



# **UNIVERSIDAD DON VASCO, A. C.**

INCORPORACIÓN No. 8727-15 A LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

---

---

## **ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL**

### **T E M A :**

ANÁLISIS Y DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO  
DE CUATRO NIVELES PARA LA AMPLIACIÓN DEL  
INSTITUTO MORELOS SECUNDARIA Y PREPARATORIA

TESIS PROFESIONAL QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:

## **I N G E N I E R O   C I V I L**

PRESENTA:

**ZOILA LIZBETH SANDRA SELENE LEZCANO ALVAREZ**

ASESOR

**SANDRA NATALIA PARRA MACÍAS**

URUAPAN, MICHOACAN, SEPTIEMBRE 2007.



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

## AGRADECIMIENTOS

- Gracias al Ser Supremo por haberme permitido existir y por permitirnos realizarnos como seres humanos.
- Gracias a mis padres por haberme dado la vida, guiarme e impulsarme siempre a ser mejor.
- Gracias a mis hermanos, Hermes y Gustavo, por enseñarme a crecer diariamente.
- A mi esposo Hugo, quien con su cariño y dedicación me alienta a seguir adelante.
- A mis amigas y compañeros de trabajo quienes con su buen humor y cariño me impulsan a superar los problemas.
- Agradezco en especial a mis maestros y compañeros, que me acompañaron en el camino de la Universidad.
- A los ingenieros Omar Navarro C., Anastasio Blanco S. Y Sandra Parra M., al arq. Rigo Ramos y a Laura Campos G., por su apoyo incondicional en la realización de esta tesis y por brindarme sus conocimientos y sobretodo su invaluable amistad y cariño.
- Finalmente gracias a los Hnos. maristas y a todos aquellos que de una u otra forma influyeron en mi, para alcanzar mis metas hoy y siempre.

---

## ÍNDICE

INTRODUCCIÓN .....	1
CAPÍTULO 1	
1.- DISEÑO ESTRUCTURAL .....	4
1.1 Criterios reglamentarios de diseño estructural .....	7
1.2 Reglamentos de diseño .....	8
CAPÍTULO 2	
2.- ACCIONES EN LAS ESTRUCTURAS .....	10
2.1 Acciones permanentes .....	11
2.2 Acciones variables .....	12
2.3 Acciones accidentales .....	15
2.4 Combinación de acciones .....	30
CAPÍTULO 3	
3.- MATERIALES ESTRUCTURALES MÁS COMUNES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CASAS HABITACIÓN.....	31
3.1 Concreto Simple .....	32
3.2 Acero de Refuerzo .....	35
3.3 Mampostería .....	37
CAPÍTULO 4	
4.- ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO .....	40
4.1 Importancia de la Estructuración .....	41

---

CAPÍTULO 5	
5.- CANALIZACIÓN DE CARGAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.....	47
CAPÍTULO 6	
6.- MÉTODOS DE ANÁLISI ESTRUCTURAL .....	50
6.1 Método de Cross .....	51
6.2 Método de las Rigideces .....	55
6.3 Método de las Flexibilidades .....	59
6.4 Análisis sísmico modal espectral .....	60
6.5 Análisis sísmico estático .....	64
CAPÍTULO 7	
7.- DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES .....	65
7.1 Elementos estructurales básicos .....	66
7.2 Trabes de Concreto Reforzado .....	72
7.3 Columnas de Concreto Reforzado .....	79
7.4 Losas de Concreto Reforzado .....	85
7.4.1 Losas Macizas .....	87
7.4.2 Losas Encasetonadas .....	91
CAPÍTULO 8	
8.- DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN .....	92
8.1 Tipos de terreno .....	94
8.2 Capacidad de carga de un suelo .....	95
8.3 Distribución de presiones en el suelo .....	97
8.4 Verificación de la seguridad de las cimentaciones .....	98
8.5 Clasificación de las cimentaciones .....	99
8.5.1 Zapatas .....	100
8.5.2 Losas de Cimentación .....	103

---

CAPÍTULO 9	
9.- DISEÑO DEL EDIFICIO	106
9.1 Estimación de Cargas Gravitacionales .....	107
9.2 Diseño de elementos sujetos a flexión .....	120
9.3 Cálculo de miembros sujetos a la acción combinada de flexión y compresión .....	127
9.4 Análisis de la losa aligerada .....	139
9.5 Diseño de la cimentación .....	157
CAPÍTULO 10	
10.- CONCLUSIONES .....	174
ANEXOS .....	177
BIBLIOGRAFÍA .....	195

## **INTRODUCCIÓN**

El presente trabajo tiene por objeto plantear una alternativa de solución viable al problema de espacios adecuados para salones que existe actualmente en el Instituto Morelos A.C. en las secciones de preparatoria y secundaria, proponiendo la construcción de un edificio de cuatro niveles con espacio para 9 salones de clase, y una biblioteca.

Para el cálculo y el análisis del edificio, se analizarán teóricamente varias alternativas de solución a la propuesta, con la finalidad de mostrar la importancia que tiene en un proyecto el análisis de los elementos estructurales que lo forman, así como la importancia de conocer los diferentes criterios y soluciones que hay en el momento de plantear una solución.

Los lineamientos que se consideraran son: La importancia del diseño estructural, las acciones que intervienen en las estructuras, los materiales estructurales mas comunes para la construcción de edificios, la importancia de la estructuración del proyecto arquitectónico, la canalización de cargas en los elementos estructurales, los diferentes métodos de análisis estructural y el diseño estructural de los elementos resistentes, entre otras cosas.

Los antecedentes del proyecto son los siguientes:

- El Instituto Morelos fue fundado en Uruapan en el año de 1963, siendo presidente de la Asociación Civil don Salvador Martínez.
- El colegio está ubicado en la calle Galeana s/n esquina con Mazatlán en la ciudad de Uruapan.
- El plantel actual era utilizado hace 9 años únicamente para la preparación de alumnos de nivel medio (secundaria). En 1996 se decidió abrir también la enseñanza a nivel preparatoria, teniendo que hacer modificaciones al plantel para poder dar atención a un número mayor de grupos.



- Al completarse el primer ciclo de preparatoria, el número de salones fue insuficiente, teniendo que hacer modificaciones temporales para poder atender al alumnado y sus necesidades que, en un principio, era tan sólo de dos grupos por año de secundaria y un grupo por año de preparatoria. En la actualidad la preparatoria cuenta con dos grupos por año y cuatro bachilleratos, siendo los salones insuficientes y los espacios inadecuados para satisfacer las necesidades actuales.

Debido a lo anterior y dados los antecedentes del proyecto, a través del presente trabajo se desarrollará el cálculo detallado del proyecto, que va desde el proyecto arquitectónico, estructuración, localización, diseño y análisis del mismo.

La presente tesis mencionará los principales métodos de análisis, así como los elementos fundamentales de estructuración en una edificación. Las estructuras, al desarrollar la función para la que fueron creadas, estarán sujetas a ciertas cargas y deben ser capaces de soportarlas, por lo que es importante que estén bien diseñadas. En este caso se utilizó para el análisis y diseño el método de rigideces, ya que es actualmente el método más utilizado para resolver estructuras que no presentan problemas especiales, además de ser fácil de programar permitiendo utilizar programas cómputo como el STAD. Por la importancia de la edificación y el número de niveles que tiene, el análisis sísmico es indispensable, en este caso se eligió hacer el análisis sísmico modal espectral para poder verificar que los desplazamientos laterales cumplan con los requisitos del Reglamento de Construcciones del Estado de Michoacán.

En lo que se refiere a los elementos mecánicos de la estructura, todos fueron diseñados bajo el criterio de resistencia última o factores de carga, que es el que se establece en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y que se basa en el comportamiento elasto-plástico de los materiales.

**CAPÍTULO 1**

**DISEÑO ESTRUCTURAL.**

El diseño estructural es un conjunto de actividades a desarrollar para determinar las características físicas de una estructura, de tal modo que permita garantizar que ésta soportará de forma adecuada las acciones a las que será sometida durante su vida útil sin sufrir daños.

El objetivo principal del diseño estructural es producir estructuras que den un mejor rendimiento, es decir, que sean seguras y económicas.

El proyecto debe considerarse como un sistema global, el cual estará integrado por varios subsistemas que deben relacionarse entre sí de forma satisfactoria. Al elaborar el proyecto se debe tener en cuenta que los diseños se deberán ir corrigiendo sobre la marcha de acuerdo con las necesidades del mismo.

Para poder realizar más fácilmente el proceso de diseño, resulta conveniente dividirlo en tres etapas, de acuerdo con Navarro/Sánchez/Olmos (2004):

1. Estructuración: En esta etapa se da la forma general al proyecto, se eligen los materiales de los elementos que soportarán las cargas, se determina el peso de los mismos y sus resistencias, en pocas palabras, el tipo de obra que se quiere realizar.
2. Análisis: Aquí se determina la respuesta de la estructura ante las diferentes acciones a las que estará sometida durante su vida útil. Se determinarán los elementos mecánicos que serán capaces de soportar las acciones que actuarán, así como también las acciones que estarán presentes en la estructura eligiendo los métodos más adecuados para poder dimensionar todos los elementos resistentes.
3. Dimensionamiento: En esta etapa se obtienen y detallan las dimensiones correspondientes a cada uno de los elementos que conforman la estructura, además de verificar si se cumple con los requisitos de seguridad

establecidos. Todos estos datos deberán ser vaciados en los planos constructivos que deberán llevar las especificaciones correspondientes en forma clara y precisa procurando que sea lo más detallada posible.

El diseño estructural tiene como objetivo proporcionar soluciones que den lugar a un buen comportamiento de la estructura en condiciones normales de funcionamiento, con la seguridad adecuada contra la posible ocurrencia de falla. La respuesta de la estructura debe estar comprendida dentro de ciertos valores llamados límites para garantizar la estabilidad de la misma.

Existen dos estados límites principalmente:

- a) Estado límite de servicio: relaciona situaciones que afectan el funcionamiento correcto de la estructura, pero que no la ponen en peligro como lo son las vibraciones, deformaciones, etc., es decir efectos que provocan en el usuario inseguridad e impiden el confiable uso de la estructura.
- b) Estado límite de falla: corresponde a situaciones de falla parcial o total de la estructura.

Para impedir que la estructura llegue a los estados límites de falla, se recurre a los factores de seguridad, cuyos valores dependen de situaciones tales como:

- La forma de la falla.
- El número de personas que son afectadas por la falla.
- La porción de la estructura que es afectada por la falla.
- El costo que representa la falla.
- Las consecuencias de la interrupción del servicio de la estructura.

Los factores de seguridad son fijados por los diferentes reglamentos de diseño, sin embargo, el proyectista deberá aplicar su propio criterio para juzgar si la estructura que se está analizando deberá utilizar factores de seguridad mayores.

## 1.1 Criterios reglamentarios de diseño estructural

De acuerdo con Meli Piralla ( 2004), para poder enfrentar adecuadamente el problema de la seguridad se deben tener bien identificados en términos del diseño contra el que se quiere tener seguridad. El planteamiento de estados límite es el indicado en este contexto, ya que se puede comparar la resistencia para cada estado límite contra la acción correspondiente.

Se puede operar a través de un sólo factor de seguridad que relacione la media del valor esperado de la resistencia ( $m_R$ ), con la mejor estimación que puede hacerse de la acción, ( $m_S$ ). De lo anterior se puede expresar que:

$$FS = (m_R/m_S).$$

Los reglamentos por sencillez definen los factores de seguridad de forma mas rígida, ya que prefieren tomar en cuenta las incertidumbres en las variables donde éstas aparecen por medio de factores de seguridad parciales hasta determinar un sólo factor de seguridad final. El inconveniente de esto es que se da lugar a falta de uniformidad en los niveles de seguridad global que se pretende obtener.

El planteamiento de los estados límite conduce en forma directa al “Criterio de Diseño por Resistencia Última”, donde las resistencias son multiplicadas por un factor de reducción, el cual genera un valor conservador. Los efectos de las acciones de diseño, obtenidos de análisis estructural ante cada una de las acciones de diseño se multiplican por factores que toman en cuenta la probabilidad de que se exceda al efecto del conjunto de acciones que intervienen en la combinación de cargas que se está considerando.

$$F_R(R) > F_c(S)$$

## 1.2 Reglamentos de diseño

Los reglamentos para el diseño de estructuras son documentos legales que tienen como función proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones. Las especificaciones, normas y recomendaciones tienen objetivo similar, aunque no siempre tengan valor legal.

Existen en general dos tipos de reglamentos en lo que a diseño estructural se refiere:

- a) Funcionales: Fijan los requisitos de seguridad y funcionamiento, dando libertad al proyectista para cumplirlos de acuerdo a su experiencia y criterio.
- b) Prescriptivos: Describen a detalle los procedimientos que deben seguirse para lograr el grado de seguridad deseado.

La mayoría de los reglamentos de diseño vigentes son de tipo prescriptivo y pueden abarcar diversos aspectos de la ingeniería estructural, algunos ejemplos de estos reglamentos son:

- Código ACI                      Para estructuras de concreto.
- Código AISC                    Para estructuras de acero.
- Código AASHTO                Para diseño estructural de puentes.
- Código UBC                    Para el proyecto de edificios en general.

La tendencia a establecer criterios unificados de diseño para las diferentes estructuras y materiales es más notoria en los países europeos, donde existen códigos multinacionales para los países de la Unión Europea; estas reglas son muy avanzadas y tienen bases probabilísticas, además de que cada país tiene sus reglamentos particulares basados en la práctica y experiencia local. Algunos ejemplos de estos reglamentos son:

- DIN                                Normas de diseño estructural alemanas.

-CNBC Normas de diseño de la comunidad canadiense.

En México, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF), es la reglamentación más actualizada y la que sirve de modelo para los demás estados. Este reglamento sólo se refiere a construcciones urbanas. El Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal es un documento que abarca el diseño de obras industriales y chimeneas, tanques torres y cimentaciones, además de especificar acciones de diseño para diferentes regiones de la República Mexicana.

El RCDF se refiere a aspectos específicos del diseño estructural. Para abarcar los diversos materiales estructurales fueron emitidas las Normas Técnicas Complementarias (NTC), las cuales se dividen en:

NTC Concreto reforzado	NTC Acero
NTC Madera	NTC Mampostería
NTC Cimentaciones	NTC Sismo
NTC Viento	NTC Prevención de Incendios.

## **CAPÍTULO 2**

### **ACCIONES EN LAS ESTRUCTURAS**



Para analizar y diseñar correctamente cualquier tipo de estructura se deben considerar las acciones o solicitaciones, a las cuales puede estar sometida una estructura durante su vida útil. De acuerdo con Meli, “El proyectista deberá hacer un análisis cuidadoso de su caso particular para determinar cuáles acciones deben tomarse en cuenta.” (Meli;2004;127)

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, en su capítulo 2, considera tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima.

Las principales solicitaciones o acciones exteriores de acuerdo a la Propuesta de Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones en su capítulo 5, a que puede estar sujeta una estructura son las siguientes:

## **2.1 Acciones Permanentes**

Son aquellas que obran de forma continua sobre la estructura. Tanto su localización como magnitud no se modifican con el tiempo. Entre las acciones permanentes se pueden considerar:

- Carga muerta: Incluye el peso propio de la estructura y el de todos aquellos elementos que actúan de manera permanente sobre la misma tales como las instalaciones, herrería, muros divisorios, ventanería, fachadas, revestimientos y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción y que actúan de forma constante en la misma. “La estimación de las cargas debidas al peso propio puede hacerse con relativa precisión: los errores no serán mayores del 20 por ciento si se han evaluado con cuidado los volúmenes” (Gonzáles Cuevas:1993,20).

En los reglamentos de construcciones vigentes se proporcionan los pesos volumétricos de algunos materiales usuales en la construcción. De los valores anotados debe tomarse aquel que produce las condiciones más desfavorables en el diseño, que no siempre corresponde al mayor. Así, en el caso de elementos estructurales se tomará el valor máximo y en el caso de un posible estado de flotación de una cimentación se tomará el menor valor, al igual que cuando se realice análisis por volteo de las estructuras. Con estos valores se puede obtener la carga muerta o peso de los distintos elementos, multiplicándose el peso volumétrico más adecuado de acuerdo con el criterio antes citado, por el volumen del material que se trate.

- Empujes estáticos de tierras y líquidos.
- Desplazamientos impuestos a la estructura: Son desplazamientos diferenciales debidos a hundimientos de distinta magnitud en el suelo.

## **2.2 Acciones variables**

Son aquellas acciones que no son fijas en la estructura y pueden ser:

- Cargas vivas: Se deben a los elementos de la construcción que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma; se tiene como ejemplo de este tipo de carga los muebles y las personas.

“La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la construcción”  
“Es peculiar del uso a que está destinada la construcción”. (Meli;2004;131).  
Así se pueden distinguir tres grupos de construcciones en cuanto a la carga viva: los edificios, las construcciones industriales y los puentes.

Se deben tener en cuenta dos características de la carga viva: la espacial y la temporal. Como se puede apreciar, una persona no ocupa un lugar determinado dentro de una, o bien, los objetos que se almacenan

pueden variar de posición. En estas circunstancias es imposible considerar una carga determinada en un lugar dado, al mismo tiempo de que no es económico ni factible considerar todas las posibles condiciones de carga. En vista de esto, se impone una solución probabilística para definir una carga uniforme que dentro de ciertos márgenes de seguridad sea equivalente a la esperanza de cargas concentradas o repartidas aplicables a la estructura.

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal especifica distintos valores de carga viva para edificios según su destino y el área tributaria del elemento estructural que se diseña, de acuerdo con la fórmula siguiente:

$$W_D = [ 1 + f/A^{1/2} ] E_w$$

Donde:  $W_D$  = Carga de diseño

$F$  = Constante de diseño que depende de la probabilidad permisible

$A$  = Área tributaria del elemento que se va a diseñar

$E_w$  = Esperanza de carga

Los reglamentos de construcciones incluyen tablas de las cargas vivas para los distintos usos de las construcciones tomando en cuenta la zona.

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), se especifican para cada destino del área tributaria tres valores de carga viva, correspondientes a la carga viva media ( $W$ ), la carga viva instantánea ( $W_a$ ), y carga viva máxima ( $W_m$ ).

- “La carga viva máxima ( $W_m$ ), se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas

gravitacionales” (Propuesta de Normas técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, 6.1.2.a, 2001), su valor es:  $W_m = 120 + 420/A^{1/2}$

En el caso de azoteas en las que la influencia del área tributaria en la intensidad de la carga es menor, se especifica un sólo valor que es independiente del área tributaria.

- “La carga viva instantánea  $W_a$  se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorable que la uniformemente repartida sobre toda el área” (NTCCADEE, 6.1.2.b, 2001)
- “La carga media  $W$  se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas y cuando el efecto de la carga viva sea desfavorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor” (NTCCADEE, 6.1.2.C, 2001)
- Efectos por cambio de temperatura y contracciones que puedan introducir esfuerzos significativos en los miembros de la estructura.
- Efectos de operación de maquinaria y equipo: La operación de algunas máquinas o equipo origina acciones dinámicas que en algunos casos merecen ser considerados.
- Cargas por construcción: En el diseño de las estructuras también es necesario considerar las cargas vivas que se pueden presentar de manera temporal durante el proceso constructivo. Tal es el caso del peso de los materiales que se almacenan temporalmente durante la construcción.

### **2.3 Acciones accidentales**

Estas se caracterizan porque se desconoce el momento en que van a actuar en la estructura. La intensidad de estas acciones puede ser superior a cualquier valor conocido. Representan un accidente en la vida de las estructuras y su control puede quedar fuera del proyectista.

Entre las principales acciones accidentales se pueden mencionar:

1. Efectos de sismo: Son acciones dinámicas originadas por fenómenos tectónicos.
2. Efectos por viento: Se pueden considerar como acciones dinámicas o estáticas.

Origen de los sismos:

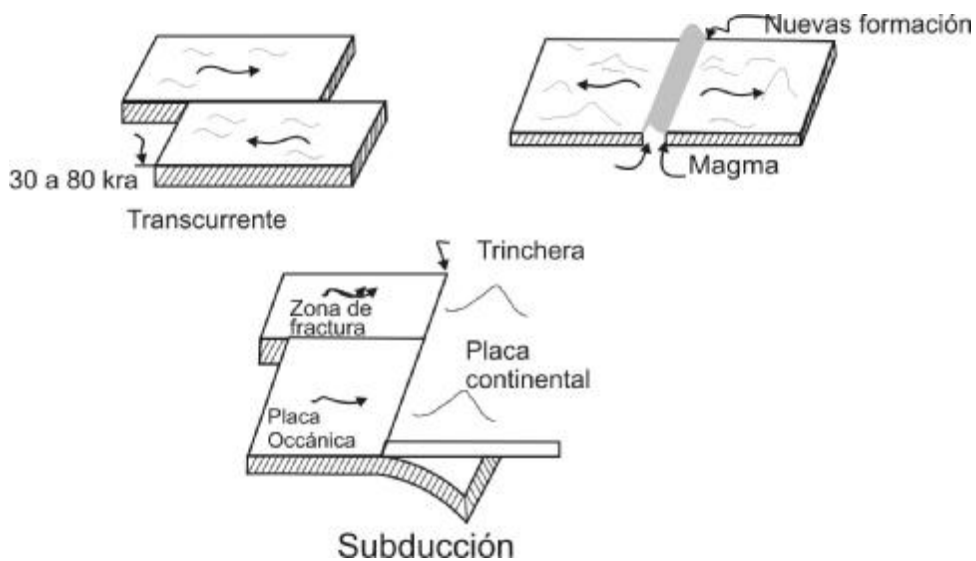
A partir de la década de los 60's se ha avanzado mucho en el conocimiento del origen de los sismos y de los mecanismos geológicos involucrados. La ciencia que se dedica al estudio de las características de los sismos es una rama de la Geofísica que se llama Sismología.

Los sismos de gran magnitud se explican por una teoría llamada "TECTÓNICA DE PLACAS".

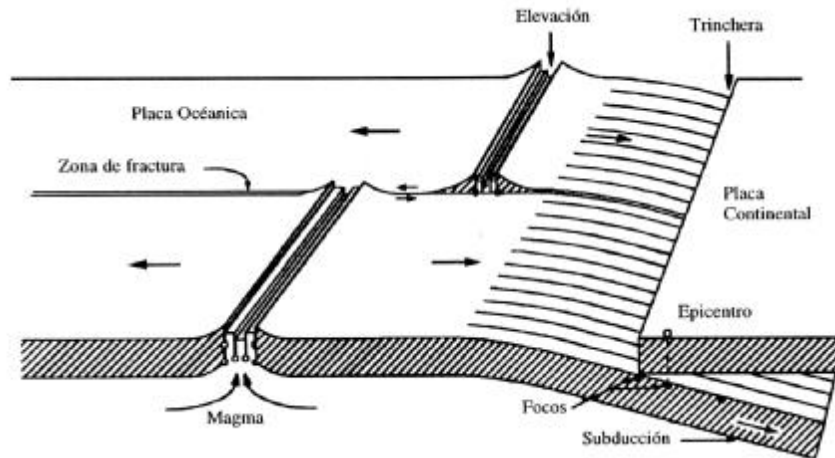
La litosfera, de un espesor aproximado de 80 Km está subdividida en trece grandes placas. Existen zonas donde el espesor de la litosfera es menor, por lo general en el fondo de los océanos. A través de estas placas, sobre todo en las discontinuidades, fluye hacia arriba el magma líquido que se encuentra a presión debido a las llamadas "Corrientes de Convección". La emersión de este magma que, al salir de la superficie se le llama lava, produce empujes sobre las placas adyacentes a la falla; estos empujes se reflejan en los extremos opuestos de las

placas, donde se generan grandes presiones en las zonas de contacto. Según las características de las placas que entran en contacto se presentan los siguientes movimientos:

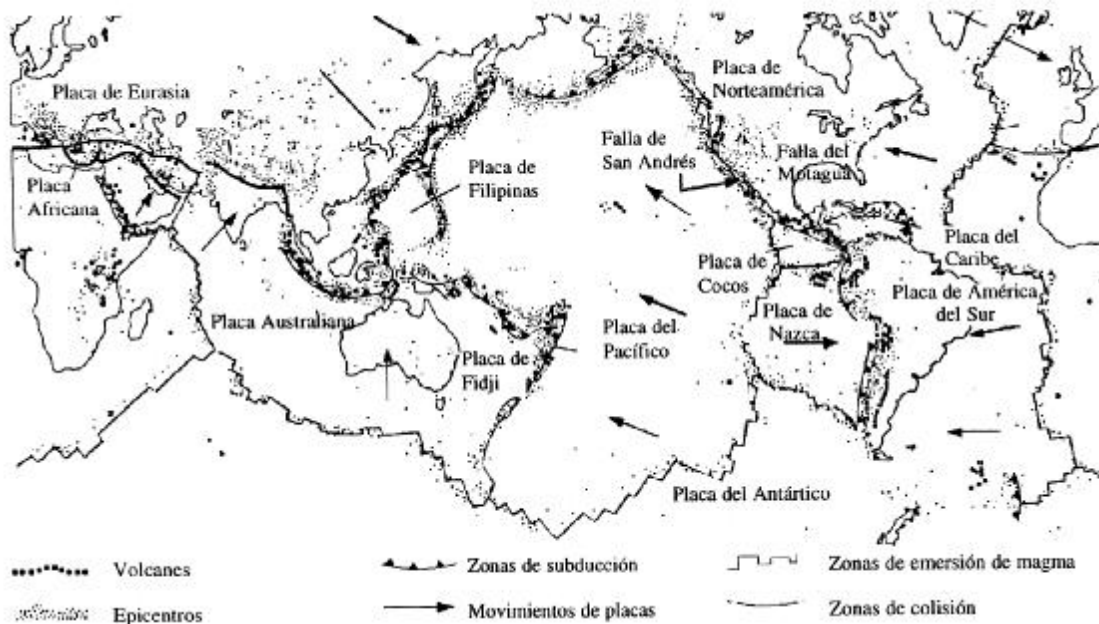
- a) Transcurrente
- b) Divergente
- c) Subducción



Donde entra en contacto una placa oceánica con una continental, la primera de menor espesor y mayor densidad, se hunde debajo de la segunda; para que finalmente después de cierta longitud (que puede ser considerable), debido a las altas temperaturas, se vuelve a convertir en magma.



Cuando entran en contacto dos placas que se mueven en sentidos opuestos, se suele producir una elevación, doblándose ambas placas hacia arriba, formando grandes cadenas montañosas. Cuando el movimiento es transcurrente no hay creación o destrucción de litosfera, la falla de San Andrés es de este último tipo; este fenómeno produce la llamada deriva de los continentes. Para dar una idea aproximada del fenómeno basta decir que los movimientos son del orden de 10 centímetros por año y han provocado que a lo largo de millones de años América del Sur pasara de estar en la costa occidental de África a ocupar su posición actual.

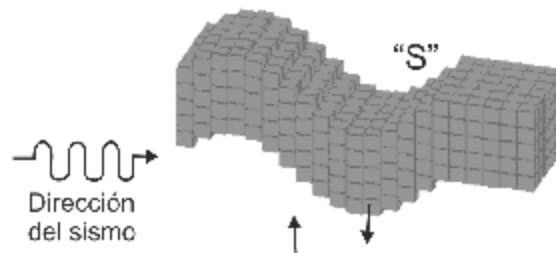


El corrimiento de la zona de contacto entre dos placas no ocurre de manera continua y suave; la fricción entre las rocas hace que se puedan generar en las superficies de contactos, entre las placas, esfuerzos considerables, hasta que se vence la resistencia mecánica en dicha superficie, provocando un deslizamiento brusco y liberación súbita de una gran cantidad de energía. Este deslizamiento ocurre en cierta longitud a lo largo de la falla, mientras más grande sea la longitud afectada, mayor será la energía liberada.

La energía liberada origina cuatro tipos de ondas claramente definidas, la primera se llama primaria u onda “p” que es la más rápida y se desplaza en promedio a 8Km/s o 28800 Km/hr, es la primera que arriba a una estación de registro. Tiene la forma de una onda de sonido que a medida que se propaga, empuja y jala alternadamente al suelo.

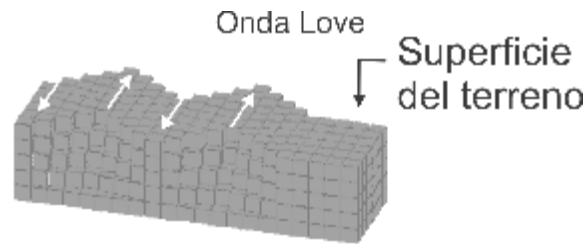


El segundo tipo de ondas son las secundarias u ondas “s”; éstas cortan a la roca lateralmente en ángulo recto con respecto a la dirección de propagación. (Son más lentas que las ondas “p”).

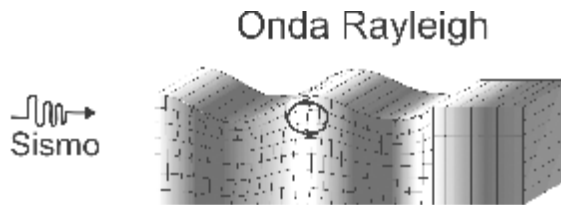


El tercer tipo de onda superficial es la onda de “Love” , que es similar a una onda “s”, sólo que el movimiento es de un lado a otro horizontalmente y paralelo a la superficie del suelo, formando un ángulo recto con respecto a la dirección del sismo. Esta onda produce sacudidas horizontales.



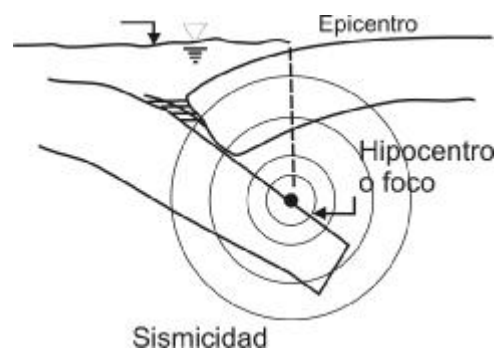


El cuarto tipo también es una onda superficial u onda cuerpo, se conoce como onda de “Rayleigh”; en ésta el movimiento perturbado se mueve tanto vertical como horizontalmente en un plano vertical alineado en la dirección del sismo.



De las dos ondas superficiales, la de Love generalmente se desplaza más rápido que las ondas Rayleigh.

El epicentro es la zona sobre la superficie de la Tierra que está directamente encima de donde se inicia la liberación de energía.



Sismicidad:

La sismicidad se define como la frecuencia de sismos por unidad de área en una región dada”. A menudo esta definición se emplea inadecuadamente, por lo que se puede definir en forma más general como: “ La actividad sísmica de una región dada”. Esta última definición implica que la sismicidad se refiere a la

cantidad de energía liberada en un área en particular, y en este sentido el término cobra mayor significado para el ingeniero que en la primera definición.

### MAGNITUD DE UN SISMO

Todo sismo está asociado con un gran desprendimiento de energía a lo largo de una superficie de falla. La magnitud de un sismo se mide por la cantidad de energía cinética liberada por el disparo sísmico. Se mide por medio del logaritmo base 10 de la máxima amplitud expresada en milésimas de milímetro en que las ondas se registrarían en sismómetros estándar, especialmente diseñadas para este objetivo, situadas a una distancia de 100 Km del epicentro. Se han desarrollado factores de conversión (nomogramas) que permiten calcular magnitudes cuando la distancia entre el instrumento y el epicentro difiere de 100 Km.

### INTENSIDAD DE UN SISMO

Cuando no se tienen registros instrumentales del movimiento del terreno, se puede describir la severidad de un sismo, por la manera en que las personas lo perciben en un sitio determinado y por los efectos en las construcciones que existen en la zona. La intensidad de un sismo es una medida de la potencia destructiva de un temblor en un lugar dado. Varía con la distancia al epicentro, características geológicas de la zona, propiedades mecánicas del suelo y el nivel freático, entre otras. Se han propuesto distintas escalas sísmicas con el objeto de medir la intensidad de temblores. La más usual es la de "Mercalli modificada" que tiene doce divisiones. Puesto que los grados de intensidad en esta escala no se establecen de manera absoluta, sino en relación con el comportamiento de las estructuras, las intensidades que se originan de acuerdo con ella, se ven también influidas por el tipo y calidad de la construcción en el lugar.

## ESTADÍSTICA DE TEMBLORES

Para realizar el diseño sísmico es necesario reglamentar los criterios de análisis con base en estudios estadísticos a cerca de la sismicidad en la región de estudio. México, y en particular la zona sur, son regiones de alto grado de sismicidad, sin embargo, la frecuencia de los temblores intensos no es la misma en todas las regiones. Desde este punto de vista, se ve la necesidad de tener mapas donde se indiquen las regiones de riesgo sísmico semejante, con el fin de facilitar el diseño de las estructuras.



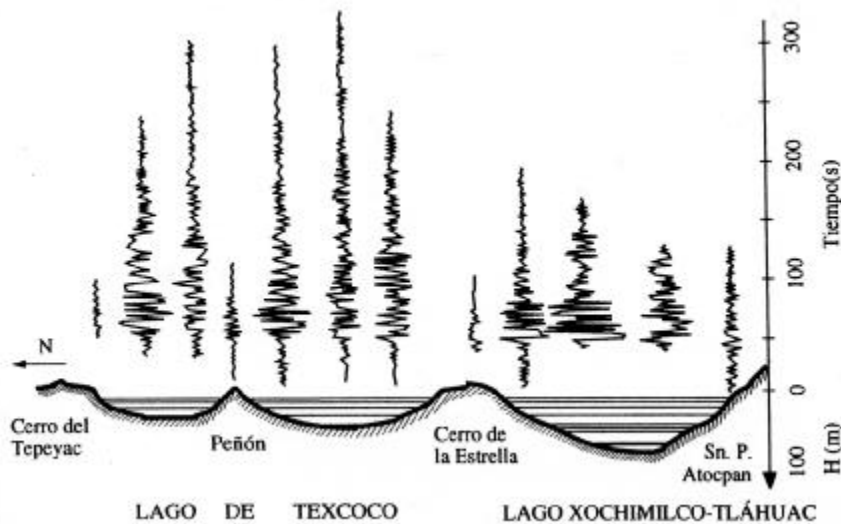
La mejor manera de expresar el riesgo sísmico en un sitio dado es por medio de las llamadas “curvas de periodo-recurrencia-intensidad”, que expresan el número medio de veces por unidad de tiempo que ocurren en el sitio de intensidades sísmicas, mayores que algún valor de interés.

## EFFECTOS DE LA GEOLOGÍA LOCAL

En muchos sismos, la geología local y las condiciones del suelo han tenido una influencia determinante en la respuesta del sitio. Las condiciones del suelo y

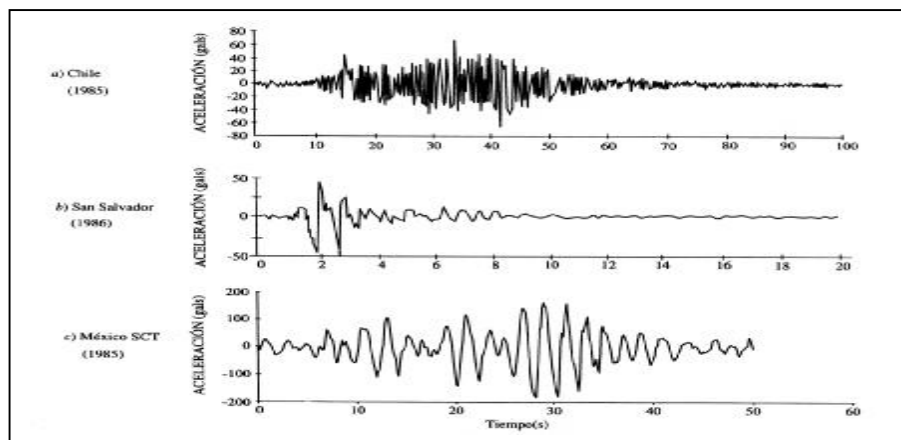
las características geológicas que afectan la respuesta del sitio son numerosas, algunas de las más importantes son:

1. Mientras mayor sea la extensión horizontal de los suelos suaves, menores serán los efectos confinantes de la roca subyacente sobre la respuesta del sitio.
2. La profundidad del suelo subyacente, el lecho de roca afecta la respuesta dinámica (el periodo natural de vibración se incrementa al aumentar la profundidad).
3. La pendiente de los planos estratificados de los suelos sobreyaciendo el lecho de roca obviamente afecta la respuesta dinámica.
4. La topografía del lecho de roca y los suelos depositados, tienen varios efectos sobre las ondas sísmicas que llegan tales como reflexión, refracción y difracción.
5. Otra característica topográfica que afecta la respuesta es la de cordilleras, donde puede presentarse una amplificación del movimiento del lecho de roca.
6. Los cambios horizontales del tipo de suelos afecta en forma local la respuesta de un sitio y pueden disminuir en gran medida la seguridad de un edificio desplantado en los dos tipos de suelo.
7. Las pendientes de depósitos sedimentarios pueden fallar completamente durante un sismo. En terrenos escarpados la falla puede ser en forma de avalanchas.
8. Pueden ocurrir fallas espectaculares de suelo en pendientes suaves que pueden ser por licuación del terreno sobre estratos de arcilla que los soporten. A esta situación se le llama de respaldo grasoso.
9. El contenido de agua del suelo es un factor importante en la respuesta del sitio. Estos se aplican no sólo a suelos en talud, sino que la licuación puede también ocurrir en un terreno plano compuesto de suelos no cohesivos saturados.



### ESPECTROS DE RESPUESTA

La gran mayoría de los acelerogramas registrados durante un sismo se caracterizan por tener una gran erraticidad, que implica la superposición más o menos casual de ondas que cubren un amplio rango de frecuencias de vibración.



La presencia de un marco flexible filtra el movimiento puesto que la estructura responde con mayor amplitud a las ondas que tienen periodos aproximados a su periodo natural. De ahí que la respuesta sea más regular que la

excitación, y aunque diste todavía de ser un movimiento periódico sí se nota la ocurrencia de un periodo dominante.

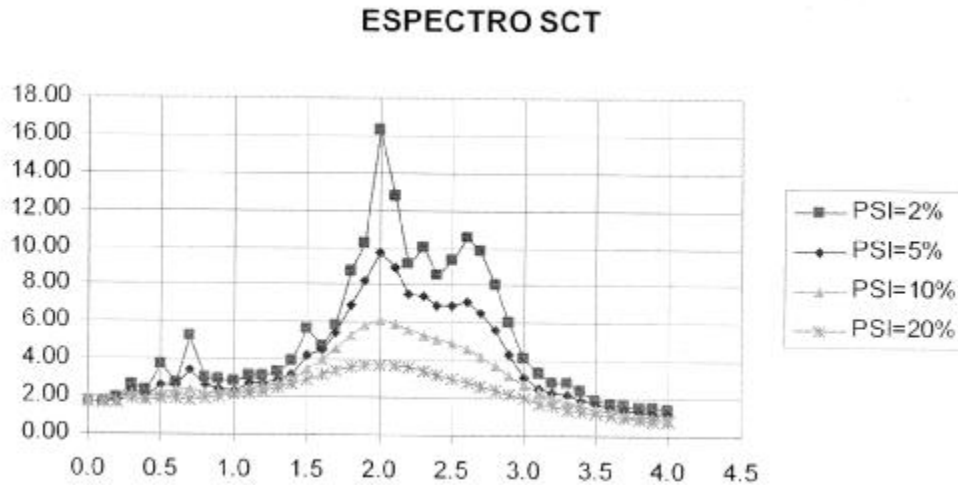
Una vez que el movimiento del terreno ha cesado, la estructura continúa oscilando y poco después estas oscilaciones residuales se hacen imperceptibles por la influencia del amortiguamiento.

En algún instante durante el temblor o a pocos segundos después de que ha cesado, se alcanza el valor máximo absoluto de la respuesta. Es para dicho valor que debería diseñarse la estructura si se deseara mantenerla en el rango de comportamiento elástico del material. Es común estudiar además de los comportamientos de la masa con respecto al terreno, las velocidades relativas y las aceleraciones absolutas de la masa como expresiones alternativas de la respuesta sísmica.

Lo anterior se logra construyendo los espectros de respuesta que es una gráfica que relaciona en el eje de las abscisas el periodo natural de vibración y en el eje de las ordenadas la respuesta máxima del sistema para un amortiguamiento dado.

## ESPECTROS DE RESPUESTA ESLÁSTICOS

La obtención del espectro de respuesta a partir de un sismo determinado, consiste en descomponer su acelerograma en una sucesión de impulsos elementales, encontrar la respuesta del sistema ante cada uno de dichos impulsos y después superponer los efectos.



El espectro de aceleraciones proporciona una medida directa de la fuerza máxima que se induce en el sistema al multiplicar la ordenada espectral ( $S_o$ ) de la aceleración por la masa.

$$F = m S_o$$

Al aumentar el amortiguamiento del sistema en un mismo sismo, las ordenadas espectrales descienden. El amortiguamiento se toma como un porcentaje del amortiguamiento crítico, el cual es el punto en que la estructura después de desplazada volverían a su posición de reposo sin oscilar y está dada por:

$$C_{cr} = 2(k m)^{1/2}$$

Donde:

$C_{cr}$  = Amortiguamiento crítico

$k$  = Rigidez del sistema

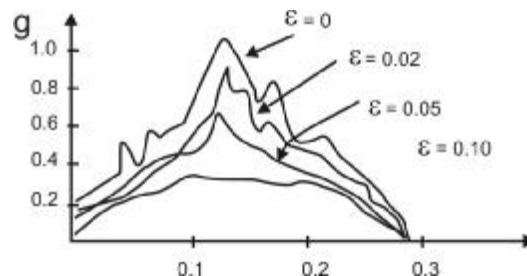
$m$  = masa

$\varepsilon$  = fracción del amortiguamiento

## ESPECTROS DE RESPUESTA INELÁSTICOS

Ante acciones dinámicas como lo son los sismos, la mayoría de los materiales y sistemas estructurales tienen un comportamiento que puede considerarse lineal hasta un nivel bastante alto de sollicitaciones. Sin embargo, al llegar cerca de su máxima capacidad de carga, el comportamiento se vuelve no lineal y la mayoría de las estructuras pueden ser llevadas a deformaciones varias veces superiores a la que corresponde al comienzo de la etapa no lineal o fluencia del elemento. La falla se presenta cuando se alcanza la deformación máxima.

El sistema no lineal más estudiado es el elasto-plástico, en el cual el comportamiento es lineal hasta la carga máxima que provoca la fluencia y posteriormente, la capacidad de carga se mantiene constante hasta una deformación “Q” veces la de fluencia, después de la cual ocurre el colapso.



Lo que hace posible que un sistema inelástico resista un sismo con capacidad de carga muy inferior a lo que se requiere en un sistema que permanece elástico, es que la energía cinética inducida por el sismo en la estructura se disipa esencialmente a través de ciclos de histéresis, lo que equivale a que el sistema posea un amortiguamiento equivalente muy superior al del propio material. Ningún sistema real posee un sistema elasto-plástico perfecto.

## ESPECTROS DE DISEÑO

Una estructura no se debe diseñar para resistir un sólo sismo, sino el conjunto de sismos que puedan afectarla durante su vida útil. Aún para sismos de



iguales características en cuanto a magnitud y distancia epicentral, el espectro de respuesta puede variar significativamente debido a diferencias en el contenido de frecuencias y en duración. La estructura deberá diseñarse para la envolvente de los espectros que correspondan a diferentes sismos.



Existen reglas empíricas para construir envolventes de espectros a partir de datos básicos de movimiento del terreno. Estas reglas consisten en multiplicar la aceleración, velocidad y desplazamiento máximo del terreno por constantes que se han obtenido de la observación de un gran número de sismos reales. El valor de estas constantes depende del grado de amortiguamiento del sistema.

El R.D.F. considera un 5% del amortiguamiento crítico ( $\epsilon = 0.05$ ) en sus espectros elásticos de diseño al igual que el R.C.E.M.

Según el R.C.E.M., el análisis sísmico se hará de acuerdo con la siguiente hipótesis:

1. La estructura se comportará elásticamente.
2. La ordenada del espectro de pseudo-aceleraciones para diseño sísmico, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad está dada por las siguientes expresiones, donde "C" es el coeficiente sísmico:

$$a = a_0 + (C - a_0) T/t_1 ; \quad \text{si } T < T_1$$
$$a = C; \quad \text{si } T_1 < T < T_2$$

$$a = C ( T_2/T )^r; \quad \text{si } T > T_2$$

donde:

T = periodo natural de vibración de la estructura.

T<sub>1</sub> y T<sub>2</sub> = periodos obtenidos del espectro de diseño.

C	Zona sísmica	Terreno de cimentación	a <sub>0</sub>	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	r
0.16	B	I	0.080	0.30	0.80	½
0.20		II	0.080	0.50	2.00	2/3
0.24		III	0.080	0.80	3.30	1
0.24	C	I	0.120	0.25	0.67	½
0.30		II	0.120	0.45	1.80	2/3
0.36		III	0.120	0.60	2.90	1
0.48	D	I	0.240	0.15	0.55	½
0.56		II	0.240	0.30	1.40	2/3
0.64		III	0.240	0.45	2.70	1

I = Terreno firme

II = Terreno de transición

III = Terreno compresible

Los valores de la tabla son para estructuras del tipo “B” para estructuras del tipo “A” y “C” los valores deberán incrementarse en un 50%.

A continuación se muestra la regionalización sísmica de Michoacán hecha en junio de 1974.



Se han mencionado los principales, sin embargo, en algunos casos pueden ocurrir otros tipos de acciones accidentales, como incendios, explosiones, etcétera. Sus efectos se considerarán para evitar el colapso de la estructura en caso de que exista la posibilidad de que se presente.

La estimación de cargas laterales debidas a viento o sismo está sujeta a una mayor incertidumbre en el cual se cometen errores con facilidad y mayores que en la estimación de los efectos de las acciones antes mencionadas. De las acciones accidentales, la más importante para el diseño de edificaciones es el sismo, el objetivo del diseño sísmico es lograr que las estructuras rijan en buen comportamiento en cuanto a resistencia, rigidez y ductilidad.

## 2.4 Combinaciones de Acciones

“La seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

- a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se consideran todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo”.(NTCCADEE, 2.3, 2001)
  
- b) “Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación”. (NTCCADEE, 2.3, 2001)

El RCDF establece que para las distintas combinaciones de carga especificadas con anterioridad y para cualquier estado límite de falla posible, se diseñará con una resistencia mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en las combinaciones estudiadas, esto se logrará multiplicando dichas acciones por los factores de carga que correspondan a cada combinación de cargas.

El factor de carga ( $F_c$ ) que se aplicará será:

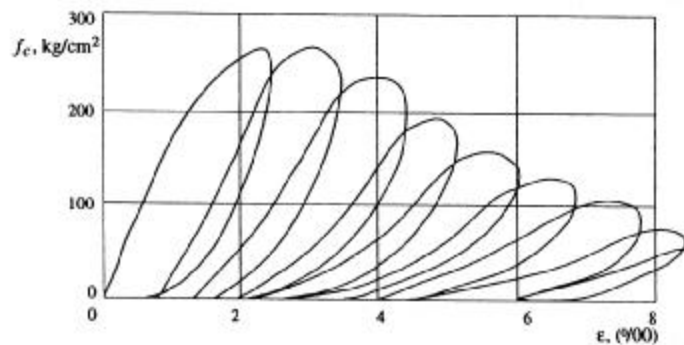
- 1.4 para la combinación de carga viva más carga muerta en estructuras tipo A y de 1.5 para estructuras tipo B.
  
- 1.1 para combinaciones de acciones que incluyan cargas muertas, vivas y accidentales.
  
- 0.9 para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la estructura.

## **CAPÍTULO 3**

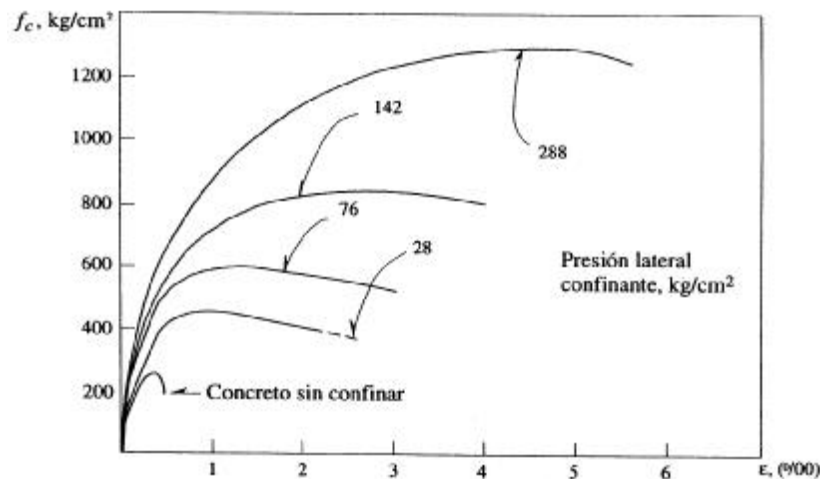
# **MATERIALES ESTRUCTURALES MÁS COMUNES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE EDIFICIOS Y CASAS HABITACIÓN.**

Antes de comenzar a diseñar un edificio, es muy importante conocer las características de los materiales estructurales, para saber si van a ser capaces de soportar las acciones que cada uno de ellos soportará. Los materiales de uso más común en la construcción de casas habitación y en edificios de 5 niveles o menos, utilizados para soportar las cargas son el concreto, el acero, los tabiques de barro recocido, la piedra natural, los tabicones y la madera, que además de soportar las cargas, proporcionan resistencia y estabilidad a la estructura.

### 3.1 Concreto Simple



El concreto es un material que se obtiene mezclando cemento, agregados y agua en determinadas proporciones. Se elabora en estado plástico, por lo que se emplean moldes mientras adquiere resistencia suficiente para que la estructura se auto soporte.

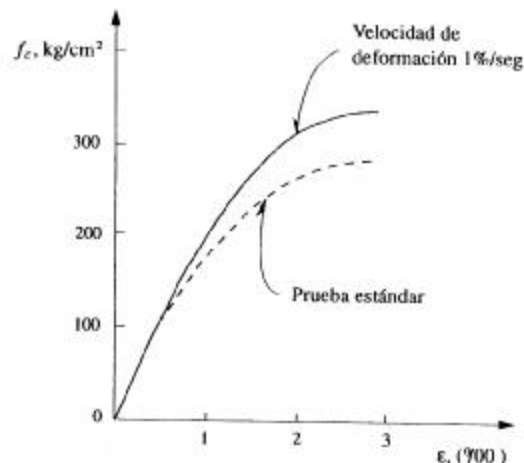


La forma de la curva esfuerzo deformación uniaxial del concreto simple es bien conocida, el comportamiento del concreto simple tanto en compresión como en tensión es frágil. En compresión el agrietamiento causa desviaciones de la linealidad para esfuerzos mayores que  $0.4 f'c$ , y las deformaciones de falla son del orden de 0.003.

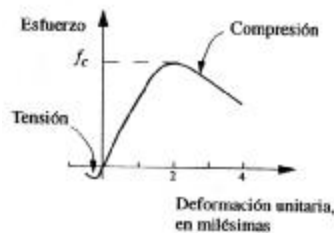
El módulo de elasticidad depende de los agregados, el peso volumétrico del concreto y la velocidad con que se aplica la carga. El intervalo de comportamiento lineal es pequeño, ya que para esfuerzos mayores al 40% de  $f'c$ , ocurren micro agrietamientos que reducen la rigidez del material. El esfuerzo máximo de compresión se presenta para deformaciones unitarias cercanas al 0.002, y la falla por aplastamiento para deformaciones entre 0.003 y 0.004, mientras que la resistencia a tensión es tan sólo del orden del 10% de su resistencia a compresión.

La resistencia en compresión del concreto tiene poco influencia en el nivel de ductilidad que puede desarrollar la estructura. Algunos códigos especifican una resistencia mínima de  $250 \text{ kg/cm}^2$  con la intención principal de evitar tipos de concreto en los que se tiene en general un pobre control de calidad.

Las pruebas que se realizan al concreto, son la de revenimiento, resistencia a la compresión y la de resistencia a la tensión.



El concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales, puede ser de dos clases: clase I, con peso volumétrico en estado fresco superior a  $2.2 \text{ t/m}^3$ , y clase II con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre  $1.9$  y  $2.2 \text{ t/m}^3$ . Para obras clasificadas como del grupo A o BI, (En el grupo A se encuentran las estructuras que son especialmente importantes después de un sismo o cuyas fallas causarían pérdidas muy grandes. Tal es el caso de edificios gubernamentales y de servicios públicos, aquellos cuyo contenido es de gran valor y los que tienen frecuentemente altas concentraciones de personas como hospitales, escuelas, cines, teatros, estudios, centrales telefónicas, instalaciones industriales, plantas hidroeléctricas y termonucleares), se usará concreto de clase I. (NTCDCEC; 1.4.1; 2001)



Las estructuras del grupo B y C podrán realizarse con concreto tipo II. En el grupo B se encuentran las construcciones para habitación privada o de uso público, donde no existe frecuente aglomeración de personas y donde la falla de la estructura ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia, cercas o bardas de altura mayor a  $2.50\text{m}$  y aquellas cuya falla pueden poner en peligro otras construcciones. Las estructuras del grupo C son las construcciones aisladas cuya falla implica un costo mínimo, por ejemplo: bardas con altura menor a  $2.5\text{m}$ , bodegas provisionales, etc., estas estructuras no requieren diseño sísmico.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias, en la fabricación de los concretos se empleará cualquier tipo de cemento que sea congruente con la finalidad y características de la estructura, clase resistente 30 ó 40, que cumpla con los requisitos de especificación de NMXC-414 o NNCCE. Los agregados



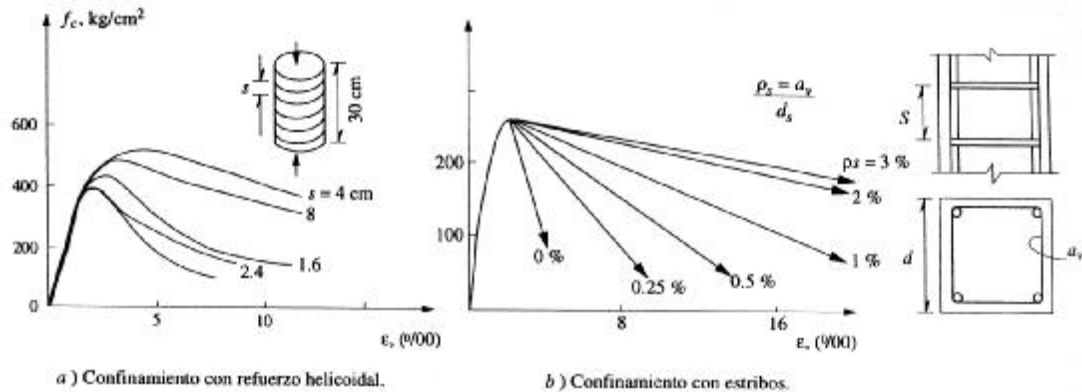
pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-111, con las modificaciones y adiciones establecidas en la misma norma.

El concreto clase I se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a  $2.6 \text{ t/m}^3$  (caliza, basalto, etc.) y el concreto clase II con agregados gruesos con peso específico superior a  $2.3 \text{ t/m}^3$  como la andesita. Para ambos se podrá emplear arena andesítica u otra de mejores características. El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-122. Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

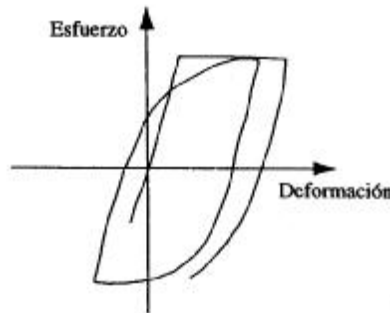
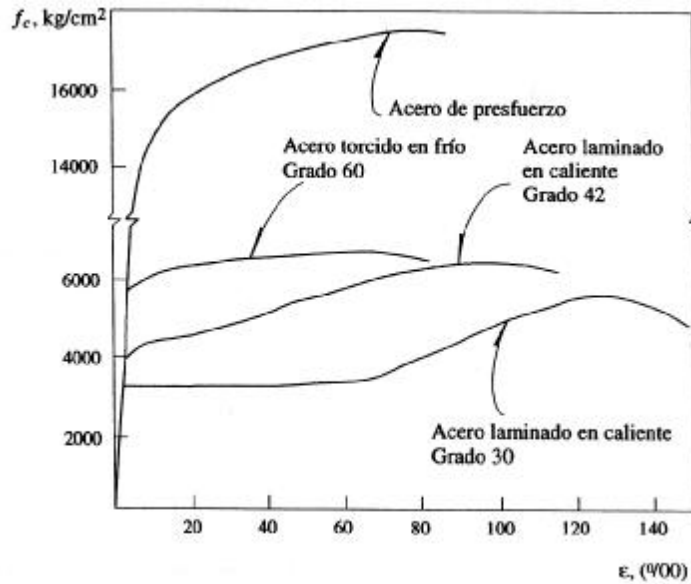
Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con autorización del corresponsable de seguridad estructural, o el responsable de la obra. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma NMX-C-255.

### 3.2 Acero de refuerzo

Para reducir el comportamiento frágil de concreto se emplea acero de refuerzo, sobretodo en aquellas zonas donde se prevé que se desarrollarán tensiones, logrando así restringir el desarrollo de las grietas originadas por la baja resistencia a la tensión del concreto.



La curva esfuerzo-deformación del acero estructural depende de su composición química y del tratamiento al que haya sido sometido. (Manual sísmico de edificios, Bazán Zurita, 155).



El módulo de elasticidad es constante (el reglamento lo fija en  $2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ). El esfuerzo de fluencia  $f_y$  (real o aparente) aumenta con el contenido de carbono y puede incrementarse por una estirada o por torcidos efectuados en frío. La meseta de fluencia, en que los esfuerzos son constantes, para deformaciones crecientes, se pierde a medida que aumenta la resistencia y si se trabaja en frío. La relación  $f_u/f_y$ , donde  $f_u$  es el esfuerzo resistente último y la deformación última,  $e_u$ , disminuyen al aumentar  $f_y$ .

El efecto de la velocidad de carga en la resistencia y en la ductilidad es poco importante, y la curva es prácticamente la misma en tensión que en compresión, si se impide en pandeo del espécimen.

Bajo la aplicación de cargas alternadas que excedan a la fluencia, se reduce la zona en que los esfuerzos son proporcionales a la deformación y la curva se vuelve más redondeada (efecto Bauschinger); sin embargo, los ciclos son muy estables, los amplios lazos de resistencia y no muestran deterioro, por lo que comúnmente el comportamiento se idealiza como elasto-plástico sin deterioro.

De acuerdo con las NTCDCM en su sección 1.3, los aceros que pueden utilizarse en estructuras diseñadas de acuerdo con estas normas, así como remaches, tornillos, conectores de cortante, metales de aportación y fundentes para soldadura. Pueden utilizarse otros materiales y productos, diferentes a los indicados, si son aprobados por el diseñador y la administración. La aprobación puede basarse en especificaciones publicadas que establezcan las propiedades y características del material o producto, que lo hacen adecuado para el uso que se le pretenda dar, o en ensayos realizados en un laboratorio acreditado por la entidad de acreditación reconocida en los términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización.

Los valores de esfuerzo de fluencia,  $f_y$ , y de ruptura en tensión,  $f_u$ , que se utilizarán en el diseño, serán los mínimos especificados en la norma correspondiente. No se emplearán en el diseño los valores reportados en certificados de ensayos de los productos laminados.

### **3.3 Mampostería**

La mampostería es el material que más se emplea en la construcción de viviendas tanto unifamiliares como multifamiliares y edificios de menos de 5 niveles. También se emplea en la construcción de muros de contención, así como

en muros de ornamentación, de división y en la construcción de cimientos, chimeneas, etc.

El ladrillo ofrece muchas ventajas, ya que es agradable a la vista, durable, resistente al fuego y al paso del tiempo además de poderse encontrar en casi cualquier parte.

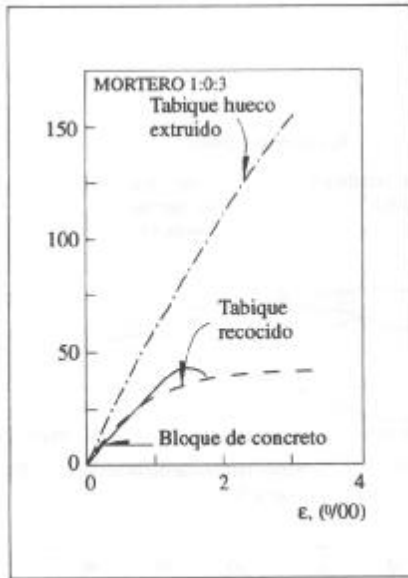
Otro tipo de material de mampostería es la piedra, que es costosa y no tiene tanta disponibilidad.

El bloque de cemento es económico, resistente sobre todo a la intemperie, duradero, versátil por ser modular y permitir el paso de las instalaciones por el interior de los muros. Aunque su apariencia no es tan agradable, se puede encontrar en varios colores, texturas y terminados.

Para unir las piezas de mampostería se utilizan conglomerantes, que son materiales capaces de adherirse a otros y dar cohesión al conjunto. En la construcción se le llama mortero a la mezcla de uno o más conglomerantes y arena. Amasados con agua, la mezcla da lugar a una pasta plástica que después fragua y endurece a consecuencia de procesos químicos que en ella se producen.

Los morteros se denominan según el conglomerante utilizado: Mortero de cemento, cal, yeso, etc. El mortero se adhiere a las superficies más o menos irregulares de la mampostería dando al conjunto compacidad y resistencia a la compresión.

Las propiedades del concreto que más se deben tomar en cuenta en su comportamiento estructural son su deformabilidad y adherencia de las piezas. Las pruebas que se realizan en la mampostería son la resistencia a la compresión y la resistencia a cortante.



## **CAPÍTULO 4**

### **ESTRUCTURACIÓN DEL PROYECTO ARQUITECTÓNICO**

## 4.1 Importancia de la estructuración

La experiencia muestra que los edificios bien concebidos estructuralmente y bien detallados, han tenido un comportamiento adecuado. La configuración estructural queda definida en buena parte por el proyecto arquitectónico, el cual debe tomar en cuenta las necesidades mínimas de rigidez, resistencia y regularidad que requiere la estructura.

La sencillez, uniformidad y simetría de la construcción son aspectos básicos que contribuyen a reducir drásticamente los riesgos de un mal comportamiento ante la acción de un sismo.

La sencillez de la estructura permite al proyectista entender claramente la forma en la que ésta resiste las cargas laterales y en la que puede disipar la energía inducida por un sismo.

La existencia de sistemas estructurales que proporcionen rigidez a la estructura y resistencia en dos direcciones ortogonales, ya que el movimiento del terreno induce fuerzas en cualquier dirección.

La distribución simétrica en planta de los elementos estructurales evita que se presenten torsiones en la respuesta estructural.

Debe procurarse una forma regular en planta. Las formas L y T son poco recomendables, así como aquellas que tengan fuertes entrantes, ya que provocan problemas de torsión. Es recomendable dividir la construcción en unidades aproximadamente cuadradas con una estructura independiente.

Debe buscarse una forma regular de la construcción en elevación. La concentración de masas importantes a gran altura es poco adecuada, ya que el momento de volteo y las fuerzas de inercia aumenta notablemente. Deben evitarse:

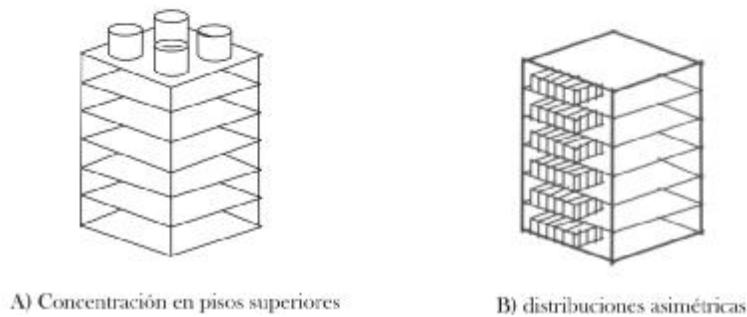
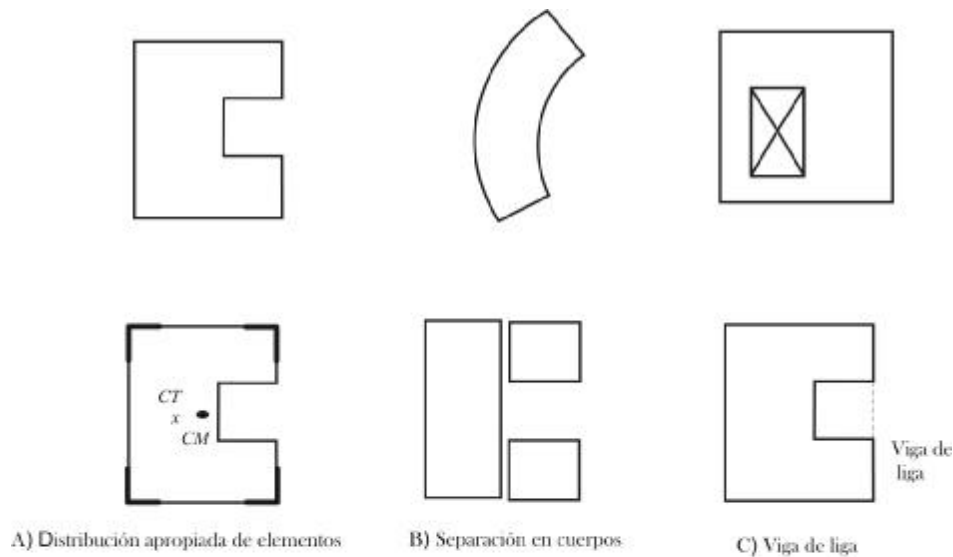
- Planta baja flexible
- Reducción brusca de masa y rigidez
- Esbeltez excesiva

La uniformidad de resistencia y rigidez de las diferentes partes de la estructura deben ser capaces de disipar la energía, y esto depende del número de elementos y secciones que pueden llegar en forma simultánea a la fluencia, por ello, debe proporcionarse máxima hiperestaticidad para que la disipación inelástica de energía sea mayor; evitar zonas o elementos sobre diseñados así como que un entrepiso tenga una resistencia y rigidez inferior al resto de la estructura; deben evitarse zonas débiles, ya que en ellas es donde el sismo tratará de disipar su energía provocando fallas locales difíciles de reparar.

Debe asegurarse que los sistemas de piso y techo sean suficientemente rígidos y resistentes para absorber las fuerzas que se originan en su plano a fin de poder distribuir las fuerzas de inercia entre los elementos verticales de diferente rigidez.

“La cimentación debe ser tal que pueda transmitir a la estructura los movimientos del suelo de manera que ésta actúe como una unidad monolítica y que no haya deformaciones relativas importantes entre suelo y estructura”. (Enrique Bazán, Meli Piralla; 2002; 463-467)





A continuación se hará referencia a las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (NTCS), en su capítulo 6, donde se especifican los lineamientos para que una estructura sea considerada como regular.

1. Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.
3. La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.

4. En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
5. En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
6. No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura: las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.
7. El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.
8. Ningún piso tiene un área delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.
9. Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
10. Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
11. En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del diez por ciento de la dimensión en

planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

De todo lo anterior, se llega a la conclusión de que los requisitos básicos de estructuración para un sistema estructural en zona sísmica son cuatro:

- a) El edificio debe poseer una configuración de elementos estructurales que le confiera resistencia y rigidez a cargas laterales en cualquier dirección proporcionando sistemas resistentes en dos direcciones ortogonales.
- b) La configuración de elementos estructurales debe permitir un flujo continuo, regular y eficiente de las fuerzas sísmicas desde el punto en que éstas se generan.
- c) Hay que evitar las amplificaciones de las vibraciones, las concentraciones de solicitaciones y las vibraciones torsionales que pueden producirse por la distribución irregular de masas o rigideces en planta o en elevación, para lo cual conviene que la estructura sea sencilla, regular, simetría y debe ser continua.
- d) Los sistemas estructurales deben disponer de capacidad de deformación inelástica que les permitan disipar la energía inducida por los sismos de excepcional intensidad, mediante elevado amortiguamiento inelástico y sin la presencia de fallas frágiles locales y globales.

Existen principalmente tres sistemas estructurales básicos que proporcionan resistencia adecuada para resistir las cargas laterales de los edificios.

- El marco tridimensional, formado por columnas y vigas en dos direcciones, conectadas entre sí de manera de permitir la transmisión de momentos flexionantes y proporcionar rigidez lateral a la estructura.

- El marco rigidizado con diagonales de contraviento, con núcleos rígidos o con muros de relleno.
- La estructura tipo cajón, de paredes de carga formada por paneles verticales y horizontales conectados para proporcionar continuidad.

## **CAPÍTULO 5**

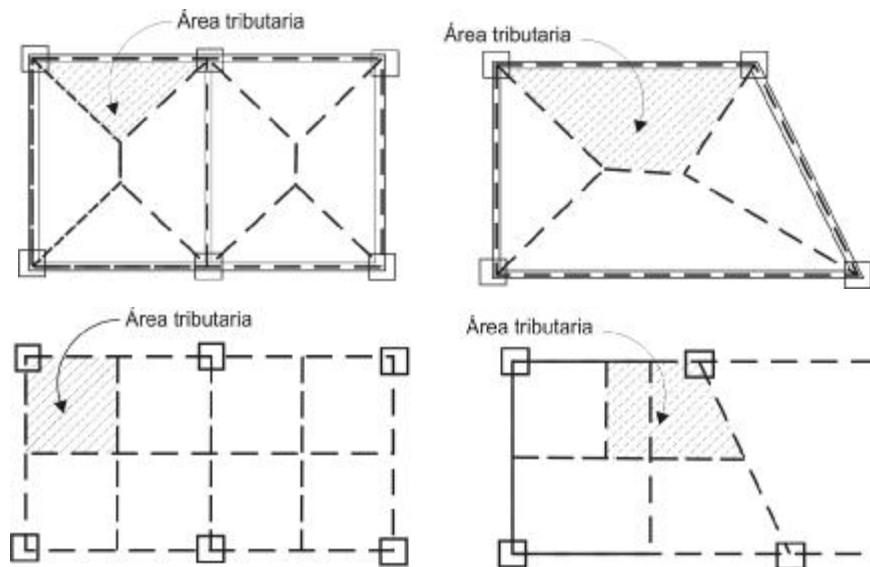
# **CANALIZACIÓN DE CARGAS EN LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

Canalizar las cargas es especificar la forma en que se transmiten las cargas actuantes en la estructura desde el nivel de azotea hasta la cimentación.

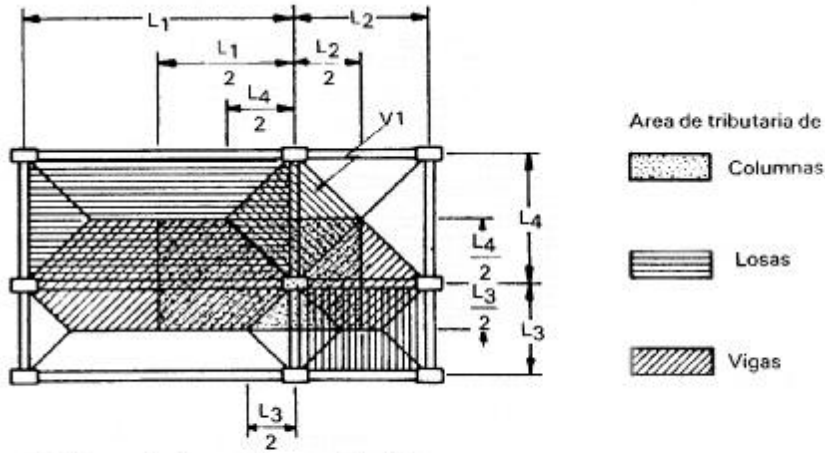
Para poder distribuir las cargas lo primero que debe hacerse es calcular el peso por metro cuadrado de las lozas de azotea y de entrepiso. Una vez realizado lo anterior se debe calcular la carga que se transmite hacia cada borde de los tableros que componen la estructura. A cada borde de tablero corresponde un área de losa, la cual puede ser triangular, rectangular o trapezoidal, dependiendo de las características de la estructuración de la obra. Esta carga actúa de manera uniforme en el perímetro del tablero, razón por la cual se considera teóricamente distribuida de manera uniforme en el borde de cada tablero.

Para poder determinar el área tributaria que corresponde a cada borde de tablero se pueden localizar las líneas en donde la fuerza cortante sería nula si nada más hubiera transmisión de momentos en una dirección.

En losas que se encuentran apoyadas sobre columnas, el área tributaria se limita por las líneas medias de los tableros adyacentes.

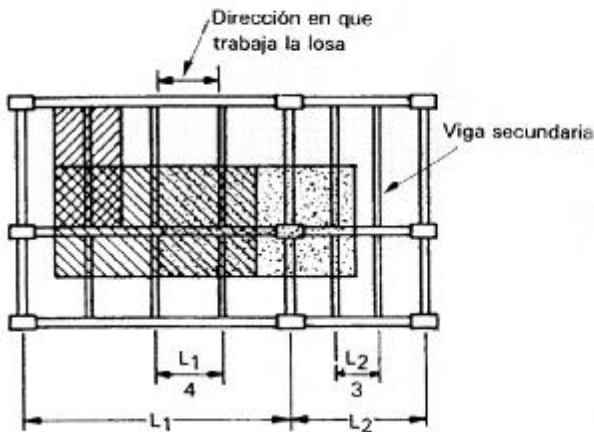


-Si las losas trabajan en una sola dirección, el área tributaria está limitada por los centros de claros entre elementos.

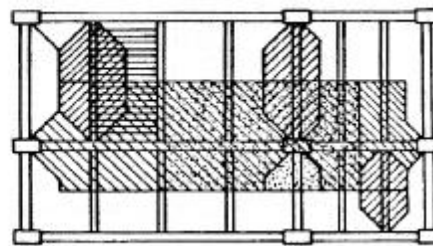


a) Sistema de piso con losa en dos direcciones, vigas principales y columnas.

-En el caso de que el sistema de estructuración sea a base de marcos rígidos, el área tributaria de los elementos adyacentes se separa por las bisectrices de los ángulos que los elementos forman.



b) Sistema de piso con vigas principales, vigas secundarias y losa en una sola dirección.



c) Sistema de piso con losa en dos direcciones, vigas secundarias y principales y columnas.

## **CAPÍTULO 6**

### **MÉTODOS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL**



## 6.1 Método de Cross.

El método de la distribución de momentos fue inventado por Ardí Cross en el año de 1932 y se publicó bajo el título de “Análisis de Pórticos Continuos por el Método de Distribución de Momentos de Empotramiento” (yuan-Yu Hsieh, Teoría Elemental de Estructuras, 1973). Es el método normalmente utilizado para estudiar todos los tipos de pórticos y vigas estáticamente indeterminados en los que las barras están sometidas principalmente a flexión.

El método de Cross, según Meli (2004), es un método de aproximaciones sucesivas que consiste en suponer una estructura virtual que tiene existencia aparente y no real, cuyos nudos son absolutamente rígidos, es decir, no se admiten giros ni desplazamientos en los extremos de las barras que concurren al nudo (empotramiento ideal).

La estructura real se obtiene permitiendo giros y desplazamientos sucesivos, disminuyendo paulatinamente la rigidez supuesta.

El momento producido en un extremo de una barra es la suma algebraica de cuatro efectos:

El momento debido a las cargas aplicadas sobre la barra, si se considera como una viga con extremos empotrados (momentos de empotramiento).

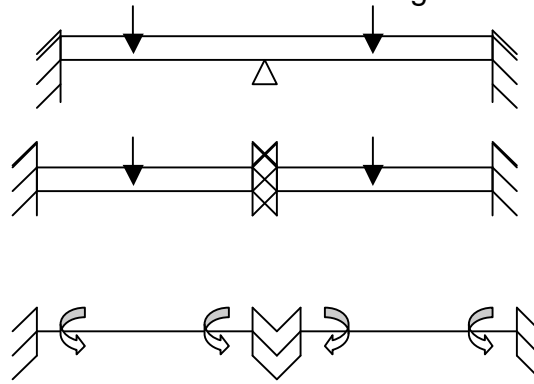
El momento debido a la rotación del extremo considerado mientras el extremo opuesto sigue empotrado.

El momento debido a la rotación del extremo opuesto, estando fijo el extremo considerado.

El momento debido a la translación relativa entre los dos extremos de la barra. Una línea de actuación para la resolución del problema podría ser el de

permitir que estos efectos tuvieran lugar separadamente a través de varios pasos, primero fijando los nudos y luego soltándolos.

Para verlo cualitativamente considérese la siguiente figura:



Por ejemplo, en una estructura de nudos rígidos sin traslación de los mismos, se fijan todos los nudos (no se permite rotación), de tal manera que cada barra queda como una viga doblemente empotrada. Al liberar un nudo se encontró que se desarrollan o distribuyen momentos resistentes en los extremos cercanos a las barras que concurren en el nudo, en proporción a sus rigideces o de acuerdo a sus factores de distribución. Al mismo tiempo se transmiten momentos a los extremos lejanos de estas barras de acuerdo con sus factores de transmisión. Los nudos pueden soltarse en forma sucesiva y volverse a fijar, uno por uno, tanta veces como sea necesario hasta que cada nudo haya rotado hasta su posición final, o lo mas próximo a ella.

Para poder aplicar el Método de Cross es necesario conocer algunos conceptos fundamentales que a continuación serán definidos.

## MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO PERFECTO

La aplicación del método de la distribución de momentos requiere el conocimiento de los momentos que aparecen en los extremos de las vigas

cargadas con ambos extremos empotrados. Se les denomina momentos de empotramiento perfecto y se representan por "M" .

## RIGIDEZ ANGULAR

“Para una barra de sección uniforme, la rigidez , se define como el momento en el extremo necesario para producir un giro o rotación unitario en este extremo de la barra mientras que el otro permanece fijo” (Yuan-Yu Hsieh,1973,273), es decir, la carga necesaria para producir un desplazamiento unitario. La carga puede ser una fuerza o un momento y el desplazamiento una flecha o un giro.

La rigidez angular se define matemáticamente de la siguiente forma:

$K = -4 E I / L$  → cuando va de empotramiento a empotramiento

$K = 3 E I / L$  → cuando va de empotramiento a articulación

Donde:

K= rigidez angular

E= módulo de elasticidad

I = Inercia de la sección

L = longitud de la sección

## FACTOR DE DISTRIBUCIÓN

La suma de todos los momentos que concurren en un nudo es diferente de cero, al momento resultante se le conoce como momento desequilibrante.

Para cumplir con la condición de que la suma de momentos en un nudo es igual a cero, se aplica un momento de igual magnitud pero de sentido contrario, a este momento se le llama momento equilibrante. El momento equilibrante es tomado proporcionalmente a la rigidez de las barras que concurren al nudo.

El problema fundamental en la distribución de momentos en los nodos a los que concurren dos o más barras, fue estudiado por Ritter, encontrando que el factor de distribución de momentos se determina con la siguiente expresión:

$$D_{ij} = ( K_{ij} / \sum K_i )$$

Donde :

$D_{ij}$  = factor de distribución

$K_{ij}$  = rigidez del elemento

### FACTOR DE TRANSPORTE

Este dependerá de las condiciones de apoyos de las barras.

Si la barra se considera doblemente empotrada el factor de transporte será:

$$T = \frac{1}{2}$$

$$K = I/L$$

Si la barra está empotrada en un extremo y articulada en el otro, entonces:

$$T = 0$$

$$K = 0.75 ( I/L )$$

Si la barra se encuentra empotrada en un extremo y en voladizo el otro:

$$T = 0$$

$$K = 0$$

Para aplicar el Método de Cross se sugiere el siguiente procedimiento:

1. Calcular las rigideces y factores de transporte.
2. Calcular los factores de distribución  $D_{ij} = ( K_{ij} / \sum K_i )$ .
3. Calcular los momentos de empotramiento  $M_e$ .
4. Obtener los momentos de desequilibrio ( $M_{des}$ ), sumando en cada nudo los momentos de empotramiento.
5. Distribuir el momento desequilibrante, multiplicándolos por su correspondiente factor de distribución, con lo que se completará el primer ciclo.

6. Transportar los momentos distribuidos a los extremos opuestos al multiplicarlos por su factor de transporte.
7. Los momentos transportados volverán a producir un nuevo desequilibrio que se distribuirá en forma análoga a la que se indica en el inciso 5, completando así un nuevo ciclo de distribución.
8. Repetir este proceso hasta lograr que el momento transportado sea cero o muy pequeño.
9. Sumar los momentos de empotramiento, los distribuidos y los transportados para obtener así el momento final o hiperestático. La suma de momentos en el nudo debe ser igual a cero.
10. Calcular los cortantes isostáticos, los cuales son iguales al cortante sobre el apoyo considerando cada tramo como simplemente apoyado.
11. Calcular los cortantes hiperestáticos sumando algebraicamente los momentos finales en los extremos de cada una de las barras y dividir este resultado entre la longitud del elemento.
12. Calcular finalmente el cortante total sumando algebraicamente el cortante isostático y el hiperestático en cada extremo de barra y de esa forma también las reacciones en cada nudo.
13. Dibujar los diagramas de fuerza cortante y momento flexionante que corresponda.

## **6.2 Método de las Rigideces.**

“Aceptando la hipótesis de comportamiento elástico lineal, se pueden considerar como exactos a los métodos matriciales. Estos métodos se clasifican en dos: de las rigideces o de los desplazamientos, y de las flexibilidades o de las fuerzas; los nombres aluden a las cantidades que se consideran como incógnitas en el planteamiento del problema de análisis” (Bazán Zurita, Meli Piralla, 1989,30).

El Método de las Rigideces permite analizar estructuras modeladas con elementos barra como vigas, armaduras, marcos, retículas y estructuras en el espacio.

Este método es aplicable a estructuras estáticamente determinadas e indeterminadas y proporciona los desplazamiento y las fuerzas directamente.

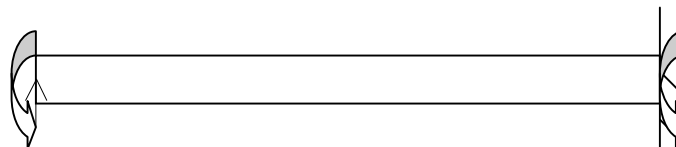
Este método consiste en definir la relación fuerza-desplazamiento de cada elemento usando las propiedades de los materiales que los componen y relacionándolos entre sí mediante los conceptos de equilibrio y compatibilidad.

Grado de libertad es la posibilidad que tiene un nudo de moverse en forma independiente, en cierta dirección. En marcos los movimientos son giros o desplazamientos en los nudos. Si no se consideran las deformaciones axiales de las vigas y columnas, los grados de libertad son tan sólo los seis primeros, y si se aprovecha la simetría de la estructura, se pueden reducir aun más los grados de libertad.

Lo primero que debe hacerse es obtener la matriz de rigideces de las piezas aisladas (vigas y columnas) que forman la estructura, para los grados de libertad que les correspondan.

El elemento  $k_{ij}$  de una matriz de rigideces  $K$  es la fuerza o momento que se necesita aplicar a la estructura en la dirección del grado de libertad  $i$  para que se produzca un desplazamiento unitario en la dirección del grado de libertad  $j$ . El conjunto ordenado de los valores  $k_{ij}$  constituye la matriz de rigideces. Las matrices de rigidez son cuadradas, simétricas y su tamaño es igual al número de grados de libertad.

Al aislar un elemento de un sistema estructural plano, el estado de esfuerzos que se presenta en cada uno de sus extremos está definido por tres acciones; una fuerza axial a lo largo del eje “x”, una fuerza cortante que actúa a lo largo del eje “y” y un momento flexionante alrededor de “z”, como se muestra a continuación:



Para establecer la relación entre fuerza y desplazamiento es necesario usar las propiedades geométricas de los materiales de los elementos del sistema estructural, así como los conceptos de equilibrio y compatibilidad. La relación entre las acciones de los extremos que mantienen al elemento en una configuración deformada y los desplazamientos correspondientes, se puede describir como:

$$\{F\} = [K]\{D\}$$

en donde  $[K]$  es la matriz de rigideces del elemento,  $\{D\}$  es el vector de desplazamientos y  $\{F\}$  es el vector de fuerzas en los nodos.

Para deducir la matriz de rigideces de un sistema plano se aplica a la barra un desplazamiento unitario en cada una de las posibles direcciones, quedarán por tanto 3 columnas por cada nodo, una al aplicar un desplazamiento unitario en dirección horizontal correspondiente a las fuerzas axiales, otra correspondiente al desplazamiento unitario en dirección vertical (fuerzas cortantes) y la última correspondiente a los momentos flexionantes.

Por tratarse de un sistema elástico lineal, la fuerza total sobre los extremos de la barra es la suma de los casos individuales y queda representado de la siguiente forma:

$X'_A$	$EA/L$	0	0	$-EA/L$	0	0	$u'_A$
$Y'_A$	0	$12EI/L^3$	$6EI/L^2$	0	$-12EI/L^3$	$6EI/L^2$	$v'_A$
$M'_A$	0	$6EI/L^2$	$4EI/L$	0	$-6EI/L^2$	$2EI/L$	$F'_A$
$X'_B$	$-EA/L$	0	0	$EA/L$	0	0	$u'_B$
$Y'_B$	0	$-12EI/L^3$	$-6EI/L^2$	0	$12EI/L^3$	$-6EI/L^2$	$v'_B$
$M'_B$	0	$6EI/L^2$	$2EI/L$	0	$-6EI/L^2$	$4EI/L$	$F'_B$

Donde:

E = Módulo de elasticidad

$A$  = Área de la sección transversal

$I$  = Momento de inercia con respecto a "z"

$F$  = Desplazamiento angular

$M$  = momento flexionante alrededor de "z"

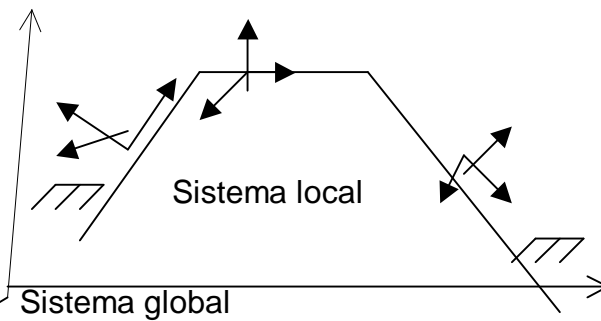
$V$  = Fuerza cortante en la dirección "y"

$N$  = Fuerza axial

$v$  = Deflexión de una viga

$u$  = Desplazamiento axial

El sistema coordenado global de la estructura se identifica con los ejes x-y, y el sistema coordenado local que emplea cada elemento, se identifica con los ejes x-y. Las acciones y desplazamientos de los extremos de los elementos, están definidos respecto a los ejes locales del elemento. A cada barra le corresponde un sistema de referencia local que en general difiere de la referencia global.



La matriz de rigideces en el sistema global de una barra quedará determinado por:

$Nx_1$	$A$	$B$	$D$	$-A$	$-B$	$D$	$M_1$	
$Vy_1$	$B$	$C$	$E$	$-B$	$-C$	$E$	$V_1$	
$M_1$	$D$	$E$	$F$	$-D$	$-E$	$F/2$	$F_1$	
$Nx_2$	$=$	$-A$	$-B$	$-D$	$A$	$B$	$-D$	$M_2$ + F.E.P.
$Vy_2$		$-B$	$-C$	$-E$	$B$	$C$	$-E$	$V_2$
$M_2$		$D$	$E$	$F/2$	$-D$	$-E$	$F$	$F_2$



Donde:

$$A = (E.A/L) \cos^2 \alpha + (12E.I/L^3) \sin^2 \alpha$$

$$B = (E.A/L - 12E.I/L^3) \sin \alpha \cos \alpha$$

$$C = (E.A/L) \sin^2 \alpha + (12 E.I/L^3) \cos^2 \alpha$$

$$D = (-6E.I/L^2) \sin \alpha$$

$$E = (6E.I/L^2) \cos \alpha$$

$$F = 4E.I/L$$

F.E.P. = Fuerzas de empotramiento perfecto.

Las vigas continuas están sometidas fundamentalmente a flexión y a fuerzas cortantes, las fuerzas axiales son tan pequeñas, que pueden despreciarse y por lo tanto la matriz de rigideces de una viga continua quedará reducida a sólo cuatro grados de libertad.

### 6.3 Método de las flexibilidades.

Flexibilidad es el desplazamiento causado por una fuerza unitaria. Como en el ejemplo anterior, las tres reacciones son desconocidas, para conocer los desplazamientos en la estructura primaria, se considera que las fuerzas redundantes tienen un valor unitario. Los desplazamientos que se obtienen son coeficientes de flexibilidad, representándose de la siguiente forma:

$$\{ U_{i0} \} + [ f_{ij} ] [ R_j ] = \{ 0 \}$$

donde:

$\{ U_{i0} \}$  = vector de desplazamientos en la estructura primaria.

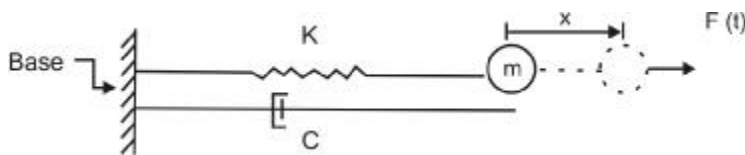
$[ f_{ij} ]$  = matriz de flexibilidades

$[ R_j ]$  = vector de redundantes

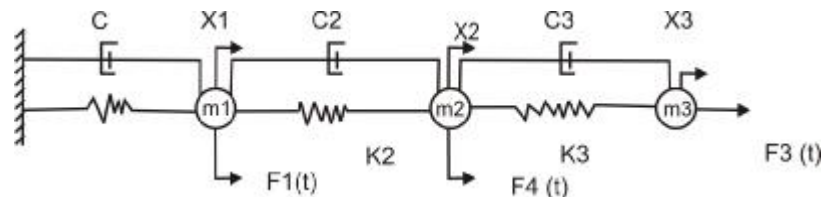
### 6.4 Análisis Sísmico Modal Espectral

En este tipo de análisis las estructuras se consideran como cuerpos continuos, por lo que, para definir una configuración deformada se requiere un número infinito de grados de libertad. A los sistemas que tienen un número infinito de grados de libertad se les llama “sistemas discretos”. En el caso de edificios la masa se considera concentrada al nivel de la losa, y se supone que sólo puede desplazarse lateralmente, es decir, no puede rotar.

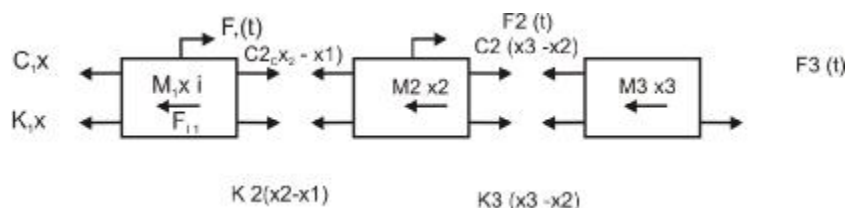
Las masa se conectan a través de un resorte elástico de masa cero y rigidez la del entrepiso tal y como se muestra en las siguiente figura.



Un sistema está constituido por una masa concentrada que puede tener un desplazamiento horizontal “x” ligado a la base mediante un elemento elástico (rigidez) y un amortiguador.



En cierto instante en que la masa y su base están moviéndose, en la ecuación de equilibrio dinámico intervienen la fuerza de inercia, que es igual a la masa por la aceleración absoluta, la fuerza de rigidez y la fuerza de amortiguamiento. En estas circunstancias y aplicando el principio de D’Alembert, que establece que “Una masa desarrolla una fuerza de inercia proporcional a su aceleración y en sentido opuesto”, se tiene lo siguiente:



$SF_x + \beta$

$$F_I + F_A + F_k - F(t) = 0$$

$$F_I + F_A + F_k = F(t)$$

$$F_I = m \cdot a$$

$$F_A = c \cdot v$$

$$F_k = k \cdot x$$

La ecuación de equilibrio dinámico queda por tanto:

$$m \cdot a + c \cdot v + kx = F(t)$$

Por otro lado, es importante definir los siguientes parámetros útiles para los análisis que deben hacerse:

Frecuencia circular natural del sistema:

$$W = (k/m)^{1/2} \quad k = \text{rigidez del sistema} \quad m = \text{masa}$$

Periodo natural de vibración del sistema:

$$T = 2\pi/w$$

Porcentaje de amortiguamiento crítico:

$$\alpha = C/C_{cr}$$

$$c = \text{amortiguamiento del sist.} \quad C_{cr} = \text{amortiguamiento crítico}$$

Los parámetros que caracterizan un modelo dinámico son las frecuencias circulares naturales ( $w$ ). El problema asociado al determinar estos valores se denomina “problemas de valores característicos”, a partir de los cuales se pueden encontrar los modos de vibración, que no son más que la configuración deformada de la estructura debida a una sollicitación dinámica.

Si se considera un sistema estructural en vibración libre con  $2n$  grados de libertad sin amortiguamiento, se obtiene la ecuación

$$m \cdot a + k \cdot x = 0$$

La solución a esta ecuación diferencial se puede plantear de la siguiente forma:

$$X = A \cos(\omega t - \mathbf{f})$$

Donde:

X = desplazamiento dinámico en cada masa

A = vector de amplitudes de desplazamiento (modos de vibrar)

W = frecuencia circular natural del sistema.

t = tiempo

$\mathbf{f}$  = arco tangente de  $V_0/\omega X_0$

$X_0$  = desplazamiento para t = 0 segundos

$V_0$  = velocidad para t = 0 segundos

Las componentes del vector modal son las amplitudes de los desplazamientos reales en cada masa. De lo anterior se puede definir el modo de vibración como una configuración deformada de la estructura bajo una frecuencia dada. Por otro lado, el número de modos de vibrar de la estructura está asociado a los grados de libertad de la misma, así, para “n” grados de libertad se tendrán “n” modos de vibrar.

Si se usa el análisis modal deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso podrán considerarse menos de 3 modos en cada dirección de análisis.

Una vez que se determinan los modos de vibrar que tiene una estructura, es necesario combinarlos para conocer el comportamiento del edificio ante una excitación dinámica específica. La respuesta final será la combinación de las respuestas independientes de cada uno de los modos de vibrar multiplicados por un factor denominado “Coeficiente de participación”, con estos coeficientes se determinan las respuestas modales que se combinan para obtener las respuestas totales.

Con la aplicación del análisis modal se sugieren los siguientes pasos:

1. Determinar los modos naturales de vibración con sus correspondientes frecuencias y periodos.
2. Con base en el destino de la estructura y su ubicación, se determina el espectro de pseudo-aceleración a considerar, es decir, se calcula la aceleración ( $a_R$ ) y el factor de comportamiento sísmico o coeficiente de reducción por ductilidad ( $Q_R$ ) para cada modo.
3. Se calcula  $f_R$ , la cual es una función que expresa la variación con respecto al tiempo de la participación del modo R, y que es igual a:

$$f_R = a_R g / w_R^2 Q_R$$

4. Se calcula el coeficiente de participación:

$$C_R = (S \sum m_i A_{iR}) / (S \sum m_i A_i^2)$$

Donde: R = modo de vibrar

$m_i$  = masa

$A_{iR}$  = Amplitud modal

5. Calculo de los desplazamientos:

$$X_{iR} = C_R f_R A_{iR}$$

6. Se calculan los cortantes en los entrepisos:

$$V_{iR} = X_{iR} k_i$$

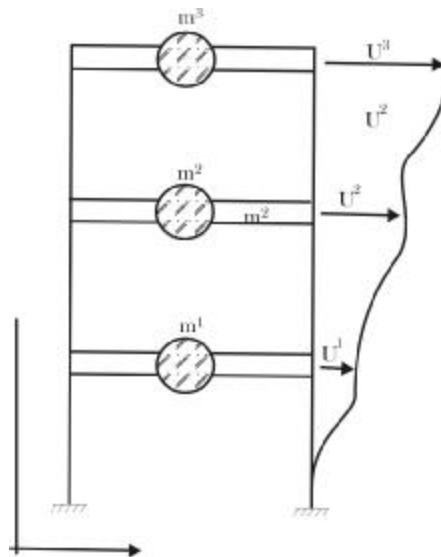
7. Se obtienen los desplazamientos de diseño. Estos se calculan multiplicando los desplazamientos "Xi" obtenidos en el paso 5 por "Q" (coeficiente de reducción por ductilidad).

## 6.5 Análisis Sísmico Estático.

Este método se basa en la determinación de la fuerza lateral total a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad para después distribuir el cortante basal, en fuerzas concentradas a

diferentes alturas de la estructura, obtenidas al suponer que esta va a vibrar esencialmente en su primer modo. El RCDF acepta este método en estructuras de altura no mayor de 60 metros. Se debe, sin embargo, evitar su empleo en estructuras que tengan geometría muy irregular en planta o elevación, o distribuciones no uniformes de masas y rigideces.

Se supone que existe una variación lineal de las aceleraciones con altura de los entresijos, partiendo de cero en la base y llegando a un valor máximo en el último nivel.



La relación de  $F_i$  con  $a_i$  se obtiene a través de la masa:

$$F_i = (W_i h_i / S W_i h_i) C_s W T$$

Donde  $C_s = c/Q'$

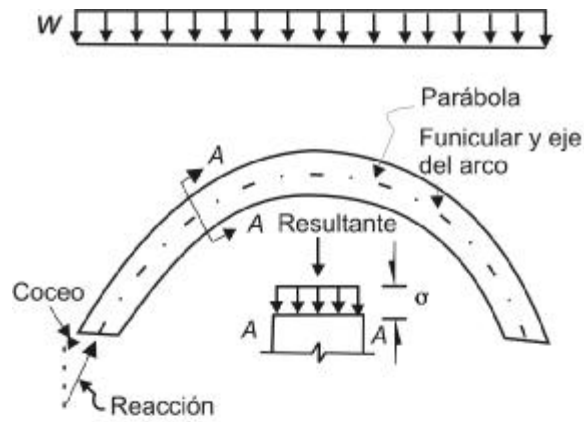
**CAPÍTULO 7**  
**DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS RESISTENTES**

## **7.1 Elementos estructurales básicos.**

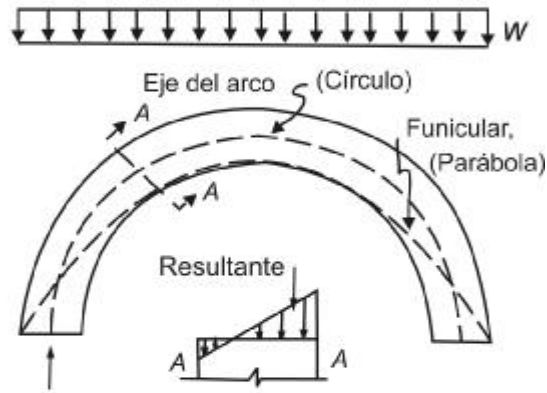
El poste es el elemento barra sujeto a compresión axial al cual comúnmente se llama columna. El estado de compresión lleva como característica fundamental la posibilidad de pandeo. Por ello, en el poste, la resistencia no depende sólo del área transversal y del esfuerzo resistente del material, sino del módulo de elasticidad, y de la longitud del elemento, de las condiciones de apoyo y de la forma de la sección. La sección tubular es muy eficiente, ya que tiene una resistencia a la compresión considerable. El concreto y las mamposterías requieren de secciones robustas que hacen menos importantes los problemas de pandeo, que son, por el contrario, críticos en postes de acero.

El arco es una estructura rígida que transmite las cargas a los apoyos por compresión pura sólo si su forma corresponde exactamente al funicular de las cargas aplicadas.



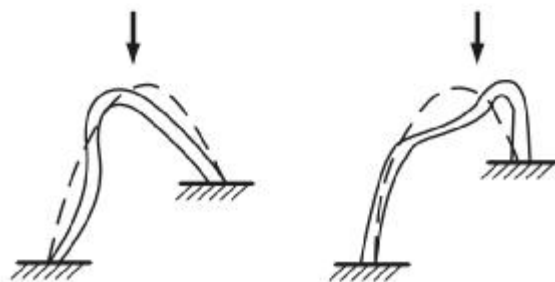


a) Arco parabólico bajo carga uniforme



b) Arco circular bajo carga uniforme

Esfuerzos en arcos de diferentes formas.



Esfuerzos en arcos de diferentes formas.

Por estar sujeto a compresiones elevadas, el arco puede fallar por pandeo transversal si no cuenta con apoyo transversal, o por pandeo en el plano cuando su sección es muy esbelta. Un arco continuo es una estructura hiperestática. Se requieren tres articulaciones para que sea isostático y de cuatro para que se vuelva un mecanismo. Por su hiperestaticidad, los arcos continuos están sujetos a efectos de temperatura y de hundimientos diferenciales de sus apoyos. El arco es la forma natural de transmitir cargas transversales con materiales que no tienen capacidad apreciable en tensión y, por tanto, no son aptos para transmitirla por flexión como en las vigas, sólo por compresión como en los arcos.

Una viga es una barra sujeta a cargas normales a su eje, aunque este nombre comúnmente sólo se utiliza para nombrar elementos horizontales. Una viga resiste y transmite a sus apoyos la carga por medio de flexión y cortante. La variación de esfuerzos normales a lo largo de la sección define una resultante de compresión y una de tensión que deben ser iguales, ya que la carga axial externa es nula. La magnitud del momento máximo que puede resistir la sección está definido por la magnitud de la resultante de esfuerzos internos de tensión y compresión que pueden desarrollarse y del brazo de palanca de dichas fuerzas.

Para aumentar la eficiencia de una sección conviene concentrar más área cerca de los extremos. En acero, las secciones "I" son las ideales para esta función; en concreto reforzado la sección "T" proporciona una mayor área de concreto en la parte superior para equilibrar en compresión la fuerza de tensión que puede desarrollar el acero en la parte inferior de la sección.

Los estados límite que rigen el comportamiento de una viga son principalmente: la falla por cortante, el pandeo lateral del patín de compresión y el pandeo local de la zona en compresión. Las vigas deben resistir también momentos flexionantes en dirección normal al plano de las cargas principales y momentos torsionantes.

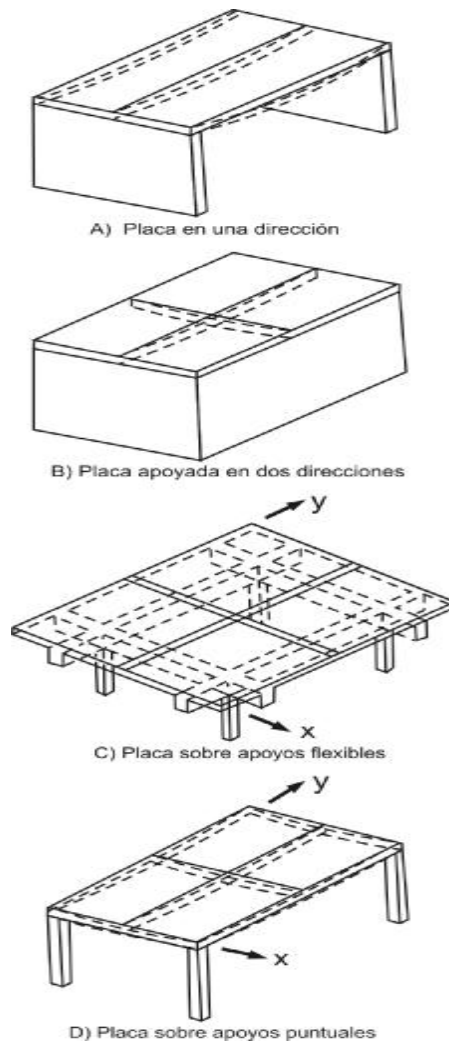
Un aspecto importante en las vigas es la revisión del estado límite de deflexiones. En estos elementos el momento de inercia necesario está regido por el cumplimiento de los requisitos de flechas máximas admisibles y no por el de resistencia. Los diagramas de momento y de cortante varían de una a otra sección según la forma de apoyo y el tipo de carga. Para que una viga funcione eficientemente es esencial contar con un material con apreciable resistencia a la tensión, como lo es el acero y la madera.

Si dos elementos están ligados por conectores que resisten los esfuerzos cortantes tangenciales en la cara de contacto, se forma una sola sección compuesta cuya rigidez es proporcional al momento de inercia de la sección total y en la cual se presenta compresión en la parte superior y tensión en la inferior.

Las placas son elementos estructurales básicos que se caracterizan por tener una dimensión muy pequeña con respecto a las otras dos y una superficie media plana. Las cargas sujetas a cargas normales a su plano y apoyadas en sus bordes o en algunos puntos, son típicas de los sistemas de piso y techo. Cuando son de concreto, o de piedra o de construcción compuesta con estos materiales, se denominan losas.

Una placa apoyada solamente en dos de sus bordes en una misma dirección funciona como una viga ancha que transmite la carga a los apoyos por medio de flexión en una dirección.

La placa sobre apoyos rígidos en todo su perímetro se flexiona con doble curvatura y su comportamiento puede visualizarse considerando que una fracción de la carga se transmite por flexión en una dirección y el resto por flexión en la otra.



En la placa apoyada sobre columnas, el total de la carga produce flexión en dirección “x” y en dirección “y” . En este caso las franjas de losa que se encuentran sobre las columnas pueden visualizarse como vigas que toman la mayor parte de la flexión. La flexión es la fuerza interna dominante en las placas con cargas normales a su plano. La fuerza cortante rara vez llega a regir el diseño.

Una placa es un elemento altamente hiperestático. La capacidad de carga de la losa se alcanza cuando se forma una configuración de líneas de fluencia suficiente para dar lugar a un mecanismo. La distribución de momentos tiende a uniformarse en las diferentes secciones, lo cual justifica el empleo de métodos

aproximados que suponen momentos constantes en las franjas que abarcan la mitad central y los cuartos extremos.

Para ser elementos de poco espesor y que trabajan a flexión, las losas sufren deformaciones importantes bajo carga, de manera que la limitación de la flecha y vibración en condiciones de servicio es el aspecto que rige normalmente el espesor de la placa. El concreto reforzado es el material más empleado en losas por su costo relativamente bajo.

El muro o pared es una placa vertical en que predominan generalmente las cargas verticales que están distribuidas de manera uniforme en toda la longitud del muro por medio de un sistema de piso. Por ello, es usualmente aceptable aislar una longitud unitaria de muro y diseñarla como una columna. Los efectos de esbeltez suelen ser importantes, de manera que la carga axial resistente de los muros corresponde a esfuerzos de compresión inferiores a los que se aceptan en columnas.

El muro o panel sujeto a cargas laterales es común en edificios y en estructuras tipo cajón en donde se aprovecha la gran rigidez lateral que estos elementos tienen por su considerable peralte, para limitar las deflexiones horizontales de la estructura.

El muro diafragma es un elemento de rigidización sujeto a un estado de cortante en el plano, su función es equivalente a la de diagonales de arriostramiento.

El muro de rigidez tiene como función esencial rigidizar y resistir cargas laterales en su plano, además de esfuerzos cortantes, esfuerzos normales debido a carga axial y flexión.

## 7.2 Trabes de concreto reforzado.

Las vigas son elementos estructurales que transmiten cargas externas transversales que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud.

En secciones doblemente reforzadas, dependiendo de las áreas y posiciones del acero, el acero a tensión y a compresión puede estar o no en la resistencia de cedencia cuando se alcanza el momento máximo, sin embargo, la mejor forma de desarrollar el análisis de esa sección es suponiendo primero que todo el acero está cediendo, modificando luego los cálculos si se encuentra que parte o todo el acero no están en tal condición.

En las vigas doblemente reforzadas pueden ocurrir fallas a tensión y a compresión, igual que en las simplemente reforzadas. En las fallas a tensión cede el acero a tensión, pero en las fallas a compresión el acero a tensión permanece dentro del rango elástico; en ambos tipos de falla el acero a compresión puede o no estar cediendo. En las vigas reales el acero a tensión siempre estará cediendo y con mucha frecuencia, la deformación en el nivel de acero de compresión es suficiente grande para que igualmente ese acero esté en esfuerzo de cedencia.

Cuando a una viga de concreto reforzado se le aplica la carga máxima, la falla se puede presentar de diferentes maneras, de acuerdo con la cantidad de acero longitudinal que tenga, presentándose los siguientes casos:

a) Vigas subreforzadas.

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.

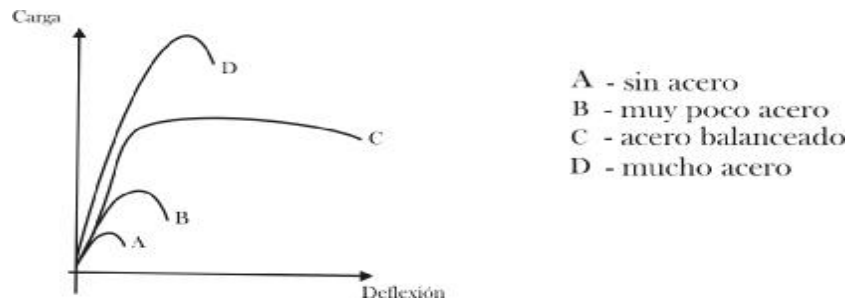
b) Vigas sobre reforzadas.

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.

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

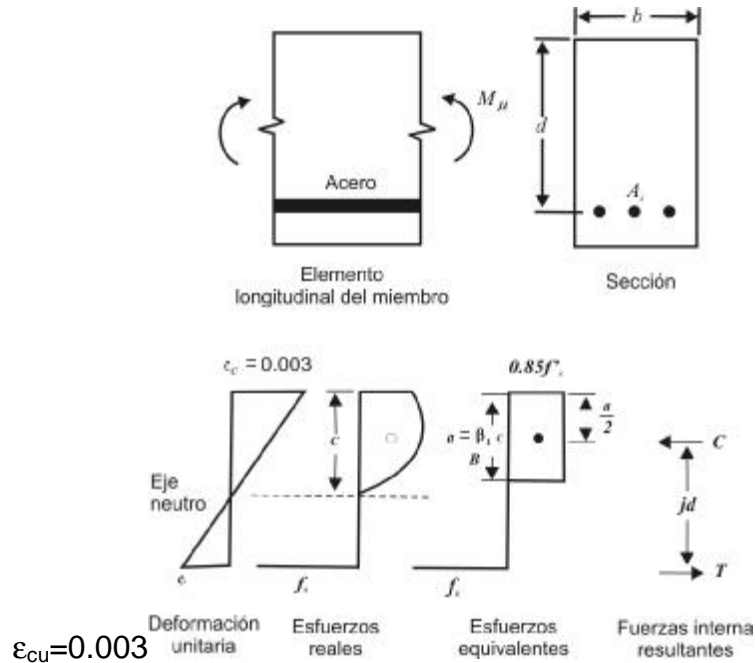


## RESISTENCIA DE ELEMENTOS SUJETOS A FLEXIÓN SIMPLE

Para determinar la resistencia de un elemento sujeto a flexión se necesitan plantear las siguientes hipótesis:

1. La distribución de deformaciones unitarias en la sección transversal de un elemento es plana.
2. Se conoce la distribución de los esfuerzos de compresión del elemento.
3. No existen corrimientos relativos en el acero y el concreto que lo rodea, es decir, existe una adherencia perfecta entre el concreto y el acero.

4. El concreto no resiste esfuerzos de tensión se considera que el concreto trabaja a una deformación útil



Mientras las deformaciones tienen una distribución lineal, la distribución de esfuerzos es similar a la curva esfuerzo deformación del concreto a compresión. Para simplificar el análisis se ha considerado una distribución rectangular de esfuerzos, propuesta por las NTC del RCDF.

## SECCIONES RECTANGULARES SIMPLEMENTE ARMADAS

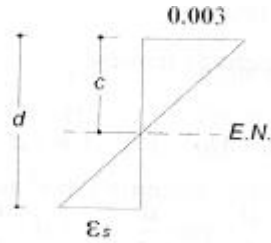
Existen tres procedimientos para el cálculo del momento resistente ( $M_R$ ) de una sección rectangular simplemente armada:

- Por tanteos.
- Mediante ecuaciones.
- A través de gráficas.

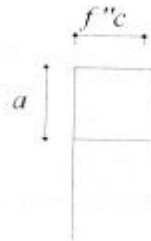
El procedimiento para calcular los momentos resistentes a través de tanteos sigue los pasos que a continuación se describen:



1. Se elige un estado de deformaciones definido por  $\epsilon_{cu}=0.003$  y un valor propuesto de la profundidad del eje neutro.



2. Se determina el estado de esfuerzos.



3. Se calcula la fuerza de compresión en el concreto.

$$C=f''c.a.b$$

4. Se calcula la deformación en el acero por triángulos semejantes y se compara con la deformación de fluencia ( $\epsilon_y = 0.002$ ).

$$\text{Si } \epsilon_s \geq \epsilon_y \quad \diamond \quad f_s = f_y$$

$$\text{Si } \epsilon_s < \epsilon_y \quad \diamond \quad f_s = \epsilon_s E_s$$

5. Se calcula la fuerza de tensión del acero.

$$T = A_s . f_s$$

6. Si  $C = T$ , proponer otro valor para la profundidad del eje neutro y repetir el procedo.

Si  $C = T$ , la profundidad del eje neutro es correcta y se calcula el  $M_R$ .

$$M_R = T( d - a/2)$$

El método que utiliza la ecuación es aplicable únicamente para secciones subreforzadas, y consiste en aplicar una ecuación que proporciona directamente el momento nominal resistente.

$$\text{Por equilibrio} \quad C = T \quad \text{ó} \quad f'c.a.b = A_s \cdot f_s$$

Dado que es una sección subreforzada, el acero de tensión fluye, por lo que  $f_s = f_y$  y también  $A_s = \rho b d$

El momento resistente se obtiene con la siguiente ecuación:

$$M_R = F_R f'c. b d^2 q (1 - 0.5q)$$

Donde:

$M_R$  = Momento resistente

$F_R$  = Factor de reducción, que para flexión las NTC del 2001 en la sección 1.6 indican un valor de 0.9

$b$  = ancho efectivo de la sección

$d$  = peralte efectivo de la sección

$q$  = relación entre el esfuerzo del acero y del concreto

## SECCIONES RECTANGULARES DOBLEMENTE ARMADAS

Existen dos formas de calcular el momento resistente en una trabe doblemente armada:

a) Por tanteos:

1. Se elige un valor de la profundidad del eje neutro.
2. Se determina el estado de esfuerzos.
3. Se calcula la fuerza de compresión en el concreto con las siguientes expresiones:

$$C = C_1 + C_2$$

Donde:

$C_1 = f'c \cdot a \cdot b$       compresión en el concreto

$C_2 = f's \cdot A_s$       compresión en el acero

Para determinar  $f's$  se calcula la deformación del acero a compresión  $\epsilon's$

$$\text{Si } \epsilon's \geq \epsilon_y \quad \diamond \quad f's = f_y$$

$$\text{Si } \epsilon's < \epsilon_y \quad \diamond \quad f's = \epsilon's E_s$$

4. Se calcula la fuerza de tensión del acero.

$$T = A_s \cdot f_s$$

5. Si  $C = T$ , se propone otro valor para la profundidad del eje neutro y se repite el proceso.

Si  $C = T$ , la profundidad del eje neutro es correcta y se calcula el  $M_R$  tomando momentos respecto al eje neutro.

b) Por la ecuación:

La ecuación para la cálculo del momento resistente en vigas doblemente armadas se obtiene de manera similar que pasa para las simplemente armadas

$$M_n = f''c \cdot b d^2 - q(1 - 0.5q)$$

El momento resistente se obtiene afectando el  $M_n$  con un factor de reducción  $F_R$  quedando la ecuación de la siguiente manera:

$$M_R = F_R [(A_s - A_s')f_y(d - a/2) + A_s'f_y(d - d')]$$

$$A = (A_s - A_s')f_y / f''c \cdot b$$

Donde:

$a$  = profundidad del bloque equivalente de esfuerzos

$A_s$  = área del acero a tensión

$A_s'$  = área del acero a compresión; y

$d'$  = distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión.

Esta ecuación es válida sólo si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección. Esto se cumple si

$$\rho - \rho' \geq (6000 b_1 d' f''c)/(6000 - f_y d f_y)$$

$$\rho' = A_s' / b d$$

## CÁLCULO DEL REFUERZO POR TENSIÓN DIAGONAL

El efecto de la fuerza cortante en elementos de concreto pueden originar la falla del elemento antes de que alcance su resistencia máxima a flexión. Las NTC del RCDF proponen refuerzo transversal en las trabes de concreto reforzado para evitar la falla del elemento por las acciones de las fuerzas cortantes que afectan a las vigas.

1. Se debe calcular la fuerza cortante que toma el concreto.

Si  $V_u \leq V_{CR}$  se colocará refuerzo mínimo que se calcula  
 $A_{vmin} = 0.25(f^*c)^{1/2} (b s / f_y)$

Si  $V_u > V_{CR}$  se colocará refuerzo a una separación calculada con la siguiente expresión:

$$s = [(F_R A_v f_y d) / V_{SR}] (\sin \vartheta + \cos \vartheta)$$

donde:

$A_v$  = área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido a una distancia  $s$ .

$\vartheta$  = ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza.

$V_{SR}$  = fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal  $V_{SR} = V_u - V_{CR}$

De acuerdo al reglamento y a las NTC se deben tomar en cuenta las siguientes limitaciones:

-  $s \geq 6 \text{ cm}$

- Si  $1.5 F_R b.d(f^*c)^{1/2} > V_u > V_{CR}$

$$s_{\max} = 0.5d.$$

- Si  $1.5 F_R b.d(f^*c)^{1/2} < V_U$

$s_{max} = 0.25d$

### 7.3 Columnas de concreto reforzado.

En las columnas se presentan acciones combinadas de flexión y compresión. Las columnas se pueden clasificar :

a) De acuerdo a la forma de su sección transversal:

- Columnas circulares
- Columnas rectangulares
- Cualquier forma

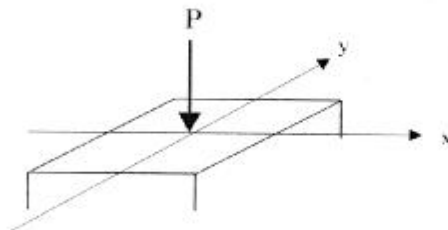
b) De acuerdo a su armado transversal:

- Columna con estribos
- Columna con zunchos

c) Según su carga:

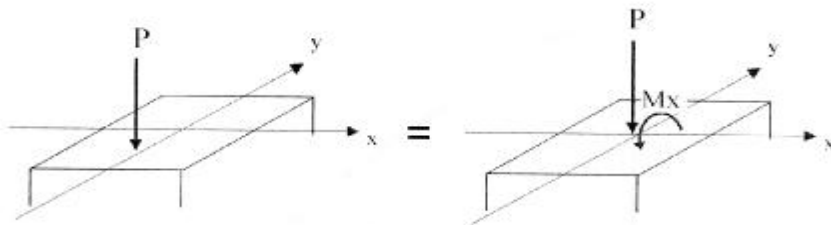
- Carga axial
- Carga excéntrica

✓ Carga axial



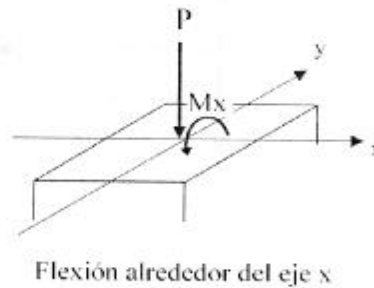
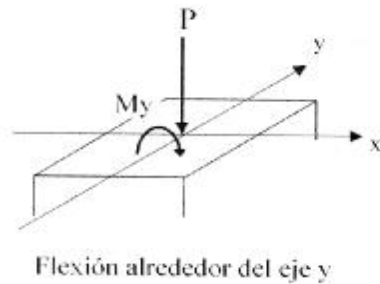
La carga P coincide con el eje de la columna.  
(estas columnas no existen en la realidad)

✓ La carga P excéntrica.

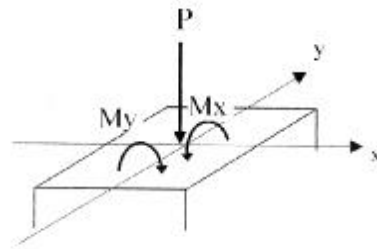


d) Según el sentido de la flexión:

- Flexión alrededor del eje y
- Flexión alrededor del eje x



e) Columna real : Son aquellas que están sujetas a la acción combinada de flexión y compresión.



## COLUMNAS SUJETAS A LA ACCIÓN COMBINADA DE FLEXIÓN Y COMPRESIÓN

Las recomendaciones que proporciona el RCDF y las NTC para el diseño de columnas de concreto reforzado son las siguientes:

- $f''c = 0.68 f'c$
- $f'c \geq 200 \text{ kg/cm}^2$
- $b \geq 20 \text{ cm}$
- $h \leq 4b$
- $F_R = 0.8$  Núcleo confinado
- $F_R = 0.7$  Núcleo no confinado

El recubrimiento mínimo que debe tener una columna podrá ser:

1.25 veces el tamaño nominal del agregado.

1.0 veces el diámetro de la barra.

1.5 veces el diámetro de la barra más grande del paquete.

En la práctica este recubrimiento se maneja de 3cm.

La separación que se maneja entre las barras longitudinales deberá ser mayor o igual a las siguientes consideraciones:

1.5 veces el diámetro de la barra.

$L1 \geq$  1.5 veces el tamaño máximo del agregado.

4 cm.

El porcentaje de acero máximo y mínimo está determinado por las expresiones que a continuación se muestran, aunque en la práctica se utiliza  $0.01 < \rho < 0.035$ :

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

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

### CÁLCULO DEL $V_{CR}$

De acuerdo al RCDF y en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de abril de 2001 en la sección 2.5.1.3, el cálculo para el refuerzo por tensión diagonal atiende el siguiente procedimiento:

Se presentan dos casos:

1. Cuando  $P_U < F_R(0.7f^*c.A_g + 2000A_s)$

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

- Si  $\rho < 0.015$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20r) (f^*c)^{1/2} [1 + 0.007(P_U/A_g)]$$

- Si  $\rho > 0.015$

$$V_{CR} = 0.5F_R b d (f^*c)^{1/2} [1 + 0.007(P_U/Ag)]$$

Donde:

$\rho$  = área de las barras de la cara más próxima a la cara de tensión o a la de compresión para secciones rectangulares; y  $0.33A_s$  en columnas circulares.

$$A_g = b d$$

$$F_R = 0.8 \text{ para cortante}$$

2. Cuando  $P_U > F_R(0.7f^*c A_g + 2000A_s)$

En este caso  $V_{CR}$  se hará variar linealmente en función de  $P_U$ , hasta cero para  $P_U = F_R(A_g f^*c + A_s f_y)$

## CÁLCULO DE LA SEPARACIÓN DEL REFUERZO TRANSVERSAL

De acuerdo a las NTCDCEC en su sección 2.5.2.3 señala que:

Cuando  $V_U < V_{CR}$ , se colocará el refuerzo mínimo.

Cuando  $V_U > V_{CR}$  la separación de los estribos será:

$$s = [(F_R A_v f_y d) / (V_U - V_{CR})] (\sin \vartheta + \cos \vartheta)$$

Cumpliendo con  $s \leq (F_R A_v f_y) / 3.5b$

Donde:

$\vartheta$  = Ángulo del refuerzo con el eje de la pieza.

$A_v$  = Área transversal del refuerzo.

En la sección 2.5.2.4 de las NTCDCEC se encuentran las limitaciones para  $V_U$  que textualmente dicen para columnas lo siguiente:

- En ningún caso se permitirá que  $V_U$  sea superior a:



$$\frac{2F_Rbd(f^*c)^{1/2}}{[0.6F_Rbd(f^*c)^{1/2}]}$$

- $s \geq 6 \text{ cm}$
- Si  $1.5F_Rbd(f^*c)^{1/2} > V_U > V_{CR} \diamond s_{\max} = 0.5 d$
- Si  $1.5F_Rbd(f^*c)^{1/2} < V_U \diamond s_{\max} = 0.25 d$

## REFUERZO TRANSVERSAL PARA COLUMNAS

A demás de proporcionar resistencia al corte, el refuerzo transversal debe ser tal que confine adecuadamente el núcleo de concreto, de acuerdo con la sección 6.2.3.3 de las NTCDEC.

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

- $l_{\max} \leq 15 \text{ cm}$
- Anillos cerrados
- $\vartheta \leq 135^\circ$

La separación entre estribos deberá cumplir con lo siguiente:

- $Sep = [(F_RA_yfyd)/(V_U - V_{CR})](\text{sen}\vartheta + \text{cos}\vartheta)$
- $S_{\max} \leq [850/(fy)^{1/2}](\Phi \text{ refuerzo longitudinal})$
- $S_{\max} \leq 48\Phi \text{ estribo}$
- $S_{\max} \leq \frac{1}{2}$  de la menor dimensión de la columna
- $sh = A_s\pi d/r'Ac \leq 7\text{cm}$

Donde:

$A_s$  = Área de refuerzo en espiral

$ds$  = Diámetro interno de la espiral

$sh$  = Paso de la espiral

$\rho' = \% \text{ Acero del refuerzo transversal}$

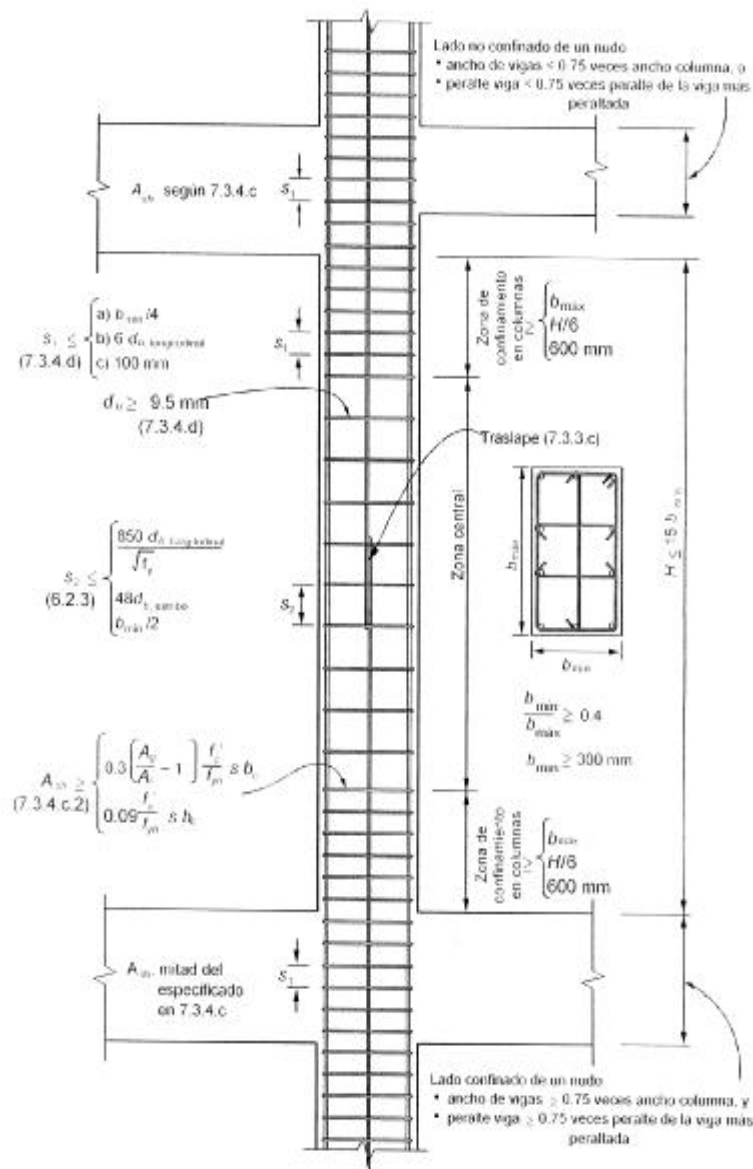
Para columnas zunchadas

$$0.45[(A_g/A_c) - 1](f'_c/f_y)$$

$\rho' \geq$

$$0.12(f'_c/f_y)$$

LONGITUD EN LA ZONA CONFINADA



## 7.4 Losas de concreto Reforzado.

Las losas son elementos estructurales bidimensionales en los que una dimensión es pequeña comparada con las otras dos. Las cargas que actúan sobre las losas son esencialmente verticales, por lo que su comportamiento está dominado por la flexión.

De acuerdo con Meli Piralla (2004), el concreto reforzado es el material más empleado para sistemas de piso por su durabilidad, moldeabilidad y economía. Existen diversas variantes que no alteran el funcionamiento estructural como losa maciza, pero que presentan algunas ventajas constructivas. La mayoría de ellas están asociadas con la intención de reducir la cimbra que es responsable de una fracción significativa del costo total y del tiempo de ejecución. Los sistemas de vigueta y bovedillas o semivigueta y bovedillas permiten la integración de unas vigas prefabricadas de concreto presforzado, o tipo armadura, con una capa de compresión colocada en sitio. La losa se hace trabajar generalmente en una sola dirección, lo que reduce en parte la eficiencia, pero por otro lado se aprovecha el acero de refuerzo de mayor resistencia y se tienen peraltes mayores con menor cantidad de concreto y acero con respecto a una losa maciza. Las bovedillas son elementos de cimbra y aligeramiento de la losa. La capa de compresión vaciada en sitio proporciona la continuidad entre los distintos elementos y es necesaria para la acción de diafragma ante fuerzas en el plano de la losa. Estos sistemas ofrecen el mejor aislamiento térmico y acústico debido a los mayores espesores y a los huecos de los elementos aligerantes.

El elemento prefabricado debe diseñarse para soportar el peso propio de todo el piso más las cargas de construcción. Debido a que en un sistema de piso el peso propio representa una parte importante de la carga total, esta condición de diseño resulta muy crítica y hace que el elemento en cuestión resulte muy robusto o que se requiera un apuntalamiento provisional.

La losa apoyada directamente sobre columnas es una solución que se ha vuelto muy popular para pisos de concreto reforzado, ya que mediante una cimbra sencilla se logra una superficie inferior plana, con un peralte total muy reducido del sistema de piso y con gran rapidez de construcción. Para claros pequeños lo más conveniente es la *placa plana maciza*, mientras que para claros mayores el peralte necesario hace esta solución muy pesada y obliga al empleo de ábacos y capiteles en el sistema denominado *losa plana*, con el fin de mantener pequeño el

espesor de la mayor parte de la losa. Para edificios comunes es más atractivo el aligeramiento formando huecos por medio de elementos removibles o que quedan formando parte de la losa, llamada en este caso *losa reticular*. Se genera en esta forma una retícula de nervaduras poco espaciadas en las que se concentra el refuerzo de flexión. El análisis de estos sistemas se realiza con métodos aproximados que permite calcular que fracción de los momentos flexionantes totales en cada dirección debe ser resistida por diferentes franjas de losa.

#### 7.4.1 Losas macizas

Las losas macizas pueden ser:

- Unidireccionales: se comportan básicamente como vigas anchas, por lo que se suelen diseñar como tales, tomando una franja de ancho unitario (un metro). Se inicia el diseño fijando un peralte que garantice que no se presentarán deflexiones excesivas, para lo cual se recomienda usar la siguiente expresión:

$$h = l/24 \qquad d = h - \text{recubrimiento}$$

El cálculo de los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes se realiza considerando la losa como una viga simplemente apoyada con un ancho de 1 m y carga uniformemente distribuida.

El acero de refuerzo necesario se calcula con las ecuaciones de flexión en vigas simplemente armadas que se encuentran en la sección 2.2.4 de las NTCDCEC donde  $M_R = F_R f''c b d^2 q(1 - 0.5q)$ .

El refuerzo obtenido deberá ser mayor que el mínimo y se coloca en la dirección paralela a la franja como lo indica la sección 2.2.1 de las NTCDCEC donde  $A_{s_{\min}} = [0.7(f'c)^{1/2}/f_y] b d$

En la dirección perpendicular se coloca acero mínimo por temperatura que se calcula de la siguiente manera  $A_s = (660 X_1)/f_y(X_1 + 100)$

Para calcular la separación entre las barras se puede aplicar la siguiente expresión:  $s = 100 a_0 / A_s$

La separación del refuerzo por cambios volumétricos no excederá de 50 cm ni de  $3.5 X_1$ .

- Bidireccionales: Para el diseño de losas que trabajan en dos direcciones las NTC proponen usar el método de los coeficientes, siempre y cuando se satisfagan las siguientes limitaciones:

- a) Los tableros son aproximadamente rectangulares
- b) La distribución de las cargas es aproximadamente uniforme en cada tablero.
- c) Los momentos flexionantes negativos en el apoyo común de dos tableros adyacentes difieren entre sí en una cantidad no mayor que 50% del menor de ellos; y
- d) 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.

#### APLICACIÓN DEL MÉTODO DE LOS COEFICIENTES:

##### 1. Revisión del peralte mínimo.

Se recomienda iniciar el diseño fijando un peralte que garantice que no se presentarán deflexiones excesivas, para lo cual las NTC proponen utilizar la siguiente expresión:

$$d_{\min} = (\text{perímetro}/250) \quad \diamond \quad \text{para concreto clase I}$$

$$d_{\min} = (\text{perímetro}/170) \quad \diamond \quad \text{para concreto clase II}$$

siempre y cuando  $f_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$  y  $w \leq 380 \text{ kg/m}^2$ , donde  $f_s = 0.6 f_y$ .

Para otras combinaciones de  $f_s$  y  $w$ , el peralte efectivo mínimo se obtendrá multiplicando por  $0.032(f_s w)^{1/4}$

En este cálculo, la longitud de lados discontinuos se incrementará 50% si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella, y 25% cuando lo sean.

## 2. Obtención de los coeficientes.

Los coeficientes se obtienen de la tabla 6.1 de las NTCDCEC-2001, para lo cual se requiere conocer:

- La relación entre los lados del tablero  $m = (a_1/a_2) = \text{lado corto/ lado largo}$ .
- La forma del apoyo del tablero: caso I monolítico, caso II no monolítico.
- Condiciones de continuidad de los bordes.

Para obtener el coeficiente se entra a la tabla con el valor de  $m$ , estableciendo el tipo de apoyo y las condiciones de continuidad. En caso de que el valor de  $m$  no se encuentre de manera directa en la tabla se deberá realizar una interpolación.

## 3. Cálculo de los momentos últimos.

Con los coeficientes obtenidos se calcula el valor del momento por unidad de ancho en la franja central del tablero, de la siguiente manera:

$$M = \text{Coef} \times 10^{-4} w a_1^2$$

Cuando los momentos obtenidos en el borde común de dos tableros adyacentes sean distintos, se distribuirán dos tercios del momento de disequilibrio entre los dos tableros si éstos son monolíticos con sus apoyos, o la totalidad de dicho momento no lo son.

Para la distribución se supondrá que la rigidez del tablero es:

$k = d^3/a_1$  y el factor de distribución se obtiene como  $f_d = k_i/\Sigma k_i$

4. Diseño por flexión.

Con el momento último obtenido en este método se calcula el área de acero y la separación de las varillas que habrán de cubrirla.

El refuerzo obtenido deberá ser mayor que el mínimo por temperatura.

$$A_{st} = 660 X_1/[f_y(X_1 + 100)]$$

Para calcular la separación de las barras se puede aplicar  $s = 100 a_0/A_s$

La separación no excederá de 50 cm ni de  $3.5 X_1$ .

5. Revisión del peralte por cortante.

Debe verificarse que el cortante resistente  $V_{CR}$  sea mayor o igual al cortante último  $V_U$ .

$$V_{CR} = 0.5F_{Rbd}(f^*c)^{1/2} \geq V_U = (a_1/2 - d)[w_u/1 + (a_1/a_2)^6]$$

6. Armado de la losa.

Para el armado de la losa, un aspecto importante a considerar es garantizar que el acero se coloque en las zonas donde se desarrollan los esfuerzos de tensión. Para cumplir con este aspecto, se disponen dobleces llamados *columpios*, de tal manera que la varilla quede colocada en la parte inferior en los centros de los claros, que es donde se presentan los momentos



positivos y en la parte superior en las zonas de los apoyos, lugar donde se tendrán momentos negativos.

#### **7.4.2 Losas encasetonadas**

Las losas encasetonadas están formadas por nervaduras y bloques de material ligero o alvéolos formados por moldes removibles como anteriormente se mencionó. Este tipo de losas se utiliza para salvar grandes claros o para soportar cargas lineales o concentradas sobre ella. También se utilizan para apoyarse directamente sobre columnas, aunque no se recomienda en estructuras de más de 5 niveles.

Los bloques que se pueden utilizar en este tipo de losas son el casetón o bloque de concreto ligero, que tiene un peso de entre 8 y 10 kg/pieza con dimensiones de 20cm X 20cm X 40cm; los bloques de espuma de poliestileno que es un derivado del petróleo, los casetones se forman uniéndose mediante vapor a altas temperaturas esferas de aproximadamente 1mm de diámetro, las ventajas que ofrece este material es que es un aislante térmico, se puede cortar con facilidad, se puede obtener cualquier peralte deseado, se vende por m<sup>3</sup> de cualquier dimensión y su peso es despreciable aunque su principal desventaja es el precio; los bloques de vidrio; bloque de barro.

Las especificaciones de NTCDCEC 2001 para losas nervadas dicen que:

La distancia entre nervaduras no será mayor de 75cm.

El ancho de las nervaduras no será menor de 10cm.

El patín de compresión no deberá tener un espesor menor de 5cm.

El peralte de las nervaduras no será mayor de 3 veces el ancho.

## **CAPÍTULO 8**

### **DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN**

La cimentación es un elemento de transición entre la estructura (superestructura), y el terreno en que ésta se apoya. Su función es lograr que las fuerzas se transmitan adecuadamente al suelo en el que la estructura se apoya, se debe de tener cuidado de que haya la seguridad adecuada contra la ocurrencia de fallas en los elementos de la cimentación o en el suelo y contra la presencia de hundimientos excesivos.

El diseño de cualquier tipo de cimentación debe incluir:

- Análisis del sistema suelo-cimentación-superestructura y la determinación de las fuerzas internas y deformaciones que se generan por esa interacción.
- La revisión de la capacidad de carga del suelo y los hundimientos que se producen por las cargas sobre el suelo.
- El dimensionamiento de la cimentación y la consideración en la superestructura de las solicitaciones debidas a los movimientos de los apoyos.
- Transmisión al terreno de cargas estáticas y dinámicas.
- Prevención de licuefacción del suelo en caso de sismos.

El comportamiento de una cimentación depende de las propiedades mecánicas del suelo subyacente. Por ser éste un material natural, sus propiedades no son controlables y son más difíciles de determinar con precisión que los de los materiales de la estructura. La respuesta de los suelos bajo carga es no lineal desde niveles bajos de esfuerzos y se modifica en forma importante con el tiempo. La distribución de esfuerzos entre el suelo y la cimentación depende de la interacción entre ambos sistemas.

## 8.1 Tipos de terreno.

Los terrenos que pueden encontrarse al proyectar una cimentación de forma general se pueden clasificar de la siguiente manera:

- Terreno vegetal: Es la capa de suelo en donde se desarrolla la vida vegetal. En este tipo de terreno no se debe cimentar, por lo cual se debe de remover totalmente hasta alcanzar el terreno natural.
  
- Rellenos: Este tipo de terrenos tiene gran cantidad de huecos y son muy heterogéneos, razón por la cual sufren asentamientos grandes y desiguales. Los rellenos pueden reconocerse fácilmente porque en ellos se encuentran restos de mortero, mampostería, restos de obras u otros residuos de materia orgánica.
  
- Terreno natural: Se pueden dividir en dos grandes grupos, los arcillosos y los arenosos.
  
- Suelos arcillosos cuyas partículas de cualquier sustancia inorgánica sean menores de 0.02 mm, tamaño para el cual comienzan a tener influencia las acciones físico-químicas. Los terrenos arcillosos son los más peligrosos para cimentar, ya que se pueden producir grandes asentamientos a largo plazo. Para poder cimentar en un terreno arcilloso se debe cuidar que las cargas estén uniformemente repartidas en la planta del edificio, dando a las bases las dimensiones necesarias para que la carga por unidad de superficie sea la misma, procurando que si se van a presentar asentamientos, estos sean uniformes y no diferenciales.
  
- Suelos arenosos no son sólo los terrenos formados por partículas de tamaño superior a las partículas de arcilla, sino los que contengan porcentajes de arcilla bajo. Las cargas en estos terrenos producen rápidamente

asentamientos, que terminan cuando se llega a la posición de equilibrio. En general son buenos para cimentar.

## 8.2 Capacidad de carga de un suelo.

Para diseñar adecuadamente una cimentación es necesario conocer la capacidad de carga del terreno, que se determina generalmente por un estudio de mecánica de suelos. La carga admisible depende principalmente de los asentamientos, los cuales deben ser compatibles con la capacidad de deformación de la estructura.

En las cargas admisibles influyen los siguientes factores:

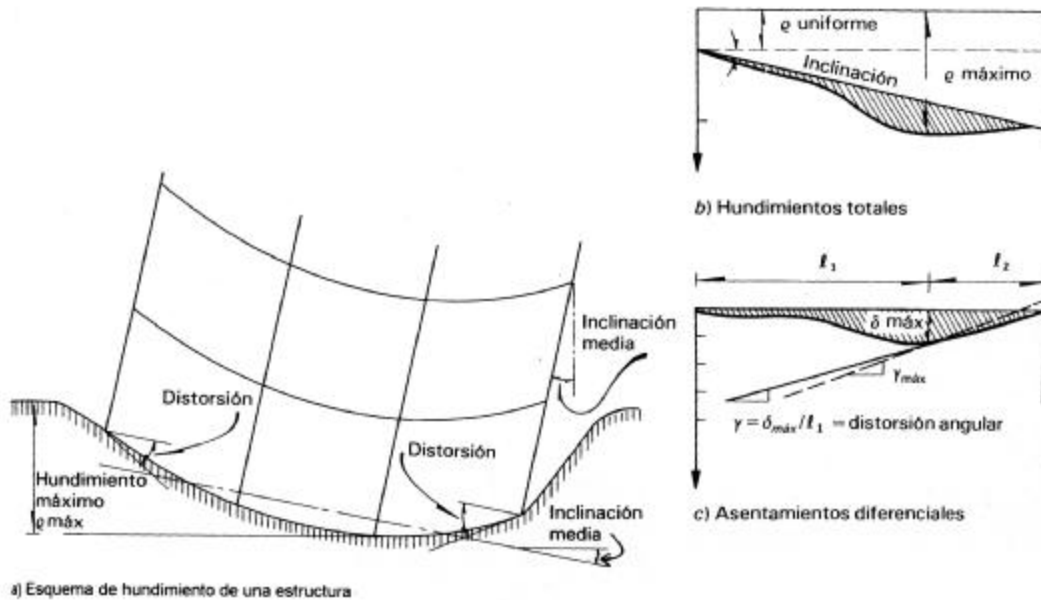
- Tipo de terreno
- Tipo de construcción
- Los asentamientos que se puedan producir
- Las dimensiones de la cimentación
- Tiempo de carga en la construcción
- Las vibraciones que puedan afectar a la construcción

## HUNDIMIENTOS ADMISIBLES

Los asentamientos de los apoyos producen fuerzas internas en la estructura, cuando ésta es hiperestática. Los reglamentos fijan límites máximos admisibles para los hundimientos, los que no deben rebasarse aunque se dimensiona la estructura para resistir sus efectos. Se considera que hundimientos menores que los admisibles pueden ser disipados por la estructura a través de deformaciones inelásticas y que, por tanto, no es necesario considerarlos en el diseño.

La configuración de asentamientos de la base de un edificio puede considerarse formada por tres componentes: un asentamiento uniforme de toda la

estructura, mas un giro de cuerpo rígido que da lugar a una inclinación o desplome del edificio; el resto del hundimiento lo constituyen los asentamientos diferenciales entre los apoyos.



Los índices del asentamiento en que se basan los requisitos reglamentarios al respecto son: el hundimiento máximo ( $\rho_{\max}$ ), la inclinación media y la distorsión angular ( $\gamma$ ).

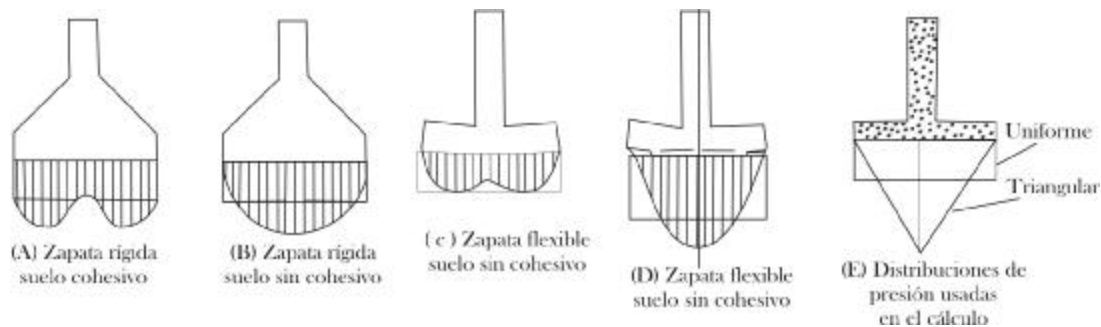
El hundimiento de una estructura como cuerpo rígido no induce en ella fuerzas internas. Un hundimiento uniforme de una construcción produce asentamientos diferenciales en las adyacentes; si éstas son sensibles a la distorsión, pueden ser dañadas por hundimientos del edificio colindante. Otra razón para limitar los hundimientos totales es que, estos pueden ir acompañados de asentamientos diferenciales debido a la erraticidad de las propiedades del subsuelo. A menos de que la cimentación y la estructura sean muy rígidas, es de esperarse que un hundimiento total de 30 cm vaya acompañado de asentamientos diferenciales entre 30 y 70 por ciento del total, los cuales en la mayoría de los casos serán admisibles. Los asentamientos totales pueden ser tolerables si ocurren en forma muy lenta en el tiempo, tal que permitan a la estructura y a las

vecinas reacomodos que redistribuyan y reduzcan sustancialmente las solicitaciones que se producen, es por ello que también se limita la velocidad de hundimiento total.

El desplome o inclinación que puede admitirse en un edificio está regido por aspectos de apariencia principalmente y de funcionamiento de la construcción. El límite de la inclinación visible está especificado por requisitos de apariencia y se considera que dentro de esos límites no se afecta de manera importante el funcionamiento de edificios usuales.

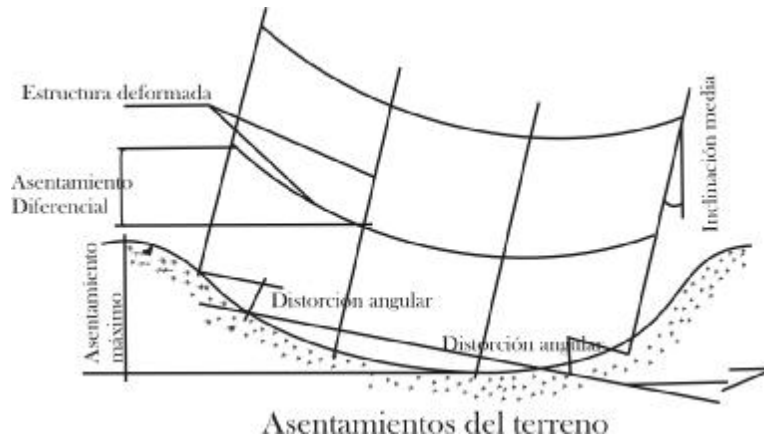
### 8.3 Presiones ejercidas por el suelo en una cimentación.

La distribución de las presiones en la superficie de contacto entre la cimentación y el suelo es muy variable y muy sensible a las rigideces relativas del suelo y la cimentación y las características propias de la estructura del suelo.



En el caso de la zapata rígida con carga centrada, la distribución de presiones no puede ser uniforme, ya que en los bordes de la misma habría un salto y la ley de distribución sería discontinua. En el caso de la zapata flexible, las presiones en las proximidades de los bordes disminuyen en ambos tipos de suelos, debido a la deformación de la zapata, y aumentan las presiones en el centro.

Para el cálculo de zapatas, estas distribuciones de las presiones se idealizan como uniformes lineales.



#### 8.4 Verificación de la seguridad de las cimentaciones.

Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, en el diseño de toda cimentación, se considerarán los siguientes estados límite, además de los correspondientes a los miembros de la estructura:

a) De falla:

1. Flotación.
2. desplazamiento plástico local o general del suelo bajo la cimentación.
3. Falla estructural de pilotes, pilas u otros elementos de la cimentación.

b) De servicio:

1. Movimiento vertical medio, asentamiento o emersión de la cimentación, con respecto al nivel del terreno circundante.
2. Inclinación media de la construcción
3. Deformación diferencial de la propia estructura y sus vecinas.

De cada uno de los movimientos se considerarán el componente inmediato bajo carga elástica, el accidental, principalmente el sismo, y el diferido, por



consolidación y la combinación de los tres. El valor esperado de cada uno de tales movimientos deberá garantizar que no se causarán daños intolerables a la propia cimentación, a la superestructura y sus instalaciones, a los elementos no estructurales y acabados, a las construcciones vecinas ni a los servicios públicos.

### **8.5 Clasificación de las cimentaciones.**

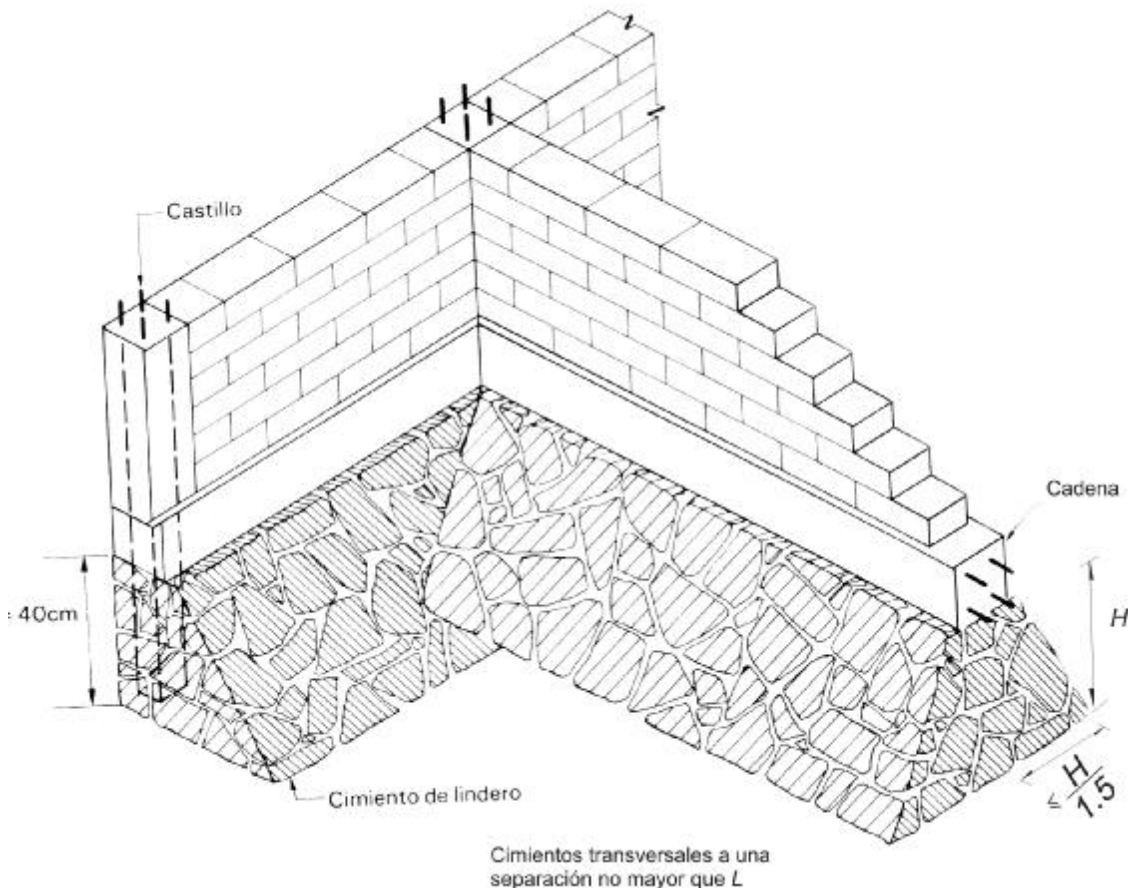
La forma más fácil de clasificar las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos a los que se transmite la mayor parte de las cargas que provienen de la construcción.

Las cimentaciones someras son aquellas que se apoyan en estratos poco profundos que tienen suficiente capacidad para resistir las cargas de la estructura. Dentro de este tipo de cimentaciones se encuentran las zapatas que pueden ser aisladas (bajo una columna), combinadas (bajo dos o más columnas) o corridas (bajo un muro o una contratrabe). Otro tipo de cimentación somera son las losas de cimentación en las cuales el apoyo se realiza sobre toda el área de la construcción. Estas losas pueden ser planas (sin vigas) o con retículas de vigas. En ocasiones la losa de cimentación, la losa de planta baja y las contratrabes y muros de linderos forman cajones de cimentación que pueden llegar a profundidades relevantes.

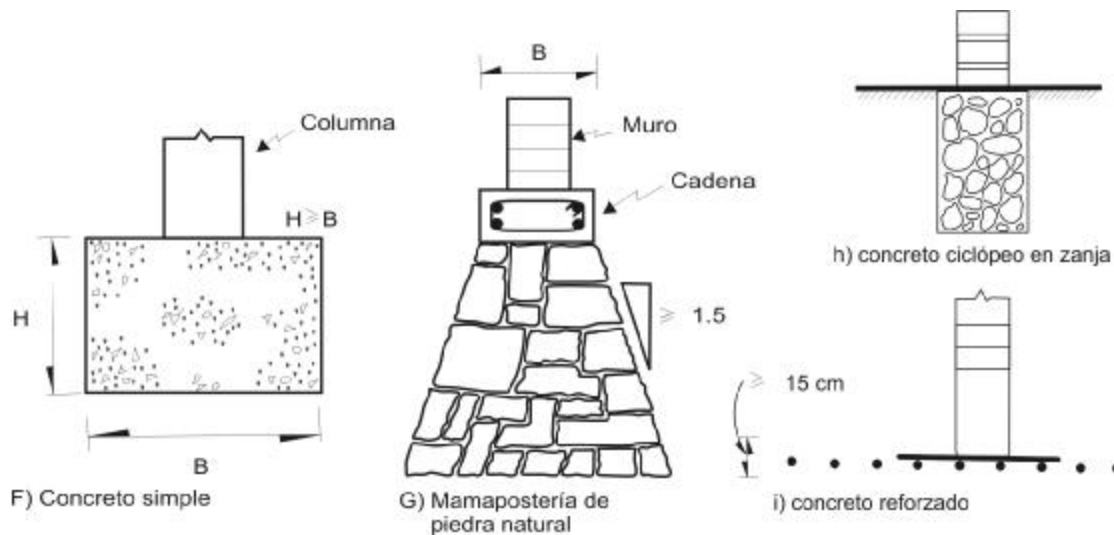
Las cimentaciones profundas están constituidas por pilotes que transmiten su carga por punta o por fricción y que se denominan pilas cuando su sección transversal es de gran tamaño. Los pilotes pueden colocarse bajo zapatas o bajo losas de cimentación y pueden combinarse con éstas de manera que la carga se resista en parte por apoyo somero y en parte por apoyo profundo.

### 8.5.1 Zapatas.

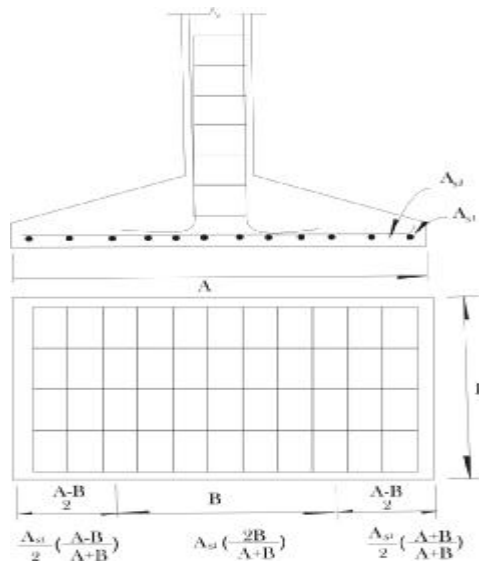
Este tipo de cimentación se usa cuando las descargas de la estructura son suficientemente pequeñas y existen a poca profundidad estratos de suelo con la capacidad de carga y rigidez necesaria para aceptar las presiones transmitidas por las zapatas sin que ocurran fallas o hundimientos excesivos. Cuando, para transmitir las cargas de la estructura al suelo sin que se produzcan presiones excesivas, se requieren grandes áreas de contacto, la solución con zapatas se vuelve ineficiente, ya que se trata de elementos que trabajan en voladizo en los que se presentan momentos flexionantes muy grandes. En estos casos conviene recurrir a losas corridas de cimentación o realizar el apoyo en estratos más firmes por medio de pilotes o de algún otro tipo de cimentación profunda. Cuando el área del terreno cubierta por las zapatas se acerca a la mitad de la total, conviene buscar otra solución para la cimentación.



Las formas de la sección de una zapata pueden ser constantes, de peralte variable y las escalonadas. En cuanto a los materiales, éstos pueden ser la mampostería de piedras naturales o el concreto simple para cargas muy bajas y principalmente para zapatas corridas. El concreto reforzado es la solución para la generalidad de los casos.



Conviene que las zapatas aisladas bajo columnas sean cuadradas en planta, ya que ésta es la forma par la cual los momentos flexionantes son menores; se recurrirá a la forma rectangular sólo cuando las condiciones del predio impidan extenderse en alguna dirección o cuando la columna transmita, además de carga axial, momentos flexionantes importantes. La zapata no es un elemento eficiente para transmitir al suelo momentos flexionantes de consideración, ya que ello implica aumentos importantes en el tamaño de zapatas lo cual las hace ineficientes.

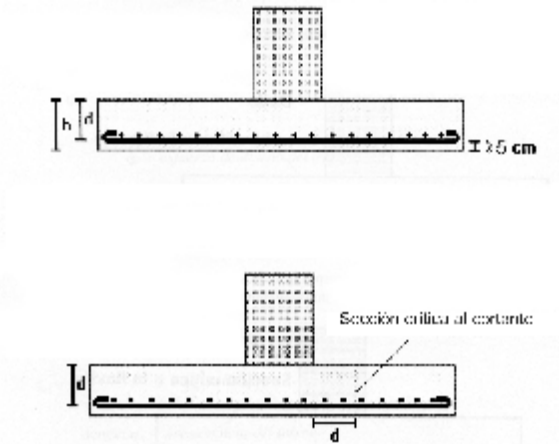


En zonas de riesgo sísmico moderado o grande es conveniente unir las zapatas de una construcción por medio de trabes de liga, cuya función es lograr que la estructura se mueva como una sola unidad ante la acción de un desplazamiento horizontal del terreno.

Las zapatas corridas bajo muros de carga serán preferentemente simétricas, excepto bajo muros de lindero, en cuyo caso hay que considerar en el diseño el efecto de la excentricidad. Estas zapatas están sujetas generalmente a una descarga uniforme en toda su longitud, por lo cual, basta analizar un tramo de longitud unitaria.

#### CRITERIOS PARA EL DISEÑO DE ZAPATAS.

- a) Los esfuerzos en el suelo no deben sobrepasar los esfuerzos admisibles.
- b) Cuando las combinaciones de carga incluyan el efecto de solicitaciones accidentales como sismos y viento, los esfuerzos admisibles pueden incrementarse en un 33.3%.
- c) El recubrimiento mínimo para el acero cuando la zapata esté en contacto directo con el terreno es de 7.5 cm, y 5.0 cm cuando se tenga una plantilla de cimentación.



- d) Las zapatas deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes en cada dirección independientemente, tomando la sección crítica a una distancia “d” desde la cara de las columnas, los dados o elementos verticales.
- e) Las zapatas deberán diseñarse para resistir fuerzas cortantes de punzonamiento o penetración, tomando como sección crítica a aquella que se ubica a una distancia “d/2” alrededor del elemento vertical de carga (columna, dado, muro, etc.)
- f) La sección crítica de flexión en una dirección se ubicará en las caras de los elementos verticales de carga.
- g) En cimentaciones de muros de mampostería, la sección crítica de diseño a la flexión se considerará ubicada en la mitad, entre el eje medio y el borde del muro.

En zapatas reforzadas en una dirección y en zapatas rectangulares reforzadas en dos direcciones, el refuerzo debe distribuirse uniformemente a través del ancho de la zapata.

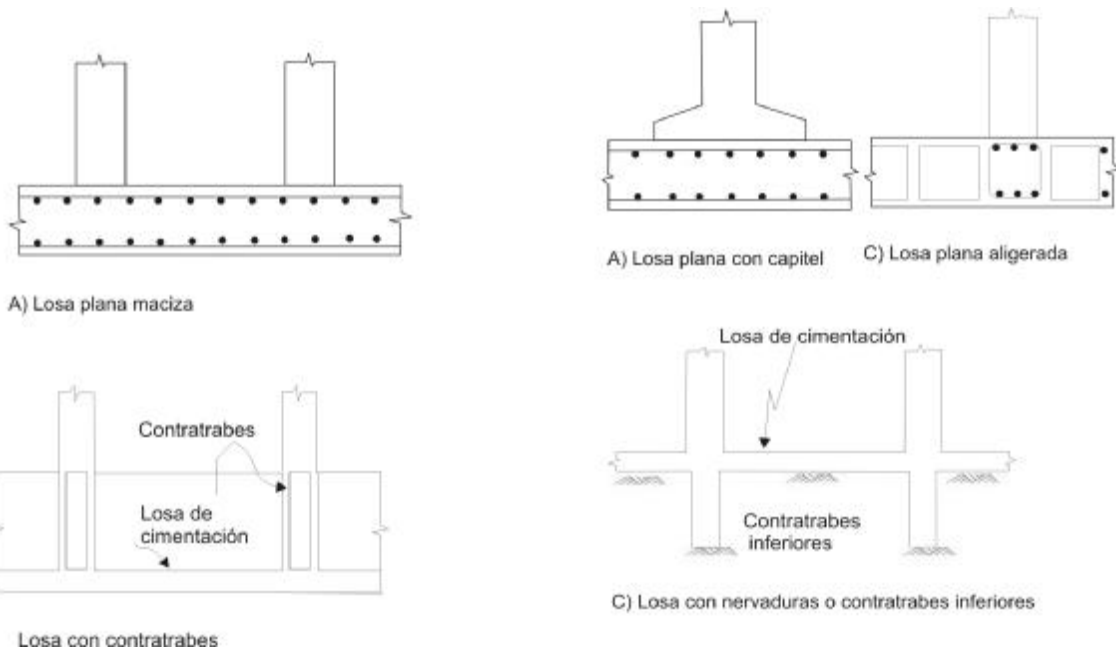
### 8.5.2 Losas de Cimentación.

Las losas de cimentación constituyen de acuerdo con Meli (2004), un tipo de cimentación somera que cubre toda el área bajo la estructura; se emplea cuando la resistencia del suelo es baja o cuando es necesario limitar de forma muy estricta los asentamientos diferenciales.

Existen principalmente dos tipos de losas de cimentación con diversas variantes.

- a) La losa plana, en la que las columnas se apoyan directamente sobre la losa de cimentación sin que existan vigas de unión en los ejes de columna.
- b) La losa con contratraves, llamadas también vigas de cimentación, las cuales se emplean cuando los claros y las cargas son elevadas .

La construcción de una losa de cimentación implica la excavación total del suelo bajo la construcción hasta cierto nivel. Con ello se está liberando el suelo subyacente de la carga de material excavado, lo cual ayudará a que no se presenten incrementos de esfuerzos ni hundimientos en el subsuelo.



El procedimiento más sencillo para analizar este tipo de cimentación es el de considerarla como *piso invertido*: esto es, suponer que las columnas son apoyos fijos y la losa está cargada con una presión uniforme igual a la carga total por unidad de área transmitida por la estructura. En estas condiciones, el análisis se realiza como el de un sistema de piso, sea por franjas ortogonales en el método del marco equivalente o por áreas tributarias.

Los momentos flexionantes pueden determinarse con métodos aproximados como el de los coeficientes del código del ACI.

Al igual que para el dimensionamiento de zapatas, se emplean para el de las losas de cimentación los procedimientos normales para dimensionamiento de elementos de concreto. Deben tenerse las precauciones siguientes en las losas y contratrabes de cimentación.

La relación claro y peralte,  $L/h$ , de las contratrabes con frecuencia hace que éstas deban dimensionarse como vigas diafragma (cuando  $L/h < 2.5$ ).

La poca precisión con que puede determinarse la distribución de los momentos y cortantes en las contratrabes no justifica configuraciones de refuerzo muy elaboradas. Es importante tener secciones doblemente reforzadas para contar con alta ductilidad que permita redistribuciones importantes de momentos y para absorber momentos que pueden ser de signo contrario a los determinados por el análisis.

Por las dimensiones normalmente robustas de losas y contratrabes, hay que prestar atención a los requisitos de refuerzo mínimo por cambios volumétricos.

En cimentaciones de losas planas debe revisarse la resistencia al punzonamiento de la losa por parte de las columnas.

## **CAPÍTULO 9**

### **DISEÑO DEL EDIFICIO**



## 9.1 Estimación de cargas gravitacionales.

En este apartado se muestran los lineamientos que se siguieron para el dimensionamiento preliminar de los elementos estructurales y el cálculo de la magnitud de las fuerzas que actúan sobre éstos, utilizando el método de áreas tributarias, ya que el edificio es un sistema a base de marcos, así como el peso de los mismos.

### CALCULO DE PESOS PROPIOS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

Para el cálculo de cargas se tomarán en cuenta tanto las cargas vivas máximas, las vivas instantáneas y las muertas. Las cargas vivas utilizadas están de acuerdo con lo establecido en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal .

#### PESO DE LOSAS

##### - Losa encasetonada de azotea.

$$\text{Espesor equivalente : } d_{eq} = c + 4ND - 4N^2D$$

Donde c = espesor de la capa de compresión

N = ancho de la nervadura

D = altura del casetón de poliestileno

$$d_{eq} = (0.05\text{m}) + 4(0.15\text{m})(0.20\text{m}) - 4(0.15\text{m})^2(0.20\text{m})$$

$$\underline{d_{eq} = 0.152\text{m}}$$

Cintarilla:	$(1.0\text{m})(1.0\text{m})(0.015\text{m})(1.6\text{T/m}^3)$	=	0.024 T/m <sup>2</sup>
Mortero cemento-arena:	$(1.0\text{m})(1.0\text{m})(0.020\text{m})(2.1\text{T/m}^3)$	=	0.042 T/m <sup>2</sup>
Tepetate:	$(1.0\text{m})(1.0\text{m})(0.100\text{m})(1.6\text{T/m}^3)$	=	0.160 T/m <sup>2</sup>
Losa aligerada:	$(1.0\text{m})(1.0\text{m})(0.152\text{m})(2.4\text{T/m}^3)$	=	0.365 T/m <sup>2</sup>
Aplanado:	$(1.0\text{m})(1.0\text{m})(0.020\text{m})(1.5\text{T/m}^3)$	=	0.030 T/m <sup>2</sup>
Carga adicional:		=	0.020 T/m <sup>2</sup>
Instalaciones		=	<u>0.030 T/m<sup>2</sup></u>
	<b>C.M.</b>	=	<b>0.671 T/m<sup>2</sup></b>

##### -Losa encasetonada de entrepiso

Terrazo:		=	0.055 T/m <sup>2</sup>
----------	--	---	------------------------

Mortero cemento-arena:	$(1.0m)(1.0m)(0.050m)(2.1T/m^3)$	=	0.105 T/m <sup>2</sup>
Losa aligerada:	$(1.0m)(1.0m)(0.152m)(2.4T/m^3)$	=	0.365 T/m <sup>2</sup>
Aplanado:	$(1.0m)(1.0m)(0.020m)(1.5T/m^3)$	=	0.030 T/m <sup>2</sup>
Carga adicional:		=	0.140 T/m <sup>2</sup>
Instalaciones		=	<u>0.040 T/m<sup>2</sup></u>
C.M.		=	<b>0.735 T/m<sup>2</sup></b>

**-Losa de azotea con tinacos**

Peso propio de los tinacos:	=	110 Kg	
Peso propio del agua:	=	4400 Kg	
Peso losa de tinacos:	=	2160 Kg	
Peso equipo hidráulico	=	<u>30 Kg</u>	
		6700 Kg	
Área del tablero:	$(7.75m)(8.50m)$	=	65.875m <sup>2</sup>
Peso tinacos por m <sup>2</sup> :	$(6.7T)/(65.875m^2)$	=	0.102 T/m <sup>2</sup>
Peso muros por m <sup>2</sup> :	$(0.14m)(1.5m)(12m)(1.6T/m^2)/65.875m^2$	=	0.0612 T/m <sup>2</sup>
Peso de tinacos:		=	<u>0.163 T/m<sup>2</sup></u>
Peso total del tablero:	$(0.771 T/m^2) + (0.163 T/m^2)$	C.M. =	<b>0.934 T/m<sup>2</sup></b>

**-Peso de Trabes**

Principales N2,N3 y N4	=	$(0.30m)(0.60m)(2.4T/m^3)$	=	<b>0.432 T/m<sup>2</sup></b>
Principales N1	=	$(0.35m)(0.60m)(2.4T/m^3)$	=	<b>0.504 T/m<sup>2</sup></b>
Secundarias	=	$(0.15m)(0.30m)(2.4T/m^3)$	=	<b>0.108 T/m<sup>2</sup></b>

**-Peso de Columnas**

Columnas	=	$(0.50m)(0.50m)(2.4T/m^3)$	=	<b>0.600 T/m<sup>2</sup></b>
----------	---	----------------------------	---	------------------------------

**-Peso de cancelería**

Cancelería	=	$(0.035T/m^2)(1.80m)$	=	<b>0.063 T/m</b>
------------	---	-----------------------	---	------------------

**-Peso de muros**

Muro de 3.0m

Tabique:  $= (0.14\text{m})(3.0\text{m})(1.0\text{m})(1.6\text{T/m}^3) = 0.672 \text{ T/m}$   
 Aplanado:  $= (0.02\text{m})(3.0\text{m})(1.0\text{m})(2.1\text{T/m}^3) = \underline{0.126 \text{ T/m}}$   
 C.M. = **0.798 T/m**

Muro de 1.2m

Tabique:  $= (0.14\text{m})(1.2\text{m})(1.0\text{m})(1.6\text{T/m}^3) = 0.269 \text{ T/m}$   
 Aplanado:  $= (0.02\text{m})(1.2\text{m})(1.0\text{m})(2.1\text{T/m}^3) = \underline{0.101 \text{ T/m}}$   
 C.M. = **0.370 T/m**

**-Peso de escaleras**

Escaleras y rampa: = **0.831 T/m<sup>2</sup>**

CANALIZACIÓN DE CARGAS EN UN EDIFICIO DE AULAS DE 4 NIVELES

**CALCULO DE PESOS PROPIOS**

Losas de azotea	Ton/m <sup>2</sup>	Losas de entresuelo	Ton/m <sup>2</sup>
Cintarilla	0.024	Terrazo	0.055
Mortero c-a	0.042	Mortero	0.105
Tepetate	0.16	Losas aligeradas	0.3648
Losas aligeradas	0.3648	Aplanado	0.14
Aplanado	0.03	Carga adicional	0.03
Carga adicional	0.02	Instalaciones	0.04
Instalaciones	0.03		
	<b>0.6708</b>		<b>0.7348</b>

Losas con tinacos		Peso de trabes	Ton/m
Tablero de tinacos	0.163		
Cintarilla	0.024	Principales	<b>0.432</b>
Mortero c-a	0.042	Secundarias	<b>0.108</b>
Tepetate	0.16		
Losas aligeradas	0.3648	Peso de canchales	Ton/m
Aplanado	0.03	De 1.8m de altura	<b>0.063</b>

Cargas adicionales	0.05		
	<b>0.8338</b>	Peso de muros	Ton/m
		De 3.0m de altura	0.798
		De 1.2 m de altura	0.37

### CANALIZACIÓN DE CARGAS

#### MARCO 1

		Condición de carga	
		CM + Cvmax	CM + Cvinst
		Nivel 4	Nivel 4
Tramo A-B	Ton/m	Tramo A-B	Ton/m
Losa de azotea	1.414204	Losa de azotea	1.414204235
Tablero de tinacos	0.343642	Tablero de tinacos	0.343642
Carga viva	0.210824	Carga viva	0.147576471
	<b>1.96867</b>		<b>1.905422706</b>
Tramo B-C	Ton/m	Tramo B-C	Ton/m
Losa de azotea	0.561555	Losa de azotea	0.561555429
Carga viva	0.083714	Carga viva	0.0586
	<b>0.64527</b>		<b>0.620155429</b>
Tramo C-D	Ton/m	Tramo C-D	Ton/m
Losa de azotea	1.368432	Losa de azotea	1.368432
Carga viva	0.204	Carga viva	0.1428
	<b>1.572432</b>		<b>1.511232</b>
Tramo D-E	Ton/m	Tramo D-E	Ton/m
Losa de azotea	1.448161	Losa de azotea	1.448161371

Carga viva	0.215886	Carga viva	0.15112
	<b>1.664047</b>		<b>1.599281371</b>

### MARCO 1

		Condición de carga	
CM + Cvmax		CM + Cvinst	
Niveles 3, 2 y 1		Niveles 3, 2 y 1	
Tramo A-B	Ton/m	Tramo A-B	Ton/m
Losa de entrepiso	1.549131	Losa de entrepiso	1.549131294
Carga viva	0.737882	Carga viva	0.527058824
Muro de 3m	0.798	Muro de 3m	0.798
	<b>3.085014</b>		<b>2.874190118</b>

Tramo B-C	Ton/m	Tramo B-C	Ton/m
Losa de entrepiso	0.615133	Losa de entrepiso	0.615132571
Carga viva	0.293	Carga viva	0.209285714
Muro de 3m	0.798	Muro de 3m	0.798
	<b>1.706133</b>		<b>1.622418286</b>

Tramo C-D	Ton/m	Tramo C-D	Ton/m
Losa de entrepiso	1.498992	Losa de entrepiso	1.498992
Carga viva	0.714	Carga viva	0.51
Muro de 3m	0.798	Muro de 3m	0.798
	<b>3.010992</b>		<b>2.806992</b>

Tramo D-E	Ton/m	Tramo D-E	Ton/m
Losa de entrepiso	1.586328	Losa de entrepiso	1.586328229
Carga viva	0.7556	Carga viva	0.539714286
Muro de 3m	0.798	Muro de 3m	0.798

**3.139928**

**2.924042514**

**MARCO 2**

Condición de carga

CM + Cvmax

CM + Cvinst

Nivel 4

Nivel 4

Tramo A-B

Ton/m

Tramo A-B

Ton/m

Losa de azotea

2.346419

Losa de azotea

2.346418941

Carga viva

0.349794

Carga viva

0.244855882

Tablero de tinacos

0.343642

Tablero de tinacos

0.343642353

**3.039855**

**2.934917176**

Tramo B-C

Ton/m

Tramo B-C

Ton/m

Losa de azotea

1.1739

Losa de azotea

1.1739

Carga viva

0.175057

Carga viva

0.1225

**1.348957**

**1.2964**

Tramo C-D

Ton/m

Tramo C-D

Ton/m

Losa de azotea

2.346419

Losa de azotea

2.346418941

Carga viva

0.349794

Carga viva

0.244855882

**2.696213**

**2.591274824**

Tramo D-E

Tramo D-E

Losa de azotea

2.387281

Losa de azotea

2.387281371

Carga viva

0.355886

Carga viva

0.24912

**2.743167**

**2.636401371**

Niveles 3, 2 y 1

Niveles 3, 2 y 1

Tramo A-B

Ton/m

Tramo A-B

Ton/m

Losa de entrepiso

2.570287

Losa de entrepiso

2.570287176

Carga viva	1.224279	Carga viva	0.874485294
Muro de 1.2m	0.37	Muro de 1.2m	0.37
Cancelería	0.063	Cancelería	0.063
	<b>4.227567</b>		<b>3.877772471</b>

Tramo B-C	Ton/m	Tramo B-C	Ton/m
Losa de entrepiso	1.2859	Losa de entrepiso	1.2859
Carga viva	0.6125	Carga viva	0.4375
	<b>1.8984</b>		<b>1.7234</b>

Tramo C-D	Ton/m	Tramo C-D	Ton/m
Losa de entrepiso	2.570287	Losa de entrepiso	2.570287176
Carga viva	1.224279	Carga viva	0.874485294
Muro de 1.2m	0.37	Muro de 1.2m	0.37
Cancelería	0.063	Cancelería	0.063
	<b>4.227567</b>		<b>3.877772471</b>

Tramo D-E	Ton/m	Tramo D-E	Ton/m
Losa de entrepiso	2.615048	Losa de entrepiso	2.615048229
Carga viva	1.2456	Carga viva	0.889714286
Muro de 1.2m	0.37	Muro de 1.2m	0.37
Cancelería	0.063	Cancelería	0.063
	<b>4.293648</b>		<b>3.937762514</b>

### MARCO 3

		Condición de carga	
CM +Cvmax		CM + Cvinst	
Nivel 4		Nivel 4	
Tramo A-B y C-D	Ton/m	Tramo A-B y C-D	Ton/m
Losa de azotea	0.932215	Losa de azotea	0.932214706

Carga viva	0.138971	Carga viva	0.097279412
	<b>1.071185</b>		<b>1.029494118</b>

Tramo B-C		Tramo B-C	
Losa de azotea	0.58695	Losa de azotea	0.58695
Carga viva	0.0875	Carga viva	0.06125
	<b>0.67445</b>		<b>0.6482</b>

Tramo D-E	Ton/m	Tramo D-E	Ton/m
Losa de azotea	0.93912	Losa de azotea	0.93912
Carga viva	0.14	Carga viva	0.098
	<b>1.07912</b>		<b>1.03712</b>

Niveles 3,2 y 1	Ton/m	Niveles 3,2 y 1	Ton/m
Tramo A-B y C-D		Tramo A-B y C-D	
Losa de entrepiso	1.021156	Losa de entrepiso	1.021155882
Carga viva	0.486397	Carga viva	0.347426471
Muro de 1.2m	0.37	Muro de 1.2m	0.37
Cancelería	0.063	Cancelería	0.063
	<b>1.940553</b>		<b>1.801582353</b>

Tramo B-C	Ton/m	Tramo B-C	Ton/m
Losa de entrepiso	0.64295	Losa de entrepiso	0.64295
Carga viva	0.30625	Carga viva	0.21875
Muro de 1.2m	0.37	Muro de 1.2m	0.37
Cancelería	0.063	Cancelería	0.063
	<b>1.3822</b>		<b>1.2947</b>

Tramo D-E	Ton/m	Tramo D-E	Ton/m
Losa de entrepiso	1.02872	Losa de entrepiso	1.02872
Carga viva	0.49	Carga viva	0.35



Muro de 1.2m	0.37	Muro de 1.2m	0.37
Cancelería	0.063	Cancelería	0.063
	<b>1.95172</b>		<b>1.81172</b>

**MARCO A**

Condiciones de carga

CM + Cvmax		CM + Cvinst	
Nivel 4		Nivel 4	
Tramo 1-2	Ton/m	Tramo 1-2	Ton/m
Losa de azotea	1.299707	Losa de azotea	1.299707458
Carga viva	0.193755	Carga viva	0.135628387
Tablero de tinacos	0.31582	Tablero de tinacos	0.315820387
	<b>1.809283</b>		<b>1.751156232</b>

Tramo 2-3	Ton/m	Tramo 2-3	Ton/m
Losa de azotea	0.58695	Losa de azotea	0.58695
Carga viva	0.0875	Carga viva	0.06125
	<b>0.67445</b>		<b>0.6482</b>

Niveles 3,2 y 1

Tramo 1-2	Ton/m	Tramo 1-2	Ton/m
Losa de entrepiso	1.423711	Losa de entrepiso	1.423710555
Carga viva	0.678142	Carga viva	0.484387097
Muro de 3m	0.798	Muro de 3m	0.798
	<b>2.899852</b>		<b>2.706097652</b>

Tramo 2-3	Ton/m	Tramo 2-3	Ton/m
Losa de entrepiso	0.64295	Losa de entrepiso	0.64295
Carga viva	0.30625	Carga viva	0.21875
Muro de 3m	0.798	Muro de 3m	0.798

**1.7472**

**1.6597**

**MARCO B**

Condiciones de carga

CM + Cvmax

CM + Cvinst

Nivel 4

Nivel 4

Tramo 1-2                      Ton/m

Tramo 1-2                      Ton/m

Losa azotea 0-2.75                      1.770487

Losa azotea 0-2.75                      1.770487094

Carga viva                      0.263937

Carga viva                      0.18475566

Tablero de tinacos                      0.31582

Tablero de tinacos                      0.315820387

**2.350244**

**2.271063141**

Losa azotea 2.75-7.75                      2.05637

Losa azotea 2.75-7.75                      2.056369858

Carga viva                      0.306555

Carga viva                      0.206524387

Tablero de tinacos                      0.31582

Tablero de tinacos                      0.315820387

**2.678745**

**2.578714632**

Tramo 2-3                      Ton/m

Tramo 2-3                      Ton/m

Losa de azotea                      1.1739

Losa de azotea                      1.1739

Carga viva                      0.175

Carga viva                      0.1225

**1.3489**

**1.2964**

Niveles 3,2 y 1

Tramo 1-2                      Ton/m

Tramo 1-2                      Ton/m

Losa de entrepiso                      1.939407

Losa de entrepiso                      1.939406555

Muro de 3m                      0.798

Muro de 3m                      0.798

Carga viva                      0.923778

Carga viva                      0.659841642

**3.661185**

**3.397248197**

Tramo 2-3                      Ton/m

Tramo 2-3                      Ton/m

Losa de entrepiso	1.2859	Losa de entrepiso	1.2859
Carga viva	0.6125	Carga viva	0.4375
	<b>1.8984</b>	0	<b>1.7234</b>

### MARCO C

#### Condiciones de carga

CM + Cvmax		CM + Cvinst	
Nivel 4		Nivel 4	
Tramo 1-2	Ton/m	Tramo 1-2	Ton/m
Losa azotea 0-2.75	1.770487	Losa azotea 0-2.75	1.770487094
Carga viva	0.263937	Carga viva	0.18475566
	<b>2.034424</b>		<b>1.955242754</b>

Tramo 2-3	Ton/m	Tramo 2-3	Ton/m
Losa de azotea	1.1739	Losa de azotea	1.1739
Carga viva	0.175	Carga viva	0.1225
	<b>1.3489</b>		<b>1.2964</b>

Losa azotea 2.75-7.75	2.05637	Losa azotea 2.75-7.75	2.056369858
Carga viva	0.306555	Carga viva	0.206524387
	<b>2.362925</b>		<b>2.262894245</b>

#### Niveles 3,2 y 1

Tramo 1-2	Ton/m	Tramo 1-2	Ton/m
Losa de entrepiso	1.939407	Losa de entrepiso	1.939406555
Muro de 3m	0.798	Muro de 3m	0.798
Carga viva	0.923778	Carga viva	0.659841642
	<b>3.661185</b>	0	<b>3.397248197</b>

Tramo 2-3		Tramo 2-3	
-----------	--	-----------	--

Losa de entrepiso	1.2859	Losa de entrepiso	1.2859
Carga viva	0.6125	Carga viva	0.4375
	<b>1.8984</b>		<b>1.7234</b>

## MARCO D

### Condiciones de carga

CM + Cvmax		CM + Cvinst	
Nivel 4		Nivel 4	
Tramo 1-2	Ton/m	Tramo 1-2	Ton/m
Losa de azotea	2.599415	Losa de azotea	2.599414916
Carga viva	0.38751	Carga viva	0.271256774
	<b>2.986925</b>		<b>2.87067169</b>

Tramo 2-3	Ton/m	Tramo 2-3	Ton/m
Losa de azotea	1.1739	Losa de azotea	1.1739
Carga viva	0.175006	Carga viva	0.1225
	<b>1.348906</b>		<b>1.2964</b>

### Niveles 3,2 y 1

Tramo 1-2		Tramo 1-2	Ton/m
Losa de entrepiso	2.847421	Losa de entrepiso	2.84742111
Carga viva	1.356284	Carga viva	0.968774194
Muro de 3m	0.798	Muro de 3m	0.798
	<b>5.001705</b>		<b>4.614195303</b>

Tramo 2-3	Ton/m	Tramo 2-3	Ton/m
Losa de entrepiso	1.2859	Losa de entrepiso	1.2859
Carga viva	0.6125	Carga viva	0.4375
	<b>1.8984</b>		<b>1.7234</b>

## MARCO E

### Condiciones de carga

CM + Cvmax		CM + Cvinst	
Nivel 4		Nivel 4	
Tramo 1-2	Ton/m	Tramo 1-2	Ton/m
Losa de azotea	1.299707	Losa de azotea	1.299707458
Carga viva	0.193755	Carga viva	0.135628387
	<b>1.493462</b>		<b>1.435335845</b>
Tramo 2-3	Ton/m	Tramo 2-3	Ton/m
Losa de azotea	0.58695	Losa de azotea	0.58695
Carga viva	0.0875	Carga viva	0.06125
	<b>0.67445</b>		<b>0.6482</b>
Niveles 3, 2, y 1			
Tramo 1-2	Ton/m	Tramo 1-2	Ton/m
Losa de entrepiso	1.423711	Losa de entrepiso	1.423710555
Carga viva	0.678142	Carga viva	0.484387097
Muro de 3m	0.798	Muro de 3m	0.798
	<b>2.899852</b>		<b>2.706097652</b>
Tramo 3-2	Ton/m	Tramo 3-2	Ton/m
Losa de entrepiso	0.64295	Losa de entrepiso	0.64295
Carga viva	0.30625	Carga viva	0.21875
	<b>0.9492</b>		<b>0.8617</b>

## 9.2 Diseño de Elementos Sujetos a Flexión

### CÁLCULO DE TRABES

#### MARCO 1

Las trabes del marco 1 tienen las siguientes constantes de diseño:

- $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$
- $f''c = 240 \text{ kg/cm}^2$
- $b = 30 \text{ cm.}$
- $d = 55 \text{ cm}$
- $FR = 0.9$
- $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $f''c = 204 \text{ kg/cm}^2$
- $h = 60 \text{ cm.}$
- $\beta_1 = 0.85$
- $V = 21780 \text{ kg.}$

Tomando en cuenta lo mencionado en la sección 2.2 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de Abril de 2001( N.T.C.D.C.E.C.-2001), el valor de  $\beta_1 = 0.85$  ya que  $f'c \leq 280 \text{ kg/cm}^2$ . Por lo que el cálculo de  $\rho_{min}$  y  $\rho_{max}$  quedará determinado por las expresiones siguientes:

$$\rho_{min} = (0.7)(f'c)^{1/2} / f_y$$

$$\rho_{min} = (0.7)(300 \text{ kg/cm}^2)^{1/2} / 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rho_{min} = 0.00289$$

$$\rho_{max} = (f''c/f_y) (6000 \beta_1 / f_y + 6000)$$

$$\rho_{max} = (204 \text{ kg/cm}^2 / 4200 \text{ kg/cm}^2) (6000 \times 0.85 / 4200 + 6000)$$

$$\rho_{max} = 0.0243$$

#### CÁLCULO DEL ACERO PARA M+

$$M(+) = 2682000 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_u = 1.1(M(+)) = 1.1(2682000)$$

$$M_u = 2950200 \text{ kg-cm}$$

$$MR = Mu = FR.b.d^2.f''c.q(1 - 0.5q)$$

Despejando de la fórmula anterior "q" se tiene que:

$$q = 1 - \{1 - 4(0.5) [Mu/(FR.b.d^2.f''c)]\}^{1/2}$$
$$q = 1 - \{1 - 4(0.5)[2950200/(0.9)(30)(55)^2(204)]\}^{1/2}$$
$$q = 0.1963$$

Para el cálculo de la cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión en vigas de acuerdo con el reglamento se tiene que:

$$\rho = (f''c/fy)(q)$$
$$\rho = (204/4200)(0.1963)$$
$$\rho = 0.00954$$

Como la cuantía del acero de refuerzo es mayor que la cantidad mínima de acero y menor que el máximo permitido se acepta la cantidad de acero.

El cálculo del área de acero se obtiene con la siguiente fórmula:

$$As = \rho.b.d$$
$$As = (0.00954)(30)(55)$$
$$As = 15.74 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se proponen 2 varillas del número 8 y dos varillas del número 6, que suman un total de 15.88 cm<sup>2</sup> de acero de refuerzo.

#### CÁLCULO DE ACERO PARA M(-)

$$M(-) = 4\ 059\ 000 \text{ kg/cm}^2$$

$$Mu = 1.1(M(-)) = 1.1(4\ 059\ 000)$$

$$Mu = 4\ 464\ 900 \text{ kg-cm}$$

$$MR = Mu = FR.b.d^2.f''c.q(1 - 0.5q)$$

Despejando de la fórmula anterior "q" se tiene que:

$$q = 1 - \{1 - 4(0.5) [Mu/(Fr.b.d^2.f''c)]\}^{1/2}$$
$$q = 1 - \{1 - 4(0.5)[4464900/(0.9)(30)(55)^2(204)]\}^{1/2}$$
$$q = 0.3187$$

Para el cálculo de la cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión en vigas de acuerdo con el reglamento se tiene que:

$$\rho = (f''c/fy)(q)$$
$$\rho = (204/4200)(0.3187)$$
$$\rho = 0.01548$$

Como la cuantía del acero de refuerzo es mayor que la cantidad mínima de acero y menor que el máximo permitido se acepta la cantidad de acero.

El cálculo del área de acero se obtiene con la siguiente fórmula:

$$As = \rho.b.d$$
$$As = (0.01548)(30)(55)$$
$$As = 25.55 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se proponen 4 varillas del número 8 y dos varillas del número 6, que suman un total de 26.02 cm<sup>2</sup> de acero de refuerzo.

## DISEÑO POR CORTANTE

- $V = 21780 \text{ kg.}$
- $Vu = 1.1V = 1.1(21780 \text{ kg})$
- $Vu = 23 \text{ 958 kg}$



Para obtener el cortante que resiste el concreto ( $V_{CR}$ ), primero se calcula el área real de acero que lleva la trabe de la forma que a continuación se describe:

$$A_{sreal} = (15.88 \text{ cm}^2 + 26.02 \text{ cm}^2) = 41.9 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto :

$$\rho = (A_{sreal})/b.d = (41.9 \text{ cm}^2)/(30 \text{ cm})(55 \text{ cm}) = 0.0254$$

Como  $0.0254 > 0.015$ , tomando en cuenta lo señalado por la sección 2.5.1.1 de las N.T.C.D.C.E.C.-2001, se tiene que:

$$\begin{aligned} V_{CR} &= 0.5 FR. b. d. (f^*c)^{1/2} \\ V_{CR} &= 0.5 (0.8) (30)(55) (240)^{1/2} \\ V_{CR} &= 10\,224.68 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Como el cortante que resiste el concreto ( $V_{CR}$ ), es menor que el el cortante de diseño ( $V_U$ ), se requiere refuerzo por tensión diagonal (estribos).

Para calcular el cortante que deberán resistir los estribos ( $V_{SR}$ ), se realizan los cálculos siguientes:

$$\begin{aligned} V_{SR} &= V_U - V_{CR} \\ V_{SR} &= 23\,958 \text{ kg} - 10\,224.68 \text{ kg} = 13\,733.32 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Los estribos que se proponen serán del número 3 en dos ramas, por lo cual se tiene:

$$\begin{aligned} A_v &= (N^{\circ} \text{ de ramas}) (a_0) \\ A_v &= 2 (0.71 \text{ cm}^2) = 1.42 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

La separación de los estribos deberá tener como límites las siguientes condiciones que marcan las N.T.C.D.C.E.C.-2001, y cumplir con la relación que aquí se especifica :

$$s_{\min} \geq 6 \text{ cm}$$

$$s_{\max} = 0.5 d = 0.5(55\text{cm}) = 27.5 \text{ cm}$$

$$s = (F_R \cdot A_v \cdot f_y \cdot d) / V_{SR}$$

$$s = (0.8)(1.42)(4200)(55) / (13\,733.32) = 19.108 \text{ cm.}$$

De lo anterior tenemos que se colocarán estribos del número 3 a cada 18 cm.

## DISEÑO DE VIGAS

### Constantes de diseño

$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$	$f^*c = 240 \text{ kg/cm}^2$	$b = 30 \text{ cm}$	$h = 60 \text{ cm}$	$F.C. = 1.1$
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	$f''c = 204 \text{ kg/cm}^2$	$d = 55 \text{ cm}$	$\beta_1 = 0.85$	

MARCO	M(+)	M(-)	V	Mu(+)	Mu(-)	Vu	$\rho \text{ min}$	$\rho \text{ max}$	q M(+)	$\rho \text{ M}(+)$	As M(+)
1	2682000	4059000	21780	2950200	4464900	23958	0.00289	0.0243	0.1963393	0.0095365	15.735195
2	2575000	4706000	23880	2832500	5176600	26268	0.00289	0.0243	0.187597	0.0091119	15.034557
3	2816000	3532000	21050	3097600	3885200	23155	0.00289	0.0243	0.2074237	0.0100749	16.623528
A	3303000	3750000	23280	3633300	4125000	25608	0.00289	0.0243	0.2490845	0.0120984	19.962346
B	3273000	4310000	23700	3600300	4741000	26070	0.00289	0.0243	0.2464516	0.0119705	19.751334
C	3273000	4310000	23700	3600300	4741000	26070	0.00289	0.0243	0.2464516	0.0119705	19.751334
D	3273000	4310000	23700	3600300	4741000	26070	0.00289	0.0243	0.2464516	0.0119705	19.751334
E	3303000	3750000	23280	3633300	4125000	25608	0.00289	0.0243	0.2490845	0.0120984	19.962346

MARCO	q (M-)	ρ M(-)	As M(-)	As real	ρ	Vcr	Vsr	s	Los estribos se colocarán:
1	0.3187862	0.0154839	25.548434	41.9	0.025394	10224.68	13733.324	19.107974	del número 3 a cada 18 cm
2	0.3846766	0.0186843	30.829086	46.77	0.028345	10224.68	16043.324	16.35671	del número 3 a cada 16 cm
3	0.2694954	0.0130898	21.598128	38.6	0.023394	10224.68	12930.324	20.294619	del número 3 a cada 20 cm
A	0.2894703	0.01406	23.198977	43.43	0.026321	10224.68	15383.324	17.058472	del número 3 a cada 16 cm
B	0.3435623	0.0166873	27.534067	48.5	0.029394	10224.68	15845.324	16.5611	del número 3 a cada 16 cm
C	0.3435623	0.0166873	27.534067	48.5	0.029394	10224.68	15845.324	16.5611	del número 3 a cada 16 cm
D	0.3435623	0.0166873	27.534067	48.5	0.029394	10224.68	15845.324	16.5611	del número 3 a cada 16 cm
E	0.2894703	0.01406	23.198977	43.43	0.026321	10224.68	15383.324	17.058472	del número 3 a cada 16 cm

DETERMINACIÓN DE LAS VARILLAS PARA CADA MARCO

MARCO	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO
1	2 # 8 + 2 # 6 = 15.88 CM2	4 # 8 + 2 # 6 = 26.02 cm2
2	2 # 8 + 2 # 6 = 15.88 cm2	4 # 8 + 2 # 7 + 1 # 6 = 30.89 cm2
3	2 # 7 + 3 # 6 = 16.85 cm2	2 # 8 + 3 # 7 = 21.75 cm2
A	4 # 8 = 20.28 cm2	4 # 8 + 1 # 6 = 23.15 cm2
B	4 # 8 = 20.28 cm2	4 # 8 + 2 # 7 = 28.02 cm2
C	4 # 8 = 20.28 cm2	4 # 8 + 2 # 7 = 28.02 cm2
D	4 # 8 = 20.28 cm2	4 # 8 + 2 # 7 = 28.02 cm2
E	4 # 8 = 20.28 cm2	4 # 8 + 1 # 6 = 23.15 cm2

### 9.3 Cálculo de miembros sujetos a la acción combinada de flexión y compresión (columnas).

Un elemento puede alcanzar su resistencia bajo innumerables combinaciones de carga axial y momento flexionante. Estas combinaciones varían desde una carga axial máxima de tensión o compresión, y un momento nulo, hasta un momento n, aunado a una carga axial nula.

#### DISEÑO DE COLUMNAS

##### COLUMNAS DE ESQUINA. PLANTA BAJA. COLUMNA 1

Las columnas para esta edificación se propusieron de 50cm por 50 cm, y las constantes de diseño son las siguientes:

$$f^*c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f^*c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 204 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 115\,850 \text{ kg}$$

$$M_x = 2\,432\,000 \text{ kg-cm}$$

$$M_y = 3\,112\,000 \text{ kg-cm}$$

Para el diseño de esta columna se proponen 8 varillas del número 7, y 4 varillas del número 8 alrededor de la sección transversal.

El factor de carga que se utilizó es de 1.1, debido a que las condiciones que rigen el diseño son las accidentales.

#### CÁLCULO DE LAS CARGAS DE DISEÑO

$$P_u = 1.1 P_u = 1.1 (115\,850 \text{ kg}) = 127435 \text{ kg}$$

$$M_{ux} = 1.1 M_x = 1.1 (2432000 \text{ kg-cm}) = 2675200 \text{ kg-cm}$$

$$M_{uy} = 1.1 M_y = 1.1 (3112000 \text{ kg-cm}) = 3423200 \text{ kg-cm}$$

$$A_s = 8 \# 7 + 4 \# 8$$

$$A_s = 8(3.87 \text{ cm}^2) + 4(5.07 \text{ cm}^2) = 51.24 \text{ cm}^2$$

$$\rho = A_s/b.d = (51.24\text{cm}^2) / (50\text{cm})(45\text{cm}) = 0.0228$$

De acuerdo con la sección 6.2.2 de las N.T.C.D.C.E.C.-2001, la cuantía del refuerzo longitudinal de las sección será:

$$\rho_{\min} = 20/f_y = 20/4200 \text{ kg/cm}^2 = 0.00476$$

$$\rho_{\max} = 0.006$$

Como el porcentaje de acero requerido (  $\rho$  ) es mayor  $\rho_{\min}$  y menor que  $\rho_{\max}$ , se acepta la propuesta de varillas.

#### CALCULO DEL $P_{RO}$ (FLEXOCOMPRESIÓN)

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

$$P_{RO} = 0.8 [ (204) (50) (50) ( 1 - 0.0228 ) + (4200)(50)(50)(0.0228) ]$$

$$P_{RO} = 590 \text{ 217.6 kg}$$

$$q = \rho.f_y/f'c = [(0.0228)(4200)/(204)] = 0.469$$

#### CÁLCULO DE LAS EXCENRICIDADES

Tomando en cuenta la sección 2.3.1 de las N.T.C.D.C.E.C.-2001, la excentricidad de diseño no será menor que  $0.05h \geq 20 \text{ mm}$ , donde  $h$  es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

$$e_a = 0.05 h = 0.05(500\text{mm}) = 25 \text{ mm}$$

$$25\text{mm} > 20\text{mm}$$

Por lo tanto, se cumple con este requerimiento.

$$e_x = M_{uy}/P_u = (3 \text{ 423 200kg-cm})/127 \text{ 435 kg}$$

$$e_x = 26.86 \text{ cm}$$

$$e_y = M_{ux}/P_u = (2\,675\,200\text{kg}\cdot\text{cm})/127\,435\text{kg}$$

$$e_y = 20.99 \text{ cm}$$

La excentricidad total será:

$$e_{xT} = e_{ax} + e_x = 2.5 \text{ cm} + 26.86 \text{ cm} = 29.36 \text{ cm}$$

$$e_{yT} = e_{ay} + e_y = 2.5\text{cm} + 20.99 \text{ cm} = 23.49 \text{ cm}$$

$$e_x/h = 29.36 \text{ cm}/50 \text{ cm} = 0.4698$$

$$e_y/h = 23.49 \text{ cm}/50 \text{ cm} = 0.5872$$

$$d/h = (45\text{cm})/(50\text{cm}) = 0.9$$

$$d/h = (45 \text{ cm})/(50 \text{ cm}) = 0.9$$

Utilizando las ayudas de diseño para columnas se obtienen los siguientes datos:

$$k = 0.52$$

$$k_x = 0.45$$

CALCULO DE LA CARGA NORMAL RESISTENTE DE DISEÑO APLICADA CON UNA EXCENTRICIDAD EN UN PLANO DE SIMETRÍA ( $P_{Rx}$  y  $P_{Ry}$ )

$$P_{Ry} = F_R \cdot k_y \cdot b \cdot h \cdot f''c$$

$$P_{Ry} = (0.8)(0.52)(50)(50)(204) = 212\,160 \text{ kg}$$

$$P_{Rx} = F_R \cdot k_x \cdot b \cdot h \cdot f''c$$

$$P_{Rx} = (0.8)(0.45)(50)(50)(204) = 183\,600 \text{ kg}$$

Siguiendo las indicaciones del apartado 2.3.2 de las N.T.C.D.C.E.C.-2001, para secciones rectangulares o cuadradas puede utilizarse la fórmula de Bresler para el cálculo de la carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$  ( $P_R$ ).

$$P_R = 1 / [ (1/P_{Rx}) + (1/P_{Ry}) - (1/P_{RO}) ]$$

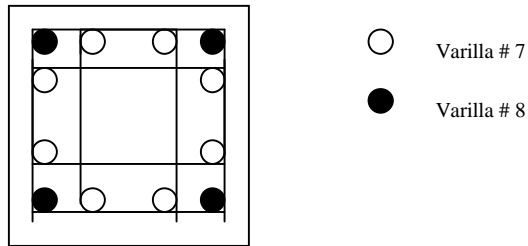
$$P_R = 1 / [ (1/183\,600) + (1/212\,160) - (1/590\,217.6) ]$$

$$P_R = 118\,122.93 \text{ kg}$$

La carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$  ( $P_R$ ), debe ser  $\pm$  el 10% de la carga última de diseño ( $P_u$ ), por lo tanto  $P_R$  se acepta y se debe revisar que  $P_R/P_{RO} \geq 0.1$

$$118\ 122.93/590\ 217.6 \geq 0.1$$

$0.200 > 0.1$ , por lo tanto se acepta la propuesta.



### CÁLCULO DEL REFUERZO TRANSVERSAL (ESTRIBOS)

Tomando en cuenta lo que se indica en la sección 2.5.1.3 de las N.T.C.D.C.E.C.-2001, el cálculo del cortante que soporta el concreto ( $V_{CR}$ ), se hará variar linealmente en función de  $P_u$ .

$$P_u < F_R (0.7 f^*c.A_g + 2000A_s)$$

$$127\ 435 < (0.8)[ (0.7)(240)(50)(45) + 2000(25.62)$$

$$127\ 435 < 343\ 392$$

$$\rho = A_s/b.h = 25.62/(50)(50) = 0.0102$$

Como  $\rho < 0.015$ ,  $V_{CR} = F_R.b.d(0.2 + 20\rho)(f^*c)^{1/2} (1 + 0.007 (P_u/A_g))$

$$V_{CR} = (0.8)(50)(45)[0.2 + 20(0.0102)](15.4919)[1 + 0.007(127\ 435/2500)]$$

$$V_{CR} = 15\ 321.87\ \text{kg}$$

$$V_u = 14\ 762\ \text{kg} < 15\ 321.87$$

Como el cortante que resiste el concreto es mayor que el cortante último de diseño, la columna no requiere estribos, por lo tanto los estribos que se colocarán serán a una separación máxima de  $0.5 d$  con varilla del número 3.

$$S_{\max} = 0.5(45\text{cm}) = 22.5\ \text{cm}$$



Se colocarán estribos del número 3 a cada 20 cm.

## DISEÑO DE COLUMNAS

### COLUMNAN DE ESQUINA. PLANTA BAJA. COLUMNA 5

$$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f^*c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$f''c = 204 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 170\,530 \text{ kg}$$

$$Mx = 3\,555\,000 \text{ kg-cm}$$

$$My = 3\,069\,000 \text{ kg-cm}$$

$$V = 17420 \text{ kg}$$

Para el diseño de esta columna se proponen 12 varillas del número 8 y 4 varillas del número 7 alrededor de la sección transversal.

El factor de carga que se utilizó es de 1.1, debido a que las condiciones que rigen el diseño son las accidentales.

### CÁLCULO DE LAS CARGAS DE DISEÑO

$$Pu = 1.1 Pu = 1.1 (170\,530 \text{ kg}) = 187\,583 \text{ kg}$$

$$Mux = 1.1Mx = 1.1(3555000\text{kg-cm}) = 3910500 \text{ kg-cm}$$

$$Muy = 1.1My = 1.1(3069000\text{kg-cm}) = 3375900 \text{ kg-cm}$$

$$Vu = 1.1Vu = 1.1(17420 \text{ kg}) = 19\,162 \text{ kg}$$

$$As = 12 \# 8 + 4 \# 7$$

$$As = 12(5.07 \text{ cm}^2) + 4(3.97 \text{ cm}^2) = 76.72 \text{ cm}^2$$

$$\rho = As/b.d = (76.72\text{cm}^2) / (50\text{cm})(45\text{cm}) = 0.0341$$

De acuerdo con la sección 6.2.2 de las N.T.C.D.C.E.C.-2001, la cuantía del refuerzo longitudinal de las sección será:

$$\rho_{\min} = 20/fy = 20/4200 \text{ kg/cm}^2 = 0.00476$$

$$\rho_{\max} = 0.006$$

Como el porcentaje de acero requerido ( $\rho$ ) es mayor  $\rho_{\min}$  y menor que  $\rho_{\max}$ , se acepta la propuesta de varillas.

### CALCULO DEL $P_{RO}$ (FLEXOCOMPRESIÓN)

$$P_{RO} = F_R [ f'c. b.h ( 1 - \rho ) + f_y.b.h.\rho ]$$
$$P_{RO} = 0.8 [ (204) (50) (50) ( 1 - 0.0341 ) + (4200)(50)(50)(0.0341) ]$$
$$P_{RO} = 680\,527.2 \text{ kg}$$
$$q = \rho.f_y/f'c = [(0.0341)(4200)/(204)] = 0.7021$$

### CÁLCULO DE LAS EXCENTRICIDADES

Tomando en cuenta la sección 2.3.1 de las N.T.C.D.C.E.C.-2001, la excentricidad de diseño no será menor que  $0.05h \geq 20 \text{ mm}$ , donde  $h$  es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.

$$e_a = 0.05 h = 0.05(500\text{mm}) = 25 \text{ mm}$$
$$25\text{mm} > 20\text{mm}$$

Por lo tanto, se cumple con este requerimiento.

$$e_x = M_{uy}/P_u = (3\,375\,900\text{kg}\cdot\text{cm})/187\,583 \text{ kg}$$
$$e_x = 17.997 \text{ cm}$$
$$e_y = M_{ux}/P_u = (3\,910\,500\text{kg}\cdot\text{cm})/187\,583\text{kg}$$
$$e_y = 20.85 \text{ cm}$$

La excentricidad total será:

$$e_{xT} = e_{ax} + e_x = 2.5 \text{ cm} + 17.997 \text{ cm} = 20.497\text{cm}$$
$$e_{yT} = e_{ay} + e_y = 2.5\text{cm} + 20.849 \text{ cm} = 23.34 \text{ cm}$$
$$e_x/h = 20.50 \text{ cm}/50 \text{ cm} = 0.4099$$
$$e_y/h = 23.34 \text{ cm}/50 \text{ cm} = 0.4669$$
$$d/h = (45\text{cm})/(50\text{cm}) = 0.9$$
$$d/h = (45 \text{ cm})/(50 \text{ cm}) = 0.9$$

Utilizando las ayudas de diseño para columnas se obtienen los siguientes datos:

$$k_y = 0.63$$

$$k_x = 0.68$$

CALCULO DE LA CARGA NORMAL RESISTENTE DE DISEÑO APLICADA CON UNA EXCENTRICIDAD EN UN PLANO DE SIMETRÍA ( $P_{Rx}$  y  $P_{Ry}$ )

$$P_{Ry} = F_R \cdot k_y \cdot b \cdot h \cdot f''c$$

$$P_{Ry} = (0.8)(0.63)(50)(50)(204) = 257\ 040 \text{ kg}$$

$$P_{Rx} = F_R \cdot k_x \cdot b \cdot h \cdot f''c$$

$$P_{Rx} = (0.8)(0.68)(50)(50)(204) = 277\ 440 \text{ kg}$$

Siguiendo las indicaciones del apartado 2.3.2 de las N.T.C.D.C.E.C.-2001, para secciones rectangulares o cuadradas puede utilizarse la fórmula de Bresler para el cálculo de la carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$  ( $P_R$ ).

$$P_R = 1 / [ (1/P_{Rx}) + (1/P_{Ry}) - (1/P_{RO}) ]$$

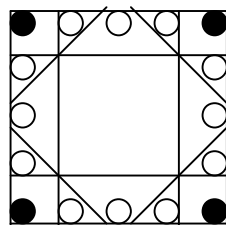
$$P_R = 1 / [ (1/277\ 440) + (1/257\ 040) - (1/680\ 527) ]$$

$$P_R = 165\ 965 \text{ kg}$$

La carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$  ( $P_R$ ), debe ser  $\pm$  el 10% de la carga última de diseño ( $P_u$ ), por lo tanto  $P_R$  se acepta y se debe revisar que  $P_R/P_{RO} \geq 0.1$

$$165\ 965/680\ 527 \geq 0.1$$

0.244 > 0.1, por lo tanto se acepta la propuesta.



- Varilla # 8
- Varilla # 7

### CÁLCULO DEL REFUERZO TRANSVERSAL (ESTRIBOS)

Tomando en cuenta lo que se indica en la sección 2.5.1.3 de las N.T.C.D.C.E.C.-2001, el cálculo del cortante que soporta el concreto ( $V_{CR}$ ), se hará variar linealmente en función de  $P_u$ .

$$P_u < F_R (0.7 f^*c.A_g + 2000A_s)$$
$$187\ 583 < (0.8)[ (0.7)(240)(50)(45) + 2000(38.36)]$$
$$187\ 583 < 363\ 776$$
$$\rho = A_s/b.h = 38.36/(50)(50) = 0.015334$$

Como  $\rho > 0.015$ , de acuerdo con la sección 2.5.1.1 y 2.5.2.3, el cálculo del cortante que resiste el concreto será:

$$V_{CR} = 0.5F_R.b.d(f^*c)^{1/2} (1 + 0.007 (P_u/A_g))$$
$$V_{CR} = (0.5)(0.8)(50)(45)(15.4919)[1 + 0.007(187\ 583/2500)]$$
$$V_{CR} = 21\ 265.87\ \text{kg}$$
$$V_u = 19\ 162\ \text{kg} < 21\ 265.87\ \text{kg}$$

Como el cortante que resiste el concreto es mayor que el cortante último de diseño, la columna no requiere estribos, por lo tanto los estribos que se colocarán serán a una separación máxima de  $0.5 d$  con varilla del número 3.

$$S_{\max} = 0.5(45\text{cm}) = 22.5\ \text{cm}$$

Se colocarán estribos del número 3 a cada 20 cm.

DISEÑO DE COLUMNAS

Constantes de diseño

$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$

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

$f^*c = 240 \text{ kg/cm}^2$

$f''c = 204 \text{ kg/cm}^2$

F.C = 1.1

FR = 0.8

Columna	P	Mx	My	V	Pu	Mux
9	167600	3511000	3073000	17050	184360	3862100
13	190530	2989000	3094000	13790	209583	3287900
17	113210	3033000	2949000	13110	124531	3336300
21	164590	3221000	3500000	17070	181049	3543100
25	207460	3637000	2938000	18120	228206	4000700
29	205400	3598000	3618000	18000	225940	3957800
33	258350	2997000	3656000	18340	284185	3296700
37	161870	3139000	3490000	17020	178057	3452900
41	102750	3028000	2981000	13060	113025	3330800
45	122330	3464000	3044000	16630	134563	3810400
49	121270	3424000	3042000	16320	133397	3766400
53	138530	2983000	3053000	13220	152383	3281300
57	102020	2901000	3018000	13020	112222	3191100

$\rho \text{ min} = 0.00476$

$Dy/h = dx/h = 0.9$

$\rho \text{ max} = 0.06$

$b = h = 50\text{cm}$

$eax = eay = 2.5\text{cm}$

$d = 45 \text{ cm}$

Muy	Vu	As	$\rho$	PR0	q	ex
3380300	18755	76.72	0.03409778	680509.44	0.70201307	18.3353222
3403400	15169	81.12	0.03605333	696138.24	0.74227451	16.23891251
3243900	14421	76.72	0.03409778	680509.44	0.70201307	26.04893561
3850000	18777	76.72	0.03409778	680509.44	0.70201307	21.26496142
3231800	19932	81.12	0.03605333	696138.24	0.74227451	14.16176612
3979800	19800	93	0.04133333	738336	0.85098039	17.61441091
4021600	20174	93	0.04133333	738336	0.85098039	14.15134507
3839000	18722	76.72	0.03409778	680509.44	0.70201307	21.56051152

## Diseño del edificio

---

3279100	14366	81.12	0.03605333	696138.24	0.74227451	29.01216545
3348400	18293	76.72	0.03409778	680509.44	0.70201307	24.88351181
3346200	17952	76.72	0.03409778	680509.44	0.70201307	25.08452214
3358300	14542	76.72	0.03409778	680509.44	0.70201307	22.03854761
3319800	14322	52.04	0.02312889	592846.08	0.47618301	29.58243482

ey	Ext	eyt	ex/h	ey/h	kx	ky
20.9486874	20.8353222	23.4486874	0.41670644	0.46897375	0.68	0.64
15.6878182	18.7389125	18.1878182	0.37477825	0.36375636	0.76	0.78
26.7909195	28.5489356	29.2909195	0.57097871	0.58581839	0.53	0.52
19.5698402	23.7649614	22.0698402	0.47529923	0.4413968	0.63	0.67
17.5310903	16.6617661	20.0310903	0.33323532	0.40062181	0.8	0.72
17.5170399	20.1144109	20.0170399	0.40228822	0.4003408	0.79	0.79
11.6005419	16.6513451	14.1005419	0.3330269	0.28201084	0.9	0.98
19.3921048	24.0605115	21.8921048	0.48121023	0.4378421	0.62	0.68
29.4695864	31.5121655	31.9695864	0.63024331	0.63939173	0.51	0.5
28.3168479	27.3835118	30.8168479	0.54767024	0.61633696	0.6	0.5
28.234518	27.5845221	30.734518	0.55169044	0.61469036	0.55	0.48
21.5332419	24.5385476	24.0332419	0.49077095	0.48066484	0.6	0.62
28.4356009	32.0824348	30.9356009	0.6416487	0.61871202	0.4	0.42

PRx	PRy	PR	PR/PR0
277440	261120	167657.172	0.24637009
310080	318240	202808.473	0.29133362
216240	212160	127090.192	0.18675743
257040	273360	164497.022	0.24172629
326400	293760	198753.078	0.28550806
322320	322320	206159.351	0.27922159
367200	399840	258403.606	0.34998105
252960	277440	164255.134	0.24137084
208080	204000	120899.857	0.1736722

244800	204000	133023.994	0.19547707
224400	195840	123562.813	0.18157399
244800	252960	152237.723	0.22371141
163200	171360	97310.9092	0.16414195

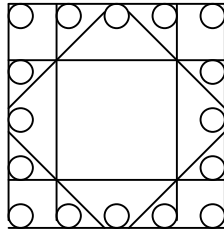
### CALCULO DEL REFUERZO TRANSVERSAL (ESTRIBOS)

Columna	$\rho$	As	Pu	2.5.1.3	VCR
9	0.015344	38.36	184360	363776	21140.04844
13	0.016224	40.56	209583	367296	22124.74397
17	0.015344	38.36	124531	363776	18804.34893
21	0.015344	38.36	181049	363776	21010.78837
25	0.016224	40.56	228206	367296	22851.77822
29	0.0186	46.5	225940	376800	22763.31451
33	0.0186	46.5	284185	376800	25037.17532
37	0.015344	38.36	178057	363776	20893.98192
41	0.016224	40.56	113025	367296	18355.15943
45	0.015344	38.36	134563	363776	19195.99408
49	0.015344	38.36	133397	363776	19150.47392
53	0.015344	38.36	152383	363776	19891.67954
57	0.010408	26.02	112222	344032	18323.81064

Como en todos los casos el cortante que resiste el concreto ( $V_{CR}$ ) es mayor que el cortante de diseño ( $V_u$ ), no son necesarios los estribos, pero por cuestión de armado se colocarán estribos del número 3 a cada 20 cm.

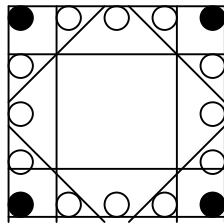
Debido a que la longitud de cada varilla es de 12m, y para evitar el desperdicio en los traslapes de varillas entre las columnas de un piso y otro, sólo se diseñaron las columnas de la planta baja por ser las más desfavorables, y las de los pisos superiores mantendrán el mismo armado.

ARMADO DE LAS COLUMNAS 13, 25 Y 41.



○ Varilla # 8

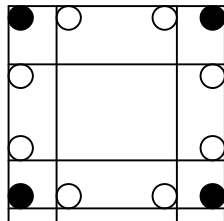
ARMADO DE LAS COLUMNAS 9,17,21,37,45,49 Y 53.



○ Varilla # 8

● Varilla # 7

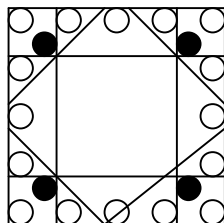
ARMADO DE LA COLUMNA 57



○ Varilla # 7

● Varilla # 8

ARMADO DE LAS COLUMNAS 29 Y 33



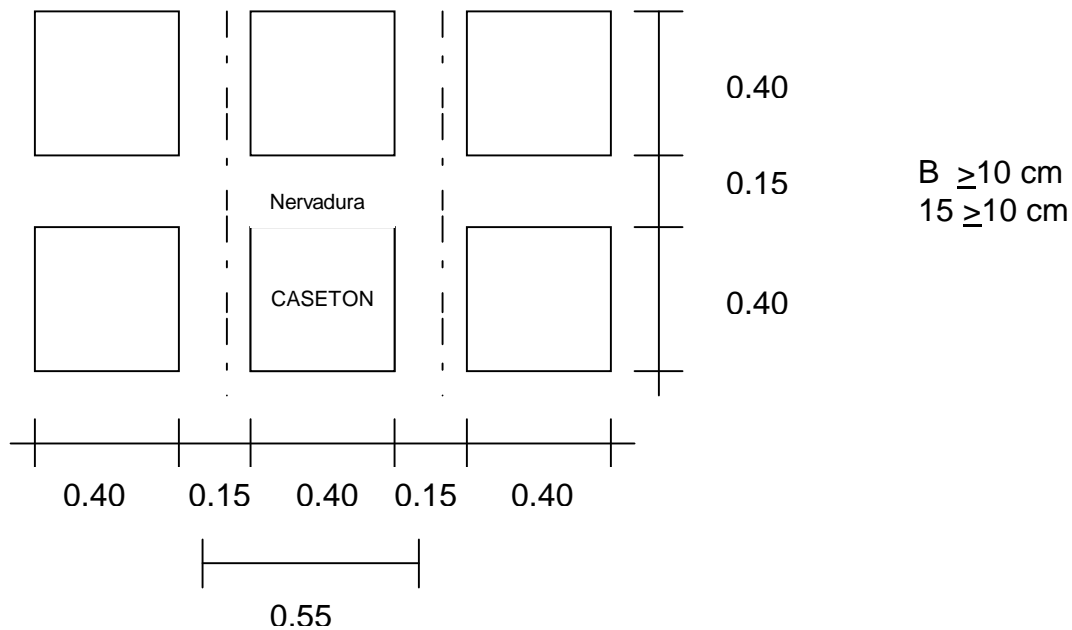
○ Varilla # 8

● Varilla # 6



### 9.4 Análisis de la losa aligerada.

Se considera  $1\text{m}^2$  de nervaduras de 15 cm de ancho



El tamaño de los casetones que se utilizaron para el calculo de la losa son de 40 cm de largo, 40 cm de ancho y 20 cm de espesor.

Para el Tablero I, III y IV de entrepiso

Para el claro de 8.75m

- Se utilizarán 16 casetones y 15 nervaduras.

Para el claro de 7.75 m

- Se utilizarán 14 casetones y 14 nervaduras

### ANÁLISIS DE CARGAS

- Área del tablero  $(8.75m)(7.75m) = 67.8125m^2$
- Número de casetones  $(16pzas.)(14pzas.) = 224pzas.$
- Volumen de losa  $(8.75m)(7.75m)(0.25m) = 16.9531m^3$
- Volumen de casetones  $(224)(0.2m)(0.4m)(0.4m) = 7.168 m^3$
- Volumen de concreto  $(16.9531m^3)-(7.168m^3) = 9.785 m^3$
- Peso del tablero  $(9.785m^3)(2.4T/m^3) = 23.4843T$
- Peso propio reticular  $(23.4843T)/(67.8125m^2) = 0.346T/m^2$

#### CALCULO DE LAS CARGAS DE SERVICIO

- Terrazo  $0.055 T/m^2$
  - Mortero c-a  $0.105 T/m^2$
  - Losa aligerada  $0.346 T/m^2$
  - Instalaciones  $0.080 T/m^2$
  - Carga viva max.  $0.350 T/m^2$
- $\Sigma = \mathbf{0.936 T/m^2}$

Para el Tablero III y IV de azotea

Para el claro de 8.75m

- Se utilizarán 16 casetones y 15 nervaduras.

Para el claro de 7.75 m

- Se utilizarán 14 casetones y 14 nervaduras

#### ANÁLISIS DE CARGAS

- Área del tablero  $(8.75m)(7.75m) = 67.8125m^2$
- Número de casetones  $(16pzas.)(14pzas.) = 224pzas.$
- Volumen de losa  $(8.75m)(7.75m)(0.25m) = 16.9531m^3$

- Volumen de casetones  $(224)(0.2m)(0.4m)(0.4m) = 7.168 \text{ m}^3$
- Volumen de concreto  $(16.9531\text{m}^3) - (7.168\text{m}^3) = 9.785 \text{ m}^3$
- Peso del tablero  $(9.785\text{m}^3)(2.4\text{T}/\text{m}^3) = 23.4843\text{T}$
- Peso propio reticular  $(23.4843\text{T}) / (67.8125\text{m}^2) = 0.346\text{T}/\text{m}^2$

#### CALCULO DE LAS CARGAS DE SERVICIO

- Cintarilla  $0.024 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Mortero c-a  $0.042 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Losa aligerada  $0.346 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Tepetate  $0.160 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Aplanado  $0.030 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Caga adicional  $0.050 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Carga viva max.  $0.100 \text{ T}/\text{m}^2$
- $\Sigma = \underline{\underline{0.752 \text{ T}/\text{m}^2}}$

Para el Tablero I de azotea

Para el claro de 8.75m

- Se utilizarán 16 casetones y 15 nervaduras.

Para el claro de 7.75 m

- Se utilizarán 14 casetones y 14 nervaduras

#### ANÁLISIS DE CARGAS

- Área del tablero  $(8.75m)(7.75m) = 67.8125\text{m}^2$
- Número de casetones  $(16\text{pzas.})(14\text{pzas.}) = 224\text{pzas.}$
- Volumen de losa  $(8.75m)(7.75m)(0.25m) = 16.9531\text{m}^3$
- Volumen de casetones  $(224)(0.2m)(0.4m)(0.4m) = 7.168 \text{ m}^3$

- Volumen de concreto  $(16.9531\text{m}^3) - (7.168\text{m}^3) = 9.785 \text{ m}^3$
- Peso del tablero  $(9.785\text{m}^3)(2.4\text{T}/\text{m}^3) = 23.4843\text{T}$
- Peso propio reticular  $(23.4843\text{T})/(67.8125\text{m}^2) = 0.346\text{T}/\text{m}^2$

#### CALCULO DE LAS CARGAS DE SERVICIO

- Cintarilla  $0.024 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Mortero c-a  $0.042 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Losa aligerada  $0.346 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Tepetate  $0.160 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Aplanado  $0.030 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Tinacos  $0.163 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Carga adicional  $0.050 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Carga viva max.  $0.100 \text{ T}/\text{m}^2$
- $\Sigma = \underline{\underline{0.915 \text{ T}/\text{m}^2}}$

Para el Tablero V, VII y VIII de entrepiso

Para el claro de 8.75m

- Se utilizarán 16 casetones y 15 nervaduras.

Para el claro de 3.50 m

- Se utilizarán 6 casetones y 6 nervaduras

#### ANÁLISIS DE CARGAS

- Área del tablero  $(8.75\text{m})(3.50\text{m}) = 30.625\text{m}^2$
- Número de casetones  $(16\text{pzas.})(6\text{pzas.}) = 96\text{pzas.}$
- Volumen de losa  $(8.75\text{m})(3.50\text{m})(0.25\text{m}) = 7.656\text{m}^3$

- Volumen de casetones  $(96)(0.2m)(0.4m)(0.4m) = 3.072 \text{ m}^3$
- Volumen de concreto  $(7.656\text{m}^3) - (3.072\text{m}^3) = 4.584 \text{ m}^3$
- Peso del tablero  $(4.584\text{m}^3)(2.4\text{T}/\text{m}^3) = 11.0022\text{T}$
- Peso propio reticular  $(11.0022\text{T})/(30.625\text{m}^2) = 0.359\text{T}/\text{m}^2$

#### CALCULO DE LAS CARGAS DE SERVICIO

- Terrazo  $0.055 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Mortero c-a  $0.105 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Losa aligerada  $0.359 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Instalaciones  $0.040 \text{ T}/\text{m}^2$
  - Carga viva max.  $0.350 \text{ T}/\text{m}^2$
- $\Sigma = \underline{\underline{0.909 \text{ T}/\text{m}^2}}$

Para el Tablero V, VII Y VIII de azotea

Para el claro de 8.75m

- Se utilizarán 16 casetones y 15 nervaduras.

Para el claro de 3.50 m

- Se utilizarán 6 casetones y 6 nervaduras

#### ANÁLISIS DE CARGAS

- Área del tablero  $(8.75m)(3.50m) = 30.625\text{m}^2$
- Número de casetones  $(16\text{pzas.})(6\text{pzas.}) = 96\text{pzas.}$
- Volumen de losa  $(8.75m)(3.50m)(0.25m) = 7.656\text{m}^3$
- Volumen de casetones  $(96)(0.2m)(0.4m)(0.4m) = 3.072 \text{ m}^3$
- Volumen de concreto  $(7.656\text{m}^3) - (3.072\text{m}^3) = 4.584 \text{ m}^3$
- Peso del tablero  $(4.584\text{m}^3)(2.4\text{T}/\text{m}^3) = 11.0022\text{T}$

- Peso propio reticular  $(1.0022T)/(30.625m^2) = 0.359T/m^2$

#### CALCULO DE LAS CARGAS DE SERVICIO

- Cintarilla  $0.024 T/m^2$
- Mortero c-a  $0.042 T/m^2$
- Losa aligerada  $0.359 T/m^2$
- Tepetate  $0.160 T/m^2$
- Aplanado  $0.030 T/m^2$
- Caga adicional  $0.050 T/m^2$
- Carga viva max.  $0.100 T/m^2$

$\Sigma = \underline{\underline{0.765 T/m^2}}$

Para el Tablero VI de entepiso

Para el claro de 3.50m

- Se utilizarán 6 casetones y 6 nervaduras.

#### ANÁLISIS DE CARGAS

- Área del tablero  $(3.50m)(3.50m) = 12.25m^2$
- Número de casetones  $(6pzas.)(6pzas.) = 36pzas.$
- Volumen de losa  $(3.50m)(3.50m)(0.25m) = 3.0625m^3$
- Volumen de casetones  $(36)(0.2m)(0.4m)(0.4m) = 1.152 m^3$
- Volumen de concreto  $(3.0625m^3)-(1.152m^3) = 1.9105 m^3$
- Peso del tablero  $(1.9105m^3)(2.4T/m^3) = 4.5852T$
- Peso propio reticular  $(4.5852T)/(12.25m^2) = 0.374T/m^2$

#### CALCULO DE LAS CARGAS DE SERVICIO

- Terrazo  $0.055 T/m^2$

- Mortero c-a            0.105 T/m<sup>2</sup>
  - Losa aligerada        0.374 T/m<sup>2</sup>
  - Instalaciones         0.040 T/m<sup>2</sup>
  - Carga viva max.    0.350 T/m<sup>2</sup>
- $\Sigma =$     **0.924 T/m<sup>2</sup>**

Para el Tablero VI de azotea

Para el claro de 3.50m

- Se utilizarán 6 casetones y 6 nervaduras.

#### ANÁLISIS DE CARGAS

- Área del tablero            (3.50m)(3.50m)            =    12.25m<sup>2</sup>
- Número de casetones      ( 6pzas. )( 6pzas.)        =    36pzas.
- Volumen de losa            (3.50m)(3.50m)(0.25m)    =    3.0625m<sup>3</sup>
- Volumen de casetones      (36)(0.2m)(0.4m)(0.4m)    =    1.152 m<sup>3</sup>
- Volumen de concreto       (3.0625m<sup>3</sup>)-( 1.152m<sup>3</sup>)       =    1.9105 m<sup>3</sup>
- Peso del tablero            (1.9105m<sup>3</sup>)(2.4T/m<sup>3</sup>)        =    4.5852T
- Peso propio reticular      (4.5852T)/(12.25m<sup>2</sup>)       =    0.374T/m<sup>2</sup>

#### CALCULO DE LAS CARGAS DE SERVICIO

- Cintarilla                0.024 T/m<sup>2</sup>
- Mortero c-a               0.042 T/m<sup>2</sup>
- Losa aligerada           0.374 T/m<sup>2</sup>
- Tepetate                 0.160 T/m<sup>2</sup>
- Aplanado                 0.030 T/m<sup>2</sup>
- Carga adicional         0.050 T/m<sup>2</sup>
- Carga viva max.        0.100 T/m<sup>2</sup>

$$\Sigma = \underline{\underline{0.780 \text{ T/m}^2}}$$

Para el Tablero II de azotea

Para el claro de 3.50m

- Se utilizarán 6 casetones y 6 nervaduras.

Para el claro de 7.75m

- Se utilizarán 14 casetones y 14 nervaduras

### ANÁLISIS DE CARGAS

- Área del tablero  $(3.50\text{m})(7.75\text{m}) = 27.125\text{m}^2$
- Número de casetones  $(6\text{pzas.})(14\text{pzas.}) = 84\text{pzas.}$
- Volumen de losa  $(3.50\text{m})(7.75\text{m})(0.25\text{m}) = 6.78125\text{m}^3$
- Volumen de casetones  $(84)(0.2\text{m})(0.4\text{m})(0.4\text{m}) = 2.688 \text{ m}^3$
- Volumen de concreto  $(6.78125\text{m}^3) - (2.688\text{m}^3) = 4.0933 \text{ m}^3$
- Peso del tablero  $(4.0933\text{m}^3)(2.4\text{T/m}^3) = 9.8238\text{T}$
- Peso propio reticular  $(9.8238\text{T}) / (27.125\text{m}^2) = 0.362\text{T/m}^2$

### CALCULO DE LAS CARGAS DE SERVICIO

- Cintarilla  $0.024 \text{ T/m}^2$
- Mortero c-a  $0.042 \text{ T/m}^2$
- Losa aligerada  $0.362 \text{ T/m}^2$
- Tepetate  $0.160 \text{ T/m}^2$
- Aplanado  $0.030 \text{ T/m}^2$
- Carga adicional  $0.050 \text{ T/m}^2$
- Carga viva max.  $0.100 \text{ T/m}^2$

$$\Sigma = \underline{\underline{0.768 \text{ T/m}^2}}$$



## REVISIÓN DEL PERALTE MÍNIMO DE LA LOSA

El concreto que se utilizó es de clase I ya que  $f'_c=300 \text{ kg/cm}^2$ , el peralte mínimo de acuerdo con la sección 6.3.3.5 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (Abril de 2001) (NTCDCEC-2001), queda establecido por:

$$d_{\min} = (\text{Perímetro del tablero})/250$$

Siempre y cuando  $f_s \leq 2520 \text{ kg/cm}^2$  y  $w \leq 380 \text{ kg/m}^2$

En este caso  $f_s = 2520$ , pero  $w > 380 \text{ kg/cm}^2$ . por lo tanto el peralte efectivo mínimo se debe multiplicar por:

$$0.032 (f_s \cdot w)^{1/4}$$

Para este cálculo, la longitud de los lados discontinuos se incrementará 25 por ciento si los apoyos de la losa son monolíticos con ella.

El tablero con las condiciones mas desfavorables es el tablero I y IV, y el perímetro queda calculado con la siguiente expresión:

$$P = 8.75\text{m} + 7.75\text{m} + 1.25(8.75\text{m} + 7.75\text{m})$$

$$P = 3712.25 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = [(3712.25\text{cm})/250] [0.032 (2520\text{kg/m}^2)(936\text{kg/m}^2)^{1/4}]$$

$$d_{\min} = \underline{18.62 \text{ cm}}$$

$$h = d + r = 18.62\text{cm} + 1.50 \text{ cm} = 20.12\text{cm}$$

$20.12\text{cm} > 25\text{cm}$ , por lo tanto se acepta **h=25cm**

Para diseñar la losa reticular con los métodos que se aplican para losas macizas, el Reglamento especifica que:

$$s < L/6$$

Como los lados más críticos son los de 3.50m, el calculo se hizo con esta longitud.

$$L/6 = 350\text{cm}/6 = 58.33\text{cm}$$

$$55 < 58.33$$

Por lo tanto se puede diseñar como losa maciza. Se utilizó el método de los coeficientes y de cada tablero se calculó la relación de lados corto a largo,  $m=a_1/a_2$ , donde  $a_1$  es la longitud del lado corto y  $a_2$  es la longitud del lado largo, con esta relación se interpoló con los valores de la tabla 6.1 de las NTCDCEC-2001 para conocer los coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares. Como la losa será colada monolíticamente con sus apoyos se consideró para el cálculo de los coeficientes el Caso I.

- Tablero I, III y IV :  $m = (7.45)/(8.45) = 0.882$
- Tablero II :  $m = (3.20)/(7.45) = 0.430$
- Tablero V, VII y VII :  $m = (3.20)/(8.45) = 0.379$
- Tablero VI :  $m = (3.20)/(3.20) = 1.000$

Los datos de las constantes de diseño que se utilizaron para el diseño de la losa son los siguientes:

$$F'c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$f^*c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$f''c = 204 \text{ kg/cm}^2$$

$$H = 25 \text{ cm}$$

$$d = 23.5 \text{ cm}$$

$$N = 15 \text{ cm}$$

De acuerdo a los cálculos realizados en las tablas que se muestran a continuación, tanto para momento positivo, como para momento negativo, se utilizará una varilla del número 4 en cada nervadura.

**CALCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO(LOSA DE ENTREPISO)**

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (T-m)	Mu AJUSTADO	Mu NERVADURA	Mu/bd2	P	p min	As cm2	As REAL
I a1= 7.45 a2=8.45 m= 0.882 w= 0.936 EXTREMO	Negativo en bordes	corto	364.4	2.650298545	2.650298545	1.4576642	17.59667059	0.004902631	0.0029	1.7281775	1 #3 y 1 # 4
	Interiores	largo	0	0	0.197832923	0.108808108	1.313512694	0.000348742	0.0029	1.02225	1 # 4
	Negativo en bordes	corto	255.4	1.857536357	1.857536357	1.021644996	12.33312203	0.00338036	0.0029		
	discontinuos	largo	220	1.600070472	1.600070472	0.88003876	10.62367599	0.002896884	0.0029		
	Positivo	corto	500.8	3.642342238	3.642342238	2.003288231	24.1833497	0.006885799	0.0029	2.4272442	2 # 4
		largo	430	3.127410468	3.127410468	1.720075757	20.76445761	0.005844922	0.0029	2.0603349	2 # 4
III a1= 7.45 a2= 8.45 m= 0.882 w= 0.936 DE ESQUINA	Negativo en bordes	corto	379.6	2.760848869	2.760848869	1.518466878	18.33067002	0.005119148	0.0029	1.8044996	1# 3 y 1 # 4
	Interiores	largo	366.1	2.662662726	2.209223436	1.21507289	14.66815017	0.00404925	0.0029	1.4273605	2 var 3/8
	Negativo en bordes	corto	224.6	1.633526491	1.633526491	0	0	0	0	0	
	discontinuos	largo	208.9	1.519339644	1.519339644				0	0	
	Positivo	corto	183.2	1.33242232	1.33242232	0.732832276	8.846624731	0.002399654	0.0029	1.02225	1 # 4
		largo	138.4	1.006589788	1.006589788	0.553624383	6.683257985	0.001801465	0.0029	1.02225	1 # 4
IV a1= 7.45 a2= 8.45 m= 0.882 w= 0.936 DE ESQUINA	Negativo en bordes	corto	379.6	2.760848869	2.760848869	1.518466878	18.33067002	0.005119148	0.0029	1.8044996	1 # 3 y 1 # 4
	Interiores	largo	366.1	2.662662726	2.209223436	1.21507289	14.66815017	0.00404925	0.0029	1.4273605	2 var 3/8
	Negativo en bordes		224.6	1.633526491	1.633526491				0		
	discontinuos	largo	208.9	1.519339644	1.519339644	0	0	0	0		
	Positivo	corto	183.2	1.33242232	1.33242232	0.732832276	8.846624731	0.002399654	0.0029	1.02225	1 # 4
		largo	138.4	1.006589788	1.006589788	0.553624383	6.683257985	0.001801465	0.0029	1.02225	1 # 4
V a1= 3.20 a2=8.45	Negativo en bordes	corto	709.8	0.924970476	0.659195228	0.362557375	4.37673005	0.001172005	0.0029	1.02225	1 # 4
	Interiores	largo	505.25	0.658412698	0.197832923	0.108808108	1.313512694	0.000348742	0.0029	1.02225	1 # 4
	Negativo en bordes	corto	431.94	0.562879328	0.562879328	0.309583631	3.737240145	0.000998961	0.0029	1.02225	1 # 4

Diseño del edificio

M= 0.379	Discontinuos		274.46	0.357660463	0.357660463			0	0		
W= 0.909	Positivo	corto	453.11	0.590466853	0.590466853	0.324756769	3.920407654	0.001048461	0.0029	1.02225	1 # 4
DE ESQUINA		largo	161.44	0.210379309	0.210379309	0.11570862	1.396814486	0.000370944	0.0029	1.02225	1 # 4
VI	Negativo en bordes	corto	297	0.393419981	0.659195228	0.362557375	4.37673005	0.001172005	0.0029	1.02225	1 # 4
A1= 3.20	Interiores	largo	315	0.417263616	0.644951882	0.354723535	4.282161279	0.001146375	0.0029	1.02225	1 # 4
A2= 3.20	Negativo en bordes		190	0.251682816	0.251682816			0	0		
m=1.00	Discontinuos	largo	0	0	0	0	0	0	0		
W= 0.924	Positivo	corto	129	0.170879386	0.170879386	0.093983662	1.134554544	0.00030108	0.0029	1.02225	1 # 4
DE BORDE		largo	133	0.176177971	0.176177971	0.096897884	1.16973453	0.000310446	0.0029	1.02225	1 # 4
VII	Negativo en bordes	corto	687.94	0.896483783	0.910727129	0.500899921	6.046777377	0.001626924	0.0029	1.02225	1 # 4
A1= 3.20	Interiores	largo	491.84	0.640937558	-2.209223436	-1.21507289	-14.66815017	-0.003736725	0.0029	-1.3171956	1 # 4
A2= 8.45	Negativo en bordes		425.58	0.554591343	0.554591343			0	0		
M= 0.379	Discontinuos	largo	0	0	0	0	0	0	0		
W= 0.909	Positivo	corto	425.74	0.554799845	0.554799845	0.305139915	3.683596378	0.000984473	0.0029	1.02225	1 # 4
DE BORDE		largo	155.36	0.202456203	0.202456203	0.111350912	1.344208985	0.000356922	0.0029	1.02225	1 # 4
VIII	Negativo en bordes	corto	709.8	0.924970476	0.910727129	0.500899921	6.046777377	0.001626924	0.0029	1.02225	1 # 4
A1= 3.20	Interiores	largo	505.25	0.658412698	2.209223436	1.21507289	14.66815017	0.00404925	0.0029	1.02225	1 # 4
a2=7.45	Negativo en bordes	corto	431.94	0.562879328	0.562879328	0.309583631	3.737240145	0.000998961	0.0029		
M= 0.379	Discontinuos		274.46	0.357660463	0.357660463			0	0		
W= 0.909	Positivo	corto	453.11	0.590466853	0.590466853	0.324756769	3.920407654	0.001048461	0.0029	1.02225	1 # 4
DE ESQUINA		largo	161.44	0.210379309	0.210379309	0.11570862	1.396814486	0.000370944	0.0029	1.02225	1 # 4

**CALCULO DE LOS MOMENTOS DE DISEÑO(LOSA DE AZOTEA)**

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (T-m)	Mu AJUSTADO	Mu NERVADURA	Mu/bd2	P	p min	As cm2	As REAL	
I	Negativo en bordes	corto	364.4	2.590836719	1.528820367	0.840851202	10.15061056	0.00276399	0.0029	0.9743065	1 # 4	
	a1= 7.45	Interiores	largo	0	0	0.166493054	0.09157118	1.105431475	0.000293328	0.0029	1.02225	1 # 4
	a2=8.45	Negativo en bordes	corto	255.4	1.815860862	1.815860862	0.998723474	12.05641737	0.00330175	0.0029		
	m= 0.882	Discontinuos	largo	220	1.564171455	1.564171455	0.8602943	10.38532428	0.002829878	0.0029		
	w= 0.915	Positivo	corto	500.8	3.560623021	3.560623021	1.958342662	23.64077455	0.006718885	0.0029	2.3684069	2 # 4
	EXTREMO		largo	430	3.057244208	3.057244208	1.681484314	20.29858837	0.005705045	0.0029	2.0110284	2 # 4
III	Negativo en bordes	corto	379.6	2.218117895	2.218117895	1.219964842	14.72720497	0.004066297	0.0029	1.4333696	2# 3	
	a1= 7.45	Interiores	largo	366.1	2.139233302	1.658533086	0.912193197	11.01183881	0.003006216	0.0029	1.0596912	1 # 4
	a2= 8.45	Negativo en bordes	corto	224.6	1.312405899	1.312405899	0	0	0	0	0	
	m= 0.882	Discontinuos	largo	208.9	1.220666038	1.220666038				0	0	
	w= 0.752	Positivo	corto	183.2	1.070493146	1.070493146	0.58877123	7.107544656	0.001918179	0.0029	1.02225	1 # 4
	DE ESQUINA		largo	138.4	0.808713163	0.808713163	0.44479224	5.369455133	0.001441893	0.0029	1.02225	1 # 4
IV	Negativo en bordes	corto	379.6	2.768117895	2.218117895	1.219964842	14.72720497	0.004066297	0.0029	1.4333696	2 # 3	
	a1= 7.45	Interiores	largo	366.1	2.139233302	1.66295203	0.914623617	11.04117841	0.003014491	0.0029	1.062608	1 # 4
	a2= 8.45	Negativo en bordes		224.6	1.312405899	1.312405899				0		
	m= 0.882	Discontinuos	largo	208.9	1.220666038	1.220666038	0	0	0	0		
	w= 0.752	Positivo	corto	183.2	1.070493146	1.070493146	0.58877123	7.107544656	0.001918179	0.0029	1.02225	1 # 4
	DE ESQUINA		largo	138.4	0.808713163	0.808713163	0.44479224	5.369455133	0.001441893	0.0029	1.02225	1 # 4
V	Negativo en bordes	corto	709.8	0.778440499	-0.223166362	-0.122741499	-1.481714186	-0.000390419	0.0029	1.02225	1 # 4	
	a1= 3.20	Interiores	largo	505.25	0.554109696	0.166493054	0.09157118	1.105431475	0.000293328	0.0029	1.02225	1 # 4
	a2=8.45	Negativo en bordes	corto	431.94	0.473710326	0.473710326	0.260540679	3.145202103	0.000839316	0.0029	1.02225	1 # 4
	m= 0.379	Discontinuos		274.46	0.30100138	0.30100138			0	0		
	w= 0.765	Positivo	corto	453.11	0.496927549	0.496927549	0.273310152	3.299352977	0.000880832	0.0029	1.02225	1 # 4

Diseño del edificio

DE ESQUINA		largo	161.44	0.177051894	0.177051894	0.097378542	1.175536944	0.000311991	0.0029	1.02225	1 # 4
VI	Negativo en bordes	corto	297	0.332107776	-0.223166362	-0.122741499	-1.481714186	-0.000390419	0.0029	1.02225	1 # 4
A1= 3.20	Interiores	largo	315	0.35223552	0.521943368	0.287068852	3.465445628	0.000925604	0.0029	1.02225	1 # 4
A2= 3.20	Negativo en bordes		190	0.21245952	0.21245952			0	0		
m=1.00	Discontinuos	largo	0	0	0	0	0	0	0		
W= 0.780	Positivo	corto	129	0.144248832	0.144248832	0.079336858	0.957740849	0.000254035	0.0029	1.02225	1 # 4
DE BORDE		largo	133	0.148721664	0.148721664	0.081796915	0.98743824	0.000261933	0.0029	1.02225	1 # 4
VII	Negativo en bordes	corto	687.94	0.75446655	0.766453524	0.421549438	5.08887205	0.001365456	0.0029	1.02225	1 # 4
A1= 3.20	Interiores	largo	491.84	0.539402895	1.658533086	0.912193197	11.01183881	0.003006216	0.0029	1.0596912	1 # 4
A2= 8.45	Negativo en bordes		425.58	0.466735288	0.466735288			0	0		
M= 0.379	discontinuos	largo	0	0	0	0	0	0	0		
W= 0.765	Positivo	corto	425.74	0.466910761	0.466910761	0.256800919	3.100056358	0.000827164	0.0029	1.02225	1 # 4
DE BORDE		largo	155.36	0.170383933	0.170383933	0.093711163	1.131264987	0.000300204	0.0029	1.02225	1 # 4
VIII	Negativo en bordes	corto	709.8	0.778440499	0.766453524	0.421549438	5.08887205	0.001365456	0.0029	1.02225	1 # 4
A1= 3.20	interiores	largo	505.25	0.554109696	1.66295203	0.914623617	11.04117841	0.003014491	0.0029	1.02225	1 # 4
a2=8.45	Negativo en bordes	corto	431.94	0.473710326	0.473710326	0.260540679	3.145202103	0.000839316	0.0029		1 # 4
M= 0.379	discontinuos		274.46	0.30100138	0.30100138			0	0		1 # 4
W= 0.765	Positivo	corto	453.11	0.496927549	0.496927549	0.273310152	3.299352977	0.000880832	0.0029	1.02225	1 # 4
DE ESQUINA		largo	161.44	0.177051894	0.177051894	0.097378542	1.175536944	0.000311991	0.0029	1.02225	1 # 4
II	Negativo en bordes	corto	628.2	0.691651215	0.521943368	0.287068852	3.465445628	0.000925604	0.0029	1.02225	1 # 4
A1= 3.20	interiores	largo	423.98	0.466804015	1.528820367	0.840851202	10.15061056	0.00276399	0.0029	1.02225	1 # 4
a2=7.45	Negativo en bordes	corto	0	0	0	0	0	0	0.0029		
m= 0.43	discontinuos		267.52	0.294540804	0.294540804			0	0		
W= 0.768	Positivo	corto	371.14	0.408626921	0.408626921	0.224744807	2.713080511	0.000723129	0.0029	1.02225	1 # 4
DE BORDE		largo	147.18	0.162045886	0.162045886	0.089125238	1.075904482	0.00028547	0.0029	1.02225	1 # 4

<b>AJUSTE DE MOMENTOS</b>			
<b>AZOTEA</b>			
<b>TABLERO</b>	<b>d(cm)</b>	<b>a1 (cm)</b>	<b>K(kg/cm²)</b>
I	23.5	745	17.419966
V	23.5	320	40.555859
<b>Tablero I y V</b>	0	0.6584127	
	<b>I</b>	<b>V</b>	
<b>K</b>	17.42	40.555859	
<b>Fd</b>	-0.30047	-0.699531	-1
<b>Me</b>	0	-0.658413	
<b>Md</b>	-0.658412698		
<b>Mdis</b>	0.19783	0.4605798	
<b>Maj</b>	0.19783	-0.197833	

<b>AJUSTE DE MOMENTOS</b>			
<b>AZOTEA</b>			
<b>TABLERO</b>	<b>d(cm)</b>	<b>a1 (cm)</b>	<b>K(kg/cm²)</b>
IV	23.5	745	17.419966
VIII	23.5	320	40.555859
<b>Tablero III Y IV</b>	2.13923	0.5541097	
	<b>III</b>	<b>IV</b>	
<b>k</b>	17.42	40.555859	
<b>fd</b>	-0.30047	-0.699531	-1
<b>Me</b>	2.13923	-0.55411	
<b>Md</b>	1.585123606		
<b>Mdis</b>	-0.47628	-1.108842	
<b>Maj</b>	1.66295	-1.662952	

<b>AJUSTE DE MOMENTOS</b>				<b>AJUSTE DE MOMENTOS</b>			
				<b>AZOTEA</b>			
<b>TABLERO</b>	<b>d(cm)</b>	<b>a1 (cm)</b>	<b>K(kg/cm²)</b>	<b>TABLERO</b>	<b>d(cm)</b>	<b>a1 (cm)</b>	<b>K(kg/cm²)</b>
III	23.5	745	17.419966	IV	23.5	320	40.555859
IV	23.5	745	17.419966	II	23.5	320	40.555859
<b>Tablero III y IV</b>	2.76085	2.7608489		<b>Tablero IV y II</b>	0.77844	0.3321078	
	<b>III</b>	<b>IV</b>			<b>V</b>	<b>VI</b>	
<b>k</b>	17.42	17.419966		<b>k</b>	40.5559	40.555859	
<b>fd</b>	-0.5	-0.5	-1	<b>fd</b>	-0.5	-0.5	-1
<b>Me</b>	2.76085	-2.760849		<b>Me</b>	0.77844	-0.332108	
<b>Md</b>	0			<b>Md</b>	0.446332723		
<b>Mdis</b>	0	0		<b>Mdis</b>	-0.22317	-0.223166	
<b>Maj</b>	2.76085	-2.760849		<b>Maj</b>	0.55527	-0.555274	



AJUSTE DE MOMENTOS				AJUSTE DE MOMENTOS			
				<b>AZOTEA</b>			
TABLERO	d(cm)	a1 (cm)	K(kg/cm <sup>2</sup> )	TABLERO	d(cm)	a1 (cm)	K(kg/cm <sup>2</sup> )
IV	23.5	745	17.419966	VII	23.5	320	40.555859
VIII	23.5	320	40.555859	VIII	23.5	320	40.555859
<b>Tablero IV y VIII</b>	2.76085	0.9249705		<b>Tablero VII y VIII</b>	0.75447	0.7784405	
	<b>IV</b>	<b>VIII</b>			<b>V</b>	<b>VI</b>	
<b>K</b>	17.42	40.555859		<b>K</b>	40.5559	40.555859	
<b>Fd</b>	-0.30047	-0.699531	-1	<b>Fd</b>	-0.5	-0.5	-1
<b>Me</b>	2.76085	-0.92497		<b>Me</b>	0.75447	-0.77844	
<b>Md</b>	1.835878393			<b>Md</b>	-0.023973949		
<b>Mdis</b>	-0.55163	-1.284253		<b>Mdis</b>	0.01199	0.011987	
<b>Maj</b>	2.20922	-2.209223		<b>Maj</b>	0.76645	-0.766454	

## REVISIÓN POR CORTANTE

Para la revisión de la resistencia a fuerza cortante de acuerdo con la sección 6.3.3.6 de las NTCDCEC-2001, se supondrá que la sección crítica se encuentra a un peralte efectivo del paño del apoyo. La fuerza cortante que actúa en un ancho unitario se calcula con la expresión:

$$V_u = [(a_1/2) - d] [0.95 - 0.5(a_1/a_2)]w$$
$$V_u = [(7.45/2) - .235] [0.95 - 0.5(7.45/8.45)]936$$
$$V_u = 1663.28 \text{ Kg}$$

Como hay bordes continuos y discontinuos se incrementa el cortante (V) en un 15 por ciento, por lo tanto:

$$V_u = 1.15 (1663.28\text{Kg})$$
$$V_u = 1912.77 \text{ Kg}$$

La resistencia de la losa a fuerza cortante ( $V_{CR}$ ) se obtiene con:

$$V_{CR} = 0.5 F_R.b.d.(f^*c)^{1/2}$$
$$V_{CR} = 0.5 (0.8)(30)(23.5)(240)^{1/2}$$
$$V_{cr} = 4368.72 \text{ Kg}$$

Como  $V_u < V_{cr}$ , no se requieren estribos. Como no se requiere acero por cortante, se pondrán estribos del # 2 a cada 20 cm por armado.

Todas las losas se armarán igual que la más desfavorable en ambas direcciones.

### 9.5 Diseño de la cimentación.

Las losas de cimentación se emplean en suelos poco resistentes, para integrar superficialmente la cimentación de varias columnas. Cuando la superficie de cimentación supera el 66% del área total, es recomendable utilizar este tipo de cimentación.

El área de cimentación se calcula sumando la carga total de la estructura y el peso del suelo, que para este caso es:

$$A_c = P + W_s$$

$$W_s = 0.2P$$

Para el caso mas desfavorable  $P = 2343 \text{ T}$  y  $W_s = (0.2)(2343) = 486.6\text{T}$ .

La carga total de toda la estructura será:

$$P_T = P + W_s$$

$$P_T = 2343 \text{ T} + 486.6 \text{ T} = 2811.6 \text{ T}$$

El área de cimentación requerida estará dada por:

$$A_z = (P_T/qr)$$

$$A_z = 2811.6 \text{ T}/12 \text{ T/m}^2 = 234.3 \text{ m}^2$$

El área del edificio en planta es :

$$A_c = 11\text{m} \times 29\text{m} = 319\text{m}^2$$

El área de cimentación requerida representa el 73.45% del área total en planta del edificio, por lo tanto como rebasa el 66% del área en planta de la

estructura, es recomendable utilizar losas de cimentación de acuerdo con Melli y Juárez Badillo.

Las losas de cimentación pueden ser de varios tipos, lo más comunes son:

- a) Losa plana de espesor uniforme.
- b) Losa plana con mayor espesor bajo columnas.
- c) Retícula.
- d) Losa con muro sótano (cajón de cimentación)

El tipo de losa de cimentación que se utilizará usará vigas de cimentación ya que los claros son grandes y las cargas elevadas, es decir una retícula.

El análisis del conjunto suelo-cimentación-estructura se ha hecho a través de un programa de computadora (SAP2000).

Los métodos de solución que utiliza este programa se pueden ilustrar con el análisis de una viga continua de ancho "b", apoyada sobre una cama de resortes elásticos, que permitirá calcular los momentos, las fuerzas cortantes y los asentamientos en diferentes puntos.

### CÁLCULO DE LA RIGIDEZ DEL SUELO

En base al estudio de mecánica de suelos, el terreno donde será construída la edificación se puede clasificar como una arcilla media cuya capacidad de carga varía entre las  $5 \frac{T}{m^2}$  y  $20 \frac{T}{m^2}$ , la capacidad de carga de este suelo es de  $12 \frac{T}{m^2}$ .

De acuerdo a la tabla propuesta por Therzagui (Meli,2004), el módulo de reacción del suelo ( $ks_1$ ) es de  $2.56 \frac{Kg}{cm^3}$ .

“Terzaghi ha propuesto las siguientes expresiones para corregir el módulo de reacción obtenido de una prueba de placa y para determinar el que es aplicable a un área cuadrada cualquiera” (Meli Piralla, 2004).

$$K_s = \frac{Ks1}{B}, \text{ para arcillas}$$

Como es una losa, B se tomará como ancho unitario de 100 cm, por lo tanto B = 3.28 ft. La unidad de B deben ser pies para poder aplicar la fórmula anterior.

$$K_s = \frac{2.56}{3.28} = 0.780288 \times 10^{-3} \frac{T}{m^3}$$

#### CÁLCULO DE LAS RIGIDECES DE LOS RESORTES

$$K_r = K_s \times \text{Área tributaria del resorte}$$

Se proponen resortes en cada esquina e intermedios cada 50 cm.

Para los resortes de esquina:

$$A_T = (0.25m)(0.25m) = 0.0625 \text{ m}^2$$
$$K_r = K_s \cdot A_T = \left(780.288 \frac{T}{m^3}\right)(0.0625 \text{ m}^2) = 48.768 \frac{T}{m}$$

Para los resortes de borde:

$$A_T = (0.5m)(0.25m) = 0.125 \text{ m}^2$$

$$K_r = K_s. A_T = (780.288 \frac{T}{m^3}) (0.125m^2) = 97.536 \frac{T}{m}$$

Para los resortes centrales:

$$A_T = (0.5m)(0.5m) = 0.25m^2$$

$$K_r = K_s. A_T = (780.288 \frac{T}{m^3}) (0.25m^2) = 195.072 \frac{T}{m}$$

Se proponen las dimensiones de la losa y de las contratrabes:

- Espesor de la losa  $h = 20\text{cm}$ ,  $d = 15\text{cm}$   $r = 5\text{cm}$
- Contratrabes  $h = 35\text{ cm}$ ,  $b = 100\text{ cm}$

Estos datos se utilizarán en el programa SAP2000 para obtener los momentos, los cortantes, los asentamientos, etc.

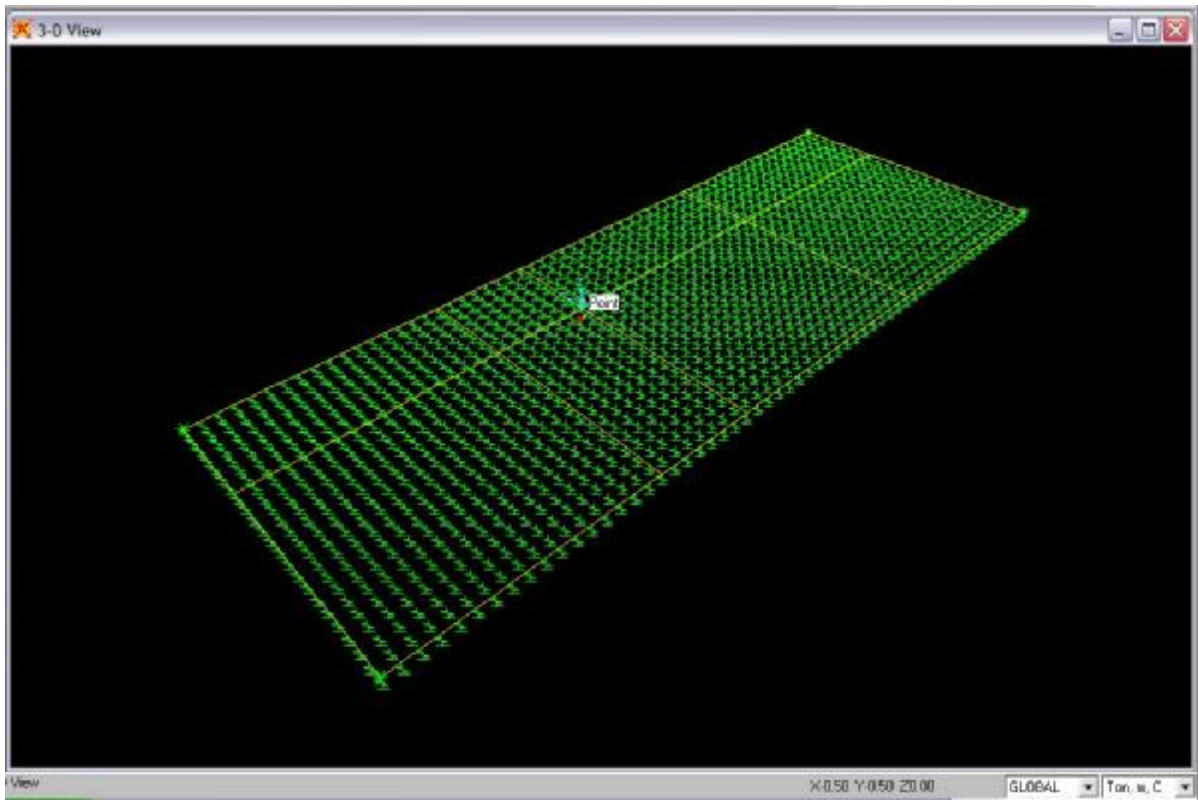
Los resultados preliminares obtenidos en cada uno de los 8 tableros de la cimentación son los siguientes:

TABLERO I		TABLERO V	
W tot =	472.51785	W tot =	322.98935
A tab I =	63.75	A tab I =	29.75
<b>W t/m<sup>2</sup> =</b>	<b>7.41204471</b>	<b>W t/m<sup>2</sup> =</b>	10.8567849
TABLERO II		TABLERO VI	
W tot =	272.060675	W tot =	173.465375
A tab I =	26.25	A tab I =	12.25
W t/m <sup>2</sup> =	10.3642162	W t/m <sup>2</sup> =	14.1604388
TABLERO III		TABLERO VII	
W total=	398.4841	W total=	283.4955
A=	63.75	A=	29.75
wt t/m <sup>2</sup>	6.25073098	wt t/m <sup>2</sup>	9.5292605
TABLERO IV		TABLERO VIII	
W total	478.64015	W total	334.922075
A =	63.75	A =	29.75
wt t/m <sup>2</sup>	7.50808078	wt t/m <sup>2</sup>	11.2578849

En la siguiente figura se muestra la losa con los resortes modelada en el programa SAP 2000

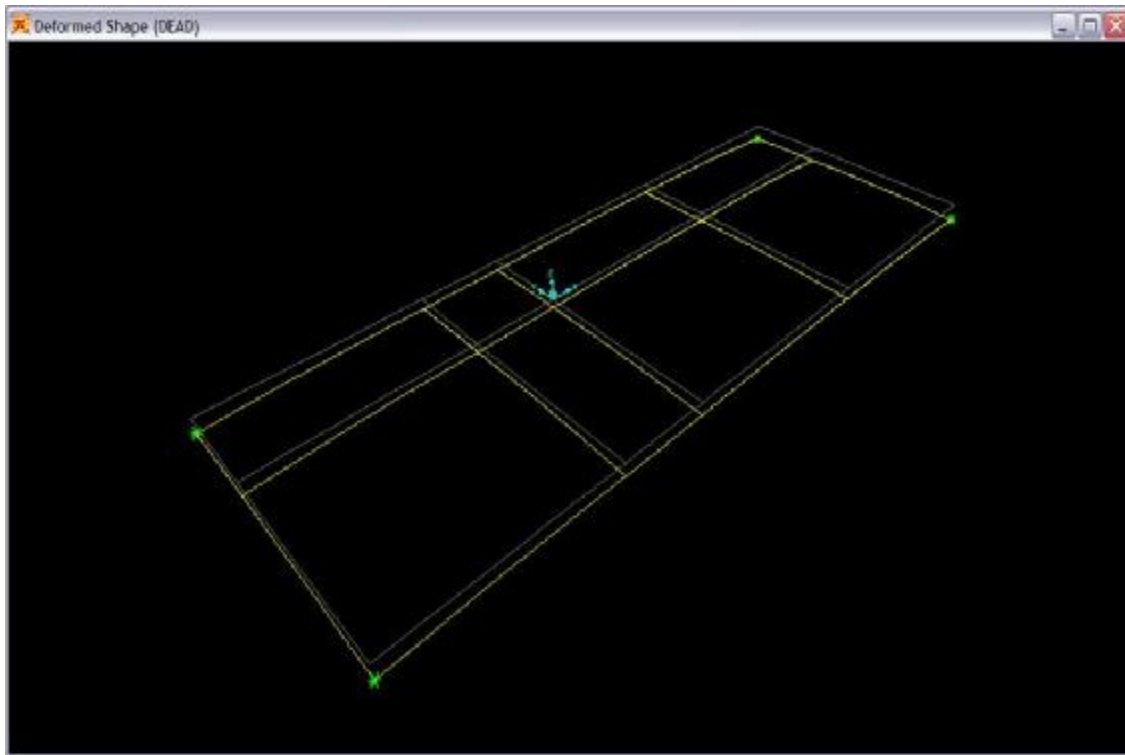









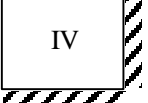
Se realizó el análisis de la losa para todas las combinaciones de carga y se obtuvieron los elementos mecánicos de diseño, la reacción del suelo sobre la losa y los asentamientos.

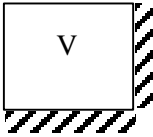



A continuación se muestran los asentamientos obtenidos:



PUNTO	ASENTAMIENTO
A-1	6.4 CM
B-1	5.3 CM
C-1	5.3 CM
D-1	4.9 CM
E-1	7.1 CM
A-2	5.4 CM
B-2	3.6 CM
C-2	3.6 CM
D-2	3.4 CM
E-2	6.1 CM
A-3	6.0 CM
B-3	4.2 CM
C-3	4.1 CM
D-3	3.9 CM
E-3	6.7 CM

Con los datos obtenidos anteriormente, se diseñará la losa:

	TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)
 I a1 = 7.5 a2 = 8.5 m = 0.88 w = 7.412	Negativo en bordes interiores	Corto	380.6	22.215432	
		Largo	366.8	21.409933	
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	225.2	13.144811	
		Largo	209.2	12.210899	
	Positivo	Corto	184	10.739988	
		Largo	138.4	8.0783388	
 II a1 = 3.5 a2 = 7.5 m = 0.47 w = 10.364	Negativo en bordes interiores	Corto	593.8	10.554356	
		Largo	415.43	7.3839608	
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0	
		Largo	262.08	4.6582781	
	Positivo	Corto	347.06	6.1687347	
		Largo	144.22	2.5634038	
 III a1 = 7.5 a2 = 8.5 m = 0.88 w = 6.251	Negativo en bordes interiores	Corto	356.2	17.534524	
		Largo	353.4	17.396689	
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	225.2	11.085836	
		Largo	0	0	
	Positivo	Corto	171.6	8.4472889	
		Largo	134.2	6.6062131	
 IV a1 = 7.5 a2 = 8.5 m = 0.88 w = 7.508	Negativo en bordes interiores	Corto	380.6	22.503165	
		Largo	366.8	21.687233	
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	225.2	13.315063	
		Largo	209.2	12.369055	
	Positivo	Corto	184	10.879092	
		Largo	138.4	8.1829692	

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEFICIENTE	Mu (ton-m)
 <p>V a1 = 3.5 a2 = 8.5 m = 0.41 w = 10.857</p>	Negativo en bordes interiores	Corto	681.16	12.683032
		Largo	497.5	9.2633281
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	414.02	7.708951
		Largo	270.24	5.0318026
	Positivo	Corto	428.74	7.9830338
		Largo	159.02	2.9609134
 <p>VI a1 = 3.5 a2 = 3.5 m = 1.00 w = 14.16</p>	Negativo en bordes interiores	Corto	315	7.649586
		Largo	297	7.2124668
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	0	0
		Largo	190	4.614036
	Positivo	Corto	133	3.2298252
		Largo	129	3.1326876
 <p>VII a1 = 3.5 a2 = 8.5 m = 0.41 w = 9.529</p>	Negativo en bordes interiores	Corto	668.86	10.930667
		Largo	486.96	7.9580148
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	414.02	6.7660121
		Largo	0	0
	Positivo	Corto	409.06	6.6849546
		Largo	153.84	2.5140894
 <p>VIII a1 = 3.5 a2 = 8.5 m = 0.41 w = 11.258</p>	Negativo en bordes interiores	Corto	681.16	13.151476
		Largo	497.5	9.6054663
	Negativo en bordes discontinuos	Corto	414.02	7.9936787
		Largo	270.24	5.2176507
	Positivo	Corto	428.74	8.2778847
		Largo	159.02	3.0702739

El diseño de la losa será hecho con el momento más desfavorable:

### DATOS

$$\begin{aligned}f'c &= 300 \text{ kr/cm}^2 \\fy &= 4200 \text{ kr/cm}^2 \\Mu &= 2.250E+06 \text{ kg-cm} \\ \text{Zona sísmica (si} & \text{= 1, no = 0):} & 1 \\ FR &= 0.9 \\ b &= 100 \text{ cm} \\ H &= 30 \text{ cm} \\ \text{recubrimiento} &= 5 \text{ cm} \\ D &= 25 \text{ cm}\end{aligned}$$

### CONSTANTES

$$\begin{aligned}f^*c &= 240 \text{ kg/cm}^2 \\f'c &= 205 \text{ kr/cm}^2 \\ \rho b &= 0.022969 \\ \rho_{max} &= 0.017227 \\ \rho_{min} &= 0.002887\end{aligned}$$

### SOLUCIÓN DE LA ECUACIÓN CUADRÁTICA

$$0.5q^2 - q + (MR/FR \times b \times d^2 \times f'c)$$

$$Q1 = 1.780869$$

$$Q2 = 0.219131$$

### CÁLCULO DE $A_s$

$$\begin{aligned}\rho \text{ calc} &= 0.010696 \\ & \rho_{min} < \rho < \rho_{max}, \text{ OK} \\ \rho \text{ diseño} &= 0.010696\end{aligned}$$

$$A_s = 26.74 \text{ cm}^2 \quad 13.36961133$$

### NÚMERO DE BARRAS

#	$a_o$	N° de Barras	As
8	5.07	1	5.07
	$s =$	18.96	cm

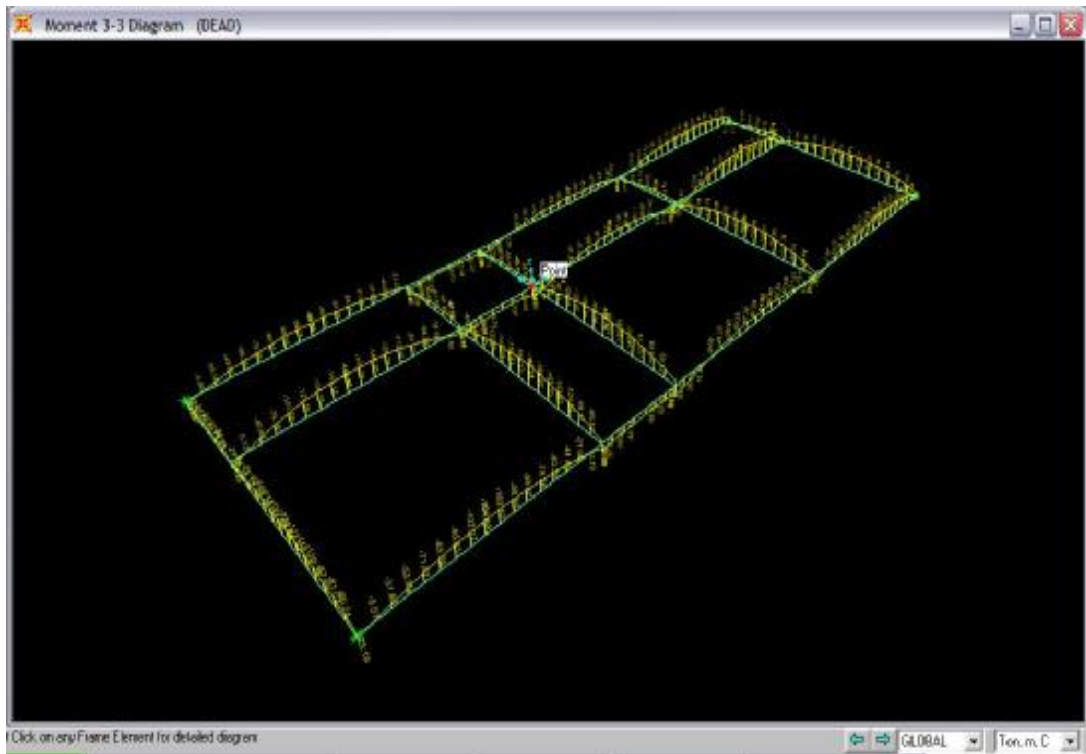
### POR CORTANTE

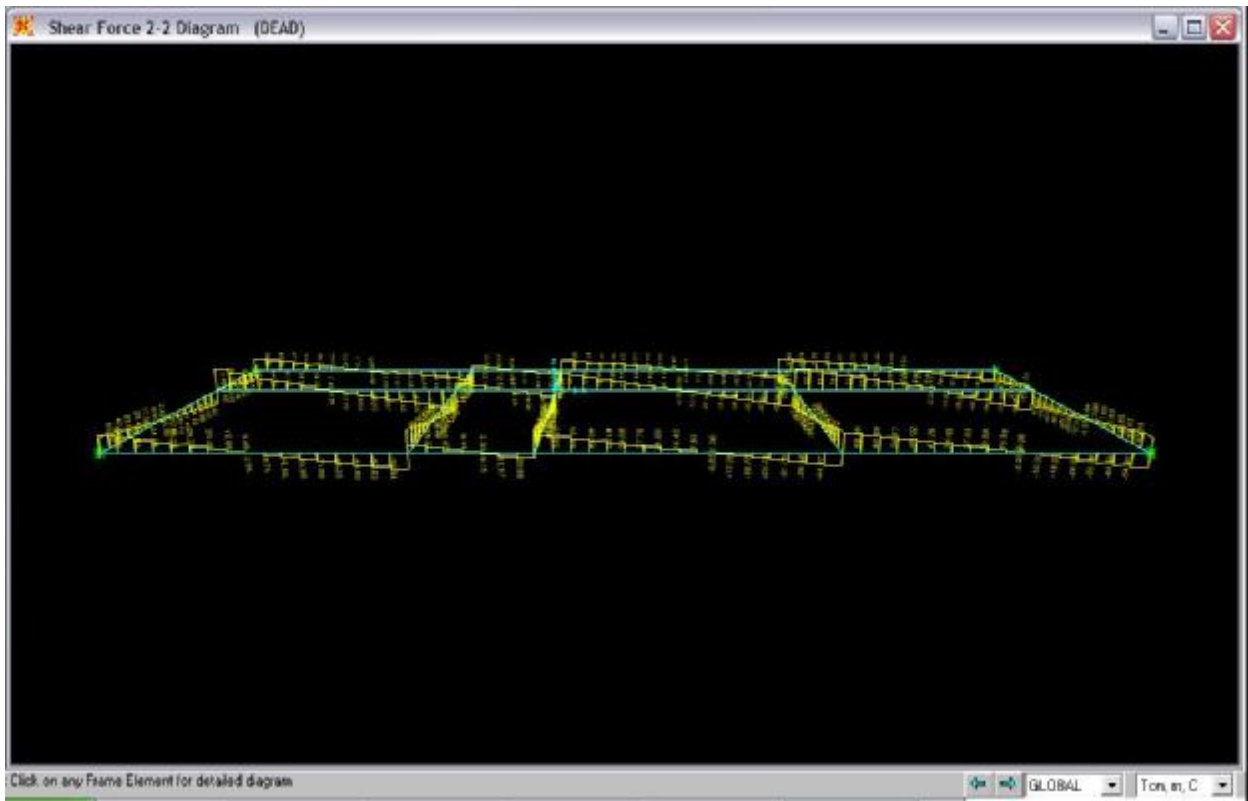
$$V_u = 14703.6638 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 15491.93 \text{ kg}$$

$V_{cr} > V_u$  por lo tanto se acepta el peralte

El diseño de las contratrabes se hará con los momentos más desfavorables en cada marco que proporcionó el análisis de la losa de cimentación con el programa SAP2000, que se muestran a continuación.







DISEÑO DE CONTRATRABES

Constantes de diseño

$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$   
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$f'c = 240 \text{ kg/cm}^2$   
 $f'c = 204 \text{ kg/cm}^2$

$b = 50 \text{ cm}$   
 $d = 115 \text{ cm}$

$h = 120 \text{ cm}$   
 $\alpha_1 = 0.85$

F.C. = 1.1

MARCO	M(+)	M(-)	V	Mu(+)	Mu(-)	Vu	$\alpha_{\min}$	$\alpha_{\max}$	q M(+)	$\alpha \alpha_{\oplus} \alpha$	As M(+)
1	12861000	9439000	68200	14147100	10382900	75020	0,00289	0,0243	0,12424623	0,00603482	34,7001979
2	17108000	10436000	98770	18818800	11479600	108647	0,00289	0,0243	0,16934701	0,00822543	47,2962004
3	12348000	6755000	56980	13582800	7430500	62678	0,00289	0,0243	0,11895472	0,0057778	33,2223548
A	12464000	2948000	56630	13710400	3242800	62293	0,00289	0,0243	0,12014846	0,00583578	33,5557483
B	16717000	3666000	80390	18388700	4032600	88429	0,00289	0,0243	0,16509298	0,0080188	46,10811
C	16626000	3225000	77800	18288600	3547500	85580	0,00289	0,0243	0,16410601	0,00797086	45,8324652
D	15384000	2857000	72120	16922400	3142700	79332	0,00289	0,0243	0,15075024	0,00732215	42,1023892
E	13871000	3058000	61670	15258100	3363800	67837	0,00289	0,0243	0,13475879	0,00654543	37,6362036

MARCO	q (M-)	$\alpha$ M(-)	As M(-)	As real	$\alpha$	Vcr	Vsr	s	Los estribos se colocarán:
1	0,08953032	0,00434862	25,0045405	61,47	0,01069043	29489,205	45530,795	21,5558723	del número 4 a cada 20 cm
2	0,09950663	0,00483318	27,7907811	76,36	0,01328	33180,0032	75466,9968	13,0051021	del número 4 a cada 13 cm
3	0,06320118	0,00306977	17,6511856	52,28	0,00909217	27211,2712	35466,7288	27,6725831	del número 4 a cada 25 cm
A	0,02707707	0,00131517	7,56223901	44,52	0,00774261	25287,7927	37005,2073	26,5221052	del número 4 a cada 25 cm
B	0,03378673	0,00164107	9,43615092	56,4	0,0098087	28232,4994	60196,5006	16,3042036	del número 4 a cada 16 cm
C	0,02966012	0,00144063	8,28364754	56,4	0,0098087	28232,4994	57347,5006	17,1141896	del número 4 a cada 16 cm
D	0,02622998	0,00127403	7,32565958	53,39	0,00928522	27486,4079	51845,5921	18,9303653	del número 4 a cada 18 cm
E	0,02810201	0,00136495	7,84848942	48,32	0,00840348	26229,7023	41607,2977	23,5885542	del número 4 a cada 20 cm

DETERMINACIÓN DE LAS VARILLAS PARA CADA MARCO

MARCO	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO
1	7 # 8	4 # 8 + 2 # 6
2	8 # 8 + 2 # 7	4 # 8 + 2 # 7
3	6 # 8 + 2 # 5	2 # 8 + 2 # 7
A	6 # 8 + 2 # 5	2 # 8
B	8 # 8 + 2 # 6	2 # 8
C	8 # 8 + 2 # 6	2 # 8
D	7 # 8 + 2 # 6	2 # 8
E	6 # 8 + 2 # 7	2 # 8



DISEÑO DE CONTRATRABES

Constantes de diseño

$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$

$f^*c = 240 \text{ kg/cm}^2$

$b = 50 \text{ cm}$

$h = 120 \text{ cm}$

F.C. = 1.1

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

$f''c = 204 \text{ kg/cm}^2$

$d = 115 \text{ cm}$

$\beta_1 = 0.85$

MARCO	M(+)	M(-)	V	Mu(+)	Mu(-)	Vu	$\rho \text{ min}$	$\rho \text{ max}$	q M(+)	$\rho \text{ M}(+)$	As M(+)
1	12861000	9439000	68200	14147100	10382900	75020	0.00289	0.0243	0.12424623	0.00603482	34.7001979
2	17108000	10436000	98770	18818800	11479600	108647	0.00289	0.0243	0.16934701	0.00822543	47.2962004
3	12348000	6755000	56980	13582800	7430500	62678	0.00289	0.0243	0.11895472	0.00577778	33.2223548
A	12464000	2948000	56630	13710400	3242800	62293	0.00289	0.0243	0.12014846	0.00583578	33.5557483
B	16717000	3666000	80390	18388700	4032600	88429	0.00289	0.0243	0.16509298	0.0080188	46.10811
C	16626000	3225000	77800	18288600	3547500	85580	0.00289	0.0243	0.16410601	0.00797086	45.8324652
D	15384000	2857000	72120	16922400	3142700	79332	0.00289	0.0243	0.15075024	0.00732215	42.1023892
E	13871000	3058000	61670	15258100	3363800	67837	0.00289	0.0243	0.13475879	0.00654543	37.6362036

MARCO	q (M-)	ρ M(-)	As M(-)	As real	ρ	Vcr	Vsr	s	Los estribos se colocarán:
1	0.08953032	0.00434862	25.0045405	61.47	0.01069043	29489.205	45530.795	21.5558723	del número 4 a cada 20 cm
2	0.09950663	0.00483318	27.7907811	76.36	0.01328	33180.0032	75466.9968	13.0051021	del número 4 a cada 13 cm
3	0.06320118	0.00306977	17.6511856	52.28	0.00909217	27211.2712	35466.7288	27.6725831	del número 4 a cada 25 cm
A	0.02707707	0.00131517	7.56223901	44.52	0.00774261	25287.7927	37005.2073	26.5221052	del número 4 a cada 25 cm
B	0.03378673	0.00164107	9.43615092	56.4	0.0098087	28232.4994	60196.5006	16.3042036	del número 4 a cada 16 cm
C	0.02966012	0.00144063	8.28364754	56.4	0.0098087	28232.4994	57347.5006	17.1141896	del número 4 a cada 16 cm
D	0.02622998	0.00127403	7.32565958	53.39	0.00928522	27486.4079	51845.5921	18.9303653	del número 4 a cada 18 cm
E	0.02810201	0.00136495	7.84848942	48.32	0.00840348	26229.7023	41607.2977	23.5885542	del número 4 a cada 20 cm

DETERMINACIÓN DE LAS VARILLAS PARA CADA MARCO

MARCO	MOMENTO POSITIVO	MOMENTO NEGATIVO
1	7 # 8	4 # 8 + 2 # 6
2	8 # 8 + 2 # 7	4 # 8 + 2 # 7
3	6 # 8 + 2 # 5	2 # 8 + 2 # 7
A	6 # 8 + 2 # 5	2 # 8
B	8 # 8 + 2 # 6	2 # 8
C	8 # 8 + 2 # 6	2 # 8
D	7 # 8 + 2 # 6	2 # 8
E	6 # 8 + 2 # 7	2 # 8



## **CAPÍTULO 10**

### **CONCLUSIONES**

## Conclusiones

El presente proyecto fue realizado con la finalidad de demostrar la importancia que tiene para la construcción de un edificio y/o casa habitación el tomar en cuenta todos los factores que lo afectan y que influyen o determinan la metodología y el proceso constructivo que se debe seguir.

Si a la hora de calcular y diseñar un edificio no se toman en cuenta las características del suelo, el tamaño del mismo, el uso para el cual será proyectado, la zona sísmica donde se va a construir, las normas que rigen los procesos constructivos y de cálculo, no se podría garantizar la seguridad de las personas que habiten el inmueble, es importante señalar que tomar en cuenta todos los factores que afectan a un edificio abarata el costo del proceso constructivo además de incrementar la seguridad del mismo.

A través de lo realizado en este trabajo de tesis quedan asentados algunos de los factores más importantes que deben de tomarse en cuenta en el momento de diseñar y analizar un edificio de concreto, así como queda clara la explicación del por qué para este proyecto en especial se utilizaron los elementos escogidos, desde el cálculo de las cargas y los factores de carga que lo afectan, así como el tipo de cimentación, de losa, las dimensiones de las trabes y columnas.

Queda demostrada la importancia de tomar en cuenta todos los factores que afectan un proyecto, para tomar la mejor opción en el cálculo de cada uno de los elementos que lo forman, así como la gran ayuda que los paquetes de software para cálculo nos proporcionan para agilizar el cálculo del mismo.

El uso del edificio fue un factor determinante en el cálculo y diseño del mismo, ya que por ser destinado para aulas y ser de tipo "A", las precauciones que debieron considerarse fueron otras, por ejemplo, el factor de carga fue distinto, lo cual modificó el análisis modal espectral que arrojó envolventes de diseño mucho mayores que las que se hubieran obtenido si el edificio hubiera sido

## Conclusiones

de tipo “B”, razón por la cual; los elementos resistentes, trabes, columnas, losas, cimentación, fueron de mayores dimensiones.

Otro factor que determinó las dimensiones de los elementos resistentes, fueron los claros tan grandes, los cuales no se redujeron debido a petición de los interesados. Éstos alegan que las columnas intermedias entre muros son lugares que los alumnos aprovechan para la distracción o la realización de travesuras.

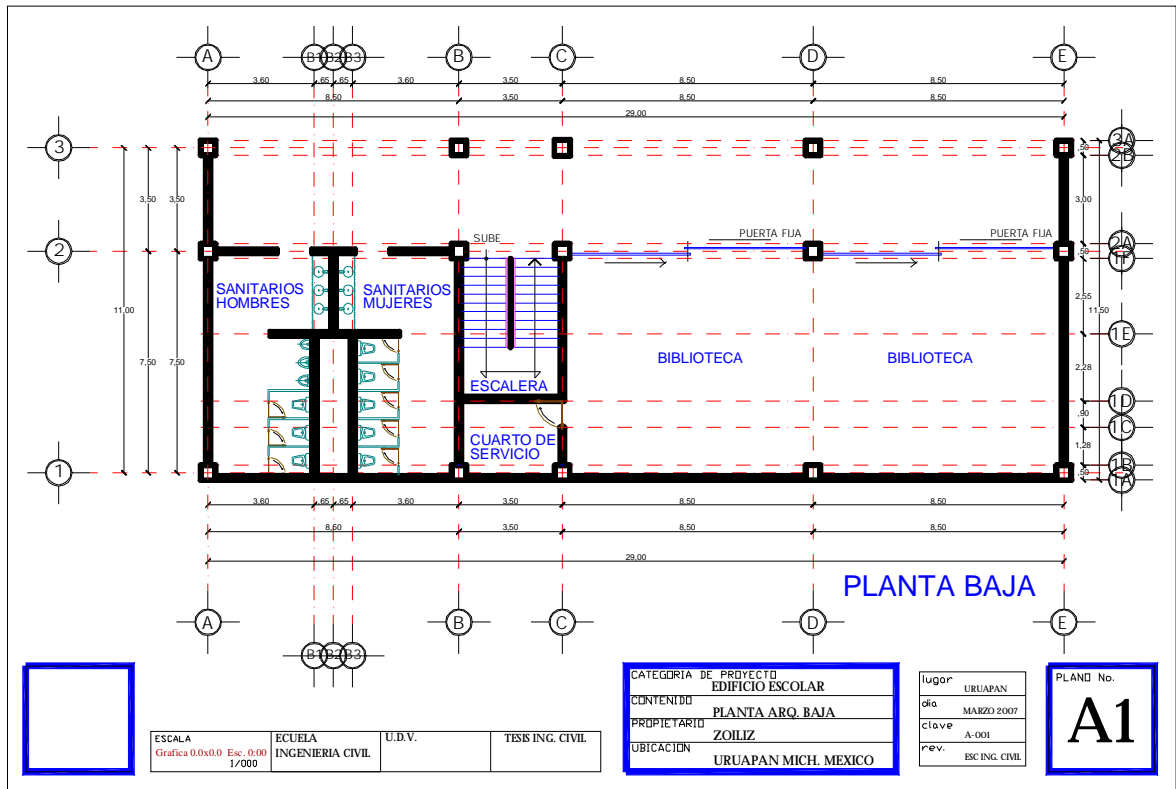
Se decidió hacer los cálculos con los elementos mas desfavorables, que correspondieron al primer nivel, ya que en la práctica resulta inadecuado diseñar y construir mas de 60 elementos diferentes, ya que crean confusión en las personas que lo realizan y es poco práctico, además de que al hacer los traslapes de varillas y cambios de sección en los elementos en ocasiones se desperdicia más de lo que en realidad se pudiera economizar.

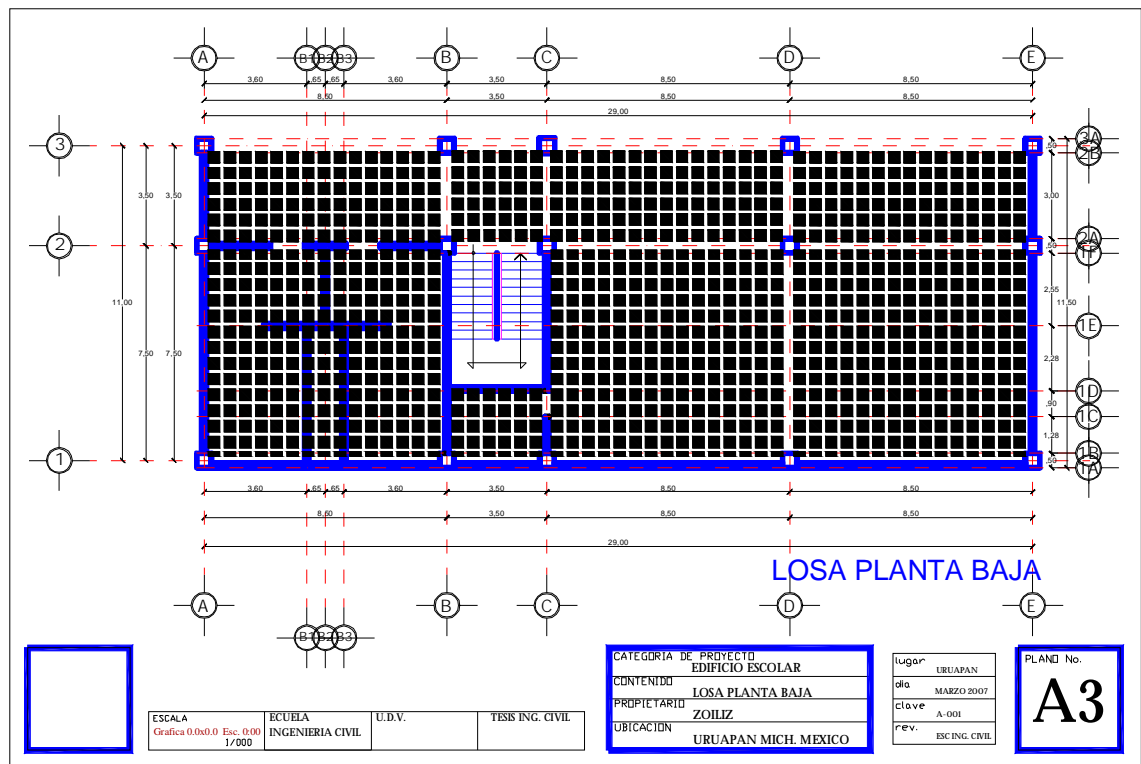
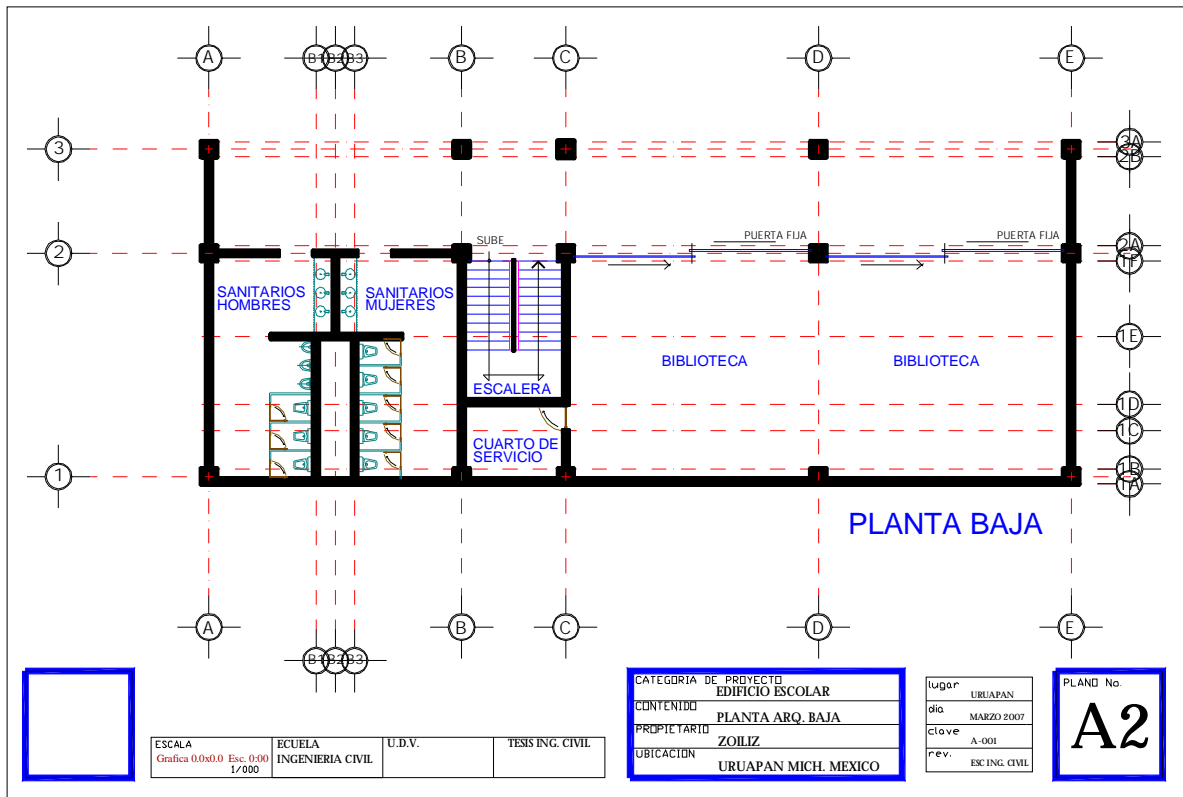
Para terminar es importante hacer notar que siempre es necesario tomar en cuenta todos los factores que afecten a nuestro proyecto por mas insignificantes que parezcan, ya que todos ellos lo pueden modificar.

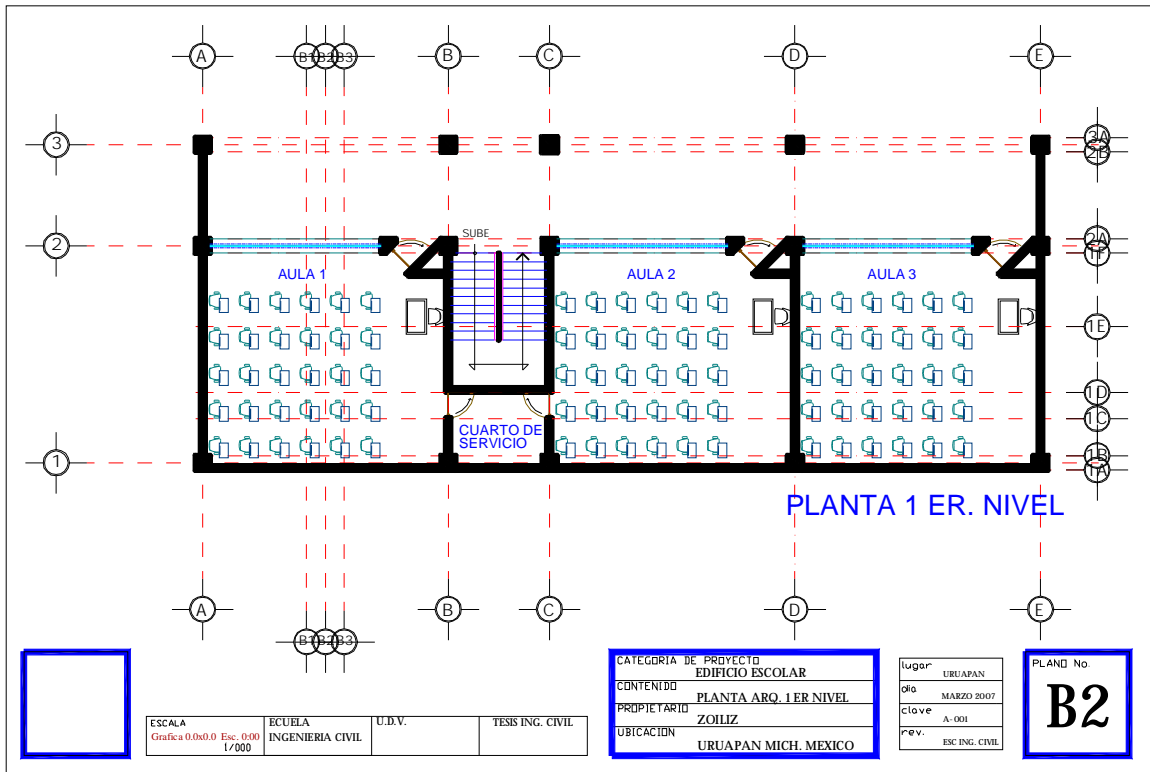
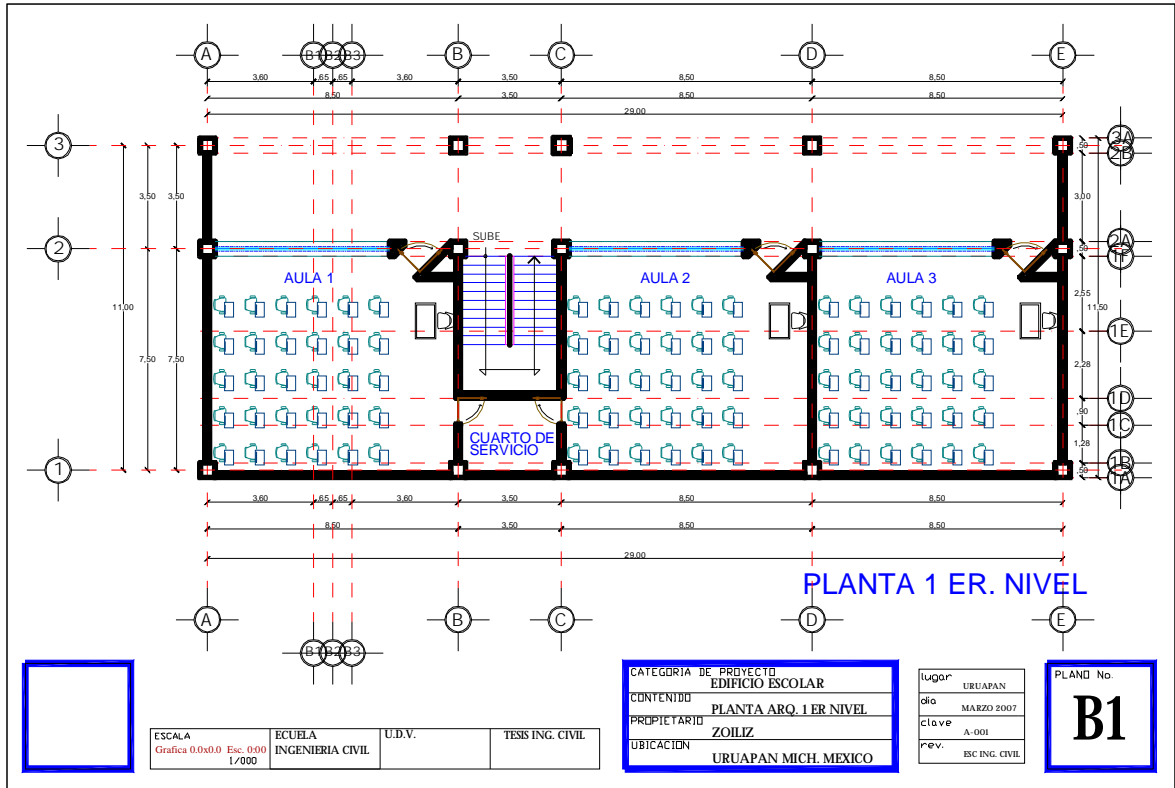


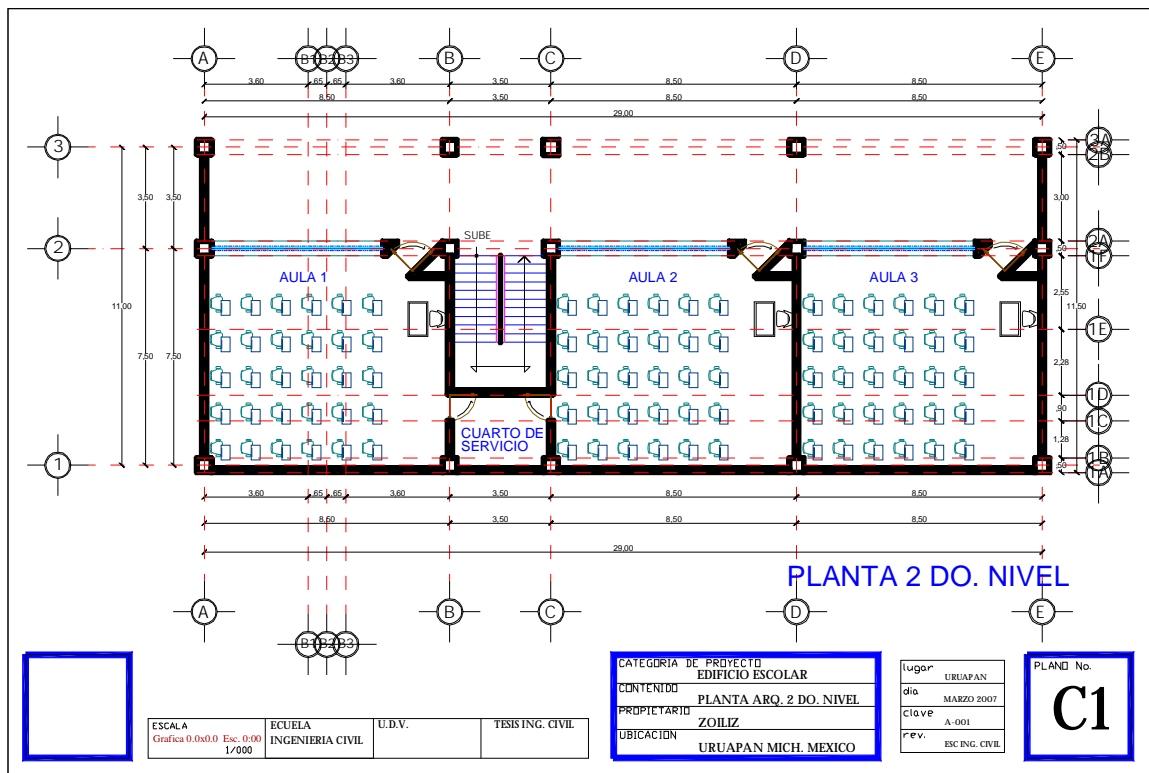
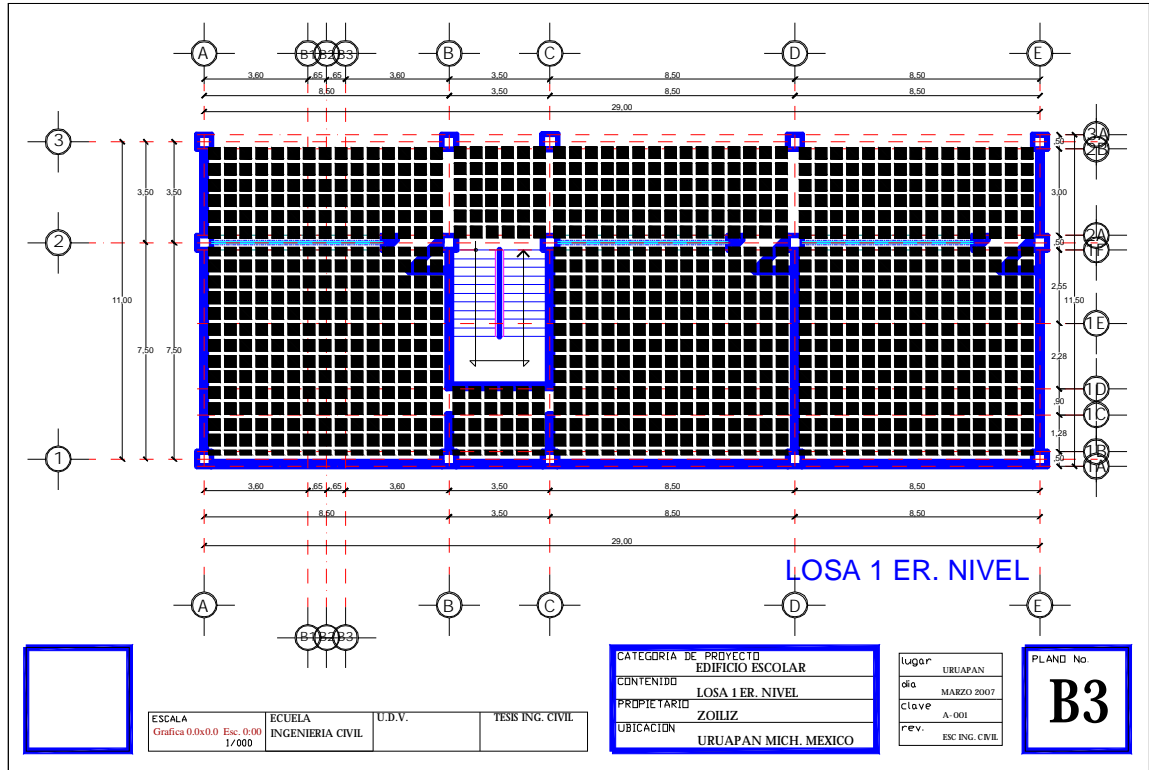
## **ANEXOS**

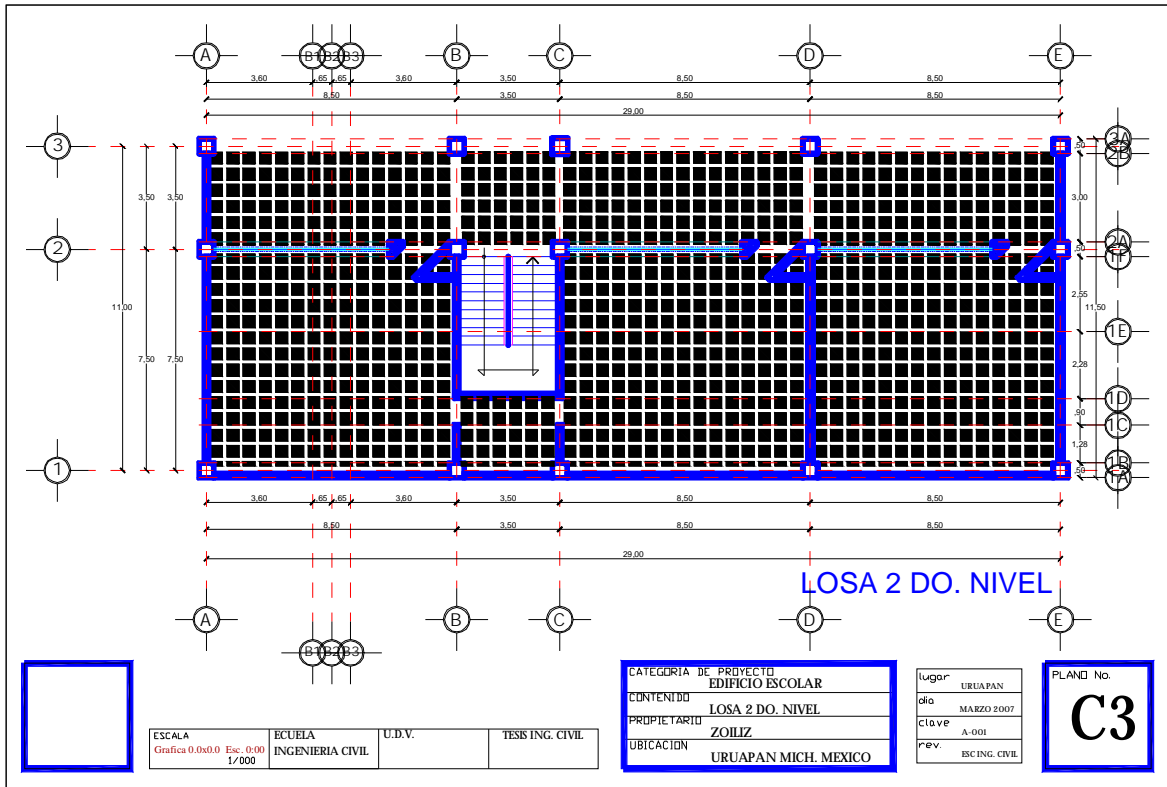
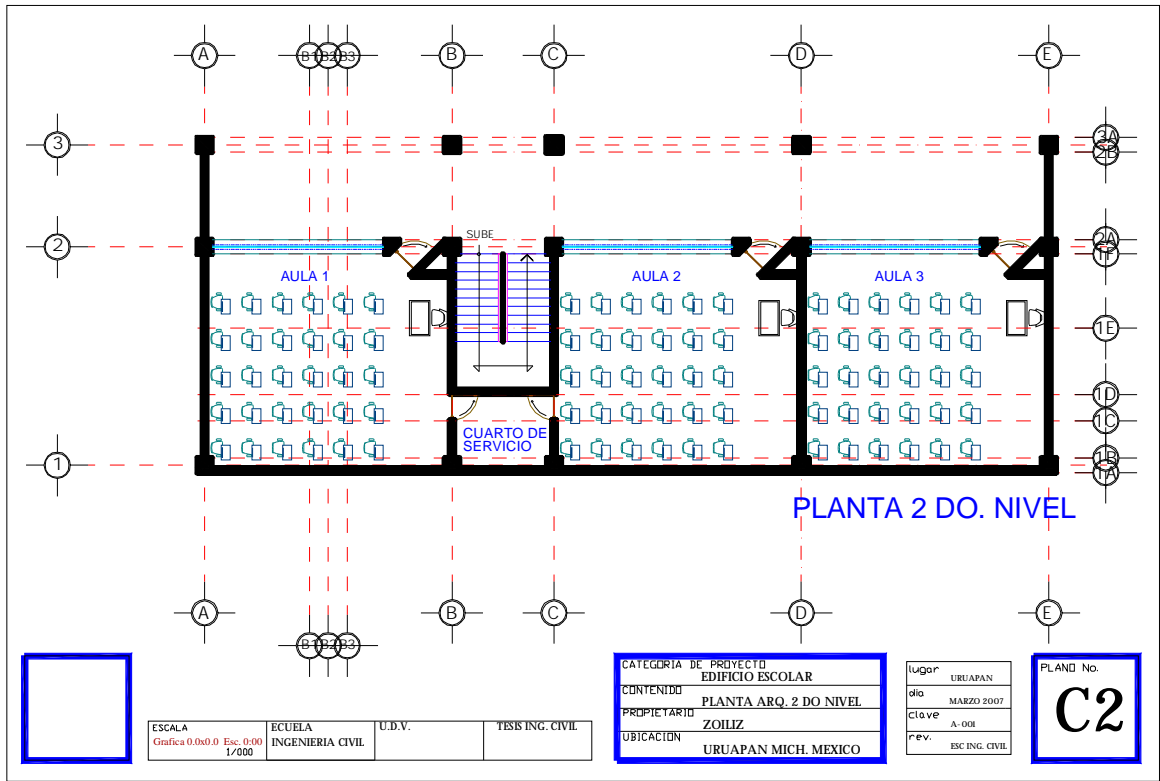
# ANEXOS.

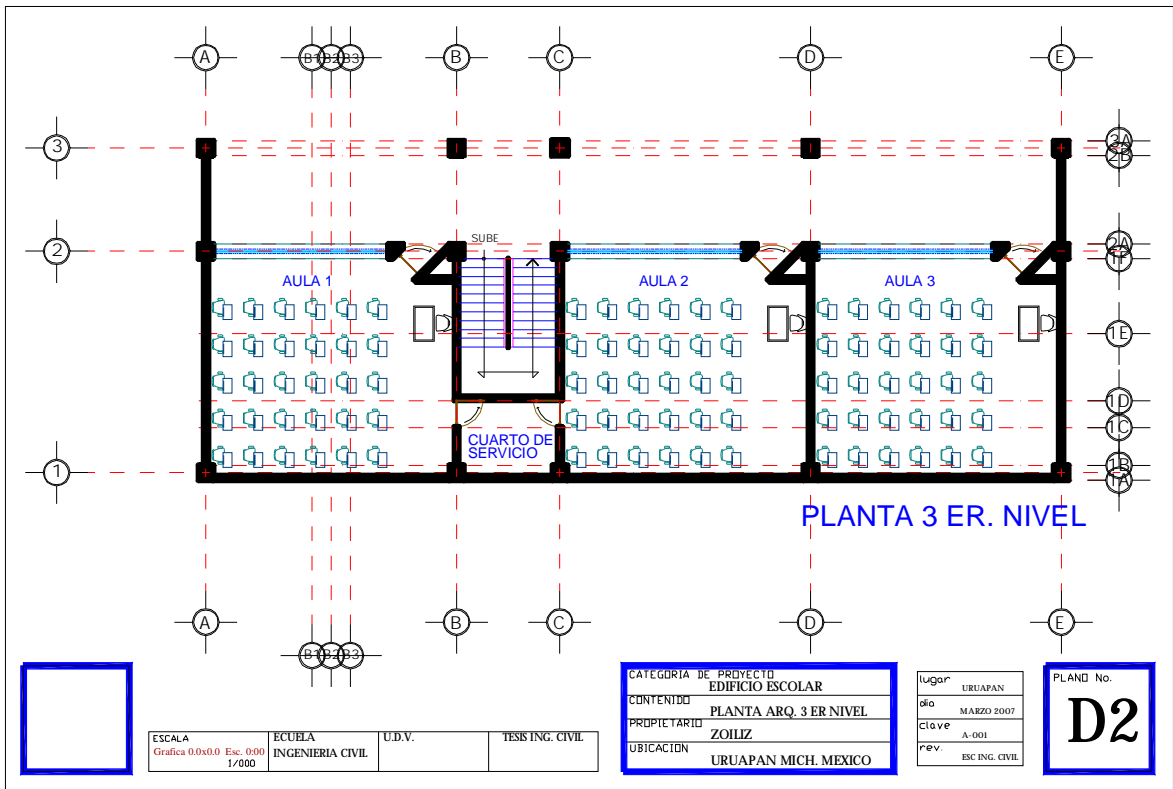
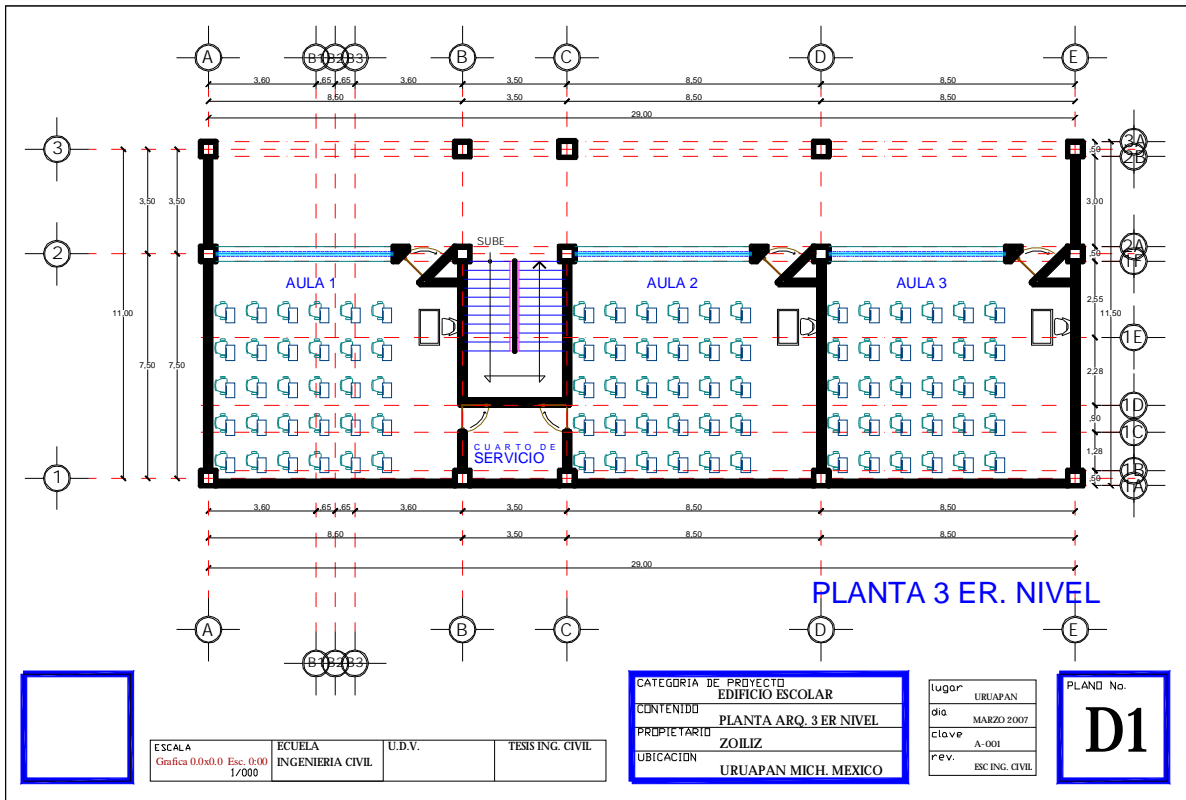


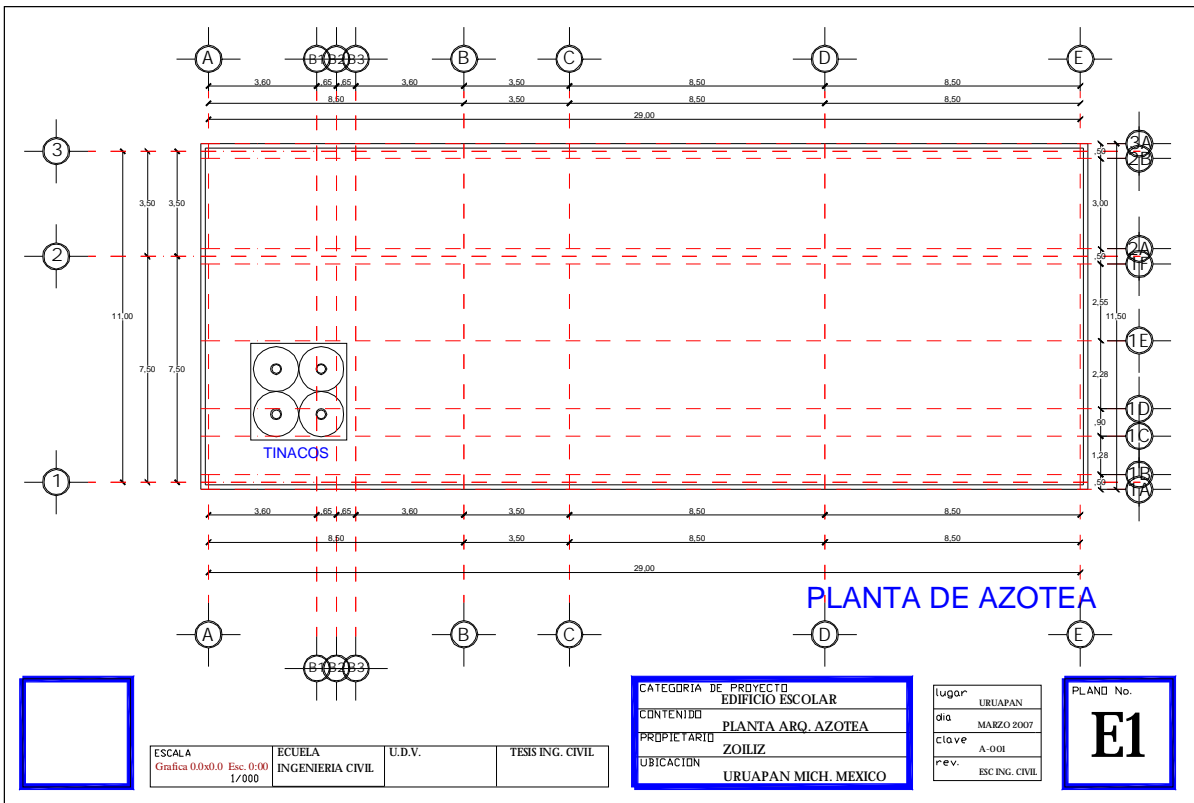
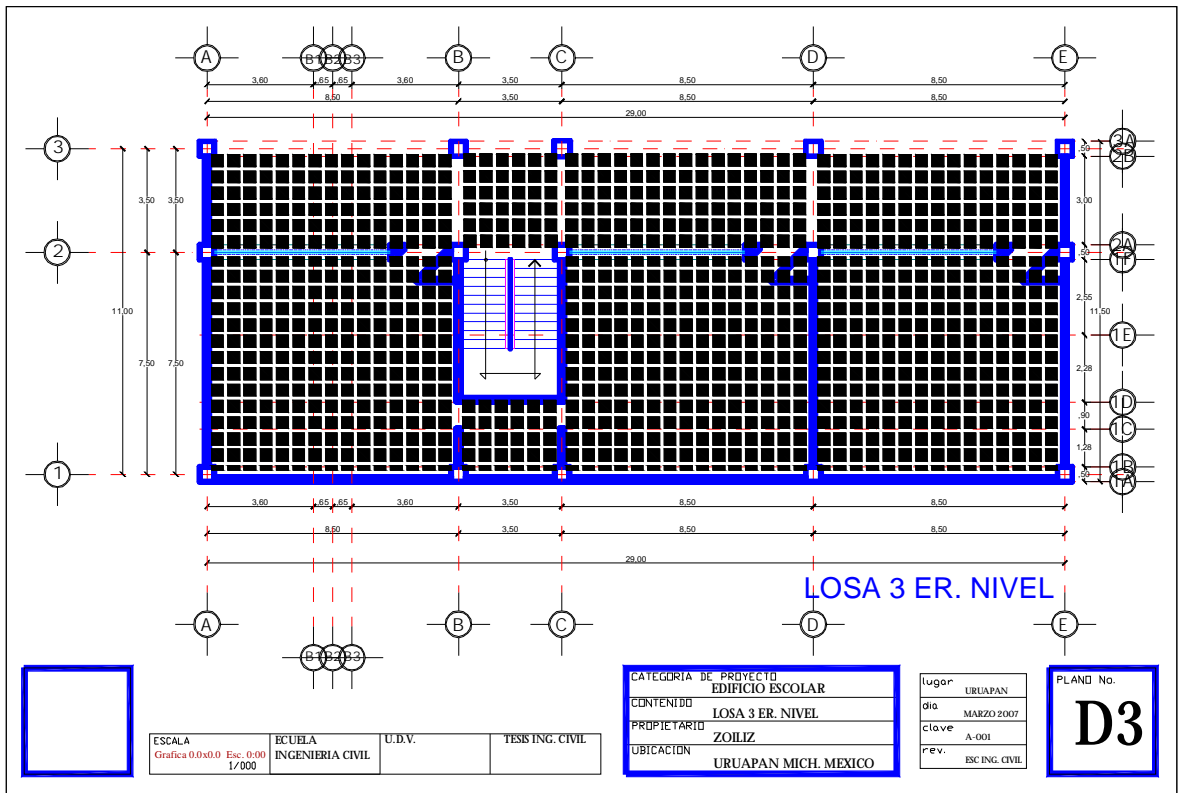




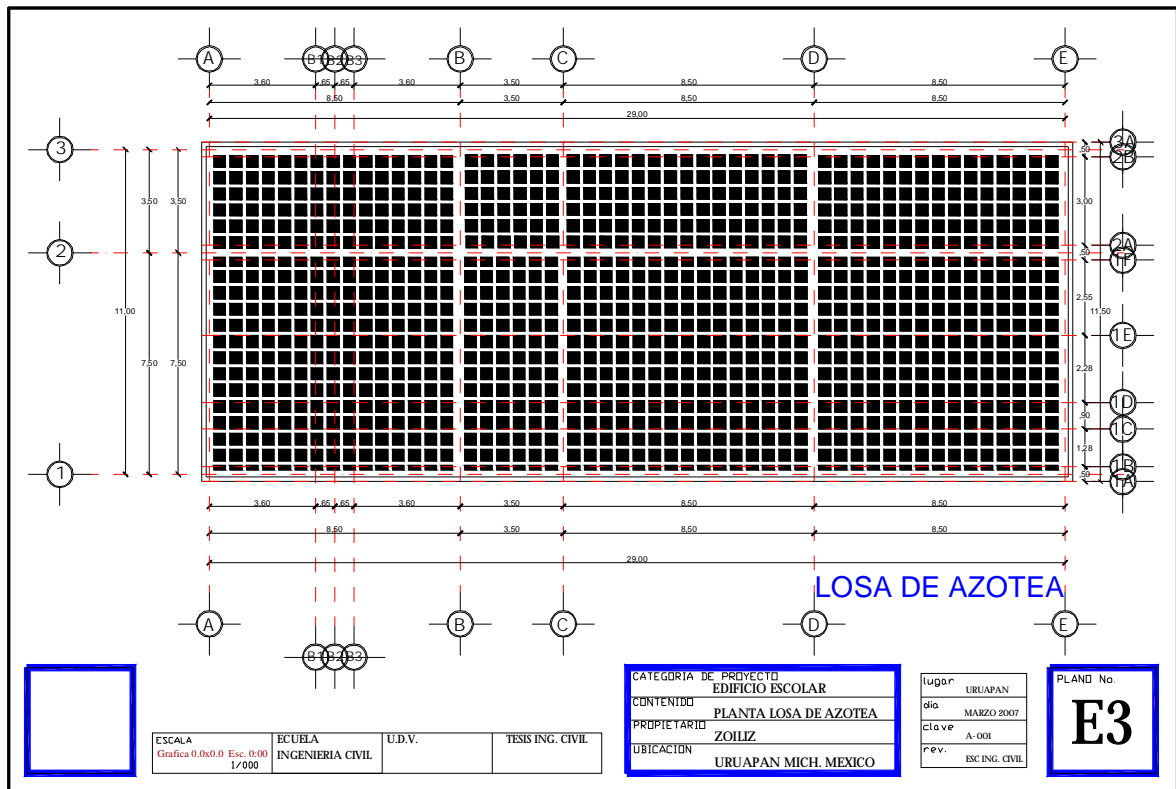
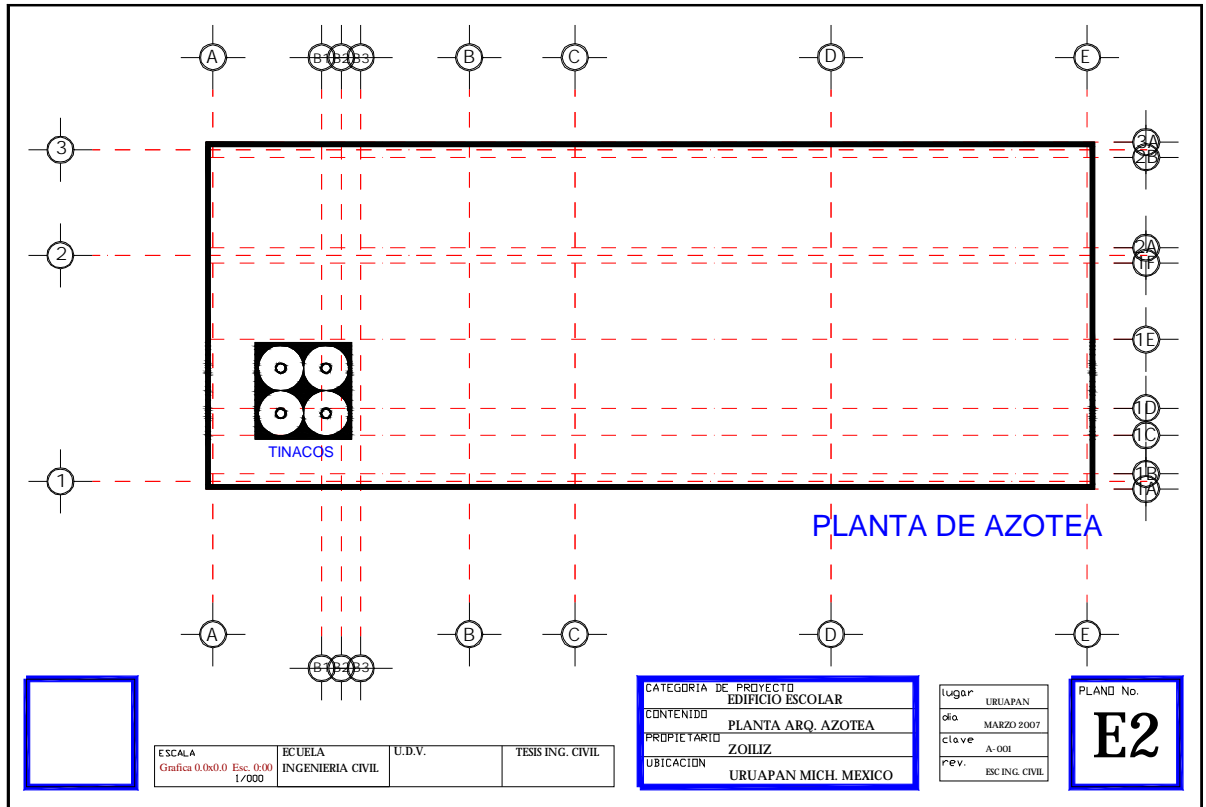


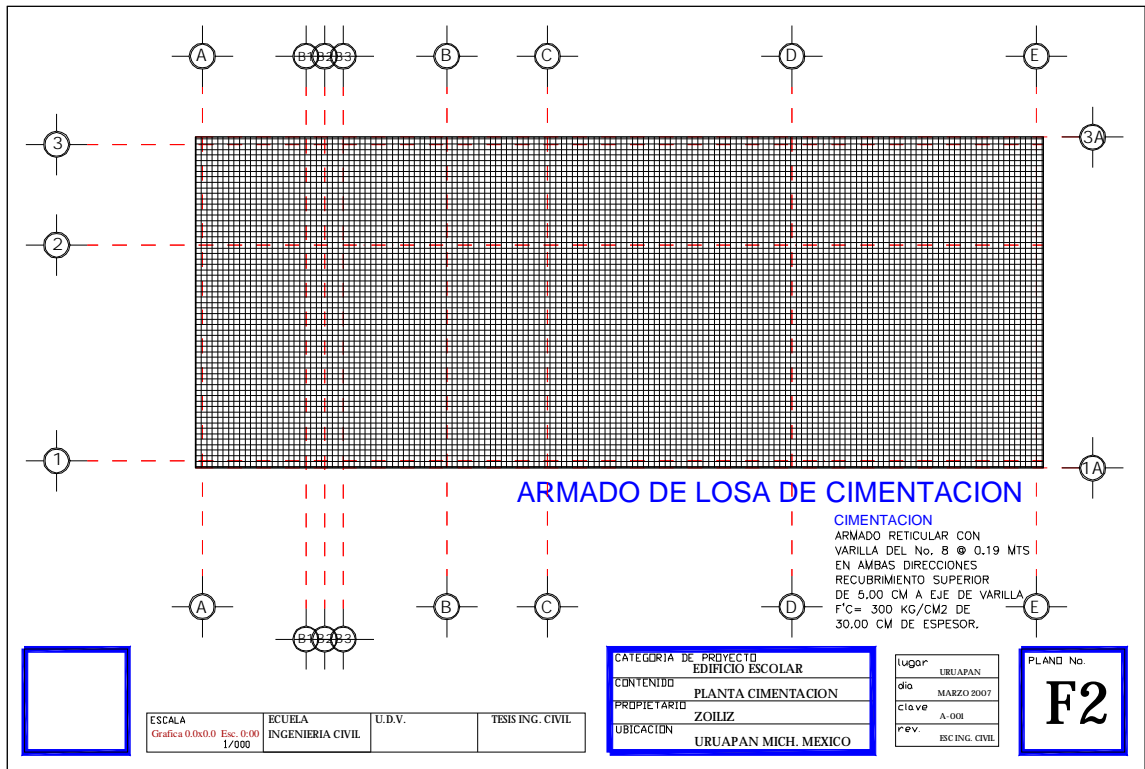
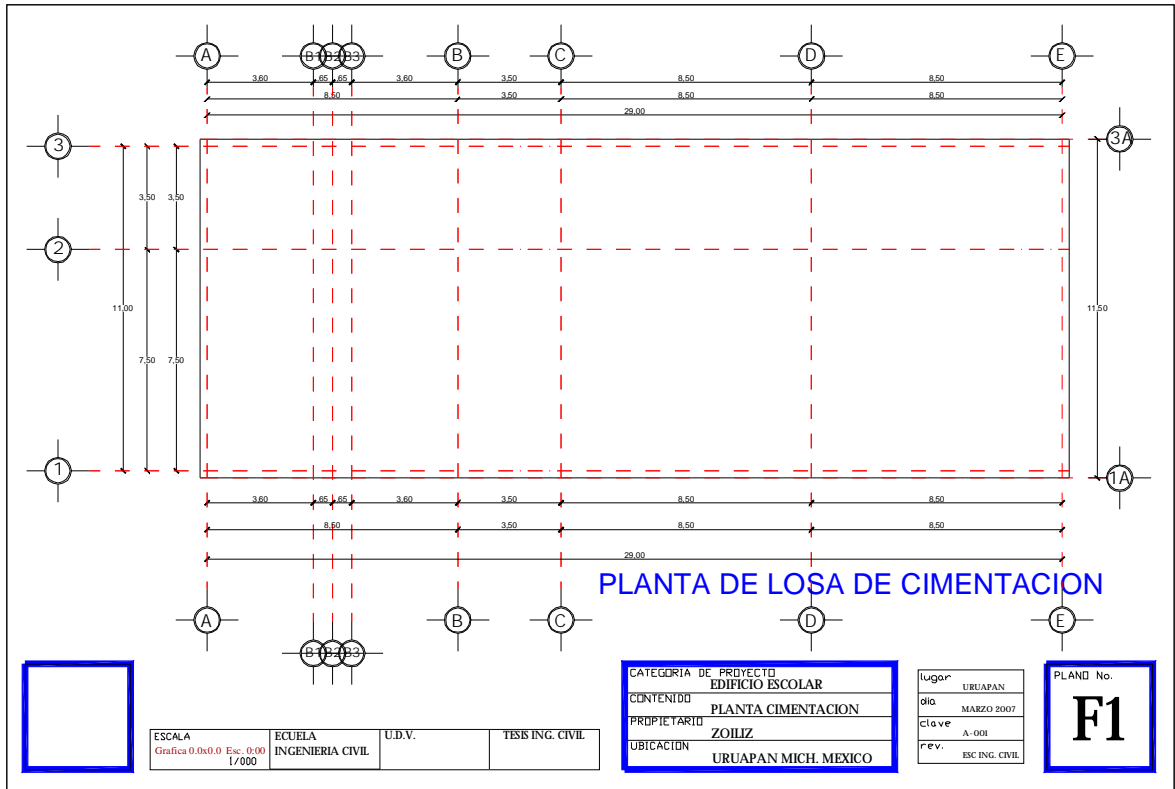


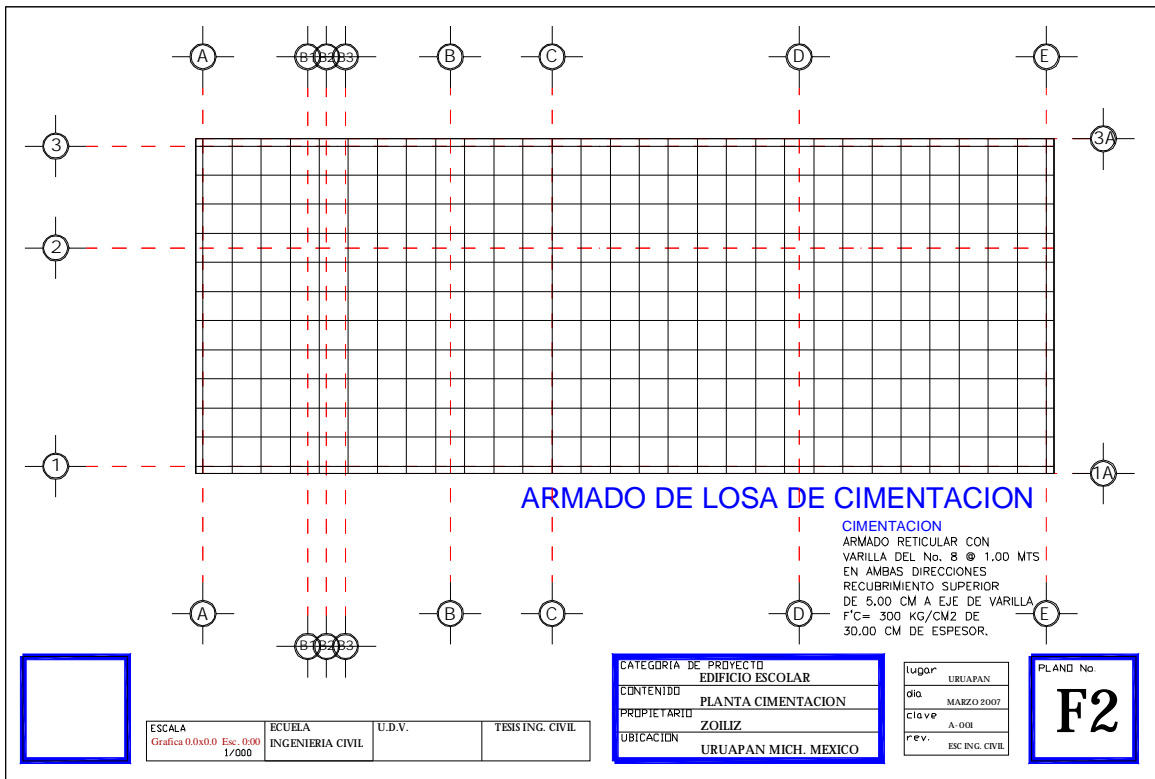
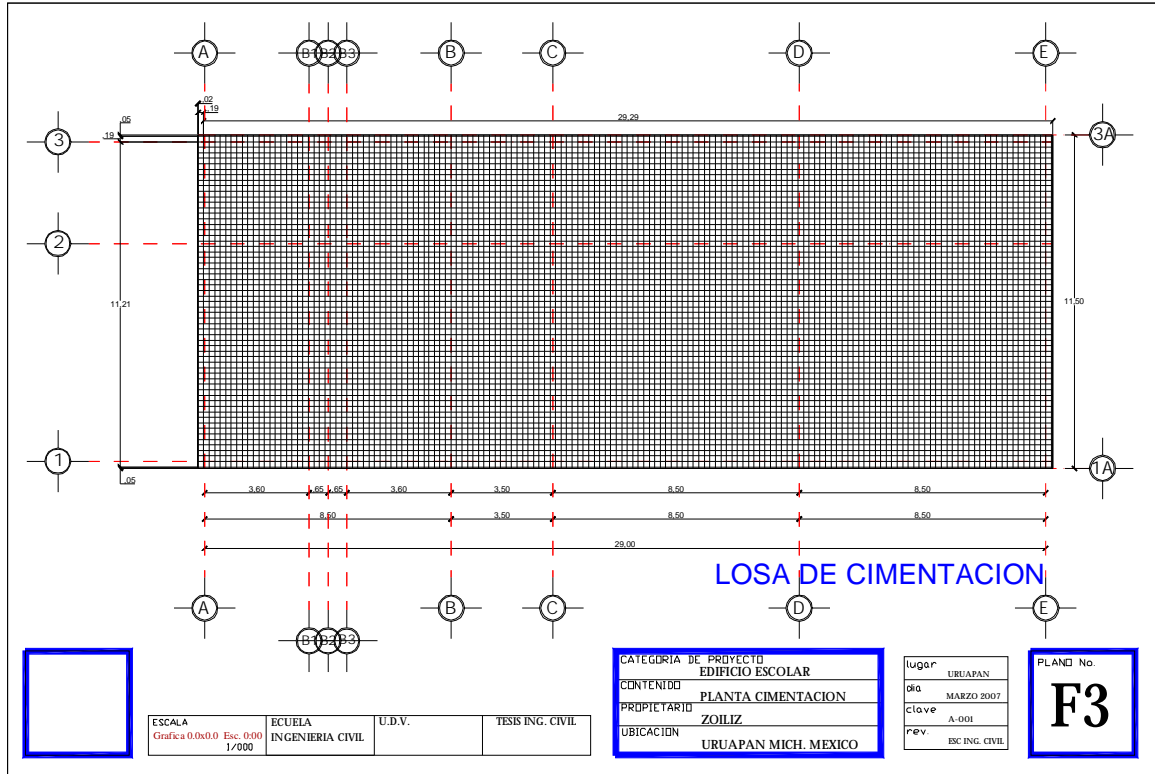


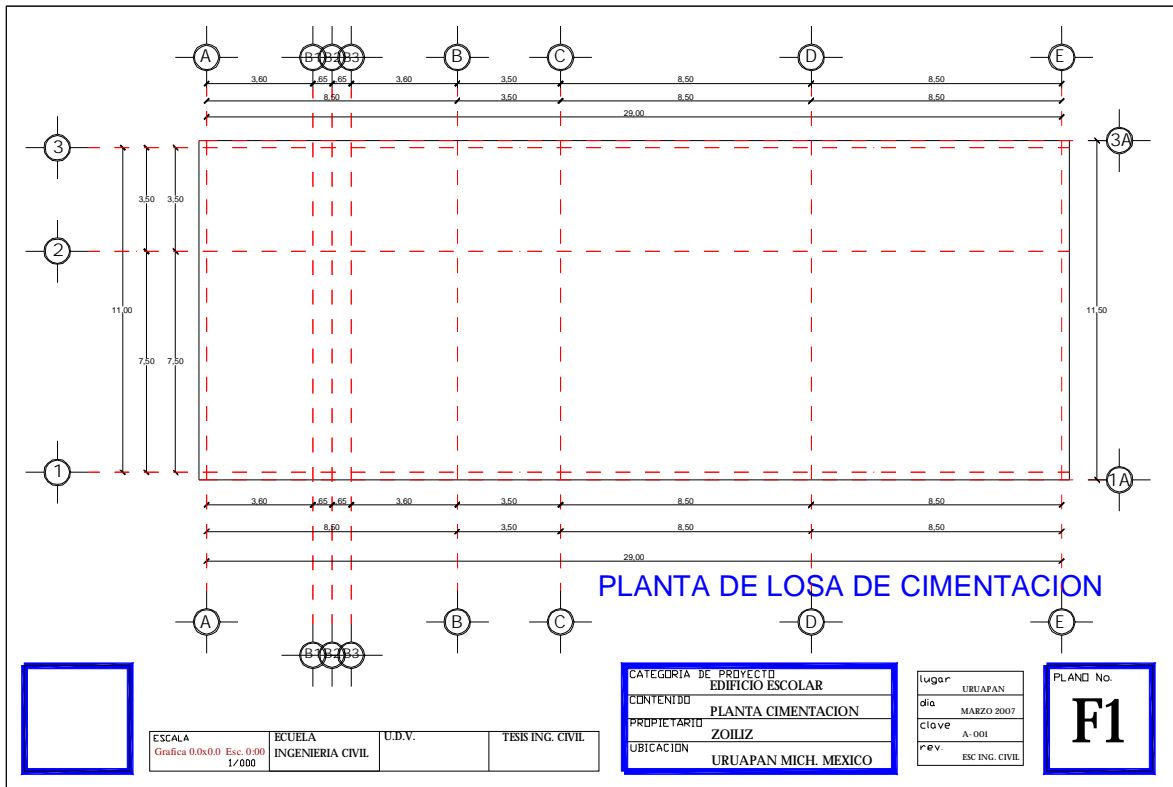
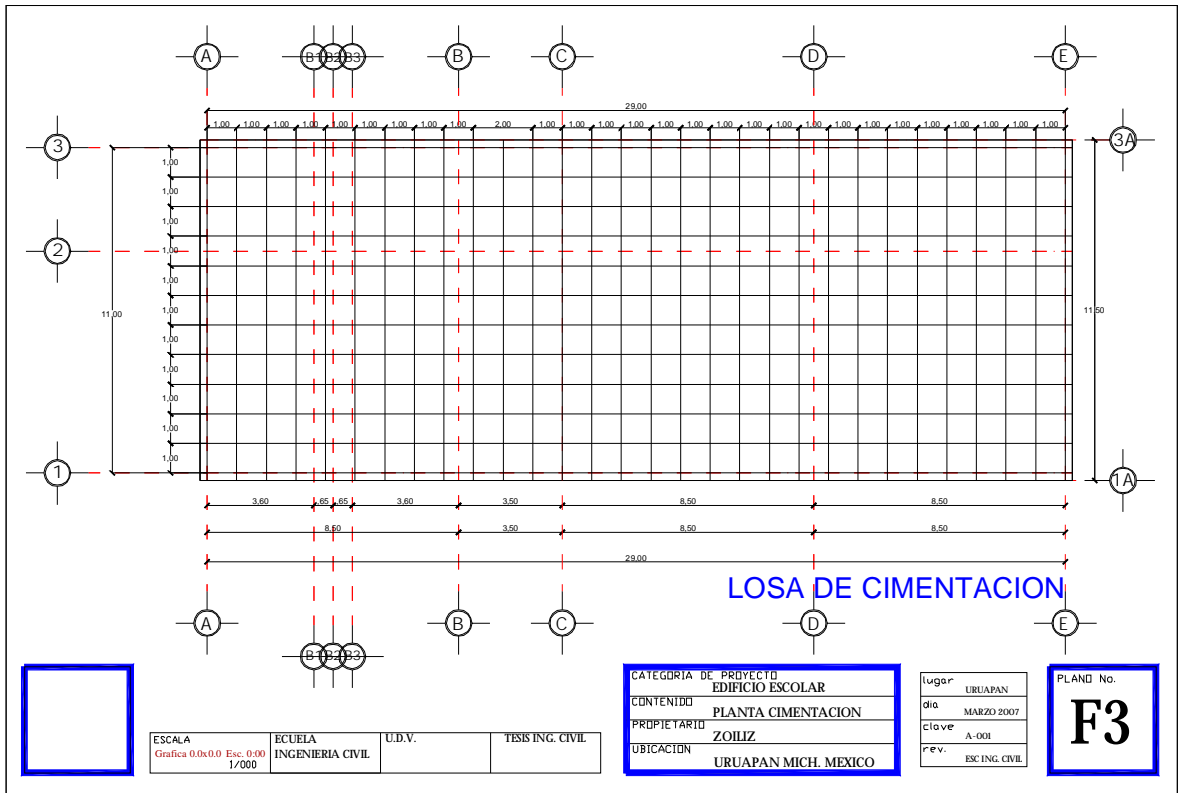


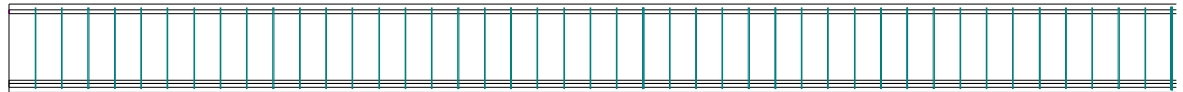






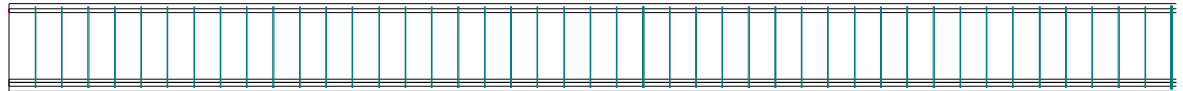






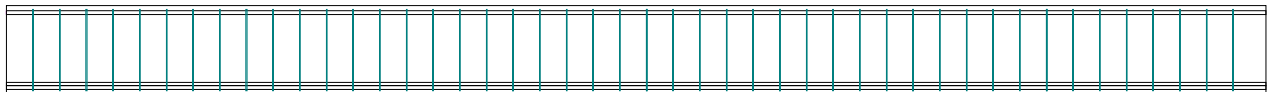
**CONTRA-TRABE MARCO 1**      **CONTRA-TRABE DE 29.00**

SECCION 0.50 X 1.20 MTS  
 DE CONCRETO ARMADO  
 ESTRIBOS DE #4 @ 20.00 CM  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $F_y= 4200 \text{ KG/CM}^2$   
 $F*C=240 \text{ KG/CM}^2$   
 $F''C= 204 \text{ KG/CM}^2$   
 $b= 50.00 \text{ CM}$   
 $d= 115.00 \text{ CM}$   
 $h= 120 .00 \text{ CM}$   
 $B1= 0.85$



**CONTRA-TRABE MARCO 2**      **CONTRA-TRABE DE 29.00**

SECCION 0.50 X 1.20 MTS  
 DE CONCRETO ARMADO  
 ESTRIBOS DE #4 @ 13.00 CM  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $F_y= 4200 \text{ KG/CM}^2$   
 $F*C=240 \text{ KG/CM}^2$   
 $F''C= 204 \text{ KG/CM}^2$   
 $b= 50.00 \text{ CM}$   
 $d= 115.00 \text{ CM}$   
 $h= 120 .00 \text{ CM}$   
 $B1= 0.85$



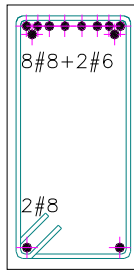
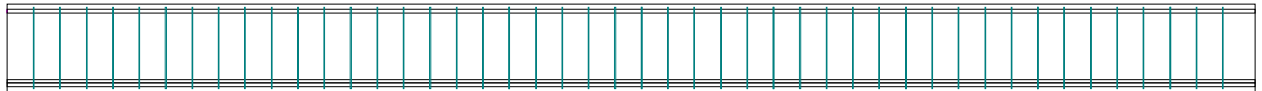
**CONTRA-TRABE MARCO 3**      **CONTRA-TRABE DE 29.00 MTS**

SECCION 0.50 X 1.20 MTS  
 DE CONCRETO ARMADO  
 ESTRIBOS DE #4 @ 25.00 CM  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $F_y= 4200 \text{ KG/CM}^2$   
 $F*C=240 \text{ KG/CM}^2$   
 $F''C= 204 \text{ KG/CM}^2$   
 $b= 50.00 \text{ CM}$   
 $d= 115.00 \text{ CM}$   
 $h= 120 .00 \text{ CM}$   
 $B1= 0.85$



**CONTRA-TRABE MARCO A**      **CONTRA-TRABE DE 11.00 MTS**

SECCION 0.50 X 1.20 MTS  
 DE CONCRETO ARMADO  
 ESTRIBOS DE #4 @ 25.00 CM  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $F_y= 4200 \text{ KG/CM}^2$   
 $F*C=240 \text{ KG/CM}^2$   
 $F''C= 204 \text{ KG/CM}^2$   
 $b= 50.00 \text{ CM}$   
 $d= 115.00 \text{ CM}$   
 $h= 120 .00 \text{ CM}$   
 $B1= 0.85$

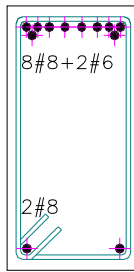
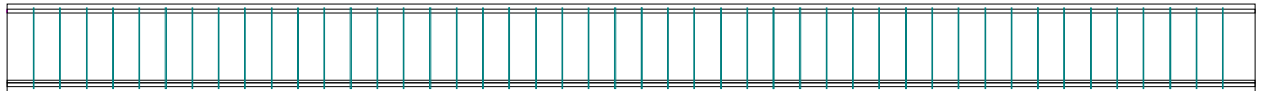


**CONTRA-TRABE MARCO B**

**CONTRA-TRABE DE 11.00 MTS**

SECCION 0.50 X 1.20 MTS  
 DE CONCRETO ARMADO  
 ESTRIBOS DE #4 @ 16.00 CM  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $F_y= 4200 \text{ KG/CM}^2$   
 $F*C=240 \text{ KG/CM}^2$   
 $F''C= 204 \text{ KG/CM}^2$   
 $b= 50.00 \text{ CM}$   
 $d= 115.00 \text{ CM}$   
 $h= 120 .00 \text{ CM}$   
 $B1= 0.85$

50.00 CMS

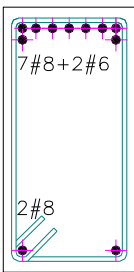
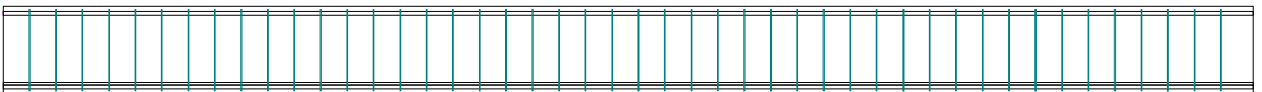


**CONTRA-TRABE MARCO C**

**CONTRA-TRABE DE 11.00 MTS**

SECCION 0.50 X 1.20 MTS  
 DE CONCRETO ARMADO  
 ESTRIBOS DE #4 @ 16.00 CM  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $F_y= 4200 \text{ KG/CM}^2$   
 $F*C=240 \text{ KG/CM}^2$   
 $F''C= 204 \text{ KG/CM}^2$   
 $b= 50.00 \text{ CM}$   
 $d= 115.00 \text{ CM}$   
 $h= 120 .00 \text{ CM}$   
 $B1= 0.85$

50.00 CMS

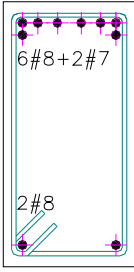
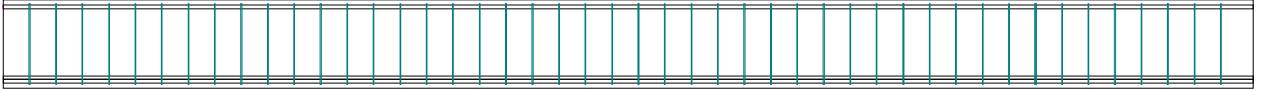


**CONTRA-TRABE MARCO D**

**CONTRA-TRABE DE 11.00 MTS**

SECCION 0.50 X 1.20 MTS  
 DE CONCRETO ARMADO  
 ESTRIBOS DE #4 @ 18.00 CM  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $F_y= 4200 \text{ KG/CM}^2$   
 $F*C=240 \text{ KG/CM}^2$   
 $F''C= 204 \text{ KG/CM}^2$   
 $b= 50.00 \text{ CM}$   
 $d= 115.00 \text{ CM}$   
 $h= 120 .00 \text{ CM}$   
 $B1= 0.85$

50.00 CMS



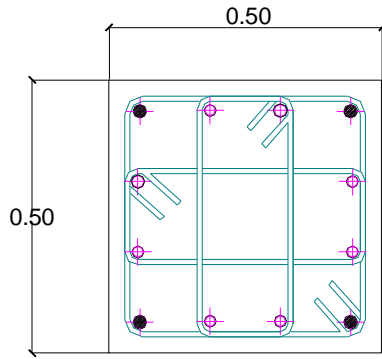
**CONTRA-TRABE MARCO E**

**CONTRA-TRABE DE 11.00 MTS**

SECCION 0.50 X 1.20 MTS  
 DE CONCRETO ARMADO  
 ESTRIBOS DE #4 @ 20.00 CM  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $F_y= 4200 \text{ KG/CM}^2$   
 $F*C=240 \text{ KG/CM}^2$   
 $F''C= 204 \text{ KG/CM}^2$   
 $b= 50.00 \text{ CM}$   
 $d= 115.00 \text{ CM}$   
 $h= 120 .00 \text{ CM}$   
 $B1= 0.85$

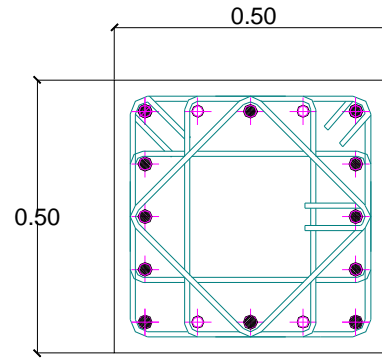
50.00 CMS

Anexos



**COLUMNA C-1, C-57**

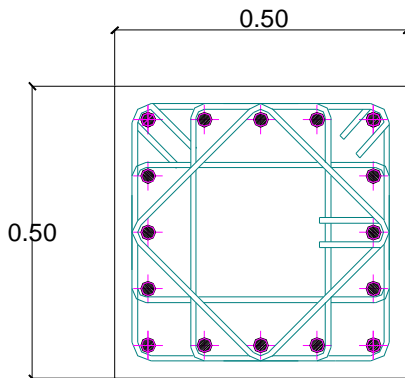
SECCION 50x50 CM.  
 DE CONCRETO ARMADO  
 CON 8 VARILLAS NO. 7  
 CON 4 VARILLAS NO. 8  
 EST. #3 @ 10 CM (H/4)  
 EST. #3 @ 20 CM (H/2)  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $FY= 4,200 \text{ KG/CM}^2$



**COLUMNA C-5, C-9, C-17  
 COLUMNAC-21, C-45, C-49  
 COLUMNA C-53.**

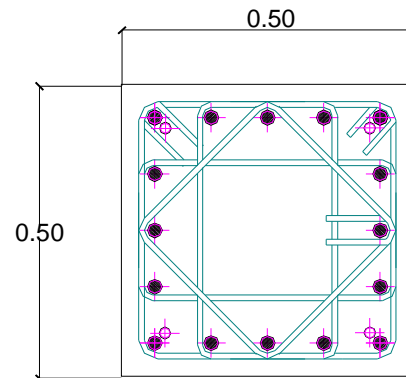
SECCION 50x50 CM.  
 DE CONCRETO ARMADO  
 CON 04 VARILLAS NO. 7  
 CON 12 VARILLAS NO. 8  
 EST. #3 @ 10 CM (H/4)  
 EST. #3 @ 20 CM (H/2)  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $FY= 4,200 \text{ KG/CM}^2$

3.60M



**COLUMNA C-13, C-25, C-49**

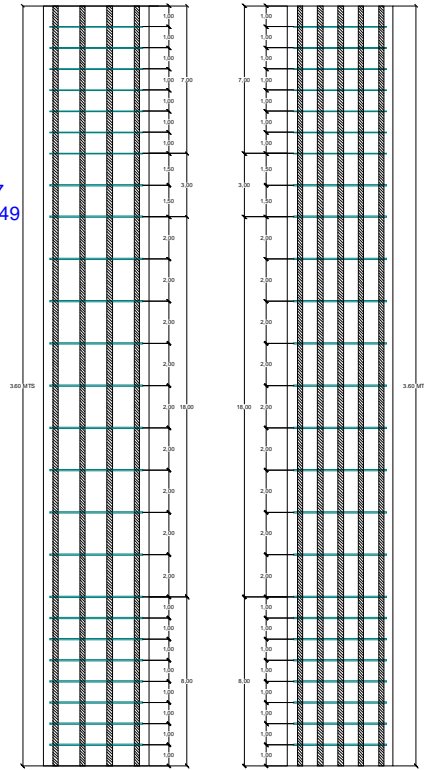
SECCION 50x50 CM.  
 DE CONCRETO ARMADO  
 CON 16 VARILLAS NO. 8  
 EST. #3 @ 10 CM (H/4)  
 EST. #3 @ 20 CM (H/2)  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $FY= 4,200 \text{ KG/CM}^2$



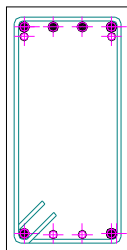
**COLUMNA C-29, C-33**

SECCION 50x50 CM.  
 DE CONCRETO ARMADO  
 CON 04 VARILLAS NO. 6  
 CON 16 VARILLAS NO. 8  
 EST. #3 @ 10 CM (H/4)  
 EST. #3 @ 20 CM (H/2)  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $FY= 4,200 \text{ KG/CM}^2$

COLUMNA C-5, C-9, C-17  
COLUMNAC-21, C-45, C-49

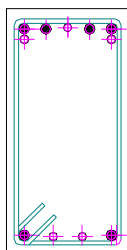
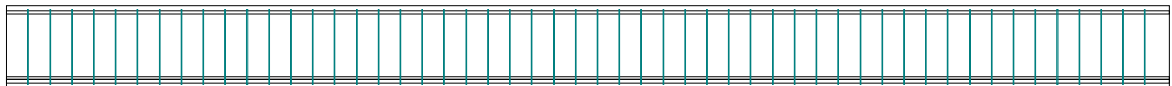


COLUMNA CORTE LONGITUDINAL



**TRABE MARCO 1**

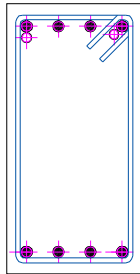
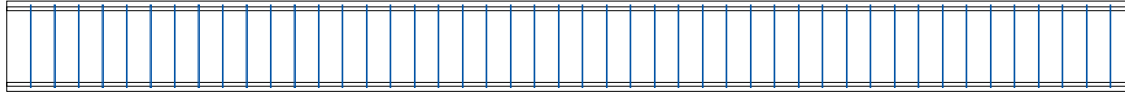
SECCION 30x60 CM.  
DE CONCRETO ARMADO  
CON 02 VARILLAS NO. 6 EN LECHO SUPERIOR  
CON 04 VARILLAS NO. 8 EN LECHO SUPERIOR  
CON 02 VARILLAS NO. 6 EN LECHO INFERIOR  
CON 02 VARILLAS NO. 8 EN LECHO INFERIOR  
EST. #3 @ 18 CM  
F'C=300 KG/CM2  
FY= 4,200 KG/CM2



**TRABE MARCO 2**

SECCION 30x60 CM.  
DE CONCRETO ARMADO  
CON 01 VARILLAS NO. 6 EN LECHO SUPERIOR  
CON 02 VARILLAS NO. 7 EN LECHO SUPERIOR  
CON 04 VARILLAS NO. 8 EN LECHO SUPERIOR  
CON 02 VARILLAS NO. 6 EN LECHO INFERIOR  
CON 02 VARILLAS NO. 8 EN LECHO INFERIOR  
EST. #3 @ 16 CM  
F'C=300 KG/CM2  
FY= 4,200 KG/CM2



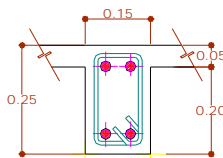


### TRABE MARCO B, C Y D

SECCION 30x60 CM.  
 DE CONCRETO ARMADO  
 CON 02 VARILLAS NO. 7 EN LECHO SUPERIOR  
 CON 04 VARILLAS NO. 8 EN LECHO SUPERIOR  
 CON 04 VARILLAS NO. 8 EN LECHO INFERIOR  
 EST. #3 @ 16 CM  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $FY= 4,200 \text{ KG/CM}^2$

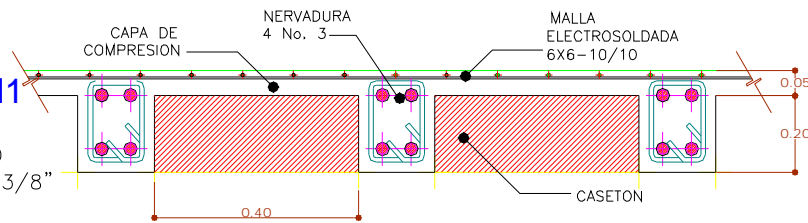
### CONTRA TRABE MARCO B, C Y D

SECCION 120x50 CM.  
 DE CONCRETO ARMADO  
 CON 02 VARILLAS NO. 7 EN LECHO INFERIOR  
 CON 04 VARILLAS NO. 8 EN LECHO INFERIOR  
 CON 04 VARILLAS NO. 8 EN LECHO SUPERIOR  
 EST. #3 @ 16 CM  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $FY= 4,200 \text{ KG/CM}^2$

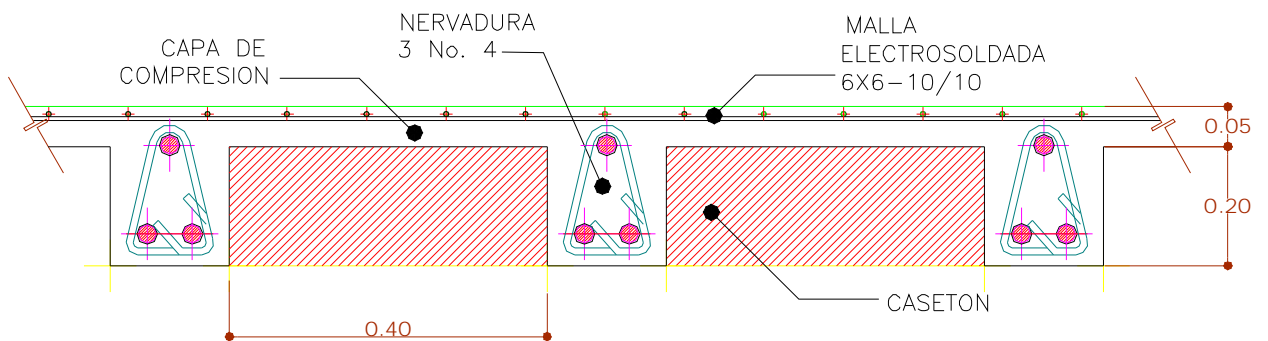
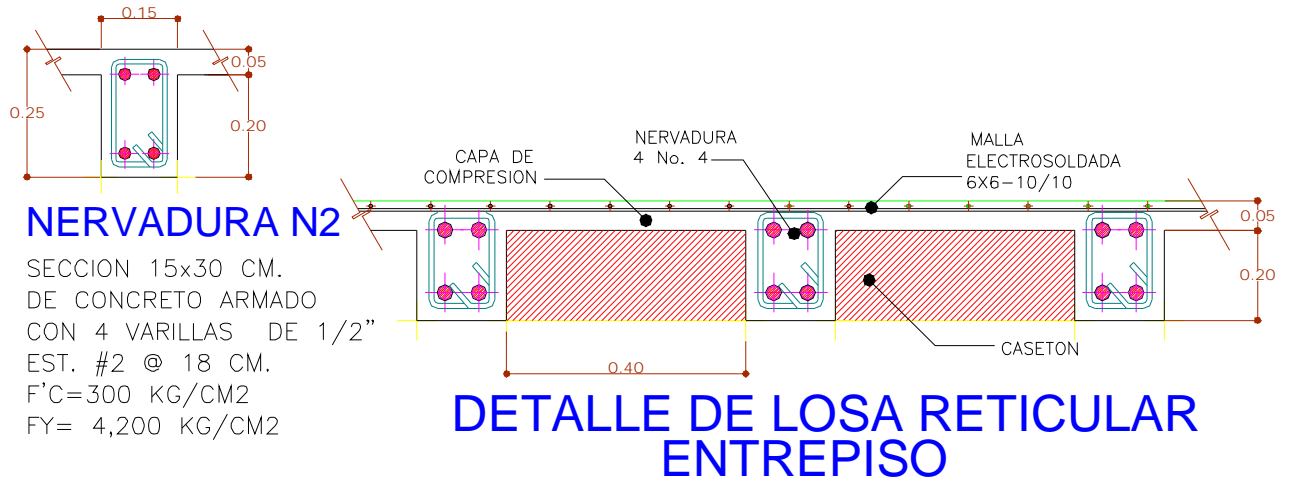


### NERVADURA N1

SECCION 15x30 CM.  
 DE CONCRETO ARMADO  
 CON 4 VARILLAS DE 3/8"  
 EST. #2 @ 20 CM.  
 $F'C=300 \text{ KG/CM}^2$   
 $FY= 4,200 \text{ KG/CM}^2$



### DETALLE DE LOSA RETICULAR AZOTEA



## **BIBLIOGRAFÍA**

## BIBLIOGRAFÍA

R. Park, T. Paulay  
ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO  
1986, México, D.F.  
Editorial Limusa, S.A. de C.V., primera edición.

Yuan-Yu Hsieh.  
TEORIA ELEMENTAL DE ESTRUCTURAS  
1973, México D.F.  
Prentice-Hall Hispanoamericana, S.A.

Enrique Bazán Zurita, Roberto Meli Piralla  
DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS  
1998, México D.F.  
Editorial Limusa, primera edición.

Roberto Meli Piralla.  
DISEÑO ESTRUCTURAL  
2004, México, D.F.  
Editorial Limusa, S.A. de C.V., 2ª. Edición.

Gaceta Oficial del Distrito Federal  
NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN  
DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO  
Abril 2001, México, D.F.

Gaceta Oficial del Distrito Federal  
NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y  
CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES.  
Abril 2001, México, D.F.

Bibliografía

Alma Rosa Sánchez, Enrique Omar Navarro, Berta A. Olmos  
ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE CASAS HABITACIÓN  
2004, Michoacán, México.

Ing. Guillermo Martínez (Profesor de la materia)  
APUNTES PERSONALES DE DISEÑO ESTRUCTURAL  
1996, Michoacán, México

Enrique Bazán, Roberto Meli  
DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS  
2002, México, D.F.  
Editorial Limusa, S.A. de C.V. 5ª reimpresión