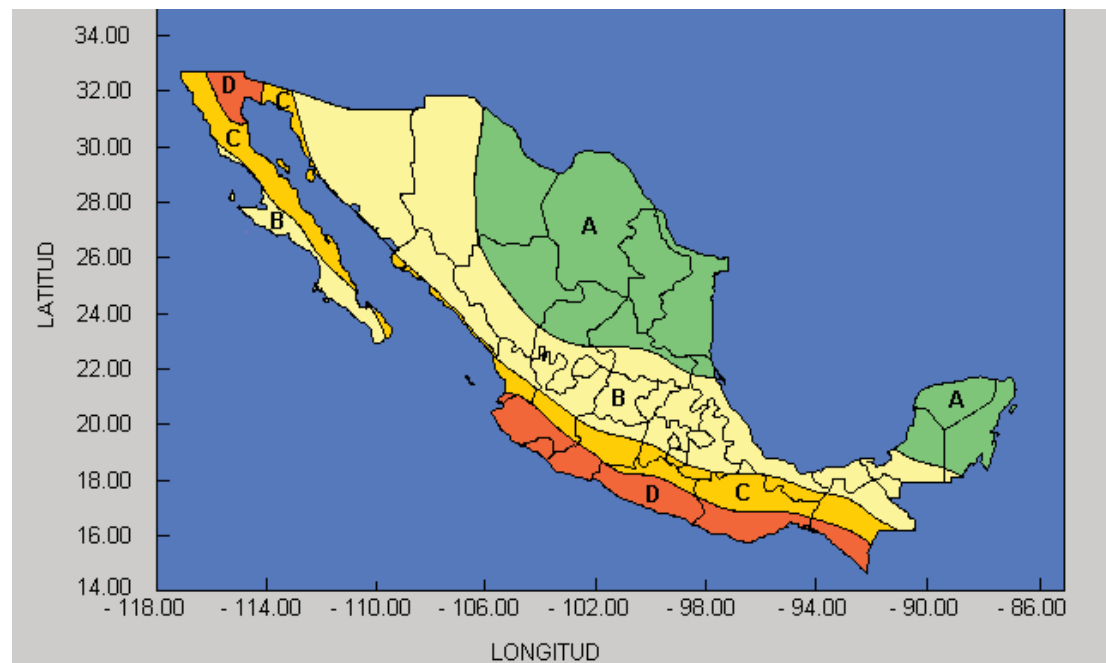
Zona sísmica	Tipo de terreno	Muros de piezas macizas o Diafragmas de madera contrachapada			Muros de piezas huecas o Diafragmas de duelas de madera		
		H<4m	4≤H≤7m	7≤H≤13m	H<4m	4≤H≤7m	7≤H≤13m
A	I	0.04	0.04	0.04	0.05	0.05	0.05
	II	0.06	0.07	0.08	0.07	0.09	0.11
	III	0.07	0.08	0.10	0.08	0.10	0.13
B	I	0.06	0.07	0.07	0.08	0.09	0.09
	II	0.13	0.15	0.18	0.15	0.18	0.22
	III	0.13	0.16	0.19	0.15	0.19	0.23
C	I	0.18	0.18	0.18	0.24	0.24	0.24
	II	0.32	0.32	0.32	0.43	0.43	0.43
	III	0.32	0.32	0.32	0.43	0.43	0.43
D	I	0.25	0.25	0.25	0.33	0.33	0.33
	II	0.43	0.43	0.43	0.57	0.57	0.57
	III	0.43	0.43	0.43	0.57	0.57	0.57

La fuerza cortante en cada entrepiso será la suma de las fuerzas actuantes en los niveles superiores. Luego se revisa que el cortante en cada entrepiso sea resistido por los muros de dicho entrepiso actuando en colaboración.

En este método no es necesario revisar los desplazamientos horizontales, los momentos torsionantes y de volteo.

ZONIFICACIÓN SÍSMICA.

A partir de la recopilación de datos en la información bibliográfica existente relacionada con el sitio en estudio y, con base en los resultados obtenidos durante la exploración de campo y los ensayos de laboratorio, el sitio de emplazamiento en análisis se encuentra ubicado dentro la "Zona C" de mediana a alta intensidad sísmica (M.O.C. de C.F.E.), el coeficiente sísmico básico correspondiente del terreno de apoyo al nivel de desplante es, $c = 0.18$; para construcciones del Grupo B y terrenos de cimentación clasificados dentro del Tipo I.



Regionalización sísmica de la República Mexicana, donde la región "A" representa menor riesgo hasta la región "D" donde existe alto riesgo sísmico.

PROCEDIMIENTO DE REVISIÓN POR SISMO APLICANDO EL MÉTODO SIMPLIFICADO DEL RCDF.

- 1) Verificar que la construcción cumpla con los requisitos de regularidad establecidos en el reglamento.
- 2) Determinar el grupo al que pertenece la construcción y el tipo de terreno donde estará ubicada
- 3) Seleccionar el coeficiente sísmico que le corresponde.
- 4) Calcular el peso total de la estructura W_{total} mediante un análisis de carga

- 5) Obtener el cortante sísmico en la base de la estructura con:

$$V_{base} = C_s W_{total}$$

- 6) Obtener el cortante último:

$$V_u = F_c V_{base} \quad F_c = 1,1 \text{ NTC-SÍSMO}$$

- 7) Calcular el cortante resistente de los muros de planta baja en las dos direcciones:

$$V_{Rx} = F_R (0.5 V^* m A_T + 0.3 P_x) \leq 1.5 F_R V^* m A_T$$

$$V_{Ry} = F_R (0.5 V^* m A_T + 0.3 P_y) \leq 1.5 F_R V^* m A_T$$

Donde:

- o F_R = Factor de resistencia en muros sujetos a fuerza cortante:
 $F_R = 0.7$ para muros diafragma, muros confinados y muros con refuerzo interior.
 $F_R = 0.4$ para muros no confinados ni reforzados interiormente.
- o A_T = Área bruta de la sección transversal del muro o segmento de muro, que incluye a los castillos. Se obtiene de la siguiente manera:
 - a) Número de muro

- b) Longitud de muro
- c) Espesor de muro
- d) F_{AE} = Factor de área efectiva de muros de carga

$$F_{AE} = 1 \quad \text{Si } \frac{H}{L} \leq 1.33 \quad F_{AE} = \left(1.33 \frac{L}{H}\right)^2 \quad \text{Si } \frac{H}{L} > 1.33$$

- e) Área equivalente

$$\text{Área equivalente} = L \text{ t } F_{AE}$$

- o P_x y P_y son las cargas verticales soportadas por los muros de planta baja en la dirección x y dirección y respectivamente, las cuales pueden obtenerse con las siguientes expresiones:

$$P_x = \frac{L_x}{L_T} W_{TOTAL} \quad P_y = \frac{L_y}{L_T} W_{TOTAL}$$

- o $V^* m$ = Resistencia de diseño a compresión diagonal de muretes, sobre área bruta medida a lo largo de la diagonal paralela a la carga. De acuerdo a la sección 2.7.2.2 valores indicativos, de la tabla 2.9, la resistencia de diseño a compresión diagonal para la mampostería de tabique de barro rojo recocido mortero I es $V^* m = 3.5 \text{ kg/cm}^2$.

- 8) Comparar el cortante último con el cortante resistente en cada dirección verificando que se cumpla que:

$$V_{Rx} \geq V_u \quad V_{Ry} \geq V_u$$

NOTA: En este caso sólo se revisan los cortantes en planta baja, ya que el cortante es mayor en este nivel y en casas habitación regularmente la densidad de muros en planta baja es menor a la de los niveles superiores. Por lo anterior en lugar de calcular las fuerzas sísmicas en cada nivel se calculará el cortante basal.

NOTA: En los muros curvos reduzco su resistencia en un 50%, debido a que se produciría una torsión (Reduzco su área equivalente).

1) **CUMPLE.** Con los requisitos del método simplificado

2) **RCDF 2004 Artículo 139.**

Grupo de edificación = **B**, zona sísmica= **C** y tipo de terreno = **I**

$F_R =$	0.7	Muros confinados
$v \cdot m =$	3.5	kg/cm ²

3) **COEFICIENTE SÍSMICO.**

$c = 0.18$

4) **PESO TOTAL DE LA ESTRUCTURA.**

$W_{total} = W_{azotea} + W_{muros\ planta\ alta} + W_{etrepiso} + W_{muros\ planta\ baja}$

SEGUNDO NIVEL

$W_{total} =$	28791	kg
---------------	-------	----

PRIMER NIVEL

$W_{total} =$	356387	kg
---------------	--------	----

PLANTA BAJA

$A_{losa} =$	388	m ²
$W_{losa} =$	691	kg/m ²
$L_{muros} =$	137.1	m
$h_{muro} =$	2.7	m
$W_{muro} =$	315	kg/m ²
$W_{total} =$	384712	kg

Sumamos los tres niveles.

$W_{total} =$	769.889	ton
---------------	---------	-----

5) **CORTANTE SÍSMICO.**

$V_{basal} =$	138580.074	kg
---------------	------------	----

6) **CORTANTE ÚLTIMO.**

$V_u =$	152438.081	kg
---------	------------	----

7) **CORTANTE RESISTENTE.**

$P_x =$	373432.811	kg
$P_y =$	396456.489	kg

$V_{Rx} =$	208501.616	kg
$V_{Ry} =$	187755.914	kg

8) **COMPARACIÓN.**

$V_{Rx} =$	208.502	ton	>	152.438	ton
$V_{Ry} =$	187.756	ton	>	152.438	ton

POR LO TANTO ESTA BIEN

DE LO CONTRARIO CAMBIAR.

NOTA: En el sentido que no cumplió se tendrán que realizar uno de los siguientes cambios:

Disminuir peso de la estructura

- En vez de meter relleno en la losa de azotea, inclinar la losa
- Meter los muros divisorios con un material más ligero.

Aumentar el V_R

- Aumentar la resistencia del mortero $V \cdot m$
- Usar otro tipo de mampostería de mayor resistencia.
- Colocar algunos muros de concreto.
- Meter algunos muros de mayor espesor t , en el sentido que no cumplió (No resiste la fuerza cortante).
- Reforzar algunos muros con malla electrosoldada.

PLANTA BAJA

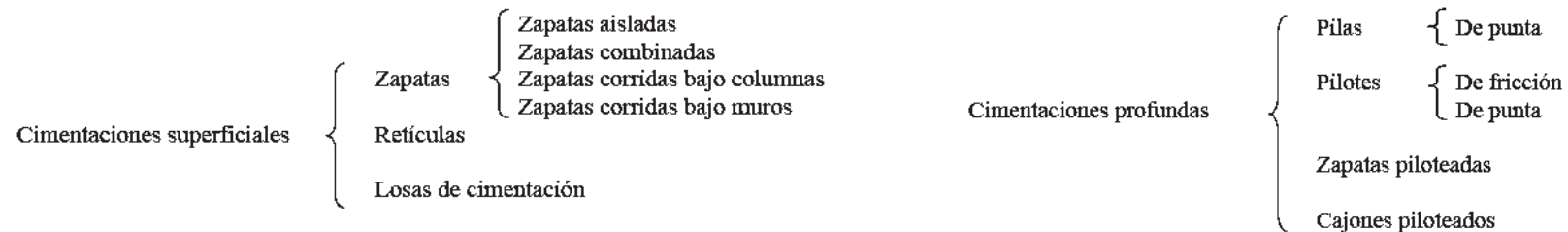
a)	b)	c)	d)	e)
SENTIDO X				
MURO	LONGITUD	ESPESOR	F _{AE}	ÁREA EQUIV.
	(cm)	(cm)		(cm ²)
1' B-C	850	14	1.000	5950
2 A-A'''	600	14	1.000	8400
2 C'-D	600	14	1.000	8400
3 A''-A'''	250	28	1.228	8599
3 B'-B'''	100	14	0.307	430
3 B'''-B'''''	100	14	0.307	430
3 C'-C''	250	28	1.000	7000
3' A-A'	250	28	1.000	7000
3' C'''-D	250	28	1.000	7000
3'' C-C''	250	28	1.000	7000
4 B'-B''	100	28	0.307	860
4 B'''-B'''''	100	28	0.307	860
4 C'''-D	350	28	1.000	9800
5 A-B	700	14	1.000	9800
5 C-D	700	14	1.000	9800
5' B'-B''	100	14	0.307	430
5' B'''-B'''''	100	14	0.307	430
6 A''-B'	500	14	1.000	7000
6 B'''''-C''	500	14	1.000	7000
Σ =	6650		Σ =	106188.347

a)	b)	c)	d)	e)
SENTIDO Y				
MURO	LONGITUD	ESPESOR	F _{AE}	ÁREA EQUIV.
	(cm)	(cm)		(cm ²)
A 2-5	1600	14	1.000	22400
A' 5'-5''	300	14	1.000	4200
A'' 1'-2	100	14	0.197	275
A''' 1'-2	100	14	0.197	275
B 1'-2	580	14	1.000	4060
B 2'-3	200	14	1.000	1400
B 3'-3''	150	28	0.691	2902
B 3''-3'''	150	28	0.691	2902
B 4-5	100	14	0.307	430
B 5-4	100	14	0.307	430
B' 5'-7	450	14	1.000	6300
B'''' 5'-7	450	14	1.000	6300
C 1'-2	580	14	1.000	4060
C 2'-3	200	14	1.000	1400
C 3'-3''	150	28	0.691	2902
C 3''-3'''	150	28	0.691	2902
C 4-5	100	14	0.307	430
C 5-4	100	14	0.307	430
C'' 1'-2	100	14	0.197	275
C''' 1'-2	100	14	0.197	275
C'''' 5'-5''	300	14	1.000	4200
D 2-2'	150	14	0.442	929
D 2'-3'	350	28	1.000	9800
D 3'''-4	350	14	1.000	4900
D 5-4	150	14	0.442	929
Σ =	7060		Σ =	85306.16

III.V DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

1) CLASIFICACIÓN DE LAS CIMENTACIONES

La forma más común de clasificar las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos resistentes de suelos, las cimentaciones se clasifican en cimentaciones superficiales y cimentaciones profundas.



2) ZAPATAS

Las zapatas son cimentaciones superficiales o directas, como toda cimentación ha de garantizar, de forma permanente, la estabilidad de la obra que soporta.

Los tipos de zapatas pueden ser:

Por su forma de trabajar:

- Aisladas.
- Combinadas.
- Continúas bajo pilares.
- Continúas bajo muros.
- Arriostradas.

Por su morfología:

- Macizas.

Que a su vez pueden ser:

- Rectas.

- Escalonadas.
- Piramidales.
- Aligeradas.

Por la relación entre sus dimensiones (lo que condiciona su forma de trabajo).

- Rígidas. En las que el vuelo es menor o igual a dos veces el canto.
- Flexibles. En las que el vuelo es mayor a dos veces el canto.

Por la forma:

- Rectangulares, cuadradas, circulares y poligonales.

El uso de las zapatas aisladas como elemento de sustentación está limitado y se emplean cuando el terreno tiene, ya en su superficie, una resistencia media o alta en relación con las cargas y es suficientemente homogéneo como para que no se presenten asentamientos diferenciales.

- **ZAPATAS AISLADAS**

Las zapatas aisladas son utilizadas cuando se desea cimentar un elemento aislado. Y se recomiendan cuando:

- El elemento estructural a cimentar es un soporte vertical aislado.
- El suelo sobre el que se apoya el elemento estructural es homogéneo y de estratigrafía sensiblemente horizontal.

Las zapatas aisladas pueden resultar inestables debido a su tamaño por lo que son afectadas por torsión, asentamientos, etc., por lo tanto este tipo de cimentación debe ir acompañada de vigas de liga que no permitirán el desplazamiento de la zapata aislada.

- **ZAPATA CORRIDA**

La zapata corrida es el sistema utilizado para cimentar elementos estructurales tales como muros de carga, muros de sótano, o de arrostramiento, eje de columnas, etc.

Las zapatas corridas pueden ser bajo columnas o bajo muros. Son cimentaciones de gran longitud en comparación con su sección transversal. Las zapatas corridas se usan cuando:

- a) Se trata de cimentar un elemento continuo, como por ejemplo un muro.
- b) Se busca homogenizar los asentamientos de una alineación de columnas.
- c) Se requiere reducir los efectos en el terreno.
- d) Para puentear defectos y heterogeneidades del terreno.
- e) Por la proximidad de zapatas aisladas, resulta más sencillo realizar una zapata corrida.

- **Zapata corrida de mampostería:**

En zonas donde la piedra es abundante suele aprovecharse ésta como material de cimentación. Los cimientos de piedra son los apoyos de una construcción. Sirven para cargar el peso de toda una vivienda, repartíendolo uniformemente en el terreno sobre el que se encuentra construido. La cimentación es necesaria en cualquier construcción.

Para grandes construcciones es necesario efectuar en un laboratorio pruebas sobre la resistencia de la piedra de que se dispone. Tratándose de construcciones sencillas, en la mayoría de los casos resulta suficiente efectuar la prueba golpeando la piedra con un mazo y observando el ruido que se produce: Si éste es hueco y sordo, la piedra es blanda, mientras que si es aguda y metálico, la piedra es dura.

3) LOSA DE CIMENTACIÓN

Es una alternativa adecuada en donde el terreno es de baja capacidad de carga y la cimentación de la estructura sobre pase el 50% del área de la construcción, es conveniente emplearse la losa de cimentación, que consiste en una placa continua de concreto reforzado, desplantada a nivel de terreno la cual es rigidiza por medio de contratraveses sobre las cuales se desplantan los muros de carga.

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

En el proyecto de obras de edificación de cualquier tipo deberá figurar, expresamente, una exposición detallada de las características del terreno, a cuyos efectos el Técnico que lo redacta podrá exigir al propietario un estudio del suelo y subsuelo, formulado por un técnico competente. Para la realización del proyecto tenemos a continuación el informe de mecánica de suelos.

INFORME DE MECÁNICA DE SUELOS

La información que nos debe arrojar un informe de mecánica de suelos es, la profundidad de desplante y la capacidad de carga del terreno.

Jefe de Departamento de Proyectos y Supervisión de Obras.

PRESENTE

Por medio del presente enviamos a usted el informe correspondiente al estudio de Mecánica de Suelos efectuado sobre una superficie de terreno natural, para la correspondiente edificación, localizado en, Morelia, Michoacán.

El estudio se efectuó a través de la obtención de una muestra inalterada, la cual fue extraída en el sitio mencionado, Estrato 1, a una profundidad de 1.00 m. La consistencia natural del suelo dio una resistencia de 16 ton/m^2 . Esta muestra fue ensayada a compresión simple, pruebas triaxiales a diferentes presiones y consolidación unidimensional, para conocer sus propiedades mecánicas y con estos parámetros efectuar el diseño de la cimentación para la obra que se tiene en proyecto.

El valor permisible de diseño de capacidad de carga para cualquier cimentación superficial es:

$$q_{\text{diseño}} = 16 \text{ ton/m}^2$$

Esperando haber cumplido con el objetivo por usted solicitado nos disponemos a sus órdenes para cualquier aclaración al respecto y aprovechamos la ocasión para enviar a usted un afectuoso saludo.

ATENTAMENTE

Morelia Mich. 2009

LABORATORISTA CALCULISTA

JEFE DE LABORATORIO

REQUISITOS GENERALES DE DISEÑO

- 4) Los esfuerzos en el suelo no deben sobrepasar los esfuerzos admisibles.
- 5) Cuando las combinaciones de carga incluyan el efecto de solicitaciones accidentales como sismos y viento, los esfuerzos admisibles pueden incrementarse en un 33.3%.
- 6) El recubrimiento mínimo para el acero cuando la zapata este en contacto directo con el terreno es de 7.5 cm, y 5.0 cm cuando se tenga una plantilla de cimentación.
- 7) Las zapatas deben diseñarse para resistir fuerzas cortantes en cada dirección independientemente, tomando la sección crítica a una distancia igual a un peralte efectivo desde la cara de las columnas, los dados o elementos verticales.
- 8) Las zapatas deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes de punzonamiento o penetración, tomando como sección crítica a aquella que se ubica a una distancia igual a medio peralte efectivo alrededor del elemento vertical de cargas (columna, dado, muro, etc.).
- 9) La sección crítica de flexión en una dirección se ubicará en las caras de los elementos verticales de carga.
- 10) En cimentaciones de muros de mampostería, la sección crítica de diseño a la flexión se considera ubicada en la mitad, entre el eje medio y el borde del muro.
- 11) En zapatas reforzadas en una dirección y en zapatas rectangulares reforzadas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a través del ancho total de la zapata.

3) DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN

Se diseñaran tres tipos de cimentaciones de acuerdo a la requerida por la estructura:

ZAPATA CORRIDA DE CONCRETO REFORZADO Y MURO DE ENRRASE., en muros continuos de carga.

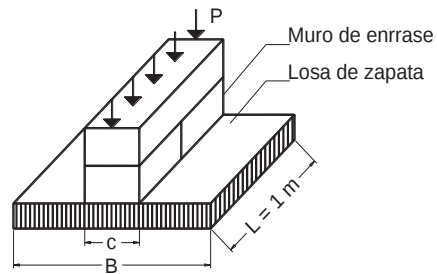
ZAPATA CORRIDA DE CONCRETO REFORZADO BAJO COLUMNAS., en columnas cercanas para equilibrar los asentamientos.

ZAPATA AISLADA DE CONCRETO REFORZADO SUJETA A CARGA AXIAL Y MOMENTOS EN LAS DOS DIRECCIONES., en columnas con una separación considerable.

ZAPATA CORRIDA DE CONCRETO REFORZADO Y MURO DE ENRRASE

1) CALCULAR LA DESCARGA TOTAL DE LA CIMENTACIÓN

La carga sobre la cimentación es el peso total correspondiente de la estructura que recae sobre el muro de planta baja a cimentar.



DATOS:

P =	10.79	ton/m
q _r =	16	ton/m ²
D _f =	1	m
L =	1	m
γ _s =	1.73	ton/m ³
γ _c =	2.4	ton/m ³
f'c =	200	kg/cm ²
f*c =	160	kg/cm ²
f''c =	136	kg/cm ²
f _y =	4200	kg/cm ²
c =	25	cm

Suponemos el peso de la zapata y con la siguiente fórmula empírica encontramos B:

$$B_{prop} = 1.2 \frac{P}{q_r}$$

$$W_s = \left(\frac{\gamma_c + \gamma_s}{2} \right) B L D_f$$

$$P_T = P + W_s$$

B _{prop} =	0.81	m
---------------------	------	---

W _s =	1.67	ton/m
P _T =	12.46	ton/m

2) DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

$$B = \frac{P_T}{q_r}$$

B =	0.78	m
B _{min} =	0.80	m

3) CÁLCULO DE LAS PRESIONES DE CONTACTO

$$q = \frac{P_T}{BL} \leq q_r$$

$q =$	15.58	ton/m ²	$\leq$	$q_r =$	16.00	ton/m ²
-------	-------	--------------------	--------	---------	-------	--------------------

4) CÁLCULO DE LA PRESIÓN NETA ÚLTIMA

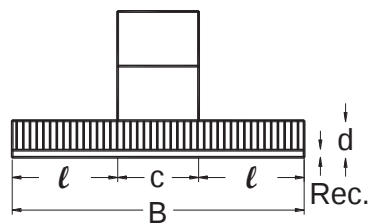
$$q_n = \left(\frac{P}{BL} \right)$$

$$q_{mx} = Fc(q_n)$$

$Fc =$	1.4	
$q_{nu} =$	1.89	kg/cm ²

5) DISEÑO DE LA LOSA

a) Diseño por cortante



$$l = \frac{B - c}{2}$$

$l =$	27.5	cm
-------	------	----

$$V_{CR} = 0.5F_R \sqrt{f^*c}$$

$F_R =$	0.8	
$V_{CR} =$	5.06	kg/cm ²

$$d = \frac{q_{mx} l}{V_{CR} + q_{mx}}$$

$d =$	7.47	cm
-------	------	----

Se usará el $d_{\min} = 10$ cm

Comprobación de que el peso propio supuesto no exceda al peso real

$$Rec. = \left\{ \begin{array}{l} 7.5 \text{ cm (En contacto directo con el terreno)} \\ 5 \text{ cm (Cuando se tenga plantilla de cimentación)} \end{array} \right\}$$

PLANTILLA

B =	0.80	m
Espesor =	5	cm
P.Vol. =	2.2	ton/m ³

LOSA

Rec. =	5	cm
H =	15	cm
P.Vol =	2.4	ton/m ³

$W_{\text{plantilla}} =$	0.09	ton
$W_{\text{losa}} =$	0.29	ton
$W_{\text{enrase}} =$	0.48	ton
$W_{\text{relleno}} =$	0.761	ton
$\Sigma =$	1.62	ton

Comparando el W_{real} con el $W_{\text{propuesto}}$

$$W_{\text{plantilla}} = B \times L \times \text{Espesor} \times \text{Peso volumétrico del material}$$

$$W_{\text{losa}} = B \times L \times \text{Espesor} \times \text{Peso volumétrico del material}$$

$$W_{\text{enrase}} = c \times L \times \text{Altura} \times \text{Peso volumétrico del material}$$

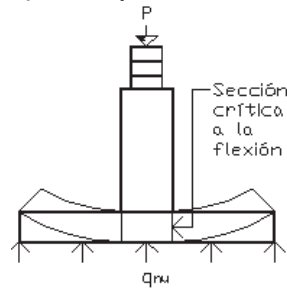
$$W_{\text{relleno}} = ((B-C) \times L) \times \text{Altura} \times \text{Peso volumétrico del material}.$$

$W_{\text{real}} =$	1.62	ton	$\approx$	$W_{\text{propuesto}} =$	1.67	ton
---------------------	------	-----	-----------	--------------------------	------	-----

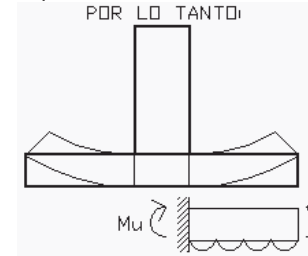
Por lo tanto se acepta

NOTA: Si no cumpliera se volvería a realizar de nuevo el cálculo con el W_{real} . Si el W_{real} fuera mucho menor que W_s disminuiríamos las dimensiones de la zapata por economía.

b) Diseño por flexión



Se presenta tensión en la parte baja de la zapata y compresión en la parte superior.



Momento que debe ser absorbido por el área de acero de refuerzo:

$$Mu = \frac{Wl^2}{2} \quad Mu = \frac{q_{ru}l^2}{2}$$

$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R b d^2 f'_c}} \right]$$

$Mu =$	1.075	ton-m
$F_R =$	0.9	
$\rho =$	0.00298	

COMPARACIÓN CON EL PORCENTAJE DE ACERO $\rho_{\text{mín}}$ Y $\rho_{\text{máx}}$

La cuantía de acero calculada se encuentra entre la mínima (0.0024) y el máxima (0.0121) por lo tanto se utilizará la calculada para determinar el A_s ($A_s = 3 \text{ cm}^2$), el No. De varilla y la separación.

Usar varilla #3 @ 20 cm c.ac.

Se compara con el área de acero requerida por cambios volumétricos.

$$A_s = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} (1.5)(100)$$

El área de acero por temperatura nos (2.143 cm²) da el siguiente armado, en sentido longitudinal sólo se colocará acero por temperatura.

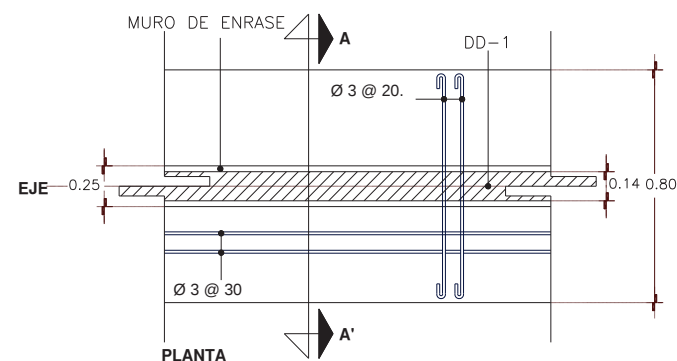
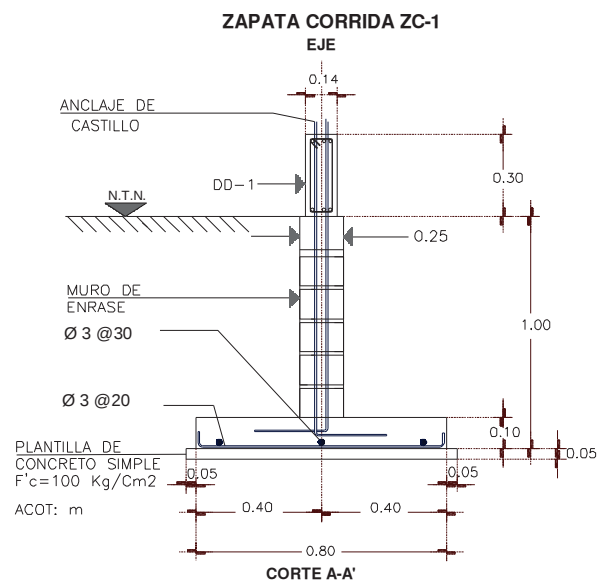
Usar varilla #3 @ 30 cm c.ac.

x_1 , dimensión media del miembro medida perpendicularmente al refuerzo principal (10 cm).

Se multiplica por 1.5, elementos expuestos a la intemperie o en contacto con el terreno.

Se toma un ancho unitario de 1 m = 100 cm.

6) CROQUIS DEL ARMADO

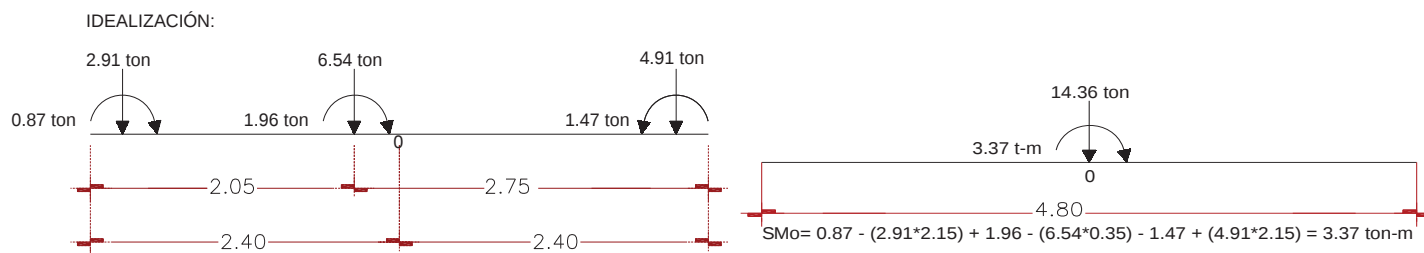
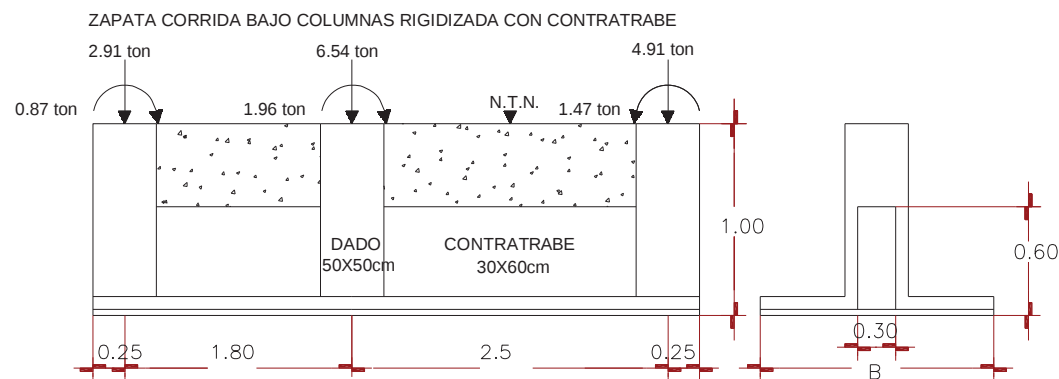


ZAPATA CORRIDA DE CONCRETO REFORZADO BAJO COLUMNAS

EJE 4 A'-A'''

IDEALIZACIÓN DE LA ZAPATA CORRIDA BAJO COLUMNAS

Para determinar el momento en las columnas se toma la carga lateral de las columnas (se propone como criterio simplificado tomar el 10% de la carga vertical de la columna) y se multiplica por su altura (3 m).



Datos:

$f_y =$	4200	kg/cm ²
$f'_c =$	200	kg/cm ²
$f^*_c =$	160	kg/cm ²
$f''_c =$	136	kg/cm ²
$P =$	14.36	ton
$M =$	3.37	ton-m
$L =$	4.8	m
$q_r =$	16	ton/m ²
$r_c =$	2.4	ton/m ³
$r_s =$	1.73	ton/m ³
$D_f =$	1	m

Dimensiones del dado:

$C_y = C_1 =$	50	cm
$C_x = C_2 =$	50	cm

Dimensiones de la contratrabe:

$b = c =$	30	cm
$h =$	60	cm

1) CÁLCULO DE LA DESCARGA TOTAL DE LA CIMENTACIÓN

Se realiza el cálculo de igual forma que la zapata corrida bajo muro. Proponemos la base de la zapata de acuerdo a la siguiente formula empírica.

$$B = 1.25 \frac{P}{Lq_r}$$

$$B_{\min.} = 0.60 \text{ m}$$

$$PT = 20.54 \text{ ton}$$

$$W_s = 6.18 \text{ ton}$$

$$B = 0.23 \text{ m}$$

2) DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

$$A_z = \frac{P_T}{q_r}$$

$$e = \frac{M}{P + W_s}$$

$$L' = L - 2e$$

$$B = \frac{A_z}{L'}$$

$$A_z = 1.28 \text{ m}^2$$

$$e = 0.16 \text{ m}$$

$$L' = 4.47 \text{ m}$$

$$B = 0.29 \text{ m}$$

$$B_{\min.} = 0.60 \text{ m}$$

3) CÁLCULO DE LAS PRESIONES DE CONTACTO

$$q = \frac{P_T}{BL'}$$

$$q = 7.65 \text{ ton/m}^2$$

4) CÁLCULO DE LA PRESIÓN NETA ÚLTIMA

Se realiza el cálculo de igual forma que la zapata corrida bajo muro. $q_{nu} = 7.49 \text{ ton/m}^2$

5) DISEÑO DE LA LOSA**a) Diseño por cortante**

$$H = d + \text{Rec} = 10 + 5 = 15 \text{ cm}$$

Comprobación de que el peso real no exceda al peso propuesto

$$W_{\text{real}} = 6.18 \text{ ton} \leq W_{\text{propuesto}} = 6.18 \text{ ton} \quad \text{Por lo tanto está bien}$$

b) Diseño por flexión

$$M_u = \frac{q_{nu} l^2}{2} \quad \rho = \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right] \quad \rho_{\min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \quad \rho_{\max} = 0.75 \left[\left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \left(\frac{6000 B_1}{6000 + f_y} \right) \right]$$

$$M_u = 0.084 \text{ ton-m}$$

$$\rho = 0.00022$$

$$\rho_{\min} = 0.0024$$

$$\rho_{\max} = 0.00121$$

Por lo tanto rige el $\rho_{\min}$

$$\text{Encontramos } A_s \quad A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

Y en el otro sentido colocamos acero por temperatura $A_{st} = 2.14 \text{ cm}^2$ Por lo tanto:

Usar varilla #3 @ 30 cm c.ac. en ambos sentidos

DISEÑO DE LA CONTRATRABE

Datos de la contratrabe

P =	14.36	ton
M =	3.37	ton-m
L =	4.8	m
b = c =	30	cm
h =	60	cm

$$e = \frac{M}{P}$$

$$L^* = L + 2e$$

$$q_r = \frac{P_{TR}}{L^*}$$

e =	0.235	m
-----	-------	---

L* =	5.27	m
------	------	---

q _r =	2.73	ton/m
------------------	------	-------

1) DESCARGA TOTAL SOBRE LA CONTRATRABE:

El diseño de la contratrabe es igual al diseño de una trabe sólo que la contratrabe presenta una excentricidad debido a la carga y el momento.

Peso sobre la contratrabe de 14.36 ton y el peso propio de la contratrabe.

Peso propio de la contratrabe:

b =	30	cm
h =	60	cm

W_{trabe}

b	h	L	P.VOL.	W_{trabe}
m	m	m	ton/m³	ton
0.3	0.60	5.27	2.4	2.28

Carga distribuida sobre la trabe

qr = W_{dit} =	3.16	ton/m
-------------------------------	------	-------

2) MOMENTOS Y CORTANTES DE DISEÑO

Reacciones determinadas con el software SAP 2000.

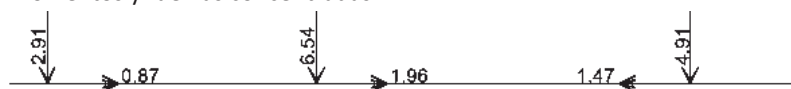
CONTRATRABE-1

Longitud de las columnas. Longitud a la primera columna **0.25 m** la mitad del dado, **1.8 m** a la segunda columna, **2.5 m** a la tercera columna, **0.72 m** = dos veces la excentricidad que genera el peso y el momento más 0.25m la mitad del dado.

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

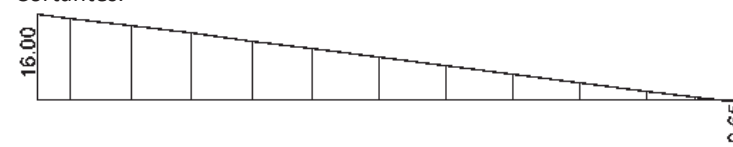
Momentos y fuerzas concentradas.



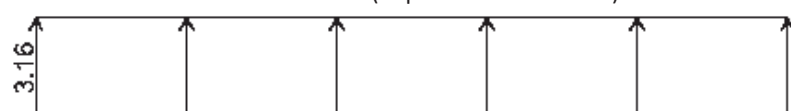
$$h = 0.6 \text{ m}$$

$$b = 0.3 \text{ m}$$

Cortantes.



Peso distribuido en la contratrabe (Capacidad del terreno).



Momentos.



M_{máx(+)} =	0	ton-m
M_{máx(-)} =	39.11	ton-m
V_{máx} =	16.00	ton

3) DISEÑO POR FLEXIÓN

Peralte efectivo = $60 - 5 = 55 \text{ cm}$

$M(-) = 39.11 \text{ t/m}$ $\rho = 0.0137$ $\rho_{\min} = 0.0026$ $\rho_{\max} = 0.015$ Por lo tanto rige $\rho = 0.0137$ y $A_s = 22.65 \text{ cm}^2$ Por lo tanto **Usar 4 varillas del # 8 + 1 varilla del # 6**

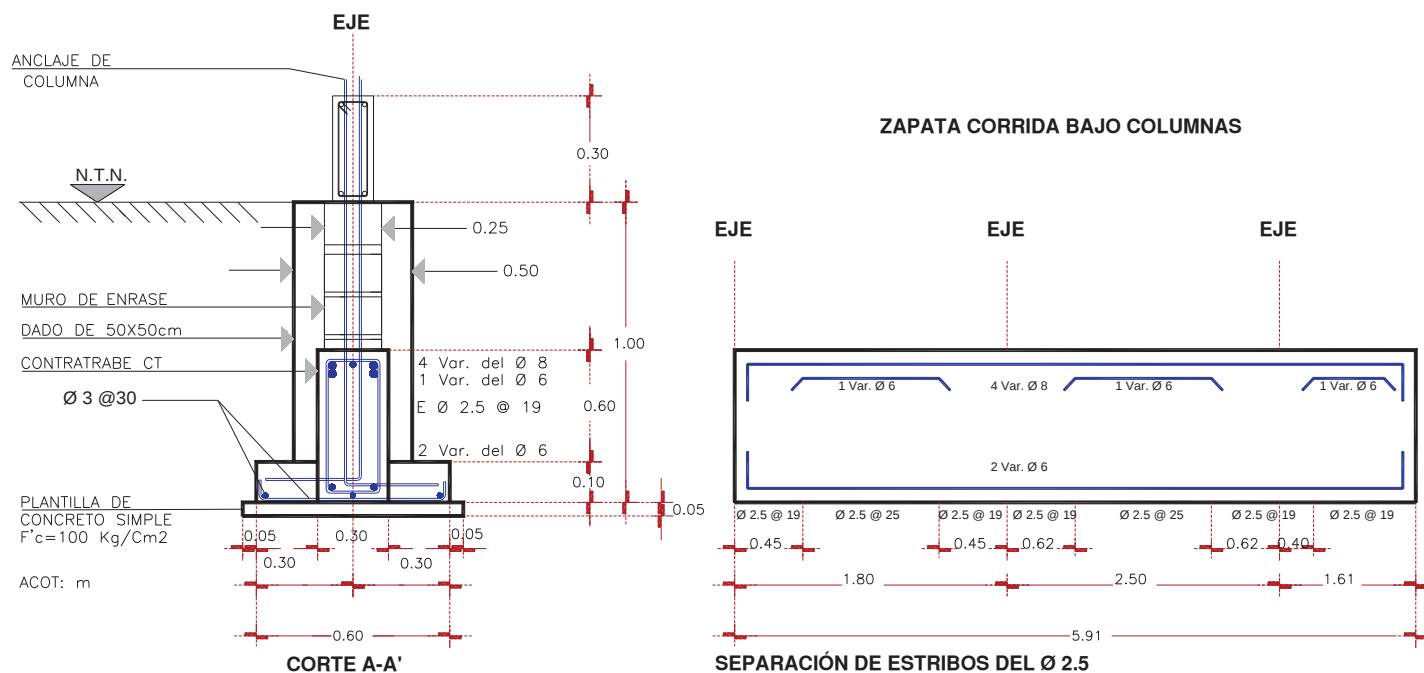
$M(+) = 0 \text{ t/m}$ $\rho_{\min} = 0.0026$ $\rho_{\max} = 0.015$ Por lo tanto se emplea $\rho_{\min} = 0.0026$ y $A_s = 4.35 \text{ cm}^2$ Por lo tanto **Usar 2 varillas del # 6**

4) DISEÑO POR CORTANTE

$V = 16 \text{ ton} > V_{CR} = 6.67 \text{ ton}$ Por lo tanto utilizar estribos a; **Usar $S = 19 \text{ cm}$** en $L/7$ y $L/5$, en el centro de los claros la **$S_{\max} = 25 \text{ cm}$**

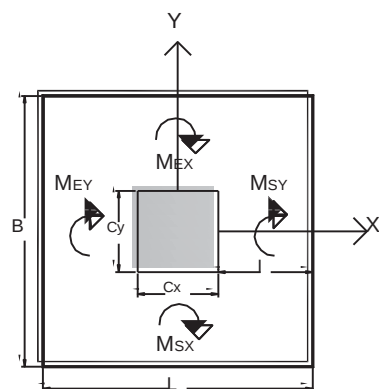
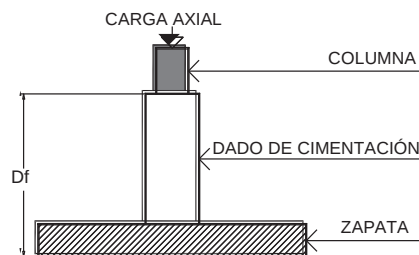
5) REQUISITOS GENERALES EN VIGAS

$S' = 2.50 \text{ cm} < S_{al} = 7.39 \text{ cm}$ **Por lo tanto cumple**

6) CROQUIS DEL ARMADO

ZAPATA AISLADA DE CONCRETO REFORZADO SUJETA A CARGA AXIAL Y MOMENTOS EN LAS DOS DIRECCIONES

ZAPATA 8



DATOS:

$f'c =$	250	kg/cm ²
$f^*c =$	200	kg/cm ²
$f''c =$	170	kg/cm ²
$f_y =$	4200	kg/cm ²
$r_s =$	1.73	ton/m ³
$D_f =$	1	m
$C_y = C_1 =$	40	cm
$C_x = C_2 =$	50	cm

CM+CV

$P_E =$	24.23	ton
$M_{EX} =$	5.58	ton-m
$M_{EY} =$	2.72	ton-m
$q_r =$	16	ton/m ²

SISMO X

$P_{SX} =$	34.27	ton
$M_{SX} =$	5.59	ton-m

SISMO Y

$P_{SY} =$	34.25	ton
$M_{SY} =$	13.94	ton-m

$$q_{rs} = 1.33q_r$$

$q_{rs} =$	21.28	ton/m ²
------------	-------	--------------------

1) CALCULO DE LA DESCARGA TOTAL DE LA CIMENTACIÓN

En este caso además de la descarga de la superestructura y el peso propio de la zapata se tienen dos momentos, los cual hay que transformar en cargas equivalentes.

a) Carga estáticas o permanentes (CM+CV)

$$W_S = 0.2P_R$$

$$P_{equiv} = 1.5(M_{RX} + M_{RY})$$

$$P_T = P_R + W_S + P_{equiv}$$

$W_S =$	6.06	ton
$P_{equiv} =$	12.45	ton
$P_T =$	42.74	ton

b) Carga estática más carga por sismo en "X" (CM+CV+SISMO X)

$$P = P_R + P_{SX} + 0.3P_{SY}$$

$$W_s = \begin{cases} 0.2P \rightarrow D_f \leq 1.5m \\ 0.3P \rightarrow D_f \geq 1.5m \end{cases}$$

$$P_{equiv} = 1.5(M_{RX} + M_{RY} + M_{SX} + 0.3M_{SY})$$

$$P_T = P_R + P_{SX} + 0.3P_{SY} + W_S + P_{equiv}$$

$$P = 68.77 \text{ ton}$$

$$W_S = 0.2P \text{ ó } 0.3P$$

$$W_S = 13.75 \text{ ton}$$

$$P_{equiv} = 27.11 \text{ ton}$$

$$P_T = 109.64 \text{ ton}$$

c) Carga estática más carga por sismo en "Y" (CM+CV+SISMO Y)

$$P = P_R + 0.3P_{SX} + P_{SY}$$

En el cálculo de $W_S = 0.2P = 13.75 \text{ ton}$ y como sobrepasa con mucho al W_{real} utilizaremos el $W_{real} = 7.58 \text{ ton}$ para dimensionar la zapata.

$$P_{equiv} = 1.5(M_{RX} + M_{RY} + 0.3M_{SX} + M_{SY})$$

$$P_T = P_R + 0.3P_{SX} + P_{SY} + W_S + P_{equiv}$$

$$P = 68.76 \text{ ton}$$

$$W_S = 7.58 \text{ ton}$$

$$P_{equiv} = 35.88 \text{ ton}$$

$$P_T = 122.22 \text{ ton}$$

Rige la descarga mayor, en este caso la descarga en el sentido "Y" con la cual seguiremos el cálculo

2) DIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

$$A_z = \frac{P_T}{q_r}$$

$$A_z = 5.27 \text{ m}^2$$

NOTA: Como la condición que rige incluye acciones accidentales se tomará como esfuerzo de diseño $q_{rs} = 21.28 \text{ ton/m}^2$.

Proponemos B;

$$L = \frac{A_z}{B}$$

$$B = 2.30 \text{ m}$$

$$L = 1.29 \text{ m}$$

3) CÁLCULO DE LAS PRESIONES DE CONTACTO

Para la condición que rigió

$$M_x = M_{RX} + 0.3M_{SX}$$

$$M_y = M_{RY} + M_{SY}$$

$$M_x = 7.26 \text{ ton-m}$$

$$M_y = 16.66 \text{ ton-m}$$

$$e_x = \frac{M_x}{P + W_s}$$

$$e_y = \frac{M_y}{P + W_s}$$

$$L' = L - 2e_x$$

$$B' = B - 2e_y$$

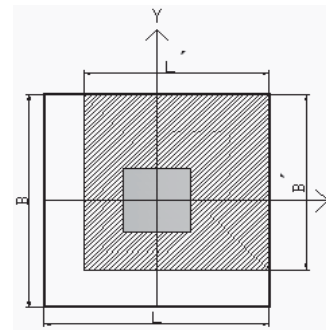
$$q = \frac{P + W_s}{B'L'} \leq q_r$$

Comprobación de que $q_{\text{calculado}} \leq q_r$, $q = 19.48 \text{ ton/m}^2 \leq q_r = 21.30 \text{ ton/m}^2$ por lo tanto está bien, de lo contrario aumentar las dimensiones.

$e_x =$	0.095	m
$e_y =$	0.218	m

$L' =$	2.10	m
$B' =$	1.86	m

$q =$	19.48	ton/m ²
-------	-------	--------------------



4) CÁLCULO DE LA PRESIÓN NETA ÚLTIMA

$$q_n = \frac{P}{B'L'}$$

$$q_{mx} = F_c(q_n)$$

$q_n =$	17.55	ton/m ²
$F_c =$	1.1	
$q_{nu} =$	19.30	ton/m ²
$q_{nu} =$	1.930	kg/cm ²

5) CÁLCULO DEL PERALTE NECESARIO PARA RESISTIR CORTANTE COMO VIGA ANCHA

$$F_R = 0.4\sqrt{f'_c}$$

Rige el valor mayor

$$l = \left\{ \begin{array}{l} a) \frac{L - C_x}{2} \\ b) \frac{B - C_y}{2} \end{array} \right\}$$

$FR =$	5.66	kg/cm ²
--------	------	--------------------

a) $l =$	0.90	m
b) $l =$	0.95	m

←

$$d = \frac{q_{\max} \ell}{V_{CR} + q_{\max}}$$

d =	24.17	cm
-----	-------	----

6) CÁLCULO DEL PERALTE NECESARIO PARA RESISTIR CORTANTE POR PENETRACIÓN

Debido a la acción del momento se complica obtener una expresión general para calcular este peralte, sin embargo existe una propuesta empírica que ha mostrado muy buenos resultados. Dicha propuesta consiste en resolver la misma ecuación cuadrática obtenida para zapatas sujetas a carga axial,

$$[q_{\max} + 4V_{CR}]d^2 + [(q_{\max} + 2V_{CR})(C_X + C_Y)]d + q_{\max}C_XC_Y - P_U = 0$$

y una vez obtenido el peralte modificarlo de la siguiente forma:

Peralte = d+5 cm si hay momento en un sentido y CM+CV

Peralte = d+10 cm si hay momento en un sentido y CM+CV+CA

Peralte = d+10 cm si hay momento en dos sentido y CM+CV

Peralte = d+15 cm si hay momento en dos sentido y CM+CV+CA

Para verificar que el peralte obtenido es adecuado se revisa la resistencia al corte según el reglamento, con la siguiente expresión: $V_U \leq V_{CR}$

$$P_U = F_c P$$

Rige el valor mayor

P _U =	75637.1	kg
------------------	---------	----

$$V_{CR} = \begin{cases} a) F_R \sqrt{f'c} \\ b) F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f'c} \end{cases}$$

F _R =	0.7	
a) V _{CR} =	9.90	kg/cm ² ←
b) V _{CR} =	17.32	kg/cm ²

$$\gamma = \frac{\text{Dimensión menor del dado}}{\text{Dimensión mayor del dado}}$$

NOTA: Para diseño por cortante, F_R se tomará de acuerdo a las NTC-CONCRETO. F_R = 0.8 para CM+CV y 0.7 para CM+CV+CA.

d = ?	a	b	c
	$[q_{\max} + 4V_{CR}]d^2$	$[(q_{\max} + 2V_{CR})(C_X + C_Y)]d$	$q_{\max}C_XC_Y - P_U$
	41.53	1955.64	-71776.42

$$d = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

d =	24.23	cm
-----	-------	----

Peralte = d+15 cm si hay momento en dos sentido y CM+CV+CA

Seguirá el cálculo con el peralte mayor.

d =	40.00	cm
-----	-------	----

Transmisión de momento.

$$M_{UX} = F_c M_x$$

$$M_{UY} = F_c M_y$$

$$A_f = [(C_x + d)(C_y + d)]$$

$$V_u = P_u - q_{max} A_f$$

Para revisar si hay transmisión de momento:

$$M_{UX} > 0.2 V_u d \text{ Hay transmisión de momento.}$$

$$M_{UY} > 0.2 V_u d \text{ Hay transmisión de momento.}$$

$M_{UX} =$	7.98	ton-m
$M_{UY} =$	18.33	ton-m

$A_f =$	7200	cm ²
$V_u =$	61738.66	kg

$0.2 V_u d =$	4.94	ton-m
$M_X =$	7.26	ton-m
$M_Y =$	16.66	ton-m

Hay transmisión de momento en X y en Y, por lo tanto utilizaremos la fórmula para transmisión de momentos en las dos direcciones.

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} \rightarrow \text{si no hay transmisión de momento}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} + \frac{\alpha_x M_{UX} C_{AB}}{J_{CX}} \rightarrow \text{si sólo hay transmisión de momento en x}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} + \frac{\alpha_y M_{UY} C_{AB}}{J_{CY}} \rightarrow \text{si sólo hay transmisión de momento en y}$$

$$v_u = \frac{V_u}{b_o d} + \frac{\alpha_x M_{UX} C_{AB}}{J_{CX}} + \frac{\alpha_y M_{UY} C_{AB}}{J_{CY}} \rightarrow \text{si hay transmisión de momento en ambos sentidos}$$

$$b_o = 2[(C_x + d) + (C_y + d)]$$

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_x + d}{C_y + d}}}$$

$$\alpha_y = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{C_y + d}{C_x + d}}}$$

$b_o =$	340	cm
$\alpha_x =$	0.415	

$\alpha_y =$	0.387	
--------------	-------	--

$$J_{C_x} = \frac{d(C_x + d)^3}{6} + \frac{(C_x + d)d^3}{6} + \frac{d(C_y + d)(C_x + d)^2}{2}$$

$$J_{C_y} = \frac{d(C_y + d)^3}{6} + \frac{(C_y + d)d^3}{6} + \frac{d(C_x + d)(C_y + d)^2}{2}$$

$$C_{AB} = \frac{C_x + d}{2}$$

$$C_{BD} = \frac{C_y + d}{2}$$

$$v_U = \frac{V_U}{b_0 d} + \frac{\alpha_x M_{LX} C_{AB}}{J_{C_x}} + \frac{\alpha_y M_{LY} C_{BD}}{J_{C_y}}$$

Comparación de: $V_U \leq V_{CR}$, $V_U = 4.54 \text{ kg/cm}^2 \leq V_{CR} = 9.90 \text{ kg/cm}^2$, por lo tanto cumple.

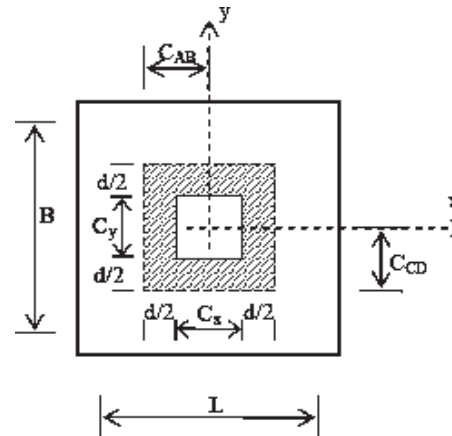
$J_{C_x} =$	18780000.00	cm
-------------	-------------	----

$J_{C_y} =$	15786666.67	cm
-------------	-------------	----

$C_{AB} =$	45	cm
------------	----	----

$C_{BD} =$	40	cm
------------	----	----

$v_U =$	4.54	kg/cm ²
---------	------	--------------------



De los dos peraltes calculados en los pasos 5 y 6 se toma el mayor, y se calcula el espesor H.

$H = d + \text{recubrimiento}$

Rec =	5	cm
H =	45	cm

Comprobación de que el peso propio supuesto no exceda al peso real.

$$W_{\text{plantilla}} = B \times L \times \text{Espesor} \times \text{Peso volumétrico del material}$$

$$W_{\text{losa}} = B \times L \times \text{Espesor} \times \text{Peso volumétrico del material}$$

$$W_{\text{dado}} = C_1 \times C_2 \times \text{Altura} \times \text{Peso volumétrico del material}$$

$$W_{\text{relleno}} = ((B \times L) - (C_1 \times C_2)) \times \text{Altura} \times \text{Peso volumétrico del material}$$

$W_{\text{plantilla}} =$	0.58	ton
$W_{\text{losa}} =$	5.70	ton
$W_{\text{dado}} =$	0.24	ton
$W_{\text{relleno}} =$	0.68	ton
$\Sigma =$	7.20	ton

Comparación con $W_{\text{real}} \leq W_s$: $W_{\text{real}} = 7.20 \text{ t} \leq W_s = 7.58 \text{ t}$, por lo tanto cumple.

7) DISEÑO POR FLEXIÓN

Se calcula el acero necesario para el lado largo y para el lado corto de igual forma que la zapata corrida bajo muro.

Lado largo $M_u = 8.71 \text{ t-m}$, $F_R = 0.90$, $\rho = 0.00147$, $\rho_{\min} = 0.00264$, $\rho_{\max} = 0.0152$, por lo tanto rige $\rho_{\min} = 0.00264$, $A_s = 10.54 \text{ m}^2$, por lo tanto el lado corto tendrá el mismo armado.

Usar varilla # 6 @ 25 cm c.ac.

ACERO POR TEMPERATURA

Si $X_1 \leq 15 \text{ cm}$ se colocará sólo una capa

Si $X_1 \geq 30 \text{ cm}$ se colocarán dos capas próximas a las caras del elemento

$$A_{ST} = \frac{660x_1}{f_y(x_1 + 100)} (1.5)(1.5)(100)$$

40	X1
1.5	Concreto bombeado u otra forma de colocación
1.5	Elementos expuestos a la intemperie o en contacto con el terreno
100	Se toma un ancho unitario de 1 m = 100 cm

$A_{ST} =$	6.73	cm^2
------------	------	---------------

Como en la parte inferior ya tenemos acero de refuerzo solo colocaremos en el lecho superior así que dividimos el $A_{ST}/2 = 3.37 \text{ cm}^2$.

Calculamos la separación de la varilla.

$$S = \frac{1000a_s}{A_s}$$

Usar varilla #4 @ 35 cm c.ac. En ambos sentidos

8) ECONOMÍA DEL CONCRETO

Se puede economizar concreto dando pendiente a la zapata, siempre y cuando se cumpla con el peralte necesario en la sección crítica y con el recubrimiento mínimo en el extremo.

NOTACIÓN

As = Área de refuerzo longitudinal en tensión en acero de elementos a flexión.

a_{st} = Área transversal del refuerzo por cambios volumétricos, por unidad de ancho de la pieza.

A_{st} = Área de acero por temperatura (cm²).

a₀ = Área transversal de un abarra (cm).

Av = Área de todas las ramas de refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia.

a₁ = Claro corto del tablero.

a₂ = Claro largo del tablero.

A_T = Área tributaria de la losa.

Ac = Área confinada.

A_f = Área de falla.

A_{sh} = Área total de refuerzo horizontal en el muro.

A_{sv} = Área total de refuerzo vertical en el muro.

A_t = Área bruta de la sección transversal del muro.

a_s = Área de acero de una varilla.

Az = Área de la zapata.

b = Ancho de la sección (Se toma un ancho unitario de 1m = 100 cm).

Ancho de una sección rectangular, o ancho del patín a compresión en vigas T, I o L, o ancho de una viga ficticia para resistir fuerza cortante en losas o zapatas (cm). Longitud de apoyo en una losa soportada por el muro.

B_{prop} = Ancho propuesto de la zapata.

c = Ancho de la contratrabe. Ancho del muro de enrase. Capa de compresión

CM = Carga muerta.

CV = Carga viva.

Df = Profundidad de desplante de la zapata (cm).

d = Peralte de la sección. Distancia entre los centróides del acero colocado en ambos extremos de un muro.

d_s = Diámetro interior de la espiral.

D = Altura del casetón

d_{equivalente} = Es el peralte equivalente de concreto.

d_{min} = Peralte mínimo.

E = Módulo de elasticidad (kg/cm²).

fy = Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo (kg/cm²).

fs = Esfuerzo en el acero en condiciones de servicio (kg/cm²).

f'c = Resistencia especificada del concreto a compresión (kg/cm²).

f*c = Resistencia nominal del concreto a compresión (kg/cm²).

f'c = Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión (kg/cm²).

Fc = Factor de carga.

F_R = Factor de resistencia.

Fa = 1.0 Para columnas cortas.

F_E = Factor de reducción por efectos de excentricidad y esbeltez.

f'm = Media de la resistencia en compresión de la mampostería, referida al área bruta.

f'p = Media de la resistencia en compresión de las piezas, referida al área bruta.

f_p = Media de la resistencia en compresión de las piezas, referida al área bruta.

h = Peralte total de un elemento, o dimensión transversal de un miembro paralela a la flexión o a la fuerza cortante (cm). Es la dimensión de la sección en que se considera la flexión.

H = Espesor total. Altura no restringida del muro.

H' = Altura efectiva del muro.

I = Momento de inercia (cm⁴).

L = Claro de un elemento; también, longitud de un muro o de un tablero de muro en la dirección de la fuerza cortante de diseño (cm). Longitud efectivo del muro.

L' = Separación entre elementos rigidizan longitudinalmente al muro.

ℓ = Vuelo de la zapata.

M_{máx (+)} = Momento máximo positivo.

M_{máx (-)} = Momento máximo negativo.

M_{u (+)} = Momento flexionante de diseño, máximo positivo.

M_{u (-)} = Momento flexionante de diseño, máximo negativo.

m = Relación de lados.

M_{cx} = Momento amplificado en x.

M_{cy} = Momento amplificado en y.

M_{ux} y M_{uy} = Momentos de diseño alrededor de los ejes **x** y **y**.

M_{RX} y M_{RY} = Momentos resistentes de diseño alrededor de los ejes **x** y **y**.

M_R = Momento flexionante, aplicado en el plano, que resiste el muro en Flexocompresión.

M_o = Momento flexionante, aplicado en el plano que resiste el muro en flexión pura.

M_{EX} = Momento en sentido "X" en condiciones de carga estática.

M_{EY} = Momento en sentido "Y" en condiciones de carga estática.

M_{SX} = Momento en sentido "X" en condiciones de sismo.

M_{SY} = Momento en sentido "Y" en condiciones de sismo.

N = Es la base de la nervadura.

ρ = Porcentaje de acero. Área de las barras de la cara más próxima a la cara de tensión o a la de compresión.

ρ_{real} = Porcentaje de acero real.

P_u = Fuerza axial de diseño, kg. Carga axial que obra sobre el muro multiplicada por el factor de carga.

P_R = Carga normal resistente de diseño. Resistencia de diseño del muro o carga vertical.

P_{RX} = Carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad **e_x**.

P_{RY} = Carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad **e_y**.

ρ' = % Acero del refuerzo transversal

P = Descarga de la superestructura. Carga axial que obra sobre el muro, sin multiplicar por el factor de carga

P_h = Cuantía de refuerzo horizontal en el muro.

P_T = Descarga total.

P_E = Descarga de la superestructura en condiciones de carga estática.

P_{equiv} = Carga equivalente debida al momento.

P_{SX} = Cargas debido a sismo en "X".

P_{SY} = Cargas debido a sismo en "Y".

q_r = Capacidad de carga del terreno (kg/cm²).

q = Presión de contacto con el terreno.

q_{nu} = Presión neta última del terreno.

q_n = Presión neta del terreno.

Rec = Recubrimiento.

S = Separación del refuerzo transversal (cm), Separación entre varillas.

S_{min} = Separación del refuerzo transversal mínima (cm).

S_{máx} = Separación del refuerzo transversal máxima (cm).

S_h = Paso de la espiral.

S₁ = separación del esfuerzo transversal en zona confinada de la columna.

S₂ = Separación del refuerzo transversal en la parte central de la columna.

V_{CR} = Fuerza cortante que actúa en una sección (kg), Esfuerzo cortante resistente del concreto.

V_{máx} = Fuerza cortante máxima.

V_u = Fuerza cortante de diseño, kg.

W_m = Carga viva máxima.

W_a = Carga instantánea

W = Carga media.

W_{muro} = Peso del muro.

W_{losa} = Peso de la losa.

W_{dit} = Peso distribuido.

W_s = Peso propio supuesto de la zapata.

x_1 = Dimensión media del miembro medida perpendicularmente al refuerzo principal.

r_s = Peso volumétrico del terreno (kg/cm^3).

r_c = Peso volumétrico del suelo (kg/cm^3).

δ_{viga} = Deformación elástica inmediata (cm).

δ_{plastica} = Deformación plástica (cm).

Θ = Ángulo del refuerzo con el eje de la pieza.

IV. ELABORACIÓN Y PRESENTACIÓN DE PLANOS ESTRUCTURALES

Los resultados obtenidos en el cálculo se deberán colocar en los planos constructivos en forma clara, precisa y sencilla de tal forma que en ellos se contengan todos los datos y especificaciones necesarias.

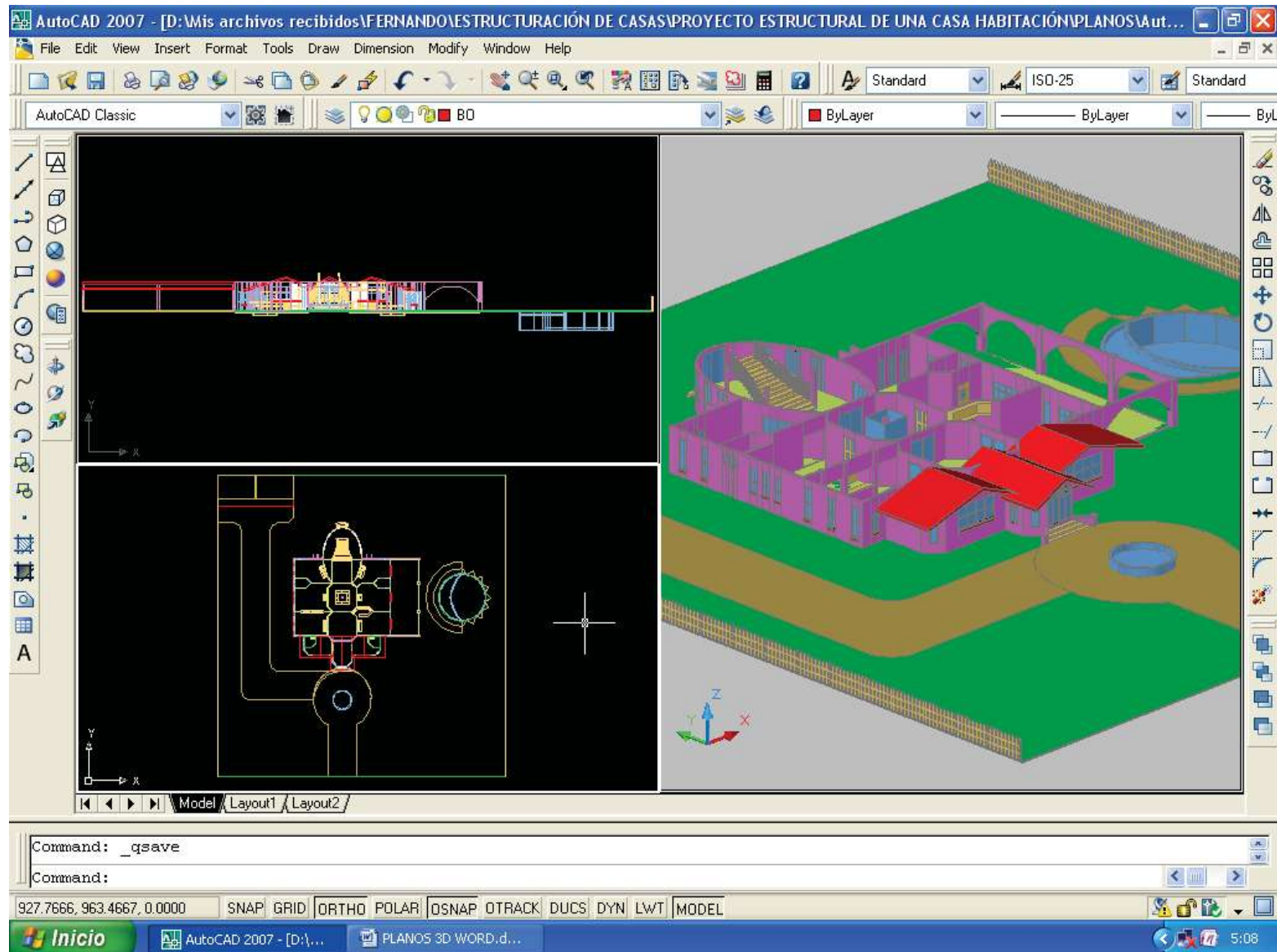
Todos los detalles que se presentaron durante el cálculo se reflejarán en los planos, es decir los planos tendrán todo lo necesario para el desarrollo del proyecto.

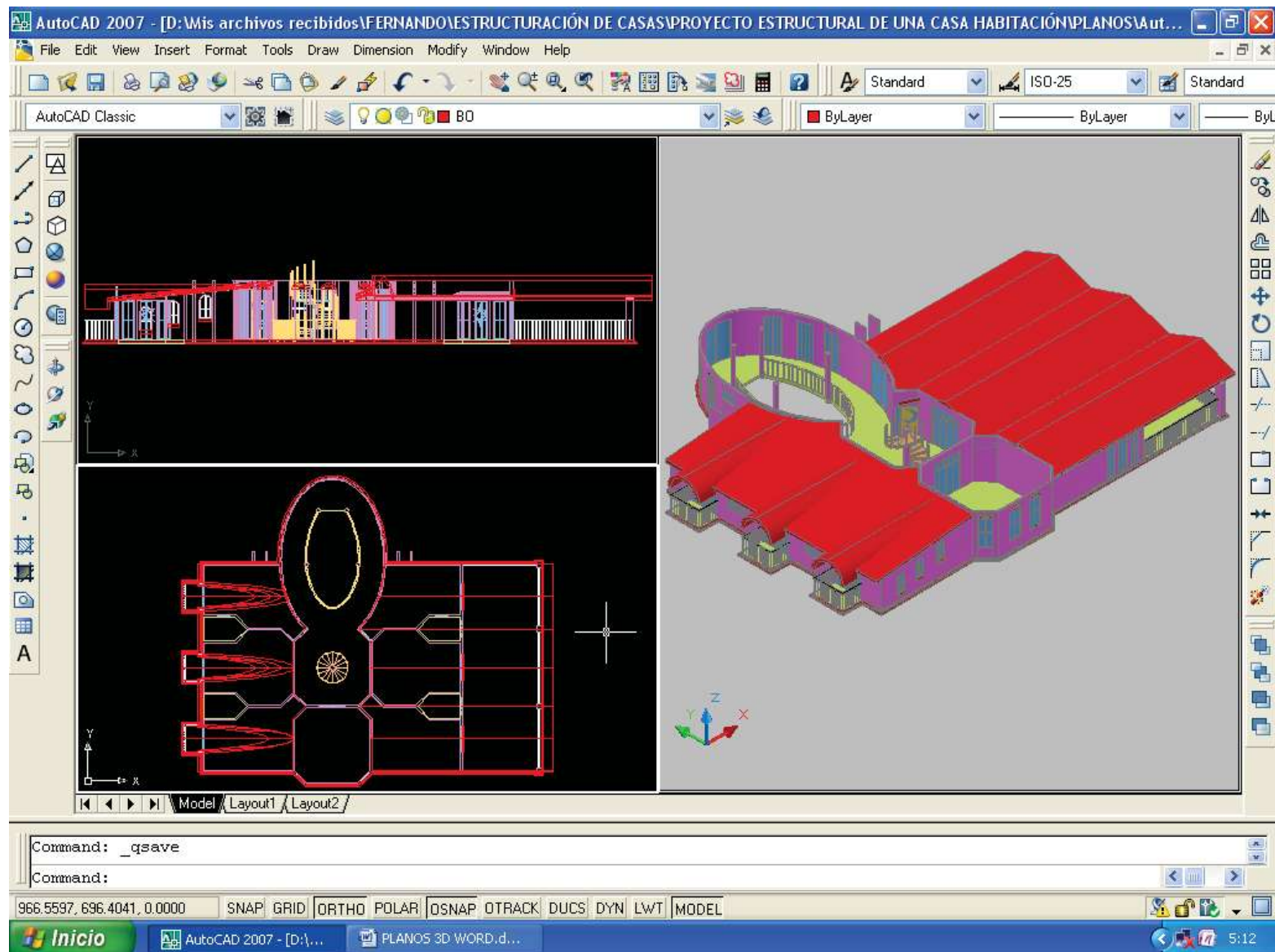
En la realización de la obra se deberá tener especial cuidado en la supervisión, exigiendo que se cumpla con lo establecido en el plano.

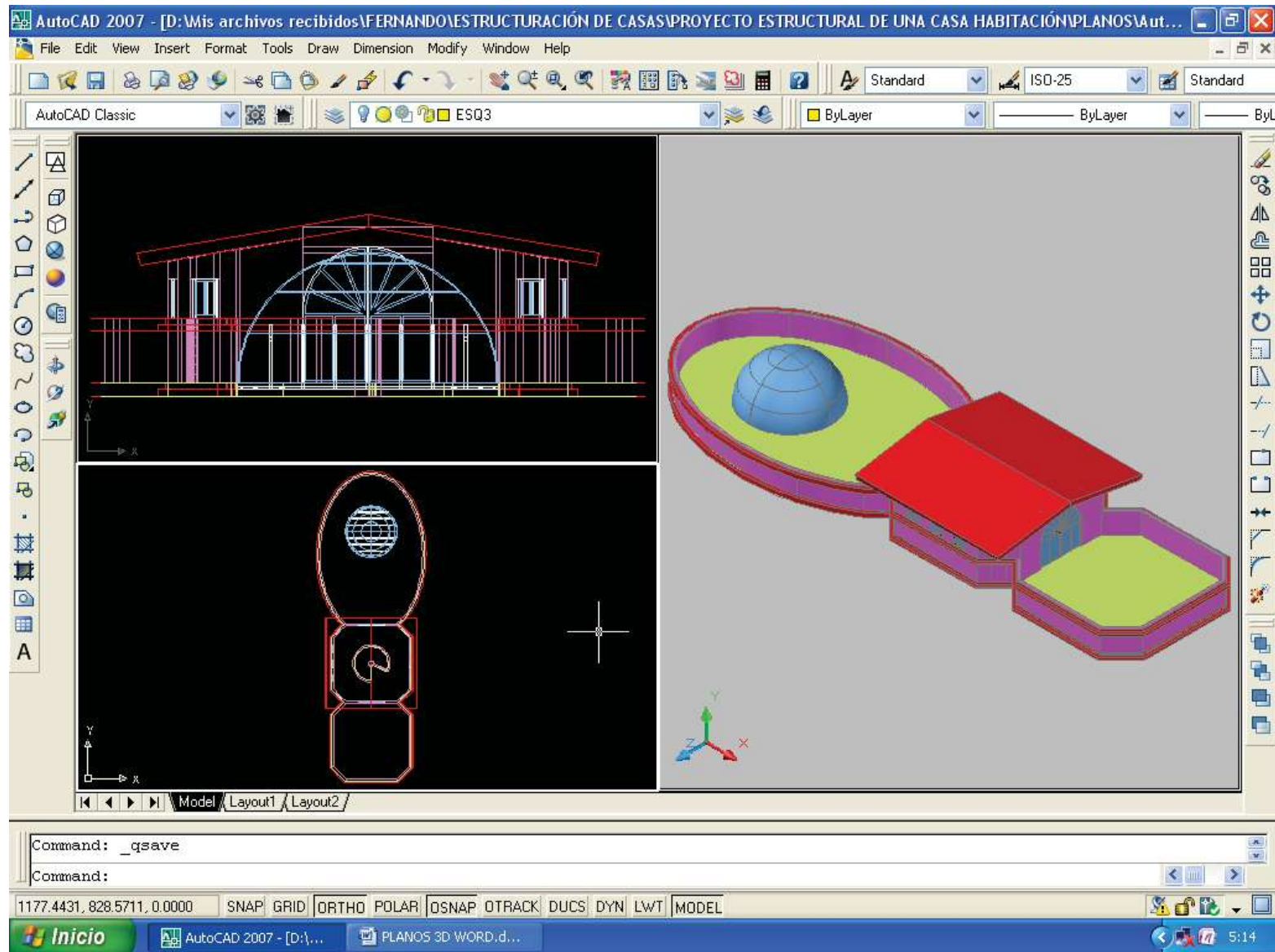
La puesta en servicio de la estructura es la culminación de todo un planteamiento que da como resultado el fin para la cual fue hecha.

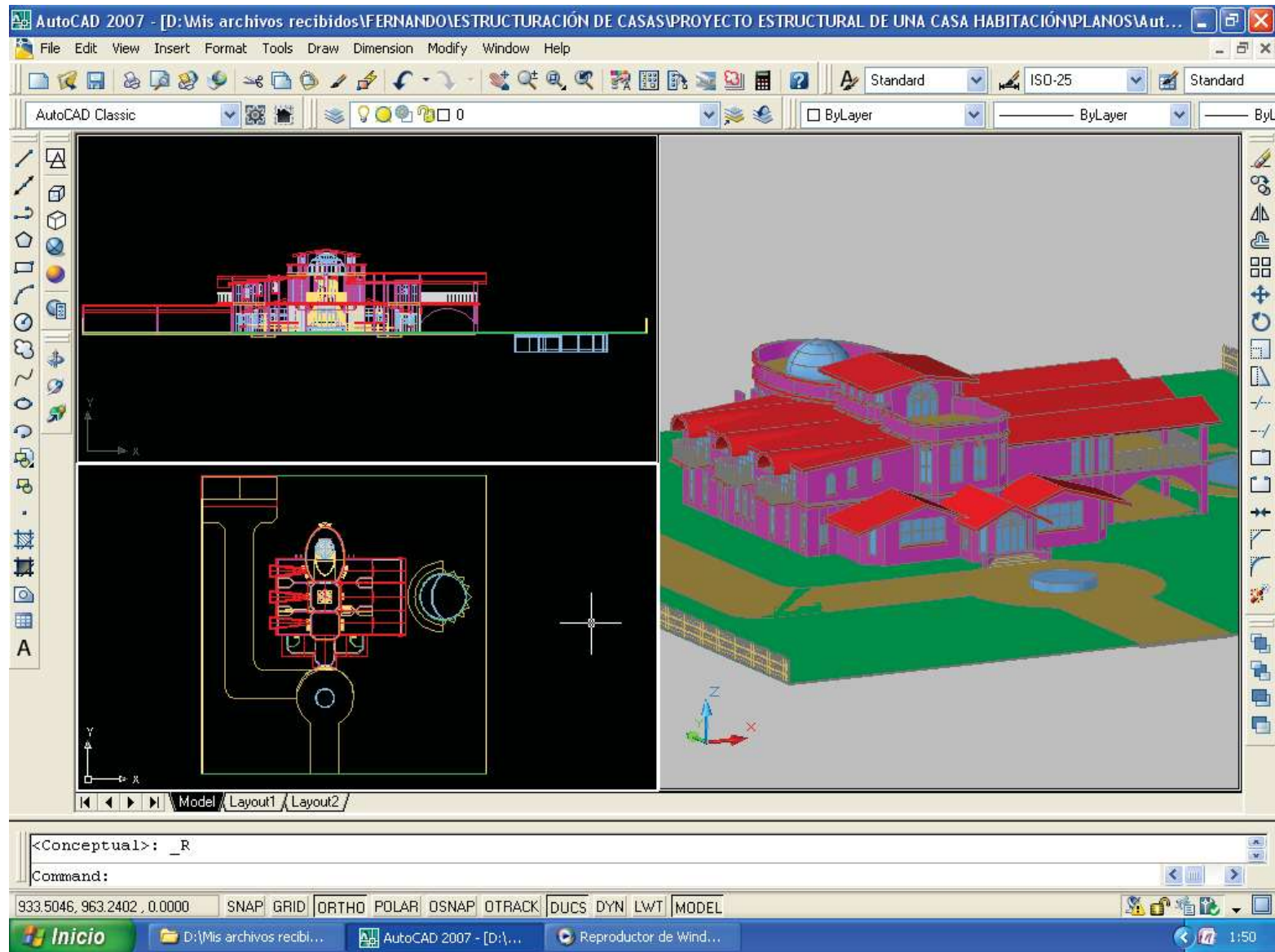
MODELADO DE LA VIVIENDA EN 3ª DIMENSIÓN.

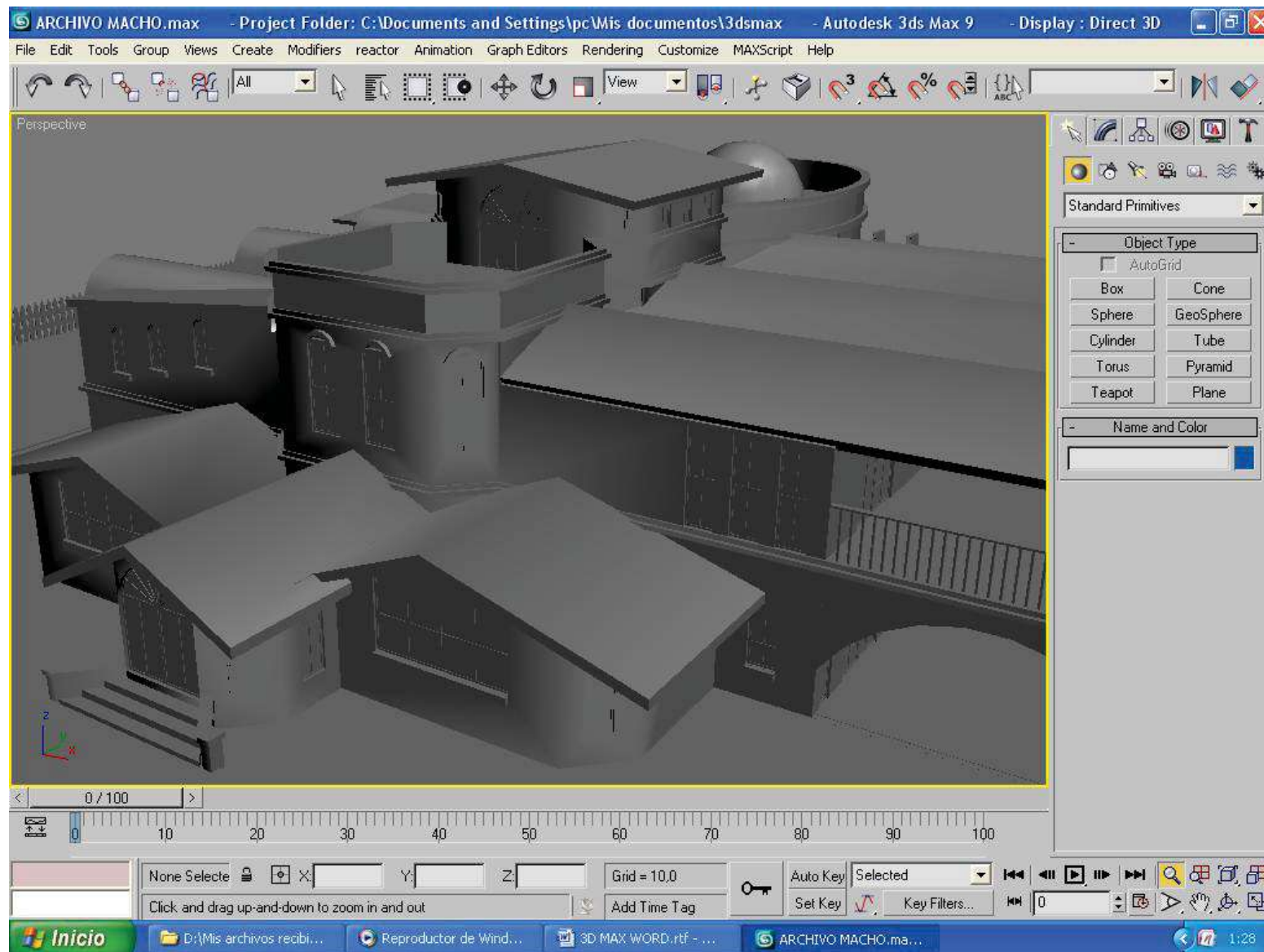
Para que nuestro proyecto tenga un acabado profesional, utilizaremos un programa de dibujo, llamado **3Ds Max**, donde realizaremos recorridos virtuales y perspectivas foto realista, logrando muy buenas visualizaciones del proyecto.

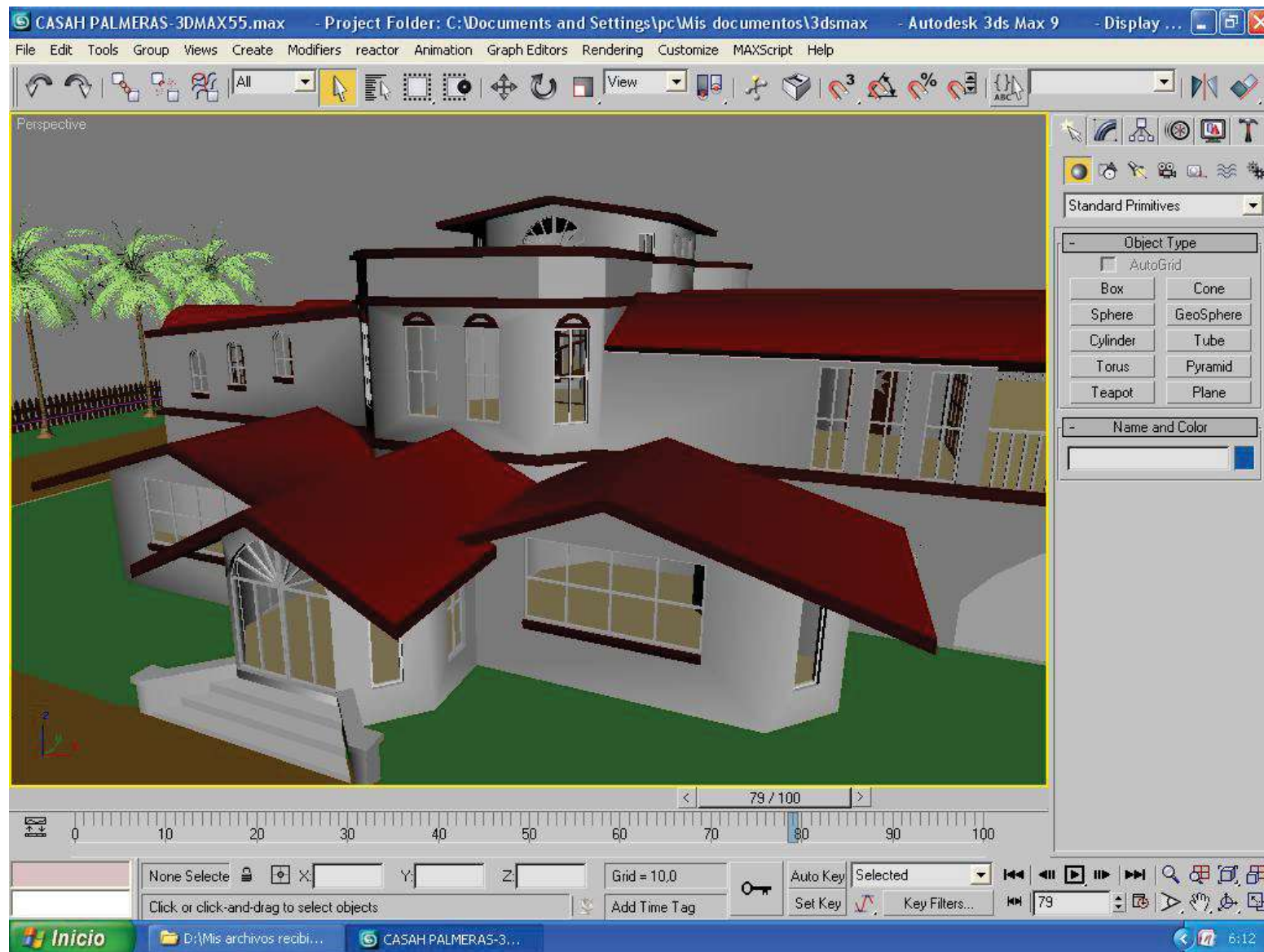














Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano





Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano



Fernando Andrade Solano

CONCLUSIONES.

La vivienda suele ser una estructura muy pequeña por lo cual no se le da mucha importancia, pero si nos ponemos a observar las viviendas que existen a nuestro alrededor, nos daremos cuenta de las innumerables fallas que presentan como grietas, asentamientos, vibraciones, losas flechadas, etc., por decir las más comunes, y en otros casos hasta la falla total de la estructura por no tener un adecuado procedimiento de diseño. En el procedimiento de diseño, podemos prever todos los inconvenientes que puedan ocasionar un daño a la estructura, por dar un ejemplo están los recubrimientos que deben llevar los diferentes elementos que conforman las estructuras (losas, trabes, columnas, zapatas) de acuerdo a las NTC de CONCRETO, que se escucha muy simple, pero es fundamental para la protección del acero ante la corrosión, ya que es un problema que afecta mucho a la industria de la construcción.

Al realizarse un estudio estructural y llevar un procedimiento de diseño se logra tener una estructura con las características adecuadas para la cual fue destinada.

Conocer el comportamiento de cada elemento que conforman a la estructura y el de los materiales nos permitirá darles un uso adecuado empleándolos de forma correcta, tendremos una optimización de los recursos. Además brindar una seguridad adecuada desde posibles fallas parciales hasta el colapso.

Con el empleo del Reglamento y de las Normas Técnicas Complementarias del Distrito Federal, podremos garantizar el adecuado funcionamiento de las estructuras y además de que estaremos respaldados ante un perjuicio.

En el presente trabajo se mostró el procedimiento para lograr una estructura adecuada, siguiendo reglas, recomendaciones, criterios y normas para una estructura de mampostería que nos garantizará seguridad, servicio y economía, demostrándose así que un buen diseño, conduce a una buena construcción, una buena inversión...

BIBLIOGRAFÍA.

- 1) REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL, OCTUBRE DEL 2004 (RCDF).
- 2) NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO, ABRIL 2001 (NTC-CONCRETO).
- 3) NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS SOBRE CRITERIOS Y ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES, ABRIL 2001 (NTC-CRITERIOS).
- 4) NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERÍA, ABRIL 2001 (NTC-MAMPOSTERÍA).
- 5) NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, ABRIL 2001 (NTC-CIMENTACIONES).
- 6) ALMA ROSA SÁNCHEZ, ENRIQUE OMAR NAVARRO Y BERTHA ALEJANDRA OLMOS. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE CASAS-HABITACIÓN.
- 7) INGENIERÍA Y CONSULTORÍA INCO, S.A. DE C.V. (LOSA FÁCIL).
- 8) DE ACERO VIGUETA Y BOVEDILLA (SEMINARIO REGIONAL DE EDIFICACIONES DE MAMPOSTERÍA DE LA FACULTAD DE INGENIERÍA DE LA UMSNH).
- 9) SECRETARÍA DE EDUCACIÓN EN EL ESTADO, MUNICIPIOS EN CIFRAS 2001.
- 10) MICROSOFT® ENCARTA® 2008. © 1993-2007 MICROSOFT CORPORATION.
- 11) GABRIEL O. GALLO ORTIZ, LUIS I. ESPINO MÁRQUEZ Y ALFONSO E. OLVERA MONTES. DISEÑO ESTRUCTURAL DE CASAS HABITACIÓN. McGraw-Hill Interamericana, México 2005.
- 12) Roberto Meli Piralla. DISEÑO ESTRUCTURAL. LIMUSA, S.A. DE C.V. México 2008.
- 13) MARÍA DEL ROCÍO PAVÓN SUÁREZ. MODALIDADES DE REFUERZO PARA MAMPOSTERÍA CON ACEROS CON ESFUERZO DE FLUENCIA DE 6000 KG/CM2 SOCIEDAD MEXICANA DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL, XIV CONGRESO NACIONAL DE INGENIERÍA ESTRUCTURAL (ACAPULCO, GRO., 2004).

LA CASA EDIFICADA SOBRE LA ROCA.

No bastará con decirme: ¡Señor!, ¡Señor!, para entrar en el Reino de los Cielos; más bien entrará el que hace la voluntad de mi Padre del Cielo.

Aquel día muchos me dirán: ¡Señor!, ¡Señor!, hemos hablado en tu nombre, y en tu nombre hemos expulsado demonios y realizado muchos milagros.

Entonces yo les diré claramente: Nunca les conocí. ¡Aléjense de mí ustedes que hacen el mal!

Si uno escucha estas palabras mías y las pone en práctica, dirán de él: aquí tienen al hombre sabio y prudente, que edifico su casa sobre roca. Cayó la lluvia, se desbordaron los ríos, soplaron los vientos y se arrojaron contra aquella casa, pero la casa no se derrumbó, por que tenía los cimientos sobre roca.

Pero dirán del que oye estas palabras mías, y no las pone en práctica: aquí tienen a un tonto que construyó su casa sobre arena. Cayó la lluvia, se desbordaron los ríos, soplaron los vientos y se arrojaron contra esa casa: la casa se derrumbó y todo fue un gran desastre.