



**UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTONOMA DE MÉXICO.**



**FACULTAD DE INGENIERIA.**

**“RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS  
SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A  
CENTROS COMERCIALES EN LA CIUDAD DE  
MÉXICO”**

**TESIS**

**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**PRESENTA:**

**JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ**

**DIRECTOR DE TESIS:**

**M.I. JULIO CESAR MENDEZ FRANCO**



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.



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA  
DIRECCIÓN  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/046/06

Señor  
JUAN MANUEL ANASTACIO MÉNDEZ  
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el Profesor M.I. JULIO CÉSAR MÉNDEZ FRANCO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**"RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO"**

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
- II. MATERIALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS
- III. CONSIDERACIONES DE DISEÑO
- IV. ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL
- V. RESULTADOS
- VI. CONCLUSIONES
- BIBLIOGRAFÍA

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
Cd. Universitaria a 28 de junio del 2006.  
EL DIRECTOR

  
M.C. GERARDO FERRANDO BRAVO  
GFB/AJR/crc.

## *AGRADECIMIENTOS.*

*A mi madre Rosa Elvira:*

*Mamá te dedico a ti a ti y a mi papá esta tesis, recuerdas que me decías que ojalá y todas las desveladas me sirvieran de algo, hoy todas esas desveladas valieron la pena, gracias porque siempre me apoyaste.*

*A mi padre Francisco:*

*Papá al igual que a mi mamá te dedico esta tesis, una vez me dijiste que no podías darnos todo; eso nunca me importo porque me diste algo más valioso y mejor: me enseñaste a trabajar. Gracias Papá.*

*A mi hermana Martha Elena:*

*Flaca gracias por soportarme y ayudarme cuando te lo pido, la escuela puede ser difícil pero tengo la confianza de que seguirás adelante, no te desespere, estudia mucho que siempre te apoyare.*

*A mi hermano Heriberto:*

*Beto tu sabes que la carrera de Ingeniero es larga, pesada, a veces aburrida y algunas veces difícil, pero siempre te dejara asombrado. Conocerás cosas, lugares y personas gracias a la carrera, nunca te rindas, ni desespere, recuerda que siempre te apoyare.*

*A Sindy:*

*Gracias por apoyarme, por soportarme, por darme el ánimo, el coraje y la fuerza para poder terminar esta tesis, esta es una de las muchas metas que quiero compartir contigo, nunca nos rendiremos, siempre buscaremos ser y tener más de lo que somos y tenemos.*

*A mis Prim@s y Sobrin@s:*

*Para alcanzar sus metas tienen que visualizarlas y trabajar para lograrlas, ustedes pueden ser o hacer lo que se propongan.*

*A la Universidad Nacional Autónoma de México:*

*Grandiosa y maravillosa Institución, gracias por ser mi Alma Máter en tus instalaciones pase mi mejores años como estudiante, gracias por permitirme ser parte de lo que mucho quieren ser y pocos pueden serlo, estoy hablando de ser Universitario, al fin he comprendido lo que tu lema significa "Por mi raza hablará el espíritu"; nunca te fallare ni defraudare porque fui, soy y siempre seré parte de ti.*

*A la Facultad de Ingeniería:*

*Gran y majestuosa escuela, gracias porque en tus aulas aprendí que cualquier problema tienen una infinidad de soluciones, gracias por formarme como Ingeniero, siempre ejerceré con ética y profesionalismo demostrando porque la Facultad de Ingeniería es uno de los pilares de la UNAM, ser parte de ti es un gran honor.*

*"Vino, mujeres y orgia, vino mujeres y orgia, arriba, arriba la Facultad de Ingeniería"*

*Al M.J. Julio Cesar Méndez Franco:*

*Le agradezco todo el tiempo que le tomo el revisar y corregir esta tesis, gracias por mostrarme el majestuoso universo de las estructuras de acero.*

## INDICE

---

	<b>Paginas</b>
<b>Introducción</b>	<b>I</b>
<b>Capitulo 1 “Antecedentes”</b>	<b>1</b>
<b>Capitulo 2 “Materiales para la construcción de las estructuras”</b>	<b>7</b>
2.1. Concreto Reforzado	9
2.2. Acero Estructural (Estructura Metálica)	10
2.3. Concreto y Acero (Mixto)	12
2.4. Concreto Presforzado	15
<b>Capitulo 3 “Consideraciones de Diseño”</b>	<b>21</b>
3.1. Cargas	22
3.2. Análisis por Viento	28
3.3. Análisis por Sismo	29
3.4. Comparación entre el Análisis por Viento y el Análisis Sísmico	34
3.5. Mecánica de Suelos	39
3.6. Clasificación de las Cimentaciones	42
3.7. Capacidades de Carga Consideradas	46
<b>Capitulo 4 “Análisis y Diseño Estructural”</b>	<b>49</b>
4.1. Estructura de Concreto Reforzado	51
Entre ejes de 5m. Zona Sísmica I	53
Entre ejes de 5m. Zona Sísmica II	80
Entre ejes de 5m. Zona Sísmica III <sub>a</sub>	89
Entre ejes de 10m. Zona Sísmica I	97
Entre ejes de 10m. Zona Sísmica II	109
Entre ejes de 10m. Zona Sísmica III <sub>a</sub>	117
Entre ejes de 15m. Zona Sísmica I	125
Entre ejes de 15m. Zona Sísmica II	138
Entre ejes de 15m. Zona Sísmica III <sub>a</sub>	146
4.2. Estructura Metálica	154
Entre ejes de 5m. Zona Sísmica I	156
Entre ejes de 5m. Zona Sísmica II	185
Entre ejes de 5m. Zona Sísmica III <sub>a</sub>	191
Entre ejes de 10m. Zona Sísmica I	198
Entre ejes de 10m. Zona Sísmica II	209
Entre ejes de 10m. Zona Sísmica III <sub>a</sub>	215
Entre ejes de 15m. Zona Sísmica I	221
Entre ejes de 15m. Zona Sísmica II	232
Entre ejes de 15m. Zona Sísmica III <sub>a</sub>	238

---

4.3. Estructura Mixta	244
Entre ejes de 5m. Zona Sísmica I	248
Entre ejes de 5m. Zona Sísmica II	276
Entre ejes de 5m. Zona Sísmica III <sub>a</sub>	283
Entre ejes de 10m. Zona Sísmica I	291
Entre ejes de 10m. Zona Sísmica II	300
Entre ejes de 10m. Zona Sísmica III <sub>a</sub>	308
Entre ejes de 15m. Zona Sísmica I	316
Entre ejes de 15m. Zona Sísmica II	325
Entre ejes de 15m. Zona Sísmica III <sub>a</sub>	333
4.4. Estructura de Concreto Postensado	341
Entre ejes de 15m. Zona Sísmica I	344
Entre ejes de 15m. Zona Sísmica II	371
Entre ejes de 15m. Zona Sísmica III <sub>a</sub>	376
<b>Capítulo 5 “Resultados”</b>	<b>381</b>
5.1. Superestructura y Subestructura	382
5.2. Tiempo y Facilidad de Construcción	392
<b>Capítulo 6 “Conclusiones”</b>	<b>395</b>
<b>Capítulo 7 “Planos”</b>	<b>403</b>
Estructura de Concreto Reforzado. Entre ejes de 5m.	405
Estructura de Concreto Reforzado. Entre ejes de 10m.	415
Estructura de Concreto Reforzado. Entre ejes de 15m.	425
Estructura Metálica. Entre ejes de 5m.	435
Estructura Metálica. Entre ejes de 10m.	445
Estructura Metálica. Entre ejes de 15m.	459
Estructura Mixta. Entre ejes de 5m.	475
Estructura Mixta. Entre ejes de 10m.	485
Estructura Mixta. Entre ejes de 15m.	497
Estructura de Concreto Postensado. Entre ejes de 5m.	509
<b>Bibliografía</b>	<b>517</b>

---

---

# INTRODUCCIÓN

---



## INTRODUCCIÓN.

Este trabajo de tesis surge como apoyo a cualquier proyectista, constructor y/o persona que pretenda construir una estructura destinada a servir como centro comercial y se podrá tener un estudio formal para determinar de acuerdo a las características del centro Comercial, que tipo de estructuración puede ser la más eficiente y económica.

Los proyectos a diseñar constaran de dos niveles (entrepiso y azotea) los cuales tendrán una altura de 4m; estará formado a base de marcos ortogonales entre sí, con una distancia de entre ejes constante en ambas direcciones; se tendrán los casos con entre ejes de 5m, 10m y 15m.

Todos los proyectos los ubicaremos en la Ciudad de México, por lo cual, de acuerdo al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su artículo 170 señala que el Distrito Federal se divide en tres zonas: Zona I (Lomas), Zona II (Transición) y Zona III (Lacustre); teniendo adicionalmente de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo que la Zona III se subdivide a su vez en cuatro subzonas III<sub>a</sub>, III<sub>b</sub>, III<sub>c</sub> y III<sub>d</sub>.

En cuanto a los materiales estructurales utilizados serán los siguientes: concreto reforzado, acero estructural y concreto presforzado; adicionalmente a estos se tendrá una combinación de concreto reforzado y acero estructural (mixto).

La cimentación de los proyectos dependerá del tipo de suelo, por lo cual se tendrán distintas soluciones (zapatas aisladas, zapatas corridas, cajones de cimentación, pilas o pilotes, etc.), en esta tesis la cimentación será solamente a base de zapatas aisladas unidas entre sí por trabes de liga; ya que para cada tipo de Suelo se requiere de un Estudio de Mecánica de Suelos y soluciones específicas de cada sitio.

Se utilizaran Estudios de Mecánica de Suelos que fueron realizados para las Zonas I, II y IIIa; con lo cual garantizamos una cimentación capaz de resistir los requerimientos de cada proyecto.

De acuerdo a la experiencia de los proyectistas estructurales se plantearán las siguientes hipótesis a comprobar en base a los resultados que obtengan:

- 1) En estructuras con claros pequeños el Concreto Reforzado es el material estructural más económico.
- 2) En estructuras con claros medianos el Acero Estructural es el material estructural más económico.
- 3) En estructuras con claros grandes el Concreto Presforzado es el material estructural más económico.

---

# CAPITULO 1

---

“ANTECEDENTES”

---

## **Capítulo 1. Antecedentes.**

Un Centro Comercial es uno o varios edificios, por lo general de gran tamaño que contiene locales y oficinas comerciales, cuyo fin es reunir estos locales y oficinas en un espacio determinado para reducir espacios, además de que tiene una gran importancia social y antropológica, siendo un lugar de encuentro y manifestación social de los intereses de las personas hacia los demás.

Por todo lo anterior el diseño de un centro comercial deberá ser estético, funcional y que garantice la seguridad estructural de los usuarios.

La normatividad a seguir será el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) complementándose con sus Normas Técnicas Complementarias (NTC) en sus distintos títulos (Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, para Diseño por Sismo, para Diseño por Viento, para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas).

El objetivo de esta tesis es el diseñar centros comerciales económicos y estructuralmente adecuados, para distintos tipos de suelos (de acuerdo al RCDF) y para distintos claros entre columnas.

De acuerdo al Reglamento de Construcciones par el Distrito Federal en su artículo 139 indica que un centro comercial se clasifica como una construcción del Grupo B (Edificaciones comúnmente destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales); así mismo de acuerdo a este artículo cae dentro del Subgrupo B1 (Edificios que tengan locales de reunión que puedan alojar a mas de 200 personas, templos, salas de espectáculos, así como anuncios de comunicación celular y/o inalámbrica).

Como ya se señalo las estructuras serán diseñadas a base de concreto reforzado, acero estructural, una combinación de concreto reforzado y acero estructural (Mixta) y concreto presforzado (este último en su modalidad del tipo Postensado).

Antes de hablar de los métodos de diseño para un sistema estructural es necesario observar el artículo 159 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal:

Artículo 159: Se podrán emplear criterios de diseño estructural diferentes a los especificados en este capítulo y en las normas si se justifican, a satisfacción de la Secretaria de Obras y Servicios, que los procedimientos empleados dan lugar a niveles de seguridad no menores que los que se obtengan empleando los previstos en este reglamento....

Con lo anterior comencemos con el Concreto Reforzado.

El procedimiento más comúnmente utilizado es el denominado método plástico de resistencia o de resistencia última, según el cual los elementos o secciones se dimensionan para que tengan una resistencia determinada, el procedimiento consiste en incrementar las acciones exteriores de la estructura realizar un análisis elástico de la estructura, el dimensionamiento se hace con la hipótesis de comportamiento inelástico.

Existen varios Códigos para el diseño de estructuras de concreto reforzado tales como el del Comité Euro-Internacional de Concreto, los Eurocodigos usados en los países de la Unión Europea, el de Canadá, el de la India; aquí en México generalmente se utilizan dos reglamentos para el diseño de estructuras de concreto: El del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto Reforzado y el Reglamento del American Concrete Institute (ACI), también usado en muchos países de América Latina.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal considera dos categorías de estados límite: el de Falla y el de Servicio; siendo el primero el correspondiente al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o cualquiera de sus miembros; mientras que el segundo ocurre cuando en la estructura se presentan deformaciones, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento y confort de la estructura.

El proceso de diseño y revisión estructural es el siguiente:

- 1) Determinar las acciones que actúan sobre la estructura.
- 2) Se calculan por medio de un análisis estructural los efectos de las acciones sobre la estructura, también llamados elementos mecánicos (fuerzas cortantes, momentos flexionantes, fuerzas axiales y momentos torsionantes), siendo estos denominados acciones o fuerzas internas (S).
- 3) Las fuerzas internas se multiplican por un factor de carga ( $F_C$ ) para obtener las fuerzas de diseño.
- 4) Se calculan las resistencias nominales de cada elemento de la estructura y se multiplican por factores reductivos ( $F_R$ ) obteniéndose así las resistencias de diseño.
- 5) Se verifica que las resistencias de diseño sean ( $F_{R,R}$ ) sean mayores o iguales que las fuerzas internas de diseño ( $F_C S$ ).

El Reglamento del American Concrete Institute está diseñado para ser utilizado como parte integrante de los más generales en vigor de distintas localidades, no establece valores de las cargas a utilizar (esto lo hace el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en sus Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las

Edificaciones); sin embargo los factores de Reducción de Resistencia ( $\phi$ ) están tomados de la American Society of Civil Engineers, así como sus valores de carga recomendados.

Los factores de carga del Reglamento ACI son menores a los del Distrito Federal, pero los factores de reducción de resistencia del ACI son más severos. Adicionalmente el Reglamento del Distrito Federal considera una resistencia reducida del concreto ( $f^*c$ ) o dimensiones reducidas para algunos miembros, lo cual no hace el Reglamento ACI; hay entonces variaciones entre ambos Reglamentos pero se sustentan en un criterio general de diseño para las estructuras.

Por lo cual en esta tesis se aplicará el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias por las razones antes mencionadas.

Para el diseño de Estructuras de Acero existen dos métodos el ASD (Allowable Stress Design) y el LRFD (Load Resistance and Factor Design).

En el método ASD ó Diseño por Esfuerzos Permisibles, las cargas de trabajo o de servicio se combinan para los diversos miembros de una estructura para obtener las cargas máximas, luego se seleccionan miembros tales que sus esfuerzos elásticos calculados (cuando se aplique las cargas máximas) no excedan ciertos valores permisibles. En el diseño estructural esos esfuerzos se dan usualmente como iguales a cierto porcentaje del esfuerzo de fluencia  $F_y$ .

El procedimiento de diseño ASD se basa en “Specification for Structural Steel Buildings, Allowable Stress Design and Plastic Design” (Especificaciones para Edificios de Acero Estructural, Diseño por Esfuerzos Permisibles) y el “Manual of Steel Construction Allowable Stress Design” (Manual de Construcción en Acero), ambos publicados por la American Institute of Steel Construction (AISC).

El procedimiento de diseño LRFD se basa en el “Manual of Steel Construction Load and Resistance Factor Design” (Manual de Construcción en Acero, Diseño por Factores de Carga y Resistencia) también publicado por la AISC.

El diseño con factores de carga y de resistencia se basan en los conceptos de estados límite, estos estados límite son similares a los estados Límite descritos para las estructuras de concreto reforzado.

Se tiene una ventaja económica al usar LRFD en lugar del ASD, esto ocurre cuando las cargas vivas son pequeñas comparadas con las cargas muertas; sin embargo debe de observarse que la AISC no introdujo el Método LRFD con el propósito inmediato de obtener ventajas económicas, sino porque ayuda a

proporcionar una confiabilidad más uniforme para todas las estructuras de acero, sea cuales sean las cargas.

Otra explicación más sencilla de porque al usar LRFD y no ASD es porque al usar un diseño por esfuerzos permisibles siempre estamos en el rango elástico del acero y este nunca llega a fluir, siendo entonces un método de diseño conservador; mientras que con el método LRFD podemos aprovechar el rango plástico del acero, sacando ventaja de que el acero soporta mayores esfuerzos (mayor capacidad de carga) mientras sufre mayores deformaciones.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal basa el diseño de estructuras de acero en sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, estando estas basadas en el Manual LRFD de la AISC.

Como ya mencionamos antes el artículo 159 del RCDF nos da la facilidad de usar otro método de diseño como el de Esfuerzos Permisibles; por lo que se puede utilizar el Manual de Construcción en Acero (IMCA), el cual está basado en el Manual ASD de la AISC.

En esta tesis se utilizará para el diseño en acero el reglamento de construcciones para el Distrito Federal y sus normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.

A la construcción que se elabora con una combinación de concreto reforzado y el acero estructural se le denomina construcción mixta o construcción compuesta, en este trabajo se trataran de perfiles de acero que trabajaran en conjunto con elementos de concreto reforzado. El Manual LRFD de la AISC contiene varios capítulos y ayudas de diseño sobre cómo se diseñan elementos de que trabajen como elementos compuestos.

Así mismo el diseño de elementos estará regido por el capítulo 3.6 "Construcción Compuesta" de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de estructuras Metálicas, el cual da los lineamientos para diseñar elementos compuestos sometidos a compresión, flexocompresión, flexión así como el sistema de piso.

Los elementos de concreto presforzado son elementos de concreto reforzado por cuya sección longitudinal contiene cables de acero de alta resistencia los cuales inducen al elemento estructural esfuerzos que mitigan los efectos de las acciones externas que actúan sobre el elemento estructural.

El Código en el cual se basan los reglamentos en cuestión de concreto presforzado es el Design Handbook editado por el Precast / Prestressed Concrete Institute.

Para esta tesis se utilizará el capítulo 9 “Concreto Presforzado” de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del RCDF, mismo que da los lineamientos para el diseño de elementos de Concreto Presforzado, así como también nos los esfuerzos permisibles del acero de alta resistencia y los estados límite de falla y de servicio.

---

# CAPITULO 2

---

“MATERIALES PARA LA  
CONSTRUCCIÓN DE  
LAS ESTRUCTURAS”

---



## **Capítulo 2. Materiales para la construcción de las estructuras.**

En la determinación de la forma de la estructura, la elección del material es a menudo un factor importante. Algunas veces la elección del material estructural será dictada por la disponibilidad o por consideraciones políticas o económicas. Sin importar que sea o no posible una elección definitiva, existen los siguientes criterios de diseño:

- Alta ductilidad.
- Alta relación resistencia / peso.
- Homogeneidad.
- Ortotropía.
- Facilidad para hacer conexiones de gran resistencia.

Generalmente entre más grande sea la estructura son más importantes los factores anteriores. Es importante tener en cuenta, al elegir los materiales, que si se requiere una estructura flexible, entonces algunos materiales tales como la mampostería no son los apropiados. Por otro lado, el acero es usado esencialmente para obtener estructuras flexibles, aunque si se requiere mayor rigidez es preferible el contraventeo diagonal o bien muros de concreto reforzado incorporados en los marcos de acero. Sin embargo hay que advertir acerca del efecto de elementos no estructurales como las divisiones interiores y fachadas, estas pueden incrementar enormemente la rigidez de la estructura sino están desligadas de la misma, por lo tanto deben ser considerados en el análisis estructural y en detalles en los planos.

Las características que hacen que un material sea adecuado para cumplir con las funciones estructurales se relacionan con sus propiedades mecánicas y con su costo, la construcción de las estructuras implican grandes volúmenes y no permiten el empleo de materiales de resistencia extraordinariamente alta, pero de costo elevado.

La gama de materiales que puede llegar a emplearse con fines estructurales es muy amplia, entre los cuales están: los materiales pétreos ya sean naturales o artificiales (a la construcción con estos materiales se le llama mampostería), el concreto reforzado, la madera, acero estructural, entre otros.

En esta tesis se usaran solo dos materiales el concreto reforzado y el acero estructural, así como la combinación de ambos y otra modalidad del concreto la cual es el concreto postensado.

## 2.1. Concreto Reforzado.

El concreto es un material pétreo, artificial, obtenido de la mezcla, en proporciones determinadas, de cemento, agregados y agua. El cemento y el agua forman una pasta que rodea a los agregados y constituyendo un material heterogéneo, a veces se añaden ciertas sustancias, llamadas aditivos o adicionantes que mejoran o modifican algunas propiedades del concreto.

El peso volumétrico del concreto es elevado cuyos valores van desde 1.9 y 2.5ton/m<sup>3</sup> dependiendo principalmente de los agregados pétreos que se empleen, este peso volumétrico hace que las secciones de concreto sean robustas.

El concreto simple, sin refuerzo es resistente a la compresión, pero es débil en tensión, lo que limita su aplicación como material estructural, para resistir tensiones se emplea refuerzo de acero, generalmente en forma de barras, colocado en las zonas en donde se prevé, que se desarrollarán tensiones bajo las acciones de servicio, otra función del acero es que restringe el desarrollo de grietas originadas por la tensión en el concreto, la función del acero de refuerzo no solo se limite para tomar la tensión sino que colocado en la zona de compresión aumentan la resistencia del elemento de concreto, además reducen las deformaciones debidas a cargas de larga duración y para proporcionar confinamiento lateral al concreto, lo que aumenta su resistencia a la compresión. La combinación del concreto simple con acero de refuerzo constituye lo que se llama concreto reforzado.

Para dimensionar estructuras de concreto reforzado es necesario utilizar métodos que permitan combinar el concreto simple y el acero, de tal manera que se aprovechen en forma racional y económica las características de cada uno.

Acero de refuerzo.

Las varillas se utilizan como refuerzo de concreto; son barras de acero generalmente de sección circular con diámetro superior a los 5 milímetros, aunque por lo común sus diámetros se especifican en fracciones de pulgada. La superficie de estas barras cilíndricas está provista de corrugaciones que mejoran la adherencia a los materiales e inhiben el movimiento relativo longitudinal entre la varilla y el concreto que la rodea, y de hecho la función de las varillas no es sólo reforzar la estructura del concreto armado, sino absorber los esfuerzos de tracción y torsión.

A continuación, la Figura 2.1 muestra una tabla con las características físicas de las varillas utilizadas como refuerzo en el concreto

RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A  
CENTROS COMERCIALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO.

No.	Diámetro nominal		Área nominal		Peso unitario		Perímetro		Separación promedio máxima entre corrugaciones		Altura mínima de las corrugaciones		Longitud perimetral mínima de la corrugación		Número aproximado de varillas de 12 m por ton.
	mm	in.	mm <sup>2</sup>	in. <sup>2</sup>	kg/m	lb/ft	mm	in.	mm	in.	mm	in.	mm	in.	
2	6.1	1/4	32	0.05	0.251	0.167	20.1	0.786	—	—	—	—	—	—	—
2.5	7.9	5/16	49	0.08	0.384	0.261	24.8	0.982	3.5	0.219	0.5	0.015	18.6	0.736	217
3	9.5	3/8	71	0.11	0.537	0.376	29.8	1.178	6.7	0.262	0.5	0.015	22.1	0.883	150
4	12.7	1/2	127	0.20	0.996	0.668	39.9	1.571	8.9	0.350	0.5	0.020	29.9	1.178	84
5	13.9	5/8	199	0.31	1.560	1.045	50.0	1.963	11.1	0.437	0.7	0.028	37.5	1.472	53
6	19.1	3/4	287	0.44	2.250	1.502	80.0	2.356	13.1	0.523	1.0	0.038	43.0	1.707	37
7	22.2	7/8	387	0.60	3.034	2.044	99.7	2.749	15.5	0.612	1.1	0.041	52.5	2.082	27
8	25.4	1	507	0.79	3.973	2.670	128.8	3.142	17.8	0.700	1.3	0.050	59.0	2.336	21
9	28.6	1 1/16	642	0.99	5.033	3.381	169.8	3.534	20.0	0.787	1.4	0.056	67.4	2.650	17
10	31.8	1 1/8	794	1.25	6.225	4.172	221.9	3.927	22.5	0.875	1.6	0.063	74.0	2.943	13
11	34.9	1 3/8	957	1.48	7.503	5.049	289.6	4.320	24.4	0.962	1.7	0.068	82.2	3.240	11
12	38.1	1 1/2	1140	1.77	8.938	6.008	371.7	4.712	26.7	1.050	1.8	0.073	89.8	3.534	9

El número con que se designan las distintas varillas, es igual al número de octavos de pulgada del diámetro nominal de la varilla. La No. 2 se fabrica únicamente como varilla lisa (alamburón).

Figura 2.1 “Tabla Características Físicas de la Varilla para Refuerzo de Concreto”

En México, se cuenta con una variedad relativamente grande de aceros de refuerzo, las barras laminadas en caliente pueden observarse con límites desde 2300 hasta 4200kg/cm<sup>2</sup>, el acero trabajado en frío alcanza límites de fluencia de 4000 a 6000kg/cm<sup>2</sup>.

Se usan mallas de acero como refuerzo en losas, muros y algunos elementos prefabricados, estas son formadas por alambres lisos unidos por puntos de soldadura. Este tipo de acero es del tipo trabajado en frío con esfuerzo de fluencia de 5000kg/cm<sup>2</sup>, el espaciamiento de los alambres varía de 5 a 40cm con diámetros de 2 a 7mm

## 2.2. Acero Estructural (Estructura Metálica).

El acero se define como una combinación de hierro y pequeñas cantidades de carbono, generalmente del 1%. Aunque se ha fabricado acero desde hace 2000 o 3000 años, no existe un método de económico producción sino hasta la mitad del siglo XX. El termino *hierro fundido* se usa para materiales con contenido muy bajo de carbono, mientras que a los materiales con contenido muy alto de carbono se le llama *hierro forjado*. Los aceros se encuentran entre el hierro fundido y el hierro forjado y tienen contenidos de carbón de 0.15% al 1.7%. la primera vez que se uso un metal para estructura fue en 1779 en Shropshire, Inglaterra y fue un puente de 100 pies de claro sobre el río Severn construido con acero fundido, muchos otros puentes de hierro fundido se construyeron en las décadas siguientes pero después de 1840 el hierro dulce mas maleable comenzó a remplazar al hierro fundido, pero el desarrollo de las técnicas para producir acero permitió la fabricación de este a precios competitivos, lo que estimulo el desarrollo del acero estructural.

El acero estructural puede laminarse en forma económica en una gran variedad de formas y tamaños sin cambios apreciables en sus propiedades físicas, generalmente los miembros estructurales más convenientes son aquellos con grandes momentos de inercia en relación a sus áreas. Por lo general los perfiles de acero se designan por la forma de sus secciones transversales, por ejemplo se tienen perfiles en ángulo, tes, zetas y placas.

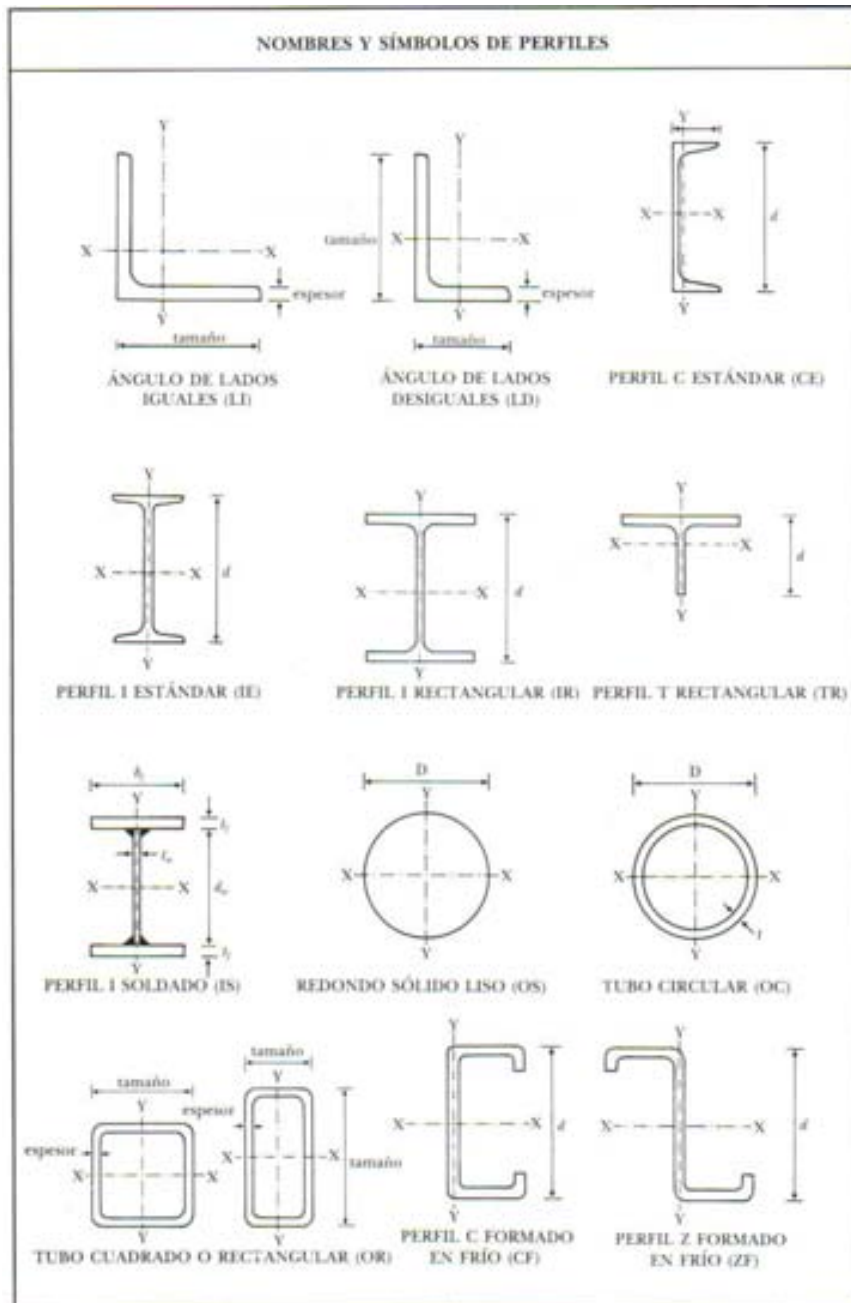


Figura 2.2 "Perfiles de Acero Laminados en México"

Las propiedades del acero pueden cambiarse en gran medida variando las cantidades presentes de carbono y añadiendo otros elementos como silicio, níquel, manganeso y cobre. En décadas recientes los ingenieros y arquitectos han requerido aceros más fuertes, con mayor resistencia a la corrosión, con mejores propiedades de soldabilidad y diversas características. Los aceros estructurales se agrupan generalmente según varias clasificaciones principales de la ASTM; los aceros de propósitos generales (A-36), los aceros estructurales de carbono (A529), los aceros estructurales de alta resistencia y baja aleación (A992). Los aceros estructurales de alta resistencia, baja aleación y resistentes a la corrosión atmosférica (A242 y A588) y la placa de acero templada y revenida (A514 y A852).

### **2.3. Concreto Reforzado y Acero Estructural (Mixto).**

Construcción compuesta.

La construcción compuesta emplea a los miembros estructurales, formados de dos materiales: el acero estructural y el concreto reforzado. Estrictamente hablando, cualquier miembro formado por dos o más materiales es compuesto. Sin embargo, en edificios y puentes significa acero estructural y concreto reforzado y eso quiere decir vigas o columnas compuestas.

Vigas Compuestas.

Cuando una losa de concreto está apoyada sobre vigas de acero y no existen medios para transferir los esfuerzos cortantes entre ambos elementos, se tiene una acción en la que éstos trabajan por separado. La construcción con elementos que trabajan por separado es segura, pero ya que la losa se flexiona junto con la viga cuando se aplican cargas, la losa sostiene parte de la carga. Sin embargo no hay suficiente adherencia entre ambos elementos esto se da por ejemplo cuando la viga está completamente embebida en el concreto cuando se proporciona un sistema mecánico de conectores de fuerza cortante, la carga soportada por la losa es pequeña y puede despreciarse.

Las vigas de acero y las losas de concreto reforzado se han utilizado durante mucho tiempo, sin tomar en consideración ningún efecto de colaboración entre ambas. Sin embargo en los últimos años se han demostrado que puede lograrse una gran resistencia, uniéndolas de forma que actúen como una sola unidad. Las vigas de acero y las losas de concreto unidas formando un elemento compuesto, en ocasiones pueden llegar a soportar aumentos de una tercera y aun mayores de la carga que podrían soportar las vigas de acero trabajando por separado.

La forma más conocida de la construcción compuesta está representada en la Figura 2.3

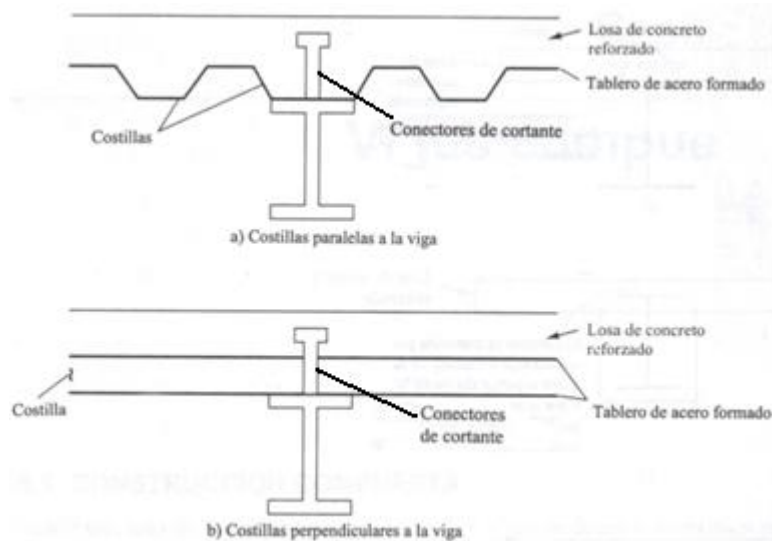


Figura 2.3 “Construcción Compuesta”

La presencia de conectores de cortante en cantidad suficiente hace que el concreto se confine a la lámina, así mismo se evitan desplazamientos horizontales en los apoyos y como resultado esta losa presenta un incremento sustancial en la capacidad de carga y en estas condiciones el acero de la lamina alcanza la fluencia además de que la lamina hace que el sistema actúe como diafragma.

Otra forma de la construcción compuesta esta mostrada en la Figura 2.4

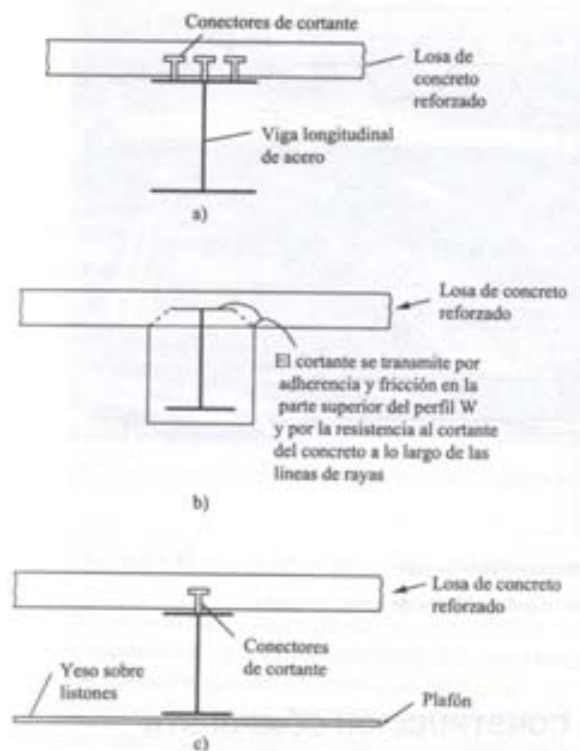


Figura 2.4 “Construcción Compuesta”

Cuando la sección de acero está embebida en el concreto, la transferencia de la fuerza cortante se hace tanto por la adherencia y la fricción entre la viga y el concreto como por la resistencia de éste al corte, a los largo de las líneas interrumpidas mostradas en la Figura 4 b).

#### Columnas Compuestas.

Las columnas compuestas se construyen con perfiles laminados o armados de acero ahogados en concreto ó concreto colocado dentro de los tubos o tubulares de acero. Los miembros resultantes son capaces de soportar cargas considerablemente mayores que las columnas de concreto reforzado de las mismas dimensiones.

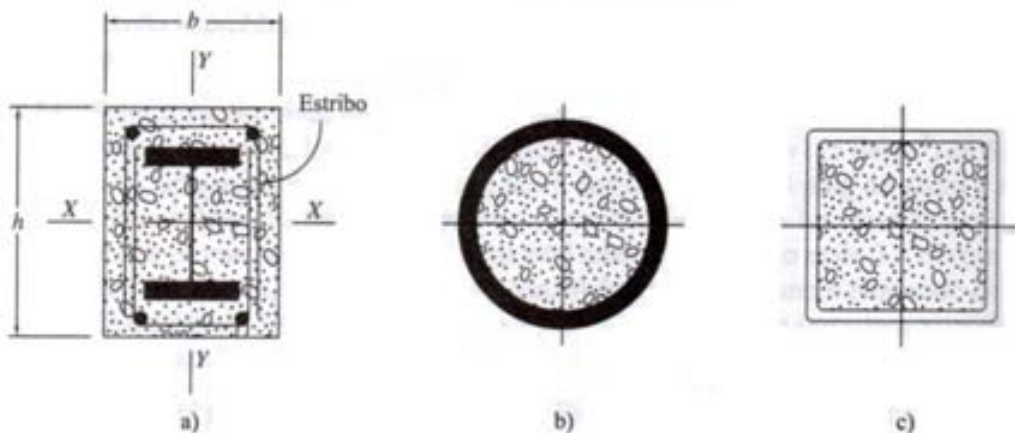


Figura 2.5 “Columnas Compuestas”

En la Figura 2.5 se muestran varias columnas compuestas. En la parte a) de la figura se muestra un perfil W ahogado en concreto. Las secciones transversales por lo general son cuadradas o rectangulares, tienen barras longitudinales colocadas en las esquinas, además, se colocan estribos alrededor de las barras longitudinales a ciertos intervalos verticales. Los estribos son muy efectivos para aumentar la resistencia de las columnas; previenen que las barras longitudinales se salgan fuera de su lugar durante la construcción y resisten la tendencia de esas barras a pandearse bajo la acción de las cargas externas y ayudan a confinar al concreto; la ausencia de los estribos ocasionará la resquebrajadura o el desconchamiento del recubrimiento externo del concreto.

En los edificios altos los tamaños de las columnas compuestas son considerablemente menores que los requeridos para columnas de concreto reforzado sometidas a las mismas cargas. Se pueden usar en edificios muy altos columnas compuestas colocadas muy juntas y conectadas con vigas de fachada para resistir las cargas laterales, con base en el concepto de estructuración tubular. También se pueden secciones de acero ahogadas dentro de muros de concreto reforzado (muro de cortante) localizados en el núcleo central de edificios altos.

En la construcción de columnas compuestas las secciones de acero soportan las cargas iniciales, incluido el peso de la estructura, las cargas de gravedad y laterales que ocurren durante la construcción y además del concreto que se cuela posteriormente alrededor del perfil de acero o dentro de las formas tubulares.

El concreto y el acero se combinan de tal forma que las ventajas de ambos materiales se usan en las secciones compuestas, el concreto reforzado permite reducir las deflexiones laterales; al mismo tiempo la ligereza y resistencia del acero permite usar cimentaciones más pequeñas y de menor peso.

En resumen los elementos en sección compuesta, hacen trabajar más eficientemente a los distintos materiales, es decir, el concreto a compresión y el acero a tensión.

## **2.4. Concreto Presforzado.**

### Concreto Presforzado

El presfuerzo puede definirse en términos generales como el precargado de una estructura, antes de la aplicación de las cargas de diseño requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general.

Una de las mejores definiciones del concreto presforzado es la que da el comité de Concreto Presforzado del ACI (American Concrete Institute) la cual dice:

Concreto Presforzado: concreto en el cual han sido introducidos esfuerzos internos de tal magnitud y distribución que los esfuerzos resultantes de las cargas externas dadas se equilibran hasta un grado deseado.

### Métodos de Presforzado.

En el concreto presforzado existen dos categorías: Pretensado y Postensado.

Los miembros del concreto pretensado se producen tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto y al endurecerse el concreto fresco se adhiere al acero. Cuando el concreto alcanza la resistencia requerida, se retira la fuerza presforzante aplicada por gatos y esa misma fuerza es transmitida por adherencia, del acero al concreto. En el caso de los miembros de concreto postensado, se esfuerzan los tendones después de que ha endurecido el concreto y de que se haya alcanzado suficiente resistencia, aplicando la acción de los gatos contra el miembro de concreto mismo.



### Concreto Pretensado.

Los tendones son generalmente de cable torcido con torones de varios alambres cada uno, se tensan entre los apoyos. Se mide el alargamiento de los tendones, así como la fuerza de tensión aplicada con los gatos, con la cimbra en su lugar se vacía el concreto en torno al tendón esforzado. A menudo se usa concreto de alta resistencia a corto tiempo, a la vez que es curado con vapor de agua para acelerar el endurecimiento. Después de haberse logrado la resistencia requerida, se libera la tensión de los gatos. Los torones tienden a acortarse pero no lo hacen por estar ligados al concreto por adherencia. En esta forma la fuerza de presfuerzo es transferida al concreto por adherencia, en su mayor parte cerca de los extremos de la viga.

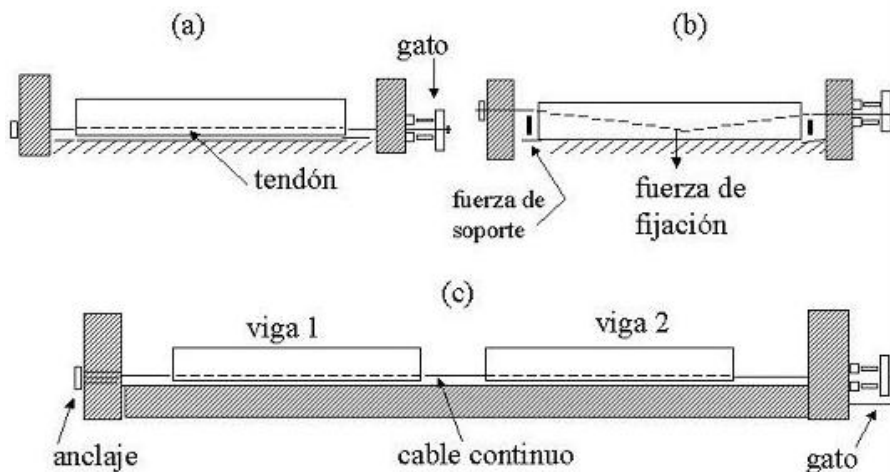


Figura 2.6 “Métodos de Pretensado: a) De tendón recto, b) Con excentricidad, c) De línea larga”

Con frecuencia se usan uno, dos o tres depresores intermedios del cable para obtener el perfil deseado. Estos dispositivos de sujeción quedan embebidos en el elemento al que se le aplica el presfuerzo.

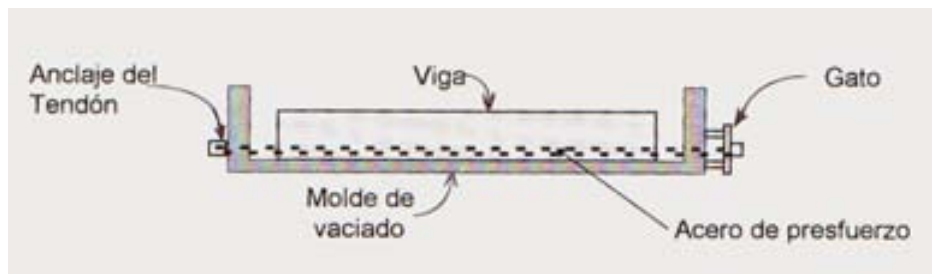


Figura 2.7 “Método de tendón recto”

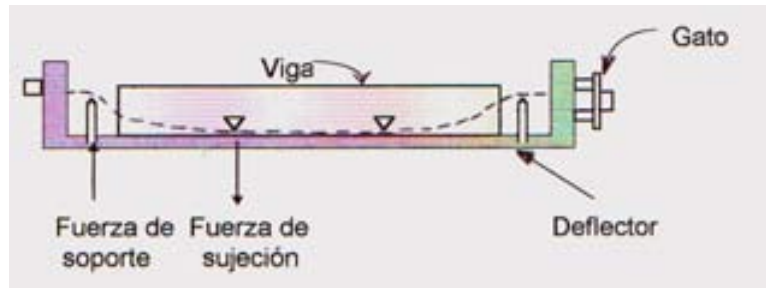


Figura 2.8 “Método con excentricidad”

### Concreto Postensado

Cuando se hace el presforzado por postensado, generalmente se colocan en los moldes ductos huecos que contienen a los tendones no esforzados y que siguen el perfil deseado, antes de vaciar el concreto. Los tendones pueden ser alambres paralelos atados en haces, cables torcidos en torones o varillas de acero. El ducto se amarra con alambres al refuerzo auxiliar de la viga para prevenir su desplazamiento accidental y luego se vacía el concreto, cuando este ha adquirido suficiente resistencia, se usa la viga de concreto misma para proporcionar la reacción para el gato de esforzado.

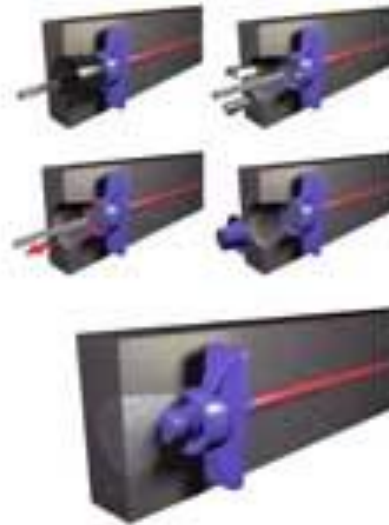


Figura 2.9 “Proceso de Postensado”

La tensión se evalúa midiendo tanto la tensión del gato como la elongación del acero, los tendones se tensan todos a la vez. Normalmente se rellenan de mortero los ductos de los tendones después de que estos han sido esforzados, se inyecta el mortero al interior del ducto en uno de los extremos, a alta presión y se continua el bombeo hasta que la pasta aparece en el otro extremo del tubo. Cuando se endurece la pasta se une al tendón con la pared interior del ducto.

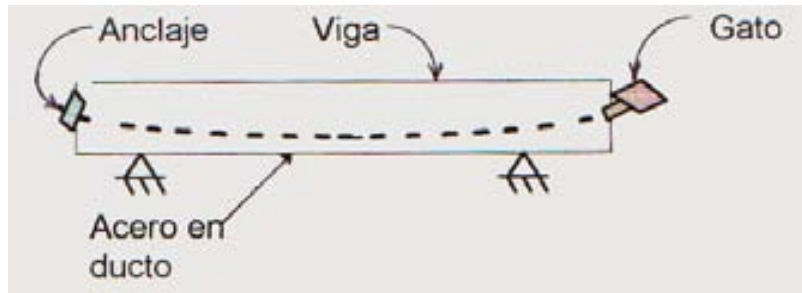


Figura 2.10 "Postensado de una trabe"

El uso del acero de alta resistencia para el presfuerzo es necesario por varias razones físicas básicas. Las propiedades mecánicas de este acero son diferentes de aquellas correspondientes a las del acero convencional, esto se ve en las curvas esfuerzo deformación de estos distintos tipos de acero.

Las varillas de refuerzo comunes usadas en estructuras no presforzadas, también desempeñan un papel importante dentro la construcción del presforzado. Se usan como refuerzo en el alma, refuerzo longitudinal suplementario y para otros fines.

El concreto empleado en miembros presforzados es normalmente de resistencias y calidad más alta que el de las estructuras no presforzadas. Las diferencias en el modulo de elasticidad, capacidad de deformación y resistencia deben tomarse en cuenta en el diseño y las características de deterioro asumen una importancia crucial en el diseño.

#### Acero de Presfuerzo

El acero de presfuerzo es el material que va a provocar de manera activa momentos y esfuerzos que contrarrestaren a los causados por las cargas. Existen tres formas comunes de emplear el acero de presfuerzo:

➤ Alambres

Los alambres individuales se fabrican laminando en caliente lingotes de acero hasta obtener alambres redondos que después del enfriamiento pasan a través de troqueles para reducir su diámetro hasta su tamaño requerido. El proceso de estirado se ejecuta en frío que modifica notablemente sus propiedades mecánicas e incrementa su resistencia. Posteriormente se les libera de esfuerzos residuales mediante un tratamiento continuo de calentamiento hasta tener las propiedades mecánicas prescritas. Los alambres se fabrican en diámetros de 3, 4, 5, 6, 9.4 y 10mm y las resistencias varían desde 16,000 hasta 19,000kg/cm<sup>2</sup>. Los alambres de 5,6 y 7mm pueden tener acabado liso dentado y tridentado.



Figura 2.11 “Alambre para Presfuerzo”

➤ Torón

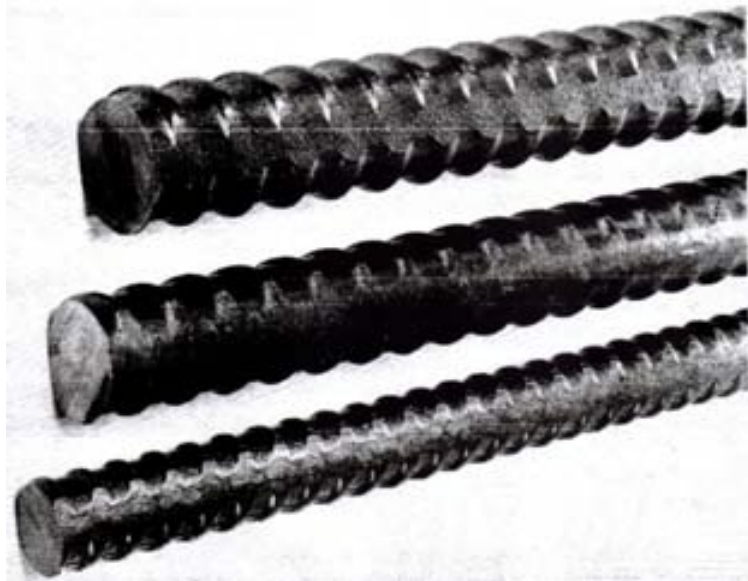
El torón se fabrica con siete alambres firmemente torcidos cuyas características se mencionaron antes, sin embargo las propiedades mecánicas comparadas con las de los alambres mejoran notablemente, sobre todo a la adherencia. El paso de la espiral o hélice de torcido es de 12 a 16 veces el diámetro nominal del cable. La resistencia a la ruptura,  $f_{sr}$ , es de  $19,000\text{kg/cm}^2$  para el grado 270K ( $270,000\text{lb/pulg}^2$ ), que es el más utilizado actualmente. Los torones pueden obtenerse entre un rango de tamaños que va desde  $3/8"$  hasta  $0.6$  pulgadas de diámetro, siendo los más comunes de  $3/8"$  y de  $1/2"$  con áreas nominales de  $54.8$  y  $98.8\text{mm}^2$  respectivamente.



Figura 2.12 “Torones para presfuerzo”

➤ Varillas de acero de aleación

La alta resistencia en varillas de acero se obtiene mediante la introducción de algunos minerales de ligazón durante su fabricación, adicionalmente se efectúa trabajo en frío en las varillas para incrementar aún más su resistencia. Después de estirarlas en frío se les libera de esfuerzos para obtener las propiedades requeridas. Las varillas de acero de aleación se producen en diámetros que varían en diámetros de 1/2" hasta 13/8".



**Figura 2.13 “Varillas para Presfuerzo”**

---

# CAPITULO 3

---

“CONSIDERACIONES  
DE DISEÑO”

---

### **Capítulo 3. Consideraciones de Diseño.**

#### **3.1. Cargas**

La aplicación de cargas a una estructura produce fuerzas y deformaciones en ella. El proceso de la determinación de estas fuerzas y deformaciones se llama Análisis Estructural.

El análisis estructural comienza con un análisis general de toda la estructura a fin de determinar todas las respuestas en los apoyos (reacciones), los tipos y magnitudes de las fuerzas internas (elementos mecánicos).

Para el análisis estructural de las fuerzas internas en los elementos de la estructura, se deberá tomar en cuenta los efectos de las acciones que actúen sobre la misma como las cargas muertas, las cargas vivas, los efectos de sismo y del viento cuando este último sea significativo.

Cuando sea significativo, deben tomarse en cuenta los efectos producidos por otras acciones como los empujes de tierras y líquidos, vibraciones por equipos, los cambios de temperatura, las contracciones de los materiales, los hundimientos de los apoyos y las solicitaciones originadas por el funcionamiento de maquinaria y equipo que no se encuentren especificadas en las Normas correspondientes.

La determinación de las acciones son la estimación de las cargas a las cuales se considera que estará sometida la estructura ya sean permanentes, variables o accidentales; para ello el proyecto arquitectónico tiene gran importancia debido a que las restricciones geométricas que pudieran presentarse e incluso hasta el tipo de materiales determinan las dimensiones de los elementos estructurales.

#### **Acciones Permanentes.**

Las acciones permanentes son la que obran en forma continua en la estructura y cuya intensidad varia poco con el tiempo, pertenecen a esta categoría las cargas muertas, el empuje estático de tierras y líquidos, las deformaciones y los desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo.

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la construcción es decir, los elementos estructurales, los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, la ventanería, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura, la carga muerta es por lo tanto la principal acción permanente.

## Acciones Variables

Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo, las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva, los efectos de temperatura, las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable y con el tiempo y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo.

La carga viva es aquella que se debe a la operación y uso de la construcción, incluye por tanto todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma y no puede considerarse como carga muerta, entran así en la carga viva el peso y las cargas debido a muebles, mercancías, equipos y personas. La carga viva es la principal acción variable que debe considerarse en el diseño.

Dependiendo de la combinación que se esté revisando, pueden interesar distintos valores de la carga viva con respecto a su variación temporal, para su superposición con las cargas permanentes interesa la carga viva máxima  $W_m$ , o sea la máxima intensidad que esta pueda adquirir a lo largo de la vida esperada de la estructura, para su superposición con una acción accidental, interesa la carga viva instantánea  $W_a$ , que es el valor que puede adquirir en un instante cualquiera dentro de la vida de la estructura, esto es en el instante en que ocurre la acción accidental, para fines de estimar los efectos a largo plazo interesa la carga viva media  $W$ , así para calcular las deformaciones diferidas en estructuras de concreto y hundimientos en suelos arcillosos saturados que reaccionan muy lentamente con el tiempo.

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su Artículo 160 define a las Cargas Muertas como los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo; así mismo el Artículo 161 define a las Cargas Vivas como las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente.

Las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural en su Capítulo 6 “Cargas Variables” nos presentan la Tabla 6.1 “Cargas Vivas Unitarias”, la cual contiene los valores de las cargas vivas unitarias que se usaran para el análisis estructural. Para esta tesis se usará el inciso g el cual es aplicable a comercios, fábricas y bodegas.



RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A  
CENTROS COMERCIALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO.

Destino de piso o cubierta	W	$W_s$	$W_m$	Observaciones
a) Habitación (casa-habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.7 (70)	0.9 (90)	1.7 (170)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	$0.8W_m$	$0.9W_m$	$W_m$	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7, 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

<sup>6</sup> Atendiendo al destino del piso se determinará con los criterios de la sección 2.2 la carga unitaria,  $W_m$ , que no será inferior a  $3.5 \text{ kN/m}^2$  ( $350 \text{ kg/m}^2$ ) y deberá especificarse en los planos estructurales y en placas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

**Tabla 6.1 “Cargas Vivas Unitarias,  $\text{kN/m}^2$  ( $\text{kg/m}^2$ )”**

Para la realización de esta tesis se tomarán las siguientes cargas; cabe mencionar que el peso propio de los elementos estructurales no se mostrará en

las tablas siguientes debido a que las dimensiones finales de los elementos estructurales solo se conocerán después de realizar el análisis y diseño estructural.

➤ **Estructura Metálica**

**Azotea**

Carga Muerta

Losacero Deck 25 Calibre 22 con capa de compresión e=6cm	230	kg/m <sup>2</sup>
Plafón e Instalaciones	15	kg/m <sup>2</sup>
Enladrillado y entortado	120	kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizante	5	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF	40	kg/m <sup>2</sup>
$\Sigma=$	410	kg/m <sup>2</sup>

Carga Viva

De acuerdo a la Tabla 6.1 antes mostrada, las Cargas Vivas para Azotea con pendiente menor a 5% son las siguientes.

Carga Viva Máxima	100	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	70	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Media	15	kg/m <sup>2</sup>

**Entrepiso**

Carga Muerta

Losacero Deck 25 Calibre 22 con capa de compresión e=6cm	230	kg/m <sup>2</sup>
Plafón e Instalaciones	15	kg/m <sup>2</sup>
Muros Divisorios	45	kg/m <sup>2</sup>
Acabados de Piso	80	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF	40	kg/m <sup>2</sup>
$\Sigma=$	410	kg/m <sup>2</sup>

Carga Viva

De acuerdo a la Tabla 6.1 antes mostrada, las Cargas Vivas para Comercios, Fabricas y Bodegas son las siguientes:

Carga Viva Máxima	350	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	315	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Media	280	kg/m <sup>2</sup>

➤ **Estructura de Concreto Reforzado**

**Azotea**

Carga Muerta

Losas de concreto reforzado e=10cm	240	kg/m <sup>2</sup>
Plafón e Instalaciones	15	kg/m <sup>2</sup>
Enladrillado y entortado	120	kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizante	5	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF	40	kg/m <sup>2</sup>
$\Sigma=$	420	kg/m <sup>2</sup>

Carga Viva

De acuerdo a la Tabla 6.1 antes mostrada, las Cargas Vivas para Azotea con pendiente menor a 5% son las siguientes.

Carga Viva Máxima	100	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	70	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Media	15	kg/m <sup>2</sup>

**Entrepiso**

Carga Muerta

Losas de concreto reforzado e=10cm	240	kg/m <sup>2</sup>
Plafón e Instalaciones	15	kg/m <sup>2</sup>
Muros Divisorios	45	kg/m <sup>2</sup>
Acabados de Piso	80	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF	40	kg/m <sup>2</sup>
$\Sigma=$	420	kg/m <sup>2</sup>

Carga Viva

De acuerdo a la Tabla 6.1 antes mostrada, las Cargas Vivas para Comercios, Fabricas y Bodegas son las siguientes:

Carga Viva Máxima	350	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	315	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Media	280	kg/m <sup>2</sup>

➤ **Estructura Mixta de Acero y Concreto.**

Se usaran las mismas cargas que en el caso de las estructuras de concreto reforzado; además de una carga viva de trabajo, esto para el cálculo estructural y como una etapa inicial.

Carga Viva de Construcción	150	kg/m <sup>2</sup>
----------------------------	-----	-------------------

➤ **Estructura de Concreto Postensado**

**Azotea**

Carga Muerta

Firme de Concreto e=5cm	120	kg/m <sup>2</sup>
Plafón e Instalaciones	15	kg/m <sup>2</sup>
Enladrillado y entortado	120	kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizante	5	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF	40	kg/m <sup>2</sup>
$\Sigma=$	300	kg/m <sup>2</sup>

Carga Viva

De acuerdo a la Tabla 6.1 antes mostrada, las Cargas Vivas para Azotea con pendiente menor a 5% son las siguientes.

Carga Viva Máxima	100	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	70	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Media	15	kg/m <sup>2</sup>

**Entrepiso**

Carga Muerta

Firme de Concreto e=5cm	120	kg/m <sup>2</sup>
Plafón e Instalaciones	15	kg/m <sup>2</sup>
Muros Divisorios	45	kg/m <sup>2</sup>
Acabados de Piso	80	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF	40	kg/m <sup>2</sup>
$\Sigma=$	300	kg/m <sup>2</sup>

Carga Viva

De acuerdo a la Tabla 6.1 antes mostrada, las Cargas Vivas para Comercios, Fabricas y Bodegas son las siguientes:

Carga Viva Máxima	350	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	315	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Media	280	kg/m <sup>2</sup>

### 3.2. Análisis por Viento

#### Aspectos Generales

Los vientos son movimientos horizontales de masas de aire debidos a diferencias de presión en las distintas zonas de la atmosfera y a la rotación terrestre, para el diseño estructural interesan esencialmente los vientos que tienen velocidades muy grandes y que se asocian a fenómenos atmosféricos excepcionales. Por lo cual el viento se trata de en el diseño como una acción accidental desde el punto de vista de las combinaciones de carga que intervienen y los factores de carga que se deben adoptar.

En las diferentes regiones existen distintas probabilidades de que se presente la acción de vientos extraordinarios, dependiendo de la ubicación geográfica y de las condiciones topográficas, por ejemplo las costas del Golfo de México durante verano y otoño son afectadas por huracanes que transitan de Sur a Norte provocando vientos de muy altas velocidades, al penetrar estos huracanes tierra adentro, pierden potencia; por lo tanto, la probabilidad de que se presenten vientos de muy altas velocidades es mucho menor en el interior del país que en las costas.

Cuando el libre flujo del viento se ve obstaculizado por un objeto fijo, tiene que desviarse para rodearlo, por lo cual produce presiones sobre el objeto. Las partículas de aire golpean la cara expuesta directamente al efecto del viento (llamada bien lado de barlovento), ejerciendo presión sobre ella un empuje, mientras que en la cara opuesta (lado de sotavento), las estelas del flujo se separan del objeto provocando una succión. En las caras laterales se presenta una distribución de presiones que varía de empuje a succión según la geometría del objeto.

En los edificios de pocos pisos, el empuje lateral, debido al viento no suele ser muy importante y si la estructura posee una mínima rigidez y una resistencia ante cargas laterales los efectos del viento no pueden llegar a regir el diseño, excepto en zonas en donde las velocidades del viento de diseño sean muy altas. En edificios altos los efectos del viento se hacen considerables y las fuerzas internas por este efecto rigen el dimensionamiento de los elementos de la estructura principal, a menos que resulten todavía más críticos los efectos del sismo.

El viento es una acción crítica en el diseño de porciones de la construcción que son muy ligeras y tienen grandes áreas expuestas a su acción, como las cubiertas, fachadas de naves industriales y las estructuras para anuncios y señales; en todos estos casos la acción del viento es la que domina. En estructuras donde el viento requiere un tratamiento más refinado que incluye la consideración de sus aspectos dinámicos son en general las más flexibles, entre estas destacan las chimeneas, las torres de enfriamiento, los puentes colgantes o

atirantados, las cubiertas colgantes, las líneas de transmisión, las antenas y torres de microondas.

### **3.3. Análisis por Sismo.**

La mayoría de los reglamentos de diseño sísmico establecen como objetivos, por una parte evitar el colapso, pero aceptar el daño ante un sismo excepcionalmente severo que se pueda presentar en la vida de la estructura; y por otra, evitar daños de cualquier otro tipo ante sismos moderados que tengan una probabilidad significativa de presentarse en ese lapso.

Estos objetivos pueden plantearse de manera más formal en términos de los estados límites siguientes:

- a) Estado límite de servicio, para el cual no se excedan deformaciones que ocasionen pánico a los ocupantes, interferencia con el funcionamiento de equipos e instalaciones, daños en elementos no estructurales.
- b) Estado límite de integridad estructural, para el cual se puede presentar daño no estructural y daño estructural menor, como agrietamiento en estructuras de concreto, pero no se alcanza la capacidad de carga de los elementos estructurales.
- c) Estado límite de supervivencia, para el cual puede haber daño estructural significativo y hasta en ocasiones más allá de lo económicamente reparable, pero se mantiene la estabilidad general de la estructura y se evita el colapso.

En términos generales, puede establecerse como objetivos del diseño sísmico:

- i. Evitar que se exceda el estado límite de servicio para sismos de intensidad moderada que puedan presentarse varias veces en la vida de la estructura.
- ii. Que el estado límite de integridad estructural no se exceda para sismos severos que tienen una probabilidad significativa de presentarse en la vida de la estructura.
- iii. El estado límite de supervivencia no debe excederse ni para sismos extraordinarios que tengan una muy pequeña probabilidad de ocurrencia.

Los objetivos anteriores no se logran simplemente diseñando la estructura para que resista las fuerzas laterales; se debe de dar a la estructura la habilidad de disipar la energía introducida por el movimiento del terreno. En casos de sismos severos, es aceptable que buena parte de esta disipación de energía se realice con deformaciones inelásticas que implican daño, siempre que no se alcancen condiciones cercanas al colapso.

El cumplimiento de los objetivos, implica que la estructura posea una rigidez adecuada para limitar sus desplazamientos laterales y para proporcionarle características dinámicas que eviten amplificaciones excesivas de la vibración y

que tenga alta capacidad de disipación de la energía mediante deformaciones inelásticas. Para esta tesis el método de análisis sísmico a utilizar será un método dinámico de análisis modal.

#### Factor de comportamiento sísmico Q

La forma más adecuada para caracterizar a las estructuras de acuerdo a su ductilidad consiste en el empleo del factor de comportamiento sísmico, el cual en realidad no solo está asociado a la ductilidad estructural, sino también a la estructuración misma y al deterioro o efecto que puede llegar a contrarrestar gran parte de la capacidad extra en resistencia que suministra la ductilidad y a reservas de capacidad ante carga sísmica y cuyo factor depende del tipo de estructura.

Para este trabajo de tesis se usará el factor de comportamiento sísmico  $Q=2.0$  para todas las estructuras a diseñar.

#### Factor de Reducción Q'

Para fines de diseño, las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis dinámico modal podrán reducirse dividiéndolas entre un factor reductor  $Q'$  de acuerdo a lo siguiente

$$Q = Q' \quad \text{Si se desconoce } T \text{ o } T \text{ es mayor igual a } T_a$$
$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) \quad \text{Si } T \text{ es menor a } T_a$$

Siendo  $T$  el periodo de la estructura en cuestión y  $T_a$  es periodo característico del espectro de diseño empleado.

#### Factor de Irregularidad.

La geometría en planta de una estructura es siempre preferible que sea simétrica, la primer razón es que una geometría asimétrica tiende a producir excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez lo cual provoca torsión en la estructura, la segunda razón es porque la asimetría tiende a concentrar esfuerzos por ejemplo se tiene una mayor concentración de esfuerzos en las esquinas interiores en una estructura con entradas.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en el Capítulo 6 "Condiciones de Regularidad" establece los requisitos que se deberán satisfacer para considerar si una estructura es regular o no, dichos requisitos son los siguientes:

- a) Su planta es simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes.

- b) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5
- c) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.
- d) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20% de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.
- e) En cada nivel se tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- f) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20% 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% del área de la planta.
- g) El peso en cada nivel no es mayor que 110% del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70% de dicho peso.
- h) Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor del 110% de la del piso inmediato inferior ni menor que 70% de ésta. El área de ningún entrepiso excede en más de 50% a la menor de los pisos inferiores.
- i) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.
- j) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50% de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- k) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Cuando no se cumpla con uno de los requisitos el factor de irregularidad será de 0.9 cuando dos o más será 0.8.

### Espectro para Diseño Sísmico

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, en su sección 3, cuando se aplique un análisis modal se tomara la ordenada del espectro  $a$ , expresada como función de la aceleración de acuerdo a lo siguiente:



$$a = a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} \quad \text{Si } T < T_a$$

$$a = c \quad \text{Si } T_a \leq T \leq T_b$$

$$a = \frac{q}{c} \quad \text{Si } T > T_b$$

Donde

$$q = \left( \frac{T_b}{T} \right)^r$$

Donde:

a: ordenada de los espectros de diseño.

a<sub>0</sub>: aceleración del terreno.

c: coeficiente sísmico.

T: periodo natural de vibración de la estructura.

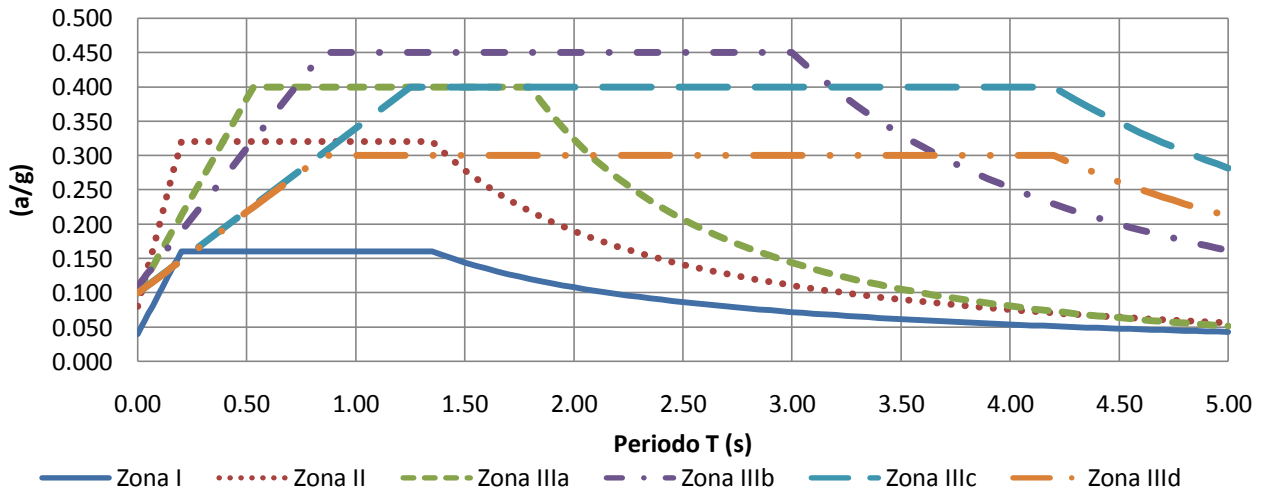
T<sub>a</sub>, T<sub>b</sub>: Periodo característico de los espectros de diseño.

Los valores de los parámetros para las expresiones anteriores son:

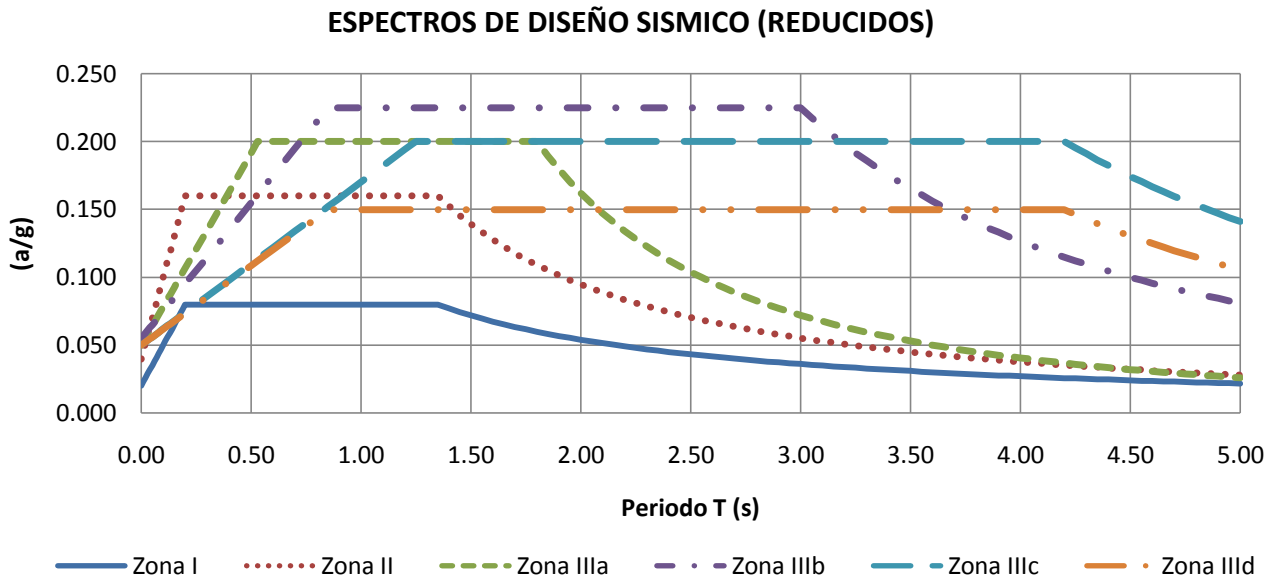
Zona	c	a <sub>0</sub>	T <sub>a</sub> (seg)	T <sub>b</sub> (seg)	R
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III <sub>a</sub>	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III <sub>c</sub>	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III <sub>d</sub>	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

A continuación se muestran los espectros para diseño sísmico en forma grafica:

### ESPECTROS DE DISEÑO SISMICO (ELASTICOS)



**Figura 3.1 “Espectros de Diseño (Elásticos)”**



**Figura 3. 2 “Espectros de Diseño Reducidos”**

La figura 3.2 muestra los espectros de diseño reducidos los cuales se utilizaran para el diseño de las estructuras para esta tesis.

### Análisis Dinámico Modal

Cuando en el análisis modal se desprece el acoplamiento de los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto de un eje vertical, se deberán incluir el efecto de los modos naturales que sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual al 90% del peso total de la estructura; los pesos modales efectivos  $W_{ei}$  se determinan como:

$$W_{ei} = \frac{\left( \{\Phi_i\}^T [W] \{J\} \right)^2}{\{\Phi_i\}^T [W] \{\Phi_i\}}$$

Donde:

$\{\Phi_i\}$  Es el vector de amplitudes del i-ésimo modo,

$[W]$  Es la matriz de pesos de las masas de la estructura

$\{J\}$  Vector formado por “unos”, en las posiciones de los grados de libertad y “ceros” en otras posiciones.

Las Normas técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Capítulo 8 Sección 8.5 “Efectos de Torsión” establece que la torsión accidental se tomara por lo menos igual a la fuerza cortante de entepiso multiplicada por la excentricidad que para cada marco o muro resulte más desfavorable de las siguientes:

$$1.5e_s + 0.1b \quad \text{ó} \quad e_s - 0.1b$$

Las fuerzas modales  $S_i$ , se combinaran para calcular las respuestas totales  $S$  de acuerdo a la expresión:

$$S = \sqrt{\sum S_i^2}$$

### 3.4. Comparación entre el Análisis por Viento y el Análisis Sísmico

Para comparar el efecto del Sismo contra el Viento, se eligió una estructura de acero con claros de 5m, esta estructura estará ubicada en la Zona Sísmica I.

#### Análisis por Viento

- ❖ Clasificación de la estructura de acuerdo a su importancia.

De acuerdo al artículo 139 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal nuestra estructura en cuestión se trata de una construcción del **Grupo B** (edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el Grupo A), **Subgrupo B1** (Edificios que tengan locales de reunión que puedan alojar a mas de 200 personas, templos, salas de espectáculos, así como anuncios autosoportados, anuncios de azotea y estaciones repetidoras de comunicación celular e inalámbrica).

- ❖ Clasificación de la estructura de acuerdo a su respuesta ante la acción del viento

Tenemos una construcción del Tipo 1 (Estructuras poco sensibles a las ráfagas y los efectos dinámicos del viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta rígidos)

- ❖ Determinación de la Velocidad Regional.

La velocidad regional es la velocidad máxima del viento que se presenta a una altura de 10m sobre el lugar de desplante de una estructura, de la tabla 3.1 de las NTC-Para Diseño por Viento, se tiene la Velocidad Regional  $V_R=36\text{m/s}$ , la cual es la velocidad regional máxima para construcciones del Grupo B en el Distrito Federal.

- ❖ Factor de Variación con la Altura  $F_\alpha$

Este factor establece la variación de la velocidad del viento con la altura  $z$ , este factor se obtiene de la formula 3.2 de la NTC-Para Diseño por Viento, para nuestro caso tenemos que la altura de la estructura es de 7.5m por lo que  $F_\alpha=1.0$

❖ Factor correctivo por topografía y rugosidad del terreno.

Este factor toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplante la estructura y a su vez la variación de la rugosidad de los alrededores del sitio.

Debido a que un centro comercial comúnmente se construyen en zonas urbanas cuyas construcciones serán medianas o altas entonces se tendrán terrenos tipo **R3** o **R4**, el tipo de topografía la tomaremos como un **Tipo T3** (terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores a 5%), con todo lo anterior y de la tabla 3.3 de la NTC-Para Diseño por Viento, **F<sub>TR</sub>=0.82**

❖ Determinación de la Velocidad de Diseño

La velocidad de diseño se obtendrá de acuerdo a la siguiente ecuación.

$$V_D = F_{TR} F_{\alpha} V_R \left( \frac{m}{s} \right)$$

Entonces

$$V_D = 0.82 \times 1.0 \times 36$$

$$V_D = 29.52 \frac{m}{s}$$

❖ Presión de Diseño

La Presión de Diseño es la presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada,  $p_z$ , y se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada por la ecuación:

$$p_z = 0.048 C_p V_D^2 \left( \frac{kg}{s^2} \right)$$

Tipo	C <sub>p</sub>
Pared de Barlovento	0.8
Pared de Sotavento	-0.4
Paredes Laterales	-0.8
Techos Planos	-0.8

Por lo tanto las presiones resultantes son:

Tipo	p <sub>z</sub> (kg/m <sup>2</sup> )
Pared de Barlovento	33.46
Pared de Sotavento	-16.73
Paredes Laterales	-33.46
Techos Planos	-33.46

Las presiones anteriores se aplicaran a la estructura en su forma más simple la cual es con una separación de entre ejes de 5m, los anchos tributarios necesarios están mostradas en la siguiente figura.

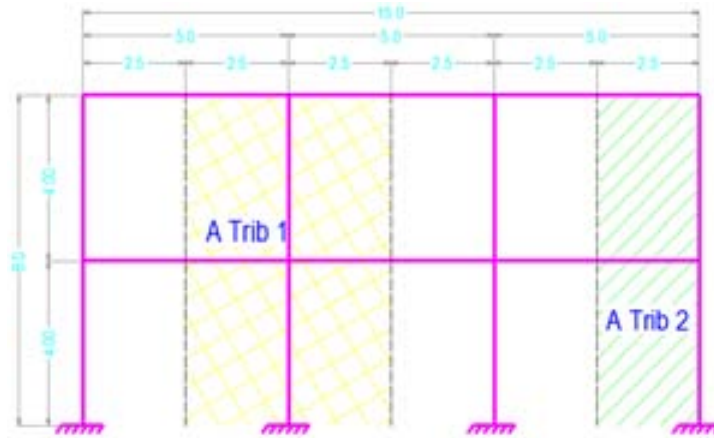


Figura 3.3 “Anchos tributarios”

$$\text{Ancho trib}_1 = 5.0m$$

$$\text{Ancho trib}_2 = 2.5m$$

Con todo lo anterior podemos resumir las fuerzas de viento de la siguiente manera:

Tipo	Usando	Usando
	Ancho trib 1	Ancho trib 2
	$F_{z1}$ (kg/m)	$F_{z2}$ (kg/m)
Pared de Barlovento	167.30	83.65
Pared de Sotavento	-83.65	-41.83
Paredes Laterales	-167.30	-83.65
Techos Planos	-167.30	-83.65

Aplicando las fuerzas de viento en el modelo

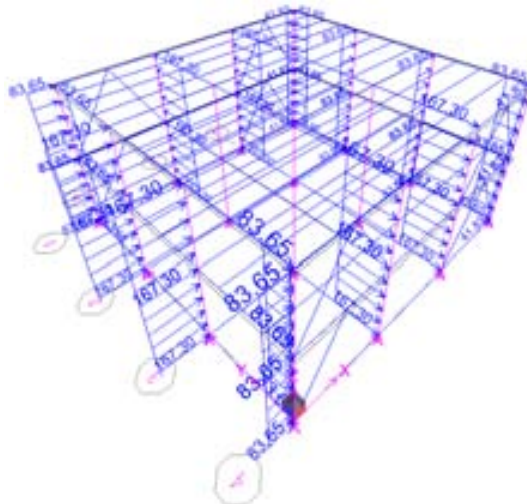
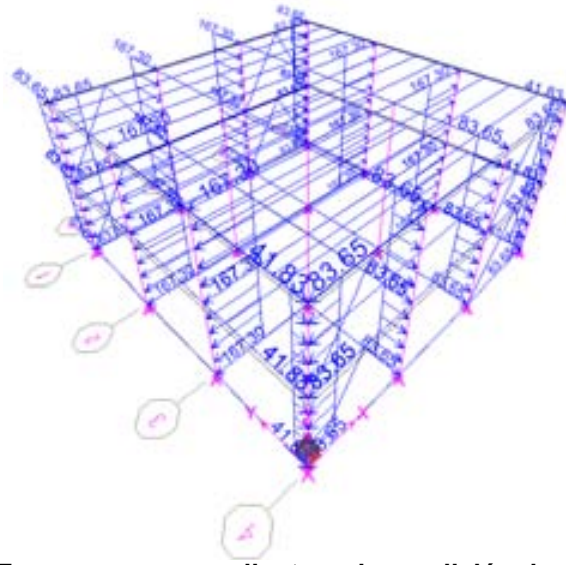


Figura 3.4 “Fuerzas correspondientes a la condición de Viento en X”



**Figura 3.5 “Fuerzas correspondientes a la condición de Viento en Y”**

Desplazamientos por desplazamientos horizontales ocasionados por la acción del viento.

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)			DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)		
		PARCIAL (cm)	RELATIVO -	<i>DISTORSION LATERAL</i>	PARCIAL (cm)	RELATIVO -	<i>DISTORSION LATERAL</i>
AZOTEA	400	0.03	0.01	0.0000	0.19	0.09	0.0002
ENTREPISO	400	0.02	0.02	0.0001	0.10	0.10	0.0003

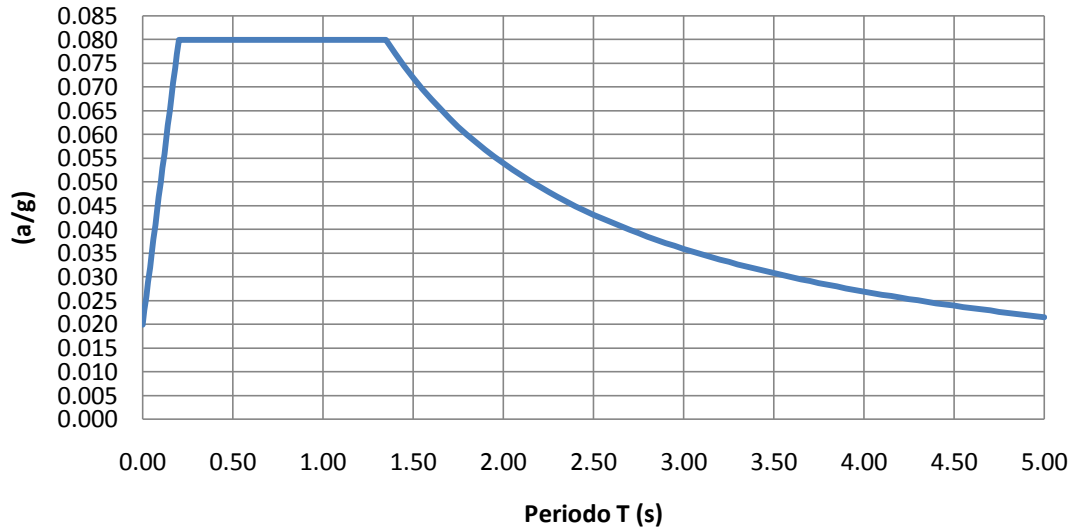
DISTORSION LAT. MÁX. PERM:    0.0020 *En x-x*            0.0020 *En y-y*  
 DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0001 *En x-x*            0.0003 *En y-y*

Análisis por Sismo.

Como en el Capítulo 4 “Análisis y Diseño Estructural” se mostrará de manera completa el procedimiento del análisis estructural entonces para esta parte solo se mostrarán el espectro de diseño usar y los desplazamientos finales ocasionados por los sismos en una y otra dirección.

Zona	c	a <sub>o</sub>	T <sub>a</sub> (seg)	T <sub>b</sub> (seg)	R
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0

**ESPECTRO DE DISEÑO SISMICO (REDUCIDO)**



**Figura 3.6 “Espectro de Diseño Sísmico Reducido para la Zona I”**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL cm	TOTAL cm	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>	PARCIAL cm	TOTAL cm	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>
AZOTEA	400	0.25	0.50	0.20	0.0005	1.93	3.86	2.00	0.0050
ENTREPISO	400	0.15	0.30	0.30	0.0007	0.93	1.86	1.86	0.0047

**DESPLAZAMIENTO TOTAL 0.50 cm En X-X 3.86 cm En Y-Y**

DISTORSION LAT. MÁX. PERM: 0.0120 En X-X 0.0120 En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC: 0.0007 En X-X 0.0050 En Y-Y

Comparando los desplazamientos antes obtenidos con los desplazamientos obtenidos del análisis sísmico del caso con entre ejes de 5m, para la Zona I, para esta comparación se usó la misma estructura para el análisis por viento y por sismo y con lo cual se obtuvieron los siguientes resultados:

	VIENTO		SISMO	
	Desplazamiento (cm)		Desplazamiento (cm)	
	En X	En Y	En X	En Y
Azotea	0.031	0.193	0.50	3.86
Entrepiso	0.023	0.103	0.30	1.86

Por lo tanto al observar los resultados anteriores podemos ver que los desplazamientos obtenidos al aplicar las fuerzas de viento obtenidas son muy

pequeños debido a que las presiones por viento son muy pequeñas, en cambio los desplazamientos por sismo son apreciables por lo que las fuerzas sísmicas son considerables.

Con esto podemos decir entonces que la acción del viento no es significativa en el diseño estructural para este tipo de edificios localizados en cualquier parte del distrito Federal, siendo así entonces que para posteriores análisis solo se tomara en cuenta la acción del sismo debido a lo antes expuesto.

### **3.5. Mecánica de Suelos.**

La necesidad de contar tanto en la etapa de proyecto como durante la ejecución de obra con datos firmes, seguros y abundantes respecto al suelo con el que se está tratando, es en el laboratorio de mecánica de suelos en donde el proyectista ha de obtener los datos definitivos en para su trabajo; primero al realizar las pruebas de clasificación ubicara en forma correcta la naturaleza del problema que se le presenta y podrá decidir, como segunda fase de un trabajo las pruebas más adecuadas que requiere su problema particular, para definir las características de deformación y resistencia a los esfuerzos en el suelo con el que haya de laborar, pero para esto es preciso la obtención de las muestras de suelo apropiadas para la realización de las correspondientes pruebas.

El muestreo debe estar regido por los requerimientos impuestos a las muestras obtenidas por el programa de muestras de laboratorio y a su vez el programa de pruebas debe estar definido en términos de la naturaleza de los problemas que se suponga puedan resultar del suelo presente en cada obra.

Así pues se tendrán dos tipos de sondeos: preliminares y definitivos, cada uno con sus métodos de muestreos.

Métodos de exploración de carácter preliminar.

- a) Pozos a cielo abierto, con muestreo alterado o inalterado.

Consiste en excavar un pozo de dimensiones suficientes para un técnico pueda directamente bajar y examinar los diferentes estratos del suelo en su estado natural, así como darse cuenta de las condiciones precisas referentes al agua contenida en el suelo. Desgraciadamente este tipo de excavación no puede llevarse a grandes profundidades a causa de la dificultad de controlar el flujo de agua bajo el nivel freático.

En estos pozos se pueden tomar muestras alteradas o inalteradas de los diferentes estratos que se hayan encontrado. Las muestras alteradas son simplemente porciones del suelo que se protegerán contra pérdidas de humedad introduciéndolas en frascos o bolsas, las muestras inalteradas deberán tomarse con precauciones, generalmente labrando la muestra en una oquedad que se



practique al efecto en una pared del pozo. La muestra debe protegerse contra pérdidas de humedad envolviéndola en una o más capas de manta debidamente impermeabilizada.

b) Perforaciones con posteadora, barrenos helicoidales o métodos similares.

En estos sondeos exploratorios la muestra de suelo obtenida es completamente alterada, pero suele ser representativa del suelo en lo referente a contenido de agua. Los barrenos helicoidales son similares a una cuchilla helicoidal que a medida que gira va introduciéndose en el suelo va recogiendo las muestras, la posteadora es un instrumento que consta de dos cucharas con bordes finos que se introducen en el suelo por medio de un giro y así en medio de estos bordes queda confinada la muestra, es claro que en estos casos las muestras son cuando mucho apropiadas solamente para pruebas de clasificación.

Un inconveniente serio de la perforación con barrenos se tiene cuando la secuencia estratigráfica de suelo es tal que a un estrato firme sigue uno blando. En estos casos es muy frecuente que se pierda la frontera entre ambos o aun la misma presencia del blando.

c) Método de lavado.

Las muestras obtenidas en lavado son tan alteradas que prácticamente no deben ser consideradas como suficientemente representativas para realizar ninguna prueba de laboratorio.

El equipo necesario para realizar para realizar la perforación incluye un trípode con polea y martinete suspendido cuya función es hincar en el suelo a golpes el ademe necesario para la operación, en el extremo inferior de la tubería de inyección debe de ir un trepano de acero , perforado, para permitir el paso de agua a presión, el agua se impulsa dentro de la tubería por medio de una bomba, la operación consiste en inyectar agua en la perforación, una vez hincado el ademe, la cual forma una suspensión con el suelo en el fondo del pozo y sale al exterior a través del espacio comprendido entre el ademe y la tubería de inyección; una vez fuera es recogida en un recipiente en el cual se puede analizar el sedimento.

d) Método de penetración estándar.

Este procedimiento es el que rinde mejores resultados en la práctica y proporciona información más útil en torno al subsuelo, es también el más usado para esos fines en México.

El penetrómetro se enrosca al extremo de la tubería de perforación y la prueba consiste en hacerlo penetrar a golpes dados por un martinete de 63.5kg (140lb) que cae desde 76cm (30in), contando el número de golpes necesarios

para lograr una penetración de 30cm (1ft), en cada avance de 60cm debe retirarse el penetrómetro, removiéndolo al suelo en su interior el cual constituye la muestra.

e) Método de penetración cónica.

Estos métodos consisten en hacer penetrar una punta cónica en el suelo y medir la resistencia que ofrece, dependiendo del procedimiento estos métodos se dividen en estáticos y dinámicos. En los primeros la herramienta se hincó a presión, medida en la superficie con un gato apropiado; en los segundos el hincado se logra a golpes dados con un peso que cae.

En general el cono se hincó aplicando presión estática en la parte superior de la tubería de perforación con un gato hidráulico, empleando un marco fijo de carga que puede estar sujeto al ademe necesario para proteger la tubería de perforación de la presión lateral, la velocidad de la penetración suele ser constante y del orden de 1cm/seg, a veces se obtiene una gráfica de presión aplicada contra penetración lograda con esa penetración, otras se anota la profundidad contra la presión necesaria para lograr una cierta penetración. Aquí tampoco se obtiene muestra de suelo con este procedimiento y está debe verse como una limitación importante.

f) Perforaciones en boleos y gravas.

Con frecuencia es necesario atravesar durante las perforaciones estratos de boleos o gravas que presentan grandes dificultades para ser perforados, en estos casos se hace necesario el empleo de herramientas más pesadas, del tipo de barretones con taladros de acero duro, que se suspenden y se dejan caer sobre el estrato, en ocasiones se ha recurrido incluso al uso localizado de explosivos para romper la resistencia de un obstáculo que aparezca en el sondeo.

Métodos de sondeo definitivo.

a) Pozos a cielo abierto con muestreo inalterado.

Este método de exploración ya fue descrito con anterioridad, pero es conveniente insistir que debe considerarse como el mejor de todos los métodos de exploración.

b) Muestro con tubos de pared delgada.

Este método se basa en que si se desea un grado de alteración mínimo aceptable del suelo el hincado debe efectuarse ejerciendo presión continua y nunca a golpes, aquí el método consiste en hincar el dispositivo de manera uniforme a velocidad constante a presión constante hasta llenar el muestreador y así obtener las muestras deseadas.

c) Métodos rotatorios para rocas.

Cuando un gran bloque o estrato rocoso aparezcan en la perforación se hace indispensable recurrir al empleo de maquinas perforadoras a rotación, con braca de diamantes o del tipo cáliz, en las primeras en el extremo de la tubería de perforación va colocado un muestreador en cuyo extremo inferior se acopla una broca de acero duro con incrustaciones de diamante industrial, que facilitan la perforación; en la segundas los muestreadores son de acero duro y la penetración se facilita por medio de municiones de acero que se echa a través de la tubería hueca hasta la perforación y que actúan como abrasivo.

### **3.6. Clasificación de las Cimentaciones.**

La cimentación o subestructura constituye un elemento de transición entre la estructura (superestructura) y el terreno en el que se apoya, su función es lograr que las fuerzas que se presenten en la base de la estructura se transmitan correctamente al suelo donde esta se apoya; para que esto se cumpla deberá haber una seguridad adecuada contra ocurrencia de falla de los elementos de cimentación o en el suelo y contra la presencia de hundimientos excesivos que ocasionen daños en la contracción o construcciones vecinas así como en las instalaciones enterradas en la proximidad de la cimentación.

El diseño de cimentaciones es una actividad en que se traslapan las especialidades de Geotecnia y Estructuras, una parte esencial del diseño consiste en definir de manera compatible con el costo, cuales son los estratos del suelo más adecuados para aceptar las cargas transmitidas por la estructura, así como cual es la forma de la subestructura que mejor se preste para realizar dicha transmisión, así como el procedimiento de construcción más apropiado.

Uno de los factores más importantes en definir el sistema de cimentación son los problemas de excavación, bombeo o compactación que pueden presentarse; especialmente en lo que respecta al efecto que estas operaciones tienen en las construcciones existentes, influye además, de manera preponderante la disponibilidad del equipo y la experiencia local en los diferentes tipos de cimentación; el diseño propiamente dicho de la cimentación incluye:

- a) El análisis del sistema suelo-cimentación-superestructura y la determinación de las fuerzas internas y deformaciones que se generan por esa interacción.
- b) La revisión de la capacidad de cara del suelo y de los hundimientos que se producen por las cargas sobre el suelo.
- c) El dimensionamiento de la cimentación y la consideración en la superestructura de las solicitaciones debidas a los movimientos de los apoyos.

El comportamiento de una cimentación depende de las propiedades mecánicas del suelo subyacente, por ser este un material y por tanto sus propiedades no son controlables y son más difíciles de determinar con precisión que las de los materiales de la estructura, además la respuesta de la mayoría de los suelos bajo carga es no lineal desde niveles bajos de esfuerzos y se modifica en forma importante con el tiempo, finalmente la distribución de esfuerzos entre el suelo y la cimentación depende de ambos sistemas, la cual no puede representarse por medio de modelos sencillos, por lo tanto el análisis riguroso de la cimentación lleva generalmente a un procedimientos muy complejos, sin embargo para estructuras de importancia no excepcional y en la que no se cuente con información precisa como para aplicar dichos métodos refinados, se suele recurrir a procedimientos simplistas basados en hipótesis muy sencillas del comportamiento de los suelos.

La forma más común de clasificar a las cimentaciones es en función de la profundidad de los estratos a los que se trasmite la mayor parte de las cargas que provienen de la estructura, en estos términos se dividen en cimentaciones someras y cimentaciones profundas.

#### ❖ Cimentaciones Someras

Las cimentaciones someras son aquellas que se apoyan en estratos poco profundos que tienen capacidad para resistir las cargas de la estructura, en este grupo se encuentran las **zapatas** que son ensanchamientos de la sección de las columnas o muros con los que distribuye la carga de estos a un área mayor del suelo, las zapatas pueden ser *aisladas* (bajo una sola columna), *combinadas* (bajo dos o más columnas) o *corridas* (bajo un muro o una contratrabe), otro tipo de cimentación somera está constituido por las *losas de cimentación* en las que el apoyo se realiza en toda el área de la construcción, estas losas pueden ser planas (sin vigas) o con retículas de vigas (llamadas contratrabes), en ocasiones la losa de cimentación, la losa de planta baja y las contratrabes y muros de lindero forman cajones de cimentación que pueden llegar a profundidades relevantes y permiten bajo ciertas condiciones, aprovechar el peso del suelo excavado para compensar parcial o totalmente el peso de la construcción y aliviar así la presión neta en la superficie de contacto con el suelo.

Las zapatas son un tipo de cimentación somera que se utiliza cuando las descargas de la estructura son suficientemente pequeñas y existen a poca profundidad estratos de suelo son la capacidad de carga y rigidez necesarias 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 se requieran grandes áreas de contacto, la solución con zapatas se vuelve insuficiente 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 profundas.



**Figura 3.7 "Zapata Aislada"**

Las zapatas se distinguen en cuanto a la forma de su sección, las de sección constante, las de peralte variable y las escalonadas, las primeras tienen ventajas para tamaño pequeño ya que son las más sencillas de construir, las otras permiten un ahorro de material ya que reducen la sección en las zonas donde los momentos y los cortantes son menores.

Conviene que las zapatas aisladas bajo columnas sean cuadradas en planta ya que esta es la forma para la cual los momentos flexionantes son menores, se recurrirá a forma rectangular solo cuando las condiciones del predio impidan extenderse en alguna dirección o cuando la columna transmita además de carga axial momentos flexionantes importantes

Las losas de cimentación se emplean cuando la resistencia del suelo es baja o cuando es necesario limitar en forma muy estricta los asentamientos diferenciales en construcciones muy sensibles a estos, existen dos tipos principales de losas de cimentación con diversas variantes, en el primer tipo tenemos la losa plana, en que las columnas se apoyan sobre la losa de cimentación directamente o por medio de capiteles, pero sin que existan vigas de unión en los ejes de la columna, la losa plana puede aligerarse con diversos procedimientos y tiene la ventaja de la sencillez constructiva, pero a costa de volúmenes mayores de concreto; en el segundo tipo tenemos a la losa con contratrabes (vigas de cimentación) se emplea cuando los claros y las cargas son elevados y se convierten en una estructura en cajón con losa en la parte inferior y superior de la contratrabe.



**Figura 3.8 "Losa de Cimentación"**

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 del material excavado, de manera que si la construcción de la cimentación y de la edificación se hace suficiente rapidez la parte del peso de esta que iguala al material excavado no producirá incremento de esfuerzos y de hundimientos en el subsuelo.

#### ❖ Cimentaciones Profundas

Las cimentaciones profundas están constituidas esencialmente por *pilotes* que transmiten su carga por punta o 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 estas de manera que la carga se resista en parte por apoyo somero y en parte por apoyo profundo.

Otra característica que nos ayuda a diferenciar una pila de un pilote es que los pilotes son elementos precolados que se hincan en el suelo con ayuda de maquinaria, mientras que las pilas son elementos colados directamente en sitio.



**Figura 3.9 “Acero de Refuerzo de un Pila”**

Los pilotes son postes que se introducen profundamente en el terreno para transmitir las cargas de la cimentación a los estratos más resistentes. Los pilotes se emplean cuando el terreno superficial tiene baja capacidad de carga, cuando se tienen requisitos muy estrictos de asentamientos admisibles y cuando se requieren evitar cimentaciones muy voluminosas apoyadas en estratos de suelo poco favorables para la construcción, como en obras marítimas o en suelos saturados.

Un pilote desarrolla resistencia por apoyo directo en su punta y por fricción en la superficie de contacto con el suelo y por tanto los que desarrollan la mayor parte de su resistencia por dicho apoyo directo se denominan pilotes de punta. Los pilotes que quedan totalmente embebidos en estratos de baja capacidad de carga y por tanto desarrollan su resistencia exclusivamente por adherencia y por rozamiento entre la superficie del suelo adyacente, se llaman pilotes de fricción.

En muchos casos ambos componentes de la resistencia son significativos y deben tomarse en cuenta, de manera que la profundidad a la que se apoyará el pilote será tal que su resistencia total, debida al efecto combinado de las dos componentes de la resistencia, sea la necesaria para las cargas que deba soportar, además de la capacidad de carga, existen otros aspectos que puedan influir en la selección del tipo de pilote, como las posibilidades de asentamientos generales de los estratos del subsuelo y las variaciones del nivel freático.

### **3.7. Capacidades de Carga Consideradas.**

Debido a que en este trabajo de tesis se tiene que aproximar lo más posible a la realidad para diseñar la cimentación se utilizaron estudios de mecánica de suelos realizados por distintos despachos de mecánica de suelos para proyectos que ya se realizaron o están en etapa constructiva

En dichos estudios por lo general dan una breve descripción del sitio del proyecto, después muestran como se lleva a cabo la exploración y el muestro, así como el tipo de ensayos que se llevaron cabo en las muestras, con lo cual nos dan los resultados de todas las propiedades del suelo, entre las cuales y la que más nos interesa en la capacidad de carga admisible, posteriormente se dan unas recomendaciones de cimentación de acuerdo a los resultados obtenidos y la estratigrafía del lugar.

Por lo tanto para el diseño de las cimentaciones de los proyectos que se realizaran en esta tesis solo se diseñaran zapatas aisladas unidas entre sí por trabes de liga, esta decisión se toma debido a que en cada proyecto es única y está en función de las condiciones del suelo en donde se localice, de la zona sísmica y del proyecto en sí mismo, estas cimentaciones nunca son iguales una de otra, así pues para uniformizar los costos se tomo esta decisión y no para una cimentación que se localice en Zona I sea por medio de Zapatas aisladas, en Zona II sea con una losa de cimentación y en la Zona III se por medio de pilas o pilotes, lo cual ocasione que los costos sea muy dispares y se pierda el sentido de comparación económica entre los distintos proyectos que se diseñaran para esta tesis.

Para el diseño de las cimentaciones en la Zona I se utilizara un estudio de mecánica de suelos de un predio localizado en la Avenida Insurgentes en la colonia Copilco El Bajo, en este predio la capacidad de carga admisible es de 32ton/m<sup>2</sup> en este estudio la se recomienda hacer la cimentación a base de zapatas aisladas unidas entre sí por trabes de liga.

Para el diseño de las cimentaciones en la Zona II se utilizara un estudio de mecánica de suelos de un predio localizado por el cruce de las avenidas Cuauhtémoc Universidad en la colonia Vertiz Narvarte, teniendo en este predio

una capacidad de carga admisible de  $21.3\text{ton/m}^2$ , en este estudio se recomienda que la cimentación con una losa de concreto reforzado.

Para el diseño de las cimentaciones en la Zona III se utilizara un estudio de mecánica de suelos de un predio localizado por las avenidas Insurgentes y Reforma en la Colonia Cuauhtémoc, de acuerdo al estudio la capacidad de carga admisible es de  $12.4\text{ton/m}^2$ , para este predio la recomendación es que la cimentación sea a base de pilotes de fricción, aún se utilizará esta Capacidad de Carga para diseñar al cimentación y así poder comparar los costos entre distintas alternativas estudiadas.



---

# CAPITULO 4

---

“ANÁLISIS Y DISEÑO  
ESTRUCTURAL”

---

#### Capítulo 4. Análisis y Diseño Estructural.

En este capítulo se llevara a cabo la parte medular de la tesis el cual es el diseño estructural del proyecto, éste será un centro comercial con cuatro ejes en cada dirección de en planta, siendo estos perpendiculares entre sí, contara con dos niveles los cuales serán entrepiso (donde localizaremos la zona comercial) y la azotea, a su vez la distancia de entre ejes será primero en claros de 5m, después en claros de 10m y por ultimo en claros de 15m, además de esta variación en la longitud de los entre ejes se diseñara de acuerdo a l Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en su parte 1.4 “Zonificación” para las Zonas Sísmicas I, II y III<sub>a</sub> en las cuales esta zonificado el Distrito Federal; por ultimo cada combinación de longitud de entre ejes con las Zonas sísmicas se diseñaran como Estructuras con elementos de Concreto Reforzado, Estructuras con elementos de Acero Estructural, Estructuras con elementos Mixtos (Acero Estructural y Concreto Reforzado) y Estructuras de elementos de Concreto Presforzado.

Se llevara a cabo la revisión estructural de las trabes, columnas, losas y demás elementos estructurales necesarios para cada caso, así mismo se llevara a cabo la revisión por esfuerzos y por desplazamientos marcados en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, dando a si un diseño real y práctico.

Para cada caso de entre ejes de cada material estructural solo el primer caso de análisis y diseño estructural será expuesto en forma completa con formulas, tablas y nomogramas que se necesiten; en los posteriores análisis y diseños estructurales solo se mostraran los resultados obtenidos.

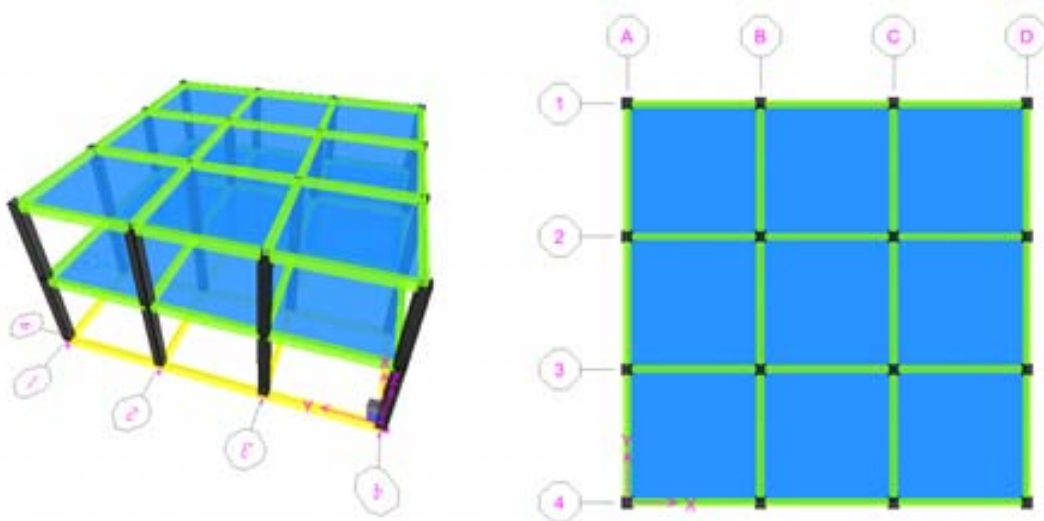


Figura 4.1 “Isométrico y planta tipo”

---

## 4.1 ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO

---

#### 4.1. Estructura de Concreto Reforzado

En esta parte de la tesis la estructura a diseñar será de elementos estructurales de concreto reforzado con un sistema de piso a base de losas de concreto reforzado apoyadas en traveses perimetrales, las columnas de concreto tendrán forma cuadrada debido a que cuando estén sometidas a la acción de sismo, esta geometría tendrá la misma inercia tanto a un lado como al otro; teniendo así un comportamiento adecuado ante esta situación, este sistema estructural es el más tradicional pero no por serlo no se tomara su diseño a la ligera, su sistema de cimentación estará hecho a base de zapatas aisladas unidas entre sí por traveses de liga.

A continuación se mostraran vistas de la estructura tal como se visualiza para su análisis.

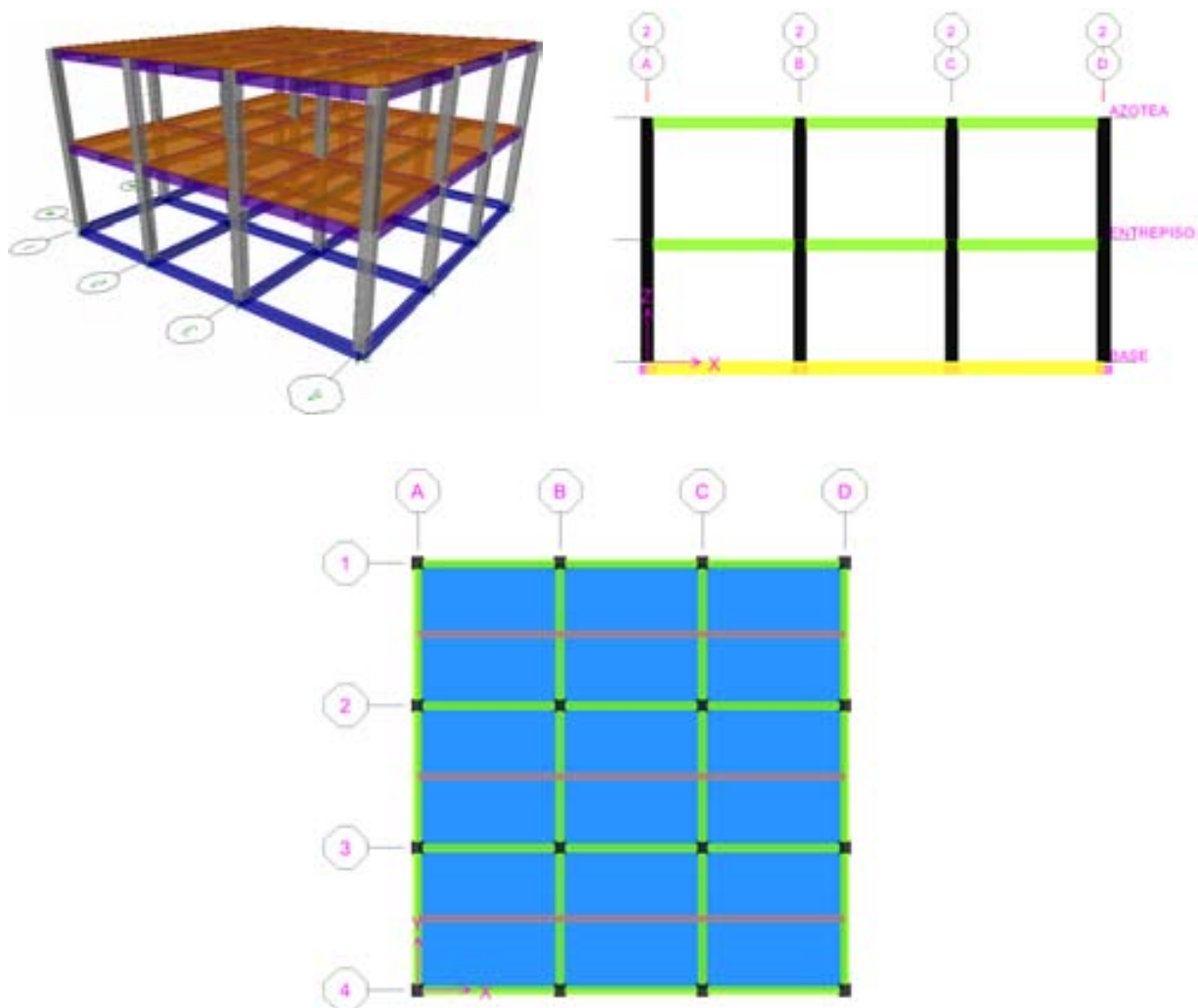


Figura 4.2 “Estructuración tipo”

---

**ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO**  
DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 5m  
ZONA SISMICA I

---

➤ **Distancia de entre ejes de 5m**  
♣ **Zona Sísmica I**

**Cargas a considerar:**

Azotea

Carga Muerta

Plafón e Instalaciones	15	kg/m <sup>2</sup>
Enladrillado y entortado	120	kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizante	5	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF	40	kg/m <sup>2</sup>
$\Sigma=$	180	kg/m <sup>2</sup>

Carga Viva

Carga Viva Máxima	100	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	70	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Media	15	kg/m <sup>2</sup>

Entrepiso

Carga Muerta

Plafón e Instalaciones	15	kg/m <sup>2</sup>
Muros Divisorios	45	kg/m <sup>2</sup>
Acabados de Piso	80	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF	40	kg/m <sup>2</sup>
$\Sigma=$	180	kg/m <sup>2</sup>

Carga Viva

Carga Viva Máxima	350	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	315	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Media	280	kg/m <sup>2</sup>

Peso propio de los elementos estructurales.

Azotea

	b (cm)	h (cm)	L (m)	Numero	P.P. (ton)
Columnas	40	40	2.00	16	12.288
Trabes Principal. X	25	35	5.00	12	12.600
Trabes Principal. Y	25	35	5.00	12	12.600
Trabes Secundarias	20	30	5.00	9	6.480
Losa		10		1	54.000
$\Sigma=$					97.968

Entrepiso

	b (cm)	h (cm)	L (m)	Numero	P.P. (ton)
Columnas	40	40	4.00	16	24.576
Trabes Principal. X	25	35	5.00	12	12.600
Trabes Principal. Y	25	35	5.00	12	12.600
Trabes Secundarias	20	30	5.00	9	6.480
Losa		10		1	54.000
				$\Sigma=$	110.256

Area de la Azotea =  $15m \times 15m = 225m^2$

Area del Entrepiso =  $15m \times 15m = 225m^2$

Masas.

**AZOTEA**

Carga Muerta	44.55	ton
Carga Viva Inst.	17.33	"
Columnas	13.52	"
Trabes Principales en X	13.86	"
Trabes Principales en Y	13.86	"
Trabes Secundarias	7.13	"
Losa	59.40	"
	<b>169.64</b>	<b>ton</b>

**ENTREPISO**

Carga Muerta	44.55	ton
Carga Viva Inst.	77.96	"
Columnas	27.03	"
Trabes Principales en X	13.86	"
Trabes Principales en Y	13.86	"
Trabes Secundarias	7.13	"
Diagonales	59.40	"
	<b>243.79</b>	<b>ton</b>

Análisis Sísmico Estático.

Nivel	$W_i$ (ton)	$h_i$ (m)	$W_i h_i$	$F_i$ (ton)	$V_i$ (ton)
Azotea	169.64	8.00	1357.12	<b>19.25</b>	<b>19.25</b>
Entrepiso	243.79	4.00	975.18	<b>13.83</b>	<b>33.07</b>
$\Sigma=$	413.43		2332.29		

Desplazamientos aplicando el Análisis Sísmico Estático (Prediseño).

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<i>DISTORSION LATERAL</i>	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<i>DISTORSION LATERAL</i>
AZOTEA	400	0.86	1.72	0.52	0.0023	0.87	1.74	0.92	0.0023
ENTREPISO	400	0.41	0.81	0.81	0.0020	0.41	0.82	0.82	0.0021

**DESPLAZAMIENTO TOTAL 1.72 cm** En x-x      **1.74 cm** En y-y

DISTORSION LAT. MÁX. PERM: 0.0120 En x-x      0.0120 En y-y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC: 0.0023 En x-x      0.0023 En y-y

### Rigidez total de la estructura en dirección X

Nivel	F <sub>i</sub> (ton)	V <sub>i</sub> (ton)	d <sub>i</sub> (cm)	Δ <sub>i</sub> (cm)	R <sub>i</sub> (ton/cm)
2	27.04	27.04	1.120	0.587	46.03
1	16.52	43.56	0.532	0.532	81.82

### Rigidez total de la estructura en dirección Y

Nivel	F <sub>i</sub> (ton)	V <sub>i</sub> (ton)	d <sub>i</sub> (cm)	Δ <sub>i</sub> (cm)	R <sub>i</sub> (ton/cm)
2	27.00	27.00	1.132	0.596	45.32
1	16.50	43.50	0.536	0.536	81.10

### Obtención del Periodo Natural de la Estructura

#### En Dirección X

Matriz de masas [M]

$$\begin{bmatrix} 0.235 & 0 \\ 0 & 0.187 \end{bmatrix}$$

Matriz de Rigideces [K]

$$\begin{bmatrix} 127.85 & -46.03 \\ -46.03 & 46.03 \end{bmatrix}$$

Matriz [K-λM]

$$\begin{bmatrix} 127.85 - 0.23476\lambda & -82.50 \\ -82.50 & 46.03 - 0.186748\lambda \end{bmatrix}$$

Determinante

$$0.043841\lambda^2 - 34.618\lambda + 3766.17 = 0$$

Resolviendo el determinante

$$\lambda_1 = 129.934 \rightarrow \omega_1 = 11.3989 \rightarrow T_1 = 0.6473 \text{ seg}$$

$$\lambda_2 = 661.146 \rightarrow \omega_2 = 25.7128 \rightarrow T_2 = 0.2007 \text{ seg}$$

Los periodos anteriores son los periodos calculados a continuación se muestran los periodos obtenidos por el programa de análisis estructural.

$$T_1 = 0.6699 \text{ seg}$$

$$T_2 = 0.2113 \text{ seg}$$

#### Dirección Y

Matriz de masas [M]

$$\begin{bmatrix} 0.235 & 0 \\ 0 & 0.187 \end{bmatrix}$$

Matriz de Rigideces [K]

$$\begin{bmatrix} 126.41 & -45.32 \\ -45.32 & 45.32 \end{bmatrix}$$



Matriz  $[K-\lambda M]$

$$\begin{bmatrix} 126.41 - 0.23476\lambda & -45.32 \\ -45.32 & 45.32 + 0.186748\lambda \end{bmatrix}$$

Determinante

$$0.043841\lambda^2 - 34.2481\lambda + 3675.45 = 0$$

Resolviendo el determinante

$$\lambda_1 = 128.434 \rightarrow \omega_1 = 11.3329 \rightarrow T_1 = 0.6581 \text{ seg}$$

$$\lambda_2 = 652.752 \rightarrow \omega_2 = 25.5490 \rightarrow T_2 = 0.2157 \text{ seg}$$

Los periodos anteriores son los periodos calculados a continuación se muestran los periodos obtenidos por el programa de análisis estructural.

$$T_1 = 0.6735 \text{ seg}$$

$$T_2 = 0.2118 \text{ seg}$$

### Cortantes para cada Marco

Dirección X

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		6.40	7.12	7.12	6.40	0.13	0.04	0.04	0.13
1		10.70	11.08	11.08	10.70	0.06	0.02	0.02	0.06

Dirección Y

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.09	0.02	0.02	0.09	6.42	7.08	7.08	6.42
1		0.04	0.01	0.01	0.04	10.70	11.06	11.06	10.70

### Fuerzas Sísmicas para cada Marco

Dirección X

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		6.40	7.12	7.12	6.40	0.13	0.04	0.04	0.13
1		4.30	3.96	3.96	4.30	-0.07	-0.02	-0.02	-0.07

Dirección Y

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.09	0.02	0.02	0.09	6.42	7.08	7.08	6.42
1		-0.04	-0.01	-0.01	-0.04	4.28	3.98	3.98	4.28

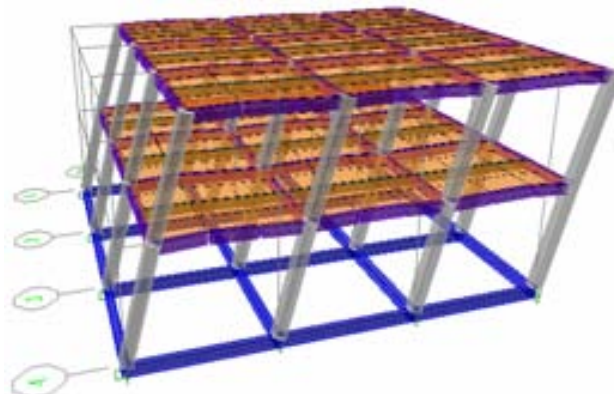
**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>
AZOTEA	400	1.12	2.24	1.17	0.0029	1.13	2.26	1.19	0.0030
ENTREPISO	400	0.53	1.06	1.06	0.0027	0.54	1.07	1.07	0.0027

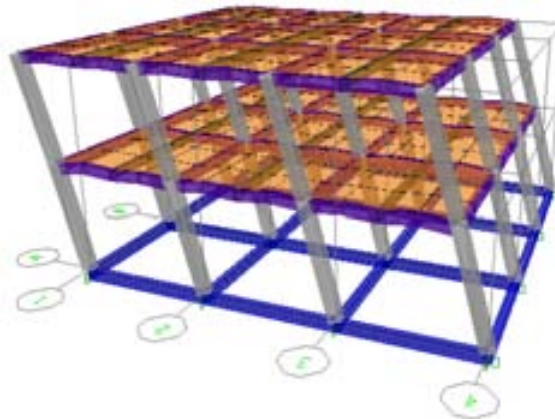
**DESPLAZAMIENTO TOTAL    2.24 cm En X-X    2.26 cm En Y-Y**

DISTORSION LAT. MÁX PERM:            0.0120 **En X-X**            0.0120 **En Y-Y**  
 DISTORSION LAT. MÁX. CALC:            **0.0029 En X-X**            **0.0030 En Y-Y**

De acuerdo con las distorsiones máximas ocasionadas son mucho menores a las permisibles concluyendo así que la estructura cumple satisfactoriamente por desplazamientos horizontales.



**Figura 4.3 “Deformaciones ocasionadas por el Sismo en X”**



**Figura 4.4 “Deformaciones ocasionadas por el Sismo en Y”**

## REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas para la estructura son las siguientes

	Marca	Medidas
Trabe Principal en X	T1	25cm x 35cm
Trabe Principal en Y	T2	25cm x 35cm
Trabe Secundaria	T3	20cm x 30cm
Columna	C1	40cm x 40cm
Losa		t=10cm

### ➤ Revisión de Trabes Principales.

#### En Dirección X

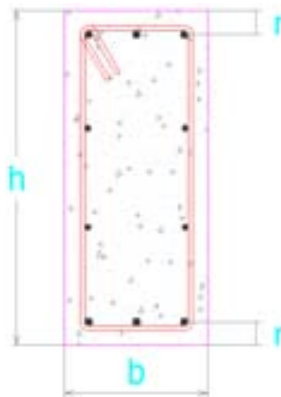
a) Datos

Trabe

$$b = 25\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 35\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$



b) Elementos Mecánicos

Los elementos mecánicos son los correspondientes a la combinación 6 (1.1CM+1.1CVI+0.3Sx+Sy) de las cargas gravitacionales y accidentales

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3\text{max}} =$	0.00	2.88	0.00	ton-m
$V_{2\text{max}} =$	2.66	1.10	5.41	ton
$M_{3\text{min}} =$	-6.50	0.00	-6.50	ton-m
$V_{2\text{min}} =$	-5.41	-1.10	-2.66	ton

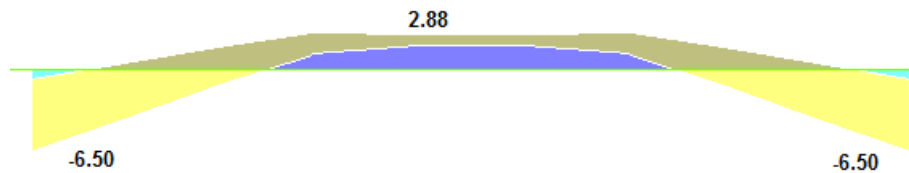


Figura 4.5 "Diagrama de Momentos Flexionantes (ton-m) "

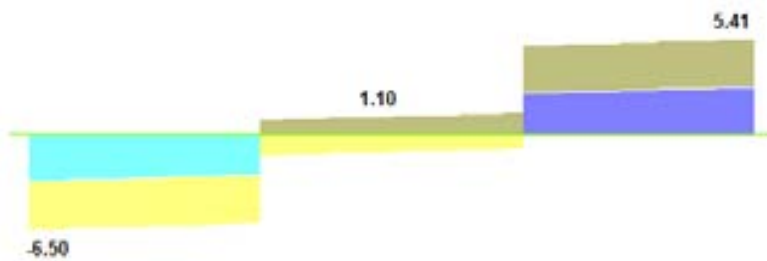


Figura 4.6 “Diagrama de Fuerzas Cortantes (ton)”

c) Flexión.

$$d = h - r = 35 - 4 = 31cm$$

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \times 25 \times 31\sqrt{250}}{4200} = 2.04cm^2$$

$$A_{snes} = \frac{bd f'_c}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right)$$

Para L=0.00m

$$M_{3max}=0.00ton-m$$

$$A_{snes} = \frac{25 \times 31 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.00 \times 10^5}{0.9 \times 25 \times 31^2 \times 170}} \right) = 0.00cm^2$$

$$M_{3min}=-6.50ton-m$$

$$A_{snes} = \frac{25 \times 31 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 6.50 \times 10^5}{0.9 \times 25 \times 31^2 \times 170}} \right) = 6.15cm^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max}=2.88 ton-m$$

$$A_{snes} = \frac{25 \times 31 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.88 \times 10^5}{0.9 \times 25 \times 31^2 \times 170}} \right) = 2.56cm^2$$

$$M_{3min}=0.00ton-m$$

$$A_{snes} = \frac{25 \times 31 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.00 \times 10^5}{0.9 \times 25 \times 31^2 \times 170}} \right) = 0.00cm^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max}=0.00ton-m$$

$$A_{snes} = \frac{25 \times 31 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.00 \times 10^5}{0.9 \times 25 \times 31^2 \times 170}} \right) = 0.00cm^2$$

$$M_{3min}=-6.50ton-m$$

$$A_{s\ nes} = \frac{25 \times 31 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 6.50 \times 10^5}{0.9 \times 25 \times 31^2 \times 170}} \right) = 6.15\text{cm}^2$$

d) Cortante  
Refuerzo por Tensión Diagonal.

Para L=0.00m y L=5.00m

$$\rho = \frac{6.334}{25 \times 35} = 0.0072$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 25 \times 31 (0.2 + 20 \times 0.0072) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 3,413.13\text{kg} = 3.41\text{ton}$$

Aquí se tiene que:

$$V_{umax} > V_{CR}$$

Usando varillas del #3 para los estribos tenemos que

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_{SR}} = \frac{0.8 \times .713 \times 4200 \times 31}{(5410 - 3413)} = 37.19\text{cm}$$

Por lo tanto se colocaran Est#3@30cm

Además se revisara que  $V_{umax} \leq 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$

$$V_{umax} \leq 1.5 \times 0.8 \times 25 \times 31 \times \sqrt{200} = 13,152\text{kg} = 13.15\text{ton} \quad O.K.$$

Por lo tanto la separación s de los estribos no será mayor a:

$$s \leq 0.5b \Rightarrow s \leq 0.5 \times 25 = 12.5\text{cm}$$

Entonces la separación de los estribos será de 10cm

Para L=2.50m

$$\rho = \frac{3.80}{25 \times 35} = 0.0043$$

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 25 \times 31 (0.2 + 20 \times 0.0043) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 2,839.74\text{kg} = 2.84\text{ton}$$

Aquí se tiene que:

$$V_{umax} < V_{CR}$$

$$A_{vmin} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{bs}{f_y} = \frac{0.30 \times 25 \times 12 \sqrt{200}}{4200} = 0.30\text{cm}^2$$

Por lo que la sección propuesta se acepta.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección

de la trabe de longitud  $2h=2(0.35)=0.70m$  del paño de las columnas la separación s de los estribos será:

$$s = \min \begin{cases} d/4 = 31/4 = 7.75cm \leftarrow RIGE \\ 8d_{b\ long} = 8 \times 1.27 = 10.16cm \\ 24d_{b\ tran} = 24 \times 0.95 = 22.8cm \\ 30cm \end{cases}$$

Por lo tanto se colocaran Estribos #3 @ 5.00cm en los extremos de la trabe sobre una longitud de 0.70m de los paños de las columnas y en la parte central se colocaran Estribos #3 @ 10.0cm.

#### e) Revisión por Deflexiones

Deflexión Máxima Permisible

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58cm$$

Deflexión Máxima Real

Para esta deflexión se deberá tomar en cuenta la sección transformada y agrietada, además de las deflexiones inmediatas y diferidas, por lo cual estas deflexiones serán:

Deflexión Inmediata.

##### 1) Datos

$$b = 25cm \quad h = 35cm \quad r = 5cm \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 221,359 \text{ kg/cm}^2 \quad E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad n = E_c/E_s = 9.035$$

##### 2) Secciones

Sección en el Extremo

$$\begin{aligned} A_s &= 6.33cm^2 & nA_s &= 57.23cm^2 \\ A'_s &= 2.53cm^2 & (n-1)A'_s &= 20.36cm^2 & \rho &= 0.002896 \\ x &= 9.469cm & I &= 34,214cm^4 \end{aligned}$$

Sección en el Centro

$$\begin{aligned} A'_s &= 2.53cm^2 & (n-1)A'_s &= 20.36cm^2 & \rho &= 0.002896 \\ A_s &= 3.80cm^2 & nA_s &= 34.33cm^2 \\ x &= 7.633cm & I &= 22,721cm^4 \end{aligned}$$

$$I_{prom} = \frac{2 \times 34,214 + 2 \times 22,721}{4} = 28,468cm^4$$

##### 3) Cargas

$$\begin{aligned} \omega_{CM} &= 0.998 \text{ ton/m} & \omega_{CV} &= 0.656 \text{ ton/m} & \omega_{TOT} &= 1.654 \text{ ton/m} \\ \omega_{FINAL} &= 1.40 \times 1.654 = 2.315 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

$$\delta_{inmediata} = \frac{\omega L^4}{384EI} = \frac{23.15 \times 500^4}{384 \times 221,359 \times 28,468} = 0.60cm$$

Deflexión Diferida.

$$factor = \frac{2}{1 + 50\rho'} = \frac{2}{1 + 50 \times .002896} = 1.75$$

$$\delta_{dif} = 1.75 \times 0.60 = 1.04cm$$

$$\delta_{max} = 0.60 + 1.04 = 1.64cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \Rightarrow 2.58cm \geq 1.64cm \text{ O.K.}$$

### En Dirección Y

Para el diseño de las traveses de concreto como ya se expuso la metodología del diseño, de aquí en adelante solo se mostrarán los resultados sin mostrar las formulas ni los cálculos intermedios.

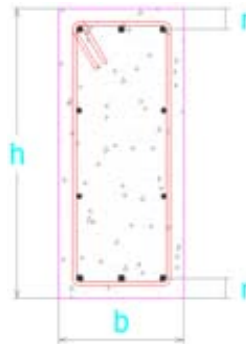
a) Datos

Trabe

$$b = 25cm \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 35cm \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4cm$$



b) Elementos Mecánicos

Los elementos mecánicos son los correspondientes a la combinación 6 (1.1CM+1.1CVI+0.3Sx+Sy) de las cargas gravitacionales y accidentales

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
M <sub>3max</sub> =	0.00	6.07	0.00	ton-m
V <sub>2max</sub> =	6.95	3.71	3.99	ton
M <sub>3min</sub> =	-7.44	0.00	-8.25	ton-m
V <sub>2min</sub> =	-3.73	-4.22	-7.40	ton

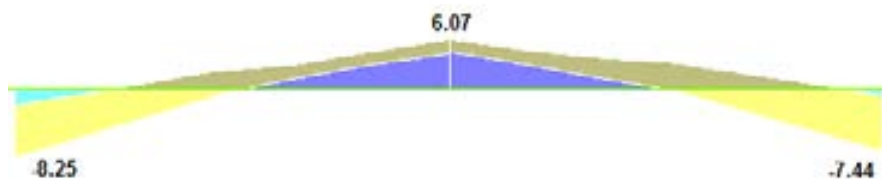


Figura 4.7 "Diagrama de Momentos Flexionantes (ton-m)"

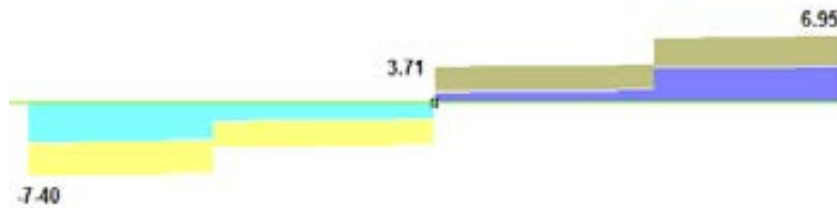


Figura 4.8 “Diagrama de Fuerzas Cortantes (ton)”

c) Flexión.

$$d = h - r = 35 - 4 = 31 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \times 25 \times 31\sqrt{250}}{4200} = 2.04 \text{ cm}^2$$

$$A_{snes} = \frac{bdf'_c}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R bd^2 f'_c}} \right)$$

Para  $L=0.00\text{m}$

$$M_{3max}=0.0\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.0 \text{ cm}^2$$

$$M_{3min}=-7.44\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 7.17 \text{ cm}^2$$

Para  $L=2.50\text{m}$

$$M_{3max}=6.07 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 5.70 \text{ cm}^2$$

$$M_{3min}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.0 \text{ cm}^2$$

Para  $L=5.00\text{m}$

$$M_{3max}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.0 \text{ cm}^2$$

$$M_{3min}=-8.25\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 8.08 \text{ cm}^2$$

d) Cortante

Para  $L=0.00\text{m}$

$$\rho = \frac{7.601}{25 \times 35} = 0.0087$$

$$V_{CR} = 3,279 \text{ kg} = 3.28 \text{ ton}$$

Aquí se tiene que:

$$V_{umax} > V_{CR}$$

Usando varillas del #3 para los estribos tenemos que

$$s = 37.19 \text{ cm}$$

Por lo tanto la separación será de 30.0cm

Además se revisara que  $V_{umax} \leq 1.5F_R bd\sqrt{f'_c}$

$$V_{umax} \leq 13.15 \text{ ton } O.K.$$

Por lo tanto la separación  $s$  de los estribos no será mayor a:

$$s \leq 0.5b \Rightarrow s \leq 0.5 \times 25 = 12.5 \text{ cm}$$

Entonces la separación de los estribos será de 10cm



Para  $L=2.50m$

$$\rho = \frac{6.334}{25 \times 35} = 0.0072$$

$$V_{CR} = 3,223kg = 3.22ton$$

Aquí se tiene que:

$$V_{umax} > V_{CR}$$

Usando varillas del #3 para los estribos tenemos que

$$s = 37.19cm$$

Por lo tanto la separación será de 30.0cm

Además se revisara que  $V_{umax} \leq 1.5F_Rbd\sqrt{f_c^*}$

$$V_{umax} \leq 13.15ton \text{ O.K.}$$

Por lo tanto la separación  $s$  de los estribos no será mayor a:

$$s \leq 0.5b \Rightarrow s \leq 0.5 \times 25 = 12.5cm$$

Entonces la separación de los estribos será de 10cm

Para  $L=5.00m$

$$\rho = \frac{8.867}{25 \times 35} = 0.0101$$

$$V_{CR} = 3,531kg = 3.53ton$$

Aquí se tiene que:

$$V_{umax} > V_{CR}$$

Usando varillas del #3 para los estribos tenemos que

$$s = 37.19cm$$

Por lo tanto la separación será de 30cm.

Además se revisara que  $V_{umax} \leq 1.5F_Rbd\sqrt{f_c^*}$

$$V_{umax} \leq 13.15ton \text{ O.K.}$$

Por lo tanto la separación  $s$  de los estribos no será mayor a:

$$s \leq 0.5b \Rightarrow s \leq 0.5 \times 25 = 12.5cm$$

Entonces la separación de los estribos será de 10cm

Por lo que la sección propuesta se acepta.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.35)=0.70m$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:

$$s = \min \begin{cases} d/4 = 31/4 = 7.75cm \leftarrow RIGE \\ 8d_{b \text{ long}} = 8 \times 1.27 = 10.16cm \\ 24d_{b \text{ tran}} = 24 \times 0.95 = 22.8cm \\ 30cm \end{cases}$$

Por lo tanto se colocaran Estribos #3 @ 5.00cm en los extremos de la trabe sobre una longitud de 0.70m de los paños de las columnas y en la parte central se colocaran Estribos #3 @ 12cm

e) Revisión por Deflexiones

Deflexión Máxima Permisible

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58cm$$

Deflexión Máxima Real

Para esta deflexión se deberá tomar en cuenta la sección transformada y agrietada, además de las deflexiones inmediatas y diferidas, por lo cual estas deflexiones serán:

Deflexión Inmediata.

1) Datos

$$b = 25cm \quad h = 35cm \quad r = 5cm \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 221,359 \text{ kg/cm}^2 \quad E_c = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad n = E_c/E_s = 9.035$$

2) Secciones

Sección en el Extremo

$$\begin{aligned} A_s &= 9.897cm^2 & nA_s &= 89.42cm^2 \\ A'_s &= 3.959cm^2 & (n-1)A'_s &= 31.81cm^2 & \rho &= 0.0045 \\ x &= 11.134cm & I &= 48,411cm^4 \end{aligned}$$

Sección en el Centro

$$\begin{aligned} A'_s &= 5.897cm^2 & (n-1)A'_s &= 47.71cm^2 & \rho &= 0.0068 \\ A_s &= 5.897cm^2 & nA_s &= 53.65cm^2 \\ x &= 8.781cm & I &= 33,219cm^4 \\ I_{prom} &= 40,815cm^4 \end{aligned}$$

3) Cargas

$$\begin{aligned} \omega_{CM} &= 0.735 \text{ ton/m} & \omega_{CV} &= 0.438 \text{ ton/m} & \omega_{TOT} &= 1.173 \text{ ton/m} \\ \omega_{FINAL} &= 1.642 \text{ ton/m} \\ \delta_{inmediata} &= \frac{\omega L^4}{384EI} = 0.30cm \end{aligned}$$

Deflexión Diferida.

$$factor = \frac{2}{1 + 50\rho'} = 1.56$$

$$\delta_{dif} = 0.46cm$$

$$\delta_{max} = 0.76cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \Rightarrow 2.58cm \geq 0.76cm \text{ O.K.}$$

➤ **Revisión de Trabes Secundarias.**

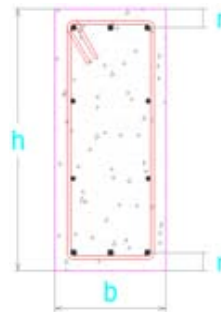
a) Datos

Trabe

$$b = 20cm \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 30cm \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4cm$$



b) Elementos Mecánicos

Los elementos mecánicos son los correspondientes a la combinación 1 (1.4CM+1.4CVI) de las cargas gravitacionales.

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3max}$	0.00	1.17	0.00	ton-m
$V_{2max}$	1.73	0.22	2.32	ton
$M_{3min}$	-2.52	0.00	-2.52	ton-m
$V_{2min}$	-2.32	-0.22	-1.73	ton

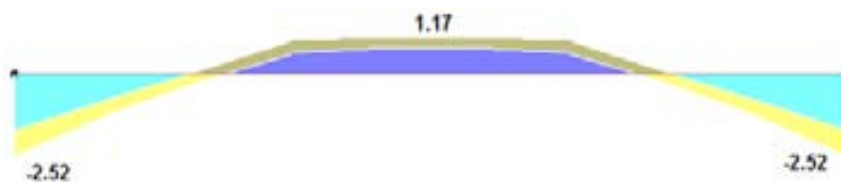


Figura 4.9 "Diagrama de Momentos Flexionantes (ton-m)"

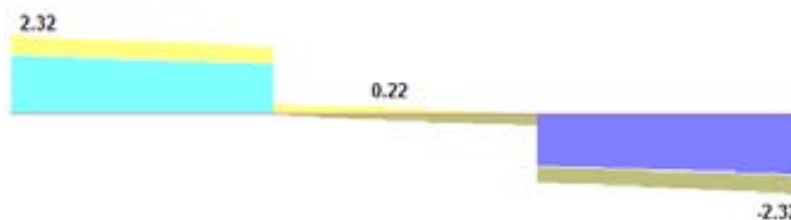


Figura 4.10 "Diagrama de Fuerzas Cortantes (ton)"

c) Flexión.

$$d = h - r = 30 - 4 = 26 \text{ cm}$$

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f_c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \times 20 \times 26\sqrt{250}}{4200} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{snes} = \frac{bd f_c''}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right)$$

Para L=0.00m

$$M_{3max}=0.0 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.0 \text{ cm}^2$$

$$M_{3min}=-2.52 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 2.74 \text{ cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max}=1.17 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 1.22$$

$$M_{3min}=0.00 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.0 \text{ cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max}=0.00 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.0 \text{ cm}^2$$

$$M_{3min}=-2.52 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 2.74 \text{ cm}^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m y L=5.00m

$$\rho = \frac{3.80}{20 \times 30} = 0.0043$$

$$V_{CR} = 2,515 \text{ kg} = 2.52 \text{ ton}$$

Para L=2.5m

$$\rho = \frac{3.801.43}{20 \times 30} = 0.0016$$

$$V_{CR} = 2,040 \text{ kg} = 2.04 \text{ ton}$$

En los dos casos se tiene que:

$$V_{umax} < V_{CR}$$

$$s \leq d/2 \Rightarrow s \leq 26/2 \Rightarrow s \leq 13.0 \text{ cm}$$

Usando s=13cm

$$A_{vmin} = 0.30\sqrt{f_c} \frac{bs}{f_y} = \frac{0.30 \times 20 \times 13\sqrt{200}}{4200} = 0.26 \text{ cm}^2$$

Por lo que la sección propuesta se acepta.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.30)=0.60\text{m}$  del paño de las columnas la separación s de los estribos será:

$$s = \min \begin{cases} d/4 = 26/4 = 6.5cm \Leftarrow RIGE \\ 8d_{b \text{ long}} = 8 \times 0.95 = 7.6cm \\ 24d_{b \text{ tran}} = 24 \times 0.95 = 22.8cm \\ 30cm \end{cases}$$

Por lo tanto se colocaran Estribos #3 @ 5.0cm en los extremos de la trabe sobre una longitud de 0.60m de los paños de las columnas y en la parte central se colocaran Estribos #3 @ 10.0cm

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58cm$$

Deflexión Máxima Real

Deflexión Inmediata.

1) Datos

$$b = 20cm \quad h = 30cm \quad r = 4cm \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_c = 221,359 \text{ kg/cm}^2 \quad E_s = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad n = E_c/E_s = 9.035$$

2) Secciones

Sección en el Extremo

$$\begin{aligned} A_s &= 3.959cm^2 & nA_s &= 35.77cm^2 \\ A_s &= 3.959cm^2 & (n-1)A'_s &= 31.81cm^2 & \rho &= 0.0066 \\ x &= 7.444cm & I &= 15,444cm^4 \end{aligned}$$

Sección en el Centro

$$\begin{aligned} A'_s &= 3.959cm^2 & (n-1)A'_s &= 31.81cm^2 & \rho &= 0.0066 \\ A_s &= 3.959cm^2 & nA_s &= 35.77cm^2 \\ x &= 7.444cm & I &= 15,444cm^4 \\ I_{prom} &= 15.444cm^4 \end{aligned}$$

3) Cargas

$$\omega_{CM} = 0.932 \text{ ton/m} \quad \omega_{CV} = 0.656 \text{ ton/m} \quad \omega_{TOT} = 1.588 \text{ ton/m}$$

$$\omega_{FINAL} = 2.223 \text{ ton/m}$$

$$\delta_{inmediata} = \frac{\omega L^4}{384EI} = 0.89cm$$

Deflexión Diferida.

$$factor = \frac{2}{1 + 50\rho'} = 1.50$$

$$\delta_{dif} = 1.33cm$$

$$\delta_{max} = 2.22cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \Rightarrow 2.58cm \geq 2.22cm \text{ O.K.}$$

➤ **Revisión de la Columna de Concreto.**

a) Datos de la Columna.

$$b = 40cm \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

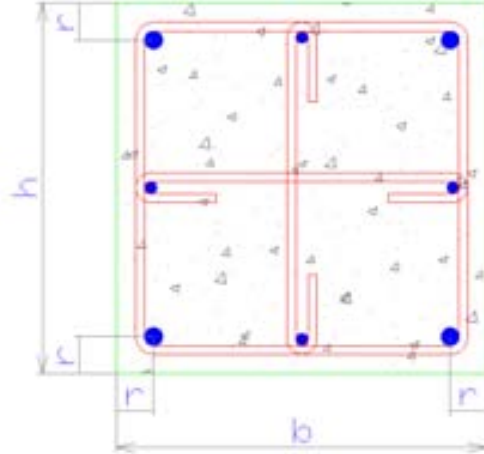
$$h = 40cm \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4cm \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

Se usará como acero de refuerzo:

4 varillas #6 y 4 varillas #4

$$A_s = 11.40 + 5.07 = 16.47 \text{ cm}^2$$



b) Acciones en la Columna.

De la combinación de cargas Comb9 (1.1CM+1.1CVI-0.3Sx-Sy)

$$P_u = 39.471 \text{ ton} \quad M_2 = 3.559 \text{ ton} - m \quad M_3 = 1.259 \text{ ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = \frac{M_2}{P_u} = \frac{3.559}{39.471} = 9.02 \text{ cm}$$

$$e_x = \frac{M_3}{P_u} = \frac{1.259}{39.471} = 3.19 \text{ cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = F_R (f'_c A_c + A_s f_y) = 0.8(170 \times 40 \times 40 + 16.47 \times 4200) = 270,693 \text{ kg}$$

$$P_{RO} = 270.7 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = \frac{40 - 4}{40} = 0.90$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{3.19}{40} = 0.08$$

$$q = \frac{A_s f_y}{b d f'_c} = \frac{16.47 \times 4200}{40 \times 36 \times 170} = 0.254$$

Usando el siguiente diagrama de interacción se obtiene  $K_X$ .

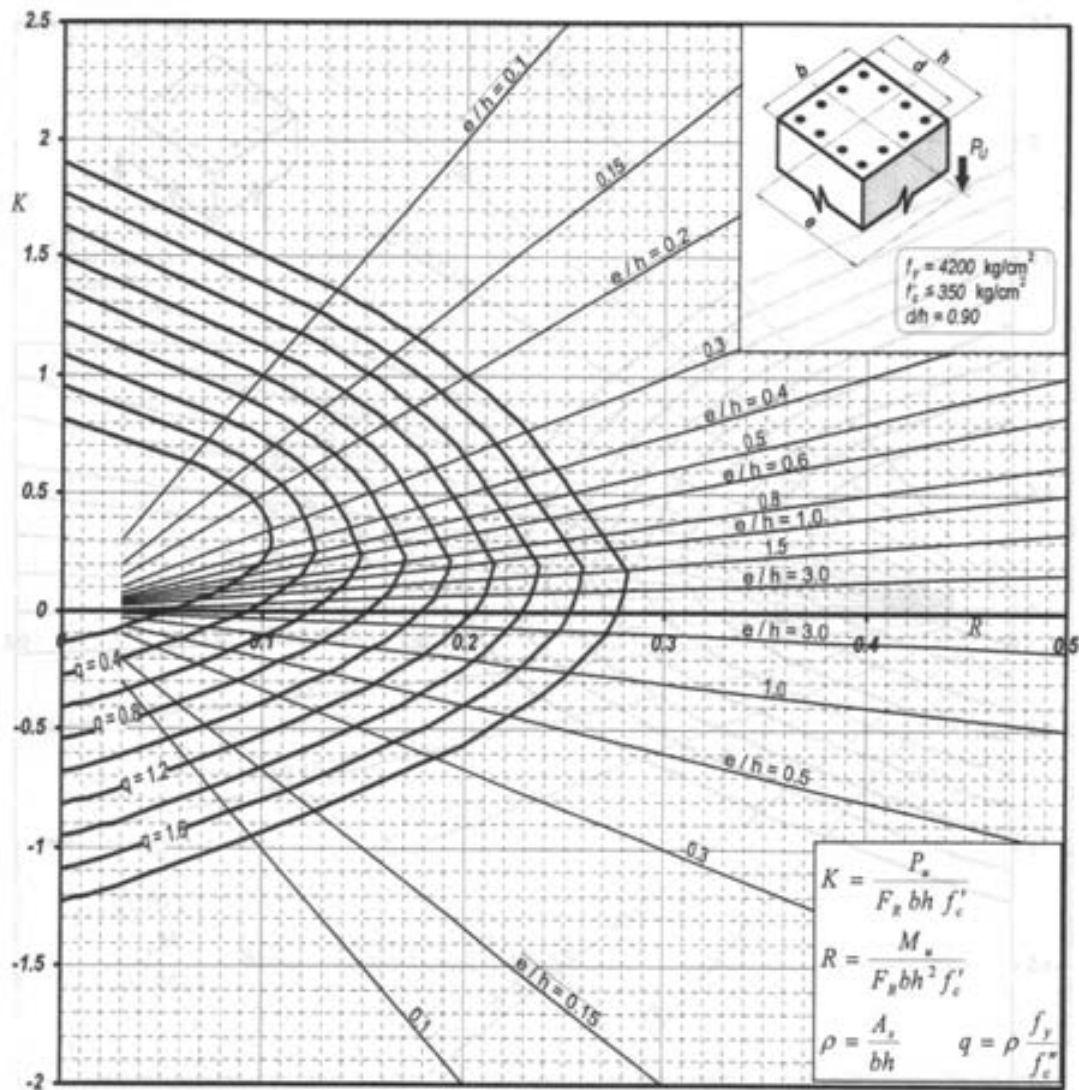


Figura 4.11 “Diagrama de Interacción”

$$K_X = 0.65$$

$$P_{RX} = K_X F_R b h f'_c = 0.65 \times 0.8 \times 40 \times 40 \times 250 = 208,000 \text{ kg} = 208 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{b}{h} = \frac{40 - 4}{40} = 0.90$$

$$\frac{e_x}{b} = \frac{9.02}{40} = 0.23$$

$$q = \frac{A_s f_y}{b d f'_c} = \frac{16.47 \times 4200}{40 \times 36 \times 170} = 0.254$$

Usando el diagrama de interacción anterior se obtiene  $K_Y$ .

$$K_Y = 0.50$$

$$P_{RY} = K_Y F_R b h f'_c = 0.50 \times 0.8 \times 40 \times 40 \times 250 = 160,000 \text{ kg} = 160 \text{ ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$
$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{208} + \frac{1}{160} - \frac{1}{270.7}} = 135.8 \text{ ton}$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 3.1 \text{ ton}$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s)$$

$$39,471 \text{ kg} < 0.8(0.7 \times 200 \times (40 \times 40 - 16.47) + 2000 \times 16.47)$$

$$39,471 \text{ kg} < 205,548.80 \text{ kg}$$

$$39.47 \text{ ton} < 205.55 \text{ ton}$$

$$V_{cR} = \text{Fact}(RV)$$

$$RV = \frac{F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}}{6.97}$$

$$\rho = \frac{6.97}{40 \times 40} = 0.0044$$

$$RV = 0.8 \times 40 \times 36(0.2 + 20 \times 0.0044) \sqrt{200} = 4,677.77 \text{ kg} = 4.68 \text{ ton}$$

$$\text{Fact} = 1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} = 1 + 0.007 \frac{39,471}{40 \times 40} = 1.17$$

$$V_{cR} = 1.17 \times 4.68 = 5.49 \text{ ton}$$

$$V_{cR} > V_u \Rightarrow 5.49 \text{ ton} > 3.1 \text{ ton} \text{ O.K.}$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$3,100 \text{ kg} < 0.6 \times 0.8 \times 40 \times 36 \sqrt{200}$$

$$3,100 \text{ kg} < 32,583 \text{ kg}$$

$$3.1 \text{ ton} < 32.58 \text{ ton} \text{ O.K.}$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

La separación de los estribos en el tramo central será la longitud mínima entre las siguientes opciones.



$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{850}{\sqrt{F_y}} = \frac{850}{\sqrt{4200}} = 12.5cm \Rightarrow RIGE \\ 48\phi_b = 48 \times 0.95 = 45.6cm \\ \frac{b \text{ ó } h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm \end{array} \right.$$

Por lo tanto la separación será de 10.0cm

La separación de los estribos en los extremos será la mitad de la longitud en el tramo central (s=5.0cm) en una longitud la cual será la mayor entre las siguientes opciones.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \text{ ó } h \Rightarrow 40cm \\ L/6 = 400/6 = 66.7cm \Rightarrow RIGE \\ 60cm \end{array} \right.$$

Por lo tanto la longitud será de 70.0cm

La separación de los estribos en la parte inferior de la columna de planta baja será de 5.0cm en una longitud que será de la media altura de la columna hasta la cimentación en todo el dado.

➤ **Diseño de las Losas de Concreto.**

a) Datos.

Concreto	Cargas	Acero
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	$C.M. = 180 \text{ kg/m}^2$	$f_y = 4200 \text{ kg/m}^2$
$f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$	$C.V. = 350 \text{ kg/m}^2$	

Dimensiones de las trabes.

	b(cm)	h(cm)
Trabe Principal en X	25	35
Trabe Principal en Y	25	35
Trabe Sec.	20	30

Dimensiones de los tableros.

$Lado Largo = 5.0m$	$Lado corto = 2.50m$
$h_{prop} = 10cm$	$d_{prop} = 8.0cm$

b) Cálculo del Peralte Mínimo de la Losa.

Como el peralte de la losa estará regido por el tablero que tenga el perímetro máximo para este caso este tablero es el Tablero de Esquina.

$$P = 2.25(2.05 + 4.60) = 14.74m$$

$$f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad w = 770 \text{ kg/m}^2$$

$$d_1 = \frac{P}{250} = \frac{1474}{250} = 5.9cm$$

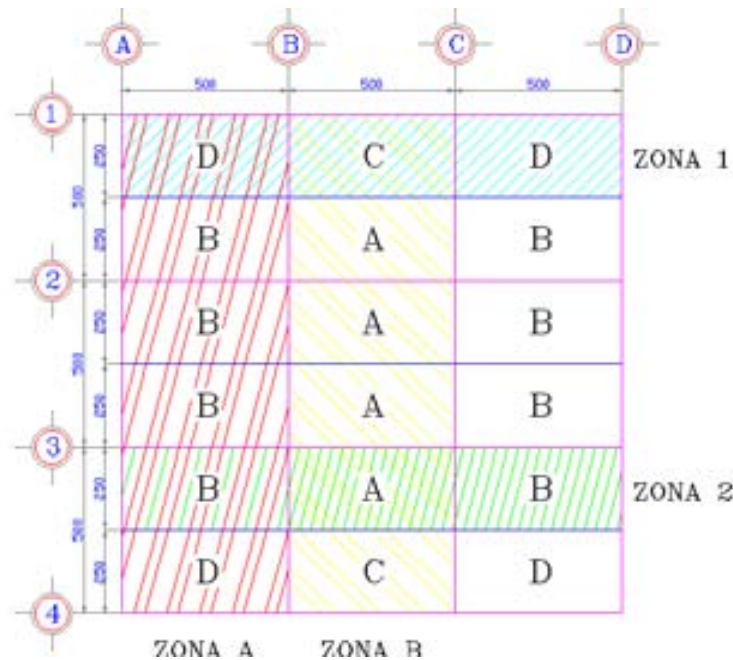
$$Fact = 0.032 \sqrt[4]{2520 \times 770} = 1.19$$

$$d_{calc} = fact(d_1) = 1.19 \times 5.9 = 7.04cm$$

$$h_{calc} = d_{calc} + r = 7.04 + 2 = 9.04cm$$

Como el peralte calculado es de 9.04cm entonces se utilizará un peralte de la losa de 10cm.

A continuación de mostrara la losa tipo para poder apreciar los tableros.



**Figura 4.12 "Tableros"**

A	Tablero Interior
B	Tablero de Borde Lado Corto Discontinuo
C	Tablero de Borde Lado Largo Discontinuo
D	Tablero de Esquina

A continuación se mostrara el diseño de la losa de concreto en la Zona 1.



**Figura 4.13 "Corte de la losa de concreto"**

$$10^{-4}wa_1^2 = 0.324kg - m/m$$

$$A_{s\ min} = 2.11cm^2$$

Los resultados se presentan por facilidad en forma de tabla.

**Zona 1 Franja Central Dirección Lado Largo**

	A		B B		C C		D		
m=0.456	264.04	155.47	479.27	482.69	150.38	482.69	479.27	155.47	264.04
M (kg-m)	85.44	50.31	155.09	156.19	48.66	156.19	155.09	50.31	85.44
As(cm <sup>2</sup> )	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11
S (cm)	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3

**Zona 1 Franja Lateral Dirección Lado Largo**

	A		B B		C C		D		
m=0.456	264.04	155.47	479.27	482.69	150.38	482.69	479.27	155.47	264.04
M (kg-m)	85.44	50.31	155.09	156.19	48.66	156.19	155.09	50.31	85.44
As(cm <sup>2</sup> )	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11
S (cm)	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3

**Zona 1 Franja Central Dirección Lado Corto**

	A		B B		C C		D		
m=0.456	158.43	93.28	287.56	289.61	90.23	289.61	287.56	93.28	158.43
M (kg-m)	51.27	30.18	93.05	93.72	29.20	93.72	93.05	30.18	51.27
As(cm <sup>2</sup> )	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11
S (cm)	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3

**Zona 1 Franja Lateral Dirección Lado Corto**

	A		B B		C C		D		
m=0.456	158.43	87.17	251.11	251.11	85.32	251.11	251.11	87.17	158.43
M (kg-m)	51.27	28.21	81.26	81.26	27.61	81.26	81.26	28.21	51.27
As(cm <sup>2</sup> )	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11	2.11
S (cm)	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3	33.3

Como podemos ver en los resultados antes obtenidos el área de acero a utilizar es el correspondiente al acero mínimo (2.11cm<sup>2</sup>), lo cual es casi el correspondiente a 3 varillas #3 (2.14cm<sup>2</sup>), por lo que la separación de las varillas según el cálculo es a cada 33cm, pero por facilidad se colocara a cada 30cm de separación.

c) Cortante

$$V_u = 1.15 \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w = 1.15 \left( \frac{2.05}{2} - 8 \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{2.05}{4.50} \right) 770$$

$$V_u = 604.35kg$$

$$V_{CR} = 0.5F_Rbd\sqrt{f_c^*} = 0.5 \times 0.8 \times 100 \times \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 4,525kg$$

$$V_u < V_{CR} \Rightarrow 604.35kg < 4,525kg \quad O.K.$$

Por lo tanto en base a los resultados anteriores se usara como acero de refuerzo para la losa de concreto varillas #3 con una separación de 30cm en ambas direcciones.

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

Zapata

$$B = 145\text{cm}$$

$$H = 145\text{cm}$$

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

Dado

$$b = 40\text{cm}$$

$$h = 40\text{cm}$$

Profundidad de desplante

$$h_{\text{desp}} = 100\text{cm}$$

Peralte de la zapata

$$z_1 = 28\text{cm}$$

Fuerza Axial de Diseño

$$P_u = 63.42\text{ton}$$

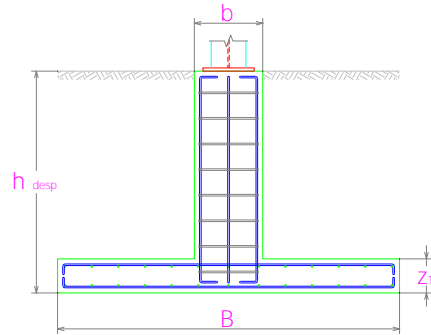
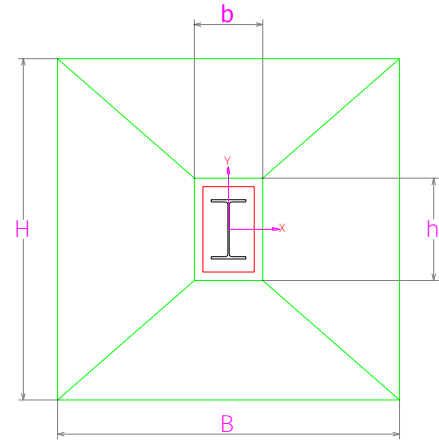
$$M_{ux} = 0.12\text{ton} - \text{m}$$

$$M_{uy} = 0.12\text{ton} - \text{m}$$

Suelo

$$P_{\text{adm}} = 32.00 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_{\text{suelo}} = 1.80 \text{ ton/m}^3$$



b) Cálculo del esfuerzo máximo en el suelo.

$$P_T = P_U + P_1 + P_2 + P_3$$

$$P_1 = \gamma_{\text{concreto}} z_1 B H = 2.4 \times 0.28 \times 1.45^2 = 1.41\text{ton}$$

$$P_2 = \gamma_{\text{concreto}} z_2 b h = 2.4 \times 0.82 \times 0.40 \times 0.40 = 0.20\text{ton}$$

$$P_3 = \gamma_{\text{suelo}} (B H - b h) z_2 = 1.8(1.1025 - 0.4 \times 0.4) \times 0.72 = 1.82\text{ton}$$

$$P_T = 63.42 + 1.41 + 0.20 + 1.82 = 66.85\text{ton}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{66.85}{1.45^2} = 31.80 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = \sigma_{\text{max}} \left( \frac{H}{2} - \frac{h}{2} \right) = 31.80 \left( \frac{1.45}{2} - \frac{0.40}{2} \right) = 16.7 \text{ ton} - \text{m/m}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d = \frac{0.7 \times 100 \times 25 \sqrt{250}}{4200} = 6.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ nes}} = \frac{b d f'_c}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right)$$

$$A_{s \text{ nes}} = \frac{100 \times 25 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16.7 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 25^2 \times 170}} \right)$$

$$A_{s_{nes}} = 19.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s_{nes}} > A_{s_{min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #6@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$\rho = \frac{19.6}{100 \times 25} = 0.0078$$

Como  $\rho < 0.015$  entonces:

$$V_{CR} = F_R B d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} = 0.8 \times 145 \times 25 (0.2 + 20 \times 0.0078) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 14,618 \text{ kg} = 14.62 \text{ ton}$$

$$V_u = \sigma_{max} B \left( \left( \frac{B-b}{2} \right) - d \right) = 28.28 \times 1.45 \left( \left( \frac{1.45 - 0.40}{2} \right) - 0.25 \right)$$

$$V_u = 12.68 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 0.40 \text{ m}$$

$$c_2 = 0.40 \text{ m}$$

$$\alpha = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{(c_1 + d)}{(c_2 + d)}}} = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \sqrt{\frac{(0.40 + 0.25)}{(0.40 + 0.25)}}}$$

$$\alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 0.325$$

$$c_{CD} = 0.325$$

$$A_{cr} = 2d(c_1 + c_2 + 2d) = 2 \times 0.25(0.40 + 0.40 + 2 \times 0.25) = 0.65 \text{ m}^2$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{2}$$

$$J_c = \frac{2 \times 0.25(0.40 + 0.25)^3}{6} + \frac{(0.40 + 0.25)0.25^3}{6} + \frac{0.25(0.40 + 0.25)(0.40 + 0.25)^2}{2}$$

$$J_c = 0.0475 \text{ m}^4$$

$$\text{máx} \begin{cases} v_{uAB} = \frac{P_u}{A_{cr}} + \frac{\alpha M_u c_{AB}}{J_c} = \frac{63.42}{0.65} + \frac{0.4012 \times 0.12 \times 0.325}{0.0475} = 97.89 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \\ v_{uCD} = \frac{P_u}{A_{cr}} - \frac{\alpha M_u c_{CD}}{J_c} = \frac{63.42}{0.65} - \frac{0.4012 \times 0.12 \times 0.325}{0.0475} = 97.25 \text{ ton/m}^2 \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{0.40}{0.40} = 1.0$$

$$v_{CR} = \text{mín} \begin{cases} F_R (0.5 + \gamma) \sqrt{f_c^*} = 0.7(0.5 + 1.0) \sqrt{200} = 14.85 \text{ kg/cm}^2 = 148.5 \text{ ton/m}^2 \\ F_R \sqrt{f_c^*} = 0.7 \sqrt{200} = 9.90 \text{ kg/cm}^2 = 99.0 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \end{cases}$$

Como  $97.89 \text{ ton}/\text{m}^2 < 99.0 \text{ ton}/\text{m}^2$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

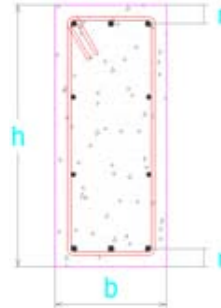
➤ **Revisión de Trabes de Liga**

a) Datos  
Trabe

$$b = 25\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$h = 40\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg}/\text{cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$



b) Elementos Mecánicos

Los elementos mecánicos son los correspondientes a la combinación 2 (1.1CM+1.1CVI+Sx+0.3Sy) de las cargas gravitacionales y accidentales

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3\text{max}} =$	0.00	0.34	0.00	ton-m
$V_{2\text{max}} =$	0.00	0.09	0.84	ton
$M_{3\text{min}} =$	-0.70	0.00	-0.70	ton-m
$V_{2\text{min}} =$	-0.84	-0.09	0.66	ton

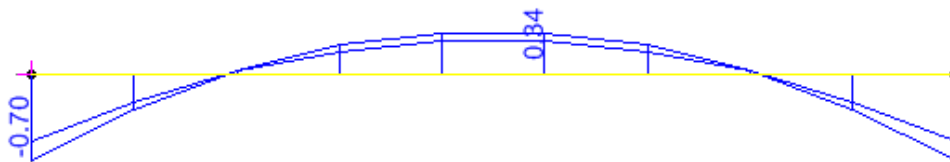


Figura 4.14 “Diagrama de Momentos Flexionantes (ton-m)”

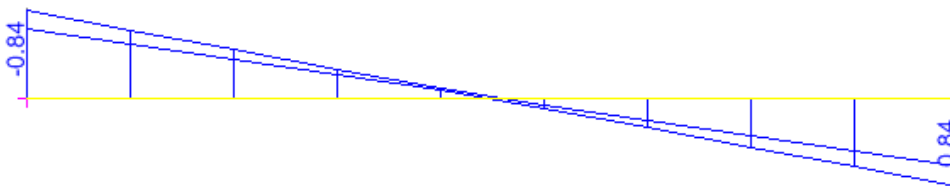


Figura 4.15 “Diagrama de Fuerzas Cortantes (ton)”

c) Flexión.

$$d = h - r = 49 - 4 = 26\text{cm}$$

$$A_{s\text{min}} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \times 20 \times 26\sqrt{250}}{4200} = 1.37\text{cm}^2$$

$$A_{s\ nes} = \frac{bdf_c''}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R bd^2 f_c''}} \right)$$

Para L=0.00m y L=5.00m

$$M_{3\max}=0.0\text{ton}\cdot\text{m} \Rightarrow A_{s\ nes} = 0.0\text{cm}^2$$

$$M_{3\min}=-0.70\text{ton}\cdot\text{m} \Rightarrow A_{s\ nes} = 0.52\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3\max}=0.34\ \text{ton}\cdot\text{m} \Rightarrow A_{s\ nes} = 0.25\text{cm}^2$$

$$M_{3\min}=0.00\text{ton}\cdot\text{m} \Rightarrow A_{s\ nes} = 0.0\text{cm}^2$$

Debido a que el acero de refuerzo calculado es menor que el acero mínimo, entonces el acero a colocar será este último siendo así que se colocaran a lo largo de la trabe de liga 2 varillas #4,

d) Cortante

$$\rho = \frac{3.534}{25 \times 40} = 0.0035$$

$$V_{CR} = 2,756\text{kg} = 2.76\text{ton}$$

En los todos los casos se tiene que:

$$V_{umax} < V_{CR}$$

$$s \leq d/2 \Rightarrow s \leq 36/2 \Rightarrow s \leq 18.0\text{cm}$$

Usando s=15.0cm

$$A_{vmin} = 0.30\sqrt{f_c''} \frac{bs}{f_y} = \frac{0.30 \times 25 \times 18\sqrt{200}}{4200} = 0.45\text{cm}^2$$

Por lo que la sección propuesta se acepta.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.40)=0.80\text{m}$  del paño de las columnas la separación s de los estribos será:

$$s = \min \begin{cases} d/4 = 36/4 = 9.0\text{cm} \Leftarrow RIGE \\ 8d_{b\ long} = 8 \times 1.27 = 10.16\text{cm} \\ 24d_{b\ tran} = 24 \times 0.95 = 22.8\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Por lo tanto se colocaran Estribos #3 @ 10.0cm en los extremos de la trabe sobre una longitud de 0.80m de los paños de las columnas y en la parte central se colocaran Estribos #3 @ 15.0cm

---

**ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO**  
DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 5m  
ZONA SISMICA II

---



➤ **Distancia de entre ejes de 5m**  
♣ **Zona Sísmica II**

De aquí en adelante ya no se seguirá la metodología de ir desarrollando paso por paso todos los cálculos necesarios para llevar a cabo el análisis sísmico sino que solo se mostraran las fuerzas sísmicas que se aplican en cada marco así como los desplazamientos ocasionados por dichas fuerzas, en cuanto a la revisión de los elementos estructurales solo se colocaran los resultados omitiendo los cálculos intermedios.

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	13.34	15.30	15.30	13.34	0.32	0.08	0.08	0.32
1	8.88	7.88	7.88	8.88	-0.17	-0.08	-0.08	-0.17

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.13	0.02	0.02	0.13	13.82	14.68	14.68	13.82
1	-0.06	-0.01	-0.01	-0.06	9.00	8.62	8.62	9.00

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	1.81	3.63	2.00	0.0050	1.49	2.98	1.57	0.0039
ENTREPISO	400	0.81	1.63	1.64	0.0041	0.71	1.42	1.42	0.0035

**DESPLAZAMIENTO TOTAL**    **3.63 cm En X-X**    **2.98 cm En Y-Y**  
 DISTORSION LAT. MÁX. PERM:    0.0120 En X-X    0.0120 En Y-Y  
 DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0050 En X-X    0.0039 En Y-Y

**SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas para la estructura son las siguientes

	Marca	Medidas
Columna	C1	45cm x 45cm
Trabe Principal en X	T1	25cm x 35cm
Trabe Principal en Y	T2	35cm x 50cm
Trabe Secundaria	T3	20cm x 30cm
Losa		t=10cm

➤ **Revisión de Trabes Principales.**

**En Dirección X.**

a) Datos

Trabe

$$b = 25\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 35\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

Los elementos mecánicos son los correspondientes a la combinación 6 (1.1CM+1.1CVI+0.3Sx+Sy) de las cargas gravitacionales y accidentales

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
M <sub>3max</sub> =	2.63	2.96	1.98	ton-m
V <sub>2max</sub> =	1.29	2.32	6.66	ton
M <sub>3min</sub> =	-8.57	0.00	-8.90	ton-m
V <sub>2min</sub> =	-6.33	-2.06	1.31	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 31\text{cm}$$

$$A_{smin} = 2.04\text{cm}^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3max}=2.63\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 2.33\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-8.57\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 8.45\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max}=2.96 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 2.64\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.0\text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max}=1.98\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 1.74\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-8.90\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 8.84\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 6.33\text{ton} \quad V_{CR} = 3.77\text{ton} \quad s = 15.0\text{cm}$$

Para L=2.50m

$$V_u = 2.32\text{ton} \quad V_{CR} = 2.62\text{ton} \quad s = 15.0\text{cm}$$

Para L=5.00m

$$V_u = 6.66\text{ton} \quad V_{CR} = 2.33\text{ton} \quad s = 15.0\text{cm}$$

Por lo tanto la separación de los estribos será a cada 15.0cm

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.35)=0.70\text{m}$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:

$$s = \min \begin{cases} d/4 = 31/4 = 7.75\text{cm} \leftarrow RIGE \\ 8d_{b\text{ long}} = 8 \times 1.27 = 10.16\text{cm} \\ 24d_{b\text{ tran}} = 24 \times 0.95 = 22.8\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Por lo que la separación será a cada 5.0cm

e) Revisión por Deflexiones

Deflexión Máxima Permisible

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58\text{cm}$$

Deflexión Máxima Real

Para esta deflexión se deberá tomar en cuenta la sección transformada y agrietada, además de las deflexiones inmediatas y diferidas, como ya se expuso el método de cálculo de las deflexiones de aquí en adelante solo se mostraran los valores de las secciones de inercia, del eje neutro y de las deflexiones inmediata y diferida.

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 10.859\text{cm} \quad I = 44,128\text{cm}^4$$

Sección en el Centro

$$x = 7.633\text{cm} \quad I = 22,721\text{cm}^4$$

$$I_{prom} = 33,424\text{cm}^4$$

$$\delta_{inmediata} = 0.51\text{cm}$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.75$$

$$\delta_{dif} = 0.89\text{cm}$$

$$\delta_{max} = 1.40\text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

**En Dirección Y.**

a) Datos

Trabe

$$b = 30\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 40\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

Los elementos mecánicos son los correspondientes a la combinación 6 (1.1CM+1.1CVI+0.3Sx+Sy) de las cargas gravitacionales y accidentales

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
M <sub>3max</sub> =	3.14	7.03	1.53	ton-m
V <sub>2max</sub> =	9.40	5.92	1.14	ton
M <sub>3min</sub> =	-12.24	0.00	-12.86	ton-m
V <sub>2min</sub> =	2.57	-6.90	-9.94	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 36\text{cm}$$

$$A_{smin} = 2.85\text{cm}^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3max}=3.14\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 2.37\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-12.24\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 10.18\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max}=7.03 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 5.51\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.0\text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max}=1.53\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 1.14\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-9.94\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 10.78\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 9.94\text{ton} \quad V_{CR} = 3.31\text{ton} \quad s = 18.0\text{cm}$$

Para L=2.50m

$$V_u = 6.90\text{ton} \quad V_{CR} = 3.31\text{ton} \quad s = 18.0\text{cm}$$

Para L=5.00m

$$V_u = 9.94\text{ton} \quad V_{CR} = 5.03\text{ton} \quad s = 18.0\text{cm}$$

Por lo tanto la separación de los estribos será a cada 15.0cm

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.35)=0.70\text{m}$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:

$$s = \min \begin{cases} d/4 = 31/4 = 7.75\text{cm} \Leftarrow RIGE \\ 8d_{b\text{ long}} = 8 \times 1.27 = 10.16\text{cm} \\ 24d_{b\text{ tran}} = 24 \times 0.95 = 22.8\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Por lo tanto la separación de los estribos será a cada 5.0cm

e) Revisión por Deflexiones

Deflexión Máxima Permisible

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58\text{cm}$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 12.065\text{cm} \quad I = 56,210\text{cm}^4$$

Sección en el Centro

$$x = 8.987\text{cm} \quad I = 33,233\text{cm}^4$$

$$I_{prom} = 344,721\text{cm}^4$$

$$\delta_{inmediata} = 0.27\text{cm}$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.49$$

$$\delta_{dif} = 0.40\text{cm}$$

$$\delta_{max} = 0.67\text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

➤ **Revisión de Trabe Secundaria.**

Debido a que la sección utilizada como trabe secundaria es el mismo así como también las acciones sobre esta no cambian en las diferentes Zonas Sísmicas solo se muestra la revisión de la Zona Sísmica I

➤ **Revisión de la Columna de Concreto.**

a) Datos de la Columna.

$$b = 40\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 40\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm} \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$As = 32.94\text{cm}^2$$

b) Acciones en la Columna.

Los elementos mecánicos son los correspondientes a la combinación 9 (1.1CM+1.1CVI-0.3Sx-Sy) de las cargas gravitacionales y accidentales

$$Pu = 42.021\text{ton} \quad M_2 = 5.003\text{ton} - m \quad M_3 = 17.703\text{ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 42.13\text{cm} \quad e_x = 11.91\text{cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 381.6\text{ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.911 \quad \frac{e_x}{h} = 0.26 \quad q = 0.402 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.65$$

$$P_{RX} = 194.4\text{ton}$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.911 \quad \frac{e_y}{h} = 0.94 \quad q = 0.402 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.15$$

$$P_{RY} = 60.8\text{ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 52.7\text{ton}$$

Ya que  $P_R > Pu$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 6.36\text{ton}$$

$$P_u < F_R(0.7f'_c A_g + 2000A_s) \Rightarrow 42.02\text{ton} < 279.50\text{ton}$$

$$V_{CR} = Fact(RV) \quad \Rightarrow \quad RV = 4.68\text{ton} \quad Fact = 1.17$$

$$V_{CR} = 7.40\text{ton} > V_u \quad O.K.$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_R b d \sqrt{f'_c} \quad \Rightarrow \quad 6.36\text{ton} < 41.75\text{ton} \quad O.K.$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 10.0cm$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 5.0cm$  en una longitud  $L = 70cm$ .

➤ **Diseño de las Losas de Concreto.**

Como las losas de concreto están diseñadas con las cargas estáticas y debido a que las medidas de los tableros no cambian entonces el diseño de la losa de concreto es el mismo para cada caso en donde la distancia de entre ejes sea la misma, no importando la Zona Sísmica que se trate, por lo cual solo se mostrara el diseño en la Zona Sísmica I.

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 185cm$	$b = 45cm$
$H = 185cm$	$h = 45cm$
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 100cm$	$z_1 = 28cm$
<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 62.27ton$	$P_{adm} = 21.30 \text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 0.11ton - m$	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 0.11ton - m$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 21.06 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 14.7 \text{ ton} - m/m \quad A_{s \min} = 6.6 \text{ cm}^2/m \quad A_{s \text{ nes}} = 17.04 \text{ cm}^2/m$$

Como  $A_{s \text{ nes}} > A_{s \min}$  entonces se utilizaremos varillas del #6@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 17.60ton \quad V_u = 17.54ton$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 0.45m \quad c_2 = 0.45m \quad \alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 0.35 \quad c_{CD} = 0.35$$

$$\text{máx} \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 93.50 \text{ ton}/m^2 \Rightarrow RIGE \\ v_{uCD} = 92.99 \text{ ton}/m^2 \end{array} \right.$$

$$v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton}/m^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton}/m^2 \Rightarrow RIGE \end{array} \right.$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

#### ➤ Revisión de Trabes de Liga

Debido a que los elementos mecánicos en la trabe de liga no cambian significativamente en los casos donde la distancia de entre ejes sea la misma, independientemente de la Zona Sísmica en que se encuentre, por lo tanto el diseño de la trabe de liga se mostrará solo en la Zona Sísmica I.



---

**ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO**  
DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 5m  
ZONA SISMICA III<sub>a</sub>

---

- **Distancia de entre ejes de 5m**  
♣ **Zona Sísmica III<sub>a</sub>**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	17.08	20.10	20.10	17.08	0.52	0.11	0.11	0.52
1	11.74	10.24	10.24	11.74	-0.28	-0.06	-0.06	-0.28

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.08	0.02	0.02	0.08	16.92	17.30	17.30	16.92
1	-0.04	-0.01	-0.01	-0.04	11.74	11.60	11.60	11.74

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	2.29	4.59	2.51	0.0063	1.34	2.67	1.27	0.0032
ENTREPISO	400	1.04	2.07	2.07	0.0052	0.70	1.40	1.40	0.0035

**DESPLAZAMIENTO TOTAL**    **4.59 cm En X-X**    **2.67 cm En Y-Y**

DISTORSION LAT. MÁX PERM:    **0.0120 En X-X**    **0.0120 En Y-Y**  
DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    **0.0063 En X-X**    **0.0035 En Y-Y**

**SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas para la estructura son las siguientes

	Marca	Medidas
Columna	C1	45cm x 45cm
Trabe Principal en X	T1	25cm x 35cm
Trabe Principal en Y	T2	35cm x 50cm
Trabe Secundaria	T3	20cm x 30cm
Losa		t=10cm

➤ **Revisión de Traveses Principales.**

**En Dirección X.**

a) Datos

Trabe

$$b = 25\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 35\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

Los elementos mecánicos son los correspondientes a la combinación 7 (1.1CM+1.1CVI+0.3Sx-Sy) de las cargas gravitacionales y accidentales

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
M <sub>3max</sub> =	4.23	2.75	3.48	ton-m
V <sub>2max</sub> =	0.47	2.92	6.92	ton
M <sub>3min</sub> =	-9.60	0.00	-9.88	ton-m
V <sub>2min</sub> =	-6.53	-2.52	0.47	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 31\text{cm}$$

$$A_{smin} = 2.04\text{cm}^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3max}=4.32\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 3.84\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-9.60\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 9.68\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max}=2.75 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 2.44\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.0\text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max}=3.48\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 3.13\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-9.88\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 10.04\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 6.53\text{ton} \quad V_{CR} = 3.99\text{ton} \quad s = 15.0\text{cm}$$

Para L=2.50m

$$V_u = 2.92\text{ton} \quad V_{CR} = 2.33\text{ton} \quad s = 15.0\text{cm}$$

Para L=5.00m

$$V_u = 6.92\text{ton} \quad V_{CR} = 2.62\text{ton} \quad s = 15.0\text{cm}$$

Por lo tanto la separación de los estribos será a cada 15.0cm

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.35)=0.70\text{m}$  del paño de las columnas la separación de los estribos será:

$$s = 5.0\text{cm}$$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58\text{cm}$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 11.499\text{m} \quad I = 48,634\text{cm}^4$$

Sección en el Centro

$$x = 8.626\text{cm} \quad I = 28,702\text{cm}^4$$

$$I_{prom} = 38,668\text{cm}^4$$

$$\delta_{inmediata} = 0.44\text{cm}$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.75$$

$$\delta_{dif} = 0.77\text{cm}$$

$$\delta_{max} = 1.21\text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

**En Dirección Y.**

a) Datos

Trabe

$$b = 35\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 50\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

Los elementos mecánicos son los correspondientes a la combinación 7 (1.1CM+1.1CVI+0.3Sx-Sy) de las cargas gravitacionales y accidentales

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3max} =$	8.10	8.40	4.17	ton-m
$V_{2max} =$	11.80	7.96	-2.26	ton
$M_{3min} =$	-16.78	0.00	-17.35	ton-m
$V_{2min} =$	1.37	-1.95	-12.80	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 46cm$$

$$A_{smin} = 4.24cm^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3max} = 8.10ton-m \Rightarrow A_{snes} = 4.84cm^2$$

$$M_{3min} = -16.78ton-m \Rightarrow A_{snes} = 10.50cm^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max} = 8.40ton-m \Rightarrow A_{snes} = 5.02cm^2$$

$$M_{3min} = 0.00ton-m \Rightarrow A_{snes} = 0.0cm^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max} = 4.17ton-m \Rightarrow A_{snes} = 2.44cm^2$$

$$M_{3min} = -17.35ton-m \Rightarrow A_{snes} = 10.89cm^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 11.80ton \quad V_{CR} = 4.99ton \quad s = 23cm$$

Para L=2.50m

$$V_u = 7.96ton \quad V_{CR} = 4.99ton \quad s = 23.0cm$$

Para L=5.00m

$$V_u = 12.80ton \quad V_{CR} = 6.33ton \quad s = 23.0cm$$

Por lo tanto la separación de los estribos será a cada 20.0cm

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.50)=1.00m$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:

$$s = 10.0cm$$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58cm$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 13.251m \quad I = 146,308cm^4$$

Sección en el Centro

$$x = 9.766cm \quad I = 82,891cm^4$$

$$I_{prom} = 114,599cm^4$$

$$\delta_{inmediata} = 0.12cm$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.71$$

$$\delta_{dif} = 0.21cm$$

$$\delta_{max} = 0.34cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

➤ **Revisión de Trabe Secundaria.**

Debido a que la sección utilizada como trabe secundaria es el mismo así como también las acciones sobre esta no cambian en las diferentes Zonas Sísmicas solo se muestra la revisión de la Zona Sísmica I

➤ **Revisión de la Columna de Concreto.**

a) Datos de la Columna.

$$b = 45cm \quad f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$$

$$h = 45cm \quad f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$r = 4cm \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$As = 45.6cm^2$$

b) Acciones en la Columna.

Los elementos mecánicos son los correspondientes a la combinación 6 (1.1CM+1.1CVI+0.3Sx+Sy) de las cargas gravitacionales y accidentales

$$Pu = 43.164ton \quad M_2 = 5.525ton - m \quad M_3 = 22.907ton - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 53.07cm \quad e_x = 13.03cm$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 4224ton$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.911 \quad \frac{e_x}{h} = 0.29 \quad q = 0.556 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.45$$

$$P_{RX} = 182.3ton$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.911 \quad \frac{e_y}{h} = 1.18 \quad q = 0.556 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.13$$

$$P_{RY} = 52.7 \text{ ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 45.2 \text{ ton}$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 8.09 \text{ ton}$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 43.16 \text{ ton} < 29.76 \text{ ton}$$

$$V_{cR} = \text{Fact}(RV) \Rightarrow RV = 7.11 \text{ ton} \quad \text{Fact} = 1.15$$

$$V_{cR} = 8.17 \text{ ton} > V_u \quad \text{O.K.}$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow V_u < 41.75 \text{ ton} \quad \text{O.K.}$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 10.0 \text{ cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 5.0 \text{ cm}$  en una longitud  $L = 70.0 \text{ cm}$ .

#### ➤ **Diseño de las Losas de Concreto.**

Como las losas de concreto están diseñadas con las cargas estáticas y debido a que las medidas de los tableros no cambian entonces el diseño de la losa de concreto es el mismo para cada caso en donde la distancia de entre ejes sea la misma, no importando la Zona Sísmica que se trate, por lo cual solo se mostrara el diseño en la Zona Sísmica I.

#### ➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

Zapata

$$B = 255 \text{ cm}$$

$$H = 255 \text{ cm}$$

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

Dado

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

Profundidad de desplante

$$h_{desp} = 100 \text{ cm}$$

Fuerza Axial de Diseño

Peralte de la zapata

$$z_1 = 33 \text{ cm}$$

Suelo

$$\begin{aligned}
 P_u &= 67.50 \text{ ton} & P_{adm} &= 12.50 \text{ ton/m}^2 \\
 M_{ux} &= 0.15 \text{ ton} - m & \gamma_{suelo} &= 1.80 \text{ ton/m}^3 \\
 M_{uy} &= 0.10 \text{ ton} - m
 \end{aligned}$$

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 12.39 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 13.0 \text{ ton} - m/m \quad A_{s_{min}} = 7.91 \text{ cm}^2/m \quad A_{s_{nes}} = 12.07 \text{ cm}^2/m$$

Como  $A_{s_{nes}} > A_{s_{min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #6@25cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 24.28 \text{ ton} \quad V_u = 23.70 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 0.45 \text{ m} \quad c_2 = 0.45 \text{ m} \quad \alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 0.38 \quad c_{CD} = 0.38$$

$$\text{máx} \begin{cases} v_{uAB} = 75.25 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \\ v_{uCD} = 74.75 \text{ ton/m}^2 \end{cases}$$

$$v_{cR} = \text{mín} \begin{cases} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.9 \text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \end{cases}$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

#### ➤ Revisión de Trabes de Liga

Debido a que los elementos mecánicos en la trabe de liga no cambian significativamente en los casos donde la distancia de entre ejes sea la misma, independientemente de la Zona Sísmica en que se encuentre, por lo tanto el diseño de la trabe de liga se mostrará solo en la Zona Sísmica I.



---

**ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO**  
DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 10m  
ZONA SISMICA I

---

- Distancia de entre ejes de 10m
- ♣ Zona Sísmica I

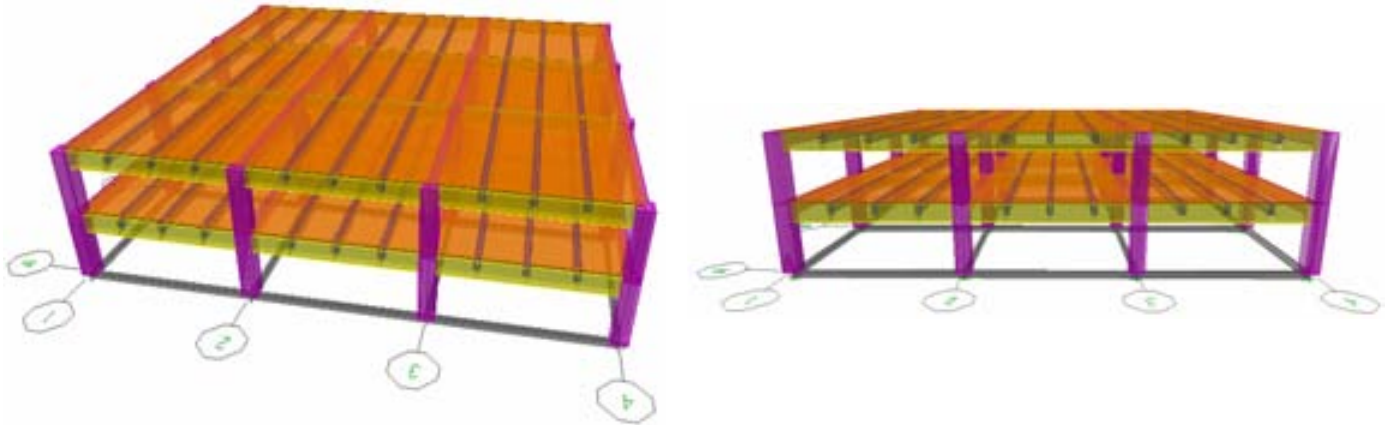


Figura 4.16 “Estructuración”

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	40.92	46.72	46.72	40.92	0.88	0.28	0.28	0.88
1	24.12	20.82	20.82	24.12	-0.53	-0.17	-0.17	-0.53

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.13	0.02	0.02	0.13	43.20	44.06	44.06	43.20
1	-0.07	-0.01	-0.01	-0.07	24.50	24.08	24.08	24.50

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>
AZOTEA	400	0.51	1.03	0.59	0.0015	0.37	0.75	0.40	0.0010
ENTREPISO	400	0.22	0.44	0.44	0.0011	0.17	0.35	0.35	0.0009

**DESPLAZAMIENTO TOTAL 1.03 cm En X-X 0.75 cm En Y-Y**

DISTORSION LAT. MÁX. PERM: 0.0120 En X-X 0.0120 En Y-Y  
 DISTORSION LAT. MÁX. CALC: 0.0015 En X-X 0.0010 En Y-Y

## SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas para la estructura son las siguientes

	Marca	Medidas
Columna	C1	85cm x 85cm
Trabe Principal en X	T1	40cm x 80cm
Trabe Principal en Y	T2	50cm x 100cm
Trabe Secundaria	T3	30cm x 60cm
Losa		t=15cm

### ➤ Revisión de Trabes Principales.

#### En Dirección X.

##### a) Datos

Trabe

$$b = 40\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 80\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

##### b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3\text{max}}=$	0.00	28.05	0.00	ton-m
$V_{2\text{max}}=$	-16.36	3.50	25.66	ton
$M_{3\text{min}}=$	-43.07	0.00	-45.86	ton-m
$V_{2\text{min}}=$	--26.48	-1.96	15.42	ton

##### c) Flexión.

$$d = h - r = 76\text{cm}$$

$$A_{s\text{min}} = 8.01\text{cm}^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3\text{max}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=-43.07\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 16.04\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3\text{max}}=28.05 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 10.19\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.0\text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3\text{max}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=-45.86\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 17.16\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para  $L=0.00m$

$$V_u = 26.48ton \quad V_{CR} = 8.73ton \quad s = 20.0cm$$

Para  $L=2.50m$

$$V_u = 3.50ton \quad V_{CR} = 7.65ton \quad s = 38.0cm$$

Para  $L=5.00m$

$$V_u = 2566ton \quad V_{CR} = 7.30ton \quad s = 38.0cm$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 20cm

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.80)=1.60m$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:

$$s = 10.0cm$$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1000}{240} + 0.5 = 4.67cm$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 19.043m \quad I = 643,009cm^4$$

Sección en el Centro

$$x = 18.037cm \quad I = 583,037cm^4$$

$$I_{prom} = 613.497cm^4$$

$$\delta_{inmediata} = 0.73cm$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.60$$

$$\delta_{dif} = 1.17cm$$

$$\delta_{max} = 1.90cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

**En Dirección Y.**

a) Datos

Trabe

$$b = 50cm \quad f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$$

$$h = 100cm \quad f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$r = 4cm$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3max} =$	0.00	78.94	0.00	ton-m
$V_{2max} =$	58.28	15.09	-41.34	ton
$M_{3min} =$	-87.51	0.00	-101.17	ton-m
$V_{2min} =$	-39.08	-18.60	-61.39	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 96cm$$

$$A_{smin} = 12.65cm^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3max} = 0.00ton-m \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

$$M_{3min} = -87.51ton-m \Rightarrow A_{snes} = 25.83cm^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max} = 78.94ton-m \Rightarrow A_{snes} = 22.51cm^2$$

$$M_{3min} = 0.00ton-m \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max} = 0.00ton-m \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

$$M_{3min} = -101.17ton-m \Rightarrow A_{snes} = 30.23cm^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 58.28ton \quad V_{CR} = 11.20ton \quad s = 9cm$$

Para L=2.50m

$$V_u = 18.60ton \quad V_{CR} = 11.20ton \quad s = 48.0cm$$

Para L=5.00m

$$V_u = 61.39ton \quad V_{CR} = 14.42ton \quad s = 9cm$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 10cm

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.50)=1.00m$  del paño de las columnas la separación s de los estribos será:

$$s = 10.0cm$$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1000}{240} + 0.5 = 4.67cm$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 26.24m \quad I = 1,736,177cm^4$$

Sección en el Centro

$$x = 21.623cm \quad I = 1,372,085cm^4$$

$$I_{prom} = 1,554,131cm^4$$

$$\delta_{inmediata} = 0.19cm$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.67$$

$$\delta_{dif} = 0.31cm$$

$$\delta_{max} = 0.50cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

➤ **Revisión de Trabe Secundaria.**

a) Datos

Trabe

$$b = 30cm \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 60cm \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4cm$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
M <sub>3max</sub> =	0.00	15.78	0.00	ton-m
V <sub>2max</sub> =	-7.96	1.27	13.78	ton
M <sub>3min</sub> =	-12.11	0.00	-26.55	ton-m
V <sub>2min</sub> =	--10.72	0.53	10.31	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 56cm$$

$$A_{smin} = 4.43cm^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3max}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

$$M_{3min}=-12.11\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 5.98cm^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max}=15.78 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 7.91cm^2$$

$$M_{3min}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

$$M_{3min}=-26.55\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 13.98cm^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 10.72\text{ton} \quad V_{CR} = 5.59\text{ton} \quad s = 28.0\text{cm}$$

Para L=2.50m

$$V_u = 1.27\text{ton} \quad V_{CR} = 5.81\text{ton} \quad s = 28.0\text{cm}$$

Para L=5.00m

$$V_u = 13.78\text{ton} \quad V_{CR} = 6.10\text{ton} \quad s = 28.0\text{cm}$$

Por lo tanto se usará una separación de estribos de 25.0cm

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.80)=1.60\text{m}$  del paño de las columnas la separación s de los estribos será:

$$s = 10.0\text{cm}$$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1000}{240} + 0.5 = 4.67\text{cm}$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 20.36\text{m} \quad I = 364,449\text{cm}^4$$

Sección en el Centro

$$x = 15.54\text{cm} \quad I = 266,591\text{cm}^4$$

$$I_{prom} = 315,520\text{cm}^4$$

$$\delta_{inmediata} = 1.24\text{cm}$$

Deflexión Diferida.

$$\text{factor} = 1.47$$

$$\delta_{dif} = 1.83\text{cm}$$

$$\delta_{max} = 3.07\text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

➤ **Revisión de la Columna de Concreto.**

a) Datos de la Columna.

$$b = 85\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 85\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm} \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$A_s = 74.1\text{cm}^2$$

b) Acciones en la Columna.

$$P_u = 226.125\text{ton} \quad M_2 = 7.108\text{ton} - m \quad M_3 = 9.712\text{ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 4.29\text{cm} \quad e_x = 3.14\text{cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 1221.5\text{ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.952 \quad \frac{e_x}{h} = 0.04 \quad q = 0.253 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.62$$

$$P_{RX} = 885.9\text{ton}$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.952 \quad \frac{e_y}{h} = 0.05 \quad q = 0.253 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.60$$

$$P_{RY} = 867.0\text{ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 689.2\text{ton}$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 19.262\text{ton}$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 226.13\text{ton} < 927.76\text{ton}$$

$$V_{CR} = Fact(RV) \Rightarrow RV = 17.97\text{ton} \quad Fact = 1.22$$

$$V_{CR} = 21.91\text{ton} > V_u \quad O.K.$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow V_u < 155.79\text{ton} \quad O.K.$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 25.0\text{cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 10.0\text{cm}$  en una longitud  $L = 85.0\text{cm}$ .

➤ **Diseño de las Losas de Concreto.**

a) Datos.

Concreto

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

Cargas

$$C.M. = 180 \text{ kg/m}^2$$

Acero

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



$$f_c'' = 170 \text{ kg/cm}^2 \quad C.V. = 350 \text{ kg/m}^2$$

Dimensiones de las trabes.

	b(cm)	h(cm)
Trabe Principal en X	40	80
Trabe Principal en Y	50	100
Trabe Secundaria	30	60

Dimensiones de los tableros.

$$Lado \text{ Largo} = 10.0m \quad Lado \text{ corto} = 2.50m$$

$$h_{prop} = 15cm \quad d_{prop} = 13cm$$

b) Calculo del Peralte Mínimo de la Losa.

Como el peralte de la losa estará regido por el tablero que tenga el perímetro máximo para este caso este tablero es el Tablero de Esquina.

$$P = 26.21m \quad f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad w = 890 \text{ kg/m}^2$$

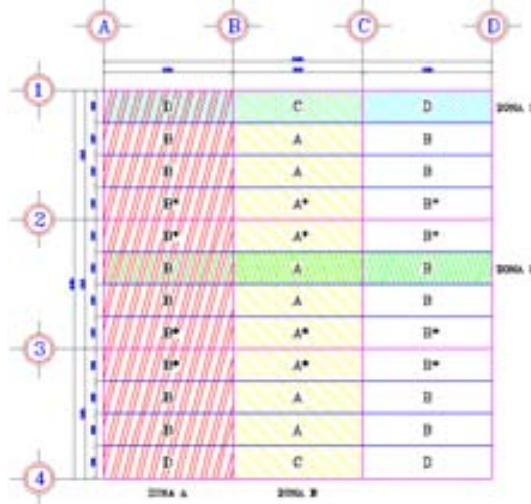
$$d_1 = 10.5cm$$

$$Fact = 1.24$$

$$d_{calc} = 12.98cm$$

$$h_{calc} = 14.98cm$$

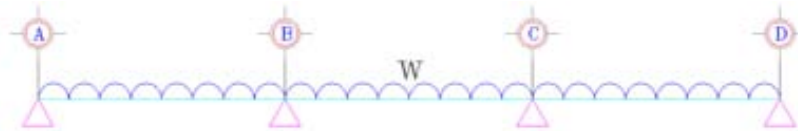
A continuación de mostrara la losa tipo para poder apreciar los tableros.



**Figura 4.17 "Tableros"**

A	Tablero Interior
A*	Tablero Interior
B	Tablero de Borde Lado Corto Discontinuo
B*	Tablero de Borde Lado Corto Discontinuo
C	Tablero de Borde Lado Largo Discontinuo
D	Tablero de Esquina

A continuación se mostrara el diseño de la losa de concreto en la Zona 1.



$$10^{-4} w a_1^2 = 0.431 \text{ kg} - \text{m/m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 3.34 \text{ cm}^2$$

Los resultados se presentan por facilidad en forma de tabla.

**Zona 1 Franja Central Dirección Lado Largo**

	A		B B			C C		D	
m=0.232	294.51	172.94	534.36	538.24	167.40	538.24	534.36	172.94	294.51
M (kg-m)	126.86	74.49	230.18	231.85	72.11	231.85	230.18	74.49	126.86
As(cm <sup>2</sup> )	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43
S (cm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0

**Zona 2 Franja Lateral Dirección Lado Largo**

	A		B B			C C		D	
m=0.232	294.51	161.86	466.11	466.11	158.33	466.11	466.11	161.86	294.51
M (kg-m)	126.86	69.72	200.92	200.92	68.20	200.92	200.92	69.72	126.86
As(cm <sup>2</sup> )	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.34	3.43
S (cm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0

**Zona 1 Franja Central Dirección Lado Corto**

	A		B B			C C		D	
m=0.232	176.70	103.76	320.62	322.94	100.44	322.94	320.62	103.76	176.70
M (kg-m)	76.12	44.70	138.11	139.11	43.27	139.11	138.11	44.70	76.12
As(cm <sup>2</sup> )	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43
S (cm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0

**Zona 2 Franja Lateral Dirección Lado Corto**

	A		B B			C C		D	
m=0.232	176.70	97.12	279.87	279.87	95.00	279.87	251.11	97.12	176.70
M (kg-m)	76.12	41.83	120.55	120.55	40.92	120.55	81.26	41.83	76.12
As(cm <sup>2</sup> )	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43	3.43
S (cm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0

Como podemos ver en los resultados antes obtenidos el área de acero a utilizar es el correspondiente al acero mínimo (3.43cm<sup>2</sup>), lo cual es casi el correspondiente a 5 varillas #3 (3.56cm<sup>2</sup>), por lo que la separación de las varillas según el cálculo es a cada 20cm.

c) Cortante

$$V_u = 1.15 \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w = 809.40 \text{ kg}$$

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f_c^*} = 7353.91 \text{ kg} \Rightarrow V_u < V_{CR} \text{ O.K.}$$

Por lo tanto en base a los resultados anteriores se usara como acero de refuerzo para la losa de concreto varillas #3 con una separación de 20cm en ambas direcciones.

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>	
$B = 345 \text{ cm}$	$b = 85 \text{ cm}$	
$H = 345 \text{ cm}$	$h = 85 \text{ cm}$	$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 120 \text{ cm}$	$z_1 = 72 \text{ cm}$
<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 347.33 \text{ ton}$	$P_{adm} = 32.00 \text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 0.92 \text{ ton} - \text{m}$	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 1.55 \text{ ton} - \text{m}$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 31.42 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 40.9 \text{ ton} - \text{m/m} \quad A_{s \text{ min}} = 18.18 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s \text{ nes}} = 16.13 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s \text{ nes}} < A_{s \text{ min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #6@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 66.45 \text{ ton} \quad V_u = 66.13 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 0.85 \text{ m} \quad c_2 = 0.85 \text{ m} \quad \alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 0.77 \quad c_{CD} = 0.77$$

$$\text{máx} \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 81.88 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{RIGE} \\ v_{uCD} = 81.56 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right.$$

$$v_{CR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{RIGE} \end{array} \right.$$

Como  $v_u < v_{CR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

➤ **Revisión de Trabes de Liga**

a) Datos

Trabe

$$b = 25\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 40\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3\text{max}}=$	0.00	1.40	0.00	ton-m
$V_{2\text{max}}=$	-1.32	0.00	1.68	ton
$M_{3\text{min}}=$	-2.80	0.00	-2.80	ton-m
$V_{2\text{min}}=$	--1.68	0.00	1.32	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 36\text{cm}$$

$$A_{s\text{min}} = 4.43\text{cm}^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3\text{max}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=-2.80\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 2.12\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3\text{max}}=1.40 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 1.05\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.0\text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3\text{max}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=-2.80\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 2.12\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 1.68\text{ton} \quad V_{CR} = 2.61\text{ton} \quad s = 18.0\text{cm}$$

Para L=2.50m

$$V_u = 0.00\text{ton} \quad V_{CR} = 2.61\text{ton} \quad s = 18.0\text{cm}$$

Para L=5.00m

$$V_u = 1.68\text{ton} \quad V_{CR} = 2.61\text{ton} \quad s = 18.0\text{cm}$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 15cm.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.40)=0.80\text{m}$  del paño de las columnas la separación s de los estribos será:  $s = 10\text{cm}$

---

**ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO**  
DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 10m  
ZONA SISMICA II

---

- **Distancia de entre ejes de 10m**  
♣ **Zona Sísmica II**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	83.44	97.20	97.20	83.44	2.18	0.60	0.60	2.18
1	50.24	42.56	42.56	50.24	-1.30	-0.39	-0.39	-1.30

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.21	0.04	0.04	0.21	89.08	90.50	90.50	89.08
1	-0.11	-0.02	-0.02	-0.11	51.22	50.58	50.58	51.22

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	1.03	2.06	1.17	0.0029	0.71	1.42	0.74	0.0019
ENTREPISO	400	0.44	0.89	0.89	0.0022	0.34	0.68	0.68	0.0017

**DESPLAZAMIENTO TOTAL**    **2.06 cm En X-X**    **1.42 cm En Y-Y**

DISTORSION LAT. MÁX PERM:    **0.0120 En X-X**    **0.0120 En Y-Y**  
DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    **0.0029 En X-X**    **0.0019 En Y-Y**

**SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas para la estructura son las siguientes

	Marca	Medidas
Columna	C1	85cm x 85cm
Trabe Principal en X	T1	40cm x 80cm
Trabe Principal en Y	T2	60cm x 100cm
Trabe Secundaria	T3	30cm x 60cm
Losa		t=15cm

➤ **Revisión de Traveses Principales.**

**En Dirección X.**

a) Datos

Trabe

$$b = 40\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 80\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
M <sub>3max</sub> =	4.86	27.16	0.84	ton-m
V <sub>2max</sub> =	-11.82	6.44	26.92	ton
M <sub>3min</sub> =	-56.63	0.00	-59.94	ton-m
V <sub>2min</sub> =	--26.41	-4.97	11.00	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 76\text{cm}$$

$$A_{smin} = 8.01\text{cm}^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3max}=4.86\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 1.70\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-56.63\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 21.61\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max}=27.16\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 9.85\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.0\text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max}=0.84\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.29\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-59.94\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 23.02\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 26.41\text{ton} \quad V_{CR} = 9.45\text{ton} \quad s = 21.0\text{cm}$$

Para L=2.50m

$$V_u = 6.44\text{ton} \quad V_{CR} = 7.30\text{ton} \quad s = 38.0\text{cm}$$

Para L=5.00m

$$V_u = 26.92\text{ton} \quad V_{CR} = 7.30\text{ton} \quad s = 38.0\text{cm}$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 20cm.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.80)=1.60\text{m}$  del paño de las columnas la separación de los estribos será:

$$s = 10.0\text{cm}$$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1000}{240} + 0.5 = 4.67\text{cm}$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 19.043\text{m} \quad I = 643,009\text{cm}^4$$

Sección en el Centro

$$x = 18.037\text{cm} \quad I = 583,037\text{cm}^4$$

$$I_{prom} = 613.497\text{cm}^4$$

$$\delta_{inmediata} = 0.73\text{cm}$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.60$$

$$\delta_{dif} = 1.17\text{cm}$$

$$\delta_{max} = 1.90\text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

**En Dirección Y.**

a) Datos

Trabe

$$b = 60\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 100\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3max}$	0.00	79.59	0.00	ton-m
$V_{2max}$	59.62	20.90	-36.72	ton
$M_{3min}$	-116.81	0.00	-129.54	ton-m
$V_{2min}$	33.83	-24.98	-63.64	ton



c) Flexión.

$$d = h - r = 96\text{cm}$$

$$A_{smin} = 15.18\text{cm}^2$$

Para  $L=0.00\text{m}$

$$M_{3max}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-116.81\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 34.78\text{cm}^2$$

Para  $L=2.50\text{m}$

$$M_{3max}=79.59\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 23.07\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.0\text{cm}^2$$

Para  $L=5.00\text{m}$

$$M_{3max}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-129.54\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 38.95\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para  $L=0.00\text{m}$

$$V_u = 59.62\text{ton} \quad V_{CR} = 13.29\text{ton} \quad s = 9\text{cm}$$

Para  $L=2.50$

$$V_u = 24.98\text{ton} \quad V_{CR} = 13.65\text{ton} \quad s = 40.0\text{cm}$$

Para  $L=5.00\text{m}$

$$V_u = 63.64\text{ton} \quad V_{CR} = 17.60\text{ton} \quad s = 9\text{cm}$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 10cm

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(1.00)=2.00\text{m}$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:

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

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1000}{240} + 0.5 = 4.67\text{cm}$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 24.91\text{m} \quad I = 1,940,844\text{cm}^4$$

Sección en el Centro

$$x = 20.00\text{cm} \quad I = 1,408,479\text{cm}^4$$

$$I_{prom} = 1,674,661\text{cm}^4$$

$$\delta_{inmediata} = 0.20\text{cm}$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.66$$

$$\delta_{dif} = 0.33\text{cm}$$

$$\delta_{max} = 0.53cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

➤ **Revisión de Trabe Secundaria.**

Debido a que la sección utilizada como trabe secundaria es el mismo así como también las acciones sobre esta no cambian en las diferentes Zonas Sísmicas solo se muestra la revisión de la Zona Sísmica I

➤ **Revisión de la Columna de Concreto.**

a) Datos de la Columna.

$$b = 85cm \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 85cm \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4cm \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$A_s = 74.1cm^2$$

b) Acciones en la Columna.

$$Pu = 229.238ton \quad M_2 = 18.820ton - m \quad M_3 = 9.832ton - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 8.21cm \quad e_x = 4.29cm$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 1221.5ton$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.952 \quad \frac{e_x}{h} = 0.05 \quad q = 0.253 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.65$$

$$P_{RX} = 939.3ton$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.952 \quad \frac{e_y}{h} = 0.1 \quad q = 0.253 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.63$$

$$P_{RY} = 910.4ton$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 743.8ton$$

Ya que  $P_R > Pu$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 21.93ton$$

$$P_u < F_R(0.7f'_c A_g + 2000A_s) \Rightarrow 229.24ton < 927.76ton$$

$$V_{cR} = Fact(RV) \Rightarrow RV = 17.97ton \quad Fact = 1.22$$

$$V_{cR} = 21.96ton > V_u \quad O.K.$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_R b d \sqrt{f_c^*} \quad \Rightarrow \quad V_u < 155.79 \text{ ton } O.K.$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 25.0 \text{ cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 10.0 \text{ cm}$  en una longitud  $L = 85 \text{ cm}$ .

➤ **Diseño de las Losas de Concreto.**

Como las losas de concreto están diseñadas con las cargas estáticas y debido a que las medidas de los tableros no cambian entonces el diseño de la losa de concreto es el mismo para cada caso en donde la distancia de entre ejes sea la misma, no importando la Zona Sísmica que se trate, por lo cual solo se mostrara el diseño en la Zona Sísmica I.

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>	
$B = 435 \text{ cm}$	$b = 85 \text{ cm}$	
$H = 435 \text{ cm}$	$h = 85 \text{ cm}$	$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 120 \text{ cm}$	$z_1 = 81 \text{ cm}$
<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 353.64 \text{ ton}$	$P_{adm} = 21.3 \text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 1.04 \text{ ton} - m$	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 1.38 \text{ ton} - m$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 20.98 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 36.7 \text{ ton} - m/m \quad A_{s \text{ min}} = 20.55 \text{ cm}^2/m \quad A_{s \text{ nes}} = 12.71 \text{ cm}^2/m$$

Como  $A_{s \text{ nes}} < A_{s \text{ min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #6@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 89.28 \text{ ton}$$

$$V_u = 88.52 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 0.85 \text{ m}$$

$$c_2 = 0.85 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 0.82$$

$$c_{CD} = 0.82$$

$$\text{máx} \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 69.68 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{RIGE} \\ v_{uCD} = 69.40 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right.$$

$$v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{RIGE} \end{array} \right.$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

➤ **Revisión de Trabes de Liga**

Debido a que los elementos mecánicos en la trabe de liga no cambian significativamente en los casos donde la distancia de entre ejes sea la misma, independientemente de la Zona Sísmica en que se encuentre, por lo tanto el diseño de la trabe de liga se mostrará solo en la Zona Sísmica I.

---

**ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO**  
DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 10m  
ZONA SISMICA III<sub>a</sub>

---

- **Distancia de entre ejes de 10m**  
♣ **Zona Sísmica III<sub>a</sub>**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	90.24	105.36	105.36	90.24	2.34	0.60	0.60	2.34
1	53.84	44.90	44.90	53.84	-1.46	-0.41	-0.41	-1.46

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.21	0.04	0.04	0.21	85.32	86.72	86.72	85.32
1	-0.11	-0.02	-0.02	-0.11	48.40	51.76	51.76	48.40

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	1.01	2.02	1.17	0.0029	0.62	1.23	0.66	0.0016
ENTREPISO	400	0.42	0.85	0.85	0.0021	0.29	0.68	0.58	0.0014

**DESPLAZAMIENTO TOTAL 2.02 cm En X-X 1.23 cm En Y-Y**

DISTORSION LAT. MÁX PERM: 0.0120 En X-X 0.0120 En Y-Y  
DISTORSION LAT. MÁX. CALC: 0.0029 En X-X 0.0016 En Y-Y

**SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas para la estructura son las siguientes

	Marca	Medidas
Columna	C1	90cm x 90cm
Trabe Principal en X	T1	40cm x 80cm
Trabe Principal en Y	T2	60cm x 100cm
Trabe Secundaria	T3	30cm x 60cm
Losa		t=15cm

➤ **Revisión de Trabes Principales.**

**En Dirección X.**

a) Datos

Trabe

$$b = 40\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 80\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
M <sub>3max</sub> =	4.59	26.87	1.70	ton-m
V <sub>2max</sub> =	-11.82	6.44	26.92	ton
M <sub>3min</sub> =	-56.75	0.00	-58.48	ton-m
V <sub>2min</sub> =	--26.56	-5.11	10.81	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 76\text{cm}$$

$$A_{smin} = 8.01\text{cm}^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3max}=4.59\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 1.61\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-56.75\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 21.66\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max}=26.87\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 9.74\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.0\text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max}=1.70\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.59\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-58.48\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 22.40\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 26.56\text{ton} \quad V_{CR} = 9.45\text{ton} \quad s = 21.0\text{cm}$$

Para L=2.50m

$$V_u = 6.41\text{ton} \quad V_{CR} = 7.30\text{ton} \quad s = 38.0\text{cm}$$

Para L=5.00m

$$V_u = 26.89\text{ton} \quad V_{CR} = 7.30\text{ton} \quad s = 38.0\text{cm}$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 20 cm.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección

de la trabe de longitud  $2h=2(0.80)=1.60\text{m}$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:  $s = 10.0\text{cm}$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1000}{240} + 0.5 = 4.67\text{cm}$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 19.043\text{m} \quad I = 643,009\text{cm}^4$$

Sección en el Centro

$$x = 18.037\text{cm} \quad I = 583,037\text{cm}^4$$

$$I_{prom} = 613.497\text{cm}^4$$

$$\delta_{inmediata} = 0.73\text{cm}$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.60$$

$$\delta_{dif} = 1.17\text{cm}$$

$$\delta_{max} = 1.90\text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

**En Dirección Y.**

a) Datos

Trabe

$$b = 60\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 100\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3max} =$	0.00	78.65	0.00	ton-m
$V_{2max} =$	59.97	20.19	-37.42	ton
$M_{3min} =$	-116.81	0.00	-129.54	ton-m
$V_{2min} =$	33.83	-24.98	-63.64	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 96\text{cm}$$

$$A_{smin} = 15.18\text{cm}^2$$



Para  $L=0.00m$

$$M_{3max}=0.00ton\cdot m \Rightarrow A_{s\ nes} = 0.00cm^2$$

$$M_{3min}=-116.81ton\cdot m \Rightarrow A_{s\ nes} = 34.78cm^2$$

Para  $L=2.50m$

$$M_{3max}=79.59ton\cdot m \Rightarrow A_{s\ nes} = 23.07cm^2$$

$$M_{3min}=0.00ton\cdot m \Rightarrow A_{s\ nes} = 0.0cm^2$$

Para  $L=5.00m$

$$M_{3max}=0.00ton\cdot m \Rightarrow A_{s\ nes} = 0.00cm^2$$

$$M_{3min}=-129.54ton\cdot m \Rightarrow A_{s\ nes} = 38.95cm^2$$

d) Cortante

Para  $L=0.00m$

$$V_u = 59.97ton \quad V_{CR} = 13.29ton \quad s = 9cm$$

Para  $L=2.50m$

$$V_u = 24.98ton \quad V_{CR} = 13.65ton \quad s = 40.0cm$$

Para  $L=5.00m$

$$V_u = 63.64ton \quad V_{CR} = 17.60ton \quad s = 9cm$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 10cm.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(1.00)=2.00m$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:

$$s = 10.0cm$$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1000}{240} + 0.5 = 4.67cm$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 24.91m \quad I = 1,940,844cm^4$$

Sección en el Centro

$$x = 20.00cm \quad I = 1,408,479cm^4$$

$$I_{prom} = 1,674,661cm^4$$

$$\delta_{inmediata} = 0.20cm$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.66$$

$$\delta_{dif} = 0.33cm$$

$$\delta_{max} = 0.53cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

➤ **Revisión de Trabe Secundaria.**

Debido a que la sección utilizada como trabe secundaria es el mismo así como también las acciones sobre esta no cambian en las diferentes Zonas Sísmicas solo se muestra la revisión de la Zona Sísmica I

➤ **Revisión de la Columna de Concreto.**

a) Datos de la Columna.

$$b = 90m \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 90cm \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4cm \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$
$$A_s = 85.5cm^2$$

b) Acciones en la Columna.

$$P_u = 229.946ton \quad M_2 = 14.516ton - m \quad M_3 = 10.429ton - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 6.31cm \quad e_x = 4.54cm$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 883.9ton$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.955 \quad \frac{e_x}{h} = 0.05 \quad q = 0.261 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.68$$
$$P_{RX} = 1001.60ton$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.955 \quad \frac{e_y}{h} = 0.07 \quad q = 0.261 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.65$$
$$P_{RY} = 1053.00ton$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 883.9ton$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 25.80ton$$

$$P_u < F_R(0.7f'_c A_g + 2000A_s) \Rightarrow 229.95ton < 1,044.00ton$$

$$V_{CR} = Fact(RV) \quad \Rightarrow \quad RV = 23.49ton \quad Fact = 1.20$$

$$V_{CR} = 28.15ton > V_u \quad O.K.$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow V_u < 175.14\text{ton O.K.}$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 25.0\text{cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 10.0\text{cm}$  en una longitud  $L = 90\text{cm}$ .

➤ **Diseño de las Losas de Concreto.**

Como las losas de concreto están diseñadas con las cargas estáticas y debido a que las medidas de los tableros no cambian entonces el diseño de la losa de concreto es el mismo para cada caso en donde la distancia de entre ejes sea la misma, no importando la Zona Sísmica que se trate, por lo cual solo se mostrara el diseño en la Zona Sísmica I.

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>	
$B = 600\text{cm}$	$b = 90\text{cm}$	
$H = 600\text{cm}$	$h = 90\text{cm}$	$f_c' = 250\text{kg/cm}^2$

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de lazapata</i>
$h_{desp} = 120\text{cm}$	$z_1 = 87\text{cm}$
<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 354.52\text{ton}$	$P_{adm} = 12.50\text{ton/m}^2$
$M_{ux} = 0.88\text{ton} - m$	$\gamma_{suelo} = 1.80\text{ton/m}^3$
$M_{uy} = 1.32\text{ton} - m$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 12.35\text{ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 31.5\text{ton} - m/m \quad A_{s\ min} = 222.14\text{cm}^2/m \quad A_{s\ nes} = 10.07\text{cm}^2/m$$

Como  $A_{s\ nes} < A_{s\ min}$  entonces se utilizaremos varillas del #6@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 127.71 \text{ ton} \quad V_u = 126.74 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 0.90 \text{ m} \quad c_2 = 0.90 \text{ m} \quad \alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 0.87 \quad c_{CD} = 0.87$$

$$\text{máx} \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 60.74 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \\ v_{uCD} = 60.54 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right.$$

$$v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \end{array} \right.$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

➤ **Revisión de Trabes de Liga**

Debido a que los elementos mecánicos en la trabe de liga no cambian significativamente en los casos donde la distancia de entre ejes sea la misma, independientemente de la Zona Sísmica en que se encuentre, por lo tanto el diseño de la trabe de liga se mostrará solo en la Zona Sísmica I.

---

**ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO**  
DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m  
ZONA SISMICA I

---

- Distancia de entre ejes de 15m  
♣ Zona Sísmica I

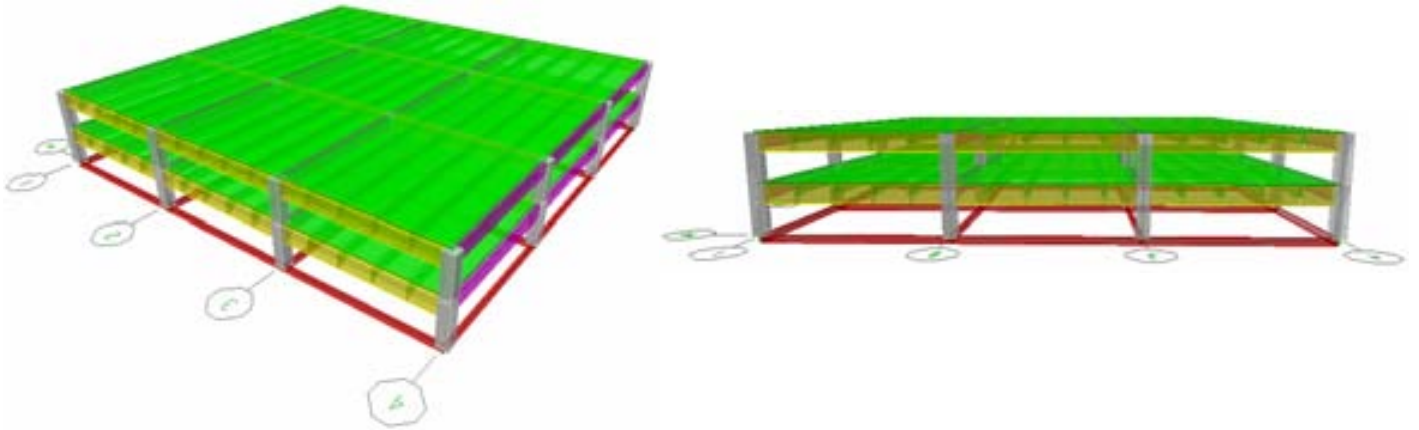


Figura 4.18 "Estructuración"

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	50.12	57.08	57.08	50.12	1.02	0.36	0.36	1.02
1	26.62	23.04	23.03	26.62	-0.56	-0.21	-0.21	-0.56

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.16	0.04	0.04	0.16	52.88	54.32	54.32	52.88
1	-0.09	-0.02	-0.02	-0.09	26.76	25.94	25.94	26.76

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	0.28	0.57	0.31	0.0008	0.22	0.45	0.23	0.0006
ENTREPISO	400	0.13	0.26	0.26	0.0006	0.11	0.22	0.22	0.0005

**DESPLAZAMIENTO TOTAL 0.57 cm En X-X 0.45 cm En Y-Y**

DISTORSION LAT. MÁX. PERM: 0.0120 En X-X 0.0120 En Y-Y  
 DISTORSION LAT. MÁX. CALC: 0.0008 En X-X 0.0006 En Y-Y

## SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas para la estructura son las siguientes

	Marca	Medidas
Columna	C1	100cm x 100cm
Trabe Principal en X	T1	50cm x 120cm
Trabe Principal en Y	T2	70cm x 140cm
Trabe Secundaria	T3	40cm x 80cm
Losa		t=22cm

### ➤ Revisión de Trabes Principales.

#### En Dirección X.

a) Datos

Trabe

$$b = 50\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 120\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3\text{max}}=$	0.00	123.54	0.00	ton-m
$V_{2\text{max}}=$	-56.12	11.64	73.01	ton
$M_{3\text{min}}=$	-152.73	0.00	-179.71	ton-m
$V_{2\text{min}}=$	--76.19	-6.51	53.32	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 116\text{cm}$$

$$A_{s\text{min}} = 15.28\text{cm}^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3\text{max}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=-152.73\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 37.89\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3\text{max}}=123.54\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 30.10\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.0\text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3\text{max}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=-179.71\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 45.37\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para  $L=0.00m$

$$V_u = 76.19ton \quad V_{CR} = 17.72ton \quad s = 9.0cm$$

Para  $L=2.50m$

$$V_u = 11.64ton \quad V_{CR} = 16.17ton \quad s = 58.0cm$$

Para  $L=5.00m$

$$V_u = 73.01ton \quad V_{CR} = 16.17ton \quad s = 9.0cm$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 10cm.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(1.20)=2.40m$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:  $s = 15.00cm$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75cm$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 33.064m \quad I = 3,548,762cm^4$$

Sección en el Centro

$$x = 27.342cm \quad I = 2,654,315cm^4$$

$$I_{prom} = 3,101,538cm^4$$

$$\delta_{inmediata} = 1.16m$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.59$$

$$\delta_{dif} = 1.83cm$$

$$\delta_{max} = 2.99cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

**En Dirección Y.**

a) Datos

Trabe

$$b = 70cm \quad f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$$

$$h = 140cm \quad f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$r = 4cm$$



b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3max} =$	0.00	296.22	0.00	ton-m
$V_{2max} =$	166.65	1.15	-134.29	ton
$M_{3min} =$	-343.84	0.00	-456.06	ton-m
$V_{2min} =$	126.09	-15.62	-177.23	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 136\text{cm}$$

$$A_{smin} = 25.09\text{cm}^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3max} = 0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3min} = -343.84\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 73.99\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max} = 296.22\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 62.73\text{cm}^2$$

$$M_{3min} = 0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.0\text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max} = 0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3min} = -456.06\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 102.29\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 166.65\text{ton} \quad V_{CR} = 23.77\text{ton} \quad s = 6\text{cm}$$

Para L=2.50m

$$V_u = 15.62\text{ton} \quad V_{CR} = 23.77\text{ton} \quad s = 68.0\text{cm}$$

Para L=5.00m

$$V_u = 177.23\text{ton} \quad V_{CR} = 32.86\text{ton} \quad s = 6\text{cm}$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 5cm.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(1.40)=2.80\text{m}$  del paño de las columnas la separación s de los estribos será:  $s = 5.0\text{cm}$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75\text{cm}$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 44.15\text{m} \quad I = 10,906,342\text{cm}^4$$

Sección en el Centro

$$x = 33.57cm \quad I = 7,145,055cm^4$$

$$I_{prom} = 9,025,699cm^4$$

$$\delta_{inmediata} = 0.28m$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.50$$

$$\delta_{dif} = 0.41cm$$

$$\delta_{max} = 0.69cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

➤ **Revisión de Trabe Secundaria.**

a) Datos

Trabe

$$b = 40cm \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 80cm \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4cm$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
M <sub>3max</sub> =	0.00	49.68	0.00	ton-m
V <sub>2max</sub> =	-18.00	4.74	29.79	ton
M <sub>3min</sub> =	-37.77	0.00	-84.55	ton-m
V <sub>2min</sub> =	--23.04	3.56	23.32	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 76cm$$

$$A_{smin} = 8.01cm^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3max}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

$$M_{3min}=-37.77\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 13.94cm^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max}=49.68\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 18.72cm^2$$

$$M_{3min}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

$$M_{3min}=-84.55\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 34.18cm^2$$

d) Cortante

Para  $L=0.00m$

$$V_u = 23.04ton \quad V_{CR} = 8.80ton \quad s = 24cm$$

Para  $L=2.50m$

$$V_u = 4.74ton \quad V_{CR} = 9.11ton \quad s = 38.0cm$$

Para  $L=5.00m$

$$V_u = 29.79ton \quad V_{CR} = 7.05ton \quad s = 15.0cm$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 15cm.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.80)=1.60m$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:  $s = 15.0cm$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75cm$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 31.37m \quad I = 1,627,857cm^4$$

Sección en el Centro

$$x = 23.14cm \quad I = 1,179,965cm^4$$

$$I_{prom} = 1,403,911cm^4$$

$$\delta_{inmediata} = 2.15m$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.36$$

$$\delta_{dif} = 2.92cm$$

$$\delta_{max} = 5.07cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

➤ **Revisión de la Columna de Concreto.**

a) Datos de la Columna.

$$b = 100cm \quad f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$$

$$h = 100cm \quad f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$r = 5cm \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$As = 101.34cm^2$$

b) Acciones en la Columna.

$$P_u = 747.296 \text{ ton} \quad M_2 = 34.318 \text{ ton} - m \quad M_3 = 5.636 \text{ ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 4.59 \text{ cm} \quad e_x = 0.75 \text{ cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 1686.70 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.95 \quad \frac{e_x}{h} = 0.01 \quad q = 0.250 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.80$$
$$P_{RX} = 1600 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.95 \quad \frac{e_y}{h} = 0.05 \quad q = 0.250 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.72$$
$$P_{RY} = 1440 \text{ ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 1686.7 \text{ ton}$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 25.64 \text{ ton}$$

$$P_u < F_R (0.7f_c^* A_g + 2000 A_s) \Rightarrow 747.30 \text{ ton} < 1,282.14 \text{ ton}$$

$$V_{CR} = \text{Fact}(RV) \Rightarrow RV = 28.03 \text{ ton} \quad \text{Fact} = 1.46$$

$$V_{CR} = 42.69 \text{ ton} > V_u \quad O.K.$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6 F_R b d \sqrt{f_c^*} \Rightarrow V_u < 214.96 \text{ ton} \quad O.K.$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 30 \text{ cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 15.0 \text{ cm}$  en una longitud  $L = 100 \text{ cm}$ .

➤ **Diseño de las Losas de Concreto.**

a) Datos.

Concreto $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$  $f'_c = 170 \text{ kg/cm}^2$	Cargas $C.M. = 180 \text{ kg/m}^2$  $C.V. = 350 \text{ kg/m}^2$	Acero $f_y = 4200 \text{ kg/m}^2$
--	--	--------------------------------------

Dimensiones de las trabes.

	b(cm)	h(cm)
Trabe Principal en X	50	120
Trabe Principal en Y	70	140
Trabe Secundaria	40	80

Dimensiones de los tableros.

$Lado\ Largo = 15.0m$	$Lado\ corto = 3.00m$
$h_{prop} = 22cm$	$d_{prop} = 20cm$

b) Calculo del Peralte Mínimo de la Losa.

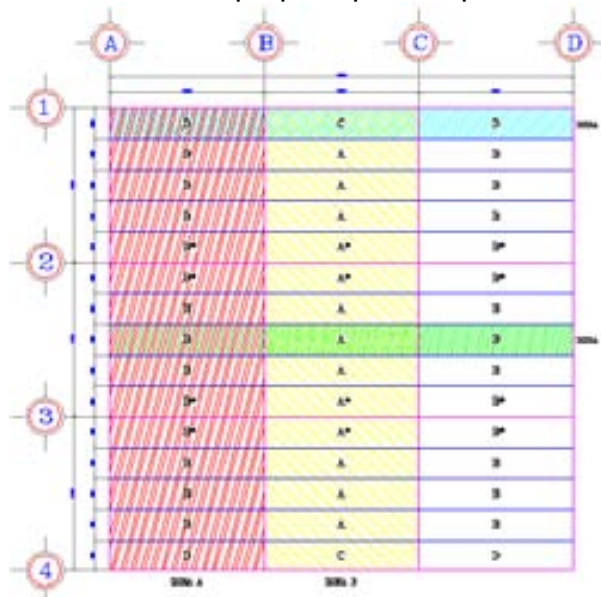
Como el peralte de la losa estará regido por el tablero que tenga el perímetro máximo para este caso este tablero es el Tablero de Esquina.

$$P = 37.91m \quad f_s = 2520 \text{ kg/cm}^2 \quad w = 1058 \text{ kg/m}^2$$

$$d_1 = 15.2cm \quad Fact = 1.29$$

$$d_{calc} = 19.61cm \quad h_{calc} = 21.61cm$$

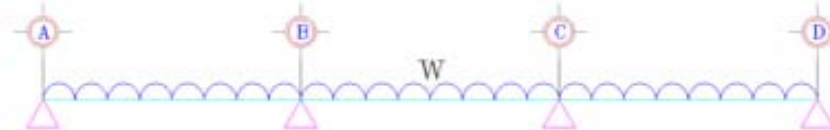
A continuación de mostrara la losa tipo para poder apreciar los tableros.



**Figura 4.19 "Tableros"**

A	Tablero Interior
A*	Tablero Interior
B	Tablero de Borde Lado Corto Discontinuo
B*	Tablero de Borde Lado Corto Discontinuo
C	Tablero de Borde Lado Largo Discontinuo
D	Tablero de Esquina

A continuación se mostrara el diseño de la losa de concreto en la Zona 1.



$$10^{-4}wa_1^2 = 0.715kg - m/m$$

$$A_{s\ min} = 5.27cm^2$$

Los resultados se presentan por facilidad en forma de tabla.

**Zona 1 Franja Central Dirección Lado Largo**

	A		B B		C C		D		
m=0.182	301.27	176.82	546.61	550.58	171.18	550.58	546.61	176.82	301.27
M (kg-m)	215.47	126.46	390.94	393.78	122.43	393.78	390.94	126.46	215.47
As(cm <sup>2</sup> )	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27
S (cm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0

**Zona 2 Franja Lateral Dirección Lado Largo**

	A		B B		C C		D		
m=0.182	301.27	165.55	477.09	477.09	161.91	477.09	477.09	165.55	301.27
M (kg-m)	215.47	118.40	341.22	341.22	115.80	341.22	341.22	118.40	215.47
As(cm <sup>2</sup> )	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27
S (cm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0

**Zona 1 Franja Central Dirección Lado Corto**

	A		B B		C C		D		
m=0.182	180.76	106.09	327.96	330.35	102.71	330.35	327.96	106.09	180.76
M (kg-m)	129.28	75.88	234.56	236.27	73.46	236.27	234.56	75.88	129.28
As(cm <sup>2</sup> )	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27
S (cm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0

**Zona 2 Franja Lateral Dirección Lado Corto**

	A		B B		C C		D		
m=0.182	180.76	99.33	286.25	286.25	97.15	286.25	286.25	99.33	180.76
M (kg-m)	129.28	71.04	204.73	204.73	69.48	204.73	204.73	71.04	129.28
As(cm <sup>2</sup> )	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27	5.27
S (cm)	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0	20.0

Como podemos ver en los resultados antes obtenidos el área de acero a utilizar es el correspondiente al acero mínimo ( $5.27\text{cm}^2$ ), lo cual es casi el correspondiente a 5 varillas #4 ( $6.33\text{cm}^2$ ), por lo que la separación de las varillas según el cálculo es a cada 20cm.

c) Cortante

$$V_u = 1.15 \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) w = 1,125.94\text{kg}$$

$$V_{CR} = 0.5F_R b d \sqrt{f_c^*} = 11,313.71\text{kg} \Rightarrow V_u < V_{CR} \text{ O.K.}$$

Por lo tanto en base a los resultados anteriores se usara como acero de refuerzo para la losa de concreto varillas #4 con una separación de 20cm en ambas direcciones.

### ➤ Diseño de la Zapata de Cimentación

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>	
$B = 590\text{cm}$	$b = 100\text{cm}$	
$H = 590\text{cm}$	$h = 100\text{cm}$	$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de lazapata</i>
$h_{desp} = 160\text{cm}$	$z_1 = 140\text{cm}$
<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 975.91\text{ton}$	$P_{adm} = 32.00 \text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 5.45\text{ton} - \text{m}$	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 6.92\text{ton} - \text{m}$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 31.76 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 77.8 \text{ ton} - \text{m/m} \quad A_{s\ min} = 36.10 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s\ nes} = 15.23 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s\ nes} < A_{s\ min}$  entonces se utilizaremos varillas del #8@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 203.24\text{ton} \quad V_u = 202.37\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 1.00\text{m} \quad c_2 = 1.00\text{m} \quad \alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 1.19 \quad c_{CD} = 1.19$$

$$\text{máx} \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 75.34 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \\ v_{uCD} = 74.95 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right.$$

$$v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \end{array} \right.$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

➤ **Revisión de Trabes de Liga**

a) Datos

Trabe

$$b = 30\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 60\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3\text{max}}=$	0.00	5.68	0.00	ton-m
$V_{2\text{max}}=$	-3.57	0.00	4.54	ton
$M_{3\text{min}}=$	-11.35	0.00	-11.35	ton-m
$V_{2\text{min}}=$	--4.54	0.00	3.57	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 56\text{cm}$$

$$A_{s\text{min}} = 4.43\text{cm}^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3\text{max}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=-11.35\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 5.59\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3\text{max}}=5.68\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 2.74\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.0\text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3\text{max}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=-11.35\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 5.59\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 4.54\text{ton} \quad V_{cR} = 5.24\text{ton} \quad s = 28.0\text{cm}$$

Para L=2.50m

$$V_u = 0.00\text{ton} \quad V_{cR} = 4.95\text{ton} \quad s = 28.0\text{cm}$$



Para  $L=5.00\text{m}$

$$V_u = 4.54\text{ton} \quad V_{CR} = 5.24\text{ton} \quad s = 28.0\text{cm}$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 25cm.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.60)=1.20\text{m}$  del paño de las columnas la separación de los estribos será:

$$s = 28.0\text{cm}$$

---

**ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO**  
DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m  
ZONA SISMICA II

---

- **Distancia de entre ejes de 15m**  
♣ **Zona Sísmica II**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		100.26	114.18	114.18	100.26	2.06	0.74	0.74	2.06
1		53.20	46.08	46.08	53.20	-1.14	-0.44	-0.44	-1.14

Dirección Y

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.32	0.08	0.08	0.32	105.74	107.94	54.32	105.74
1		-0.16	-0.04	-0.04	-0.16	53.54	52.56	25.94	53.54

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	0.54	1.08	0.59	0.00015	0.42	0.85	0.44	0.0011
ENTREPISO	400	0.24	0.49	0.49	0.00012	0.21	0.41	0.41	0.0010

**DESPLAZAMIENTO TOTAL**    **1.08 cm En X-X**    **0.85 cm En Y-Y**

DISTORSION LAT. MÁX PERM:            **0.0120 En X-X**            **0.0120 En Y-Y**  
DISTORSION LAT. MÁX. CALC:            **0.0015 En X-X**            **0.0011 En Y-Y**

**SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas para la estructura son las siguientes

	Marca	Medidas
Columna	C1	100cm x 100cm
Trabe Principal en X	T1	50cm x 120cm
Trabe Principal en Y	T2	70cm x 140cm
Trabe Secundaria	T3	40cm x 80cm
Losa		t=22cm

➤ **Revisión de Traveses Principales.**

**En Dirección X.**

a) Datos

Trabe

$$b = 50\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 120\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
M <sub>3max</sub> =	0.00	123.54	0.00	ton-m
V <sub>2max</sub> =	-52.39	14.20	73.01	ton
M <sub>3min</sub> =	-164.09	0.00	-183.99	ton-m
V <sub>2min</sub> =	--76.19	-3.94	49.27	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 116\text{cm}$$

$$A_{smin} = 15.28\text{cm}^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3max}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-164.09\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 41.00\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max}=123.54\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 30.10\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00\text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-183.99\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 46.58\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 76.19\text{ton} \quad V_{CR} = 18.24\text{ton} \quad s = 9.0\text{cm}$$

Para L=2.50m

$$V_u = 14.20\text{ton} \quad V_{CR} = 16.17\text{ton} \quad s = 58.0\text{cm}$$

Para L=5.00m

$$V_u = 73.01\text{ton} \quad V_{CR} = 13.59\text{ton} \quad s = 9.0\text{cm}$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 10cm.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(1.20)=2.40m$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:  $s = 10.0cm$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75cm$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 33.064m \quad I = 3,548,762cm^4$$

Sección en el Centro

$$x = 27.342cm \quad I = 2,654,315cm^4$$

$$I_{prom} = 3,101,538cm^4$$

$$\delta_{inmediata} = 1.16m$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.59$$

$$\delta_{dif} = 1.83cm$$

$$\delta_{max} = 2.99cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

**En Dirección Y.**

a) Datos

Trabe

$$b = 70cm \quad f'_c = 250 \frac{kg}{cm^2}$$

$$h = 140cm \quad f_y = 4200 \frac{kg}{cm^2}$$

$$r = 4cm$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3max} =$	0.00	296.22	0.00	ton-m
$V_{2max} =$	166.65	5.46	-129.33	ton
$M_{3min} =$	-343.84	0.00	-456.06	ton-m
$V_{2min} =$	121.24	-19.93	-177.23	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 136\text{cm}$$

$$A_{smin} = 25.09\text{cm}^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3max}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-343.84\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 73.99\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max}=296.22\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 62.73\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.0\text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3min}=-456.06\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 102.29\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 166.65\text{ton} \quad V_{CR} = 19.64\text{ton} \quad s = 6\text{cm}$$

Para L=2.50m

$$V_u = 19.93\text{ton} \quad V_{CR} = 19.64\text{ton} \quad s = 31.0\text{cm}$$

Para L=5.00m

$$V_u = 177.23\text{ton} \quad V_{CR} = 32.86\text{ton} \quad s = 6\text{cm}$$

Por lo tanto la separación de los estribos de 5cm

Atendiendo a la sección 7.24 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(1.40)=2.80\text{m}$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:  $s = 5.0\text{cm}$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75\text{cm}$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 44.15\text{m} \quad I = 10,906,342\text{cm}^4$$

Sección en el Centro

$$x = 33.57\text{cm} \quad I = 7,145,055\text{cm}^4$$

$$I_{prom} = 9,025,699\text{cm}^4$$

$$\delta_{inmediata} = 0.28\text{m}$$

Deflexión Diferida.

$$\text{factor} = 1.50$$

$$\delta_{dif} = 0.41cm$$

$$\delta_{max} = 0.69cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

➤ **Revisión de Trabe Secundaria.**

Debido a que la sección utilizada como trabe secundaria es el mismo así como también las acciones sobre esta no cambian en las diferentes Zonas Sísmicas solo se muestra la revisión de la Zona Sísmica I

➤ **Revisión de la Columna de Concreto.**

a) Datos de la Columna.

$$b = 100cm \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 100cm \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 5cm \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$
$$As = 101.34cm^2$$

b) Acciones en la Columna.

$$Pu = 748.951ton \quad M_2 = 34.395ton - m \quad M_3 = 4.952ton - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 4.59cm \quad e_x = 0.66cm$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 1686.70ton$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.95 \quad \frac{e_x}{h} = 0.01 \quad q = 0.250 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.80$$

$$P_{RX} = 1600ton$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.95 \quad \frac{e_y}{h} = 0.05 \quad q = 0.250 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.72$$

$$P_{RY} = 1440ton$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 1376.3ton$$

Ya que  $P_R > Pu$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 41.938ton$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 748.95\text{ton} < 1,282.14\text{ton}$$

$$V_{cR} = \text{Fact}(RV) \Rightarrow RV = 28.03\text{ton} \quad \text{Fact} = 1.46$$

$$V_{cR} = 42.73\text{ton} > V_u \quad \text{O.K.}$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow V_u < 214.96\text{ton} \quad \text{O.K.}$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 30\text{cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 15\text{cm}$  en una longitud  $L = 100\text{cm}$ .

➤ **Diseño de las Losas de Concreto.**

Como las losas de concreto están diseñadas con las cargas estáticas y debido a que las medidas de los tableros no cambian entonces el diseño de la losa de concreto es el mismo para cada caso en donde la distancia de entre ejes sea la misma, no importando la Zona Sísmica que se trate, por lo cual solo se mostrara el diseño en la Zona Sísmica I.

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>	
$B = 757\text{cm}$	$b = 100\text{cm}$	
$H = 755\text{cm}$	$h = 100\text{cm}$	$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de lazapata</i>
$h_{desp} = 180\text{cm}$	$z_1 = 156\text{cm}$
<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 975.91\text{ton}$	$P_{adm} = 21.3 \text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 5.45\text{ton} - m$	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 6.92\text{ton} - m$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 21.3 \text{ ton/m}^2$$



c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 69.8 \text{ ton} - m/m \quad A_{s \text{ min}} = 40.32 \text{ cm}^2/m \quad A_{s \text{ nes}} = 12.18 \text{ cm}^2/m$$

Como  $A_{s \text{ nes}} < A_{s \text{ min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #8@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 282.19 \text{ ton} \quad V_u = 280.61 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 1.00 \text{ m} \quad c_2 = 1.00 \text{ m} \quad \alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 1.27 \quad c_{CD} = 1.27$$

$$máx \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 63.18 \text{ ton}/m^2 \Rightarrow RIGE \\ v_{uCD} = 62.88 \text{ ton}/m^2 \end{array} \right.$$

$$v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton}/m^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton}/m^2 \Rightarrow RIGE \end{array} \right.$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

#### ➤ Revisión de Trabes de Liga

Debido a que los elementos mecánicos en la trabe de liga no cambian significativamente en los casos donde la distancia de entre ejes sea la misma, independientemente de la Zona Sísmica en que se encuentre, por lo tanto el diseño de la trabe de liga se mostrará solo en la Zona Sísmica I.

---

**ESTRUCTURA DE  
CONCRETO REFORZADO**  
DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m  
ZONA SISMICA III<sub>a</sub>

---

- **Distancia de entre ejes de 15m**
- ♣ **Zona Sísmica III**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

		<b>Marcos</b>							
<b>Entrepiso</b>		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
2		<b>90.56</b>	<b>103.16</b>	<b>103.16</b>	<b>90.56</b>	<b>1.86</b>	<b>0.66</b>	<b>0.66</b>	<b>1.86</b>
1		<b>48.14</b>	<b>41.68</b>	<b>41.68</b>	<b>48.14</b>	<b>-1.02</b>	<b>-0.40</b>	<b>-0.40</b>	<b>-1.02</b>

Dirección Y

		<b>Marcos</b>							
<b>Entrepiso</b>		<b>1</b>	<b>2</b>	<b>3</b>	<b>4</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
2		<b>0.24</b>	<b>0.08</b>	<b>0.08</b>	<b>0.24</b>	<b>88.56</b>	<b>90.40</b>	<b>90.40</b>	<b>88.56</b>
1		<b>-0.11</b>	<b>-0.04</b>	<b>-0.04</b>	<b>-0.11</b>	<b>44.88</b>	<b>44.06</b>	<b>44.06</b>	<b>44.88</b>

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>
AZOTEA	<b>400</b>	<b>0.94</b>	0.98	0.54	<b>0.00013</b>	<b>0.36</b>	0.71	0.37	<b>0.0009</b>
ENTREPISO	<b>400</b>	<b>0.22</b>	0.44	0.44	<b>0.00011</b>	<b>0.17</b>	0.34	0.34	<b>0.0009</b>

**DESPLAZAMIENTO TOTAL**    **0.98 cm En X-X**    **0.71 cm En Y-Y**

DISTORSION LAT. MÁX PERM:            **0.0120 En X-X**            **0.0120 En Y-Y**  
 DISTORSION LAT. MÁX. CALC:        **0.0013 En X-X**            **0.0009 En Y-Y**

**SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas para la estructura son las siguientes

	<b>Marca</b>	<b>Medidas</b>
Columna	C1	100cm x 100cm
Trabe Principal en X	T1	50cm x 120cm
Trabe Principal en Y	T2	70cm x 140cm
Trabe Secundaria	T3	40cm x 80cm
Losa		t=22cm

➤ **Revisión de Trabes Principales.**

**En Dirección X.**

a) Datos

Trabe

$$b = 50\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 120\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3\max}$	0.00	123.54	0.00	ton-m
$V_{2\max}$	-52.10	13.71	73.01	ton
$M_{3\min}$	-159.88	0.00	-179.90	ton-m
$V_{2\min}$	--76.19	-4.43	50.04	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 116\text{cm}$$

$$A_{s\min} = 15.28\text{cm}^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3\max}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\ nes} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3\min}=-159.88\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\ nes} = 39.84\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3\max}=123.54\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\ nes} = 30.10\text{cm}^2$$

$$M_{3\min}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\ nes} = 0.0\text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3\max}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\ nes} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3\min}=-179.90\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\ nes} = 45.42\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 76.19\text{ton} \quad V_{CR} = 18.24\text{ton} \quad s = 9.0\text{cm}$$

Para L=2.50m

$$V_u = 13.71\text{ton} \quad V_{CR} = 16.01\text{ton} \quad s = 58.0\text{cm}$$

Para L=5.00m

$$V_u = 73.01\text{ton} \quad V_{CR} = 14.17\text{ton} \quad s = 9.0\text{cm}$$

Por lo tanto la separación se los estribos será de 10cm.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(1.20)=2.40\text{m}$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:  $s = 10.00\text{cm}$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75\text{cm}$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 33.064\text{m} \quad I = 3,548,762\text{cm}^4$$

Sección en el Centro

$$x = 27.342\text{cm} \quad I = 2,654,315\text{cm}^4$$

$$I_{prom} = 3,101,538\text{cm}^4$$

$$\delta_{inmediata} = 1.16\text{m}$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.59$$

$$\delta_{dif} = 1.83\text{cm}$$

$$\delta_{max} = 2.99\text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

**En Dirección Y.**

a) Datos

Trabe

$$b = 70\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 140\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3max} =$	0.00	296.22	0.00	ton-m
$V_{2max} =$	166.65	4.06	-130.93	ton
$M_{3min} =$	-343.84	0.00	-456.06	ton-m
$V_{2min} =$	122.80	-18.54	-177.23	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 136\text{cm}$$

$$A_{smin} = 25.09cm^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3max}=0.00ton-m \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

$$M_{3min}=-343.84ton-m \Rightarrow A_{snes} = 73.99cm^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max}=296.22ton-m \Rightarrow A_{snes} = 62.73cm^2$$

$$M_{3min}=0.00ton-m \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max}=0.00ton-m \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

$$M_{3min}=-456.06ton-m \Rightarrow A_{snes} = 102.29cm^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 166.65ton \quad V_{CR} = 19.64ton \quad s = 6cm$$

Para L=2.50m

$$V_u = 18.54ton \quad V_{CR} = 19.64ton \quad s = 31.0cm$$

Para L=5.00m

$$V_u = 177.23ton \quad V_{CR} = 32.86ton \quad s = 6cm$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 5cm.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(1.40)=2.80m$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:  $s = 5.0cm$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75cm$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 44.15m \quad I = 10,906,342cm^4$$

Sección en el Centro

$$x = 33.57cm \quad I = 7,145,055cm^4$$

$$I_{prom} = 9,025,699cm^4$$

$$\delta_{inmediata} = 0.28m$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.50$$

$$\delta_{dif} = 0.41cm$$

$$\delta_{max} = 0.69cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

➤ **Revisión de Trabe Secundaria.**

Debido a que la sección utilizada como trabe secundaria es el mismo así como también las acciones sobre esta no cambian en las diferentes Zonas Sísmicas solo se muestra la revisión de la Zona Sísmica I

➤ **Revisión de la Columna de Concreto.**

a) Datos de la Columna.

$$b = 100cm \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 100cm \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 5cm \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$A_s = 101.34 \text{ cm}^2$$

b) Acciones en la Columna.

$$P_u = 748.680 \text{ ton} \quad M_2 = 34.373 \text{ ton} - m \quad M_3 = 5.128 \text{ ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 4.59 \text{ cm} \quad e_x = 0.68 \text{ cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 1686.70 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.95 \quad \frac{e_x}{h} = 0.01 \quad q = 0.250 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.79$$

$$P_{RX} = 1580 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.95 \quad \frac{e_y}{h} = 0.05 \quad q = 0.250 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.75$$

$$P_{RY} = 1500 \text{ ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 1415 \text{ ton}$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 40.579 \text{ ton}$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 748.68\text{ton} < 1,282.14\text{ton}$$

$$V_{cR} = \text{Fact}(RV) \Rightarrow RV = 28.03\text{ton} \quad \text{Fact} = 1.52$$

$$V_{cR} = 42.72\text{ton} > V_u \quad \text{O.K.}$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow V_u < 214.96\text{ton} \quad \text{O.K.}$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 30\text{cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 15\text{cm}$  en una longitud  $L = 100\text{cm}$ .

#### ➤ Diseño de las Losas de Concreto.

Como las losas de concreto están diseñadas con las cargas estáticas y debido a que las medidas de los tableros no cambian entonces el diseño de la losa de concreto es el mismo para cada caso en donde la distancia de entre ejes sea la misma, no importando la Zona Sísmica que se trate, por lo cual solo se mostrara el diseño en la Zona Sísmica I.

#### ➤ Diseño de la Zapata de Cimentación

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>	
$B = 1,085\text{cm}$	$b = 100\text{cm}$	
$H = 1,085\text{cm}$	$h = 100\text{cm}$	$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de lazapata</i>
$h_{desp} = 180\text{cm}$	$z_1 = 173\text{cm}$
<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 975.91\text{ton}$	$P_{adm} = 12.5 \text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 5.45\text{ton} - m$	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 6.93\text{ton} - m$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 12.5 \text{ ton/m}^2$$



c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 61.9 \text{ ton} - m/m \quad A_{s \text{ min}} = 44.80 \text{ cm}^2/m \quad A_{s \text{ nes}} = 9.70 \text{ cm}^2/m$$

Como  $A_{s \text{ nes}} < A_{s \text{ min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #8@10cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 441.18 \text{ ton} \quad V_u = 439.78 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 1.00 \text{ m} \quad c_2 = 1.00 \text{ m} \quad \alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 1.35 \quad c_{CD} = 1.35$$

$$máx \begin{cases} v_{uAB} = 53.27 \text{ ton}/m^2 \Rightarrow RIGE \\ v_{uCD} = 53.03 \text{ ton}/m^2 \end{cases}$$

$$v_{cR} = \text{mín} \begin{cases} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton}/m^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton}/m^2 \Rightarrow RIGE \end{cases}$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

#### ➤ Revisión de Trabes de Liga

Debido a que los elementos mecánicos en la trabe de liga no cambian significativamente en los casos donde la distancia de entre ejes sea la misma, independientemente de la Zona Sísmica en que se encuentre, por lo tanto el diseño de la trabe de liga se mostrará solo en la Zona Sísmica I.

---

## 4.2 ESTRUCTURA METÁLICA

---

## 4.2. Estructura Metálica

En esta parte de la tesis se diseñara la estructura a base de elementos de acero estructural, los elementos de acero se unirán entre sí por medio de tornillos de grado estructural, esto debido a que el montaje se simplifica demasiado al usar los tornillos en lugar de la soldadura; el sistema de piso es a base de lamina losacero Deck 25 Calibre 22 la cual tiene una capa de compresión de 7cm, de esta manera se forma un diafragma rígido; dicha capa de compresión trabaja en conjunto con las traveses secundarias por medio de pernos conectores de cortarte.

Debido a que las columnas de acero dada su forma de I tienen diferente inercia por lo cual en la dirección de su lado débil se pondrán contraventeos en los marcos exteriores, esto para restringir el desplazamiento cuando la estructura sea sometida la acción del sismo.

El sistema de cimentación de la estructura será a base de zapatas aisladas unidas entre sí por medio de traveses de liga.

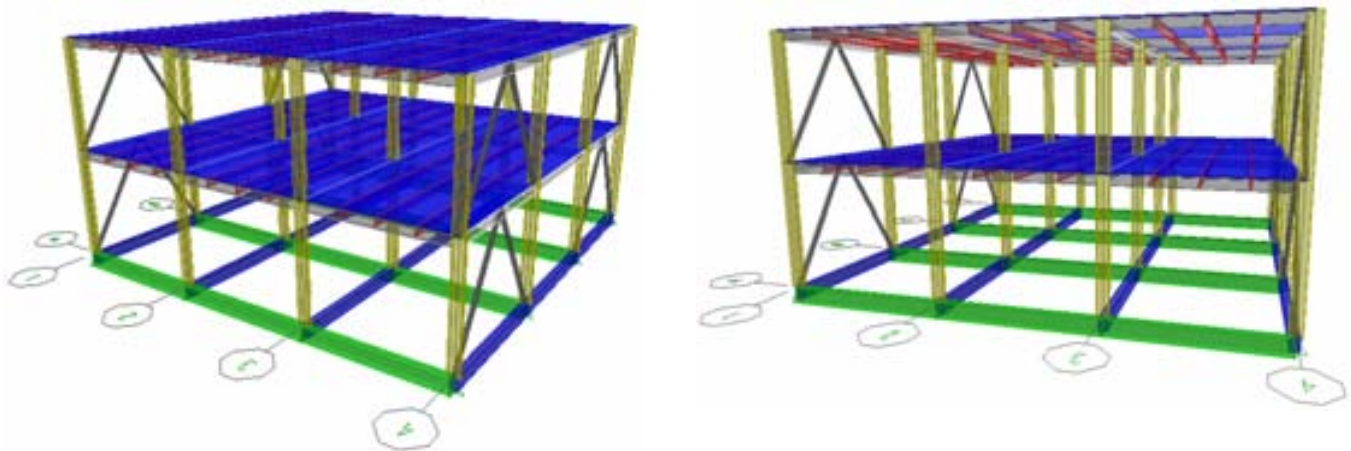


Figura 4.20 “Modelo”

---

# ESTRUCTURA METÁLICA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 5m

ZONA SISMICA I

---

➤ **Distancia de entre ejes de 5m**  
♣ **Zona Sísmica I**

**Cargas a considerar:**

Azotea

Carga Muerta

Plafón e Instalaciones	15	kg/m <sup>2</sup>
Enladrillado y entortado	120	kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizante	5	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF	40	kg/m <sup>2</sup>
$\Sigma=$	180	kg/m <sup>2</sup>

Carga Viva

Carga Viva Máxima	100	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	70	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Media	15	kg/m <sup>2</sup>

Entrepiso

Carga Muerta

Plafón e Instalaciones	15	kg/m <sup>2</sup>
Muros Divisorios	45	kg/m <sup>2</sup>
Acabados de Piso	80	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF	40	kg/m <sup>2</sup>
$\Sigma=$	180	kg/m <sup>2</sup>

Carga Viva

Carga Viva Máxima	350	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	315	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Media	280	kg/m <sup>2</sup>

Peso propio de los elementos estructurales.

Azotea

	Sección	P.P. (ton)
Columnas	IR 356mm x 50.6kg/m	1.617
Trabes Principal. X	IR 305mm x 23.9kg/m	1.379
Trabes Principal. Y	IR 305mm x 28.2kg/m	1.600
Trabes Secundarias	IR 254mm x 17.9kg/m	2.416
Contraventeo	OR 102mm x 6.3mm	0.321
Lamina Losacero	Deck 25 Cal.22	2.527
Concreto	Capa de Compresión	47.630
$\Sigma=$		57.490

RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A  
CENTROS COMERCIALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO

Entrepiso

	Sección	P.P. (ton)
Columnas	IR 356mm x 50.6kg/m	3.235
Trabes Principal. X	IR 305mm x 23.9kg/m	1.379
Trabes Principal. Y	IR 305mm x 28.2kg/m	1.600
Trabes Secundarias	IR 254mm x 17.9kg/m	2.416
Contraventeo	OR 102mm x 6.3mm	0.643
Lamina Losacero	Deck 25 Cal.22	2.527
Concreto	Capa de Compresión	47.630
$\Sigma=$		59.49

$Area\ de\ la\ Azotea = 15m \times 15m = 225m^2$

$Area\ del\ Entrepiso = 15m \times 15m = 225m^2$

**Masas.**

**AZOTEA**

Carga Muerta	101.48	ton
Carga Viva Inst.	17.33	"
Columnas	1.78	"
Trabes Principal en X	1.58	"
Trabes Principal en Y	1.86	"
Trabes Secundarias	2.66	"
Diagonales	0.38	"
<b>127.34</b>		<b>ton</b>

**ENTREPISO**

Carga Muerta	101.48	ton
Carga Viva Inst.	77.96	"
Columnas	3.56	"
Trabes Principal en X	1.68	"
Trabes Principal en Y	1.86	"
Trabes Secundarias	2.66	"
Diagonales	0.75	"
<b>190.13</b>		<b>ton</b>

**Análisis Sísmico Estático.**

Nivel	$W_i$ (ton)	$h_i$ (m)	$W_i h_i$	$F_i$ (ton)	$V_i$ (ton)
Azotea	127.34	8.00	1018.7	<b>14.54</b>	<b>14.54</b>
Entrepiso	190.13	4.00	760.5	<b>10.86</b>	<b>25.40</b>
$\Sigma=$		317.47	1779.3	<b>25.40</b>	

**Desplazamientos aplicando el Análisis Sísmico Estático (Prediseño).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL cm	TOTAL cm	RELATIVO -	<i>DISTORSION LATERAL</i>	PARCIAL cm	TOTAL cm	RELATIVO -	<i>DISTORSION LATERAL</i>
AZOTEA	400	0.20	0.40	0.16	0.0004	1.57	3.15	1.61	0.0040
ENTREPISO	400	0.12	0.24	0.24	0.0006	0.77	1.54	1.54	0.0039

**DESPLAZAMIENTO TOTAL 0.40 cm** En x-x      **3.15 cm** En y-y

DISTORSION LAT. MÁX.PERM: 0.0120 *En x-x*      0.0120 *En y-y*  
 DISTORSION LAT. MÁX. CALC: 0.0006 *En x-x*      0.0040 *En y-y*

**Rigidez total de la estructura en dirección X**

Nivel	V <sub>i</sub> (ton)	F <sub>i</sub> (ton)	d <sub>i</sub> (cm)	Δ <sub>i</sub> (cm)	R <sub>i</sub> (ton/cm)
2	0.40	0.40	0.249	0.099	<b>4.032</b>
1	0.72	0.32	0.150	0.150	<b>2.136</b>

**Rigidez total de la estructura en dirección Y**

Nivel	V <sub>i</sub> (ton)	F <sub>i</sub> (ton)	d <sub>i</sub> (cm)	Δ <sub>i</sub> (cm)	R <sub>i</sub> (ton/cm)
2	19.20	19.20	1.932	1.001	<b>19.188</b>
1	30.64	11.44	0.932	0.932	<b>12.281</b>

**Obtención del Periodo Natural de la Estructura.**

**En Dirección X**

Matriz de masas [M]

$$\begin{bmatrix} 0.194 & 0 \\ 0 & 0.130 \end{bmatrix}$$

Matriz de Rigideces [K]

$$\begin{bmatrix} 6.17 & -4.03 \\ -4.03 & 4.03 \end{bmatrix}$$

Matriz [K-λM]

$$\begin{bmatrix} 6.17 - 0.193782\lambda & -4.03 \\ -4.03 & 4.03 - 0.129766\lambda \end{bmatrix}$$

Determinante

$$0.025145\lambda^2 - 1.58159\lambda + 8.6242 = 0$$

Resolviendo el determinante

$$\lambda = 56.8647 \rightarrow \omega = 7.5409 \rightarrow T = 0.8332 \text{ seg}$$

Los periodos anteriores son los periodos calculados a continuación se muestran los periodos obtenidos por el programa de análisis estructural.

$$T = 0.8792 \text{ seg}$$

**Dirección Y**

Matriz de masas [M]

$$\begin{bmatrix} 0.194 & 0 \\ 0 & 0.130 \end{bmatrix}$$

Matriz de Rigideces [K]

$$\begin{bmatrix} 31.47 & -19.19 \\ -19.19 & 19.19 \end{bmatrix}$$

Matriz  $[K-\lambda M]$

$$\begin{bmatrix} 31.47 - 0.193782\lambda & -19.19 \\ -19.19 & 19.19 + 0.129766\lambda \end{bmatrix}$$

Determinante

$$0.025146\lambda^2 - 7.8024\lambda + 235.653 = 0$$

Resolviendo el determinante

$$\lambda = 276.373 \rightarrow \omega = 16.6245 \rightarrow T = 0.3479 \text{ seg}$$

Los periodos anteriores son los periodos calculados a continuación se muestran los periodos obtenidos por el programa de análisis estructural.

$$T = 0.3206 \text{ seg}$$

### **Cortantes para cada Marco**

Sismo en Dirección X

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.10	0.10	0.10	0.10	0.03	0.03	0.03	0.02
1		0.18	0.18	0.18	0.18	0.01	0.01	0.01	0.01

Sismo en Dirección Y

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.010	0.00	0.00	0.010	4.80	4.70	4.70	4.80
1		0.007	0.00	0.00	0.007	7.66	7.66	7.66	7.66

### **Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.10	0.10	0.10	0.10	0.03	0.03	0.03	0.03
1		0.08	0.08	0.08	0.08	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02

Dirección Y

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.01	0.00	0.00	0.01	4.80	4.70	4.70	4.80
1		0.00	0.00	0.00	0.00	2.86	2.96	2.96	2.86



### Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas (Diseño Final).

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL cm	TOTAL cm	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>	PARCIAL cm	TOTAL cm	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>
AZOTEA	400	0.25	0.50	0.20	0.0005	1.93	3.86	2.00	0.0050
ENTREPISO	400	0.15	0.30	0.30	0.0007	0.93	1.86	1.86	0.0047

**DESPLAZAMIENTO TOTAL    0.50 cm    En X-X    3.86 cm    En Y-Y**

DISTORSION LAT. MÁX. PERM:    0.0120    En X-X    0.0120    En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0007    En X-X    0.0050    En Y-Y

De acuerdo con las distorsiones máximas calculadas son mucho menores a las permisibles concluyendo así que la estructura cumple satisfactoriamente por desplazamientos horizontales.

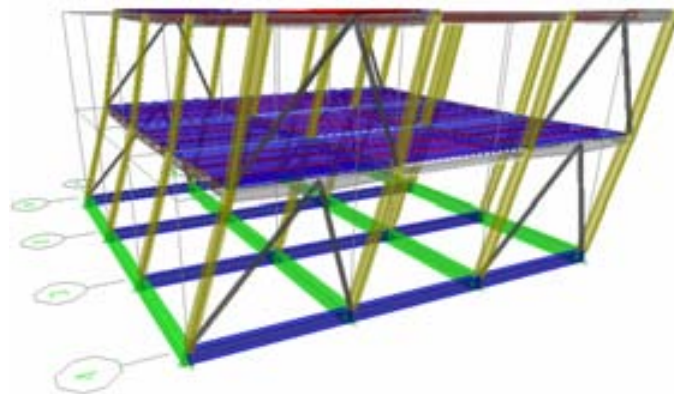


Figura 4.21 “Deformaciones ocasionadas por el Sismo en X.”

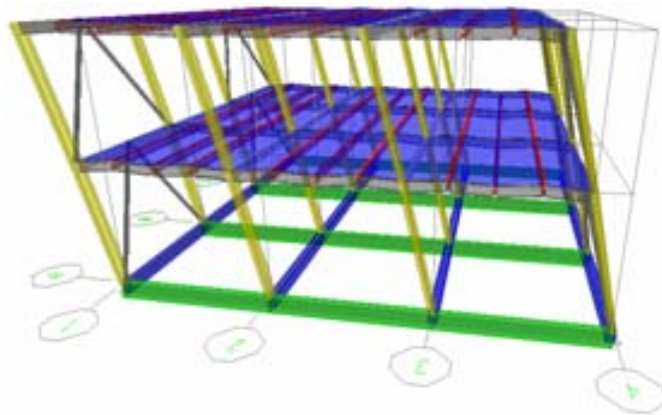


Figura 4.22 “Deformaciones ocasionadas por el Sismo en Y”

## REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas para la estructura son las siguientes

	Marca	Sección IMCA	Sección AISC
Columna	C1	IR 356mm x 50.6kg/m	W 14" x 34 lb/ft
Trabe Principal en X	T1	IR 305mm x 23.5kg/m	W 12" x 13 lb/ft
Trabe Principal en Y	T2	IR 305mm x 28.2kg/m	W 12" x 19 lb/ft
Trabe Secundaria	T3	IR 254mm x 17.9kg/m	W 10" x 12 lb/ft
Contraventeo	D1	OR 102mm x 6.3mm	HSS 4" x 4" x 0.250"

### ➤ Revisión de las Traves Principales.

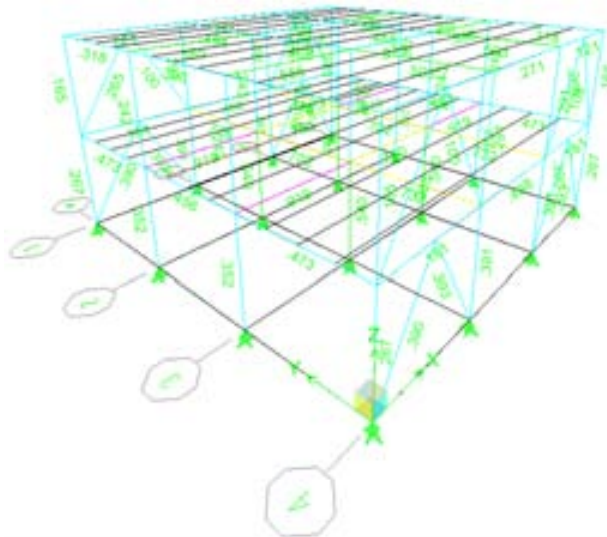


Figura 4.23 “Relación de Esfuerzos de la Estructura”

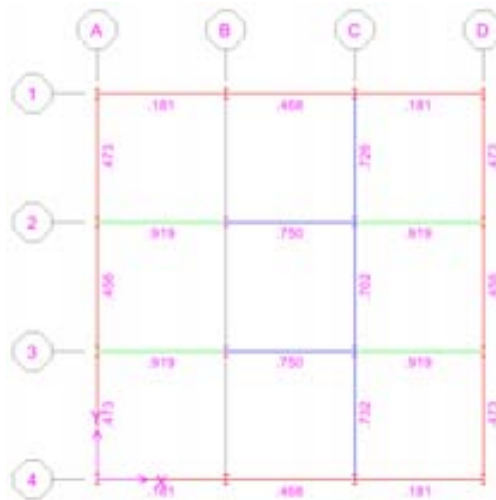


Figura 4.24 “Relación de Esfuerzos de las Traves Principales en el Entrepiso”

## Dirección X

Perfil: **IR 305mm x 23.9 kg/m (W12" x 16lb/ft)**

Datos:

$$d = 305mm$$

$$t_w = 5.6m$$

$$b_f = 101mm$$

$$t_f = 6.7mm$$

$$k = 19mm$$

$$S_x = 280cm^3$$

$$Z_x = 329cm^3$$

$$E_s = 2.04 \times 10^6 kg/cm^2$$

$$F_y = 3515 kg/cm^2$$

$$L = 500cm$$

## Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{101/2}{6.7} \leq 0.38 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} \Rightarrow 7.53 \leq 9.2 \quad \mathbf{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{305-2 \times 19}{5.6} \leq 3.71 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} \Rightarrow 47.7 < 89.4 \quad \mathbf{O.K.}$$

## Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 0.9 \times 329 \times 3515 \leq 0.9 \times (1.5 \times 416 \times 3515)$$

$$M_R = 1,040,792 kg - cm \leq 1,476,300 kg - cm$$

$$M_R = \frac{1,040,792 kg - cm}{1 \times 10^5} = 10.41 ton - m$$

## Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 7.80 ton - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = \frac{7.80}{10.41} = 0.749$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{500}{240} + 0.05 = 2.58cm$$

$$\delta_{max} = 1.07cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \Rightarrow 2.58cm \geq 1.07cm \text{ O.K.}$$

### Dirección Y

Perfil: **IR 305mm x 28.2kg/m (W12" x 19lb/ft)**

Datos:

$$d = 309mm$$

$$t_w = 6.0m$$

$$b_f = 102mm$$

$$t_f = 8.9mm$$

$$k = 21mm$$

$$S_x = 416cm^3$$

$$Z_x = 405cm^3$$

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 500cm$$

### Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{102/2}{8.9} \leq 0.38 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} \Rightarrow 5.73 \leq 9.2 \text{ O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{309-2 \times 21}{6.0} \leq 3.71 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} \Rightarrow 44.5 < 89.4 \text{ O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 0.9 \times 405 \times 3515 = 1,281,218 \text{ kg} - \text{cm} \leq 0.9 \times (1.5 \times 416 \times 3515)$$

$$= 2,193,360 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_R = \frac{1,281,218 \text{ kg} - \text{cm}}{1 \times 10^5} = 12.81 \text{ ton} - \text{m}$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 9.43 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\frac{M_u}{M_R} = \frac{9.43}{12.81} = 0.736$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 1.07 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \Rightarrow 2.58 \text{ cm} \geq 1.07 \text{ cm} \quad O.K.$$

#### ➤ Revisión de Trabe Secundaria.

Perfil: **IR 254mm x 17.9 kg/m (W10" X 12lb/ft)**

Datos:

Peso Propio = 17.9 kg/m    Ancho Tributario = 125cm

$d = 251 \text{ mm}$	$L_{tributario} = 500 \text{ cm}$
$A = 22.8 \text{ cm}^2$	$F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$
$I_x = 2,239 \text{ cm}^4$	$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
$S_x = 179 \text{ cm}^3$	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
$Z_x = 206 \text{ cm}^3$	$E_c = 221,359 \text{ kg/cm}^2$

### Sistema Sin Apuntalamiento

#### a) ETAPA INICIAL

Carga Muerta

Losacero Deck 25 Calibre 22 con capa de compresión e=6cm.....230.0kg/m<sup>2</sup>

Peso Propio Trabe Secundaria..... 17.9kg/m

Carga Viva

Carga Viva de Construcción.....150.00kg/m<sup>2</sup>

### Revisión por Momentos

$$\omega = (230 + 150) \times 1.25 + 17.9 = 492.9 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 1.4 \times \frac{\omega l^2}{8} = 1.4 \times \left( \frac{0.4929 \times 5^2}{8} \right) = 1.54 \text{ ton} - m$$

$$M_R = 0.9 \times 206 \times 3515 = 651,681 \text{ kg} - cm = 6.52 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = \frac{1.54}{6.52} = 0.33$$

### Revisión de Deformaciones en Etapa Inicial

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{500}{240} + 0.05 = 2.58 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times 1.4 \omega L^4}{384 E_s I_x} = 1.23 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \Rightarrow 2.58 \text{ cm} \geq 1.23 \text{ cm} \quad O.K.$$

#### b) ETAPA FINAL

##### Carga Muerta

Plafón e instalaciones.....	15.00 kg/m <sup>2</sup>
Muros divisorios.....	45.00 kg/m <sup>2</sup>
Acabados de Piso.....	80.00 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF.....	40.00 kg/m <sup>2</sup>
	180.00 kg/m <sup>2</sup>

##### Carga Viva

Carga Viva Máxima.....	350.00 kg/m <sup>2</sup>
------------------------	--------------------------

### Revisión por Momentos

$$\omega = (180 + 350) \times 1.25 = 662.5 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 1.4 \times \frac{\omega l^2}{8} = 1.4 \times \left( \frac{0.663 \times 5^2}{8} \right) = 2.07 \text{ ton} - m$$

$$M_R = 0.9 \times 206 \times 3515 = 651,681 \text{ kg} - cm = 6.52 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = \frac{2.07}{6.52} = 0.44$$

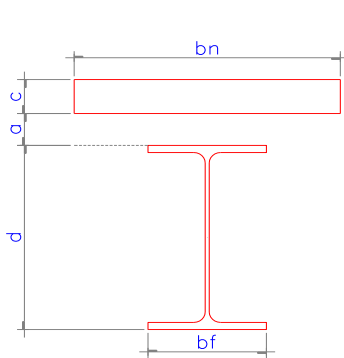
### Ancho Efectivo de Concreto.

$$b_e = \min \begin{cases} l/8 = 500/8 = 62.5\text{cm} \Rightarrow \text{RIGE} \\ \text{Sep. entre trabes}/2 = 62.5\text{cm} \end{cases}$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6}{221,359} = 9.22$$

$$b_n = \frac{b_e}{n} = \frac{62.5}{9.22} = 6.78\text{cm}$$

### Centroide de la sección.



$$d = 25.4\text{cm}$$

$$a = 6.4\text{cm}$$

$$c = 6.0\text{cm}$$

$$\bar{Y} = \frac{A(d/2) + b_n c(d + a + c/2)}{A + b_n c}$$

$$\bar{Y} = \frac{22.8(25.4/2) + 6.78 \times 7(25.4 + 6.4 + 6/2)}{22.8 + 6.78 \times 6}$$

$$\bar{Y} = 26.62\text{cm}$$

$$I_{xTotal} = I_x + A(\bar{Y} - d/2)^2 + \frac{b_n c^3}{12} + (b_n c ((d + a + c/2) - \bar{Y}))^2$$

$$I_x = 9,401.36\text{cm}^4$$

### Esfuerzos totales

#### Carga Muerta

Losacero Deck 25 Calibre 22 con capa de compresión e=6cm.....230.00 kg/m<sup>2</sup>

$$\omega = (230) \times 1.25 + 17.9 = 305.4 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 1.4 \times \frac{\omega l^2}{8} = 1.4 \times \left( \frac{0.3054 \times 5^2}{8} \right) = 1.34\text{ton} - m$$

$$M_R = 0.9 \times 206 \times 3515 = 651,681\text{kg} - cm = 6.52\text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = \frac{1.34}{6.52} = 0.21$$

### Revisión por Deformaciones en Etapa Final

$$\delta_{max1} = \frac{5 \times 1.4 \times 6.63 \times 500^4}{384 \times 2.04 \times 10^6 \times 9401.36} = 0.39\text{cm}$$

$$\delta_{max2} = \frac{5 \times 1.4 \times 2.97 \times 500^4}{384 \times 2.04 \times 10^6 \times 2239} = 0.76cm$$

$$\delta_{total} = \delta_{max1} + \delta_{max2} = 0.39 + 0.76 = 1.16cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \Rightarrow 2.58cm \geq 1.16cm \quad \mathbf{O.K.}$$

### Conectores de Cortante

Fuerza Cortante Horizontal

$$F_{VH} = \begin{cases} 0.85f'_c A_c = 0.85 \times 250 \times 62.5 \times 6 = 79688kg = 79.69ton \Rightarrow \mathbf{RIGE} \\ A_s F_y = 22.8 \times 3515 = 80,140kg = 80.14ton \end{cases}$$

Factor de Reducción de Resistencia del Conector  
Para Losacero Deck 25 Calibre 22

$$h_r = 6.4cm \qquad H_s = 14cm$$

$$w_r = 13.2cm \qquad N_r = 1$$

$$F_{R\ conec} = \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left( \frac{w_r}{h_r} \right) \left[ \left( \frac{H_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0$$

$$F_{R\ conec} = \frac{0.85}{\sqrt{1}} \left( \frac{13.2}{6.4} \right) \left[ \left( \frac{14}{6.4} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0$$

$$F_{R\ conec} = 0.75 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Resistencia de los Conectores de Cortante

$$\phi = 19mm$$

$$A_{sc} = 2.85cm^2$$

$$Q_n = F_{R\ conec} (0.5A_{sc} \sqrt{f'_c E_c}) \leq A_{sc} F_u$$

$$Q_n = 0.75 \times 0.5 \times 2.85 \sqrt{200 \times 2.04 \times 10^6} = 7110kg \leq 2.85 \times 4220 = 12,030kg$$

$$Q_n = 7.11ton \leq 12.03ton \quad \mathbf{O.K.}$$

Numero de conectores necesarios

$$N = 2 \times \frac{79.69}{7.11} = 22.4 \approx 23 \text{ conectores}$$

$$\frac{500cm}{23} = 21.73cm \therefore \text{Se colocara 1 conector @20cm}$$

Como la trabe secundaria es la misma en todos los casos en los que la distancia es la misma por lo tanto la revisión de esta solo se mostrara una sola vez.



➤ **Revisión de Columna.**

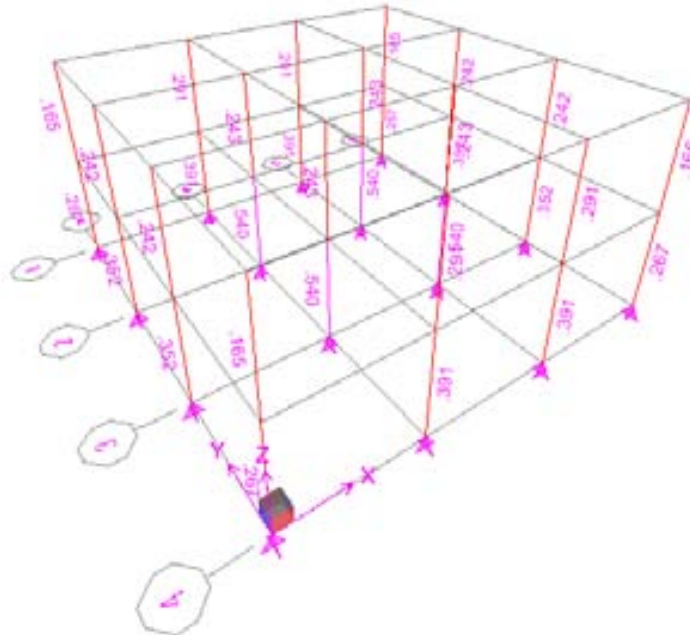


Figura 4.25 “Revisión de Esfuerzos de las Columnas”

Perfil: **IR 356mmx50.6kg/m (W14” X 34lb/ft)**

Datos:

$$A = 64.5 \text{ cm}^2$$

$$F_R = 0.9$$

$$I_{xx} = 14,152 \text{ cm}^4$$

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_x = 14.8 \text{ cm}$$

$$L = 400 \text{ cm}$$

$$I_{yy} = 970 \text{ cm}^4$$

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_y = 3.9 \text{ cm}$$

$$Z_x = 895 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 174 \text{ cm}^3$$

**Revisión de los extremos de la columna**

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	35.54	35.33	ton
$M_{uox} =$	5.799	2.379	ton-m
$M_{uoy} =$	0.074	0.038	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 64.5 \times 3515 = 226,720 \text{ kg} = 226.72 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 895 \times 3515 = 3,145,925 \text{ kg} - \text{cm} = 31.46 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 174 \times 3515 = 611,610 \text{ kg} - \text{cm} = 6.12 \text{ ton} - \text{m}$$

Revisión en el extremo i

$$\frac{35.54}{0.9 \times 226.72} + \frac{0.85 \times 5.799}{0.9 \times 31.46} + \frac{0.60 \times 0.074}{0.9 \times 6.12} \leq 1.0$$

$$0.17 + 0.17 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.36 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión en el extremo j

$$\frac{35.33}{0.9 \times 226.72} + \frac{0.85 \times 2.379}{0.9 \times 31.46} + \frac{0.60 \times 0.038}{0.9 \times 6.12} \leq 1.0$$

$$0.17 + 0.07 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.25 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$\frac{5.799}{0.9 \times 31.46} + \frac{0.074}{0.9 \times 6.12} \leq 1.0$$

$$0.21 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.22 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$\frac{2.379}{0.9 \times 31.46} + \frac{0.038}{0.9 \times 6.12} \leq 1.0$$

$$0.08 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.09 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

**Revisión de Columna Completa**

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = \begin{cases} \frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 400}{14.8} = 27.03 \\ \frac{KL}{r_y} = \frac{1 \times 400}{3.9} = 102.56 \leftarrow RIGE \end{cases}$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 102.56 \sqrt{\frac{3515}{\pi^2 \times 2.04 \times 10^6}} = 1.36$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px} \leq F_R M_{px}$$

$$M_m = 0.9 \left( 1.07 - \frac{(400/3.9) \sqrt{3515/2.04 \times 10^6}}{18.55} \right) 31.46 \leq 0.9 \times 31.46$$

$$M_m = 23.80 \text{ ton} - m \leq 28.31 \text{ ton} - m$$

$$R_c = \frac{3515}{(1 + 1.01^4 + 0.15 \times 1.101^4)^{1/2}} \times 64.5 \times 0.9 \leq 3515 \times 64.5 \times 0.9$$

$$R_c = 97,550 \text{ kg} \leq 204,050 \text{ kg}$$

$$R_c = 97.55 \text{ ton} \leq 204.1 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$P_{E1} = \frac{A_t \pi^2 E_s}{(KL/r)^2} = \frac{64.5 \pi^2 \times 2.04 \times 10^6}{102.56^2} = 123,392 \text{ kg} = 123.39 \text{ ton}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{47.91}{0.9 \times 235.6}} = 1.47$$

$$M_{uox}^* = 1.47 \times 5.799 = 8.53 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 1.47 \times 0.074 = 0.11 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$\frac{35.54}{97.55} + \frac{5.799}{8.53} + \frac{0.074}{0.9 \times 0.11} \leq 1.0$$

$$0.364 + 0.358 + 0.020 \leq 1.0$$

$$0.743 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Diseño de la Conexión Atornillada CNX-1**

Sección: **W12 X19lb/ft**

a) Datos

TRABE	COLUMNA	
$d = 30.9cm$	$g = 14.00cm$	$P_{f,0} = P_{f,i} = 5.5cm = 2.17in$
$t_w = 0.60cm$	PLACA	$\gamma_r = 1.0$
$b_f = 10.2cm$	$F_{py} = 2530 \frac{kg}{cm^2} = 36ksi$	$\phi_b = 0.9$
$t_f = 0.89cm$	MOMENTO	
$F_y = 3515 \frac{kg}{cm^2}$	$M_u = 9.43ton - m$	

Usando tornillos  $\phi = 3/4"$  en acero A-325

$d_{borde} = 3.18cm$	$F_T = 7944 \frac{kg}{cm^2} = 113ksi$
$T_b = 14ksi$	$\phi = 0.75$

b) Calculo del espesor de la Placa de Conexión.

$$p_{ext} = P_{f,0} + d_{borde} = 5.5 + 3.18 = 8.68cm = 3.42in$$

$$h_0 = d + P_{f,0} = 30.9 + 5.5 = 36.4cm$$

$$d_0 = d + P_{f,0} - \frac{t_f}{2} = 30.9 + 5.5 - \frac{0.89}{2} = 36.00cm = 14.02in$$

$$h_1 = d - P_{f,i} - t_f = 30.9 - 5.5 - 0.89 = 24.5cm$$

$$d_1 = d - P_{f,i} - \frac{3}{2} t_f = 30.9 - 5.5 - \frac{3}{2} \times 0.89 = 24.1cm = 9.5in$$

$$b_p = \max \left\{ \begin{array}{l} b_f + 2.54cm = 10.2 + 2.54 = 12.74cm \\ g + 2(d_{borde}) = 14.0 + 2(3.18) = 20.36cm \leftarrow RIGE \end{array} \right.$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} = \frac{1}{2} \sqrt{20.36 \times 14.0} = 8.45$$

$$Y = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{P_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{P_{f,0}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (P_{f,i} + s)]$$

$$Y = \frac{20.36}{2} \left[ 24.5 \left( \frac{1}{5.5} + \frac{1}{8.45} \right) + 36.4 \left( \frac{1}{5.5} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{14} [24.5(5.5 + 8.45)] = 186.3cm$$

$$t_{p,rec} = \sqrt{\frac{\gamma_r M_u}{\phi_b F_{py} Y}} = \sqrt{\frac{1 \times 9.43 \times 10^5}{0.9 \times 2530 \times 186.3}} = 1.48cm$$

Se utilizara placa con espesor  $t_{p,real} = 3/4"$

c) Cálculo de fuerzas máximas para la acción de la palanca.

$$a_i = 3.682 \left( \frac{t_p}{d_b} \right)^3 - 0.085 = 3.682 \left( \frac{0.75}{0.75} \right)^3 - 0.085 = 3.6 \text{ in}$$

$$\omega' = \frac{b_p}{2} - \left( d_b + \frac{1}{16} \right) = \frac{8.02}{2} - \left( 0.75 + \frac{1}{16} \right) = 3.20 \text{ in}$$

$$F'_i = \frac{t_p^2 F_{py} \left( 0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 \omega' \right) + \frac{\pi d_b^3 F_t}{8}}{4 P_{f,i}}$$

$$F'_i = \frac{0.75^2 \times 36 \left( 0.85 \frac{8.02}{2} + 0.80 \times 3.2 \right) + \frac{\pi \times 8.02^3 \times 113}{8}}{4 \times 2.17} = 15.7$$

$$Q_{max,i} = \frac{\omega' t_p^2}{4 a_i} \sqrt{F_{py}^2 - 3 \left( \frac{F'_i}{\omega' t_p} \right)^2} = \frac{3.2 \times 0.75^2}{4 \times 3.6} \sqrt{36^2 - 3 \left( \frac{15.7}{3.2 \times 0.75} \right)^2} = 4.27 \text{ kips}$$

$$a_0 = 3.682 \left( \frac{t_p}{d_b} \right)^3 - 0.085 \leq (p_{ext} - P_{f,0})$$

$$a_0 = 3.682 \left( \frac{0.75}{0.75} \right)^3 - 0.085 \leq (3.43 - 2.00)$$

$$a_0 = 3.6 \leq 1.43 \Rightarrow a_0 = 1.26$$

$$F'_0 = \frac{t_p^2 F_{py} \left( 0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 \omega' \right) + \frac{\pi d_b^3 F_t}{8}}{4 P_{f,0}}$$

$$F'_0 = \frac{0.75^2 \times 36 \left( 0.85 \frac{8.02}{2} + 0.80 \times 3.2 \right) + \frac{\pi \times 8.02^3 \times 113}{8}}{4 \times 2.17} = 15.59$$

$$Q_{max,0} = \frac{\omega' t_p^2}{4 a_0} \sqrt{F_{py}^2 - 3 \left( \frac{F'_0}{\omega' t_p} \right)^2} = \frac{3.2 \times 0.75^2}{4 \times 1.25} \sqrt{36^2 - 3 \left( \frac{15.59}{3.2 \times 0.75} \right)^2} = 12.2 \text{ kip}$$

d) Cálculo de la resistencia de diseño de la conexión para el estado límite de ruptura del tornillo con la acción de la palanca.

$$P_t = \frac{\pi d_b^2}{4} F_t = \frac{\pi \times 0.75^2}{4} 113 = 39.8 \text{ kips}$$

$$\phi M_n = \phi M_q = \max \begin{cases} \phi [2(P_t - Q_{max,0})d_0 + 2(P_t - Q_{max,i})d_1] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,0})d_0 + 2T_B d_1] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,i})d_1 + 2T_B d_0] \\ \phi [2T_B (d_0 + d_1)] \end{cases}$$

$$= \max \begin{cases} 0.75[2(39.8 - 12.2)12.03 + 2(39.8 - 4.27)9.5] = 1089kip - in \Leftarrow RIGE \\ 0.75[2(39.8 - 12.2)14.2 + 2 \times 14 \times 9.5] = 784kip - in \\ 0.75[2(39.8 - 4.27)9.5 + 2 \times 14 \times 14.2] = 802kip - in \\ 0.75[2 \times 14(14.2 + 9.5)] = 496kip - in \end{cases}$$

$$\phi M_n = \phi M_q = 1089 \times 0.01152127 = 12.55ton - m \geq M_u = 9.43ton - m$$

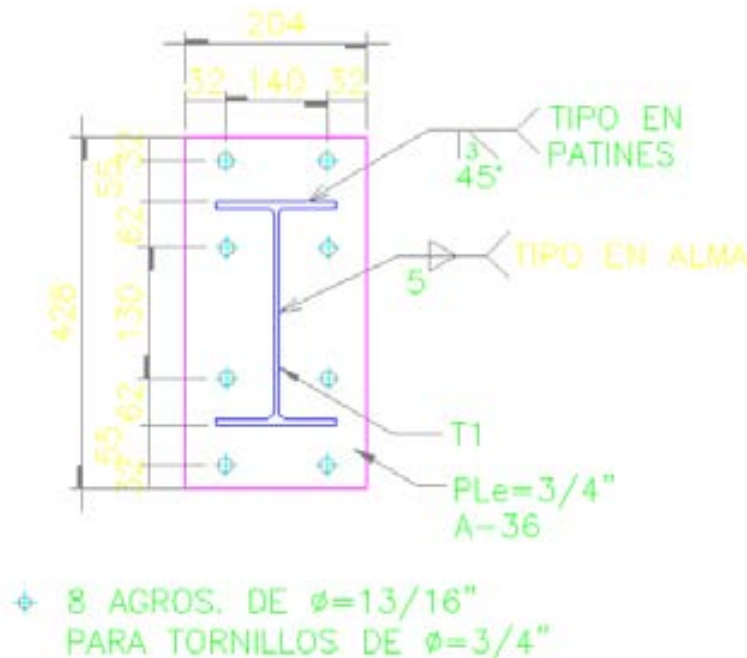


Figura 4.26 "Conexión a momento"

El diseño de las conexiones a momento solo se mostrara una sola vez por lo cual para los siguientes casos no aparecerá el diseño de estas conexiones.

#### ➤ Diseño de la Conexión Atornillada CV-1

Capacidad total de la conexión.

a) Datos de la Trabe Portante

$$\begin{aligned} d &= 30.9cm & b_f &= 10.2cm \\ t_w &= 0.60cm & t_f &= 0.89cm \end{aligned}$$

b) Cortante actuante en la conexión.

$$V_u = 4.45ton$$

c) Arreglo y diámetro de los tornillos

Se usaran tornillos de  $\phi=19\text{mm}$  (3/4") en acero A-490 con una capacidad al cortante de 5644kg, en un arreglo de una fila con tres tornillos con una separación  $S=60\text{mm}$ .

d) Calculo de la capacidad total de la conexión.

Usando la tabla 8.18 "Coeficiente C para grupos de tornillos excéntricamente cargados"; con  $e_x=96\text{mm}$  se tiene lo siguiente:

Para <b>S=75mm</b>	$e_x$	<b>C</b>
	100	1.40
	75	1.75
Interpolando	<b>96</b>	<b>1.46</b>

Para <b>S=150mm</b>	$e_x$	<b>C</b>
	100	2.23
	75	2.48
Interpolando	<b>96</b>	<b>2.27</b>

Para <b>S=60mm</b>	$e_x$	<b>C</b>
	75	1.46
	150	2.27
Extrapolando	<b>60</b>	<b>1.29</b>

$$\phi R_n = C\phi r_n = 1.29 \times 5644 = 7299\text{kg} = 7.30\text{ton}$$

$$\phi R_n \geq V_u$$

$$7.30 \geq 4.45 \quad \mathbf{O.K.}$$

e) Revisión de la placa de conexión

La placa de conexión en su punto más crítico tiene una altura  $d=18.0\text{cm}$ , tendrá un espesor de  $13\text{mm}$  (1/2") y estará hecha de acero A-36 ( $F_y=2530\text{kg/cm}^2$ )

$$P_u = V_u = 4.45\text{ton}$$

Revisión de Fluencia por Tensión

$$A_t = 18 \times 1.27 = 22.9\text{cm}^2$$

$$R_{T1} = F_R A_t F_y = 0.9 \times 22.9 \times 2.53 = 52.05\text{ton} \gg V_u$$

Revisión de Fractura por Tensión

$$A_n = [18 - 3(1.91 + 0.3175)]12.7 = 14.37\text{cm}^2$$

$$R_{T2} = F_R A_n F_u = 0.85 \times 14.37 \times 4.08 = 43.98\text{ton} \gg V_u$$

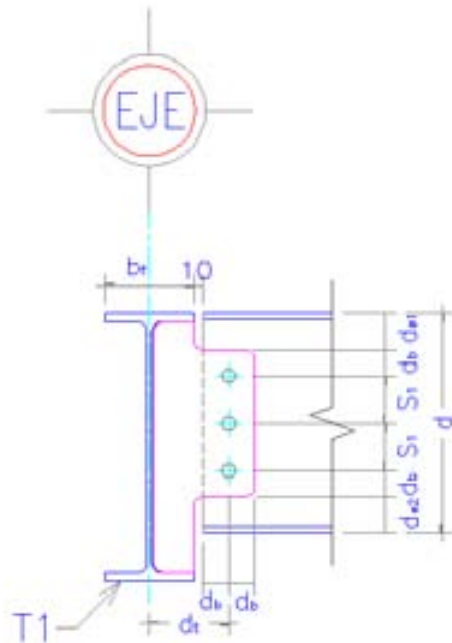


Figura 4.27 “Conexión a cortante”

El diseño de las conexiones a cortante solo se mostrara una sola vez por lo cual para los siguientes casos no aparecerá el diseño de estas conexiones.

➤ **Diseño de la Placa Base**

Para el diseño de las placas base se analizara solo una combinación de carga siendo en este caso la combinación COM4 la cual es la que nos da el espesor máximo de la placa base necesario para resistir los elementos mecánicos resultantes.

a) Datos

Elementos mecánicos de la COMB3

$$\begin{aligned}
 P_u &= 31.75 \text{ ton} & M_2 &= 0.06 \text{ ton} - m \\
 V_2 &= 0.65 \text{ ton} & M_3 &= 1.75 \text{ ton} - m \\
 V_3 &= 0.02 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Columna

$$d = 35.5 \text{ cm} \quad b_f = 17.1 \text{ cm}$$

Placa Base

$$N = 40 \text{ cm} \quad B = 25 \text{ cm} \quad F_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$$

Dado

$$H = 45 \text{ cm} \quad B = 30 \text{ cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$



Anclas

$$n = 2 \qquad \phi = 3/4" \qquad F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

b) Cálculo de las excentricidades  $e$  y  $e_{crit}$

$$A_{placa} = 40 \times 25 = 1000 \text{ cm}^2$$

$$A_{dado} = 45 \times 30 = 1350 \text{ cm}^2$$

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{1.75}{31.75} = 0.051 \text{ m} = 5.51 \text{ cm}$$

$$f_{p \max} = \phi_c (0.85 f'_c) \sqrt{\frac{A_{placa}}{A_{dado}}} = 0.65 (0.85 \times 250) \sqrt{\frac{1000}{1350}} = 160.49 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_{\max} = f_{p \max} B = 160.49 \times 25 = 4012.17 \text{ kg/cm}$$

$$e_{crit} = \frac{N}{2} - \frac{P_u}{2q_{\max}} = \frac{40}{2} - \frac{31750}{2 \times 4012.17} = 16.04 \text{ cm}$$

Como  $e < e_{crit}$  se diseñara con el criterio de placa base con pequeños momentos.

c) Determinación de la longitud de flexión.

$$Y = N - 2e = 40 - 2 \times 5.51 = 28.99 \text{ cm}$$

d) Verificando la presión que causa la flexión.

$$q = \frac{P_y}{Y} < q_{\max}$$

$$q = \frac{31750}{28.99} = 1095.21 \text{ kg/cm} < 4012.17 \text{ kg/cm}$$

e) Determinación del espesor mínimo de placa.

Utilizando la longitud  $m$ .

$$m = \frac{N - 0.95d}{2} = \frac{40 - 0.95 \times 35.5}{2} = 3.1 \text{ cm}$$

Como  $Y \geq m$  entonces:

$$f_p = \frac{P_u}{BY} = \frac{31750}{25 \times 28.99} = 43.81 \text{ kg/cm}^2$$

$$t_{p \text{ req}} = 1.5m \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 1.5 \times 3.1 \sqrt{\frac{43.81}{2530}} = 0.62 \text{ cm}$$

Utilizando la longitud  $n$

$$n = \frac{B - 0.80b_f}{2} = \frac{25 - 0.80 \times 17.1}{2} = 5.7 \text{ cm}$$

Como  $Y \geq n$  entonces:

$$t_{p \text{ req}} = 1.5n \sqrt{\frac{f_p}{F_y}} = 1.5 \times 5.77 \sqrt{\frac{43.81}{2530}} = 1.12 \text{ cm}$$

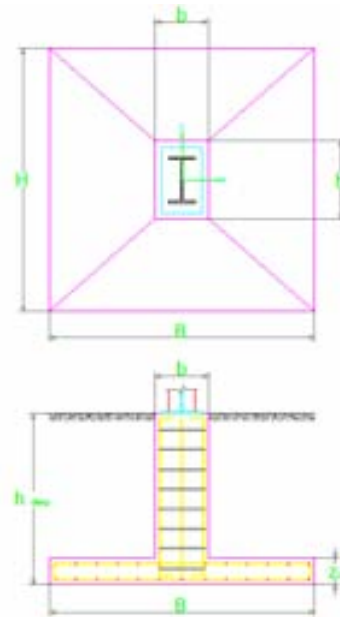
➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 140 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$
$H = 140 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de lazapata</i>
$h_{\text{desp}} = 100 \text{ cm}$	$z_1 = 25 \text{ cm}$

<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 52.55 \text{ ton}$	$P_{\text{adm}} = 32.00 \text{ ton/m}^2$
	$\gamma_{\text{suelo}} = 1.80 \text{ ton/m}^3$



b) Cálculo del esfuerzo máximo en el suelo.

$$P_T = P_U + P_1 + P_2 + P_3$$

$$P_1 = \gamma_{\text{concreto}} z_1 B H = 2.4 \times 0.25 \times 140^2 = 1.18 \text{ ton}$$

$$P_2 = \gamma_{\text{concreto}} z_2 b h = 2.4 \times 0.75 \times 0.30 \times 0.40 = 0.22 \text{ ton}$$

$$P_3 = \gamma_{\text{suelo}} (B H - b h) z_2 = 1.8 (1.540 - 0.3 \times 0.4) \times 0.75 = 2.48 \text{ ton}$$

$$P_T = 52.55 + 1.18 + 0.22 + 2.48 = 55.43 \text{ ton}$$

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{55.43}{1.40^2} = 28.28 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = \sigma_{\text{max}} \left( \frac{H}{2} - \frac{h}{2} \right) = 30.88 \left( \frac{1.40}{2} - \frac{0.40}{2} \right) = 15.6 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b d = \frac{0.7 \times 100 \times 25 \sqrt{250}}{4200} = 5.8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ nes}} = \frac{b d f'_c}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right)$$

$$A_{s \text{ nes}} = \frac{100 \times 25 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15.6 \times 10^5}{0.9 \times 100 \times 25^2 \times 170}} \right)$$

$$A_{s \text{ nes}} = 21.2 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s_{nes}} > A_{s_{min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #5@10cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$\rho = \frac{21.2}{100 \times 25} = 0.0097$$

Como  $\rho < 0.015$  entonces:

$$V_{CR} = F_R B d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} = 0.8 \times 140 \times 25 (0.2 + 20 \times 0.0097) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 13696 \text{ kg} = 13.70 \text{ ton}$$

$$V_u = \sigma_{max} B \left( \left( \frac{B-b}{2} \right) - d \right) = 28.28 \times 1.40 \left( \left( \frac{1.40 - 0.30}{2} \right) - 0.25 \right)$$

$$V_u = 3.06 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$V_{CR} = F_R (2(b+d) + 2(h+d)) d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times (2(30 + 25) + 2(40 + 25)) 27 \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 56750 \text{ kg} = 56.75 \text{ ton}$$

$$V_u = (BH - (b+d)(h+d)) \sigma_{max}$$

$$V_u = (1.40^2 - (0.40 + 0.25)(0.30 + 0.25)) 28.28$$

$$V_u = 46.31 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión por punzonamiento.

### ➤ Diseño de las Trabes de Liga.

#### Trabe de Liga en Dirección X

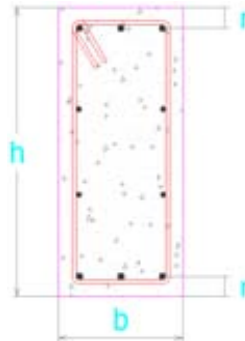
a) Datos

Trabe

$$b = 25 \text{ cm} \quad f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 40 \text{ cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 5 \text{ cm}$$



b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3max} =$	0.00	0.51	0.58	ton-m
$V_{2max} =$	0.54	0.21	0.96	ton
$M_{3min} =$	-0.27	0.00	-0.81	ton-m
$V_{2min} =$	-0.73	-0.01	-0.72	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 40 - 5 = 35\text{cm}$$

$$A_{smin} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \times 25 \times 35\sqrt{250}}{4200} = 2.31\text{cm}^2$$

$$A_{snes} = \frac{bd f'_c}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right)$$

Para L=0.00m

$$M_{3max} = 0.00\text{ton-m}$$

$$A_{snes} = \frac{25 \times 35 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.00 \times 10^5}{0.9 \times 25 \times 35^2 \times 170}} \right) = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3min} = -0.27\text{ton-m}$$

$$A_{snes} = \frac{25 \times 35 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.27 \times 10^5}{0.9 \times 25 \times 35^2 \times 170}} \right) = 0.20\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3max} = 0.51\text{ton-m}$$

$$A_{snes} = \frac{25 \times 35 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.51 \times 10^5}{0.9 \times 25 \times 35^2 \times 170}} \right) = 0.39\text{cm}^2$$

$$M_{3min} = 0.00\text{ton-m}$$

$$A_{snes} = \frac{25 \times 35 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.00 \times 10^5}{0.9 \times 25 \times 35^2 \times 170}} \right) = 0.00\text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$$M_{3max} = 0.58\text{ton-m}$$

$$A_{s\ nes} = \frac{25 \times 35 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.58 \times 10^5}{0.9 \times 25 \times 35^2 \times 170}} \right) = 0.44\text{cm}^2$$

$$M_{3\min} = -0.81\text{ton-m}$$

$$A_{s\ nes} = \frac{25 \times 35 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.81 \times 10^5}{0.9 \times 25 \times 35^2 \times 170}} \right) = 0.62\text{cm}^2$$

De acuerdo a los resultados obtenidos en todos los casos se tiene la misma situación  $A_{s\ nes} < A_{s\ min}$  por lo tanto la trabe tendrá en toda su longitud  $A_s = 2.31\text{cm}^2$  por lo que se usaran 2 varillas #4 @ ( $A_{s\ total} = 2.53\text{cm}^2$ ), tanto en acero positivo como en acero negativo.

d) Cortante

$$\rho = \frac{2.53}{25 \times 35} = 0.0029$$

$$V_{CR} = F_R B d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 25 \times 35 (0.2 + 20 \times 0.0029) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 2554.1\text{kg} = 2.55\text{ton}$$

De acuerdo a los datos en todos los casos tenemos:

$$V_{umax} < V_{CR}$$

$$V_{umin} < V_{CR}$$

Por lo que la sección propuesta se acepta.

e) Refuerzo por Tensión Diagonal.

$$s \leq d/2 \Rightarrow s \leq 35/2 \Rightarrow s \leq 17.5\text{cm}$$

Usando  $s = 15\text{cm}$

$$A_{v\ min} = 0.30 \sqrt{f_c^*} \frac{bs}{f_y} = \frac{0.30 \times 25 \times 15 \sqrt{200}}{4200} = 0.38\text{cm}^2$$

De acuerdo a lo anterior usaremos Estribos #3 @ 15cm

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h = 2(40) = 80\text{cm}$  del paño del dado la separación  $s$  de los estribos será:

$$s = \min \begin{cases} d/4 = 35/4 = 8.75\text{cm} \Leftarrow RIGE \\ 8d_{b\ long} = 8 \times 1.27 = 10.16\text{cm} \\ 24d_{b\ tran} = 24 \times 0.95 = 22.8\text{cm} \\ 30\text{cm} \end{cases}$$

Por lo tanto se colocaran Estribos #3 @ 5cm en los extremos de la trabe sobre una longitud de 0.8m de los paños de los dados y en la parte central se colocaras Estribos #3 @ 15cm.

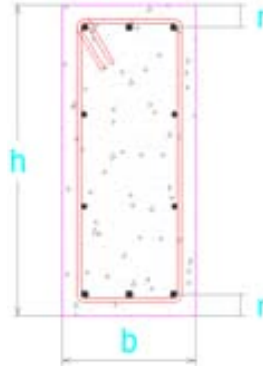
### Trabe de Liga en Dirección Y

a) Datos  
Trabe

$$b = 30\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 50\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 5\text{cm}$$



b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3\max}$	2.67	1.23	3.36	ton-m
$V_{2\max}$	0.67	1.77	2.66	ton
$M_{3\min}$	-4.18	-0.73	-5.66	ton-m
$V_{2\min}$	-2.5	-1.40	-0.52	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 50 - 5 = 45\text{cm}$$

$$A_{s\min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \times 30 \times 45\sqrt{250}}{4200} = 3.56\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{nes}} = \frac{bd f'_c}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right)$$

Para L=0.00m

$$M_{3\max} = 2.67\text{ton-m}$$

$$A_{s\text{nes}} = \frac{30 \times 45 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.67 \times 10^5}{0.9 \times 30 \times 45^2 \times 170}} \right) = 1.59\text{cm}^2$$

$$M_{3\min} = -4.18\text{ton-m}$$

$$A_{s_{nes}} = \frac{30 \times 45 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 4.18 \times 10^5}{0.9 \times 30 \times 45^2 \times 170}} \right) = 2.52 \text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$M_{3\max}=1.23\text{ton}\cdot\text{m}$

$$A_{s_{nes}} = \frac{30 \times 45 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.23 \times 10^5}{0.9 \times 30 \times 45^2 \times 170}} \right) = 0.73 \text{cm}^2$$

$M_{3\min}=-0.73\text{ton}\cdot\text{m}$

$$A_{s_{nes}} = \frac{30 \times 45 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.73 \times 10^5}{0.9 \times 30 \times 45^2 \times 170}} \right) = 0.43 \text{cm}^2$$

Para L=5.00m

$M_{3\max}=3.36\text{ton}\cdot\text{m}$

$$A_{s_{nes}} = \frac{30 \times 45 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3.36 \times 10^5}{0.9 \times 30 \times 45^2 \times 170}} \right) = 2.01 \text{cm}^2$$

$M_{3\min}=-5.66\text{ton}\cdot\text{m}$

$$A_{s_{nes}} = \frac{30 \times 45 \times 170}{4200} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 5.66 \times 10^5}{0.9 \times 30 \times 45^2 \times 170}} \right) = 3.43 \text{cm}^2$$

De acuerdo a los resultados obtenidos en todos los casos se tiene la misma situación  $A_{s_{nes}} < A_{s_{\min}}$  por lo tanto la trabe tendrá en toda su longitud  $A_s = 3.56 \text{cm}^2$  por lo que se usaran 3 varillas #4 @ ( $A_{s_{\text{total}}} = 3.80 \text{cm}^2$ ), tanto en acero positivo como en acero negativo.

d) Cortante

Para L=0.00m

$$\rho = \frac{3.80}{30 \times 45} = 0.0028$$

$$V_{CR} = F_R B d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 0.8 \times 30 \times 45 (0.2 + 20 \times 0.0028) \sqrt{200}$$

$$V_{CR} = 3,915 \text{kg} = 3.92 \text{ton}$$

De acuerdo a los datos en todos los casos tenemos:

$$V_{u\max} < V_{CR}$$

$$V_{u\min} < V_{CR}$$

Por lo que la sección propuesta se acepta.

e) Refuerzo por Tensión Diagonal.

$$s \leq d/2 \Rightarrow s \leq 45/2 \Rightarrow s \leq 22.5cm$$

Usando  $s=20cm$

$$A_{vmin} = 0.30\sqrt{f_c} \frac{bs}{f_y} = \frac{0.30 \times 30 \times 20\sqrt{200}}{4200} = 0.61cm^2$$

De acuerdo a lo anterior usaremos Estribos #3 @ 15cm

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(50)=100cm$  del paño del dado la separación  $s$  de los estribos será:

$$s = \min \begin{cases} d/4 = 45/4 = 11.25cm \leftarrow RIGE \\ 8d_{b\ long} = 8 \times 1.59 = 12.72cm \\ 24d_{b\ tran} = 24 \times 0.95 = 22.8cm \\ 30cm \end{cases}$$

Por lo tanto se colocaran Estribos #3 @ 10cm en los extremos de la trabe sobre una longitud de 1m de los paños de los dados y en la parte central se colocaras Estribos #3 @ 20cm



---

# ESTRUCTURA METÁLICA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 5m

## ZONA SISMICA II

---

➤ **Distancia de entre ejes de 5m**  
♣ **Zona Sísmica II**

De aquí en adelante ya no se seguirá la metodología de ir desarrollando paso por paso todos los cálculos necesarios para llevar a cabo el análisis sísmico sino que solo se mostraran las fuerzas sísmicas que se aplican en cada marco así como los desplazamientos ocasionados por dichas fuerzas, en cuanto a la revisión de los elementos estructurales solo se colocaran los resultados omitiendo los cálculos intermedios.

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.20	0.18	0.18	0.20	0.08	0.08	0.08	0.08
1	0.18	0.18	0.18	0.18	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.02	0.00	0.00	0.02	9.42	9.42	9.42	9.42
1	-0.01	0.00	0.00	-0.01	5.92	5.92	5.92	5.92

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	0.50	1.00	0.40	0.0010	3.86	7.73	4.00	0.0100
ENTREPISO	400	0.30	0.60	0.60	0.0015	1.86	3.73	3.73	0.0093

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      1.00 cm En X-X      7.73 cm En Y-Y

DISTORSION LAT. MAX. PERM.:    0.0120 En X-X      0.0120 En Y-Y  
DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0015 En X-X      0.0100 En Y-Y

## REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección IMCA	Sección AISC
Columna	C1	IR 356mm x 50.6kg/m	W 14" x 34 lb/ft
Trabe Principal en X	T1	IR 305mm x 28.2kg/m	W 12" x 19 lb/ft
Trabe Principal en Y	T2	IR 305mm x 28.2kg/m	W 12" x 19 lb/ft
Trabe Secundaria	T3	IR 254mm x 17.9kg/m	W 10" x 12 lb/ft
Contraventeo	D1	OR 102mm x 6.3mm	HSS 4" x 4" x 0.250"

### ➤ Revisión de las Trabes Principales.

#### Dirección X y Dirección Y

Perfil: IR 305mm x 28.2kg/m (W12" X 19lb/ft)

#### Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 5.73 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 44.5 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

#### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 12.81 \text{ton} - m \leq 18.40 \text{ton} - m$$

#### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 12.1 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.941$$

#### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 1.07 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \Rightarrow 2.58 \text{cm} \geq 1.07 \text{cm} \quad \text{O.K.}$$

➤ **Revisión de Columna.**

Perfil: IR 356mmx50.6kg/m (W14" x 34 lb/ft)

**Revisión de los extremos de la columna**

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	35.72	35.52	ton
$M_{uox} =$	11.603	4.83	ton-m
$M_{uoy} =$	0.105	0.013	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 226.72 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 31.46 \text{ ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 6.12 \text{ ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.18 + 0.35 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.53 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión en el extremo j

$$0.17 + 0.15 + 0.00 \leq 1.0$$

$$0.32 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.41 + 0.02 \leq 1.0$$

$$0.43 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.17 + 0.00 \leq 1.0$$

$$0.17 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

### Revisión de Columna Completa

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 102.56$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 1.36$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 23.80 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 97.55 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$P_{E1} = \frac{A_t \pi^2 E_s}{(KL/r)^2} = 558.42 \text{ ton}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{47.91}{0.9 \times 235.6}} = 1.11$$

$$M_{uox}^* = 33.63 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 0.58 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.321 + 0.633 + 0.028 \leq 1.0$$

$$0.982 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

$$A_n F_u = 43.98 \text{ ton} \gg V_u$$

#### ➤ Diseño de la Zapata de Cimentación

a) Datos

Zapata

$$B = 165 \text{ cm}$$

$$H = 165 \text{ cm}$$

Dado

$$b = 55 \text{ cm}$$

$$h = 35 \text{ cm}$$

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

*Profundidad de desplante*  
 $h_{desp} = 100 \text{ cm}$

*Peralte de lazapata*  
 $z_1 = 30 \text{ cm}$

*Fuerza Axial de Diseño*  
 $P_u = 51.55 \text{ ton}$

*Suelo*  
 $P_{adm} = 21.3 \text{ ton/m}^2$   
 $\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 21.3 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 14.1 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 7.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ nes}} = \frac{b d f'_c}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right)$$

$$A_{s \text{ nes}} = 14.85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s \text{ nes}} > A_{s \text{ min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #5@10cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$\rho = 0.0048$$

Como  $\rho < 0.015$  entonces:

$$V_{CR} = F_R B d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} = 15.63 \text{ ton}$$

$$V_u = \sigma_{max} B \left( \left( \frac{B-b}{2} \right) - d \right) = 13.99 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$V_{CR} = F_R (2(b+d) + 2(h+d)) d \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 75.76 \text{ ton}$$

$$V_u = (BH - (b+d)(h+d)) \sigma_{max}$$

$$V_u = 49.00 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión por punzonamiento.

---

# ESTRUCTURA METÁLICA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 5m

ZONA SISMICA III<sub>a</sub>

---

- **Distancia de entre ejes de 5m**  
♣ **Zona Sísmica III<sub>a</sub>**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.40	0.40	0.40	0.40	0.16	0.14	0.14	0.16
1	0.32	0.32	0.32	0.32	-0.12	-0.10	-0.10	-0.12

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.06	0.00	0.00	0.06	25.58	25.58	25.58	25.58
1	-0.02	0.00	0.00	-0.02	16.90	16.90	16.90	16.90

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	0.44	0.88	0.35	0.0009	4.45	8.90	4.96	0.0112
ENTREPISO	400	0.26	0.53	0.53	0.0013	2.20	4.40	4.40	0.0110

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      0.88 cm En X-X      8.90 cm En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. PERM: 0.0120 En X-X      0.0120 En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC: 0.0013 En X-X      0.0112 En Y-Y

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección IMCA	Sección AISC
Columna	C1	IR 356mm x 59.6kg/m	W 14" x 34 lb/ft
Trabe Principal en X	T1	IR 305mm x 28.2kg/m	W 12" x 19 lb/ft
Trabe Principal en Y	T2	IR 305mm x 32.9kg/m	W 14" x 22 lb/ft
Trabe Secundaria	T3	IR 254mm x 17.9kg/m	W 10" x 12 lb/ft
Contraventeo	D1	OR 127mm x 7.9mm	HSS 5" x 5" x 0.313"



➤ **Revisión de las Trabes Principales.**

**Dirección X**

Perfil: IR 305mm x 28.2kg/m (W12" x 19lb/ft)

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 5.73 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 44.5 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

**Momento Resistente**

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 12.81 \text{ton} - m \leq 18.40 \text{ton} - m$$

**Momento Último de Diseño**

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 3.25 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.254$$

**Revisión por Deflexiones.**

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 0.37 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \text{O.K.}$$

**Dirección Y**

Perfil: IR 305mm x 32.9 kg/m (W14" x 22lb/ft)

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 4.72 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 40.8 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 15.18 \text{ton} - m \leq 21.93 \text{ton} - m$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 13.80 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.906$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 0.86 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

#### ➤ Revisión de Columna.

Perfil: IR 356mm x50.6kg/m (W14" x 34lb/ft)

### Revisión de los extremos de la columna

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	35.99	35.79	ton
$M_{uox} =$	114.119	6.533	ton-m
$M_{uoy} =$	0.098	0.019	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 226.72 \text{ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 31.46 \text{ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 6.12 \text{ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.18 + 0.42 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.61 \leq 1.0 \quad O.K.$$

Revisión en el extremo j

$$0.18 + 0.20 + 0.00 \leq 1.0$$

$$0.37 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.50 + 0.02 \leq 1.0$$

$$0.52 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.23 + 0.00 \leq 1.0$$

$$0.23 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

**Revisión de Columna Completa**

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 102.58$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 1.36$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 23.8 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 97.55 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$B_1 = 1.48$$

$$M_{uox}^* = 20.89 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 0.14 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.312 + 0.654 + 0.014 \leq 1.0$$

$$0.98 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 225\text{cm}$	$b = 30\text{cm}$
$H = 225\text{cm}$	$h = 40\text{cm}$
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 100\text{cm}$	$z_1 = 37\text{cm}$

<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 51.70\text{ton}$	$P_{adm} = 12.5 \text{ ton/m}^2$
	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 12.2 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 11.9 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$

$$A_{s \min} = 7.12 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ nes}} = \frac{b d f'_c}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right)$$

$$A_{s \text{ nes}} = 12.36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s \text{ nes}} > A_{s \min}$  entonces se utilizaremos varillas del #5@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$\rho = 0.0046$$

Como  $\rho < 0.015$  entonces:

$$V_{CR} = F_R B d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} = 20.04\text{ton}$$

$$V_u = \sigma_{max} B \left( \left( \frac{B-b}{2} \right) - d \right) = 19.36\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$V_{CR} = F_R(2(b + d) + 2(h + d))d\sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 75.76 \text{ ton}$$

$$V_u = (BH - (b + d)(h + d))\sigma_{max}$$

$$V_u = 57.11 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión por punzonamiento.

---

# ESTRUCTURA METÁLICA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 10m

## ZONA SISMICA I

---

- **Distancia de entre ejes de 10m**  
♣ **Zona Sísmica I**

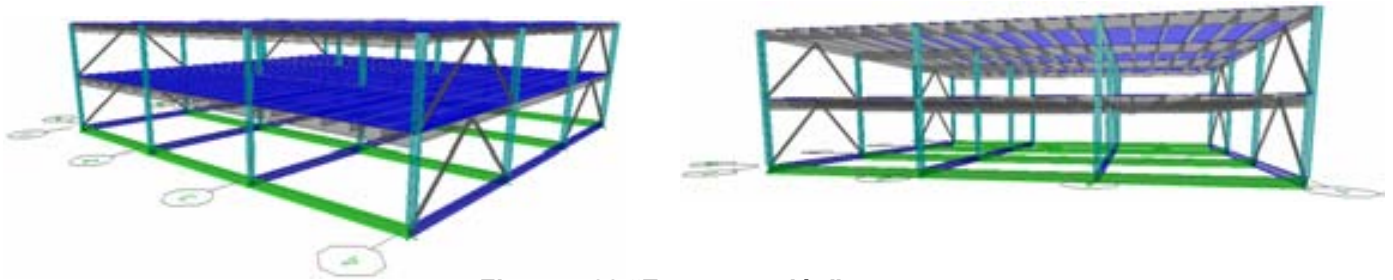


Figura 4.28 “Estructuración”

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.42	0.40	0.40	0.42	0.08	0.08	0.08	0.08
1		0.56	0.58	0.58	0.56	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05

Dirección Y

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.02	0.00	0.00	0.02	18.26	18.26	18.26	18.26
1		-0.01	0.00	0.00	-0.01	14.88	14.88	14.88	14.88

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>
AZOTEA	400	0.39	0.77	0.29	0.0007	2.90	5.80	2.16	0.0054
ENTREPISO	400	0.24	0.49	0.49	0.0012	1.82	3.64	3.64	0.0091

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      0.77 cm    En X-X      5.80 cm    En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. PERM:    0.0120    En X-X      0.0120    En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0012    En X-X      0.0091    En Y-Y

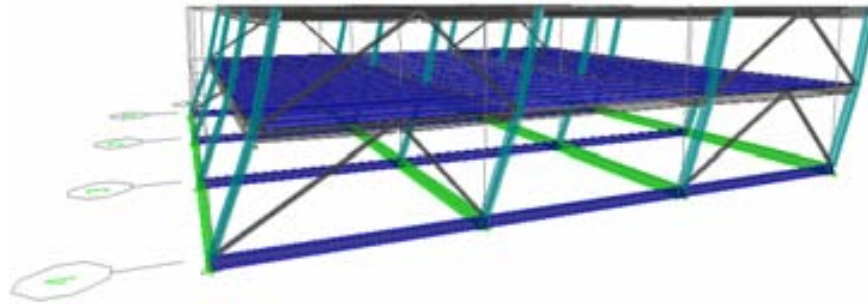


Figura 4.29 “Deformaciones ocasionadas por el Sismo en X”

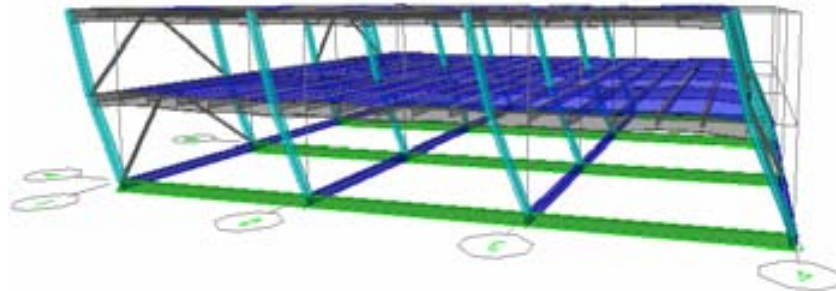


Figura 4.30 “Deformaciones ocasionadas por el Sismo en Y”

### REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección IMCA	Sección AISC
Columna	C1	IR 356mm x 90.7 kg/m	W 14” x 61 lb/ft
Trabe Principal en X	T1	IR 406mm x 38.9kg/m	W 16” x 26 lb/ft
Trabe Principal en Y	T2	IR 610mm x 101.6kg/m	W 24” x 68 lb/ft
Trabe Secundaria	T3	IR 406mm x 38.9kg/m	W 16” x 26 lb/ft
Contraventeo	D1	OR 127mm x 7.9mm	HSS 5” x 5” x 0.313”

#### ➤ Revisión de las Traves Principales.

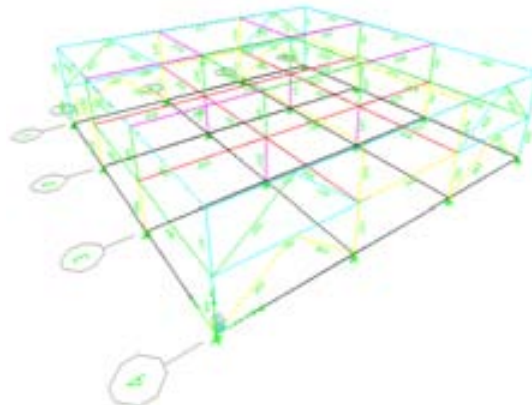


Figura 4.31 “Relación de Esfuerzos en la Estructura”



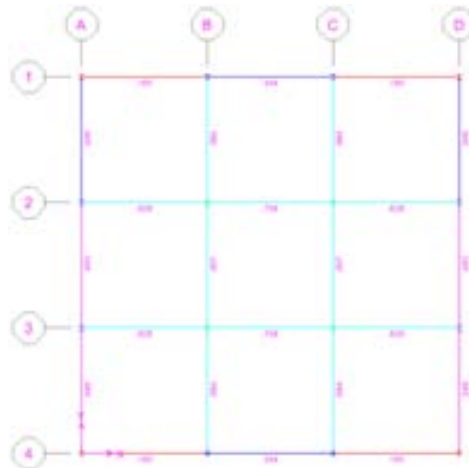


Figura 4.32 “Relación de Esfuerzos en el Entrepiso”

### Dirección X

Perfil: IR 406mm x 38.9kg/m (W16” x 26 lb/ft)

### Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 7.95 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 53.91 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 22.90 \text{ton} - \text{m} \leq 33.16 \text{ton} - \text{m}$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 10.6 \text{ton} - \text{m}$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.464$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1000}{240} + 0.05 = 4.67 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 1.92 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \text{O.K.}$$

### Dirección Y

Perfil: IR 610mm x 101.6kg/m (W24" x 68 lb/ft)

### Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 7.65 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 50.8 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 91.74 \text{ton} - m \leq 133.08 \text{ton} - m$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 62.29 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.679$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1000}{240} + 0.05 = 4.67 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 2.17 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \text{O.K.}$$

#### ➤ Revisión de Trabe Secundaria.

Perfil: IR 406mm x 38.9kg/m (W16" x 26lb/ft)

Datos:

$$\text{Peso Propio} = 38.9 \text{ kg/m} \quad \text{Ancho Tributario} = 167 \text{cm}$$

$$d = 399 \text{mm} \quad L_{tributario} = 1000 \text{cm}$$

$$A = 49.6 \text{cm}^2 \quad F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_x = 12,529 \text{cm}^4 \quad E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_x = 629 \text{cm}^3 \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z_x = 724 \text{ cm}^3 \qquad E_c = 221,359 \text{ kg/cm}^2$$

### Sistema Sin Apuntalamiento

#### c) ETAPA INICIAL

##### Carga Muerta

Losacero Deck 25 Calibre 22 con capa de compresión e=6cm.....230.00kg/m<sup>2</sup>  
Peso Propio Trabe Secundaria.....38.90kg/m

##### Carga Viva

Carga Viva de Construcción.....150.00kg/m<sup>2</sup>

### Revisión por Momentos

$$\omega = 673.5 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 1.4 \times \frac{\omega l^2}{8} = 11.79 \text{ ton} - m$$

$$M_R = 22.90 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.51$$

### Revisión de Deformaciones en Etapa Inicial

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1000}{240} + 0.05 = 4.67 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times 1.4 \omega L^4}{384 E_s I_x} = 3.21 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \text{ O.K.}$$

#### d) ETAPA FINAL

##### Carga Muerta

Plafón e instalaciones.....15.00 kg/m<sup>2</sup>  
Muros divisorios.....45.00 kg/m<sup>2</sup>  
Acabados de Piso.....80.00 kg/m<sup>2</sup>  
Sobrecarga RCDF.....40.00 kg/m<sup>2</sup>  
180.00 kg/m<sup>2</sup>

##### Carga Viva

Carga Viva Máxima.....350.00 kg/m<sup>2</sup>

### Revisión por Momentos

$$\omega = 885.1 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 1.4 \times \frac{\omega l^2}{8} = 15.49 \text{ ton} - m$$

$$M_R = 22.90 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.680$$

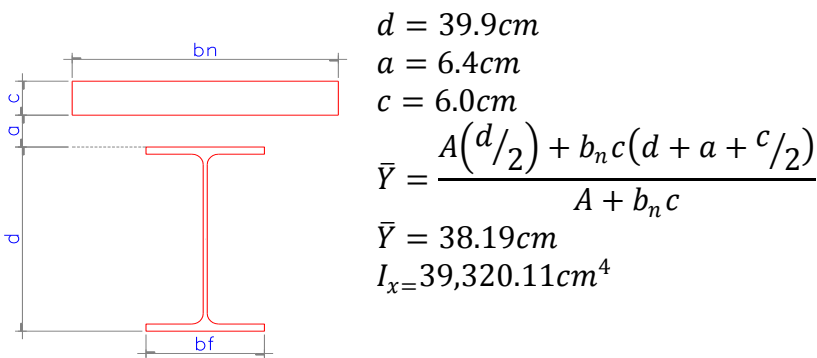
### Ancho Efectivo del concreto.

$$b_e = \min \left\{ \begin{array}{l} l/8 = 1000/8 = 125 \text{ cm} \Rightarrow \text{RIGE} \\ \text{Sep. entre trabes} / 2 = 167 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6}{221,359} = 9.22$$

$$b_n = \frac{b_e}{n} = 13.56 \text{ cm}$$

### Centroide de la sección.



### Esfuerzos totales

Carga Muerta

Losacero Deck 25 Calibre 22 con capa de compresión  $e=6\text{cm}$ ..... $230.00 \text{ kg/m}^2$

$$\omega = 423 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 1.4 \times \frac{\omega l^2}{8} = 7.49 \text{ ton} - m$$

$$M_R = 22.90 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.32$$

### Revisión por Deformaciones en Etapa Final

$$\delta_{\max 1} = 1.54 \text{ cm}$$

$$\delta_{\max 2} = 2.97 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{total}} = \delta_{\max 1} + \delta_{\max 2} = 4.51 \text{ cm}$$

$$\delta_{\text{perm}} \geq \delta_{\max} \quad \mathbf{O.K.}$$

### Conectores de Cortante

Fuerza Cortante Horizontal

$$F_{VH} = \begin{cases} 0.85f'_c A_c = 159.38ton \Rightarrow \mathbf{RIGE} \\ A_s F_y = 174.34ton \end{cases}$$

Factor de Reducción de Resistencia del Conector  
Para Losacero Deck 25 Calibre 22

$$\begin{aligned} h_r &= 6.4cm & H_s &= 14cm \\ w_r &= 13.2cm & N_r &= 1 \end{aligned}$$

$$F_{R\ conec} = \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left( \frac{w_r}{h_r} \right) \left[ \left( \frac{H_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0$$

$$F_{R\ conec} = 0.75 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Resistencia de los Conectores de Cortante

$$\phi = 19mm$$

$$A_{sc} = 2.85cm^2$$

$$Q_n = F_{R\ conec} (0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c})$$

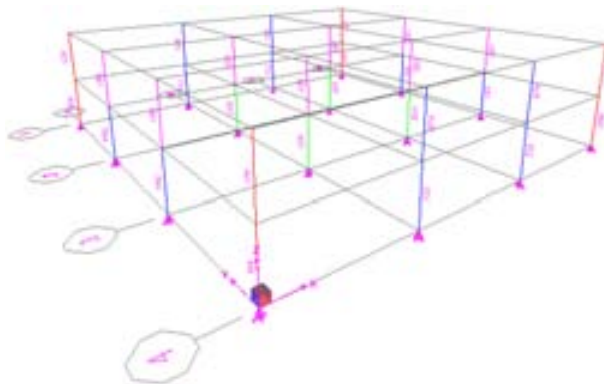
$$Q_n = 7.11ton \quad \mathbf{O.K.}$$

Numero de conectores necesarios

$$N = 46 \text{ conectores}$$

$$\frac{1000cm}{46} = 22cm \quad \therefore \text{Se colocara 1 conector @20cm}$$

➤ **Revisión de Columna.**



**Figura 4.33 “Relación de Esfuerzos en las Columnas”**

Perfil: IR 356mm x 90.7kg/m (W14” x 61 lb/ft)

### Revisión de los extremos de la columna

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	146.41	146.07	ton
$M_{uox} =$	19.512	12.676	ton-m
$M_{uoy} =$	0.409	0.181	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 405.98 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 58.74 \text{ ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 18.88 \text{ ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.40 + 0.31 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.73 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión en el extremo j

$$0.40 + 0.20 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.61 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.369 + 0.024 \leq 1.0$$

$$0.393 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.240 + 0.011 \leq 1.0$$

$$0.250 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

**Revisión de Columna Completa**

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 64.52$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 0.85$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 48.93 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 295.58 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$B_1 = 1.41$$

$$M_{uox}^* = 27.53 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 0.58 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.443 + 0.517 + 0.028 \leq 1.0$$

$$0.988 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

### ➤ Diseño de la Zapata de Cimentación

#### a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 265 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$
$H = 265 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 120 \text{ cm}$	$z_1 = 66 \text{ cm}$
<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 202.59 \text{ ton}$	$P_{adm} = 32.00 \text{ ton/m}^2$
	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$

#### b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 31.05 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 36.5 \text{ ton} - m/m$$

$$A_{s \text{ min}} = 16.34 \text{ cm}^2/m$$

$$A_{s \text{ nes}} = \frac{bdf_c''}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f_c''}} \right)$$

$$A_{s \text{ nes}} = 16.08 \text{ cm}^2/m$$

Como  $A_{s \text{ nes}} < A_{s \text{ min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #5@10cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$\rho = 0.0026$$

Como  $\rho < 0.015$  entonces:

$$V_{CR} = F_R B d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f_c^*} = 46.82 \text{ ton}$$

$$V_u = \sigma_{max} B \left( \left( \frac{B - b}{2} \right) - d \right) = 45.66 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$V_{CR} = F_R (2(b + d) + 2(h + d)) d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{CR} = 272.16 \text{ ton}$$

$$V_u = (BH - (b + d)(h + d)) \sigma_{max}$$

$$V_u = 188.90 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión por punzonamiento.



---

# ESTRUCTURA METÁLICA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 10m

## ZONA SISMICA II

---

- **Distancia de entre ejes de 10m**  
♣ **Zona Sísmica II**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.74	0.76	0.76	0.74	0.14	0.68	0.68	0.14
1	1.24	1.22	1.22	1.24	-0.10	-0.64	-0.64	-0.10

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.04	0.00	0.00	0.04	36.72	36.72	36.72	36.72
1	-0.01	0.00	0.00	-0.01	30.12	30.12	30.12	30.12

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	0.64	1.27	0.47	0.0012	4.75	9.50	3.49	0.0087
ENTREPISO	400	0.40	0.80	0.80	0.0020	3.00	6.01	6.01	0.0120

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      1.27 cm    En X-X      9.05 cm    En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. PERM:    0.0120    En X-X      0.0120    En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0020    En X-X      0.0120    En Y-Y

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección IMCA	Sección AISC
Columna	C1	IR 356mm x 122.1 kg/m	W 14" x 82 lb/ft
Trabe Principal en X	T1	IR 406mm x 38.9kg/m	W 16" x 26 lb/ft
Trabe Principal en Y	T2	IR 610mm x 113.4kg/m	W 24" x 76 lb/ft
Trabe Secundaria	T3	IR 406mm x 38.9kg/m	W 16" x 26 lb/ft
Contraventeo	D1	OR 152mm x 7.9mm	HSS 6" x 6" x 0.313"

➤ **Revisión de las Trabes Principales.**

**Dirección X**

Perfil: IR 406mm x 38.9kg/m (W16" x 26lb/ft)

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 7.95 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 53.91 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

**Momento Resistente**

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 22.90 \text{ton} - m \leq 33.16 \text{ton} - m$$

**Momento Último de Diseño**

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 15.2 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.664$$

**Revisión por Deflexiones.**

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1000}{240} + 0.5 = 4.67 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 2.33 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \text{O.K.}$$

**Dirección Y**

Perfil: IR 610mm x 113.4kg/m (W24" x 76 lb/ft)

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 6.59 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 47.7 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 103.67 \text{ ton} - m \leq 152.06 \text{ ton} - m$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 99.15 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.956$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1000}{240} + 0.05 = 4.67 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 2.17 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

#### ➤ Revisión de Columna.

Perfil: IR 356mm x 122.1kg/m (W14" x 82 lb/ft)

### Revisión de los extremos de la columna

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	147.19	146.74	ton
$M_{uox} =$	38.694	28.61	ton-m
$M_{uoy} =$	0.568	0.022	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 546.58 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 80.07 \text{ ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 25.80 \text{ ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.30 + 0.46 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.77 \leq 1.0 \quad O.K.$$

Revisión en el extremo j

$$0.30 + 0.34 + 0.00 \leq 1.0$$

$$0.64 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.537 + 0.024 \leq 1.0$$

$$0.561 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.397 + 0.001 \leq 1.0$$

$$0.398 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

**Revisión de Columna Completa**

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 63.49$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 0.56$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 66.87 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 402.29 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$B_1 = 1.27$$

$$M_{uox}^* = 49.02 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 0.72 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.307 + 0.657 + 0.017 \leq 1.0$$

$$0.981 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 330\text{cm}$	$b = 30\text{cm}$
$H = 330\text{cm}$	$h = 40\text{cm}$
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 120\text{cm}$	$z_1 = 70\text{cm}$

<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 202.37\text{ton}$	$P_{adm} = 21.30 \text{ ton/m}^2$
	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 21.17 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 31.7 \text{ ton} - \text{m/m}$$

$$A_{s\text{nes}} = \frac{bd f'_c}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right)$$

$$A_{s\text{min}} = 17.39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s\text{nes}} = 13.04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s\text{nes}} < A_{s\text{min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #6@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$\rho = 0.0020$$

Como  $\rho < 0.015$  entonces:

$$V_{CR} = F_R B d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} = 59.02\text{ton}$$

$$V_u = \sigma_{max} B \left( \left( \frac{B-b}{2} \right) - d \right) = 58.67\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$V_{CR} = F_R (2(b+d) + 2(h+d)) d \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 301.67\text{ton}$$

$$V_u = (BH - (b+d)(h+d)) \sigma_{max}$$

$$V_u = 208.96\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión por punzonamiento.

---

# ESTRUCTURA METÁLICA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 10m

ZONA SISMICA III<sub>a</sub>

---

- **Distancia de entre ejes de 10m**  
♣ **Zona Sísmica III<sub>a</sub>**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.72	0.74	0.74	0.72	0.14	0.14	0.14	0.14
1		2.26	2.24	2.24	2.26	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10

Dirección Y

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.04	0.00	0.00	0.04	45.64	45.64	45.64	45.64
1		-0.01	0.00	0.00	-0.01	38.42	38.42	38.42	38.42

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>
AZOTEA	400	0.60	1.20	0.45	0.0011	5.52	11.03	3.98	0.0100
ENTREPISO	400	0.38	0.76	0.31	0.0019	3.52	7.05	3.07	0.0120

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      1.20 cm    En X-X      11.03 cm    En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. PERM:    0.0120    En X-X      0.0120    En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0019    En X-X      0.0120    En Y-Y

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección IMCA	Sección AISC
Columna	C1	IR 356mm x 134.2 kg/m	W 14" x 90 lb/ft
Trabe Principal en X	T1	IR 406mm x 38.9kg/m	W 16" x 26 lb/ft
Trabe Principal en Y	T2	IR 610mm x 125.1kg/m	W 24" x 84 lb/ft
Trabe Secundaria	T3	IR 406mm x 38.9kg/m	W 16" x 26 lb/ft
Contraventeo	D1	OR 152mm x 7.9mm	HSS 6" x 6" x 0.313"



➤ **Revisión de las Trabes Principales.**

**Dirección X**

Perfil: IR 406mm x 38.9kg/m (W16" x 26lb/ft)

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 7.95 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 53.91 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

**Momento Resistente**

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 22.90 \text{ton} - m \leq 33.16 \text{ton} - m$$

**Momento Último de Diseño**

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 15.7 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.687$$

**Revisión por Deflexiones.**

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1000}{240} + 0.05 = 4.67 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 2.05 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \text{O.K.}$$

**Dirección Y**

Perfil: IR 610mm x 125.1kg/m (W24" x 84 lb/ft)

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 5.84 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 44.7 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 116.13 \text{ton} - m \leq 169.35 \text{ton} - m$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 108.23 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.932$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1000}{240} + 0.05 = 4.67 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 2.19 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

#### ➤ Revisión de Columna.

Perfil: IR 356mmx134.2kg/m (W14" X 90lb/ft)

### Revisión de los extremos de la columna

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	142.2	142.12	ton
$M_{uox} =$	47.94	37.149	ton-m
$M_{uoy} =$	0.49	0.224	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 601.07 \text{ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 90.44 \text{ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 43.55 \text{ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.26 + 0.50 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.77 \leq 1.0 \quad O.K.$$

Revisión en el extremo j

$$0.26 + 0.39 + 0.00 \leq 1.0$$

$$0.65 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.589 + 0.013 \leq 1.0$$

$$0.601 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.456 + 0.006 \leq 1.0$$

$$0.462 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

**Revisión de Columna Completa**

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 42.55$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 0.56$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 79.34 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 515.89 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$B_1 = 1.09$$

$$M_{uox}^* = 52.29 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 0.53 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.276 + 0.659 + 0.014 \leq 1.0$$

$$0.948 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 455\text{cm}$	$b = 30\text{cm}$
$H = 455\text{cm}$	$h = 40\text{cm}$
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 120\text{cm}$	$z_1 = 73\text{cm}$

<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 202.52\text{ton}$	$P_{adm} = 12.50 \text{ ton/m}^2$
	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 12.38 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 26.3 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$

$$A_{s \text{ min}} = 18.18 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ nes}} = 10.28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s \text{ nes}} < A_{s \text{ min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #6@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$\rho = 0.0028$$

Como  $\rho < 0.015$  entonces:

$$V_{CR} = F_R B d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} = 81.62\text{ton}$$

$$V_u = \sigma_{max} B \left( \left( \frac{B-b}{2} \right) - d \right) = 80.85\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$V_{CR} = F_R (2(b+d) + 2(h+d)) d \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 324.75\text{ton}$$

$$V_u = (BH - (b+d)(h+d)) \sigma_{max}$$

$$V_u = 242.98\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión por punzonamiento.

---

# ESTRUCTURA METÁLICA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m

ZONA SISMICA I

---

- **Distancia de entre ejes de 15m**  
♣ **Zona Sísmica I**

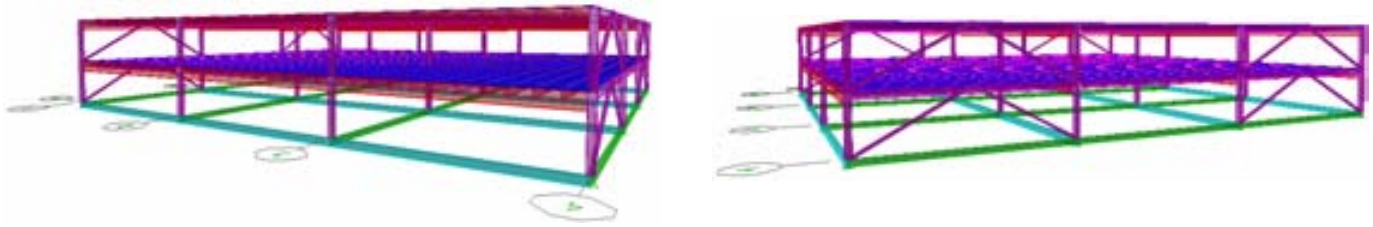


Figura 4.34 “Estructuración”

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	1.76	1.78	1.78	1.76	0.10	0.10	0.10	0.10
1	2.20	2.18	2.18	2.20	-0.07	-0.07	-0.07	-0.07

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.03	0.00	0.00	0.03	43.22	43.22	43.22	43.22
1	-0.02	0.00	0.00	-0.02	40.14	40.14	40.14	40.14

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	0.56	1.12	0.40	0.0010	3.13	6.26	1.72	0.0043
ENTREPISO	400	0.36	0.72	0.72	0.0018	2.27	4.54	4.54	0.0113

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      1.12 cm    En X-X      6.26 cm    En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. PERM:    0.0120    En X-X      0.0120    En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0018    En X-X      0.0113    En Y-Y

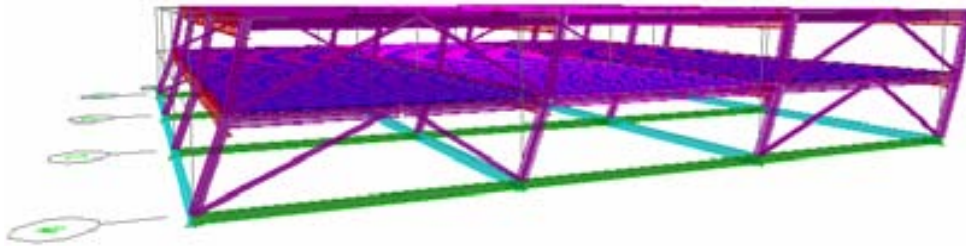


Figura 4.35 “Deformaciones ocasionadas por el Sismo en X”

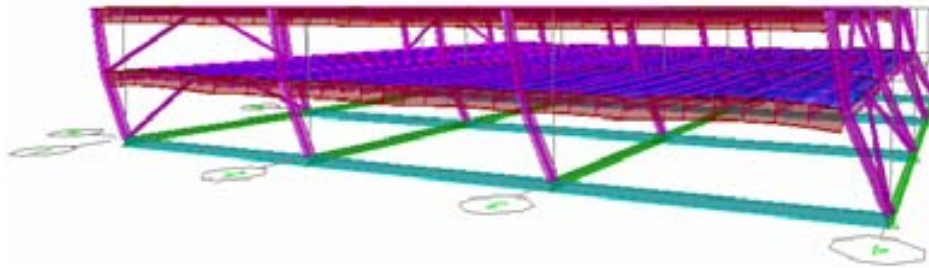


Figura 4.36 “Deformaciones ocasionadas por el Sismo en Y”

### REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección IMCA	Sección AISC
Columna	C1	IR 356mm x 236.5kg/m	W 14” x159 lb/ft
Trabe Principal en X	T1	IR 533mm x 74.4kg/m	W 21” x 50 lb/ft
Trabe Principal en Y	T2	IR 914mm x 253.2kg/m	W 36” x 170 lb/ft
Trabe Secundaria	T3	IR 533mm x 74.4kg/m	W 21” x 50 lb/ft
Contraventeo	D1	OR 178mm x 9.5mm	HSS 7” x 7” x 0.375”

#### ➤ Revisión de las Traves Principales.

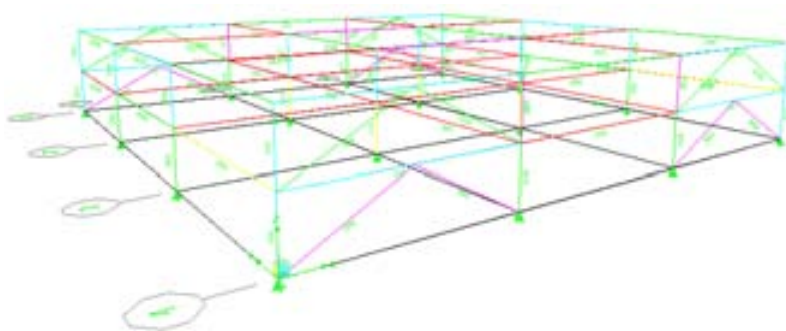


Figura 4.37 “Relación de Esfuerzos en la Estructura”

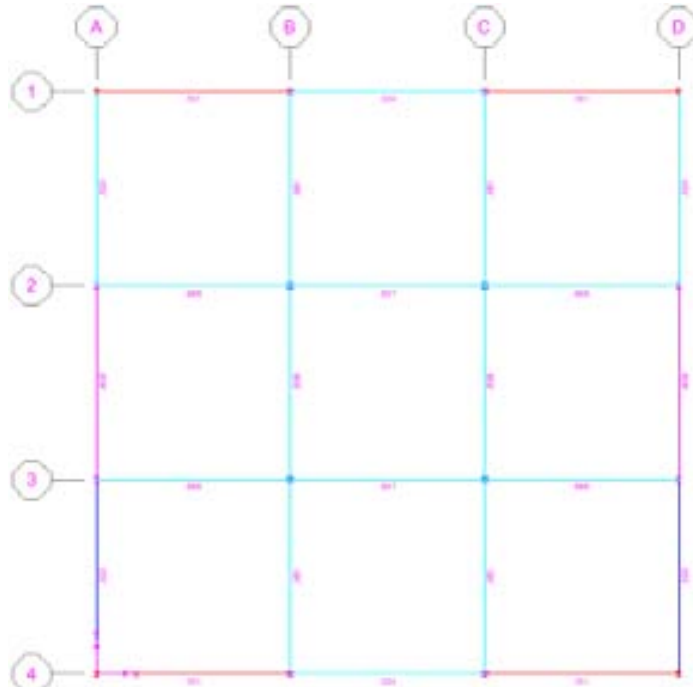


Figura 4.38 “Relación de Esfuerzos en el Entrepiso”

### Dirección X

Perfil: IR 533mm x 74.4kg/m (W 21” x 50 lb/ft)

### Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 6.10 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 47.7 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 57.04 \text{ ton} - \text{m} \leq 81.67 \text{ ton} - \text{m}$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 27.84 \text{ ton} - \text{m}$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.488$$



### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75cm$$

$$\delta_{max} = 3.11cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \text{ O.K.}$$

### Dirección Y

Perfil: IR 914mm x 253.2kg/m (W 36" x 170 lb/ft)

### Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 5.48 \leq 9.2 \text{ O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 47.2 < 89.4 \text{ O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 346.31ton - m \leq 501.10ton - m$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 337.15ton - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.974$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75cm$$

$$\delta_{max} = 4.28cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \text{ O.K.}$$

#### ➤ Revisión de Trabe Secundaria.

Perfil: IR 533mm x 74.4 kg/m (W 21" X 50 lb/ft)

Datos:

Peso Propio = 74.4 kg/m Ancho Tributario = 136cm

$$d = 529mm$$

$$L_{tributario} = 1500cm$$

$$A = 94.8 \text{ cm}^2 \qquad F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_x = 40,957 \text{ cm}^4 \qquad E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_x = 1,549 \text{ cm}^3 \qquad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$Z_x = 1,903 \text{ cm}^3 \qquad E_c = 221,359 \text{ kg/cm}^2$$

### Sistema Sin Apuntalamiento

#### a) ETAPA INICIAL

Carga Muerta

Losacero Deck 25 Calibre 22 con capa de compresión e=6cm.....230.00kg/m<sup>2</sup>  
Peso Propio Trabe Secundaria.....74.40kg/m

Carga Viva

Carga Viva de Construcción.....150.00kg/m<sup>2</sup>

### Revisión por Momentos

$$\omega = 591.2 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 1.4 \times \frac{\omega l^2}{8} = 23.28 \text{ ton} - m$$

$$M_R = 57.04 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.41$$

### Revisión de Deformaciones en Etapa Inicial

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1000}{240} + 0.5 = 6.75 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times 1.4 \omega L^4}{384 E_s I_x} = 6.53 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \text{ O.K.}$$

#### b) ETAPA FINAL

Carga Muerta

Plafón e instalaciones.....15.00 kg/m<sup>2</sup>  
Muros divisorios.....45.00 kg/m<sup>2</sup>  
Acabados de Piso.....80.00 kg/m<sup>2</sup>  
Sobrecarga RCDF.....40.00 kg/m<sup>2</sup>  
180.00 kg/m<sup>2</sup>

Carga Viva

Carga Viva Máxima.....350.00 kg/m<sup>2</sup>

**Revisión por Momentos**

$$\omega = 720.8 \text{ kg/m}$$

$$Mu = 1.4 \times \frac{\omega l^2}{8} = 28.38 \text{ ton} - m$$

$$M_R = 57.04 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.50$$

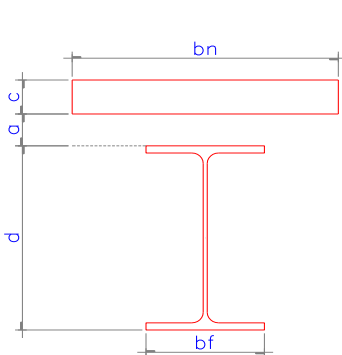
**Ancho Efectivo del concreto.**

$$b_e = \min \left\{ \begin{array}{l} l/8 = 1500/8 = 187.5 \text{ cm} \\ \text{Sep. entre traves} / 2 = 136 \text{ cm} \Rightarrow \text{RIGE} \end{array} \right.$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6}{221,359} = 9.22$$

$$b_n = \frac{b_e}{n} = 14.76 \text{ cm}$$

**Centroide de la sección.**



$$d = 52.9 \text{ cm}$$

$$a = 6.4 \text{ cm}$$

$$c = 6.0 \text{ cm}$$

$$\bar{Y} = \frac{A(d/2) + b_n c(d + a + c/2)}{A + b_n c}$$

$$\bar{Y} = 43.76 \text{ cm}$$

$$I_x = 100,063.42 \text{ cm}^4$$

**Esfuerzos totales**

Carga Muerta

Losacero Deck 25 Calibre 22 con capa de compresión e=6cm.....230.00 kg/m<sup>2</sup>

$$\omega = 387.2 \text{ kg/m}$$

$$Mu = 1.4 \times \frac{\omega l^2}{8} = 15.25 \text{ ton} - m$$

$$M_R = 57.04 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.27$$

### Revisión por Deformaciones en Etapa Final

$$\delta_{max1} = 2.83cm$$

$$\delta_{max2} = 3.79cm$$

$$\delta_{total} = \delta_{max1} + \delta_{max2} = 6.62cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \mathbf{O.K.}$$

### Conectores de Cortante

Fuerza Cortante Horizontal

$$F_{VH} = \begin{cases} 0.85f'_c A_c = 173.40ton \Rightarrow \mathbf{RIGE} \\ A_s F_y = 333.22ton \end{cases}$$

Factor de Reducción de Resistencia del Conector

Para Losacero Deck 25 Calibre 22

$$h_r = 6.4cm$$

$$H_s = 14cm$$

$$w_r = 13.2cm$$

$$N_r = 1$$

$$F_{R\ conec} = \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left( \frac{w_r}{h_r} \right) \left[ \left( \frac{H_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0$$

$$F_{R\ conec} = 0.75 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Resistencia de los Conectores de Cortante

$$\phi = 19mm$$

$$A_{sc} = 2.85cm^2$$

$$Q_n = F_{R\ conec} (0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c})$$

$$Q_n = 7.11ton \quad \mathbf{O.K.}$$

Numero de conectores necesarios

$$N = 50 \text{ conectores}$$

$$\frac{1000cm}{50} = 30cm \quad \therefore \text{Se colocara 1 conector @30cm}$$

➤ **Revisión de Columna.**

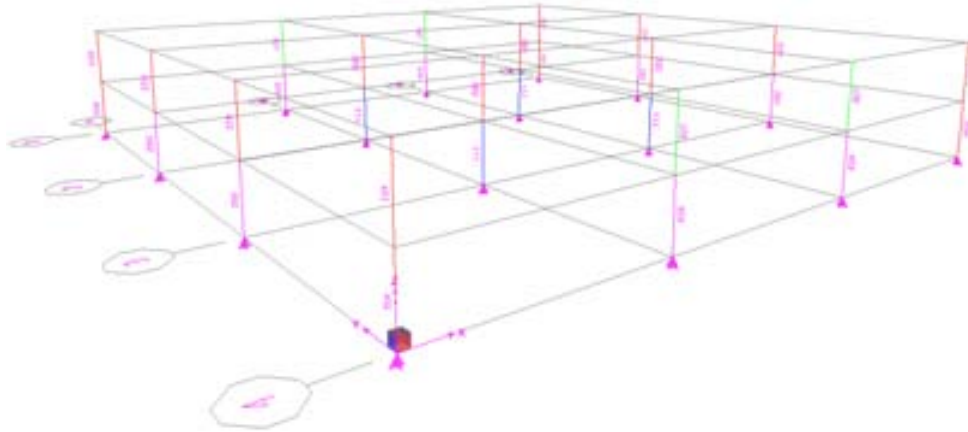


Figura 4.39 “Relaciones de Esfuerzo en las Columnas”

Perfil: IR 356mm x 236.5kg/m (W14” x 159 lb/ft)

**Revisión de los extremos de la columna**

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	350.83	350.03	ton
$M_{uox} =$	33.747	49.502	ton-m
$M_{uoy} =$	0.759	0.324	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 1059.07 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 165.31 \text{ ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 84.11 \text{ ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.37 + 0.19 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.57 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión en el extremo j

$$0.37 + 0.28 + 0.00 \leq 1.0$$

$$0.65 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.227 + 0.010 \leq 1.0$$

$$0.237 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.333 + 0.004 \leq 1.0$$

$$0.337 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión de Columna Completa

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 39.22$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 0.51$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 146.13 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 920.75 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$B_1 = 1.11$$

$$M_{uox}^* = 54.93 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 0.84 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.381 + 0.376 + 0.011 \leq 1.0$$

$$0.768 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 410\text{cm}$	$b = 45\text{cm}$
$H = 410\text{cm}$	$h = 45\text{cm}$
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 150\text{cm}$	$z_1 = 105\text{cm}$

<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 477.01\text{ton}$	$P_{adm} = 32.00 \text{ ton/m}^2$
	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 31.71 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 57.9 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$

$$A_{s \min} = 26.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ nes}} = 15.45 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s \text{ nes}} < A_{s \min}$  entonces se utilizaremos varillas del #6@10cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$\rho = 0.0015$$

Como  $\rho < 0.015$  entonces:

$$V_{CR} = F_R B d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} = 108.03\text{ton}$$

$$V_u = \sigma_{max} B \left( \left( \frac{B - b}{2} \right) - d \right) = 105.96\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$V_{CR} = F_R (2(b + d) + 2(h + d)) d \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 667.33\text{ton}$$

$$V_u = (BH - (b + d)(h + d)) \sigma_{max}$$

$$V_u = 465.45\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión por punzonamiento.

---

# ESTRUCTURA METÁLICA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m

## ZONA SISMICA II

---



- **Distancia de entre ejes de 15m**  
♣ **Zona Sísmica II**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		3.52	3.54	3.54	3.52	0.20	0.20	0.20	0.20
1		5.10	5.08	5.08	5.10	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14

Dirección Y

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.04	0.00	0.00	0.04	86.78	86.78	86.78	86.78
1		-0.01	0.00	0.00	-0.01	80.20	80.20	80.20	80.20

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	1.12	2.24	0.81	0.0020	4.58	9.16	3.11	0.0078
ENTREPISO	400	0.72	1.43	0.63	0.0016	3.02	6.04	6.04	0.0120

**DESPLAZAMIENTO TOTAL 2.24 cm En X-X 11.16 cm En Y-Y**

DISTORSION LAT. MÁX. PERM: 0.0120 En X-X 0.0120 En Y-Y  
DISTORSION LAT. MÁX. CALC: 0.0036 En X-X 0.0120 En Y-Y

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección IMCA	Sección AISC
Columna	C1	IR 356mm x 287.7kg/m	W 14" x193 lb/ft
Trabe Principal en X	T1	IR 533mm x 74.4kg/m	W 21" x 50 lb/ft
Trabe Principal en Y	T2	IR 914mm x 253.2kg/m	W 36" x 170 lb/ft
Trabe Secundaria	T3	IR 533mm x 74.4kg/m	W 21" x 50 lb/ft
Contraventeo	D1	OR 254mm x 6.4mm	HSS 10" x 10" x 0.250"

➤ **Revisión de las Trabes Principales.**

**Dirección X**

Perfil: IR 533mm x 74.4kg/m (W 21" x 50 lb/ft)

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 6.10 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 47.7 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

**Momento Resistente**

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 57.04 \text{ton} - m \leq 81.67 \text{ton} - m$$

**Momento Último de Diseño**

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 27.63 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.484$$

**Revisión por Deflexiones.**

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 2.67 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \text{O.K.}$$

**Dirección Y**

Perfil: IR 914mm x 253.2kg/m (W 36" x 170 lb/ft)

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 5.48 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 47.2 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 346.31 \text{ ton} - m \leq 501.10 \text{ ton} - m$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 335.61 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.969$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 4.10 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

#### ➤ Revisión de Columna.

Perfil: IR 356mm x 287.7kg/m (W14" x 193 lb/ft)

### Revisión de los extremos de la columna

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	351.66	350.68	ton
$M_{uox} =$	62.073	84.626	ton-m
$M_{uoy} =$	1.409	0.996	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 1288.25 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 204.47 \text{ ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 103.69 \text{ ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.30 + 0.29 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.60 \leq 1.0 \quad O.K.$$

Revisión en el extremo j

$$0.30 + 0.39 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.70 \leq 1.0 \quad O.K.$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.337 + 0.015 \leq 1.0$$

$$0.352 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.460 + 0.011 \leq 1.0$$

$$0.471 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión de Columna Completa

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 38.83$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 0.51$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 180.91 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 1121.44 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = \frac{B_1 M_{ti}}{C}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$B_1 = 1.09$$

$$M_{uox}^* = 91.97 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 1.53 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.314 + 0.508 + 0.016 \leq 1.0$$

$$0.838 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 515\text{cm}$	$b = 45\text{cm}$
$H = 515\text{cm}$	$h = 45\text{cm}$
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 150\text{cm}$	$z_1 = 120\text{cm}$
<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 475.25\text{ton}$	$P_{adm} = 21.3 \text{ ton/m}^2$
	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 20.29 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 50.0 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$
$$A_{s \min} = 28.46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ nes}} = 12.43 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s \text{ nes}} < A_{s \min}$  entonces se utilizaremos varillas del #6@10cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$\rho = 0.0012$$

Como  $\rho < 0.015$  entonces:

$$V_{CR} = F_R B d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} = 140.34 \text{ ton}$$

$$V_u = \sigma_{max} B \left( \left( \frac{B-b}{2} \right) - d \right) = 139.26 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$V_{CR} = F_R (2(b+d) + 2(h+d)) d \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 747.79 \text{ ton}$$

$$V_u = (BH - (b+d)(h+d)) \sigma_{max}$$

$$V_u = 514.89 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión por punzonamiento.

---

# ESTRUCTURA METÁLICA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m

ZONA SISMICA III<sub>a</sub>

---

- **Distancia de entre ejes de 15m**  
♣ **Zona Sísmica III<sub>a</sub>**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	2.66	2.68	2.68	2.66	0.18	0.18	0.18	0.18
1	5.98	5.96	5.96	5.98	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.04	0.00	0.00	0.04	108.84	100.84	100.84	100.84
1	-0.01	0.00	0.00	-0.01	100.40	100.40	100.40	100.40

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>
AZOTEA	400	0.99	1.99	0.72	0.0018	4.94	9.89	3.43	0.0086
ENTREPISO	400	0.63	1.27	1.27	0.0032	3.23	6.46	6.46	0.0120

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      1.99 cm En X-X      11.89 cm En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. PERM:    0.0120 En X-X      0.0120 En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0032 En X-X      0.0120 En Y-Y

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección IMCA	Sección AISC
Columna	C1	IR 356mm x 382.9kg/m	W 14" x257 lb/ft
Trabe Principal en X	T1	IR 533mm x 74.4kg/m	W 21" x 50 lb/ft
Trabe Principal en Y	T2	IR 914mm x 253.2kg/m	W 36" x 170 lb/ft
Trabe Secundaria	T3	IR 533mm x 74.4kg/m	W 21" x 50 lb/ft
Contraventeo	D1	OR 254mm x 7.9mm	HSS 10" x 10" x 0.313"

➤ **Revisión de las Trabes Principales.**

**Dirección X**

Perfil: IR 533mm x 74.4kg/m (W 21" x 50 lb/ft)

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 6.10 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 47.7 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

**Momento Resistente**

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 57.04 \text{ton} - m \leq 81.67 \text{ton} - m$$

**Momento Último de Diseño**

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 27.34 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.479$$

**Revisión por Deflexiones.**

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 2.60 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \text{O.K.}$$

**Dirección Y**

Perfil: IR 914mm x 253.2kg/m (W 36" x 170 lb/ft)

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 5.48 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 47.2 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$



### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 346.31 \text{ ton} - m \leq 501.10 \text{ ton} - m$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 331.82 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.958$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 3.82 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

#### ➤ Revisión de Columna.

Perfil: IR 356mm x 382.9 kg/m (W14" x 257 lb/ft)

### Revisión de los extremos de la columna

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	350.18	348.89	ton
$M_{uox} =$	68.916	116.975	ton-m
$M_{uoy} =$	1.291	1.106	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 1714.62 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 280.50 \text{ ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 141.69 \text{ ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.23 + 0.23 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.47 \leq 1.0 \quad O.K.$$

Revisión en el extremo j

$$0.16 + 0.39 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.56 \leq 1.0 \quad O.K.$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.273 + 0.010 \leq 1.0$$

$$0.283 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.463 + 0.009 \leq 1.0$$

$$0.472 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión de Columna Completa

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 38.10$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 0.51$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 248.59 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 1496.20 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$B_1 = 1.06$$

$$M_{uox}^* = 124.11 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 1.37 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.234 + 0.499 + 0.011 \leq 1.0$$

$$0.744 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 730\text{cm}$	$b = 45\text{cm}$
$H = 730\text{cm}$	$h = 45\text{cm}$
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 150\text{cm}$	$z_1 = 120\text{cm}$
<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 472.94\text{ton}$	$P_{adm} = 12.5 \text{ ton/m}^2$
	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 12.30 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 42.1 \text{ ton} \cdot \text{m/m}$$
$$A_{s \min} = 30.57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{s \text{ nes}} = 9.70 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s \text{ nes}} < A_{s \min}$  entonces se utilizaremos varillas del #8@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$\rho = 0.0008$$

Como  $\rho < 0.015$  entonces:

$$V_{CR} = F_R B d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c} = 207.64\text{ton}$$

$$V_u = \sigma_{max} B \left( \left( \frac{B-b}{2} \right) - d \right) = 203.30\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$V_{CR} = F_R (2(b+d) + 2(h+d)) d \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 845.18\text{ton}$$

$$V_u = (BH - (b+d)(h+d)) \sigma_{max}$$

$$V_u = 623.36\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión por punzonamiento.

---

## 4.3 ESTRUCTURA MIXTA

---

### 4.3. Estructura Mixta (Concreto Reforzado y Acero Estructural)

Para esta parte de la tesis la estructura estará hecha a base de traveses metálicas y columnas con núcleo de acero estructural cubierto de concreto reforzado, el núcleo de acero es para facilitar el montaje mientras que cuando ya se recubre con el concreto será para que trabajen en conjunto el concreto y el acero estructural, para esto se deben cumplir los siguientes requisitos:

- a) El área de la sección transversal del perfil es cuando menos el 4% del área total de la sección compuesta total.
- b) El concreto se reforzara con barras longitudinales de carga, barras longitudinales para restringir el concreto y estribos transversales.
- c) La resistencia especificada del concreto en compresión no es menor de  $f'_c=250\text{kg/cm}^2$
- d) El límite de fluencia del acero de refuerzo no será mayor de  $4200\text{kg/cm}^2$

Cuando no se cumpla alguno de los requisitos anteriores la columna entonces se diseñara como columna de concreto reforzado.

La ventaja que se tiene al usar este tipo de estructuración es que mientras en niveles superiores se está llevando a cabo el montaje de los elementos estructurales y la lámina, en niveles inferiores se está habilitando el acero de refuerzo de las columnas así como el cimbrado de las columnas, las cuales trabajaran cuando la estructura tenga ya colados los entrepisos, así pues en niveles más inferiores se está llevando a cabo el colado de las columnas de concreto y de la lámina.

Para llevar a cabo el análisis estructural de este sistema estructural este se deberá realizar en dos etapas, la primer etapa será una Etapa de Montaje en esta se realizara un análisis en el cual se revisara la estructura en su etapa de montaje, aquí principalmente se diseñaran las columnas de montaje para esto se modelara la estructura con el entrepiso en su etapa de colado, en la azotea solo tenemos como sistema de piso a la lamina estructural (losacero), durante el colado del entrepiso suponemos también que se está llevando a cabo el colado de las columnas, debido a que durante esta etapa el concreto está fresco entonces la columna de acero es la que trabaja, posteriormente ya cuando el concreto alcanza su resistencia es entonces cuando ya se tiene un comportamiento optimo ya que el acero estructural y el concreto de la columna trabajan de manera conjunta teniendo así una columna compuesta; se revisan las traveses tanto principales como secundarias, se verifican que los desplazamientos ocasionados por los sismos en ambas direcciones cumplan con los permitidos.

Después se procede a realizar la segunda etapa del análisis estructural la cual será la Etapa de Servicio, en esta se modelan todas las columnas como columnas de concreto con un núcleo de acero estructural, el entrepiso y la azotea se modelan con la lamina ya colada, en este análisis se revisan los

desplazamientos en ocasionados por los sismos modelados, se revisan de nuevo las traves principales y secundarias así como sus deflexiones, si todo está dentro de los parámetros permitidos entonces ya finalizamos el análisis estructural.

A continuación se mostraran las imágenes de los modelos que se realizaron para los análisis tanto de la primera etapa como la segunda, después se mostraran unas fotos en las cuales se muestra como es el proceso de este tipo de estructuración en la realidad.

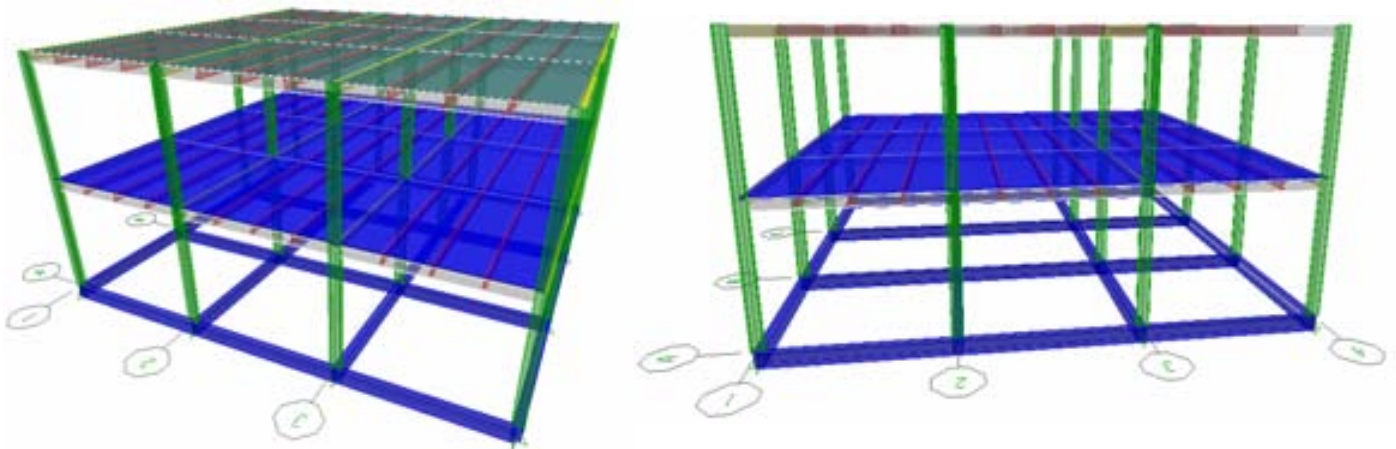


Figura 4.40 “Modelo para Montaje”

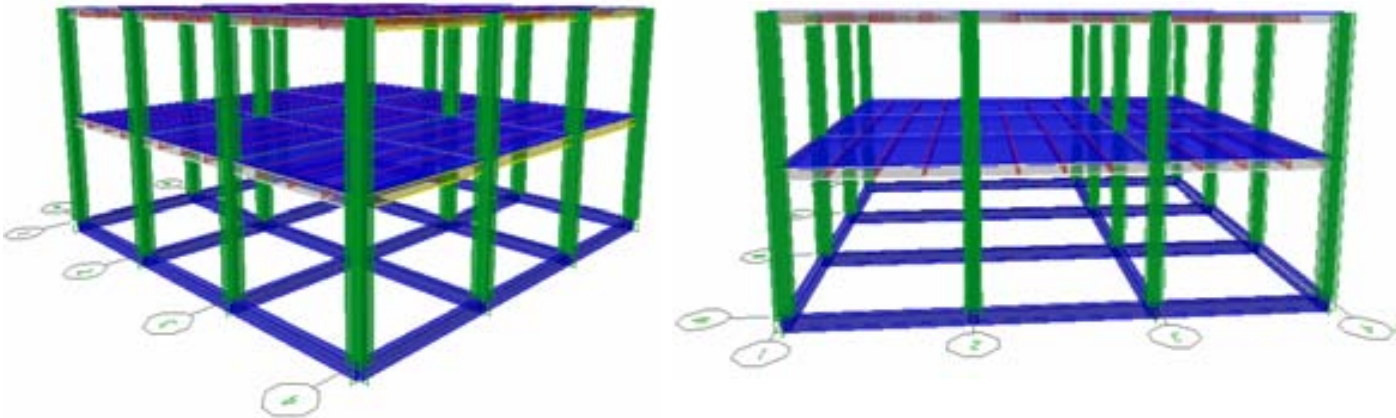


Figura 4.41 “Modelo para Servicio”



**Figura 4.42 “Construcción Compuesta”**



**Figura 4.43 “Construcción Compuesta”**

---

# ESTRUCTURA MIXTA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 5m

## ZONA SISMICA I

---



➤ **Distancia de entre ejes de 5m**  
♣ **Zona Sísmica I**

**Cargas a considerar:**

Azotea

Carga Muerta

Plafón e Instalaciones	15	kg/m <sup>2</sup>
Enladrillado y entortado	120	kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizante	5	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF	40	kg/m <sup>2</sup>
$\Sigma=$	180	kg/m <sup>2</sup>

Carga Viva

Carga Viva Máxima	100	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	70	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Media	15	kg/m <sup>2</sup>

Entrepiso

Carga Muerta

Plafón e Instalaciones	15	kg/m <sup>2</sup>
Muros Divisorios	45	kg/m <sup>2</sup>
Acabados de Piso	80	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF	40	kg/m <sup>2</sup>
$\Sigma=$	180	kg/m <sup>2</sup>

Carga Viva

Carga Viva Máxima	350	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	315	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Media	280	kg/m <sup>2</sup>

Peso propio de los elementos estructurales.

Azotea

	Sección	P.P. (ton)
Columna (Concreto)	45cm x 45cm	15.173
Columna (Acero)	IR 305mm x 38.7kg/m	1.238
Trabes Principal. X	IR 305mm x 21.1kg/m	1.266
Trabes Principal. Y	IR 305mm x 23.9kg/m	1.434
Trabes Secundarias	IR 254mm x 17.9kg/m	2.417
Lamina Losacero	Deck 25 Cal.22	2.527
Concreto	Capa de Compresión	47.630
$\Sigma=$		71.685

RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A  
CENTROS COMERCIALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO

Entrepiso

	Sección	P.P. (ton)
Columna (Concreto)	45cm x 45cm	30.345
Columna (Acero)	IR 305mm x 38.7kg/m	2.477
Trabes Principal. X	IR 305mm x 21.1kg/m	1.266
Trabes Principal. Y	IR 305mm x 23.9kg/m	1.434
Trabes Secundarias	IR 254mm x 17.9kg/m	2.417
Lamina Losacero	Deck 25 Cal.22	2.527
Concreto	Capa de Compresión	47.630
	$\Sigma=$	88.096

$Area\ de\ la\ Azotea = 15m \times 15m = 225m^2$

$Area\ del\ Entrepiso = 15m \times 15m = 225m^2$

**Masas.**

**AZOTEA**

Carga Muerta	101.48	ton
Carga Viva Inst.	17.33	"
Columnas Concreto	16.69	"
Columnas Acero	1.36	"
Trabes Principal en X	1.39	"
Trabes Principal en Y	1.58	"
Trabes Secundarias	2.66	"
	<b>142.48</b>	<b>ton</b>

**ENTREPISO**

Carga Muerta	101.48	ton
Carga Viva Inst.	77.96	"
Columnas Concreto	33.38	"
Columnas Acero	2.74	"
Trabes Principal en X	1.39	"
Trabes Principal en Y	1.58	"
Trabes Secundarias	2.66	"
	<b>221.17</b>	<b>ton</b>

**Análisis Sísmico Estático.**

Nivel	$W_i$ (ton)	$h_i$ (m)	$W_i h_i$	$F_i$ (ton)	$V_i$ (ton)
Azotea	142.48	8.00	1139.84	<b>16.38</b>	<b>16.38</b>
Entrepiso	221.17	4.00	884.68	<b>12.71</b>	<b>29.09</b>
	$\Sigma=$ 363.65		2024.52		

**Desplazamientos aplicando el Análisis Sísmico Estático (Prediseño).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL cm	TOTAL cm	RELATIVO -	<i>DISTORSION LATERAL</i>	PARCIAL cm	TOTAL cm	RELATIVO -	<i>DISTORSION LATERAL</i>
AZOTEA	400	4.43	8.86	4.80	0.0120	2.00	3.99	2.11	0.0053
ENTREPISO	400	2.03	4.06	4.06	0.0102	0.94	1.89	1.89	0.0047

**DESPLAZAMIENTO TOTAL 8.86 cm** En x-x      **3.99 cm** En y-y

DISTORSION LAT. MÁX.PERM: 0.0120 *En x-x*      0.0120 *En y-y*  
 DISTORSION LAT. MÁX. CALC: 0.0120 *En x-x*      0.0053 *En y-y*

**Rigidez total de la estructura en dirección X**

Nivel	V <sub>i</sub> (ton)	F <sub>i</sub> (ton)	d <sub>i</sub> (cm)	Δ <sub>i</sub> (cm)	R <sub>i</sub> (ton/cm)
2	65.52	65.52	4.430	2.40	<b>27.30</b>
1	116.32	50.80	2.030	2.03	<b>57.30</b>

**Rigidez total de la estructura en dirección Y**

Nivel	V <sub>i</sub> (ton)	F <sub>i</sub> (ton)	d <sub>i</sub> (cm)	Δ <sub>i</sub> (cm)	R <sub>i</sub> (ton/cm)
2	65.52	65.52	1.99	1.05	<b>62.23</b>
1	116.40	50.88	0.94	0.94	<b>123.36</b>

**Obtención del Periodo Natural de la Estructura.**

**En Dirección X**

Matriz de masas [M]

$$\begin{bmatrix} 0.225 & 0 \\ 0 & 0.145 \end{bmatrix}$$

Matriz de Rigideces [K]

$$\begin{bmatrix} 84.60 & -27.30 \\ -27.30 & 27.30 \end{bmatrix}$$

Matriz [K-λM]

$$\begin{bmatrix} 84.6 - 0.2255\lambda & -27.30 \\ -27.30 & 27.30 - 0.1480\lambda \end{bmatrix}$$

Determinante

$$0.0333\lambda^2 - 18.6776\lambda + 1564.29 = 0$$

Resolviendo el determinante

$$\lambda = 102.541 \rightarrow \omega = 10.1263 \rightarrow T = 0.7541 \text{ seg}$$

Los periodos anteriores son los periodos calculados a continuación se muestran los periodos obtenidos por el programa de análisis estructural.

$$T = 0.7738 \text{ seg}$$

**Dirección Y**

Matriz de masas [M]

$$\begin{bmatrix} 0.225 & 0 \\ 0 & 0.145 \end{bmatrix}$$

Matriz de Rigideces [K]

$$\begin{bmatrix} 88.20 & -28.76 \\ -28.76 & 28.76 \end{bmatrix}$$

Matriz [K-λM]

$$\begin{bmatrix} 88.2 - 0.2254\lambda & -28.76 \\ -28.76 & 28.76 + 0.1453\lambda \end{bmatrix}$$

Determinante

$$0.0328\lambda^2 - 19.2969\lambda + 1709.49 = 0$$

Resolviendo el determinante

$$\lambda = 180.613 \rightarrow \omega = 10.4218 \rightarrow T = 0.7094 \text{ seg}$$

Los periodos anteriores son los periodos calculados a continuación se muestran los periodos obtenidos por el programa de análisis estructural.

$$T = 0.7151 \text{seg}$$

### **Cortantes para cada Marco**

Sismo en Dirección X

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		5.56	5.56	5.56	5.56	0.00	0.00	0.00	0.00
1		8.62	8.62	8.62	8.62	0.00	0.00	0.00	0.00

Sismo en Dirección Y

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.00	0.00	0.00	0.00	5.54	5.54	5.54	5.54
1		0.00	0.00	0.00	0.00	8.60	8.60	8.60	8.60

### **Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		5.56	5.56	5.56	5.56	0.00	0.00	0.00	0.00
1		3.06	3.06	3.06	3.06	0.00	0.00	0.00	0.00

Dirección Y

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.00	0.00	0.00	0.00	5.54	5.54	5.54	5.54
1		0.00	0.00	0.00	0.00	3.06	3.06	3.06	3.06

### Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas (Diseño Final).

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL cm	TOTAL cm	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>	PARCIAL cm	TOTAL cm	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>
AZOTEA	400	2.24	4.47	2.39	0.0060	2.00	3.99	2.11	0.0053
ENTREPISO	400	1.04	2.08	2.08	0.0052	0.94	1.89	1.89	0.0047

**DESPLAZAMIENTO TOTAL    4.47 cm    En X-X    3.99 cm    En Y-Y**

DISTORSION LAT. MÁX. PERM:    0.0120    En X-X    0.0120    En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0060    En X-X    0.0053    En Y-Y

De acuerdo con las distorsiones máximas calculadas son mucho menores a las permisibles concluyendo así que la estructura cumple satisfactoriamente por desplazamientos horizontales.

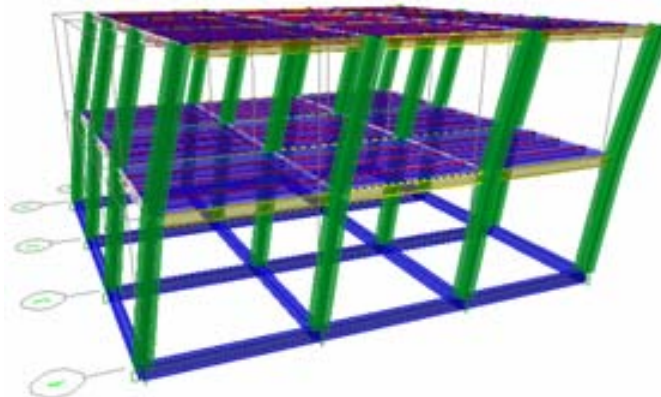


Figura 4.44 “Desplazamientos ocasionados por el Sismo en X”

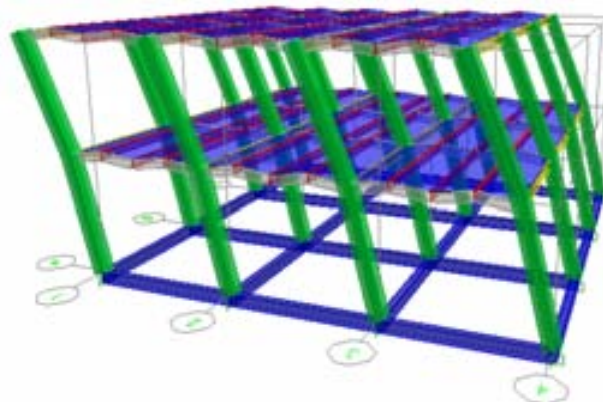


Figura 4.45 “Desplazamientos ocasionados por el Sismo en Y”

## REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas para la estructura son las siguientes

	Marca	Sección
Columna Concreto	CC1	45cm x 45cm
Columna Acero	CA1	IR 305mm x 38.7kg/m
Trabe Principal en X	T1	IR 305mm x 21.1kg/m
Trabe Principal en Y	T2	IR 305mm x 23.9kg/m
Trabe Secundaria	T3	IR 254mm x 17.9kg/m

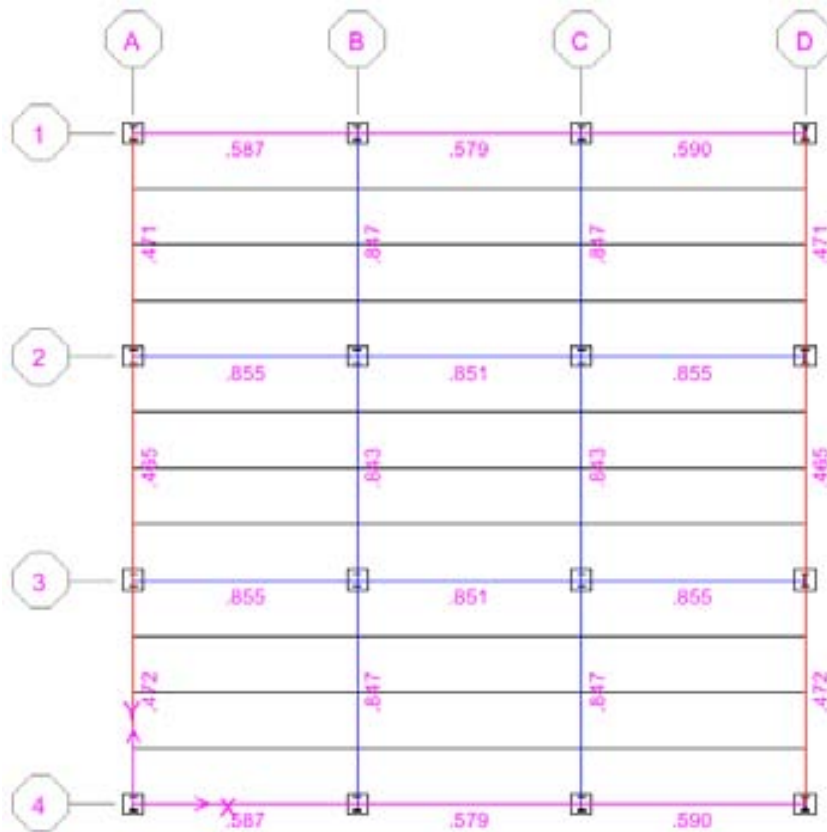


Figura 4.46 “Relación de Esfuerzos de las Traveses Principales en el Entrecimso”

➤ **Revisión de Trabe Principal.**

**Dirección X**

Perfil: **IR 305mm x 21.1kg/m**

Datos:

$$d = 303mm$$

$$t_w = 5.0m$$

$$b_f = 101mm$$

$$t_f = 5.7mm$$

$$k = 17mm$$

$$S_x = 244cm^3$$

$$Z_x = 285cm^3$$

$$E_s = 2.04 \times 10^6 kg/cm^2$$

$$F_y = 3515 kg/cm^2$$

$$L = 500cm$$

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{101/2}{5.7} \leq 0.38 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} \Rightarrow 8.86 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{303-2 \times 17}{5.0} \leq 3.71 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} \Rightarrow 5.8 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

**Momento Resistente**

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 0.9 \times 285 \times 3515 = 901,598 kg - cm \leq 0.9 \times (1.5 \times 244 \times 3515) \\ = 1,286,490 kg - cm$$

$$M_R = \frac{901,598 kg - cm}{1 \times 10^5} = 9.02 ton - m$$

**Momento Último de Diseño**

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 3.98 ton - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = \frac{3.98}{9.02} = 0.442$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{500}{240} + 0.05 = 2.58cm$$

$$\delta_{max} = 0.29cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \Rightarrow O.K.$$

### Dirección Y

Perfil: **IR 305mm x 23.9kg/m**

Datos:

$$d = 305mm$$

$$t_w = 5.6m$$

$$b_f = 101mm$$

$$t_f = 6.7mm$$

$$k = 19mm$$

$$S_x = 280cm^3$$

$$Z_x = 329cm^3$$

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$L = 500cm$$

### Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{101/2}{6.7} \leq 0.38 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} \Rightarrow 7.53 \leq 9.2 \quad \mathbf{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow \frac{305-2 \times 19}{6.7} \leq 3.71 \sqrt{\frac{2.04 \times 10^6}{3515}} \Rightarrow 47.7 < 89.4 \quad \mathbf{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 0.9 \times 329 \times 3515 = 1,040,792 \text{ kg-cm} \leq 0.9 \times (1.5 \times 280 \times 3515) \\ = 1,476,300 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = \frac{1,040,792 \text{ kg-cm}}{1 \times 10^5} = 10.41 \text{ ton-m}$$



### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$Mu = 8.46 \text{ ton} - m$$
$$\frac{M_u}{M_R} = \frac{8.46}{10.41} = 0.813$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{500}{240} + 0.05 = 2.58 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 1.16 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \Rightarrow O.K.$$

### ➤ Revisión de Trabe Secundaria.

Perfil: **IR 254mm x 17.9 kg/m (W10" X 12lb/ft)**

Datos:

Peso Propio = 17.9 kg/m Ancho Tributario = 125cm

$$d = 251 \text{ mm}$$

$$L_{tributario} = 500 \text{ cm}$$

$$A = 22.8 \text{ cm}^2$$

$$F_y = 3,515 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_x = 2,239 \text{ cm}^4$$

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_x = 179 \text{ cm}^3$$

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

$$Z_x = 206 \text{ cm}^3$$

$$E_c = 221,359 \text{ kg/cm}^2$$

### Sistema Sin Apuntalamiento

#### a) ETAPA INICIAL

Carga Muerta

Losacero Deck 25 Calibre 22 con capa de compresión e=6cm.....230.0kg/m<sup>2</sup>

Peso Propio Trabe Secundaria..... 17.9kg/m

Carga Viva

Carga Viva de Construcción.....150.00kg/m<sup>2</sup>

### Revisión por Momentos

$$\omega = (230 + 150) \times 1.25 + 17.9 = 492.9 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 1.4 \times \frac{\omega l^2}{8} = 1.4 \times \left( \frac{0.4929 \times 5^2}{8} \right) = 1.54 \text{ ton} - m$$

$$M_R = 0.9 \times 206 \times 3515 = 651,681 \text{ kg} - cm = 6.52 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = \frac{1.54}{6.52} = 0.33$$

### Revisión de Deformaciones en Etapa Inicial

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = \frac{5 \times 1.4 \omega L^4}{384 E_s I_x} = 1.23 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \Rightarrow 2.58 \text{ cm} \geq 1.23 \text{ cm} \text{ O.K.}$$

#### b) ETAPA FINAL

##### Carga Muerta

Plafón e instalaciones.....	15.00 kg/m <sup>2</sup>
Muros divisorios.....	45.00 kg/m <sup>2</sup>
Acabados de Piso.....	80.00 kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF.....	40.00 kg/m <sup>2</sup>
	180.00 kg/m <sup>2</sup>

##### Carga Viva

Carga Viva Máxima.....	350.00 kg/m <sup>2</sup>
------------------------	--------------------------

### Revisión por Momentos

$$\omega = (180 + 350) \times 1.25 = 662.5 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 1.4 \times \frac{\omega l^2}{8} = 1.4 \times \left( \frac{0.663 \times 5^2}{8} \right) = 2.07 \text{ ton} - m$$

$$M_R = 0.9 \times 206 \times 3515 = 651,681 \text{ kg} - cm = 6.52 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = \frac{2.07}{6.52} = 0.44$$

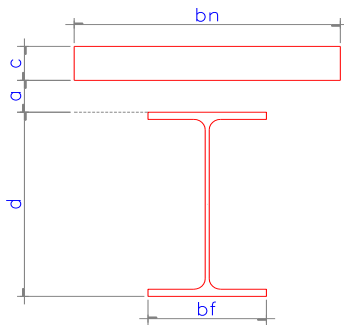
### Ancho Efectivo del concreto.

$$b_e = \min \left\{ \begin{array}{l} l/8 = 500/8 = 62.5 \text{ cm} \Rightarrow \text{RIGE} \\ \text{Sep. entre trabes} / 2 = 62.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$n = \frac{E_s}{E_c} = \frac{2.04 \times 10^6}{221,359} = 9.22$$

$$b_n = \frac{b_e}{n} = \frac{62.5}{9.22} = 6.78 \text{ cm}$$

### Centroide de la sección.



$$d = 25.4 \text{ cm}$$

$$a = 6.4 \text{ cm}$$

$$c = 6.0 \text{ cm}$$

$$\bar{Y} = \frac{A(d/2) + b_n c(d + a + c/2)}{A + b_n c}$$

$$\bar{Y} = \frac{22.8(25.4/2) + 6.78 \times 7(25.4 + 6.4 + 6/2)}{22.8 + 6.78 \times 6}$$

$$\bar{Y} = 26.62 \text{ cm}$$

$$I_{xTotal} = I_x + A(\bar{Y} - d/2)^2 + \frac{b_n c^3}{12} + (b_n c ((d + a + c/2) - \bar{Y}))^2$$

$$I_x = 9,401.36 \text{ cm}^4$$

### Esfuerzos totales

#### Carga Muerta

Losacero Deck 25 Calibre 22 con capa de compresión e=6cm.....230.00 kg/m<sup>2</sup>

$$\omega = (230) \times 1.25 + 17.9 = 305.4 \text{ kg/m}$$

$$M_u = 1.4 \times \frac{\omega l^2}{8} = 1.4 \times \left( \frac{0.3054 \times 5^2}{8} \right) = 1.34 \text{ ton} - m$$

$$M_R = 0.9 \times 206 \times 3515 = 651,681 \text{ kg} - cm = 6.52 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = \frac{1.34}{6.52} = 0.21$$

### Revisión por Deformaciones en Etapa Final

$$\delta_{max1} = \frac{5 \times 1.4 \times 6.63 \times 500^4}{384 \times 2.04 \times 10^6 \times 9401.36} = 0.39 \text{ cm}$$

$$\delta_{max2} = \frac{5 \times 1.4 \times 2.97 \times 500^4}{384 \times 2.04 \times 10^6 \times 2239} = 0.76 \text{ cm}$$

$$\delta_{total} = \delta_{max1} + \delta_{max2} = 0.39 + 0.76 = 1.16 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \Rightarrow 2.58 \text{ cm} \geq 1.16 \text{ cm} \text{ O.K.}$$

## Conectores de Cortante

### Fuerza Cortante Horizontal

$$F_{VH} = \begin{cases} 0.85f'_c A_c = 0.85 \times 250 \times 62.5 \times 6 = 79688kg = 79.69ton \Rightarrow \mathbf{RIGE} \\ A_s F_y = 22.8 \times 3515 = 80,140kg = 80.14ton \end{cases}$$

### Factor de Reducción de Resistencia del Conector

#### Para Losacero Deck 25 Calibre 22

$$\begin{aligned} h_r &= 6.4cm & H_s &= 14cm \\ w_r &= 13.2cm & N_r &= 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{R\text{ conec}} &= \frac{0.85}{\sqrt{N_r}} \left( \frac{w_r}{h_r} \right) \left[ \left( \frac{H_s}{h_r} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0 \\ F_{R\text{ conec}} &= \frac{0.85}{\sqrt{1}} \left( \frac{13.2}{6.4} \right) \left[ \left( \frac{14}{6.4} \right) - 1.0 \right] \leq 1.0 \\ F_{R\text{ conec}} &= 0.75 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.} \end{aligned}$$

### Resistencia de los Conectores de Cortante

$$\begin{aligned} \phi &= 19mm \\ A_{sc} &= 2.85cm^2 \\ Q_n &= F_{R\text{ conec}} (0.5A_{sc}\sqrt{f'_c E_c}) \leq A_{sc} F_u \\ Q_n &= 0.75 \times 0.5 \times 2.85\sqrt{200 \times 2.04 \times 10^6} = 7110kg \leq 2.85 \times 4220 = 12,030kg \\ Q_n &= 7.11ton \leq 12.03ton \quad \mathbf{O.K.} \end{aligned}$$

### Numero de conectores necesarios

$$\begin{aligned} N &= 2 \times \frac{79.69}{7.11} = 22.4 \approx 23 \text{ conectores} \\ \frac{500cm}{23} &= 21.73cm \therefore \text{Se colocara 1 conector @20cm} \end{aligned}$$

Como la trabe secundaria es la misma en todos los casos en los que la distancia es la misma por lo tanto la revisión de esta solo se mostrara una sola vez.

➤ **Revisión de Columna para Montaje.**

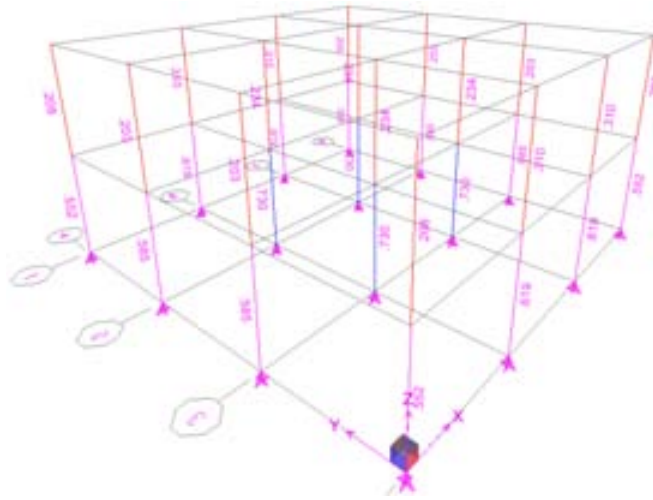


Figura 4.47 “Relación de Esfuerzos de las Columnas para la Etapa de Montaje”

Perfil: **IR 305mmx38.7kg/m**

Datos:

$$A = 49.4\text{cm}^2$$

$$F_R = 0.9$$

$$I_{xx} = 8,491\text{cm}^4$$

$$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_x = 13.1\text{cm}$$

$$L = 400\text{cm}$$

$$I_{yy} = 720\text{cm}^4$$

$$E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

$$r_y = 3.8\text{cm}$$

$$Z_x = 601\text{cm}^3$$

$$Z_y = 134\text{cm}^3$$

**Revisión de los extremos de la columna**

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	18.10	17.94	ton
$M_{uox} =$	2.009	1.567	ton-m
$M_{uoy} =$	0.873	0.406	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 49.4 \times 3515 = 173,640 \text{ kg} = 163.64 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 601 \times 3515 = 2,144,000 \text{ kg} - \text{cm} = 21.44 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 174 \times 3515 = 471,000 \text{ kg} - \text{cm} = 4.71 \text{ ton} - \text{m}$$

Revisión en el extremo i

$$\frac{18.10}{0.9 \times 163.64} + \frac{0.85 \times 2.009}{0.9 \times 21.44} + \frac{0.60 \times 0.873}{0.9 \times 4.71} \leq 1.0$$

$$0.12 + 0.09 + 0.12 \leq 1.0$$

$$0.33 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión en el extremo j

$$\frac{17.94}{0.9 \times 163.64} + \frac{0.85 \times 1.567}{0.9 \times 21.44} + \frac{0.60 \times 0.406}{0.9 \times 4.71} \leq 1.0$$

$$0.11 + 0.07 + 0.06 \leq 1.0$$

$$0.24 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$\frac{2.009}{0.9 \times 21.44} + \frac{0.873}{0.9 \times 4.71} \leq 1.0$$

$$0.104 + 0.206 \leq 1.0$$

$$0.310 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$\frac{1.567}{0.9 \times 21.44} + \frac{0.406}{0.9 \times 4.71} \leq 1.0$$

$$0.081 + 0.096 \leq 1.0$$

$$0.177 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

**Revisión de Columna Completa**

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = \begin{cases} \frac{KL}{r_x} = \frac{1 \times 400}{13.1} = 30.53 \\ \frac{KL}{r_y} = \frac{1 \times 400}{3.8} = 105.26 \leftarrow RIGE \end{cases}$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R \leq F_y A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 105.26 \sqrt{\frac{3515}{\pi^2 \times 2.04 \times 10^6}} = 1.39$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px} \leq F_R M_{px}$$

$$M_m = 0.9 \left( 1.07 - \frac{(400/3.9) \sqrt{3515/2.04 \times 10^6}}{18.55} \right) 21.44 \leq 0.9 \times 21.44$$

$$M_m = 16.10 \text{ton} - m \leq 19.30 \text{ton} - m$$

$$R_c = \frac{3515}{(1 + 1.39^4 + 0.15 \times 1.39^4)^{1/2}} \times 49.4 \times 0.9 \leq 3515 \times 49.4 \times 0.9$$

$$R_c = 71.74 \text{ton} \leq 156.28 \text{ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$P_{E1} = \frac{A_t \pi^2 E_s}{(KL/r)^2} = \frac{64.5 \pi^2 \times 2.04 \times 10^6}{105.26^2} = 89.72 \text{ton}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{18.1}{0.9 \times 89.72}} = 1.29$$

$$M_{uox}^* = 2.59 \text{ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 1.13 \text{ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$\frac{18.10}{71.74} + \frac{2.009}{25.9} + \frac{0.873}{0.9 \times 1.13} \leq 1.0$$

$$0.252 + 0.161 + 0.265 \leq 1.0$$

$$0.7679 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Revisión de la Columna de Concreto (Columna Final)**

a) Datos de la Columna.

$$b = 45\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 45\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

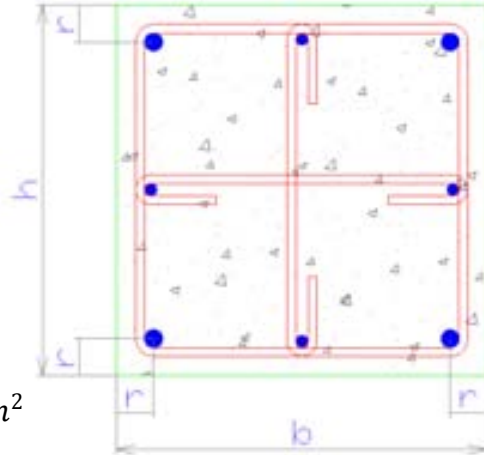
$$r = 4\text{cm} \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

Se usará como acero de refuerzo:

10 varillas #6

$$A_s = 28.20\text{cm}^2$$

$$\%A_{s\text{perfil}} = \frac{A_{s\text{perfil}}}{A_c} \times 100 = \frac{49.4}{45 \times 45} = 2.44\%$$



Por lo tanto se diseñara como columna de concreto.

b) Acciones en la Columna.

De la combinación de cargas Comb5

$$P_u = 33.030\text{ton} \quad M_2 = 0.587\text{ton} - m \quad M_3 = 2.130\text{ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = \frac{M_2}{P_u} = \frac{2.130}{33.03} = 6.45\text{cm}$$

$$e_x = \frac{M_3}{P_u} = \frac{0.587}{33.03} = 1.78\text{cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = F_R (f'_c A_c + A_s f_y) = 0.8(170 \times 45 \times 45 + 28.20 \times 4200) = 367,284\text{kg}$$

$$P_{RO} = 367.3\text{ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = \frac{45 - 4}{45} = 0.911$$

$$\frac{e_x}{h} = \frac{1.78}{45} = 0.04$$

$$q = \frac{A_s f_y}{b d f'_c} = \frac{28.5 \times 4200}{45 \times 41 \times 170} = 0.348$$

Usando el siguiente diagrama de interacción se obtiene  $K_x$ .



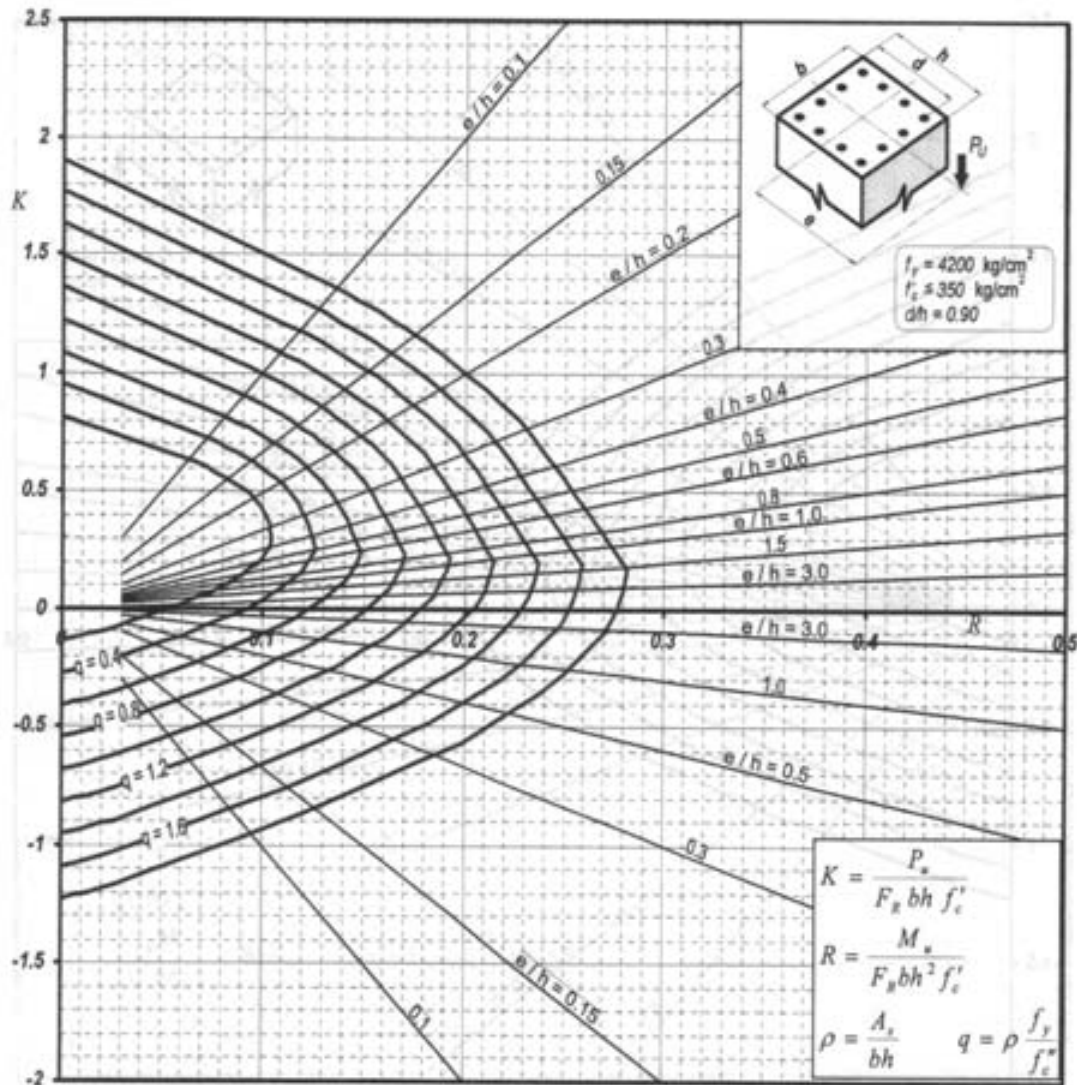


Figura 4.48 “Diagrama de Interacción”

$$K_X = 0.80$$

$$P_{RX} = K_X F_R b h f'_c = 0.80 \times 0.8 \times 45 \times 45 \times 250 = 324,000 \text{ kg} = 324 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{b}{h} = \frac{45 - 4}{45} = 0.911$$

$$\frac{e_y}{b} = \frac{6.45}{45} = 0.14$$

$$q = \frac{A_s f_y}{b d f'_c} = \frac{28.5 \times 4200}{45 \times 41 \times 170} = 0.348$$

Usando el diagrama de interacción anterior se obtiene  $K_Y$ .

$$K_Y = 0.62$$

$$P_{RY} = K_Y F_R b h f'_c = 0.62 \times 0.8 \times 45 \times 45 \times 250 = 251,100 \text{ kg} = 251.1 \text{ ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{P_{RX}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}}}$$

$$P_R = \frac{1}{\frac{1}{324} + \frac{1}{251.1} - \frac{1}{367.3}} = 230.1 \text{ ton}$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 2.99 \text{ ton}$$

$$P_u < F_R (0.7 f'_c A_g + 2000 A_s)$$

$$33,030 \text{ kg} < 0.8 (0.7 \times 200 \times (45 \times 45 - 28.5) + 2000 \times 28.5)$$

$$33,030 \text{ kg} < 272,400 \text{ kg}$$

$$33.03 \text{ ton} < 272.4 \text{ ton}$$

$$V_{cR} = \text{Fact}(RV)$$

$$RV = F_R b d (0.2 + 20\rho) \sqrt{f'_c}$$

$$\rho = \frac{11.4}{45 \times 45} = 0.0056$$

$$RV = 0.8 \times 45 \times 41 (0.2 + 20 \times 0.0056) \sqrt{200} = 6.52 \text{ ton}$$

$$\text{Fact} = 1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g} = 1 + 0.007 \frac{33,030}{45 \times 45} = 1.11$$

$$V_{cR} = 1.11 \times 6.52 = 7.27 \text{ ton}$$

$$V_{cR} > V_u \Rightarrow 7.27 \text{ ton} > 2.99 \text{ ton} \text{ O.K.}$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

$$2,990 \text{ kg} < 0.6 \times 0.8 \times 45 \times 41 \sqrt{200}$$

$$2,990 \text{ kg} < 41,750 \text{ kg}$$

$$3.1 \text{ ton} < 32.58 \text{ ton} \text{ O.K.}$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

La separación de los estribos en el tramo central será la longitud mínima entre las siguientes opciones.

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{850\phi}{\sqrt{F_y}} = \frac{850 \times 1.91}{\sqrt{4200}} = 25.1cm \\ 48\phi_b = 48 \times 0.95 = 45.6cm \\ \frac{b \text{ ó } h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5cm \Rightarrow RIGE \end{array} \right.$$

Por lo tanto la separación será de 20.0cm

La separación de los estribos en los extremos será la mitad de la longitud en el tramo central ( $s=10.0cm$ ) en una longitud la cual será la mayor entre las siguientes opciones.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \text{ ó } h \Rightarrow 40cm \\ L/6 = \frac{400}{6} = 66.7cm \Rightarrow RIGE \\ 60cm \end{array} \right.$$

Por lo tanto la longitud será de 70.0cm

La separación de los estribos en la parte inferior de la columna de planta baja será de 10.0cm en una longitud que será de la media altura de la columna hasta la cimentación en todo el dado.

#### ➤ Diseño de la Conexión Atornillada CNX-1

Sección: [IR 305mm x 21.1kg/m](#)

a) Datos

TRABE	COLUMNA	
$d = 30.3cm$	$g = 9.00cm$	$P_{f,0} = P_{f,i} = 5.5cm = 2.17in$
$t_w = 0.50cm$	PLACA	$\gamma_r = 1.0$
$b_f = 10.1cm$	$F_{py} = 2530 \frac{kg}{cm^2} = 36ksi$	$\phi_b = 0.9$
$t_f = 0.57cm$	MOMENTO	
$F_y = 3515 \frac{kg}{cm^2}$	$M_u = 3.98ton - m$	

Usando tornillos  $\phi = \frac{3}{4}$ " en acero A-325

$$d_{borde} = 3.18cm \quad F_T = 7944 \frac{kg}{cm^2} = 113ksi$$

$$T_b = 14ksi \quad \phi = 0.75$$

b) Calculo del espesor de la Placa de Conexión.

$$p_{ext} = P_{f,0} + d_{borde} = 3.43in$$

$$h_0 = d + P_{f,0} = 35.8cm$$

$$d_0 = d + P_{f,0} - t_f/2 = 14in$$

$$h_1 = d - P_{f,i} - t_f = 25.4cm$$

$$d_1 = d - P_{f,i} - 3/2 t_f = 9.9in$$

$$b_p = \max \left\{ \begin{array}{l} b_f + 2.54cm = 10.1 + 2.54 = 12.64cm \\ g + 2(d_{borde}) = 9.0 + 2(3.18) = 15.4cm \leftarrow RIGE \end{array} \right.$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} = \frac{1}{2} \sqrt{15.4 \times 14.0} = 1.71$$

$$Y = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{P_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{P_{f,0}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (P_{f,i} + s)]$$

$$Y = 185.3cm$$

$$t_{p,rec} = \sqrt{\frac{\gamma_r M_u}{\phi_b F_{py} Y}} = 0.97cm$$

Se utilizara placa con espesor  $t_{p,real} = 3/4"$

c) Calculo de fuerzas máximas para la acción de la palanca.

$$a_i = 3.682 \left( \frac{t_p}{d_b} \right)^3 - 0.085 = 3.6in$$

$$\omega' = \frac{b_p}{2} - \left( d_b + \frac{1}{16} \right) = 1.68in$$

$$F'_i = \frac{t_p^2 F_{py} \left( 0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 \omega' \right) + \frac{\pi d_b^3 F_t}{8}}{4P_{f,i}}$$

$$F'_i = 12.4$$

$$Q_{max,i} = \frac{\omega' t_p^2}{4a_i} \sqrt{F_{py}^2 - 3 \left( \frac{F'_i}{\omega' t_p} \right)^2} = 2.08kips$$

$$a_0 = 3.682 \left( \frac{t_p}{d_b} \right)^3 - 0.085 \leq (p_{ext} - P_{f,0})$$

$$a_0 = 1.26$$

$$F'_0 = \frac{t_p^2 F_{py} \left( 0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 \omega' \right) + \frac{\pi d_b^3 F_t}{8}}{4P_{f,0}}$$

$$F'_0 = 9.80$$

$$Q_{max,0} = \frac{\omega' t_p^2}{4a_0} \sqrt{F_{py}^2 - 3 \left( \frac{F'_0}{\omega' t_p} \right)^2} = 6.24kip$$

d) Cálculo de la resistencia de diseño de la conexión para el estado límite de ruptura del tornillo con la acción de la palanca.

$$P_t = \frac{\pi d_b^2}{4} F_t = \frac{\pi \times 0.75^2}{4} 113 = 39.8 \text{ kips}$$

$$\phi M_n = \phi M_q = \max \begin{cases} \phi [2(P_t - Q_{max,0})d_0 + 2(P_t - Q_{max,i})d_1] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,0})d_0 + 2T_B d_1] \\ \phi [2(P_t - Q_{max,i})d_1 + 2T_B d_0] \\ \phi [2T_B (d_0 + d_1)] \end{cases}$$

$$= \max \begin{cases} 1,261 \text{ kip} - \text{in} \leftarrow RIGE \\ 910 \text{ kip} - \text{in} \\ 852 \text{ kip} - \text{in} \\ 501 \text{ kip} - \text{in} \end{cases}$$

$$\phi M_n = \phi M_q = 1,261 \times 0.01152127 = 14.53 \text{ ton} - \text{m} \geq M_u = 3.98 \text{ ton} - \text{m}$$

➤ **Diseño de la Conexión Atornillada CNX-2**

Sección: [IR 305mm x 23.9kg/m](#)

a) Datos

TRABE	COLUMNA	
$d = 30.5 \text{ cm}$	$g = 9.00 \text{ cm}$	$P_{f,0} = P_{f,i} = 5.5 \text{ cm} = 2.17 \text{ in}$
$t_w = 0.56 \text{ cm}$	PLACA	$\gamma_r = 1.0$
$b_f = 10.1 \text{ cm}$	$F_{py} = 2530 \text{ kg/cm}^2 = 36 \text{ ksi}$	$\phi_b = 0.9$
$t_f = 0.67 \text{ cm}$	MOMENTO	
$F_y = 3515 \text{ kg/cm}^2$	$M_u = 8.46 \text{ ton} - \text{m}$	

Usando tornillos  $\phi = \frac{3}{4}$ " en acero A-325

$$d_{borde} = 3.18 \text{ cm} \quad F_T = 7944 \text{ kg/cm}^2 = 113 \text{ ksi}$$

$$T_b = 14 \text{ ksi} \quad \phi = 0.75$$

b) Cálculo del espesor de la Placa de Conexión.

$$p_{ext} = P_{f,0} + d_{borde} = 3.43 \text{ in}$$

$$h_0 = d + P_{f,0} = 36 \text{ cm}$$

$$d_0 = d + P_{f,0} - \frac{t_f}{2} = 14.2 \text{ in}$$

$$h_1 = d - P_{f,i} - t_f = 24.3 \text{ cm}$$

$$d_1 = d - P_{f,i} - \frac{3}{2} t_f = 9.4 \text{ in}$$

$$b_p = \max \left\{ \begin{array}{l} b_f + 2.54cm = 12.64cm \\ g + 2(d_{borde}) = 15.4cm \leftarrow RIGE \end{array} \right.$$

$$s = \frac{1}{2} \sqrt{b_p g} = \frac{1}{2} \sqrt{15.4 \times 14.0} = 2.32$$

$$Y = \frac{b_p}{2} \left[ h_1 \left( \frac{1}{P_{f,i}} + \frac{1}{s} \right) + h_0 \left( \frac{1}{P_{f,0}} \right) - \frac{1}{2} \right] + \frac{2}{g} [h_1 (P_{f,i} + s)]$$

$$Y = 174cm$$

$$t_{p,rec} = \sqrt{\frac{\gamma_r M_u}{\phi_b F_{py} Y}} = 1.45cm$$

Se utilizara placa con espesor  $t_{p\ real} = 3/4$  "

c) Calculo de fuerzas máximas para la acción de la palanca.

$$a_i = 3.682 \left( \frac{t_p}{d_b} \right)^3 - 0.085 = 3.6in$$

$$\omega' = \frac{b_p}{2} - \left( d_b + \frac{1}{16} \right) = 2.22in$$

$$F'_i = \frac{t_p^2 F_{py} \left( 0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 \omega' \right) + \frac{\pi d_b^3 F_t}{8}}{4P_{f,i}}$$

$$F'_i = 11.9$$

$$Q_{max,i} = \frac{\omega' t_p^2}{4a_i} \sqrt{F_{py}^2 - 3 \left( \frac{F'_i}{\omega' t_p} \right)^2} = 2.93kips$$

$$a_0 = 3.682 \left( \frac{t_p}{d_b} \right)^3 - 0.085 \leq (p_{ext} - P_{f,0})$$

$$a_0 = 1.26$$

$$F'_0 = \frac{t_p^2 F_{py} \left( 0.85 \frac{b_p}{2} + 0.80 \omega' \right) + \frac{\pi d_b^3 F_t}{8}}{4P_{f,0}}$$

$$F'_0 = 11.90$$

$$Q_{max,0} = \frac{\omega' t_p^2}{4a_0} \sqrt{F_{py}^2 - 3 \left( \frac{F'_0}{\omega' t_p} \right)^2} = 8.37kip$$

d) Calculo de la resistencia de diseño de la conexión para el estado límite de ruptura del tornillo con la acción de la palanca.

$$P_t = \frac{\pi d_b^2}{4} F_t = \frac{\pi \times 0.75^2}{4} 113 = 39.8kips$$

$$\phi M_n = \phi M_q = \max \begin{cases} \phi[2(P_t - Q_{max,0})d_0 + 2(P_t - Q_{max,i})d_1] \\ \phi[2(P_t - Q_{max,0})d_0 + 2T_B d_1] \\ \phi[2(P_t - Q_{max,i})d_1 + 2T_B d_0] \\ \phi[2T_B(d_0 + d_1)] \end{cases}$$

$$= \max \begin{cases} 1,183kip - in \leftarrow RIGE \\ 859kip - in \\ 817kip - in \\ 493kip - in \end{cases}$$

$$\phi M_n = \phi M_q = 1,183 \times 0.01152127 = 13.63ton - m \geq M_u = 8.46ton - m$$

El diseño de las conexiones a momento solo se mostrara una sola vez por lo cual para los siguientes casos no aparecerá el diseño de estas conexiones.

➤ **Diseño de la Conexión Atornillada CV-1**

Capacidad total de la conexión.

a) Datos de la Trabe Portante

$$\begin{aligned} d &= 30.9cm & b_f &= 10.2cm \\ t_w &= 0.60cm & t_f &= 0.89cm \end{aligned}$$

b) Cortante actuante en la conexión.

$$V_u = 4.45ton$$

c) Arreglo y diámetro de los tornillos

Se usaran tornillos de  $\phi=19mm$  (3/4") en acero A-490 con una capacidad al cortante de 5644kg, en un arreglo de una fila con tres tornillos con una separación  $S=60mm$ .

d) Calculo de la capacidad total de la conexión.

Usando la tabla 8.18 "Coeficiente C para grupos de tornillos excéntricamente cargados"; con  $e_x=96mm$  se tiene lo siguiente:

Para <b>S=75mm</b>	$e_x$	<b>C</b>
	100	1.40
	75	1.75
Interpolando	<b>96</b>	<b>1.46</b>

Para <b>S=150mm</b>	$e_x$	<b>C</b>
	100	2.23
	75	2.48
Interpolando	<b>96</b>	<b>2.27</b>

Para <b>S=60mm</b>	$e_x$	<b>C</b>
	75	1.46
	150	2.27
Extrapolando	<b>60</b>	<b>1.29</b>

$$\phi R_n = C \phi r_n = 1.29 \times 5644 = 7299kg = 7.30ton$$

$$\phi R_n \geq V_u$$

$$7.30 \geq 4.45 \quad \mathbf{O. K.}$$

e) Revisión de la placa de conexión

La placa de conexión en su punto más crítico tiene una altura  $d=18.0cm$ , tendrá un espesor de 13mm (1/2") y estará hecha de acero A-36 ( $F_y=2530kg/cm^2$ ).

$$P_u = V_u = 4.45ton$$

Revisión de Fluencia por Tensión

$$A_t = 18 \times 1.27 = 22.9cm^2$$

$$R_{T1} = F_R A_t F_y = 0.9 \times 22.9 \times 2.53 = 52.05ton \gg V_u$$

Revisión de Fractura por Tensión

$$A_n = [18 - 3(1.91 + 0.3175)]12.7 = 14.37cm^2$$

$$R_{T2} = F_R A_n F_u = 0.85 \times 14.37 \times 4.08 = 43.98ton \gg V_u$$

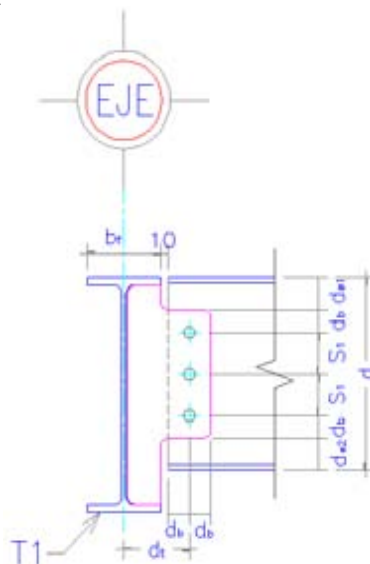


Figura 4.49 "Conexión a Cortante"



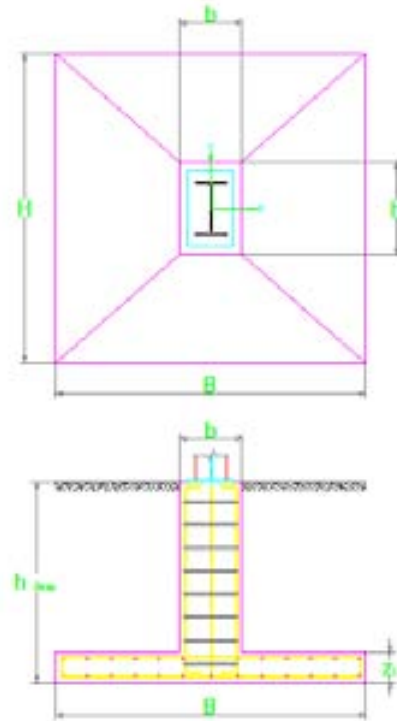
El diseño de las conexiones a cortante solo se mostrara una sola vez por lo cual para los siguientes casos no aparecerá el diseño de estas conexiones.

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 135\text{cm}$	$b = 45\text{cm}$
$H = 135\text{cm}$	$h = 45\text{cm}$
$f'_c = 250\text{ kg/cm}^2$	

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de lazapata</i>
$h_{desp} = 100\text{cm}$	$z_1 = 24\text{cm}$
<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 54.64\text{ton}$	$P_{adm} = 32.0\text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 0.01\text{ton} - \text{m}$	$\gamma_{suelo} = 1.80\text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 0.00\text{ton} - \text{m}$	



b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 31.98\text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 14.4\text{ ton} - \text{m/m} \quad A_{s\ min} = 5.53\text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s\ nes} = 20.63\text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s\ nes} > A_{s\ min}$  entonces se utilizaremos varillas del #5@10cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 12.72\text{ton} \quad V_u = 10.36\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 0.45\text{m} \quad c_2 = 0.45\text{m} \quad \alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 0.33 \quad c_{CD} = 0.33$$

$$\text{máx} \begin{cases} v_{uAB} = 98.60\text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{RIGE} \\ v_{uCD} = 98.51\text{ ton/m}^2 \end{cases}$$

$$v_{cR} = \text{mín} \begin{cases} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} = 148.49\text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f'_c} = 98.99\text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{RIGE} \end{cases}$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

➤ **Revisión de Trabes de Liga**

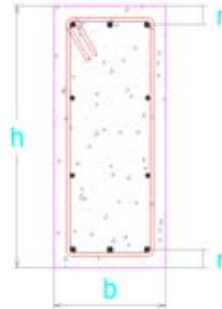
a) Datos

Trabe

$$b = 25\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 40\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$



b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=2.50m	L=5.00m	
$M_{3\max}$ =	0.00	0.34	0.00	ton-m
$V_{2\max}$ =	0.00	0.09	0.84	ton
$M_{3\min}$ =	-0.70	0.00	-0.70	ton-m
$V_{2\min}$ =	-0.84	-0.09	0.66	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 40 - 4 = 36\text{cm}$$

$$A_{s\min} = \frac{0.7\sqrt{f'_c}}{f_y} bd = \frac{0.7 \times 20 \times 36\sqrt{250}}{4200} = 1.37\text{cm}^2$$

$$A_{s\text{nes}} = \frac{bdf'_c}{F_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2M_u}{F_R b d^2 f'_c}} \right)$$

Para L=0.00m y L=5.00m

$$M_{3\max}=0.0\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.0\text{cm}^2$$

$$M_{3\min}=-0.70\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.52\text{cm}^2$$

Para L=2.50m

$$M_{3\max}=0.34 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.25\text{cm}^2$$

$$M_{3\min}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.0\text{cm}^2$$

Debido a que el acero de refuerzo calculado es menor que el acero mínimo, entonces el acero a colocar será este último siendo así que se colocaran a lo largo de la trabe de liga 2 varillas #4,

d) Cortante

$$\rho = \frac{3.534}{25 \times 40} = 0.0035$$

$$V_{CR} = 2,756\text{kg} = 2.76\text{ton}$$

En los todos los casos se tiene que:

$$V_{u\max} < V_{CR}$$

$$s \leq d/2 \Rightarrow s \leq 36/2 \Rightarrow s \leq 18.0cm$$

Usando  $s=15.0cm$

$$A_{vmin} = 0.30\sqrt{f_c^*} \frac{bs}{f_y} = \frac{0.30 \times 25 \times 18\sqrt{200}}{4200} = 0.45cm^2$$

Por lo que la sección propuesta se acepta.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.40)=0.80m$  del paño de las columnas la separación  $s$  de los estribos será:

$$s = \min \begin{cases} d/4 = 36/4 = 9.0cm \leftarrow RIGE \\ 8d_{b \text{ long}} = 8 \times 1.27 = 10.16cm \\ 24d_{b \text{ tran}} = 24 \times 0.95 = 22.8cm \\ 30cm \end{cases}$$

Por lo tanto se colocaran Estribos #3 @ 10.0cm en los extremos de la trabe sobre una longitud de 0.80m de los paños de las columnas y en la parte central se colocaran Estribos #3 @ 15.0cm

---

# ESTRUCTURA MIXTA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 5m

## ZONA SISMICA II

---

➤ **Distancia de entre ejes de 5m**  
♣ **Zona Sísmica II**

De aquí en adelante ya no se seguirá la metodología de ir desarrollando paso por paso todos los cálculos necesarios para llevar a cabo el análisis sísmico sino que solo se mostraran las fuerzas sísmicas que se aplican en cada marco así como los desplazamientos ocasionados por dichas fuerzas, en cuanto a la revisión de los elementos estructurales solo se colocaran los resultados omitiendo los cálculos intermedios.

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		11.16	11.16	11.16	11.16	0.00	0.00	0.00	0.00
1		6.24	6.24	6.24	6.24	0.00	0.00	0.00	0.00

Dirección Y

		Marcos							
Entrepiso		1	2	3	4	A	B	C	D
2		0.00	0.00	0.00	0.00	11.12	11.12	11.12	11.12
1		0.00	0.00	0.00	0.00	6.10	6.10	6.10	6.10

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	2.85	5.69	3.50	0.0088	2.53	5.06	3.16	0.0079
ENTREPISO	400	1.10	2.19	2.19	0.0055	0.95	1.90	1.90	0.0048

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      5.69 cm En X-X      5.06 cm En Y-Y

DISTORSION LAT. MAX. PERM.:    0.0120 En X-X      0.0120 En Y-Y  
 DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0088 En X-X      0.0079 En Y-Y

## REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección
Columna Concreto	CC1	45cm x 45cm
Columna Acero	CA1	IR 305mm x 52.2kg/m
Trabe Principal en X	T1	IR 305mm x 23.9kg/m
Trabe Principal en Y	T2	IR 305mm x 23.9kg/m
Trabe Secundaria	T3	IR 254mm x 17.9kg/m

### ➤ Revisión de Trabe Principal.

#### Dirección X y Dirección Y

Perfil: IR 305mm x 23.9kg/m

#### Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 7.54 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 47.7 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

#### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 10.41 \text{ton} - m \leq 14.76 \text{ton} - m$$

#### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 9.42 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.905$$

#### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 1.16 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \Rightarrow 2.58 \text{cm} \geq 1.07 \text{cm} \quad \text{O.K.}$$

➤ **Revisión de Columna de Montaje.**

Perfil: [IR 305mmx52.2kg/m](#)

**Revisión de los extremos de la columna**

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	18.60	18.35	ton
$M_{uox} =$	4.706	3.725	ton-m
$M_{uoy} =$	1.823	0.874	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 233.75 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 29.49 \text{ ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 6.61 \text{ ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.09 + 0.15 + 0.18 \leq 1.0$$

$$0.42 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión en el extremo j

$$0.09 + 0.12 + 0.09 \leq 1.0$$

$$0.29 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.177 + 0.307 \leq 1.0$$

$$0.484 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.140 + 0.147 \leq 1.0$$

$$0.287 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

### Revisión de Columna Completa

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 102.56$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 1.36$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 22.31 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 100.57 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$P_{E1} = \frac{A_t \pi^2 E_s}{(KL/r)^2} = 127.22 \text{ ton}$$

$$B_1 = \frac{1}{1 - \frac{47.91}{0.9 \times 235.6}} = 1.19$$

$$M_{uox}^* = 5.62 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 2.18 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.185 + 0.252 + 0.366 \leq 1.0$$

$$0.803 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Revisión de la Columna de Concreto (Columna Final).**

a) Datos de la Columna.

$$b = 45 \text{ cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 45 \text{ cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$



$$r = 4\text{cm} \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$A_s = 40.56\text{cm}^2$$

$$\%A_{s\text{perfil}} = \frac{A_{s\text{perfil}}}{A_c} \times 100 = 2.28\%$$

Por lo tanto se diseñara como columna de concreto.

b) Acciones en la Columna.

$$P_u = 35.414\text{ton} \quad M_2 = 17.324\text{ton} - m \quad M_3 = 5.387\text{ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 648.42\text{cm} \quad e_x = 15.21\text{cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 406.2\text{ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.911 \quad \frac{e_x}{h} = 0.34 \quad q = 0.495 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.4$$

$$P_{RX} = 162\text{ton}$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.911 \quad \frac{e_y}{h} = 1.09 \quad q = 0.495 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.11$$

$$P_{RY} = 44.5\text{ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 38.2\text{ton}$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 4.57\text{ton}$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 35.41\text{ton} < 291.70\text{ton}$$

$$V_{CR} = Fact(RV) \Rightarrow RV = 7.31\text{ton} \quad Fact = 1.12$$

$$V_{CR} = 8.21\text{ton} > V_u \quad O.K.$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow 4.57\text{ton} < 41.75\text{ton} \quad O.K.$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 20.0\text{cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 10.0\text{cm}$  en una longitud  $L = 70\text{cm}$ .

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 170\text{cm}$	$b = 45\text{cm}$
$H = 170\text{cm}$	$h = 45\text{cm}$
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 100\text{cm}$	$z_1 = 24\text{cm}$
<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 54.78\text{ton}$	$P_{adm} = 21.30 \text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 0.01\text{ton} - \text{m}$	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 0.00\text{ton} - \text{m}$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 20.93 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 13.1 \text{ ton} - \text{m/m} \quad A_{s_{min}} = 5.53 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s_{nes}} = 18.49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s_{nes}} > A_{s_{min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #5@10cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 15.19\text{ton} \quad V_u = 14.77\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 0.45\text{m} \quad c_2 = 0.45\text{m} \quad \alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 0.33 \quad c_{CD} = 0.33$$

$$\text{máx} \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 98.85 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{RIGE} \\ v_{uCD} = 98.77 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right.$$

$$v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} = 148.49 \text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f'_c} = 98.99 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{RIGE} \end{array} \right.$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

---

# ESTRUCTURA MIXTA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 5m

ZONA SISMICA III<sub>a</sub>

---

- **Distancia de entre ejes de 5m**  
♣ **Zona Sísmica III**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Marcos								
Entrepiso	1	2	3	4	A	B	C	D
2	13.80	13.80	13.80	13.80	0.00	0.00	0.00	0.00
1	7.86	7.86	7.86	7.86	0.00	0.00	0.00	0.00

Dirección Y

Marcos								
Entrepiso	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.00	0.00	0.00	0.00	13.78	13.78	13.78	13.78
1	0.00	0.00	0.00	0.00	7.50	7.50	7.50	7.50

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>
AZOTEA	400	3.17	6.33	3.83	0.0096	3.14	6.29	3.93	0.0098
ENTREPISO	400	1.25	2.50	2.50	0.0062	1.18	2.36	2.36	0.0059

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      6.33 cm    En X-X      6.29 cm    En Y-Y

DISTORSION LAT. MAX. PERM.:    0.0120    En X-X      0.0120    En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0096    En X-X      0.0098    En Y-Y

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección
Columna Concreto	CC1	45cm x 45cm
Columna Acero	CA1	IR 305mm x 59.8kg/m
Trabe Principal en X	T1	IR 305mm x 28.2kg/m
Trabe Principal en Y	T2	IR 305mm x 23.9kg/m
Trabe Secundaria	T3	IR 254mm x 17.9kg/m

➤ **Revisión de Trabe Principal.**

**Dirección X**

Perfil: IR 305mm x 28.2kg/m

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 5.73 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 44.5 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

**Momento Resistente**

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 12.81 \text{ton} - m \leq 18.40 \text{ton} - m$$

**Momento Último de Diseño**

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 6.64 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.519$$

**Revisión por Deflexiones.**

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{500}{240} + 0.05 = 2.58 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 1.20 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \text{O.K.}$$

**Dirección Y**

Perfil: IR 305mm x 23.9kg/m

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 7.54 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 47.7 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 10.41 \text{ton} - m \leq 14.76 \text{ton} - m$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 10.2 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.981$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{500}{240} + 0.5 = 2.58 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 1.16 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

#### ➤ Revisión de Columna de Montaje.

Perfil: [IR 305mmx59.8kg/m](#)

### Revisión de los extremos de la columna

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	<b>18.74</b>	<b>18.50</b>	ton
$M_{uox} =$	<b>6.319</b>	<b>4.910</b>	ton-m
$M_{uoy} =$	<b>2.323</b>	<b>1.093</b>	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 267.49 \text{ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 33.11 \text{ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 9.67 \text{ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.08 + 0.18 + 0.16 \leq 1.0$$

$$0.42 \leq 1.0 \quad O.K.$$

Revisión en el extremo j

$$0.08 + 0.14 + 0.08 \leq 1.0$$

$$0.29 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.212 + 0.267 \leq 1.0$$

$$0.479 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.165 + 0.126 \leq 1.0$$

$$0.290 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

**Revisión de Columna Completa**

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 81.63$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 1.36$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 26.44 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 156.90 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$P_{E1} = \frac{A_t \pi^2 E_s}{(KL/r)^2} = 229.81 \text{ ton}$$

$$B_1 = 1.10$$

$$M_{uox}^* = 6.95 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 2.55 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.119 + 0.263 + 0.294 \leq 1.0$$

$$0.676 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Revisión de la Columna de Concreto (Columna Final).**

a) Datos de la Columna.

$$b = 45 \text{ cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 45 \text{ cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm} \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$A_s = 40.56 \text{ cm}^2$$

$$\%A_{s\text{perfil}} = \frac{A_{s\text{perfil}}}{A_c} \times 100 = 3.76\%$$

Por lo tanto se diseñara como columna de concreto.

b) Acciones en la Columna.

$$P_u = 35.580 \text{ ton} \quad M_2 = 20.724 \text{ ton} - m \quad M_3 = 6.757 \text{ ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 58.25 \text{ cm} \quad e_x = 18.99 \text{ cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 471.5 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.911 \quad \frac{e_x}{h} = 0.42 \quad q = 0.742 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.38$$

$$P_{RX} = 153.9 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.911 \quad \frac{e_y}{h} = 1.29 \quad q = 0.742 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.12$$

$$P_{RY} = 48.6 \text{ ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 40.1 \text{ ton}$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.



d) Cortante

$$V_u = 5.74 \text{ ton}$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 35.58 \text{ ton} < 324.14 \text{ ton}$$

$$V_{cR} = \text{Fact}(RV) \Rightarrow RV = 8.35 \text{ ton} \quad \text{Fact} = 1.12$$

$$V_{cR} = 9.38 \text{ ton} > V_u \quad \text{O.K.}$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow 5.74 \text{ ton} < 41.75 \text{ ton} \quad \text{O.K.}$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 20.0 \text{ cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 10.0 \text{ cm}$  en una longitud  $L = 70 \text{ cm}$ .

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

Zapata

$$B = 230 \text{ cm}$$

$$H = 230 \text{ cm}$$

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

Dado

$$b = 45 \text{ cm}$$

$$h = 45 \text{ cm}$$

Profundidad de desplante

$$h_{desp} = 100 \text{ cm}$$

Peralte de la zapata

$$z_1 = 27 \text{ cm}$$

Fuerza Axial de Diseño

$$P_u = 54.90 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 0.01 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{uy} = 0.00 \text{ ton} - \text{m}$$

Suelo

$$P_{adm} = 12.5 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$$

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 12.36 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 11.4 \text{ ton} - \text{m/m} \quad A_{s_{min}} = 6.32 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s_{nes}} = 13.54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s_{nes}} > A_{s_{min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #5@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 19.54 \text{ ton}$$

$$V_u = 14.47 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 0.45 \text{ m}$$

$$c_2 = 0.45 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 0.35$$

$$c_{CD} = 0.35$$

$$\text{máx} \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 82.91 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{RIGE} \\ v_{uCD} = 82.85 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right.$$

$$v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{RIGE} \end{array} \right.$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

---

# ESTRUCTURA MIXTA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 10m

ZONA SISMICA I

---

- **Distancia de entre ejes de 10m**
- ♣ **Zona Sísmica I**

### Fuerzas Sísmicas para cada Marco

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	2.84	2.84	2.84	2.84	0.00	0.00	0.00	0.00
1	10.00	10.00	10.00	10.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.00	0.00	0.00	0.00	3.70	3.70	3.70	3.70
1	0.00	0.00	0.00	0.00	12.34	12.34	12.34	12.34

### Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final)

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	2.13	4.26	2.75	0.0069	0.96	1.91	1.11	0.0028
ENTREPISO	400	0.76	1.51	1.51	0.0038	0.40	0.80	0.80	0.0020

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      4.26 cm    En X-X      1.91 cm    En Y-Y

DISTORSION LAT. MAX. PERM.:    0.0120    En X-X      0.0120    En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0069    En X-X      0.0028    En Y-Y

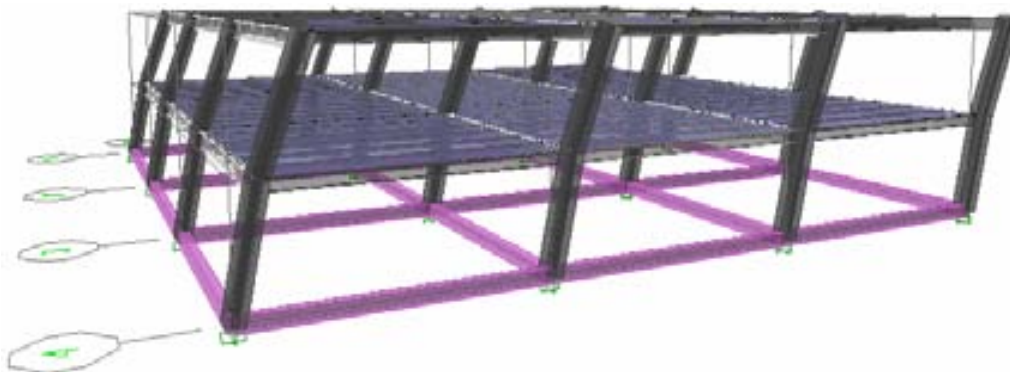


Figura 4.50 “Desplazamientos ocasionados por el Sismo en X”

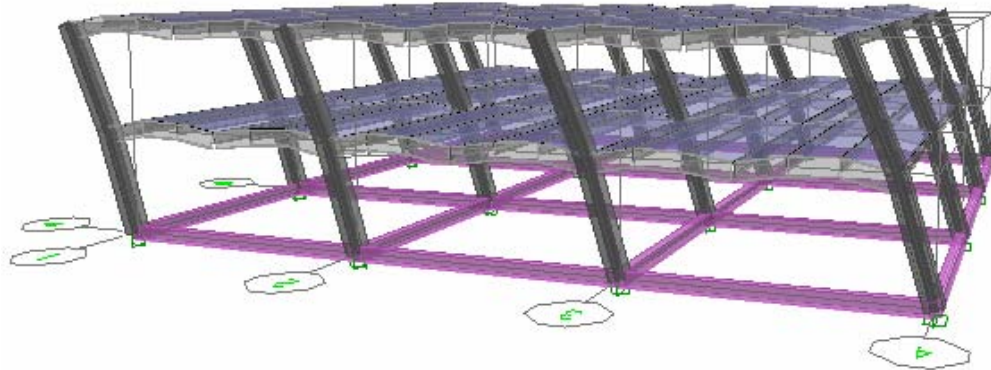


Figura 4.51 “Desplazamientos ocasionados por el Sismo en Y”

### REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección
Columna Concreto	CC1	60cm x 60cm
Columna Acero	CA1	IR 356mm x 79.0kg/m
Trabe Principal en X	T1	IR 406mm x 38.9kg/m
Trabe Principal en Y	T2	IR 610mm x 92.2kg/m
Trabe Secundaria	T3	IR 406mm x 38.9kg/m

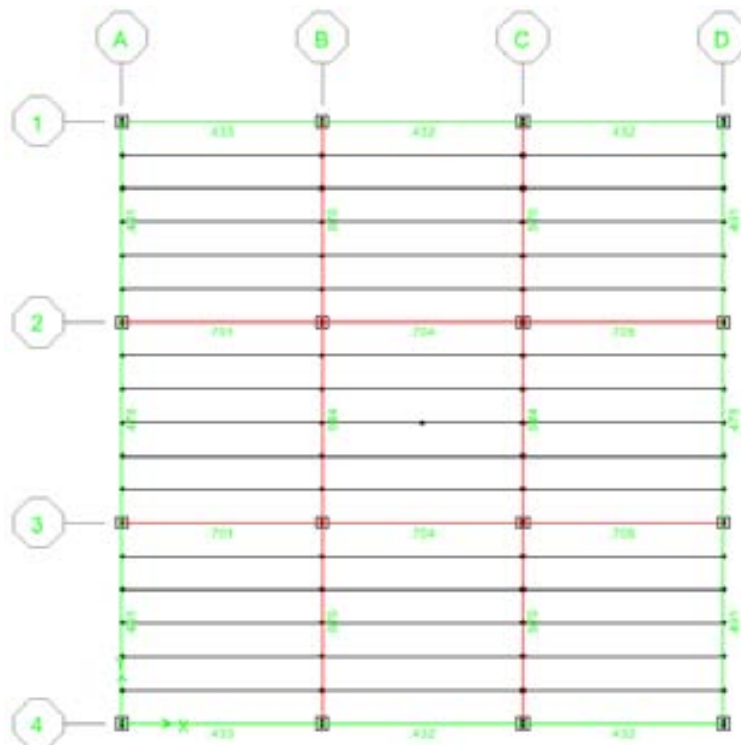


Figura 4.52 “Relación de Esfuerzos de las Trabes Principales en el Entrepiso”

➤ **Revisión de Trabe Principal.**

**Dirección X**

Perfil: IR 305mm x 38.9kg/m

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 7.95 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 53.9 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

**Momento Resistente**

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 22.90 \text{ton} - m \leq 33.16 \text{ton} - m$$

**Momento Último de Diseño**

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 15.9 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.693$$

**Revisión por Deflexiones.**

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1000}{240} + 0.05 = 4.67 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 1.82 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \text{O.K.}$$

**Dirección Y**

Perfil: IR 610mm x 92.2kg/m

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 5.96 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 48.9 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 79.91 \text{ ton} - m \leq 113.20 \text{ ton} - m$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 77.5 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.977$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1000}{240} + 0.05 = 4.67 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 2.57 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \text{ O.K.}$$

➤ **Revisión de Columna de Montaje.**

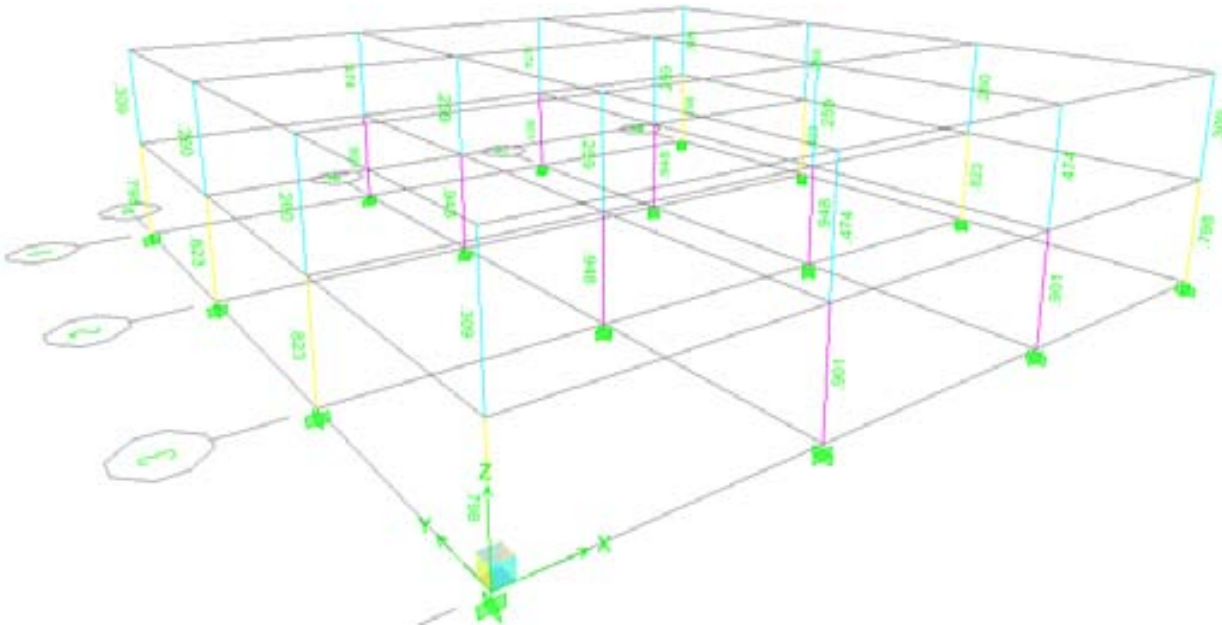


Figura 4.53 “Relación de Esfuerzos en la Columnas para Montaje”

Perfil: IR 356mmx79.0kg/m

### Revisión de los extremos de la columna

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	61.83	61.53	ton
$M_{uox} =$	7.289	4.238	ton-m
$M_{uoy} =$	3.639	0.14	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 353.96 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 50.16 \text{ ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 12.69 \text{ ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.19 + 0.14 + 0.19 \leq 1.0$$

$$0.52 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión en el extremo j

$$0.29 + 0.08 + 0.01 \leq 1.0$$

$$0.28 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.161 + 0.319 \leq 1.0$$

$$0.480 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.094 + 0.012 \leq 1.0$$

$$0.106 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

### Revisión de Columna Completa

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$



$$\frac{KL}{r} = 81.63$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 1.36$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 40.05 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 207.62 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$P_{E1} = \frac{A_t \pi^2 E_s}{(KL/r)^2} = 304.10 \text{ ton}$$

$$B_1 = 1.92$$

$$M_{uox}^* = 9.42 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 4.70 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.298 + 0.235 + 0.412 \leq 1.0$$

$$0.945 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Revisión de la Columna de Concreto (Columna Final).**

a) Datos de la Columna.

$$b = 60 \text{ cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 60 \text{ cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm} \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$A_s = 28.5 \text{ cm}^2$$

$$\%A_{s\text{perfil}} = \frac{A_{s\text{perfil}}}{A_c} \times 100 = 2.80\%$$

Por lo tanto se diseñara como columna de concreto.

b) Acciones en la Columna.

$$P_u = 121.932 \text{ ton} \quad M_2 = 37.810 \text{ ton} - m \quad M_3 = 8.436 \text{ ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 31.01 \text{ cm} \quad e_x = 6.92 \text{ cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 581.5 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.916 \quad \frac{e_x}{h} = 0.12 \quad q = 0.196 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.60$$
$$P_{RX} = 432.0 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.916 \quad \frac{e_y}{h} = 0.52 \quad q = 0.196 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.20$$
$$P_{RY} = 144.0 \text{ ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 132.6 \text{ ton}$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 8.011 \text{ ton}$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 121.93 \text{ ton} < 448.80 \text{ ton}$$

$$V_{CR} = \text{Fact}(RV) \Rightarrow RV = 9.83 \text{ ton} \quad \text{Fact} = 1.24$$

$$V_{CR} = 12.16 \text{ ton} > V_u \quad O.K.$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow 574.67 \text{ ton} < 8.011 \text{ ton} \quad O.K.$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 25.0 \text{ cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 10.0 \text{ cm}$  en una longitud  $L = 70 \text{ cm}$ .

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 265\text{cm}$	$b = 60\text{cm}$
$H = 265\text{cm}$	$h = 60\text{cm}$
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$	
 <i>Profundidad de desplante</i>	 <i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 100\text{cm}$	$z_1 = 56\text{cm}$
 <i>Fuerza Axial de Diseño</i>	 <i>Suelo</i>
$P_u = 208.59\text{ton}$	$P_{adm} = 32.0 \text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 0.32\text{ton} - \text{m}$	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 0.01\text{ton} - \text{m}$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 31.85 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 32.6 \text{ ton} - \text{m/m} \quad A_{s\ min} = 13.97 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s\ nes} = 16.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s\ nes} > A_{s\ min}$  entonces se utilizaremos varillas del #6@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 42.95\text{ton} \quad V_u = 41.78\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 0.60\text{m} \quad c_2 = 0.60\text{m} \quad \alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 0.57 \quad c_{CD} = 0.57$$

$$\text{máx} \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 87.21 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{RIGE} \\ v_{uCD} = 86.94 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right.$$

$$v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} = 148.49 \text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f'_c} = 98.99 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{RIGE} \end{array} \right.$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

---

# ESTRUCTURA MIXTA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 10m

ZONA SISMICA II

---

- **Distancia de entre ejes de 10m**
- ♣ **Zona Sísmica II**

### Fuerzas Sísmicas para cada Marco

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	41.98	41.98	41.98	41.98	0.00	0.00	0.00	0.00
1	20.86	20.86	20.86	20.86	0.00	0.00	0.00	0.00

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.00	0.00	0.00	0.00	41.98	41.98	41.98	41.98
1	0.00	0.00	0.00	0.00	23.60	23.60	23.60	23.60

### Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final)

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	3.49	6.98	4.56	0.0114	1.53	3.06	1.81	0.0045
ENTREPISO	400	1.21	2.42	2.42	0.0061	0.62	1.25	1.25	0.0031

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      6.98 cm En X-X      3.06 cm En Y-Y

DISTORSION LAT. MAX. PERM.:    0.0120 En X-X      0.0120 En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0114 En X-X      0.0045 En Y-Y

### REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección
Columna Concreto	CC1	65cm x 65cm
Columna Acero	CA1	IR 356mm x 122.1kg/m
Trabe Principal en X	T1	IR 406mm x 38.9kg/m
Trabe Principal en Y	T2	IR 610mm x 101.6kg/m
Trabe Secundaria	T3	IR 406mm x 38.9kg/m

➤ **Revisión de Trabe Principal.**

**Dirección X**

Perfil: IR 305mm x 38.9kg/m

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 7.95 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 53.9 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

**Momento Resistente**

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 22.90 \text{ton} - m \leq 33.16 \text{ton} - m$$

**Momento Último de Diseño**

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 16.0 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.700$$

**Revisión por Deflexiones.**

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1000}{240} + 0.05 = 4.67 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 1.82 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \text{O.K.}$$

**Dirección Y**

Perfil: IR 610mm x 92.2kg/m

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 7.65 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 50.8 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 91.74 \text{ ton} - m \leq 133.08 \text{ ton} - m$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 91.2 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.994$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1000}{240} + 0.05 = 4.67 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 2.22 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

#### ➤ Revisión de Columna de Montaje.

Perfil: [IR 356mmx122.1 kg/m](#)

### Revisión de los extremos de la columna

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	60.07	61.61	ton
$M_{uox} =$	19.573	10.064	ton-m
$M_{uoy} =$	6.584	1.716	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 546.58 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 80.07 \text{ ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 25.80 \text{ ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.12 + 0.23 + 0.17 \leq 1.0$$

$$0.52 \leq 1.0 \quad O.K.$$

Revisión en el extremo j

$$0.13 + 0.23 + 0.17 \leq 1.0$$

$$0.52 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.271 + 0.284 \leq 1.0$$

$$0.555 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.140 + 0.074 \leq 1.0$$

$$0.214 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

### Revisión de Columna Completa

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 63.49$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 0.84$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 66.87 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 402.29 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$P_{E1} = \frac{A_t \pi^2 E_s}{(KL/r)^2} = 776.26 \text{ ton}$$

$$B_1 = 1.09$$

$$M_{uox}^* = 21.37 \text{ ton} - m$$



$$M_{uoy}^* = 7.20 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.153 + 0.320 + 0.310 \leq 1.0$$

$$0.783 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Revisión de la Columna de Concreto (Columna Final).**

a) Datos de la Columna.

$$b = 65 \text{ cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 65 \text{ cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm} \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$A_s = 40.56 \text{ cm}^2$$

$$\%A_{s_{perfil}} = \frac{A_{s_{perfil}}}{A_c} \times 100 = 3.28\%$$

Por lo tanto se diseñara como columna de concreto.

b) Acciones en la Columna.

$$P_u = 118.970 \text{ ton} \quad M_2 = 8.031 \text{ ton} - m \quad M_3 = 4.105 \text{ ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 6.75 \text{ cm} \quad e_x = 3.45 \text{ cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 705.4 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.923 \quad \frac{e_x}{h} = 0.05 \quad q = 0.237 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.72$$

$$P_{RX} = 608.4 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.923 \quad \frac{e_y}{h} = 0.10 \quad q = 0.237 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.65$$

$$P_{RY} = 549.3 \text{ ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 488.6 \text{ ton}$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 14.02 \text{ ton}$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 118.97 \text{ ton} < 538.1 \text{ ton}$$

$$V_{cR} = \text{Fact}(RV) \Rightarrow RV = 12.0 \text{ ton} \quad \text{Fact} = 1.20$$

$$V_{cR} = 14.37 \text{ ton} > V_u \quad \text{O.K.}$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow 88.25 \text{ ton} < 14.02 \text{ ton} \quad \text{O.K.}$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 30.0 \text{ cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 15.0 \text{ cm}$  en una longitud  $L = 70 \text{ cm}$ .

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

Zapata

$$B = 335 \text{ cm}$$

$$H = 335 \text{ cm}$$

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

Dado

$$b = 65 \text{ cm}$$

$$h = 65 \text{ cm}$$

Profundidad de desplante

$$h_{desp} = 100 \text{ cm}$$

Peralte de la zapata

$$z_1 = 61 \text{ cm}$$

Fuerza Axial de Diseño

$$P_u = 210.59 \text{ ton}$$

$$M_{ux} = 0.26 \text{ ton} - \text{m}$$

$$M_{uy} = 0.00 \text{ ton} - \text{m}$$

Suelo

$$P_{adm} = 21.3 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$$

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 20.94 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 28.3 \text{ ton} - \text{m/m} \quad A_{s_{min}} = 15.28 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s_{nes}} = 13.27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s_{nes}} < A_{s_{min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #6@20cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 54.02 \text{ ton}$$

$$V_u = 54.01 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 0.65 \text{ m}$$

$$c_2 = 0.65 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 0.62$$

$$c_{CD} = 0.62$$

$$\text{máx} \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 73.88 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{RIGE} \\ v_{uCD} = 73.71 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right.$$

$$v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow \text{RIGE} \end{array} \right.$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

---

# ESTRUCTURA MIXTA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 10m

ZONA SISMICA III<sub>a</sub>

---

- **Distancia de entre ejes de 10m**  
♣ **Zona Sísmica III<sub>a</sub>**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	52.56	41.98	41.98	41.98	0.00	0.00	0.00	0.00
1	25.32	20.86	20.86	20.86	0.00	0.00	0.00	0.00

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.00	0.00	0.00	0.00	51.78	51.78	51.78	51.78
1	0.00	0.00	0.00	0.00	28.50	28.50	28.50	28.50

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>
AZOTEA	400	3.52	7.05	4.64	0.0116	1.67	3.33	2.02	0.0050
ENTREPISO	400	1.20	2.40	2.40	0.0060	0.66	1.31	1.31	0.0033

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      7.05 cm En X-X      3.33 cm En Y-Y

DISTORSION LAT. MAX. PERM.:    0.0120 En X-X      0.0120 En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0116 En X-X      0.0050 En Y-Y

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección
Columna Concreto	CC1	70cm x 70cm
Columna Acero	CA1	IR 356mm x 134.2kg/m
Trabe Principal en X	T1	IR 406mm x 38.9kg/m
Trabe Principal en Y	T2	IR 610mm x 101.6kg/m
Trabe Secundaria	T3	IR 406mm x 38.9kg/m

➤ **Revisión de Trabe Principal.**

**Dirección X**

Perfil: IR 305mm x 38.9kg/m

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 7.95 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 53.9 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

**Momento Resistente**

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 22.90 \text{ton} - m \leq 33.16 \text{ton} - m$$

**Momento Último de Diseño**

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 16.6 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.727$$

**Revisión por Deflexiones.**

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1000}{240} + 0.05 = 4.67 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 1.20 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \text{O.K.}$$

**Dirección Y**

Perfil: IR 610mm x 92.2kg/m

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 7.65 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 50.8 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 91.74 \text{ ton} - m \leq 133.08 \text{ ton} - m$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 90.7 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.989$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1000}{240} + 0.05 = 4.67 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 2.19 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

#### ➤ Revisión de Columna de Montaje.

Perfil: [IR 356mmx134.2 kg/m](#)

### Revisión de los extremos de la columna

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	61.75	61.25	ton
$M_{uox} =$	26.302	9.415	ton-m
$M_{uoy} =$	7.713	2.253	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 601.07 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 90.44 \text{ ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 43.55 \text{ ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.11 + 0.27 + 0.12 \leq 1.0$$

$$0.51 \leq 1.0 \quad O.K.$$

Revisión en el extremo j

$$0.11 + 0.10 + 0.04 \leq 1.0$$

$$0.25 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.323 + 0.197 \leq 1.0$$

$$0.520 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.116 + 0.057 \leq 1.0$$

$$0.173 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

**Revisión de Columna Completa**

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 42.55$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 0.56$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 79.34 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 515.89 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$P_{E1} = \frac{A_t \pi^2 E_s}{(KL/r)^2} = 1,900.42 \text{ ton}$$

$$B_1 = 1.04$$

$$M_{uox}^* = 27.29 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 8.00 \text{ ton} - m$$



Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.120 + 0.344 + 0.204 \leq 1.0$$

$$0.668 \leq 1.0 \quad \mathbf{O. K.}$$

➤ **Revisión de la Columna de Concreto (Columna Final).**

a) Datos de la Columna.

$$b = 70\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 70\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm} \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$A_s = 60.84\text{cm}^2$$

$$\%A_{s_{perfil}} = \frac{A_{s_{perfil}}}{A_c} \times 100 = 3.49\%$$

Por lo tanto se diseñara como columna de concreto.

b) Acciones en la Columna.

$$P_u = 119.670\text{ton} \quad M_2 = 11.822\text{ton} - m \quad M_3 = 4.257\text{ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 9.88\text{cm} \quad e_x = 3.56\text{cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 862.5\text{ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.928 \quad \frac{e_x}{h} = 0.05 \quad q = 0.307 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.70$$

$$P_{RX} = 686.0\text{ton}$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.928 \quad \frac{e_y}{h} = 0.14 \quad q = 0.307 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.62$$

$$P_{RY} = 607.6\text{ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 607.6\text{ton}$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 16.43\text{ton}$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 119.67\text{ton} < 646.14\text{ton}$$

$$V_{CR} = \text{Fact}(RV) \Rightarrow RV = 14.56\text{ton} \quad \text{Fact} = 1.17$$

$$V_{CR} = 17.05\text{ton} > V_u \quad \text{O.K.}$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow 102.95\text{ton} < 16.43\text{ton} \quad \text{O.K.}$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 30.0\text{cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 15.0\text{cm}$  en una longitud  $L = 70\text{cm}$ .

#### ➤ Diseño de la Zapata de Cimentación

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 460\text{cm}$	$b = 70\text{cm}$
$H = 460\text{cm}$	$h = 70\text{cm}$
$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$	

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 100\text{cm}$	$z_1 = 66\text{cm}$
<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 212.18\text{ton}$	$P_{adm} = 12.5 \text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 0.19\text{ton} - \text{m}$	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 0.00\text{ton} - \text{m}$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 12.23 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 24.1 \text{ ton} - \text{m/m} \quad A_{s\ min} = 16.60 \text{ cm}^2/\text{m} \quad A_{s\ nes} = 10.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Como  $A_{s\ nes} < A_{s\ min}$  entonces se utilizaremos varillas del #6@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 76.35\text{ton} \quad V_u = 75.65\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{cR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 0.65m \quad c_2 = 0.65m \quad \alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 0.64 \quad c_{CD} = 0.64$$

$$\text{máx} \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 65.83 \text{ ton}/m^2 \Rightarrow RIGE \\ v_{uCD} = 65.73 \text{ ton}/m^2 \end{array} \right.$$

$$v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton}/m^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton}/m^2 \Rightarrow RIGE \end{array} \right.$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

---

# ESTRUCTURA MIXTA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m

ZONA SISMICA I

---

- **Distancia de entre ejes de 15m**
- ♣ **Zona Sísmica I**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Marcos								
Entrepiso	1	2	3	4	A	B	C	D
2	49.78	49.78	49.78	49.78	0.00	0.00	0.00	0.00
1	23.64	23.64	23.64	23.64	0.00	0.00	0.00	0.00

Dirección Y

Marcos								
Entrepiso	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.00	0.00	0.00	0.00	49.82	49.82	49.82	49.82
1	0.00	0.00	0.00	0.00	27.92	27.92	27.92	27.92

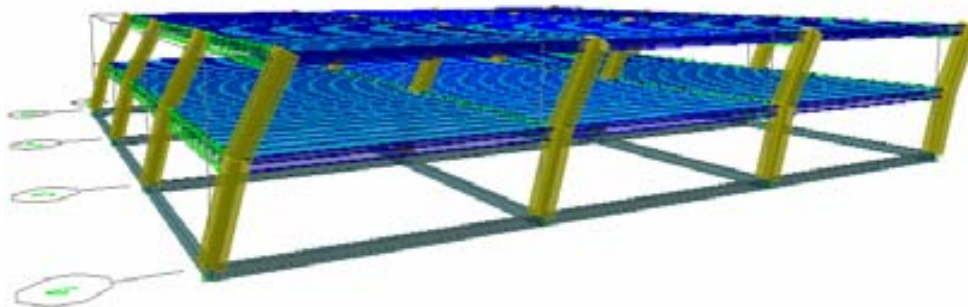
**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	1.55	3.09	2.03	0.0051	0.62	1.23	0.71	0.0018
ENTREPISO	400	0.53	1.06	2.06	0.0026	0.26	0.52	0.52	0.0013

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      3.09 cm    *En X-X*      1.23 cm    *En Y-Y*

DISTORSION LAT. MAX. PERM.:    0.0120    *En X-X*      0.0120    *En Y-Y*

DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0051    *En X-X*      0.0018    *En Y-Y*



**Figura 4.54 “Desplazamientos ocasionados por el Sismo en X”**

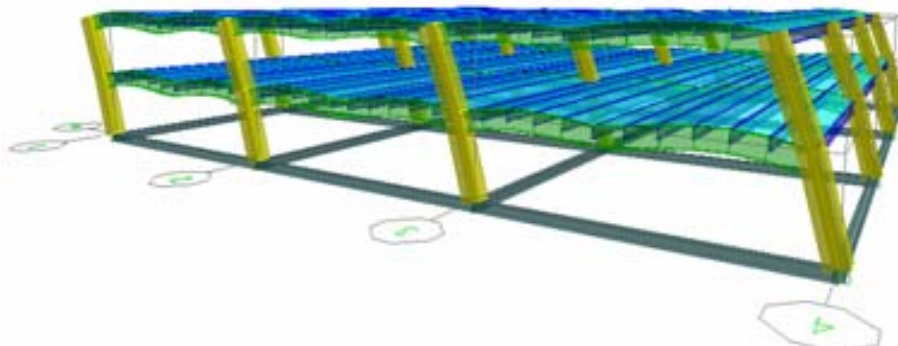


Figura 4.55 “Desplazamientos ocasionados por el Sismo en Y”

### REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección
Columna Concreto	CC1	85cm x 85cm
Columna Acero	CA1	IR 356mm x 134.2kg/m
Trabe Principal en X	T1	IR 533mm x 74.4kg/m
Trabe Principal en Y	T2	IR 914mm x 223.9kg/m
Trabe Secundaria	T3	IR 533mm x 74.4kg/m

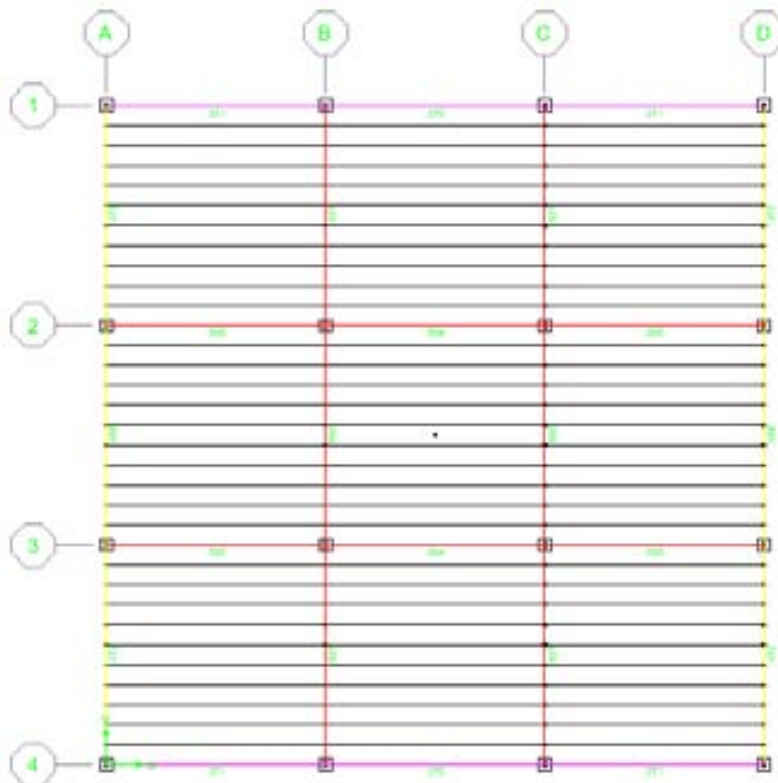


Figura 4.56 “Relación de Esfuerzos de las Trabes Principales en el Entrepiso”

➤ **Revisión de Trabe Principal.**

**Dirección X**

Perfil: IR 533mm x 74.4kg/m

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 6.10 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 47.7 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

**Momento Resistente**

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 57.04 \text{ton} - m \leq 81.67 \text{ton} - m$$

**Momento Último de Diseño**

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 28.9 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.507$$

**Revisión por Deflexiones.**

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 2.44 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \text{O.K.}$$

**Dirección Y**

Perfil: IR 914mm x 223.9kg/m

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 6.40 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 51.3 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 301.20 \text{ ton} - m \leq 435.46 \text{ ton} - m$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 279.36 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.928$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 3.60 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

### ➤ Revisión de Columna de Montaje.

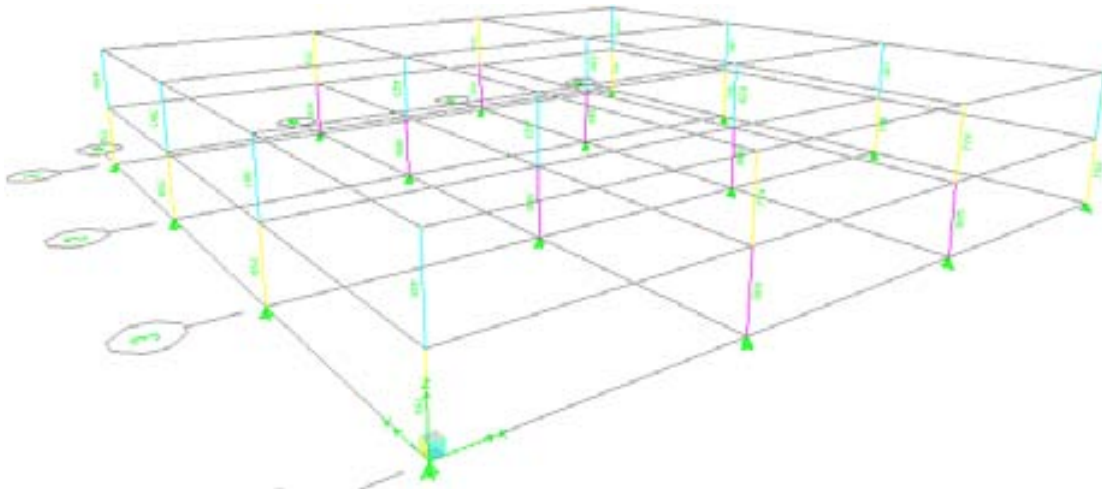


Figura 4.57 “Relación de Esfuerzos en las Columnas de Montaje”

Perfil: IR 356mmx134.2 kg/m

### Revisión de los extremos de la columna

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	188.83	188.37	ton
$M_{uox} =$	24.897	11.241	ton-m
$M_{uoy} =$	7.463	1.884	ton-m



Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 601.07 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 90.44 \text{ ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 43.55 \text{ ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.35 + 0.26 + 0.11 \leq 1.0$$

$$0.72 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión en el extremo j

$$0.35 + 0.12 + 0.03 \leq 1.0$$

$$0.49 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.306 + 0.190 \leq 1.0$$

$$0.496 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.138 + 0.048 \leq 1.0$$

$$0.186 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

**Revisión de Columna Completa**

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 42.55$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 0.56$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 79.34 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 515.89 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$P_{E1} = \frac{A_t \pi^2 E_s}{(KL/r)^2} = 1,900.42 \text{ ton}$$

$$B_1 = 1.12$$

$$M_{uox}^* = 27.99 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 8.39 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.366 + 0.353 + 0.214 \leq 1.0$$

$$0.933 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Revisión de la Columna de Concreto (Columna Final).**

a) Datos de la Columna.

$$b = 85 \text{ cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 85 \text{ cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm} \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$A_s = 81.12 \text{ cm}^2$$

$$\%A_{s\text{perfil}} = \frac{A_{s\text{perfil}}}{A_c} \times 100 = 2.37\%$$

Por lo tanto se diseñara como columna de concreto.

b) Acciones en la Columna.

$$P_u = 284.060 \text{ ton} \quad M_2 = 12.630 \text{ ton} - m \quad M_3 = 12.263 \text{ ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 4.45 \text{ cm} \quad e_x = 4.32 \text{ cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 1,244.1 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.952 \quad \frac{e_x}{h} = 0.05 \quad q = 0.277 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.78$$

$$P_{RX} = 1,127.1ton$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.952 \quad \frac{e_y}{h} = 0.05 \quad q = 0.277 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.78$$

$$P_{RY} = 1,127.1ton$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 1.030.2ton$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 21.63ton$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 284.06ton < 938.99ton$$

$$V_{CR} = Fact(RV) \Rightarrow RV = 19.95ton \quad Fact = 1.28$$

$$V_{CR} = 25.44ton > V_u \quad O.K.$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow 155.79ton < 12.63ton \quad O.K.$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 25.0cm$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 10.0cm$  en una longitud  $L = 85cm$ .

### ➤ Diseño de la Zapata de Cimentación

a) Datos

Zapata

$$B = 410cm$$

$$H = 410cm$$

$$f_c' = 250 \frac{kg}{cm^2}$$

Dado

$$b = 85cm$$

$$h = 85cm$$

Profundidad de desplante

$$h_{desp} = 120cm$$

Peralte de la zapata

$$z_1 = 91cm$$

<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 481.60 \text{ ton}$	$P_{adm} = 32.0 \text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 1.18 \text{ ton} - m$	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 0.00 \text{ ton} - m$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 31.36 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 52.0 \text{ ton} - m/m \quad A_{s \text{ min}} = 23.19 \text{ cm}^2/m \quad A_{s \text{ nes}} = 15.67 \text{ cm}^2/m$$

Como  $A_{s \text{ nes}} < A_{s \text{ min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #8@20cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 96.17 \text{ ton} \quad V_u = 95.80 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 0.85 \text{ m} \quad c_2 = 0.85 \text{ m} \quad \alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 0.87 \quad c_{CD} = 0.87$$

$$máx \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 79.21 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \\ v_{uCD} = 78.96 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right.$$

$$v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \end{array} \right.$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

---

# ESTRUCTURA MIXTA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 5m

## ZONA SISMICA I

---

- **Distancia de entre ejes de 15m**
- ♣ **Zona Sísmica II**

### Fuerzas Sísmicas para cada Marco

Dirección X

Marcos								
Entrepiso	1	2	3	4	A	B	C	D
2	100.98	100.98	100.98	100.98	0.00	0.00	0.00	0.00
1	47.42	47.42	47.42	47.42	0.00	0.00	0.00	0.00

Dirección Y

Marcos								
Entrepiso	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.00	0.00	0.00	0.00	101.3	101.3	101.3	101.3
1	0.00	0.00	0.00	0.00	54.42	54.42	54.42	54.42

### Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	<b>DISTORSION LATERAL</b>
AZOTEA	400	2.22	4.44	2.94	0.0074	1.00	2.01	1.21	0.0030
ENTREPISO	400	0.75	1.49	1.49	0.0037	0.40	0.40	0.80	0.0020

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      4.44 cm    En X-X      2.02 cm    En Y-Y

DISTORSION LAT. MAX. PERM.:    0.0120    En X-X      0.0120    En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0074    En X-X      0.0030    En Y-Y

### REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección
Columna Concreto	CC1	95cm x 95cm
Columna Acero	CA1	IR 356mm x 236.5kg/m
Trabe Principal en X	T1	IR 533mm x 74.4kg/m
Trabe Principal en Y	T2	IR 914mm x 223.9kg/m
Trabe Secundaria	T3	IR 533mm x 74.4kg/m

➤ **Revisión de Trabe Principal.**

**Dirección X**

Perfil: IR 533mm x 74.4kg/m

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 6.10 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 47.7 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

**Momento Resistente**

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 57.04 \text{ton} - m \leq 81.67 \text{ton} - m$$

**Momento Último de Diseño**

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 28.89 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.507$$

**Revisión por Deflexiones.**

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 2.44 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \text{O.K.}$$

**Dirección Y**

Perfil: IR 914mm x 223.9kg/m

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 6.40 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 51.3 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 301.20 \text{ ton} - m \leq 435.46 \text{ ton} - m$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 270.57 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.898$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 3.53 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

#### ➤ Revisión de Columna de Montaje.

Perfil: [IR 356mmx236.5 kg/m](#)

### Revisión de los extremos de la columna

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	187.49	186.69	ton
$M_{uox} =$	58.533	25.358	ton-m
$M_{uoy} =$	12.367	9.882	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 1,059.07 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 165.31 \text{ ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 84.11 \text{ ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.20 + 0.33 + 0.10 \leq 1.0$$

$$0.63 \leq 1.0 \quad O.K.$$



Revisión en el extremo j

$$0.20 + 0.14 + 0.08 \leq 1.0$$

$$0.42 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.393 + 0.163 \leq 1.0$$

$$0.557 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.170 + 0.131 \leq 1.0$$

$$0.301 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

**Revisión de Columna Completa**

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 39.22$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 0.52$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 146.13 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 920.75 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$P_{E1} = \frac{A_t \pi^2 E_s}{(KL/r)^2} = 3,942.72 \text{ ton}$$

$$B_1 = 1.06$$

$$M_{uox}^* = 61.80 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 13.06 \text{ ton} - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.204 + 0.423 + 0.172 \leq 1.0$$

$$0.799 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Revisión de la Columna de Concreto (Columna Final).**

a) Datos de la Columna.

$$b = 95 \text{ cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 95 \text{ cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4 \text{ cm} \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$A_s = 121.68 \text{ cm}^2$$

$$\%A_{s\text{perfil}} = \frac{A_{s\text{perfil}}}{A_c} \times 100 = 1.89\%$$

Por lo tanto se diseñara como columna de concreto.

b) Acciones en la Columna.

$$P_u = 285,776 \text{ ton} \quad M_2 = 29.742 \text{ ton} - m \quad M_3 = 17.128 \text{ ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 10.41 \text{ cm} \quad e_x = 5.99 \text{ cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 1,619.7 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.947 \quad \frac{e_x}{h} = 0.06 \quad q = 0.333 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.76$$

$$P_{RX} = 1,371.8 \text{ ton}$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.947 \quad \frac{e_y}{h} = 0.06 \quad q = 0.333 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.70$$

$$P_{RY} = 1,263.5 \text{ ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 1,107.4 \text{ ton}$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 30.93 \text{ ton}$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 285.78\text{ton} < 1,205.49\text{ton}$$
$$V_{cR} = \text{Fact}(RV) \Rightarrow RV = 26.95\text{ton} \quad \text{Fact} = 1.22$$
$$V_{cR} = 32.93\text{ton} > V_u \quad \text{O.K.}$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow 193.46\text{ton} < 30.93\text{ton} \quad \text{O.K.}$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 30.0\text{cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 15.0\text{cm}$  en una longitud  $L = 95\text{cm}$ .

#### ➤ Diseño de la Zapata de Cimentación

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 520\text{cm}$	$b = 95\text{cm}$
$H = 520\text{cm}$	$h = 95\text{cm}$
$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$	

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 150\text{cm}$	$z_1 = 100\text{cm}$

<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 485.80\text{ton}$	$P_{adm} = 21.3 \text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 0.73\text{ton} - m$	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 0.00\text{ton} - m$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 21.28 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 45.2 \text{ ton} - m/m \quad A_{s\ min} = 25.56 \text{ cm}^2/m \quad A_{s\ nes} = 12.53 \text{ cm}^2/m$$

Como  $A_{s\ nes} < A_{s\ min}$  entonces se utilizaremos varillas del #8@20cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 128.88 \text{ ton} \quad V_u = 127.78 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 0.95 \text{ m} \quad c_2 = 0.95 \text{ m} \quad \alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 0.96 \quad c_{CD} = 0.96$$

$$\text{máx} \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 65.27 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \\ v_{uCD} = 65.15 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right.$$

$$v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \end{array} \right.$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

---

# ESTRUCTURA MIXTA

DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m

ZONA SISMICA III<sub>a</sub>

---

- **Distancia de entre ejes de 15m**
- ♣ **Zona Sísmica III<sub>a</sub>**

### Fuerzas Sísmicas para cada Marco

Dirección X

Marcos								
Entrepiso	1	2	3	4	A	B	C	D
2	127.50	127.50	127.50	127.50	0.00	0.00	0.00	0.00
1	58.72	58.72	58.72	58.72	0.00	0.00	0.00	0.00

Dirección Y

Marcos								
Entrepiso	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.00	0.00	0.00	0.00	106.02	106.02	106.02	106.02
1	0.00	0.00	0.00	0.00	55.18	55.18	55.18	55.18

### Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	2.03	4.07	2.71	0.0068	0.87	1.73	1.07	0.0027
ENTREPISO	400	0.68	1.36	1.36	0.0034	0.33	0.66	0.66	0.0016

*DESPLAZAMIENTO TOTAL*      4.07 cm    En X-X      1.73 cm    En Y-Y

DISTORSION LAT. MAX. PERM.:    0.0120    En X-X      0.0120    En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. CALC:    0.0068    En X-X      0.0027    En Y-Y

### REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas son las siguientes

	Marca	Sección
Columna Concreto	CC1	105cm x 105cm
Columna Acero	CA1	IR 356mm x 287.7kg/m
Trabe Principal en X	T1	IR 533mm x 74.4kg/m
Trabe Principal en Y	T2	IR 914mm x 223.9kg/m
Trabe Secundaria	T3	IR 533mm x 74.4kg/m

➤ **Revisión de Trabe Principal.**

**Dirección X**

Perfil: IR 533mm x 74.4kg/m

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 6.10 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 47.7 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

**Momento Resistente**

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 57.04 \text{ton} - m \leq 81.67 \text{ton} - m$$

**Momento Último de Diseño**

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 26.07 \text{ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.457$$

**Revisión por Deflexiones.**

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75 \text{cm}$$

$$\delta_{max} = 2.42 \text{cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad \text{O.K.}$$

**Dirección Y**

Perfil: IR 914mm x 223.9kg/m

**Revisión de Valores Admisibles de Ancho/Grueso**

1) Patín

$$\frac{b_f/2}{t_f} \leq 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 6.40 \leq 9.2 \quad \text{O.K.}$$

2) Alma

$$\frac{d-2k}{t_w} \leq 3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \Rightarrow 51.3 < 89.4 \quad \text{O.K.}$$

### Momento Resistente

$$M_R = F_R Z_x F_y \leq F_R (1.5 M_y)$$

$$M_R = 301.20 \text{ ton} - m \leq 435.46 \text{ ton} - m$$

### Momento Último de Diseño

Del análisis estructural el momento último es:

$$M_u = 262.904 \text{ ton} - m$$

$$\frac{M_u}{M_R} = 0.873$$

### Revisión por Deflexiones.

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.05 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = 3.48 \text{ cm}$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

#### ➤ Revisión de Columna de Montaje.

Perfil: [IR 356mmx287.7kg/m](#)

### Revisión de los extremos de la columna

Del análisis estructural se tiene lo siguiente:

	Extremo i	Extremo j	
$P_u =$	187.17	186.19	ton
$M_{uox} =$	77.357	32.848	ton-m
$M_{uoy} =$	14.448	14.587	ton-m

Formula de interacción:

$$\frac{P_u}{F_R P_y} + \frac{0.85 M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{0.60 M_{uoy}}{F_y M_{py}} \leq 1.0$$

Donde:

$$F_R = 0.9$$

$$P_y = A_t F_y = 1,288.25 \text{ ton}$$

$$M_{px} = Z_x F_y = 204.47 \text{ ton} - m$$

$$M_{py} = Z_y F_y = 103.69 \text{ ton} - m$$

Revisión en el extremo i

$$0.16 + 0.36 + 0.09 \leq 1.0$$

$$0.61 \leq 1.0 \quad O.K.$$



Revisión en el extremo j

$$0.16 + 0.15 + 0.09 \leq 1.0$$

$$0.41 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Revisión Adicional

$$\frac{M_{uox}}{F_R M_{px}} + \frac{M_{uoy}}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

Extremo i

$$0.420 + 0.155 \leq 1.0$$

$$0.575 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

Extremo j

$$0.179 + 0.156 \leq 1.0$$

$$0.335 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

**Revisión de Columna Completa**

$$\frac{P_u}{R_c} + \frac{M_{uox}^*}{M_m} + \frac{M_{uoy}^*}{F_R M_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{KL}{r} = 38.83$$

$$R_c = \frac{F_y}{(1 + \lambda^{2n} + 0.15\lambda^{2n})^{1/n}} A_t F_R$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{\pi^2 E_s}} = 0.51$$

$$n = 2.0$$

$$M_m = F_R \left( 1.07 - \frac{(L/r_y) \sqrt{F_y/E_s}}{18.55} \right) M_{px}$$

$$M_m = 180.91 \text{ ton} - m$$

$$R_c = 1,121.44 \text{ ton}$$

$$M_{uo}^* = B_1 M_{ti}$$

$$B_1 = \frac{C}{1 - \frac{P_u}{F_R P_{E1}}}$$

$$P_{E1} = \frac{A_t \pi^2 E_s}{(KL/r)^2} = 4,890.41 \text{ ton}$$

$$B_1 = 1.04$$

$$M_{uox}^* = 80.79 \text{ ton} - m$$

$$M_{uoy}^* = 15.23ton - m$$

Sustituyendo en la ecuación de interacción:

$$0.167 + 0.447 + 0.163 \leq 1.0$$

$$0.777 \leq 1.0 \quad \mathbf{O.K.}$$

➤ **Revisión de la Columna de Concreto (Columna Final).**

a) Datos de la Columna.

$$b = 105cm \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 105cm \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 5cm \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$A_s = 141.96cm^2$$

$$\%A_{s\text{perfil}} = \frac{A_{s\text{perfil}}}{A_c} \times 100 = 3.32\%$$

Por lo tanto se diseñara como columna de concreto.

b) Acciones en la Columna.

$$P_u = 288.168ton \quad M_2 = 41.348ton - m \quad M_3 = 33.888ton - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 14.35cm \quad e_x = 11.76cm$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 1,957.1ton$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.952 \quad \frac{e_x}{h} = 0.11 \quad q = 0.318 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.67$$

$$P_{RX} = 1,477.4ton$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.952 \quad \frac{e_y}{h} = 0.14 \quad q = 0.318 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.60$$

$$P_{RY} = 1,323.0ton$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 1,084.9ton$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 36.96ton$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 288.17\text{ton} < 1,461.94\text{ton}$$
$$V_{cR} = \text{Fact}(RV) \Rightarrow RV = 32.50\text{ton} \quad \text{Fact} = 1.18$$
$$V_{cR} = 38.45\text{ton} > V_u \quad \text{O.K.}$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow 237.59\text{ton} < 36.96\text{ton} \quad \text{O.K.}$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 30.0\text{cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 15.0\text{cm}$  en una longitud  $L = 105\text{cm}$ .

#### ➤ Diseño de la Zapata de Cimentación

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>
$B = 735\text{cm}$	$b = 105\text{cm}$
$H = 735\text{cm}$	$h = 105\text{cm}$
$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2$	

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 150\text{cm}$	$z_1 = 109\text{cm}$

<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 490.71\text{ton}$	$P_{adm} = 12.5 \text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 0.48\text{ton} - m$	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 0.00\text{ton} - m$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 12.44 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 39.2 \text{ ton} - m/m \quad A_{s\ min} = 27.93 \text{ cm}^2/m \quad A_{s\ nes} = 9.90 \text{ cm}^2/m$$

Como  $A_{s\ nes} < A_{s\ min}$  entonces se utilizaremos varillas del #8@20cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 192.75 \text{ ton} \quad V_u = 191.13 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$c_1 = 1.05 \text{ m} \quad c_2 = 1.05 \text{ m} \quad \alpha = 0.4012$$

$$c_{AB} = 1.06 \quad c_{CD} = 1.06$$

$$\text{máx} \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 54.88 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \\ v_{uCD} = 54.82 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right.$$

$$v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \end{array} \right.$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

---

## 4.4 ESTRUCTURA DE CONCRETO POSTENSADO

---

#### 4.4. Estructura de Concreto Postensado.

Para esta parte de la tesis la estructura en cuestión estará hecha a base traveses prefabricadas de concreto presforzado en la modalidad de postensado, el sistema de piso será a base de traveses doble T sobre las cuales se colocará un firme de concreto de 5cm de espesor, las traveses doble T, las traveses portantes serán de concreto postensado mientras que las traveses de rigidez serán de concreto reforzado, las columnas podrían ser de concreto postensado pero de acuerdo a las recomendaciones de la Asociación Nacional de Industriales del Presfuerzo y la Prefabricación A.C. (ANIPPAC); cuando las columnas trabajen más a carga axial que a flexión no es recomendable diseñar la columna como presforzada ya que el presfuerzo baja la capacidad a carga axial de la columna, esto lo aprovechamos debido a que en nuestro caso las columnas se comportan de la manera antes descrita, por lo tanto tendremos columnas de concreto reforzado.

Debido a que es poco recomendable utilizar el presfuerzo en elementos que tengan claros pequeños solo se analizaran y diseñaran las estructuras con entre ejes de 15m, para las tres zonas sísmicas en la que se divide el Distrito Federal.

Cuando se diseñan elementos de concreto presforzado se realiza un análisis no solo tomando la sección transversal de los elementos también se toma en cuenta el firme de concreto para así tener una sección compuesta.

Por lo tanto se requerirá hacer dos análisis para la misma estructura uno de ellos tomando en cuenta la sección simple donde los elementos estarán simplemente apoyados y otro donde se tome en cuenta la aportación del firme y forme un diafragma rígido para ello los elementos se considerarán empotrados esto por la acción del firme.

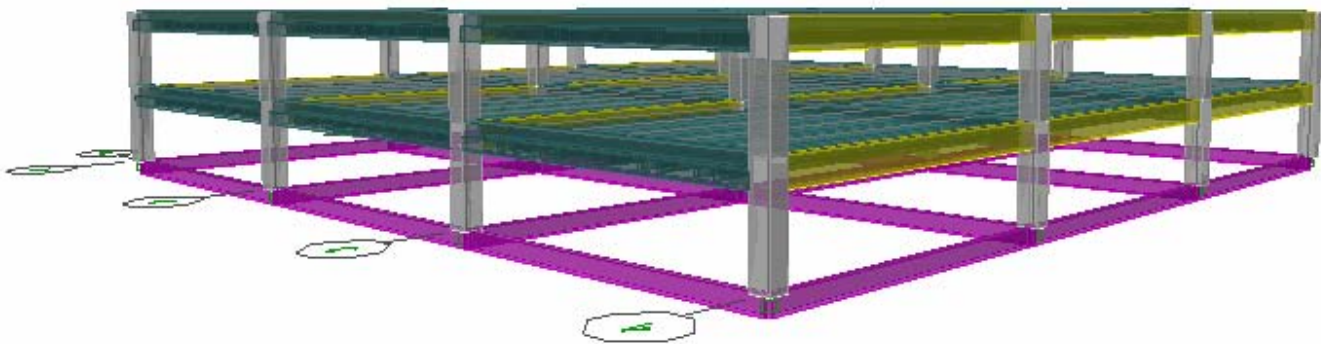
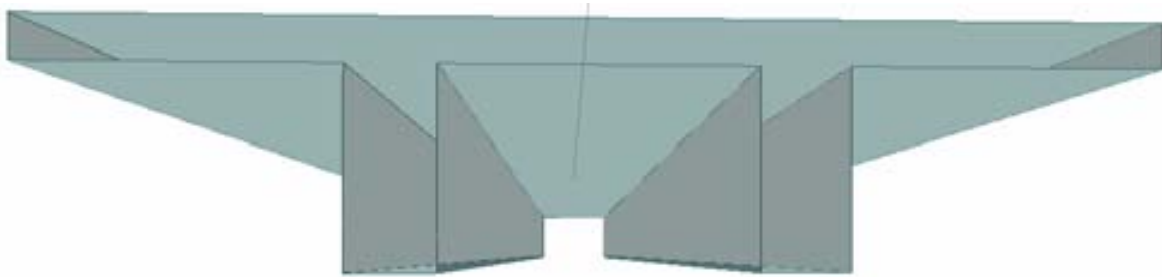
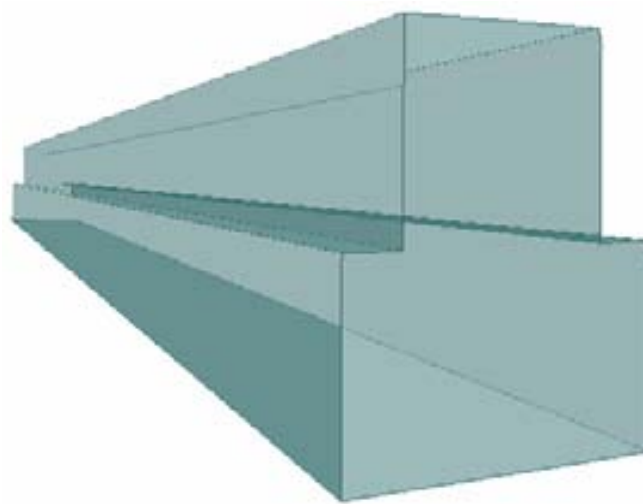


Figura 4.58 “Modelo de la Estructura Presforzada”



**Figura 4.59 “Trabe Doble T (Sistema de Piso)”**



**Figura 4.60 “Trabe Portante”**

---

**ESTRUCTURA DE  
CONCRETO POSTENSADO**  
DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m  
ZONA SISMICA I

---



➤ **Distancia de entre ejes de 15m**  
♣ **Zona Sísmica I**

**Cargas a considerar:**

Azotea

Carga Muerta

Plafón e Instalaciones	15	kg/m <sup>2</sup>
Enladrillado y entortado	120	kg/m <sup>2</sup>
Impermeabilizante	5	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF	40	kg/m <sup>2</sup>
$\Sigma=$	180	kg/m <sup>2</sup>

Carga Viva

Carga Viva Máxima	100	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	70	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Media	15	kg/m <sup>2</sup>

Entrepiso

Carga Muerta

Plafón e Instalaciones	15	kg/m <sup>2</sup>
Muros Divisorios	45	kg/m <sup>2</sup>
Acabados de Piso	80	kg/m <sup>2</sup>
Sobrecarga RCDF	40	kg/m <sup>2</sup>
$\Sigma=$	180	kg/m <sup>2</sup>

Carga Viva

Carga Viva Máxima	350	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Instantánea	315	kg/m <sup>2</sup>
Carga Viva Media	280	kg/m <sup>2</sup>

Peso propio de los elementos estructurales.

Azotea

	Numero	P.P. (ton)
Columnas	16	54.067
Trabes Principal. X	12	237.600
Trabes Principal. Y	12	365.904
Trabes Secundarias	45	766.260
Losa	1	245.025
$\Sigma=$		1688.860

Entrepiso

	Numero	P.P. (ton)
Columnas	16	108.134
Trabes Principal. X	12	237.600
Trabes Principal. Y	12	365.904
Trabes Secundarias	9	766.260
Losa	1	245.025
	$\Sigma=$	1722.92

*Area de la Azotea* =  $45m \times 45m = 2025m^2$

*Area del Entrepiso* =  $45m \times 45m = 2025m^2$

**Masas.**

**AZOTEA**

**ENTREPISO**

Carga Muerta	400.950	ton
Carga Viva Inst.	155.925	"
Columnas	54.067	"
Trabes Principales en X	237.600	"
Trabes Principales en Y	365.904	"
Trabes Secundarias	766.260	"
Losa	245.025	"
	<b>2225.731</b>	<b>ton</b>

Carga Muerta	400.950	ton
Carga Viva Inst.	701.663	"
Columnas	108.134	"
Trabes Principales en X	237.600	"
Trabes Principales en Y	365.904	"
Trabes Secundarias	766.260	"
Diagonales	245.025	"
	<b>2580.511</b>	<b>ton</b>

**Análisis Sísmico Estático.**

Nivel	$W_i$ (ton)	$h_i$ (m)	$W_i h_i$	$F_i$ (ton)	$V_i$ (ton)
Azotea	2225.731	8.00	17805.85	<b>8902.92</b>	<b>8902.92</b>
Entrepiso	2580.511	4.00	10322.04	<b>5161.02</b>	<b>14063.95</b>
$\Sigma=$	4806.24		28127.89		

**Rigidez total de la estructura en dirección X**

Nivel	$F_i$ (ton)	$V_i$ (ton)	$d_i$ (cm)	$\Delta_i$ (cm)	$R_i$ (ton/cm)
2	<b>373.56</b>	373.56	0.956	0.496	<b>753.15</b>
1	<b>203.44</b>	577.00	0.460	0.460	<b>1254.35</b>

**Rigidez total de la estructura en dirección Y**

Nivel	$F_i$ (ton)	$V_i$ (ton)	$d_i$ (cm)	$\Delta_i$ (cm)	$R_i$ (ton/cm)
2	<b>372.28</b>	372.28	0.854	0.432	<b>862.56</b>
1	<b>210.20</b>	582.48	0.422	0.422	<b>1379.30</b>

### Obtención del Periodo Natural de la Estructura

#### En Dirección X

Matriz de masas [M]

$$\begin{bmatrix} 2.630 & 0 \\ 0 & 2.269 \end{bmatrix}$$

Matriz de Rigideces [K]

$$\begin{bmatrix} 2007.49 & -753.15 \\ -753.15 & 753.15 \end{bmatrix}$$

Matriz [K-λM]

$$\begin{bmatrix} 2007.49 - 2.63048\lambda & -753.15 \\ -753.15 & 753.15 - 2.2688\lambda \end{bmatrix}$$

Determinante

$$5.96805\lambda^2 - 6535.78\lambda + 944711 = 0$$

Resolviendo el determinante

$$\lambda_1 = 171.96 \rightarrow \omega_1 = 13.0904 \rightarrow T_1 = 0.6159 \text{ seg}$$

$$\lambda_2 = 927.77 \rightarrow \omega_2 = 30.4593 \rightarrow T_2 = 0.201 \text{ seg}$$

Los periodos anteriores son los periodos calculados a continuación se muestran los periodos obtenidos por el programa de análisis estructural.

$$T_1 = 0.6281 \text{ seg} \quad T_2 = 0.1948 \text{ seg}$$

#### Dirección Y

Matriz de masas [M]

$$\begin{bmatrix} 2.630 & 0 \\ 0 & 2.269 \end{bmatrix}$$

Matriz de Rigideces [K]

$$\begin{bmatrix} 2241.86 & -862.56 \\ -862.56 & 862.56 \end{bmatrix}$$

Matriz [K-λM]

$$\begin{bmatrix} 2241.86 - 2.63048\lambda & -862.56 \\ -862.56 & 862.56 + 0.2.2638\lambda \end{bmatrix}$$

Determinante

$$5.96805\lambda^2 - 7355.291\lambda + 1.18973 \times 10^6 = 0$$

Resolviendo el determinante

$$\lambda_1 = 191.51 \rightarrow \omega_1 = 13.8387 \rightarrow T_1 = 0.6034 \text{ seg}$$

$$\lambda_2 = 1040.93 \rightarrow \omega_2 = 32.2634 \rightarrow T_2 = 0.1947 \text{ seg}$$

Los periodos anteriores son los periodos calculados a continuación se muestran los periodos obtenidos por el programa de análisis estructural.

$$T_1 = 0.5913 \text{ seg} \quad T_2 = 0.1906 \text{ seg}$$

### Cortantes para cada Marco

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	87.68	99.12	99.12	87.68	2.68	0.84	0.84	2.68
1	141.16	147.34	147.34	141.16	1.36	0.40	0.40	1.36

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.02	0.00	0.00	0.02	93.04	93.10	93.10	93.04
1	0.01	0.00	0.00	0.01	145.60	145.64	145.64	145.60

### Fuerzas Sísmicas para cada Marco

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	87.68	99.12	99.12	87.68	2.68	0.84	0.84	2.68
1	53.48	48.22	48.22	53.48	-1.32	-0.44	-0.44	-1.32

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.02	0.00	0.00	0.02	93.04	93.10	93.10	93.04
1	-0.01	0.00	0.00	-0.01	52.56	52.54	52.54	52.56

### Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	0.96	1.91	0.99	0.0025	0.85	1.71	0.86	0.0022
ENTREPISO	400	0.46	0.92	0.92	0.0023	0.42	0.84	0.84	0.0021

**DESPLAZAMIENTO TOTAL**    **1.91 cm** En X-X    **1.71 cm** En Y-Y

DISTORSION LAT. MÁX. PERM:            0.0120 En X-X            0.0120 En Y-Y  
 DISTORSION LAT. MÁX. CALC:            **0.0025** En X-X            **0.0022** En Y-Y

Las distorsiones máximas ocasionadas son mucho menores a las permisibles concluyendo así que la estructura cumple satisfactoriamente por desplazamientos horizontales.

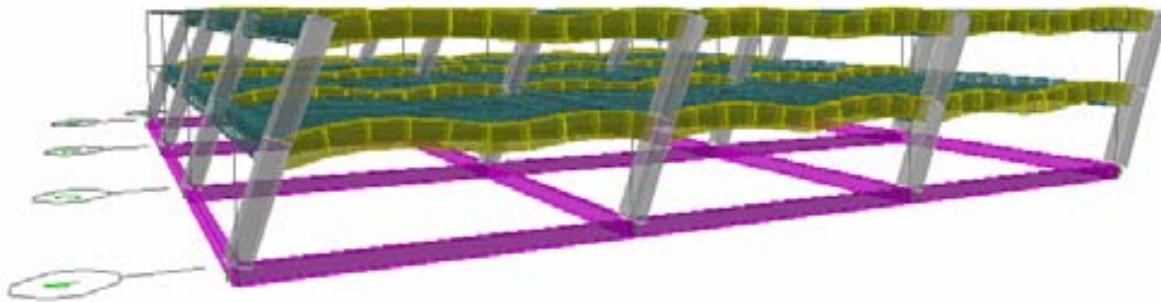


Figura 4.61 “Desplazamientos ocasionados por el Sismo en X”

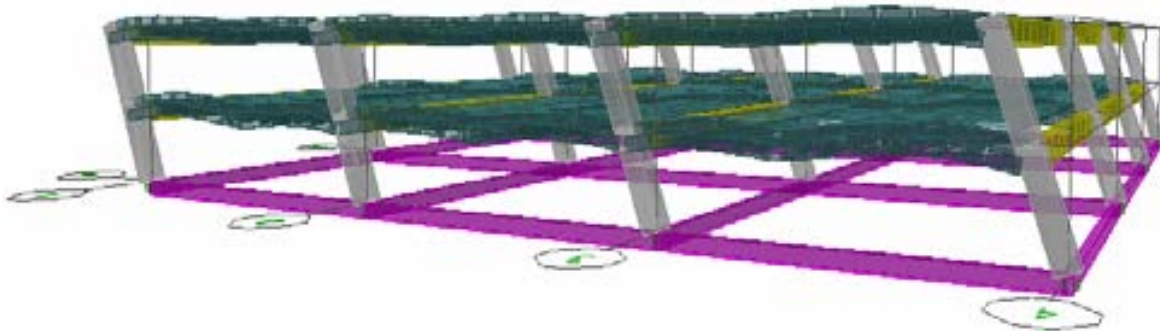


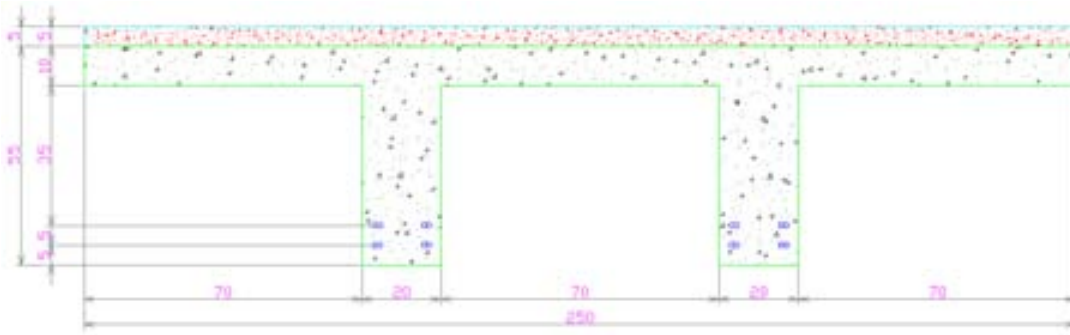
Figura 4.62 “Desplazamientos ocasionados por el Sismo en Y”

## REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.

Las secciones utilizadas para la estructura son las siguientes

	<b>TIPO</b>	<b>Marca</b>	<b>Medidas</b>
Trabe Principal en X	Rigidez	T1	50cm x 100cm
Trabe Principal en Y	Portante	T2	Ver figura
Trabe Secundaria	Doble T	T3	Ver figura
Columna	Columna	C1	80cm x 80cm
Firme	Firme		t=5cm

➤ **Revisión de Traves Doble T (Sistema de Piso)**



a) **Sección Simple**

Sección	$A_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$A_i y_i(\text{cm}^3)$	$d_i(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$A_i d_i^2(\text{cm}^4)$
Patín	2,500.00	50.00	125,000.00	11.51	20,833.33	331,293.94
Alma	1,800.00	22.50	40,500.00	15.99	303,750.00	460,130.48
$\Sigma=$	<b>4,300.00</b>		<b>165,500.00</b>		<b>324,583.33</b>	<b>791,424.42</b>

$$h_{ss} = 55\text{cm} \quad I_{ss} = 324,584.33 + 791,424.42 = 1,116,007.75\text{cm}^4$$

$$\bar{Y}_{inf} = \frac{165,500.00}{4,300.00} = 38.49\text{cm} \quad S_{ss\ inf} = \frac{1,116,007.75}{38.9} = 28,995.97\text{cm}^3$$

$$\bar{Y}_{sup} = 55 - 38.49 = 16.51\text{cm} \quad S_{ss\ sup} = \frac{1,116,007.75}{16.51} = 67,589.20\text{cm}^3$$

b) **Sección Compuesta**

$$t_{firme} = 5\text{cm}$$

$$\text{Ancho Efectivo } B' = \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} L/4 = 15/4 = 3.75\text{m} \\ B = 2.5\text{m} \leftarrow RIGE \\ 16(t + t_{firme}) + b = 16(0.10 + 0.05) + 0.40 = 2.80\text{m} \end{array} \right.$$

$$f_{sr} = 19,000\text{ kg/cm}^2 \quad f'_{c_{firme}} = 200\text{ kg/cm}^2 \quad f'_{c_{TR}} = 300\text{ kg/cm}^2$$

$$n = \frac{\sqrt{200}}{\sqrt{300}} = 0.82 \quad B' = 0.82(250) = 204.12\text{cm}$$

Sección	$A_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$A_i y_i(\text{cm}^3)$	$d_i(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$A_i d_i^2(\text{cm}^4)$
Firme	1,020.62	57.50	58,685.69	15.36	2,126.29	240,943.55
Secc. Simple	4,300.00	38.49	165,500.00	3.65	1,116,007.75	57,188.83
$\Sigma=$	<b>5,320.62</b>		<b>224,185.69</b>		<b>1,118,134.05</b>	<b>298,132.38</b>

$$h_{sc} = 60\text{cm} \quad I_{sc} = 1,118,134.05 + 298,132.38 = 1,416,266.43\text{cm}^4$$

$$\bar{Y}_{inf} = \frac{224,185.69}{45,320.62} = 42.14\text{cm} \quad S_{ss\ inf} = \frac{1,416,266.43}{42.12} = 33,612.39\text{cm}^3$$

$$\bar{Y}_{sup} = 60 - 42.14 = 17.86 \text{ cm}$$

$$S_{ss \text{ sup}} = \frac{1,416,266.43}{17.86} = 79,277.15 \text{ cm}^3$$

Se diseñara la trabe TT del entrepiso ya que es la que recibe mayor carga y por tanto es la más esforzada.

Entrepiso		$\omega$ (ton/m)	M (ton-m)	M (kg-cm)
W <sub>pp</sub>	1.032 ton/m	1.032	29.025	2,902,500.0
W <sub>firme</sub>	0.275 ton/m	0.275	7.734	773,437.5
W <sub>CM</sub>	180 kg/m <sup>2</sup>	0.450	12.656	1,265,625.0
W <sub>CV</sub>	350 kg/m <sup>2</sup>	0.875	24.609	2,460,937.5
	$\Sigma=$	2.632	74.025	7,402,500.0

El Momento se calculo como  $M = \frac{\omega L^2}{8}$

$$M_1 = 2,902,500 + 773,437.5 = 3,675,937.5 \text{ kg} - \text{cm}$$

$$M_2 = 1,265,625 + 2,460,937.5 = 3,726,562.5 \text{ kg} - \text{cm}$$

c) Fuerza inicial de Presfuerzo

$$f_p = 1.6\sqrt{f_c'} = 1.6\sqrt{300} = 27.71 \text{ kg/cm}^2 \quad e' = 7.5 \text{ cm}$$

$$e_{ss} = 38.49 - 7.5 = 30.99 \text{ cm}$$

$$P = \frac{\frac{M_1}{S_{ss}} + \frac{M_2}{S_{sc}} - f_p}{\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e_{ss}}{S_{ss}}} = 161,326.9 \text{ kg}$$

$$\#_{\text{Torones}} = \frac{P}{0.8 \times 0.75 f_{sr} \times A_{sp}} = \frac{161,326.9}{0.8(0.75)(19000)(0.987)} = 14.15 \text{ torones}$$

Por lo tanto el número de torones a utilizar será 16.

d) Calculo de perdidas

➤ Perdidas Instantáneas

Relajación Instantánea del Acero de Presfuerzo

$$t_h = 18 \text{ hr} \quad f_{py} = 0.9(19,000) = 17,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pj} = 0.8(19,000) = 15,200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta RE_i = \frac{\log(t_h)}{40} \left( \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right) f_{py} = 161.7 \text{ kg/cm}^2$$

### Acortamiento Elástico del Concreto

$$A_{Torón} = 0.987 \text{ cm}^2 \quad E_p = 1,960,000 \text{ kg/cm}^2 \quad E_{cpi} = 242,487 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{pj} = 15200(0.987)(16) = 240,038.4 \text{ kg}$$

$$P_i = P_{pj} - \Delta RE_i A_{sp} = 240,038.4 \text{ kg} - 161.7(16)(0.987) = 237,485.6 \text{ kg}$$

$$f_{gcp} = \frac{P_i}{A_{ss}} + \frac{P_i e y_{cgp}}{I_{ss}} - \frac{M_{pp} y_{cgp}}{I_{sc}} = 178.98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta AE = \left( \frac{E_p}{E_{cpi}} \right) f_{gcp} = 1,741.7 \text{ kg/cm}^2$$

### Deslizamiento del Anclaje

Se consideran nulas.

### Desvió de Torones

No se realiza el desvío.

Esfuerzo Efectivo después de las pérdidas iniciales:

$$f = f_{pj} - \Delta RE_i - \Delta AE = 15,200 - 161.7 - 1,741.7 = 13,296.6 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Permisible en el acero de Presfuerzo.

$$0.7 f_{sr} = 0.7(19,000) = 13,300 \text{ kg/cm}^2 > 13,296.6 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

➤ Pérdidas Diferidas.

Contracción.

$$H = 70\%$$

$$\Delta CC = (1193 - 10.5H) = 1193 - 10.5(70) = 458 \text{ kg/cm}^2$$

Flujo Plástico.

$$y_{cgp} = 30.99 \text{ cm} \quad y_{cds} = 42.14 - 7.4 = 34.64 \text{ cm}$$

$$f_{cds} = \frac{M_{firme} y_{cgp}}{I_{ss}} + \frac{M_{CM} y_{cds}}{I_{sc}} = 52.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta FP = 12 f_{cgp} - 7 f_{cds} = 1,780.79 \text{ kg/cm}^2$$

Relajación Diferida del Acero de Presfuerzo.

$$\Delta RE_d = 0.25(1408 - 0.4 \Delta AE - 0.2(\Delta CC + \Delta FP)) = 113.39 \text{ kg/cm}^2$$



Resumen de Perdidas:

Perdida	$\Delta f(\text{kg/cm}^2)$
Relajación Instantánea	<b>161.65</b>
Acortamiento Elástico	<b>1,446.69</b>
Contracción	<b>458.00</b>
Flujo Plástico	<b>1,780.79</b>
Relajación Diferida	<b>113.39</b>
$\Sigma=$	<b>3,960.52</b>

De acuerdo a lo anterior el Esfuerzo Efectivo y la Fuerza Efectiva son:

$$f_e = f_{pj} - \Delta PT = 15,200 - 3960.52 = 11,239 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = P_e = f_e A_{sp} = 11,239(16)(0.987) = 177,494 \text{ kg}$$

e) Revisión de Esfuerzos

Se revisaran los esfuerzos en el centro del claro tanto en la fibra inferior y superior de la trabe como en el firme.

$$f_i = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{Pe}{S_{ssi}} + \frac{M_{pp}}{S_{ssi}} + \frac{M_{cm}}{S_{ssi}} + \frac{M_{scm}}{S_{sci}} + \frac{M_{cv}}{S_{sci}}$$

$$f_i = 9.01 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = -\frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pe}{S_{sss}} - \frac{M_{pp}}{S_{sss}} - \frac{M_{cm}}{S_{sss}} - \frac{M_{scm}}{S_{scs}} - \frac{M_{cv}}{S_{scs}}$$

$$f_s = -62.37 \text{ kg/cm}^2$$

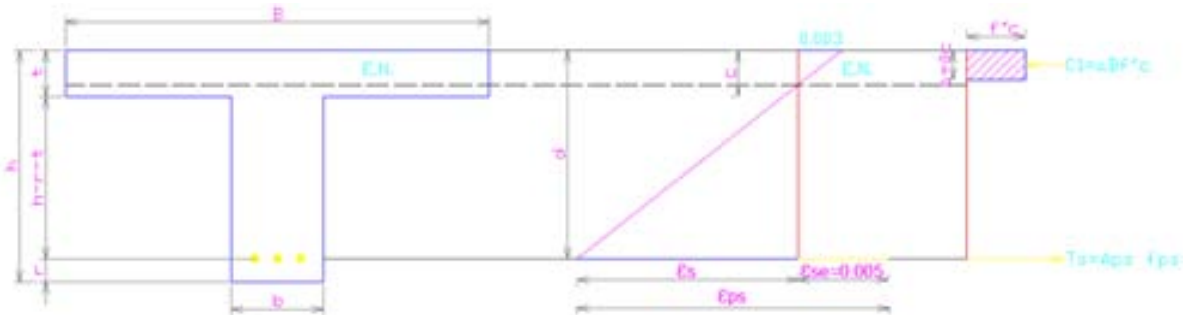
Esfuerzos permisibles en el concreto:

$$\text{Compresión } 0.45f'_c = 0.45(300) = 135 \text{ kg/cm}^2 > 62.37 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{CUMPLE}$$

$$\text{Tensión } 1.6\sqrt{f'_c} = 1.6\sqrt{300} = 28 \text{ kg/cm}^2 > 9.01 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{CUMPLE}$$

f) Revisión por Resistencia.

Para revisar la resistencia de la sección se llevara a cabo mediante el Método de Compatibilidad de Deformaciones.



Proponiendo la profundidad del eje neutro a 7.90cm tenemos que:

$$c = 7.90\text{cm} \quad a = 0.8(7.90) = 6.72\text{cm}$$

$$f'_c = 300\text{ kg/cm}^2 \quad f_c^* = 0.8(300) = 240\text{ kg/cm}^2 \quad f_c'' = 0.85(240) = 204\text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_c = 0.003 \quad \varepsilon_{se} = 0.005$$

Usando triángulos semejantes se tiene que  $\varepsilon_s = 0.022$

$$q_p = \frac{A_{sp} f_{sr}}{b d f_c''} = 0.1372$$

$$f_{sp} = f_{sr} (1 - 0.5q_p) = 17,696.14\text{ kg/cm}^2$$

$$C_1 = a B' f_c'' = 6.72(204.12)(204) = 279,621.50\text{ kg} = 279.62\text{ ton}$$

$$T_1 = A_{sp} f_{ps} = 16(0.987)(17,696) = 279,457.47 = 279.46\text{ ton}$$

Como los valores son muy similares podemos finalizar el método de compatibilidad de deformaciones.

$$M_R = 0.9(279,457.47) \frac{(60 - 7.5 - 6.72/2)}{100} = 123.60\text{ ton} - m$$

$$M_{max} = \frac{\omega_{tot} L^2}{8} = \frac{2.632(15)^2}{8} = 74.03\text{ ton} - m$$

$$M_u = 1.4(74.03) = 103.64\text{ ton} - m$$

Como  $M_u < M_R \quad \therefore \text{Cumple}$

g) Momento de Agrietamiento.

$$M_{agr} = S_{sci} \left[ 2\sqrt{f_c''} + \frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pe}{S_{ssi}} - \frac{M_{(pp-cm)}}{S_{ssi}} \right] + M_{(pp+cm)}$$

$$M_{agr} = 8,264,137.1\text{ kg} - cm = 82.64\text{ ton} - m$$

Se deberá cumplir que:

$$M_r > 1.2M_{agr}$$

$$123.60\text{ton} - m > 1.2(82.64) = 99.17\text{ton} - m \quad \therefore \text{Cumple}$$

h) Revisión por Fluencia

Se debe garantizar que el acero de presfuerzo fluirá al instante en que se alcanza la resistencia del elemento.

$$\varepsilon_{sp} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \geq \left(\frac{\varepsilon_{py}}{0.75}\right)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{P}{E_p} = 0.09056$$

$$\varepsilon_2 = \left(\frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pe}{I_{ss}}\right) = 0.005$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_{cu}(d_p - c)}{c} = 0.022$$

$$0.0956 + 0.005 + 0.022 \geq \left(\frac{0.01}{0.75}\right)$$

$$0.1226 \geq 0.0133 \quad \therefore \text{Cumple}$$

i) Cortante.

Se utilizarán como acero de refuerzo transversal estribos #3 distribuido en cuatro ramas, dos en cada alma de la trabe con una separación de 30cm.

$$V_u = 27,636\text{ton}$$

Cortante que toma el concreto.

$$V_{CR} = F_R 0.5bd\sqrt{f_c^*} = 12,394\text{kg}$$

Cortante que resisten los estribos.

$$v_s = \frac{F_R A_v f_y d}{s} = 21,280\text{kg}$$

$$v_{Total} = 12,394 + 21,280 = 33,674\text{kg} > V_u \quad \therefore \text{Cumple}$$

j) Esfuerzo Cortante Horizontal.

El esfuerzo cortante horizontal deberá ser menor a  $3 \text{ kg/cm}^2$  para no usar anclajes metálicos que garanticen la adherencia entre la trabe y el firme.

$$v_h = \frac{V_u}{F_R b_v d} = 2.76 \text{ kg/cm}^2 < 3 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

k) Deflexiones.

Se calcularán las deflexiones al centro del claro debido a que en ese punto es donde se presentan los máximos.

$$\Delta_{perm} = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75cm$$

$$\Delta_i = -\Delta_{pi} + \Delta_{pp} = -\frac{PeL^2}{8EI} + \frac{5\omega L^4}{384EI} = -5.72 + 2.51 = -3.20cm < \Delta_{perm} \therefore \text{Cumple}$$

**Flecha Final**

$$\Delta_f = -\Delta_p + (\Delta_{pp} + \Delta_{cm})(1 + C_f) + \Delta_{cv}$$

$$\Delta_{cv} = \frac{5\omega_{cv}L^4}{384EI_{sc}} = 1.68cm$$

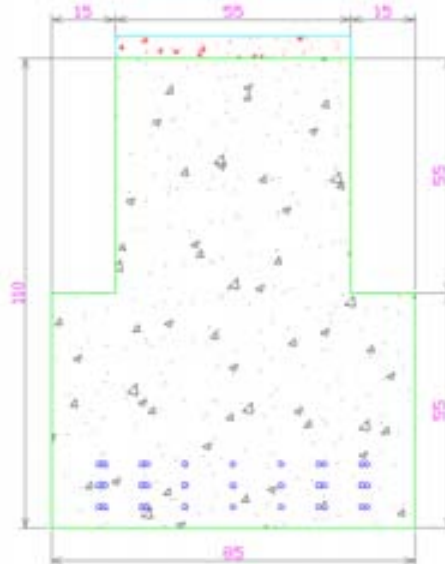
$$\Delta_{cm} = \frac{5\omega_{firme}L^4}{384EI_{ss}} + \frac{5\omega_{scm}L^4}{384EI_{sc}} = 1.53cm$$

$$\Delta_{pf} = \frac{PeL^2}{8EI} = 5.72cm$$

$$\Delta_p = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_f = -19.15cm$$

$$\Delta_f = -3.91cm < \Delta_{perm} \therefore \text{Cumple}$$

➤ **Trabe Portante (Trabe Principal en dirección Y)**



a) **Sección Simple**

Sección	$A_i(\text{cm}^2)$	$y_i(\text{cm})$	$A_i y_i(\text{cm}^3)$	$d_i(\text{cm})$	$I(\text{cm}^4)$	$A_i d_i^2(\text{cm}^4)$
Patín	4,675.00	27.50	128,562.50	21.61	1,178,489.58	2,182,610.81
Alma	3,025.00	82.50	249,562.50	-33.39	762,552.08	3,373,125.80
$\Sigma=$	<b>7,700.00</b>		<b>378,125.00</b>		<b>1,941,041.67</b>	<b>5,555,736.61</b>

$$h_{ss} = 110cm$$

$$I_{ss} = 1,941,041.67 + 5,555,736.61 = 7,496,778.27cm^4$$

$$\bar{Y}_{inf} = \frac{378,125}{7,700} = 49.11\text{cm}$$

$$S_{ss\ inf} = \frac{7,496,778.27}{49.11} = 152,661.67\text{cm}^3$$

$$\bar{Y}_{sup} = 110 - 49.11 = 60.89\text{cm}$$

$$S_{ss\ sup} = \frac{7,496,778.27}{60.89} = 123,114.25\text{cm}^3$$

b) Sección Compuesta

$$t_{firme} = 5\text{cm}$$

$$\text{Ancho Efectivo } B' = \text{menor} \left\{ \begin{array}{l} L/4 = 15/4 = 3.75\text{m} \\ L = 15\text{m} \\ 16(t_{firme}) + b = 16(0.05) + 0.55 = 1.35\text{m} \leftarrow RIGE \end{array} \right.$$

$$f_{sr} = 19,000\ \text{kg}/\text{cm}^2$$

$$f'_{c\ firme} = 200\ \text{kg}/\text{cm}^2$$

$$f'_{c\ TT} = 350\ \text{kg}/\text{cm}^2$$

$$n = \frac{\sqrt{200}}{\sqrt{350}} = 0.76$$

$$B' = 0.76(135) = 102.5\text{cm}$$

Sección	Ai(cm <sup>2</sup> )	yi (cm)	Ai yi(cm <sup>3</sup> )	di (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	Ai di <sup>2</sup> (cm <sup>4</sup> )
Firme	510.25	112.50	57,403.35	59.45	1,063.03	1,803,573.61
Secc. Simple	7,700.00	49.11	378,125.00	3.94	7,496,778.27	119,516.51
<b>Σ=</b>	<b>8,210.25</b>		<b>435,528.35</b>		<b>7,497,841.30</b>	<b>1,923,090.12</b>

$$h_{sc} = 115\text{cm}$$

$$I_{sc} = 7,497,841.3 + 1,923,090.12 = 9,420,931.42\text{cm}^4$$

$$\bar{Y}_{inf} = \frac{435,528.35}{8,210.25} = 49.11\text{cm}$$

$$S_{ss\ inf} = \frac{9,420,931.42}{49.11} = 177,596.29\text{cm}^3$$

$$\bar{Y}_{sup} = 110 - 49.11 = 61.95\text{cm}$$

$$S_{ss\ sup} = \frac{9,420,931.42}{61.95} = 152,065.52\text{cm}^3$$

Entrepiso	w (ton/m)	M (ton-m)	M (kg-cm)
W <sub>PP</sub>	1.848 ton/m	1.848	51,975
W <sub>firme</sub>	0.1485 ton/m	0.149	4,177
W <sub>TT</sub>	6.192 ton/m	6.192	174,150
W <sub>CM</sub>	180 kg/m <sup>2</sup>	0.243	6,834
W <sub>CV</sub>	350 kg/m <sup>2</sup>	0.473	13,289
<b>Σ=</b>		<b>8.904</b>	<b>250,425</b>

$$M_1 = 5,197,500 + 417,656.3 + 17,415,000 = 23,030,156.3\text{kg} - \text{cm}$$

$$M_2 = 683,437.5 + 1,328,906.3 = 2,012,343.8\text{kg} - \text{cm}$$

c) Fuerza inicial de Presfuerzo

$$f_p = 1.6\sqrt{f'_c} = 1.6\sqrt{350} = 27.71\ \text{kg}/\text{cm}^2$$

$$e' = 710\text{cm}$$

$$e_{ss} = 39.11\text{cm}$$

$$P = \frac{\frac{M_1}{S_{ss}} + \frac{M_2}{S_{sc}} - f_p}{\frac{1}{A_{ss}} + \frac{e_{ss}}{S_{ss}}} = 348,347.5 \text{ kg}$$

$$\#_{\text{Torones}} = \frac{P}{0.8 \times 0.75 f_{sr} \times A_{sp}} = \frac{348,347.5}{0.8(0.75)(19000)(0.987)} = 30.56 \text{ torones}$$

Por lo tanto el número de torones a utilizar será 16.

d) Calculo de perdidas

➤ Perdidas Instantáneas

Relajación Instantánea del Acero de Presfuerzo

$$t_h = 18 \text{ hr} \quad f_{py} = 0.9(19,000) = 17,100 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_{pj} = 14,400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta RE_i = \frac{\log(t_h)}{40} \left( \frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0.55 \right) f_{py} = 133.4 \text{ kg/cm}^2$$

Acortamiento Elástico del Concreto

$$A_{\text{Torón}} = 0.987 \text{ cm}^2 \quad E_p = 1,960,000 \text{ kg/cm}^2 \quad E_{cpi} = 242,487 \text{ kg/cm}^2$$

$$P_{pj} = 470.325 \text{ kg}$$

$$P_i = P_{pj} - \Delta RE_i A_{sp} = 465.9979.3 \text{ kg}$$

$$f_{gcp} = \frac{P_i}{A_{ss}} + \frac{P_i e y_{cgp}}{I_{ss}} - \frac{M_{pp} y_{cgp}}{I_{sc}} = 128.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta AE = \left( \frac{E_p}{E_{cpi}} \right) f_{gcp} = 1,038.4 \text{ kg/cm}^2$$

Deslizamiento del Anclaje

Se consideran nulas.

Desvió de Torones

No se realiza el desvió.

Esfuerzo Efectivo después de las perdidas iniciales:

$$f = f_{pj} - \Delta RE_i - \Delta AE = 13,268 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo Permisible en el acero de Presfuerzo.

$$0.7f_{sr} = 0.7(19,000) = 13,300 \text{ kg/cm}^2 > 13,268.8 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{Cumple}$$

➤ Perdidas Diferidas.

Contracción.

$$H = 70\%$$

$$\Delta CC = (1193 - 10.5H) = 1193 - 10.5(70) = 458 \text{ kg/cm}^2$$

Flujo Plástico.

$$y_{cgp} = 39.11 \text{ cm} \quad y_{cds} = 45.55 \text{ cm}$$

$$f_{cds} = \frac{M_{firme} y_{cgp}}{I_{ss}} + \frac{M_{CM} y_{cds}}{I_{sc}} = 5.48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta FP = 12f_{cgp} - 7f_{cds} = 1,780.79 \text{ kg/cm}^2$$

Relajación Diferida del Acero de Presfuerzo.

$$\Delta RE_d = 0.25(1408 - 0.4\Delta AE - 0.2(\Delta CC + \Delta FP)) = 1,503.2 \text{ kg/cm}^2$$

Resumen de Perdidas:

Perdida	$\Delta f(\text{kg/cm}^2)$
Relajación Instantánea	<b>133.43</b>
Acortamiento Elástico	<b>1,038.37</b>
Contracción	<b>458.00</b>
Flujo Plástico	<b>1,503.20</b>
Relajación Diferida	<b>168.10</b>
$\Sigma=$	<b>3,301.11</b>

De acuerdo a lo anterior el Esfuerzo Efectivo y la Fuerza Efectiva son:

$$f_e = f_{pj} - \Delta PT = 11,139 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = P_e = f_e A_{sp} = 362.805 \text{ kg}$$

e) Revisión de Esfuerzos

Se revisaran los esfuerzos en el centro del claro tanto en la fibra inferior y superior de la trabe como en el firme.

$$f_i = -\frac{P}{A_{ss}} - \frac{Pe}{S_{ssi}} + \frac{M_{pp}}{S_{ssi}} + \frac{M_{cm}}{S_{ssi}} + \frac{M_{scm}}{S_{sci}} + \frac{M_{cv}}{S_{sci}}$$

$$f_i = 22.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = -\frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pe}{S_{sss}} - \frac{M_{pp}}{S_{sss}} - \frac{M_{cm}}{S_{sss}} - \frac{M_{scm}}{S_{scs}} - \frac{M_{cv}}{S_{scs}}$$

$$f_s = -132.58 \text{ kg/cm}^2$$

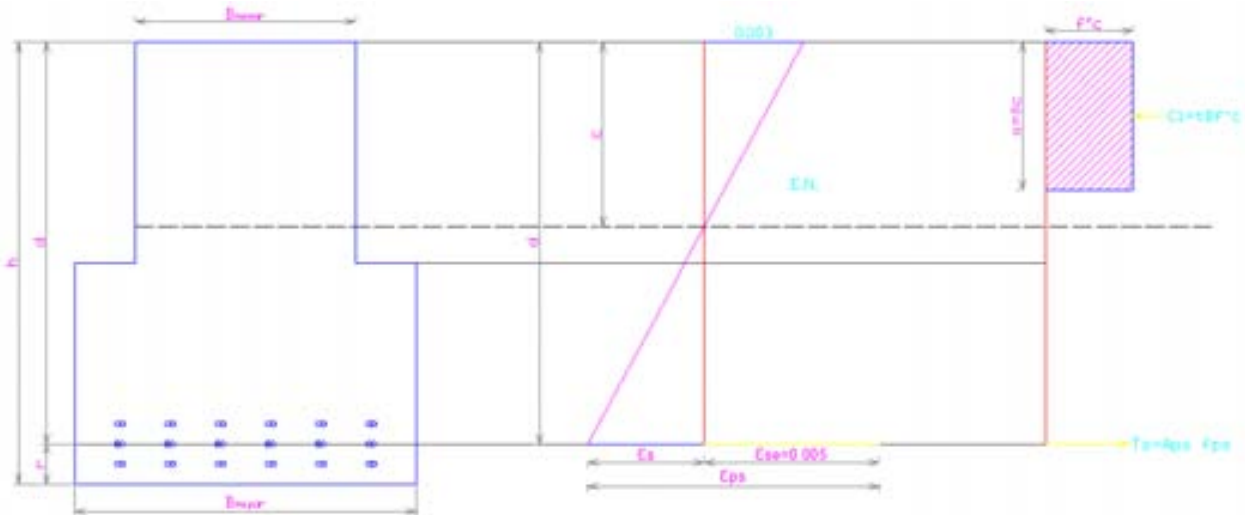
Esfuerzos permisibles en el concreto:

Compresión  $0.45f'_c = 135 \text{ kg/cm}^2 > 132.58 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{CUMPLE}$

Tensión  $1.6\sqrt{f'_c} = 28 \text{ kg/cm}^2 > 22.38 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{CUMPLE}$

f) Revisión por Resistencia.

Para revisar la resistencia de la sección se llevara a cabo mediante el Método de Compatibilidad de Deformaciones.



Proponiendo la profundidad del eje neutro a 7.90cm tenemos que:

$$c = 43.39 \text{ cm} \quad a = 36.88 \text{ cm}$$

$$f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c^* = 280 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c'' = 238 \text{ kg/cm}^2$$

$$\varepsilon_c = 0.003 \quad \varepsilon_{se} = 0.005$$

Usando triángulos semejantes se tiene que  $\varepsilon_s = 0.009$



$$q_p = \frac{A_{sp} f_{sr}}{b d f_c''} = 0.4398$$

$$f_{sp} = f_{sr} (1 - 0.5q_p) = 14,822.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$C_1 = t B' f_c'' = 482,778.84 \text{ kg} = 482.78 \text{ ton}$$

$$T_1 = A_{sp} f_{ps} = 482,769.95 \text{ kg} = 482.77 \text{ ton}$$

Como los valores son muy similares podemos finalizar el método de compatibilidad de deformaciones.

$$M_R = 386.96 \text{ ton} - m$$

$$M_{max} = 250.43 \text{ ton} - m$$

$$M_u = 350.60 \text{ ton} - m$$

Como  $M_u < M_R \quad \therefore \text{Cumple}$

g) Momento de Agrietamiento.

$$M_{agr} = S_{sci} \left[ 2 \sqrt{f_c''} + \frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pe}{S_{ssi}} - \frac{M_{(pp-cm)}}{S_{ssi}} \right] + M_{(pp+cm)}$$

$$M_{agr} = 300.65 \text{ ton} - m$$

Se deberá cumplir que:

$$M_r > 1.2 M_{agr}$$

$$386.96 \text{ ton} - m > 360.78 \text{ ton} - m \quad \therefore \text{Cumple}$$

h) Revisión por Fluencia

Se debe garantizar que el acero de presfuerzo fluirá al instante en que se alcanza la resistencia del elemento.

$$\varepsilon_{sp} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 \geq \left( \frac{\varepsilon_{py}}{0.75} \right)$$

$$\varepsilon_1 = \frac{P}{E_p} = 0.1851$$

$$\varepsilon_2 = \left( \frac{P}{A_{ss}} + \frac{Pe}{I_{ss}} \right) = 0.005$$

$$\varepsilon_3 = \frac{\varepsilon_{cu} (d_p - c)}{c} = 0.030$$

$$0.2201 \geq 0.0133 \quad \therefore \text{Cumple}$$

i) Cortante.

Se utilizarán como acero de refuerzo transversal estribos #3 con una separación de 10cm.

$$V_u = 93.492 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto.

$$V_{CR} = F_R 0.5bd\sqrt{f_c^*} = 38,654kg$$

Cortante que resisten los estribos.

$$v_s = \frac{F_R A_v f_y d}{s} = 67,032kg$$

$$v_{Total} = 105.686kg > V_u \quad \therefore \text{Cumple}$$

j) Esfuerzo Cortante Horizontal.

El esfuerzo cortante horizontal deberá ser menor a  $25 \text{ kg/cm}^2$  para garantizar la adherencia entre la sección y el firme se tendrán que dejar conectores metálicos, para esto el acero de los estribos en la parte superior se dejara expuestos para colar con el firme.

$$v_h = \frac{V_u}{F_R b_v d} = 8.24 \text{ kg/cm}^2 < 25 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

k) Deflexiones.

Se calcularán las deflexiones al centro del claro debido a que en ese punto es donde se presentan los máximos.

$$\Delta_{perm} = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75cm$$

$$\Delta_i = -\Delta_{pi} + \Delta_{pp} = -\frac{PeL^2}{8EI} + \frac{5\omega L^4}{384EI} = -2.20 + 0.67 = -1.53cm < \Delta_{perm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

Flecha Final

$$\Delta_f = -\Delta_p + (\Delta_{pp} + \Delta_{cm})(1 + C_f) + \Delta_{cv}$$

$$\Delta_{cv} = \frac{5\omega_{cv} L^4}{384EI_{sc}} = 0.14cm$$

$$\Delta_{cm} = \frac{5\omega_{firme} L^4}{384EI_{ss}} + \frac{5\omega_{scm} L^4}{384EI_{sc}} = 2.37cm$$

$$\Delta_{pf} = \frac{PeL^2}{8EI} = 2.34cm$$

$$\Delta_p = -\Delta_{pf} - \frac{\Delta_{pi} + \Delta_{pf}}{2} C_f = -7.66cm$$

$$\Delta_f = -2.66cm < \Delta_{perm} \quad \therefore \text{Cumple}$$

➤ **Trabe de Rigidez (Trabe Principal en dirección X)**

Caso 1 cuando la trabe esta simplemente apoyada.

a) Datos

Trabe

$$b = 50\text{cm} \quad f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 100\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 5\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=7.50m	L=15.00m	
$M_3=$	0.00	143.26	0.00	ton-m
$V_2=$	37.70	0.00	37.70	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 95\text{cm}$$

$$A_{smin} = 13.71\text{cm}^2$$

Para L=0.00m y 15.00m

$$M_3=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 0.00\text{cm}^2$$

Para L=7.50m

$$M_{3max}=143.25 \text{ ton-m} \Rightarrow A_{snes} = 44.11\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m y 5.00m

$$V_u = 37.70\text{ton} \quad V_{CR} = 12.24\text{ton} \quad s = 17.0\text{cm}$$

Para L=2.50m

$$V_u = 0.00\text{ton} \quad V_{CR} = 18.46\text{ton} \quad s = 24.0\text{cm}$$

Por lo tanto la separación de los estribos será a cada 15.0cm.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(1.00)=2.00\text{m}$  del paño de las columnas la separación s de los estribos será:

$$s = \min \left\{ \begin{array}{l} d/4 = 95/4 = 23.75\text{cm} \\ 8d_{b \text{ long}} = 8 \times 1.90 = 15.02\text{cm} \quad \Leftarrow \text{RIGE} \\ 24d_{b \text{ tran}} = 24 \times 0.95 = 22.8\text{cm} \\ 50\text{cm} \end{array} \right.$$

Por lo que la separación será a cada 15.0cm

e) Revisión por Deflexiones

Deflexión Máxima Permisible

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75cm$$

Deflexión Máxima Real

Para esta deflexión se deberá tomar en cuenta la sección transformada y agrietada, además de las deflexiones inmediatas y diferidas, solo se mostraran los valores de las secciones de inercia, del eje neutro y de las deflexiones inmediata y diferida.

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 13.064cm \quad I = 2,207,84cm^4$$

Sección en el Centro

$$x = 27.342cm \quad I = 1,648,039cm^4$$

$$I_{prom} = 1,927,961cm^4$$

$$\delta_{inmediata} = 0.76cm$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.52$$

$$\delta_{dif} = 1.16cm$$

$$\delta_{max} = 1.93cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

Caso 2 cuando la trabe esta empotrada y el firme forma un diafragma rígido.

a) Datos

Trabe

$$b = 50cm \quad f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 100cm \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 5cm$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=7.50m	L=15.00m	
$M_{3max} =$	0.00	38.85	0.00	ton-m
$V_{2max} =$	-16.75	6.62	16.75	ton
$M_{3min} =$	-89.92	0.00	-89.92	ton-m
$V_{2min} =$	-28.89	-6.62	16.75	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 95cm$$

$$A_{smin} = 13.71cm^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3max} = 0.00ton-m \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

$$M_{3min} = -89.92ton-m \Rightarrow A_{snes} = 26.57cm^2$$

Para L=7.50m

$$M_{3max} = 38.85ton-m \Rightarrow A_{snes} = 11.08cm^2$$

$$M_{3min} = 0.00ton-m \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

Para L=15.00m

$$M_{3max} = 0.00ton-m \Rightarrow A_{snes} = 0.00cm^2$$

$$M_{3min} = -89.92ton-m \Rightarrow A_{snes} = 26.57cm^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 28.89ton \quad V_{CR} = 15.07ton \quad s = 32cm$$

Para L=7.50m

$$V_u = 6.62ton \quad V_{CR} = 12.24ton \quad s = 47cm$$

Para L=15.00m

$$V_u = 28.89ton \quad V_{CR} = 15.07ton \quad s = 32cm$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 10cm.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(1.20)=2.40m$  del paño de las columnas la separación s de los estribos será:  $s = 15.00cm$

e) Revisión por Deflexiones

$$\delta_{perm} = \frac{L}{240} + 0.5 = \frac{1500}{240} + 0.5 = 6.75cm$$

Deflexión Inmediata.

Sección en el Extremo

$$x = 13.064cm \quad I = 2,207,84cm^4$$

Sección en el Centro

$$x = 27.342cm \quad I = 1,648,039cm^4$$

$$I_{prom} = 1,927,961cm^4$$

$$\delta_{inmediat a} = 0.76cm$$

Deflexión Diferida.

$$factor = 1.52$$

$$\delta_{dif} = 1.16cm$$

$$\delta_{max} = 1.93cm$$

$$\delta_{perm} \geq \delta_{max} \quad O.K.$$

➤ **Revisión de la Columna de Concreto.**

a) Datos de la Columna.

$$b = 80cm \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 80cm \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 5cm \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$

$$As = 81.072cm^2$$

b) Acciones en la Columna.

$$Pu = 495.184ton \quad M_2 = 30.004ton - m \quad M_3 = 20.339ton - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 6.06cm \quad e_x = 4.11cm$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 1,1318ton$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.94 \quad \frac{e_x}{h} = 0.05 \quad q = 0.313 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.85$$

$$P_{RX} = 1088ton$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.94 \quad \frac{e_y}{h} = 0.08 \quad q = 0.313 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.75$$

$$P_{RY} = 960ton$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 928.3ton$$

Ya que  $P_R > Pu$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 28.72 \text{ ton}$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 495.28 \text{ ton} < 846.52 \text{ ton}$$

$$V_{cR} = \text{Fact}(RV) \Rightarrow RV = 18.95 \text{ ton} \quad \text{Fact} = 1.54$$

$$V_{cR} = 29.21 \text{ ton} > V_u \quad \text{O.K.}$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow V_u < 135.76 \text{ ton} \quad \text{O.K.}$$

e) Separación de los estribos.

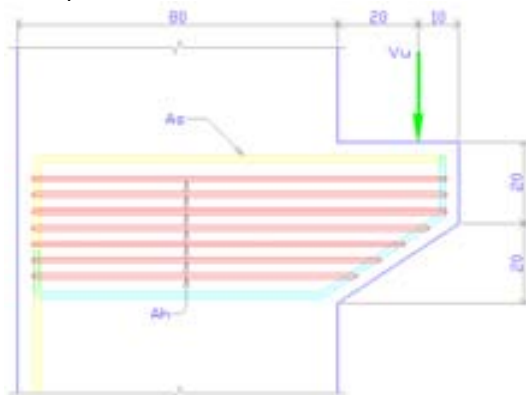
De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 30 \text{ cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 15.0 \text{ cm}$  en una longitud  $L = 80 \text{ cm}$ .

➤ **Revisión de Ménsulas.**

Como las traveses de rigidez serán prefabricadas y sin prefuerzo entonces las columnas necesitarán tener unas ménsulas para así poder montar dichas traveses.

a) Datos



Ancho de la ménsula: 52cm

Del análisis estructural tenemos que el cortante que actúa sobre la ménsula será:

$$V_u = 37.7 \text{ ton}$$

$$f_c' = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c^* = 0.8(250) = 200 \text{ kg/cm}^2 \quad f_c'' = 0.85(200) = 170 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_{R \text{ cortante}} = 0.8 \quad F_{R \text{ tensión}} = 0.9 \quad d = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

b) Cálculo del refuerzo para resistir  $V_R$ .

$$(A_{vf})_1 = \frac{V_R}{F_R \mu f_y} = \frac{37700}{0.8(1.4)(4200)} = 8.01 \text{ cm}^2$$

$$(A_{vf})_2 = \frac{V_R - 14F_R A}{0.8F_R f_y} = \frac{37700 - 14(0.8)(52)(35)}{0.8(0.8)(4200)} = 13.81 \text{ cm}^2 \leftarrow RIGE$$

Revisando  $V_R$  con  $V_R = 0.25F_R f_c^* A$

$$V_R = 0.25(0.8)(200)(52)(35) = 72,800 \text{ kg} = 72.8 \text{ ton} > V_u \quad \therefore \text{Cumple}$$

c) Cálculo del refuerzo para resistir el momento flexionante.

$$M = 37.7(0.2) + 37.7(0.2)(0.05) = 7.917 \text{ ton} - \text{m}$$

$$a/h = \frac{20}{40} = 0.5$$

$$Z = 1.2a = 1.2(20) = 24 \text{ cm}$$

$$A_f = \frac{M}{F_R f_y Z} = \frac{791700}{0.9(4200)(24)} = 8.72 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_f}{bd} = \frac{8.73}{52(35)} = 0.00479 > 0.04 \frac{f_c'}{f_y} = 0.00238 \quad \therefore \text{Cumple}$$

d) Cálculo de refuerzo para resistir la fuerza axial de tensión que se presenta en la ménsula.

De acuerdo a las N.T.C. para Diseño de Estructuras de Concreto no indica en la sección 6.9.2 que la fuerza de tensión  $N_u$  no será menor que  $0.2V_u$ .

$$N_u = 0.2(37.7) = 7.54 \text{ ton}$$

$$A_n = \frac{N_u}{F_R f_y} = \frac{7540}{0.9(4200)} = 1.99 \text{ cm}^2$$

e) Cálculo del acero de refuerzo principal.

$$A_{s1} = A_f + A_h = 8.72 + 1.99 = 10.71 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{2}{3} A_{vf} + A_h = \frac{2}{3} 13.81 + 1.99 = 11.20 \text{ cm}^2 \leftarrow RIGE$$

$$A_{smin} = \frac{0.04 f_c'}{f_y} bd = \frac{0.04(250)(52)(35)}{4200} = 4.33 \text{ cm}^2$$

f) Cálculo del acero de refuerzo complementario.

$$A_h = 0.5(A_s - A_n) = 0.5(11.20 - 1.99) = 4.61 \text{ cm}^2$$

Por lo tanto se utilizarán 7 estribos #3.



➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

<i>Zapata</i>	<i>Dado</i>	
$B = 520\text{cm}$	$b = 80\text{cm}$	
$H = 520\text{cm}$	$h = 80\text{cm}$	$f'_c = 250\text{ kg/cm}^2$

<i>Profundidad de desplante</i>	<i>Peralte de la zapata</i>
$h_{desp} = 150\text{cm}$	$z_1 = 125\text{cm}$
<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 761.86\text{ton}$	$P_{adm} = 32.00\text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 4.63\text{ton} - m$	$\gamma_{suelo} = 1.80\text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 5.80\text{ton} - m$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 31.63\text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 69.6\text{ ton} - m/m \quad A_{s\ min} = 32.15\text{ cm}^2/m \quad A_{s\ nes} = 15.33\text{ cm}^2/m$$

Como  $A_{s\ nes} < A_{s\ min}$  entonces se utilizaremos varillas del #8@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 161.58\text{ton} \quad V_u = 161.18\text{ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$\begin{aligned}
 c_1 &= 0.80\text{m} & c_2 &= 0.80\text{m} & \alpha &= 0.4012 \\
 c_{AB} &= 1.01 & c_{CD} &= 1.01 & & \\
 \text{máx} & \left\{ \begin{aligned} v_{uAB} &= 77.54\text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \\ v_{uCD} &= 77.03\text{ ton/m}^2 \end{aligned} \right. \\
 v_{cR} &= \text{mín} \left\{ \begin{aligned} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f'_c} &= 148.49\text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f'_c} &= 98.99\text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \end{aligned} \right.
 \end{aligned}$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

➤ **Revisión de Trabes de Liga**

a) Datos

Trabe

$$b = 30\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 70\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 4\text{cm}$$

b) Elementos Mecánicos

	L=0.00m	L=7.50m	L=15.00m	
$M_{3\text{max}}=$	0.00	6.22	0.00	ton-m
$V_{2\text{max}}=$	4.16	0.00	5.30	ton
$M_{3\text{min}}=$	-13.24	0.00	-13.24	ton-m
$V_{2\text{min}}=$	5.30	0.00	4.16	ton

c) Flexión.

$$d = h - r = 66\text{cm}$$

$$A_{s\text{min}} = 13.71\text{cm}^2$$

Para L=0.00m

$$M_{3\text{max}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=-13.24\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 3.72\text{cm}^2$$

Para L=7.50m

$$M_{3\text{max}}=6.22\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 2.53\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.0\text{cm}^2$$

Para L=15.00m

$$M_{3\text{max}}=0.00\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 0.00\text{cm}^2$$

$$M_{3\text{min}}=-13.24\text{ton-m} \Rightarrow A_{s\text{nes}} = 3.72\text{cm}^2$$

d) Cortante

Para L=0.00m

$$V_u = 5.30\text{ton} \quad V_{CR} = 12.24\text{ton} \quad s = 47.0\text{cm}$$

Para L=2.50m

$$V_u = 0.00\text{ton} \quad V_{CR} = 12.24\text{ton} \quad s = 37\text{cm}$$

Para L=15.00m

$$V_u = 5.30\text{ton} \quad V_{CR} = 12.24\text{ton} \quad s = 47\text{cm}$$

Por lo tanto la separación de los estribos será de 35cm.

Atendiendo a la sección 7.24 de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto tenemos que para una sección de la trabe de longitud  $2h=2(0.70)=1.40\text{m}$  del paño de las columnas la separación de los estribos será:  $s = 15.0\text{cm}$

---

**ESTRUCTURA DE  
CONCRETO POSTENSADO**  
DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m  
ZONA SISMICA II

---

- **Distancia de entre ejes de 15m**  
♣ **Zona Sísmica II**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	175.74	201.96	201.96	175.74	4.20	1.52	1.52	4.20
1	102.84	87.78	87.78	102.84	-2.54	-0.99	-0.99	-2.54

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.04	0.00	0.00	0.04	188.00	188.16	188.16	188.00
1	-0.03	0.00	0.00	-0.03	99.26	99.18	99.18	99.26

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final)**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	1.39	2.77	1.57	0.0039	1.21	2.41	1.32	0.0033
ENTREPISO	400	0.60	1.20	1.20	0.0030	0.55	1.09	1.09	0.0027

**DESPLAZAMIENTO TOTAL 2.77 cm En X-X 2.41 cm En Y-Y**

DISTORSION LAT. MÁX PERM: 0.0120 En X-X 0.0120 En Y-Y  
DISTORSION LAT. MÁX. CALC: 0.0039 En X-X 0.0033 En Y-Y

Las distorsiones máximas ocasionadas son mucho menores a las permisibles concluyendo así que la estructura cumple satisfactoriamente por desplazamientos horizontales.

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas para la estructura son las siguientes

	TIPO	Marca	Medidas
Trabe Principal en X	Rigidez	T1	50cm x 100cm
Trabe Principal en Y	Portante	T2	Ver figura
Trabe Secundaria	Doble T	T3	Ver figura
Columna	Columna	C1	95cm x 95cm
Firme	Firme		t=5cm

➤ **Revisión de Trabes Doble T (Sistema de Piso)**

Las trabes doble T que conforman el sistema de piso son similares a las usadas en la Zona Sísmica I por lo cual se omite los cálculos para su revisión debido a que su comportamiento está regido por las cargas estáticas y no las accidentales.

➤ **Trabe Portante (Trabe Principal en dirección Y)**

La trabe portante utilizada en la Zona Sísmica I será la misma trabe a utilizar en esta zona debido a que las cargas estáticas rigen sobre las cargas accidentales por lo tanto se omiten los cálculos para revisar este elemento ya que están descritos en la Zona I.

➤ **Trabe de Rigidez (Trabe Principal en dirección X)**

Debido a que la sección utilizada como trabe de rigidez es la misma que en la Zona I y también porque las cargas que rigen el comportamiento del elemento son las cargas estáticas y no las accidentales entonces se omiten los cálculos para revisar este elemento.

➤ **Revisión de la Columna de Concreto.**

a) Datos de la Columna.

$$b = 95\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 95\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 5\text{cm} \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$
$$A_s = 101.34\text{cm}^2$$

b) Acciones en la Columna.

$$P_u = 490.942\text{ton} \quad M_2 = 20.942\text{ton} - m \quad M_3 = 23.648\text{ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 4.82\text{cm} \quad e_x = 4.26\text{cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 1,554.1\text{ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.95 \quad \frac{e_x}{h} = 0.04 \quad q = 0.277 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.88$$
$$P_{RX} = 1588.4\text{ton}$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.95 \quad \frac{e_y}{h} = 0.05 \quad q = 0.277 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.82$$
$$P_{RY} = 1480 \text{ ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 1554.1 \text{ on}$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 26.575 \text{ ton}$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 490.94 \text{ ton} < 1,172.94 \text{ ton}$$

$$V_{CR} = \text{Fact}(RV) \Rightarrow RV = 25.86 \text{ ton} \quad \text{Fact} = 1.38$$

$$V_{CR} = 35.71 \text{ ton} > V_u \quad O.K.$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow V_u < 193.46 \text{ ton} \quad O.K.$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 30 \text{ cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 15.0 \text{ cm}$  en una longitud  $L = 95 \text{ cm}$ .

➤ **Revisión de Ménsulas.**

Debido a que la sección de la trabe de rigidez no cambio así como la cargas entonces podemos utilizar la misma ménsula que en la Zona I por lo cual podemos omitir los cálculos.

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

Zapata

$$B = 660 \text{ cm}$$

$$H = 660 \text{ cm}$$

Dado

$$b = 95 \text{ cm}$$

$$h = 95 \text{ cm}$$

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

Profundidad de desplante

$$h_{desp} = 150 \text{ cm}$$

Peralte de lazapata

$$z_1 = 132 \text{ cm}$$

<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 758.51 \text{ ton}$	$P_{adm} = 21.3 \text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 2.43 \text{ ton} - m$	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 5.14 \text{ ton} - m$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 21.17 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 59.3 \text{ ton} - m/m \quad A_{s \text{ min}} = 33.99 \text{ cm}^2/m \quad A_{s \text{ nes}} = 12.30 \text{ cm}^2/m$$

Como  $A_{s \text{ nes}} < A_{s \text{ min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #8@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 209.43 \text{ ton} \quad V_u = 209.42 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$\begin{array}{l}
 c_1 = 0.95m \quad c_2 = 0.95m \quad \alpha = 0.4012 \\
 c_{AB} = 1.12 \quad c_{CD} = 1.12 \\
 \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 65.73 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \\ v_{uCD} = 65.52 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right. \\
 v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \end{array} \right.
 \end{array}$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

---

**ESTRUCTURA DE  
CONCRETO POSTENSADO**  
DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m  
ZONA SISMICA III<sub>a</sub>

---



- **Distancia de entre ejes de 15m**  
♣ **Zona Sísmica III<sub>a</sub>**

**Fuerzas Sísmicas para cada Marco**

Dirección X

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	205.18	235.06	235.06	205.18	4.68	1.62	1.62	4.68
1	117.04	98.64	98.64	117.04	-3.06	-1.14	-1.14	-3.06

Dirección Y

Entrepiso	Marcos							
	1	2	3	4	A	B	C	D
2	0.04	0.00	0.00	0.04	208.94	209.12	209.12	208.94
1	-0.03	0.00	0.00	-0.03	106.40	106.40	106.40	106.40

**Desplazamientos aplicando las Fuerzas Sísmicas anteriores (Diseño Final).**

COLUMNAS	ALTURA (cm)	DESPLAZAMIENTO DIRECCION X (cm)				DESPLAZAMIENTO DIRECCION Y (cm)			
		PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL	PARCIAL (cm)	TOTAL (cm)	RELATIVO -	DISTORSION LATERAL
AZOTEA	400	1.29	2.40	1.43	0.0036	0.99	1.98	1.15	0.0029
ENTREPISO	400	0.48	0.97	0.97	0.0024	0.41	0.83	0.83	0.0021

**DESPLAZAMIENTO TOTAL 2.40 cm En X-X 1.98 cm En Y-Y**

DISTORSION LAT. MÁX PERM: 0.0120 En X-X 0.0120 En Y-Y  
DISTORSION LAT. MÁX. CALC: 0.0036 En X-X 0.0029 En Y-Y

Las distorsiones máximas ocasionadas son mucho menores a las permisibles concluyendo así que la estructura cumple satisfactoriamente por desplazamientos horizontales.

**REVISIÓN ESTRUCTURAL DE LAS SECCIONES UTILIZADAS.**

Las secciones utilizadas para la estructura son las siguientes

	TIPO	Marca	Medidas
Trabe Principal en X	Rigidez	T1	50cm x 100cm
Trabe Principal en Y	Portante	T2	Ver figura
Trabe Secundaria	Doble T	T3	Ver figura
Columna	Columna	C1	105cm x 105cm
Firme	Firme		t=5cm

➤ **Revisión de Trabes Doble T (Sistema de Piso)**

Las trabes doble T que conforman el sistema de piso son similares a las usadas en la Zona Sísmica I por lo cual se omite los cálculos para su revisión debido a que su comportamiento está regido por las cargas estáticas y no las accidentales.

➤ **Trabe Portante (Trabe Principal en dirección Y)**

La trabe portante utilizada en la Zona Sísmica I será la misma trabe a utilizar en esta zona debido a que las cargas estáticas rigen sobre las cargas accidentales por lo tanto se omiten los cálculos para revisar este elemento ya que están descritos en la Zona I.

➤ **Trabe de Rigidez (Trabe Principal en dirección X)**

Debido a que la sección utilizada como trabe de rigidez es la misma que en la Zona I y también porque las cargas que rigen el comportamiento del elemento son las cargas estáticas y no las accidentales entonces se omiten los cálculos para revisar este elemento.

➤ **Revisión de la Columna de Concreto.**

a) Datos de la Columna.

$$b = 105\text{cm} \quad f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 105\text{cm} \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$r = 5\text{cm} \quad FR_{Flexcomp} = 0.8 \quad FR_{Cort} = 0.8$$
$$As = 162.144\text{cm}^2$$

b) Acciones en la Columna.

$$Pu = 491.276\text{ton} \quad M_2 = 5.031\text{ton} - m \quad M_3 = 26.017\text{ton} - m$$

c) Análisis por Flexocompresión.

$$e_y = 5.30\text{cm} \quad e_x = 1.02\text{cm}$$

Calculo de  $P_{RO}$ .

$$P_{RO} = 2022.2\text{ton}$$

Calculo de  $P_{RX}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.95 \quad \frac{e_x}{h} = 0.01 \quad q = 0.363 \quad \Rightarrow \quad K_X = 0.90$$
$$P_{RX} = 1841.9\text{ton}$$

Calculo de  $P_{RY}$ .

$$\frac{d}{h} = 0.95 \quad \frac{e_y}{h} = 0.05 \quad q = 0.363 \quad \Rightarrow \quad K_Y = 0.85$$
$$P_{RY} = 1874.3 \text{ ton}$$

Usando la Formula de Bresler.

$$P_R = 1841.9 \text{ on}$$

Ya que  $P_R > P_u$  entonces la sección cumple por flexocompresión.

d) Cortante

$$V_u = 29.75 \text{ ton}$$

$$P_u < F_R(0.7f_c^*A_g + 2000A_s) \Rightarrow 491.28 \text{ ton} < 1,494.23 \text{ ton}$$

$$V_{CR} = \text{Fact}(RV) \Rightarrow RV = 33.59 \text{ ton} \quad \text{Fact} = 1.31$$

$$V_{CR} = 44.06 \text{ ton} > V_u \quad O.K.$$

Límite para  $V_u$ .

$$V_u < 0.6F_Rbd\sqrt{f_c^*} \Rightarrow V_u < 293.59 \text{ ton} \quad O.K.$$

e) Separación de los estribos.

De acuerdo a la Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto en su sección 6.2.3 Requisitos para refuerzo transversal.

Se tendrá una separación  $S_1$  de los estribos en el tramo central será  $S_1 = 30 \text{ cm}$ , mientras que la separación  $S_2$  en los extremos de la columna será  $S_2 = 15.0 \text{ cm}$  en una longitud  $L = 105 \text{ cm}$ .

➤ **Revisión de Ménsulas.**

Debido a que la sección de la trabe de rigidez no cambio así como la cargas entonces podemos utilizar la misma ménsula que en la Zona I por lo cual podemos omitir los cálculos.

➤ **Diseño de la Zapata de Cimentación**

a) Datos

Zapata

$$B = 930 \text{ cm}$$

$$H = 930 \text{ cm}$$

Dado

$$b = 105 \text{ cm}$$

$$h = 105 \text{ cm}$$

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

Profundidad de desplante

$$h_{desp} = 170 \text{ cm}$$

Peralte de la zapata

$$z_1 = 143 \text{ cm}$$

<i>Fuerza Axial de Diseño</i>	<i>Suelo</i>
$P_u = 759.53 \text{ ton}$	$P_{adm} = 12.5 \text{ ton/m}^2$
$M_{ux} = 1.57 \text{ ton} - m$	$\gamma_{suelo} = 1.80 \text{ ton/m}^3$
$M_{uy} = 4.84 \text{ ton} - m$	

b) Esfuerzo máximo en el suelo.

$$\sigma_{max} = 12.34 \text{ ton/m}^2$$

c) Análisis por Flexión.

$$M_u = 50.9 \text{ ton} - m/m \quad A_{s \text{ min}} = 36.89 \text{ cm}^2/m \quad A_{s \text{ nes}} = 9.70 \text{ cm}^2/m$$

Como  $A_{s \text{ nes}} < A_{s \text{ min}}$  entonces se utilizaremos varillas del #8@15cm en ambas direcciones de la zapata.

d) Revisión como Viga Ancha

$$V_{CR} = 315.03 \text{ ton} \quad V_u = 312.73 \text{ ton}$$

Como se cumple que  $V_{CR} > V_u$  por lo tanto cumple la revisión como viga ancha.

e) Revisión por Punzonamiento (Penetración)

$$\begin{array}{l}
 c_1 = 1.05 \text{ m} \quad c_2 = 1.05 \text{ m} \quad \alpha = 0.4012 \\
 c_{AB} = 1.23 \quad c_{CD} = 1.23 \\
 \text{máx} \left\{ \begin{array}{l} v_{uAB} = 55.41 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \\ v_{uCD} = 55.31 \text{ ton/m}^2 \end{array} \right. \\
 v_{cR} = \text{mín} \left\{ \begin{array}{l} F_R(0.5 + \gamma)\sqrt{f_c^*} = 148.49 \text{ ton/m}^2 \\ F_R\sqrt{f_c^*} = 98.99 \text{ ton/m}^2 \Rightarrow RIGE \end{array} \right.
 \end{array}$$

Como  $v_u < v_{cR}$  entonces la zapata cumple satisfactoriamente.

---

# CAPITULO 5

---

“RESULTADOS”

---

## Capítulo 5. Resultados.

### 5.1. Superestructura y Subestructura.

De acuerdo los resultados de los análisis estructurales realizados en el capítulo anterior tenemos secciones que cumplen satisfactoriamente los requerimientos tanto por resistencia como por desplazamientos, dichas secciones son las siguientes:

- ♣ Estructuras de Concreto Reforzado
  - ❖ Distancia de entre ejes de 5m

TIPO	ZONA SISMICA I			ZONA SISMICA II		
	Sección	Armado	Estribos	Sección	Armado	Estribos
<b>Columna</b>	40cm x 40cm	8 #6 + 4 #4	#3 @ 10cm	45cm x 45cm	8 #6 + 8 #4	#3 @ 10cm
<b>Trabe Principal en X</b>	25cm x 35cm	4 #4	#3 @ 15cm	25cm x 35cm	4 #4	#3 @ 15cm
<b>Trabe Principal en Y</b>	25cm x 35cm	6 #5 + 2 #4	#3 @ 15cm	30cm x 40cm	6 #5 + 2 #4	#3 @ 15cm
<b>Trabe Secundaria</b>	20cm x 30cm	4 #4	#3 @ 15cm	20cm x 30cm	4 #4	#3 @ 15cm
<b>Losa</b>	t=10cm	#3 @30cm		t=10cm	#3 @30cm	

TIPO	ZONA SISMICA III		
	Sección	Armado	Estribos
<b>Columna</b>	45cm x 45cm	16 #6	#3 @ 10cm
<b>Trabe Principal en X</b>	25cm x 35cm	4 #4	#3 @ 15cm
<b>Trabe Principal en Y</b>	35cm x 50cm	6 #5 + 2 #4	#3 @ 15cm
<b>Trabe Secundaria</b>	20cm x 30cm	4 #4	#3 @ 15cm
<b>Losa</b>	t=10cm	#3 @30cm	

	ZAPATAS			
	Dimensiones	Peralte	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
<b>ZONA SISMICA I</b>	145cm x 145cm	30cm	#6 @ 15cm	#4 @ 15cm
<b>ZONA SISMICA II</b>	185cm x 185cm	30cm	#6 @ 15cm	#4 @ 15cm
<b>ZONA SISMICA III</b>	255cm x 255cm	35cm	#6 @ 25cm	#4 @ 15cm

- ❖ Distancia de entre ejes de 10m

TIPO	ZONA SISMICA I			ZONA SISMICA II		
	Sección	Armado	Estribos	Sección	Armado	Estribos
<b>Columna</b>	85cm x 85cm	28 #6	#3 @ 25cm	85cm x 85cm	28 #6	#3 @ 25cm
<b>Trabe Principal en X</b>	40cm x 80cm	16 #5 + 4 #4	#3 @ 30cm	40cm x 80cm	16 #5 + 4 #4	#3 @ 30cm
<b>Trabe Principal en Y</b>	50cm x 100cm	14 #6 + 4 #4	#3 @ 30cm	60cm x 100cm	14 #6 + 4 #4	#3 @ 30cm
<b>Trabe Secundaria</b>	30cm x 60cm	9 #6 + 2 #4	#3 @ 30cm	30cm x 60cm	9 #6 + 2 #4	#3 @ 30cm
<b>Losa</b>	t=15cm	#3 @20cm		t=15cm	#3 @20cm	

RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A  
CENTROS COMERCIALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO.

TIPO	ZONA SISMICA III		
	Sección	Armado	Estribos
<b>Columna</b>	90cm x 90cm	32 #6	#3 @ 25cm
<b>Trabe Principal en X</b>	40cm x 80cm	16 #5 + 4 #4	#3 @ 30cm
<b>Trabe Principal en Y</b>	60cm x 100cm	14 #6 + 4 #4	#3 @ 30cm
<b>Trabe Secundaria</b>	30cm x 60cm	9 #6 + 2 #4	#3 @ 30cm
<b>Losa</b>	t=15cm	#3 @20cm	

ZAPATAS				
	Dimensiones	Peralte	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
<b>ZONA SISMICA I</b>	300cm x 300cm	60cm	#6 @ 15cm	#6 @ 15cm
<b>ZONA SISMICA II</b>	435cm x 435cm	80cm	#6 @ 15cm	#6 @ 15cm
<b>ZONA SISMICA III</b>	600cm x 600cm	85cm	#6 @ 25cm	#6 @ 25cm

❖ Distancia de entre ejes de 15m

TIPO	ZONA SISMICA I			ZONA SISMICA II		
	Sección	Armado	Estribos	Sección	Armado	Estribos
<b>Columna</b>	100cm x 100cm	20 #8	#3 @ 30cm	100cm x 100cm	20 #8	#3 @ 30cm
<b>Trabe Principal en X</b>	50cm x 120cm	22 #6 + 4 #4	#3 @ 30cm	50cm x 120cm	22 #6 + 4 #4	#3 @ 30cm
<b>Trabe Principal en Y</b>	70cm x 140cm	26 #8 + 6 #4	#3 @ 30cm	70cm x 140cm	26 #8 + 6 #4	#3 @ 30cm
<b>Trabe Secundaria</b>	40cm x 80cm	12 #6 + 4 #4	#3 @ 30cm	40cm x 80cm	12 #6 + 4 #4	#3 @ 30cm
<b>Losa</b>	t=22cm	#4 @20cm		t=22cm	#4 @20cm	

TIPO	ZONA SISMICA III		
	Sección	Armado	Estribos
<b>Columna</b>	100cm x 100cm	20 #8	#3 @ 30cm
<b>Trabe Principal en X</b>	50cm x 120cm	22 #6 + 4 #4	#3 @ 30cm
<b>Trabe Principal en Y</b>	70cm x 140cm	26 #8 + 6 #4	#3 @ 30cm
<b>Trabe Secundaria</b>	40cm x 80cm	12 #6 + 4 #4	#3 @ 30cm
<b>Losa</b>	t=22cm	#4 @20cm	

ZAPATAS				
	Dimensiones	Peralte	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
<b>ZONA SISMICA I</b>	590cm x 590cm	140cm	#8 @ 15cm	#6 @ 15cm
<b>ZONA SISMICA II</b>	755cm x 755cm	155cm	#8 @ 15cm	#6 @ 15cm
<b>ZONA SISMICA III</b>	1085cm x 1085cm	175cm	#8 @ 25cm	#6 @ 25cm

♣ Estructuras Metálicas

❖ Distancia de entre ejes de 5m

TIPO	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
<b>Columna</b>	IR 356mm x 50.6 kg/m	IR 356mm x 50.6 kg/m	IR 356mm x 50.6 kg/m
<b>Trabe Principal en X</b>	IR 305mm x 28.2 kg/m	IR 305mm x 28.2 kg/m	IR 305mm x 28.2 kg/m
<b>Trabe Principal en Y</b>	IR 305mm x 28.2 kg/m	IR 305mm x 28.2 kg/m	IR 305mm x 32.9 kg/m
<b>Trabe Secundaria</b>	IR 254mm x 17.9 kg/m	IR 254mm x 17.9 kg/m	IR 254mm x 17.9 kg/m
<b>Contraventeos</b>	OR 102mm x 6.3mm	OR 102mm x 6.3mm	OR 127mm x 7.9mm

RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A  
CENTROS COMERCIALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO.

ZAPATAS				
	Dimensiones	Peralte	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
<b>ZONA SISMICA I</b>	140cm x 140cm	25cm	#5 @ 10cm	#4 @ 15cm
<b>ZONA SISMICA II</b>	165cm x 165cm	30cm	#5 @ 15cm	#4 @ 15cm
<b>ZONA SISMICA III</b>	225cm x 225cm	35cm	#5 @ 15cm	#4 @ 20cm

❖ Distancia de entre ejes de 10m

TIPO	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
<b>Columna</b>	IR 356mm x 90.7 kg/m	IR 356mm x 122.1 kg/m	IR 356mm x 134.2 kg/m
<b>Trabe Principal en X</b>	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m
<b>Trabe Principal en Y</b>	IR 610mm x 101.6 kg/m	IR 610mm x 113.4 kg/m	IR 610mm x 125.1 kg/m
<b>Trabe Secundaria</b>	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m
<b>Contraventeos</b>	OR 127mm x 7.9mm	OR 152mm x 7.9mm	OR 152mm x 7.9mm

ZAPATAS				
	Dimensiones	Peralte	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
<b>ZONA SISMICA I</b>	265cm x 265cm	65cm	#5 @ 15cm	#5 @ 15cm
<b>ZONA SISMICA II</b>	330cm x 330cm	70cm	#6 @ 15cm	#5 @ 15cm
<b>ZONA SISMICA III</b>	455cm x 455cm	75cm	#6 @ 15cm	#5 @ 15cm

❖ Distancia de entre ejes de 15m

TIPO	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
<b>Columna</b>	IR 356mm x 236.5 kg/m	IR 356mm x 287.7 kg/m	IR 356mm x 382.9 kg/m
<b>Trabe Principal en X</b>	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m
<b>Trabe Principal en Y</b>	IR 914mm x 253.2 kg/m	IR 914mm x 253.2 kg/m	IR 914mm x 253.2 kg/m
<b>Trabe Secundaria</b>	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m
<b>Contraventeos</b>	OR 178mm x 9.5mm	OR 254mm x 6.4mm	OR 254mm x 7.9mm

ZAPATAS				
	Dimensiones	Peralte	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
<b>ZONA SISMICA I</b>	410cm x 410cm	105cm	#6 @ 10cm	#6 @ 10cm
<b>ZONA SISMICA II</b>	515cm x 515cm	115cm	#6 @ 10cm	#6 @ 10cm
<b>ZONA SISMICA III</b>	730cm x 730cm	120cm	#6 @ 10cm	#6 @ 10cm

♣ Estructuras Mixtas

❖ Distancia de entre ejes de 5m

TIPO	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
<b>Columna Metálica</b>	IR 305mm x 38.7 kg/m	IR 305mm x 52.2 kg/m	IR 305mm x 59.8 kg/m
<b>Trabe Principal en X</b>	IR 305mm x 21.1 kg/m	IR 305mm x 23.9 kg/m	IR 305mm x 28.2 kg/m
<b>Trabe Principal en Y</b>	IR 305mm x 23.9 kg/m	IR 305mm x 23.9 kg/m	IR 305mm x 23.9 kg/m
<b>Trabe Secundaria</b>	IR 254mm x 17.9 kg/m	IR 254mm x 17.9 kg/m	IR 254mm x 17.9 kg/m

TIPO	ZONA SISMICA I			ZONA SISMICA II			ZONA SISMICA III		
	Sección	Armado	Estribos	Sección	Armado	Estribos	Sección	Armado	Estribos
<b>Columna de Concreto</b>	45cm x 45cm	12 #6	#3 @ 20cm	45cm x 45cm	12 #8	#3 @ 20cm	45cm x 45cm	12 #8	#3 @ 20cm



RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A  
CENTROS COMERCIALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO.

ZAPATAS				
	Dimensiones	Peralte	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
<b>ZONA SISMICA I</b>	135cm x 135cm	25cm	#5 @ 10cm	#4 @ 20cm
<b>ZONA SISMICA II</b>	170cm x 170cm	25cm	#5 @ 10cm	#4 @ 20cm
<b>ZONA SISMICA III</b>	230cm x 230cm	30cm	#5 @ 15cm	#4 @ 20cm

❖ Distancia de entre ejes de 10m

TIPO	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
<b>Columna Metálica</b>	IR 356mm x 79.0 kg/m	IR 356mm x 122.1 kg/m	IR 356mm x 134.2 kg/m
<b>Trabe Principal en X</b>	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m
<b>Trabe Principal en Y</b>	IR 610mm x 92.2 kg/m	IR 610mm x 101.6 kg/m	IR 610mm x 101.6 kg/m
<b>Trabe Secundaria</b>	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m

TIPO	ZONA SISMICA I			ZONA SISMICA II			ZONA SISMICA III		
	Sección	Armado	Estribos	Sección	Armado	Estribos	Sección	Armado	Estribos
<b>Columna de Concreto</b>	60cm x 60cm	12 #6	#3 @ 25cm	65cm x 65cm	12 #8	#3 @ 25cm	70cm x 70cm	12 #8	#3 @ 25cm

ZAPATAS				
	Dimensiones	Peralte	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
<b>ZONA SISMICA I</b>	265cm x 265cm	55cm	#6 @ 15cm	#5 @ 10cm
<b>ZONA SISMICA II</b>	335cm x 335cm	60cm	#6 @ 20cm	#5 @ 10cm
<b>ZONA SISMICA III</b>	460cm x 460cm	65cm	#6 @ 20cm	#5 @ 10cm

❖ Distancia de entre ejes de 15m

TIPO	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
<b>Columna Metálica</b>	IR 356mm x 134.2 kg/m	IR 356mm x 236.5 kg/m	IR 356mm x 287.7 kg/m
<b>Trabe Principal en X</b>	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m
<b>Trabe Principal en Y</b>	IR 914mm x 223.9 kg/m	IR 914mm x 223.9 kg/m	IR 914mm x 223.9 kg/m
<b>Trabe Secundaria</b>	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m

TIPO	ZONA SISMICA I			ZONA SISMICA II		
	Sección	Armado	Estribos	Sección	Armado	Estribos
<b>Columna de Concreto</b>	85cm x 85cm	20#6 + 8#4	#3 @ 25cm	95cm x 95cm	28#8 + 12#4	#3 @ 25cm

TIPO	ZONA SISMICA III		
	Sección	Armado	Estribos
<b>Columna de Concreto</b>	105cm x 105cm	36#8 + 12#4	#3 @ 25cm

RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A  
CENTROS COMERCIALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO.

	ZAPATAS			
	Dimensiones	Peralte	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
ZONA SISMICA I	410cm x 410cm	59cm	#8 @ 20cm	#6 @ 10cm
ZONA SISMICA II	520cm x 520cm	100cm	#8 @ 20cm	#6 @ 10cm
ZONA SISMICA III	735cm x 735cm	110cm	#8 @ 20cm	#6 @ 10cm

- ♣ Estructuras de Concreto Presforzado
  - ❖ Distancia de entre ejes de 15m

Para el caso de las Estructuras de Concreto Presforzado, las secciones son iguales en todas las zonas sísmicas en que se divide el Distrito Federal, a excepción de las columnas y son las siguientes:

TIPO	Sección	Armado	Estribos
Trabe de Rigidez	50cm x 100cm	12 #6	#3 @ 30cm

TIPO	B	b	h	Armado	Estribos	# Torones $\phi=1/2"$
Trabe Portante	85cm	55cm	110cm	36 #6 + 4 #6	#3 @ 30cm	33

TIPO	B	b	h	t	Armado	Estribos	# Torones $\phi=1/2"$
Trabe Doble T	250cm	20cm	55cm	5cm	24 #6 + 8 #6	#3 @ 30cm	16

TIPO	ZONA SISMICA I			ZONA SISMICA II		
	Sección	Armado	Estribos	Sección	Armado	Estribos
Columna de Concreto	80cm x 80cm	16 #8	#3 @ 20cm	95cm x 95cm	20 #8	#3 @ 20cm

TIPO	ZONA SISMICA III		
	Sección	Armado	Estribos
Columna de Concreto	105cm x 105cm	32 #8	#3 @ 20cm

	ZAPATAS			
	Dimensiones	Peralte	Refuerzo Inferior	Refuerzo Superior
ZONA SISMICA I	520cm x 520cm	125cm	#8 @ 15cm	#6 @ 15cm
ZONA SISMICA II	660cm x 660cm	135cm	#8 @ 15cm	#6 @ 15cm
ZONA SISMICA III	930cm x 930cm	140cm	#8 @ 10cm	#6 @ 15cm

Con las secciones anteriores se llevo a cabo una cuantificación de los materiales necesarios para construir las estructuras analizadas, se realizaron cotizaciones reales de los materiales para así obtener un costo final lo más real posible, los materiales fueron cotizados en Septiembre de 2008 y dichos costos fueron los siguientes:

✓ Concreto $f'c=250\text{kg/cm}^2$ .....	\$1,069.50/m <sup>3</sup>
✓ Acero Refuerzo $f_y=4,200\text{kg/cm}^2$ .....	\$12,420.00/ton
✓ Acero Estructural $f_y=3,515\text{kg/cm}^2$ .....	\$16,082.50/ton
✓ Lamina Deck 25 Cal.22 .....	\$209.45/m <sup>2</sup>
✓ Malla 6x6-6/6 .....	\$31.63/m <sup>2</sup>
✓ Pernos de Cortante 3/4"x4" .....	\$14.38/pieza
✓ Concreto $f'c=300\text{kg/cm}^2$ .....	\$1,150.00/m <sup>3</sup>
✓ Concreto $f'c=350\text{kg/cm}^2$ .....	\$1,242.00/m <sup>3</sup>
✓ Acero Presfuerzo $f_y=19,000\text{kg/cm}^2$ .....	\$27,000.00/ton
✓ Cimbra.....	\$300.00/m <sup>2</sup>

Hay que señalar que los costos de la superestructura solo son de material y cimbra solamente, no se toman en cuenta el costo de la mano de obra, tornillos, clavos, etc.

Así como se llevo a cabo el diseño estructural de la superestructura se realizo el diseño de la cimentación.

La cimentación que se propone es a base de zapatas aisladas unidas entre sí por trabes de liga, está diseñada de manera que cumple satisfactoriamente las condiciones para que no se presente una falla por penetración, también se reviso como una viga ancha; para también cuantificar el concreto, el acero de refuerzo y la cimbra que en cada caso se necesitaría para construir la cimentación correspondiente.

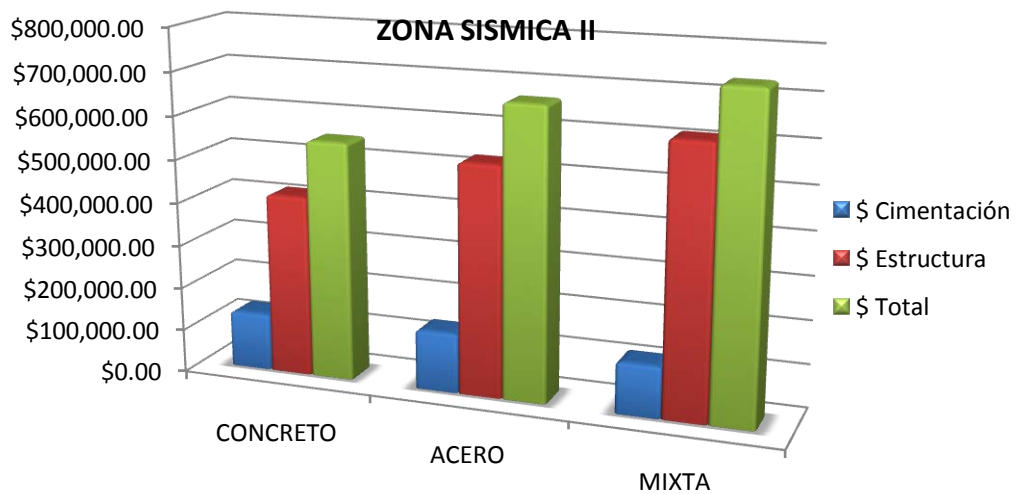
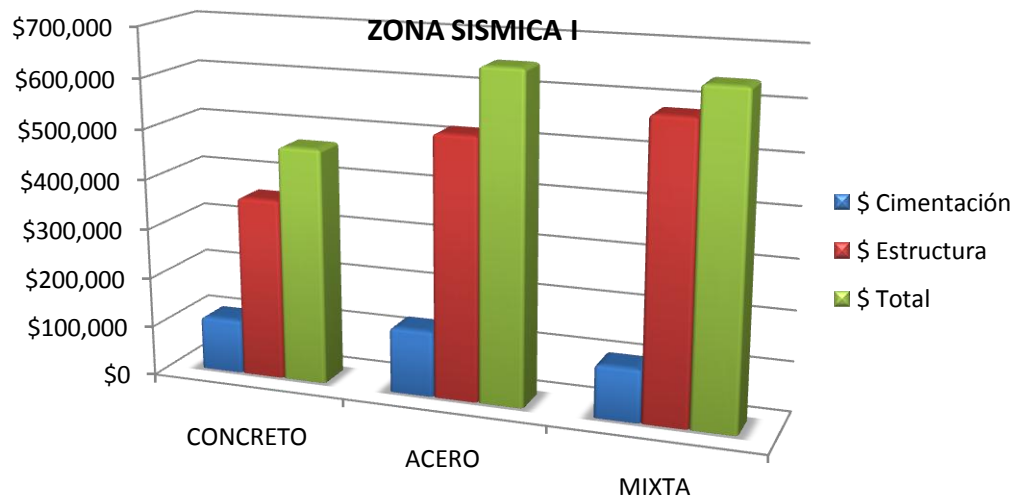
De acuerdo a las cotizaciones que se realizaron, los costos de los materiales fueron los que se mostraran más adelante; solo se tomaron en cuenta los materiales necesarios para construir la cimentación sin tomar en cuenta el costo de la mano de obra, el costo de la excavación, etc.

✓ Concreto $f'c=250\text{kg/cm}^2$ .....	\$1,069.50/m <sup>3</sup>
✓ Acero Refuerzo $f_y=4,200\text{kg/cm}^2$ .....	\$12,420.00/ton
✓ Cimbra.....	\$300.00/m <sup>2</sup>

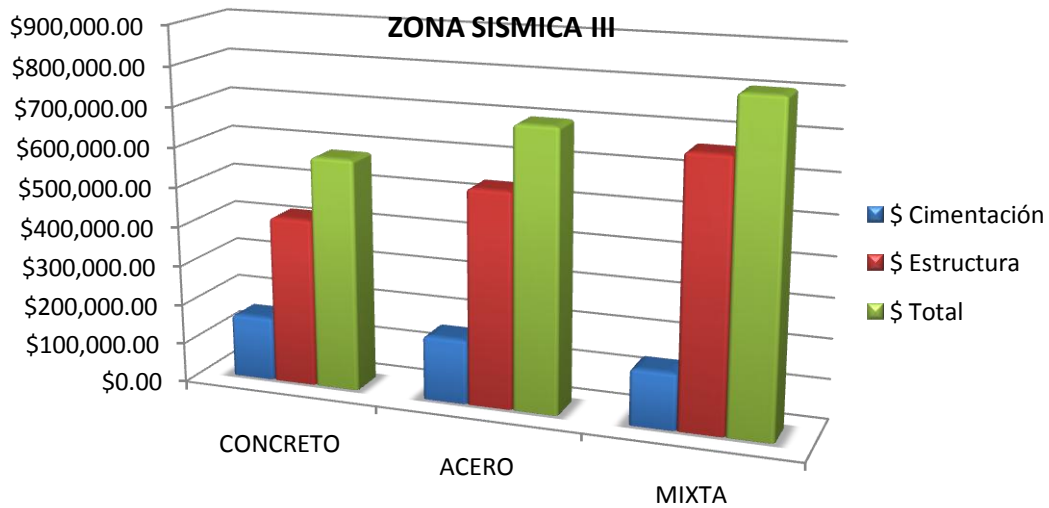
Por lo tanto y de acuerdo a lo anterior se presentan los siguientes resultados, para cada caso, para cada sistema estructural y para cada zona sísmica, los costos más económicos se presentaran en letras resaltadas y cursivas:

➤ CASO DE ENTRE EJES DE 5m.

		CONCRETO	ACERO	MIXTA
<b>Zona I</b>	Estructura	\$362,895.00	\$520,749.53	\$583,630.84
	Cimentación	\$108,402	\$131,255.41	\$105,098.12
	$\Sigma=$	\$471,297.68	\$652,005.04	\$643,728.96
<b>Zona II</b>	Estructura	\$418,997.12	\$529,997.00	\$615,251.90
	Cimentación	\$131,827.41	\$137,881.00	\$118,395.76
	$\Sigma=$	\$550,824.53	\$667,878.00	\$733,647.66
<b>Zona III</b>	Estructura	\$423,497.12	\$539,614.40	\$665,926.09
	Cimentación	\$160,063.50	\$162,013.16	\$140,716.14
	$\Sigma=$	\$583,560.62	\$701,627.56	\$806,642.23

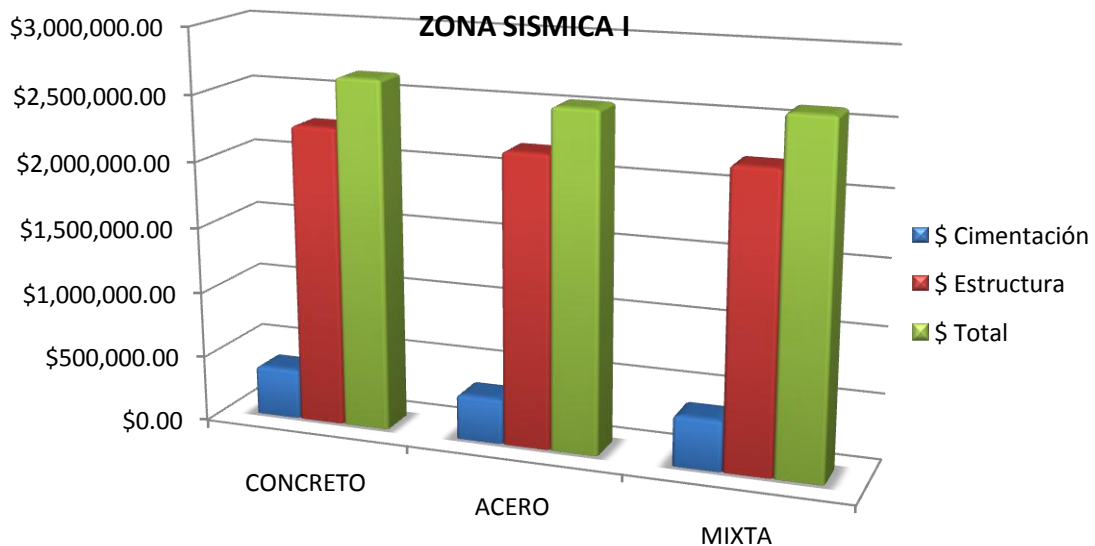


RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO.

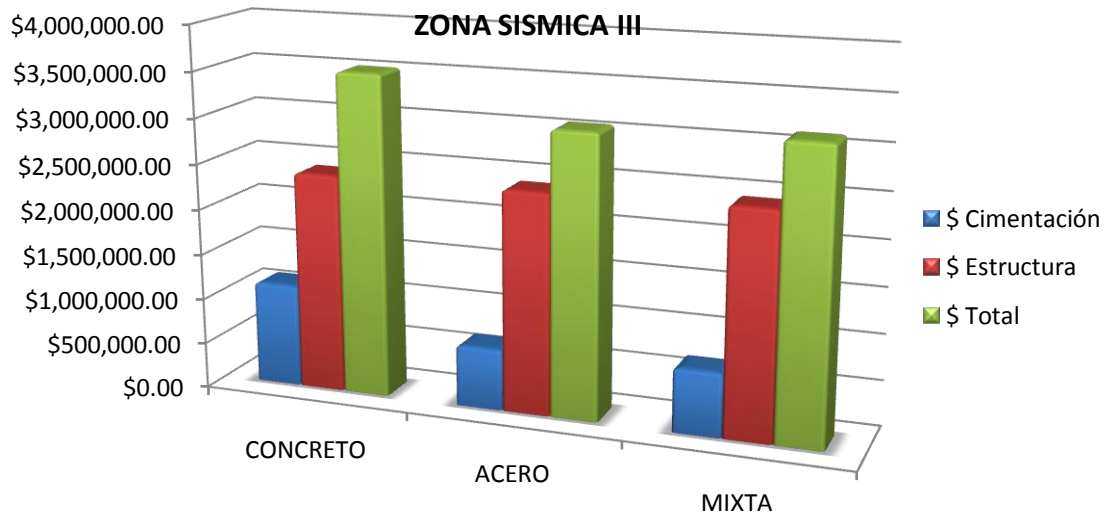
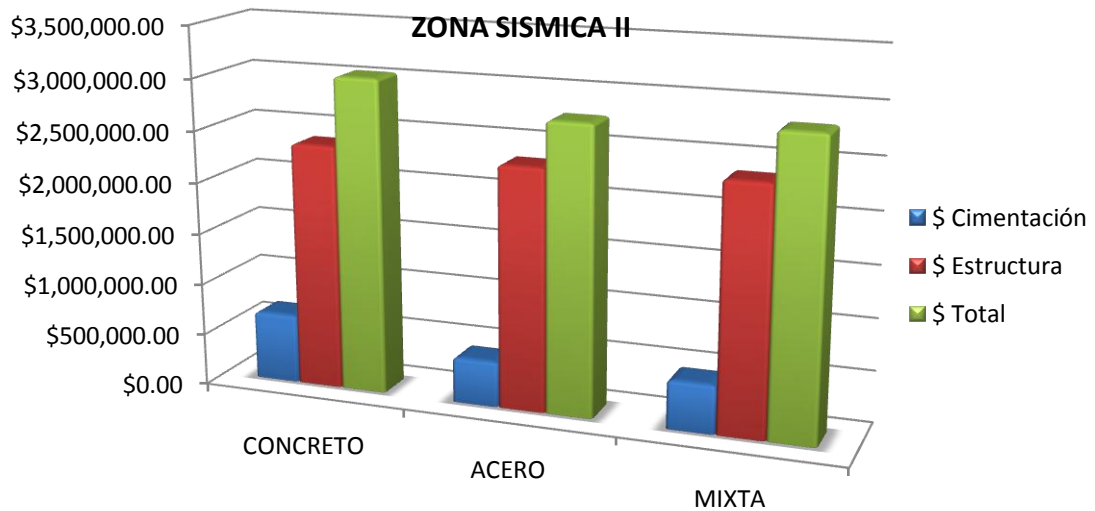


➤ CASO DE ENTRE EJES DE 10m.

		CONCRETO	ACERO	MIXTA
<b>Zona I</b>	Estructura	\$2,273,262.07	\$2,199,068.05	\$2,222,848.62
	Cimentación	\$378,314.17	\$342,222.55	\$382,829.60
	<b>Σ=</b>	<b>\$2,651,576.24</b>	<b>\$2,541,290.60</b>	<b>\$2,605,678.22</b>
<b>Zona II</b>	Estructura	\$2,376,135.37	\$2,332,453.09	\$2,363,675.96
	Cimentación	\$667,731.37	\$438,564.18	\$468,245.29
	<b>Σ=</b>	<b>\$3,043,866.74</b>	<b>\$2,771,017.27</b>	<b>\$2,831,921.25</b>
<b>Zona III</b>	Estructura	\$2,399,703.74	\$2,410,593.94	\$2,445,369.02
	Cimentación	\$1,127,060.00	\$667,650.45	\$696,710.79
	<b>Σ=</b>	<b>\$3,526,763.74</b>	<b>\$3,078,244.39</b>	<b>\$3,142,079.81</b>



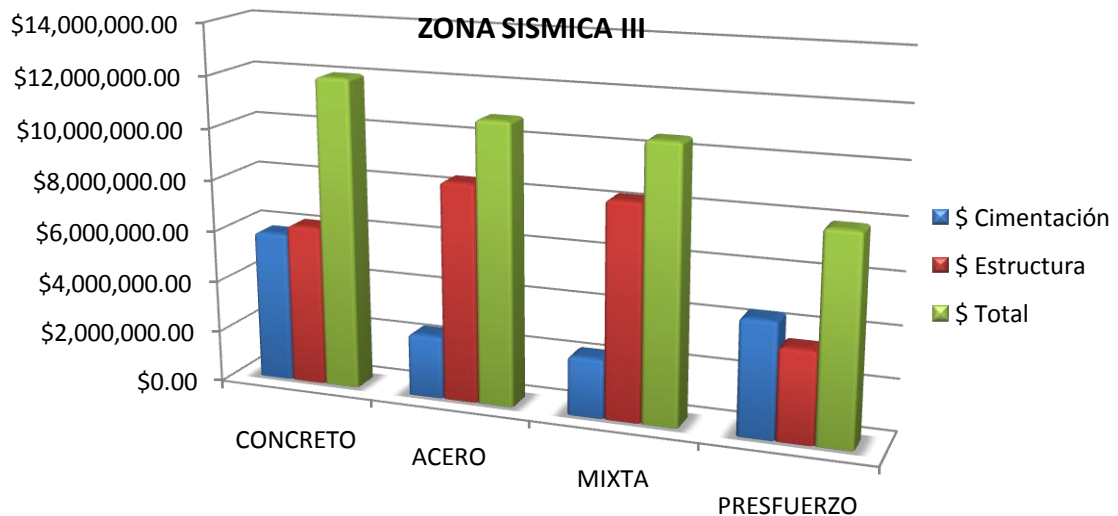
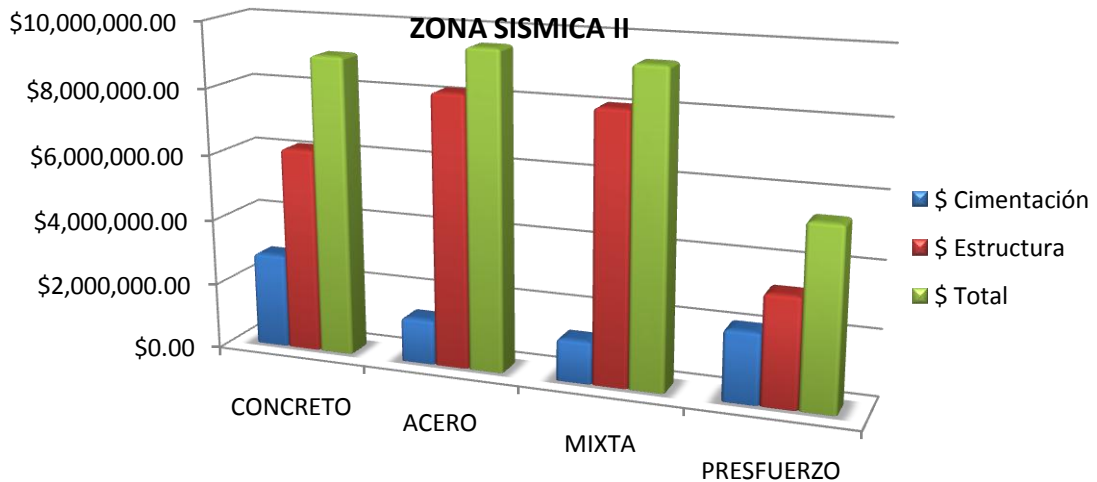
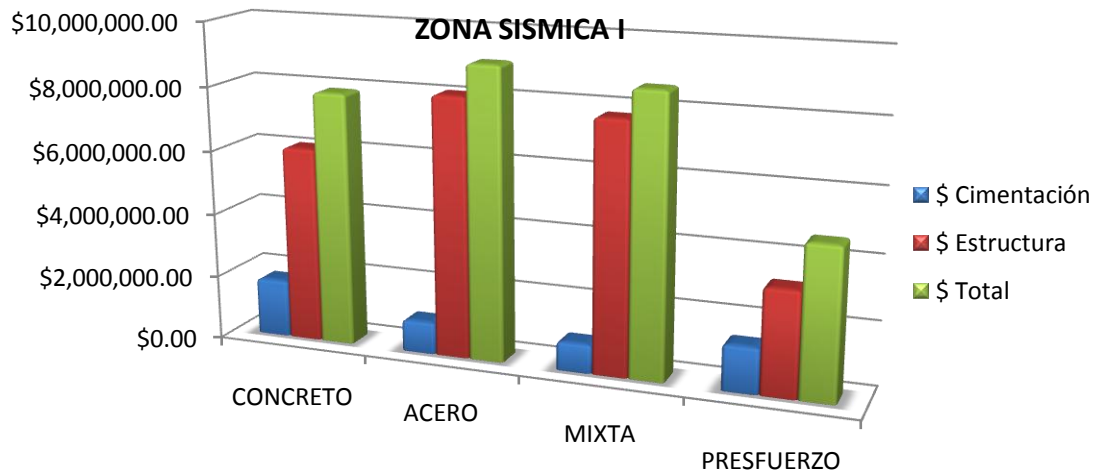
**RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO.**



➤ **CASO DE ENTRE EJES DE 15m.**

		<b>CONCRETO</b>	<b>ACERO</b>	<b>MIXTA</b>	<b>PRESFUERZO</b>
<b>Zona I</b>	Estructura	\$6,114,520.29	\$8,085,127.38	\$7,767,638.19	<b>\$3,248,053.51</b>
	Cimentación	\$1,791,321.00	\$993,375.50	\$895,866.32	<b>\$1,420,739.56</b>
	<b>Σ=</b>	<b>\$7,905,841.29</b>	<b>\$9,078,502.88</b>	<b>\$8,663,504.51</b>	<b>\$4,668,793.07</b>
<b>Zona II</b>	Estructura	\$6,195,880.29	\$8,204,289.86	\$8,093,775.27	<b>\$3,282,045.00</b>
	Cimentación	\$2,849,154.00	\$1,350,675.41	\$1,269,778.82	<b>\$2,125,410.30</b>
	<b>Σ=</b>	<b>\$9,045,034.29</b>	<b>\$9,554,965.27</b>	<b>\$9,363,554.09</b>	<b>\$5,407,455.30</b>
<b>Zona III</b>	Estructura	\$6,213,880.29	\$8453,600.77	\$8,302,536.51	<b>\$3,519,789.27</b>
	Cimentación	\$5,829,017.00	\$2,416,402.29	\$2,281,719.02	<b>\$4,444,737.49</b>
	<b>Σ=</b>	<b>\$12,042,897.29</b>	<b>\$10,870,003.29</b>	<b>\$10,584,255.53</b>	<b>\$7,964,526.76</b>

RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CIUDAD DE MÉXICO.



## 5.2. Tiempo y Facilidad de Construcción.

Entre los factores más importantes para determinar que estructura es la óptima, son el monto de la inversión y el tiempo de construcción ya que esto nos ayuda a saber cuál es el tiempo en que se va a recuperar la inversión.

Se podrá tener el dinero suficiente para realizar el proyecto, pero el tiempo para construcción del cual se dispone es corto y sin posibilidades de atrasos, siendo así entonces que pese más el tiempo de construcción que el costo del proyecto. Por esto cuando se esté realizando el proyecto se debe concebir de modo que sea lo más sencillo posible de construir.

Cuando se realizan proyectos a base de concreto reforzado la mayoría de las veces tenemos problemas debido a que en las uniones se presentan congestionamientos del acero de refuerzo, complicando el colado del concreto; esto no solo se presenta en las uniones sino también en cualquier lugar del elemento estructural ya que para tener secciones más pequeñas y que cumplan con los requerimientos mismos del proyecto se tendrá que aumentar el acero de refuerzo, desafortunadamente el tiempo necesario para la construcción de estructuras a base de concreto reforzado, porque hay que habilitar el acero, cimbrar, colar y curar el concreto.

En el caso del acero el tiempo de construcción es más rápido porque los elementos estructurales salen del taller en que se fabricaron listos para el montaje solo hay que auxiliarnos de la grúa para llevar a cabo el proceso de montaje; el tiempo para realizar este proceso depende si es una estructura soldada o atornillada, si es atornillada el montaje se realiza rápidamente ya solo hay que alinear la pieza correctamente, colocar los tornillos y realizar el apriete por medio de las pistolas, en cambio si es soldada además de alinear la pieza correctamente hay que llevar a cabo el proceso de soldadura el cual dependiendo de los requerimientos propios de cada tipo de soldadura será el tiempo que tome el realizar la soldadura, hay que tomar en cuenta que muchas veces los soldadores no son calificados y realizan soldaduras de poca y mala calidad las cuales en cuanto son detectadas se deben reparar lo cual ocasiona una pérdida de tiempo y por consiguiente un retraso.

El montaje de estructuras de acero por medio de tornillos es un proceso que además de ser muy rápido, requiere mano de obra menos especializada que cuando se trabaja con remaches o soldadura. Estos factores a las juntas atornilladas una ventaja económica en comparación con los otros tipos de conexión. Aunque el costo de un tornillo es mayor que el de un remache, el costo total de la conexión atornillada es menor que el de la construcción remachada debido a los menores costos por mano de obra, equipo y el menor número de tornillos requeridos para resistir las cargas.



Cuando se utiliza una construcción compuesta se tiene casi un equilibrio entre el costo y tiempo de construcción ya que la estructura metálica se utiliza para formar el esqueleto del proyecto y el recubrir con concreto reforzado las columnas o el construir muros de concreto permitirá el soportar las cargas de la estructura, en este sistema estructural podemos aprovechar que mientras en niveles superiores se está llevando a cabo el montaje en otro nivel se realiza el habilitado y cimbrado para el concreto y en otros niveles se lleva a cabo el curado del concreto.

Cuando se utiliza un sistema de elementos estructurales de concreto presforzado el tiempo de construcción es corto ya que los elementos presforzados se fabrican en las mesas de colado esto en las plantas dedicadas a elaborar elementos presforzados, en estas plantas se habilita el acero de refuerzo, se colocan los ductos para el acero de presfuerzo los cuales tendrán las trayectorias calculadas para que el presfuerzo se utilice al máximo haciéndolo más eficiente.

El colado del concreto deberá tener un estricto control de calidad ya que al momento de hacer el traslado de las piezas estas deberán tener una resistencia mínima al 80% de la resistencia del concreto especificado en el proyecto. Hay que señalar que las piezas en la mayoría de los casos presentan contraflechas inducidas para que así al momento de que ya estén montadas y trabajando en conjunto en la estructura las deflexiones sean mínimas o nulas, así también pueden los elementos estructurales tener el acero de presfuerzo tensado o listo para tensarse en la obra.

Después de que llegan las piezas a la obra se tienen que montar por lo cual con ayuda de la grúa se alinean correctamente y se montan, para afianzar las piezas entre si los nudos se habilitan y se cuelan muy bien para así garantizar un buen comportamiento estructural de la estructura.

---

# CAPITULO 6

---

“CONCLUSIONES”

---

## Capítulo 6. Conclusiones.

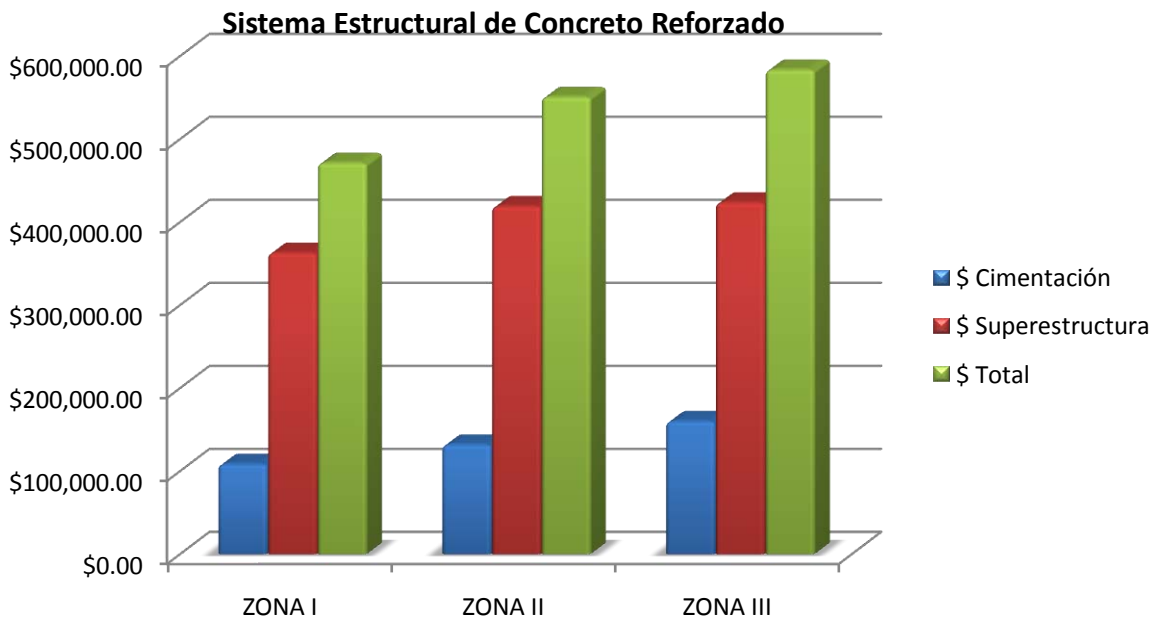
Después de llevar a cabo el análisis estructural, el diseño estructural y la cuantificación de todos los materiales necesarios para la construcción de los distintos centros comerciales antes diseñados, de acuerdo a los resultados antes expuestos podemos concluir que para el caso de entre ejes de 5m los costos más económicos los tenemos cuando la estructura se realiza a base de Concreto Reforzado, esto es válido para todas las Zonas Sísmicas.

Este resultado confirma con la hipótesis de que en estructuras con entre ejes pequeños el Acero Reforzado es el material estructural más económico.

Se puede añadir que en estructuras con entre ejes pequeños la cantidad de acero estructural por m<sup>2</sup> es demasiada, además del alto costo del acero estructural hacen que sea desfavorable la construcción con este material.

A continuación se verán los costos de cada zona sísmica para la condición de entre ejes de 5m:

<b>SISTEMA ESTRUCTURAL DE CONCRETO REFORZADO</b>			
<b>Estructuras con entre ejes de 5m.</b>			
<b>Zona Sísmica</b>	<b>Costo Superestructura</b>	<b>Costo Cimentación</b>	<b>Costo Total</b>
Zona I	\$362,895.00	\$108,402.68	<b>\$471,297.68</b>
Zona II	\$418,997.12	\$131,827.41	<b>\$550,824.53</b>
Zona III	\$423,497.12	\$160,063.50	<b>\$583,560.62</b>

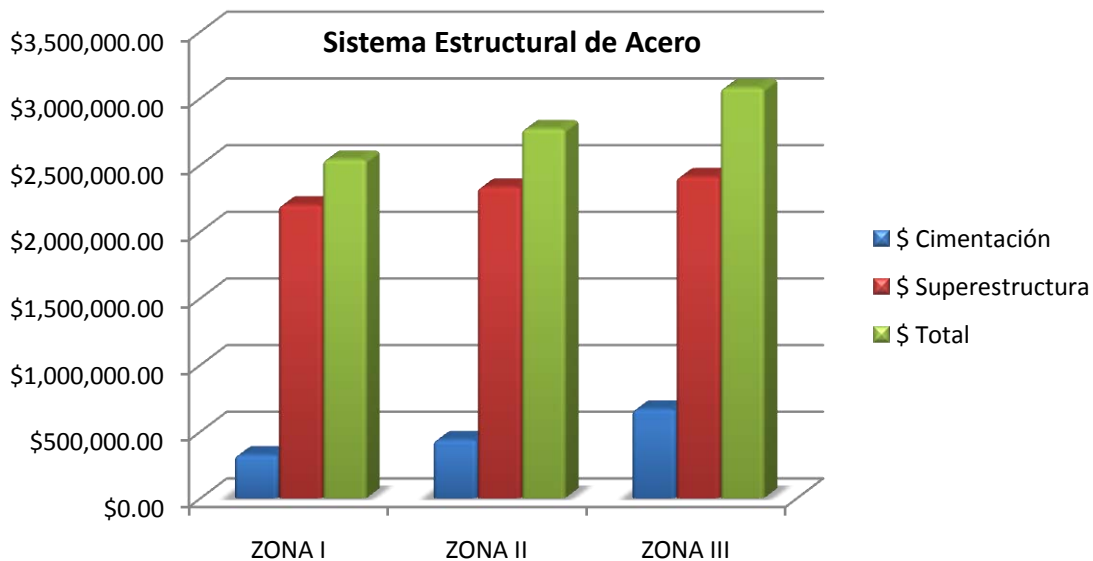


Cuando observamos los resultados correspondientes a las estructuras con entre ejes de 10m apreciamos que el sistema estructural más económico es el de Acero Estructural lo cual comprueba la hipótesis de que este sistema estructural es económicamente adecuado para la estructuras con claros medianos.

Se tiene además que la cimentación necesaria para estas estructuras también es económica debido a que el peso de la estructura es el más ligero si la comparamos con los demás sistemas estructurales lo cual reafirma su ventaja económica.

A continuación se verán los costos de cada zona sísmica para la condición de entre ejes de 10m:

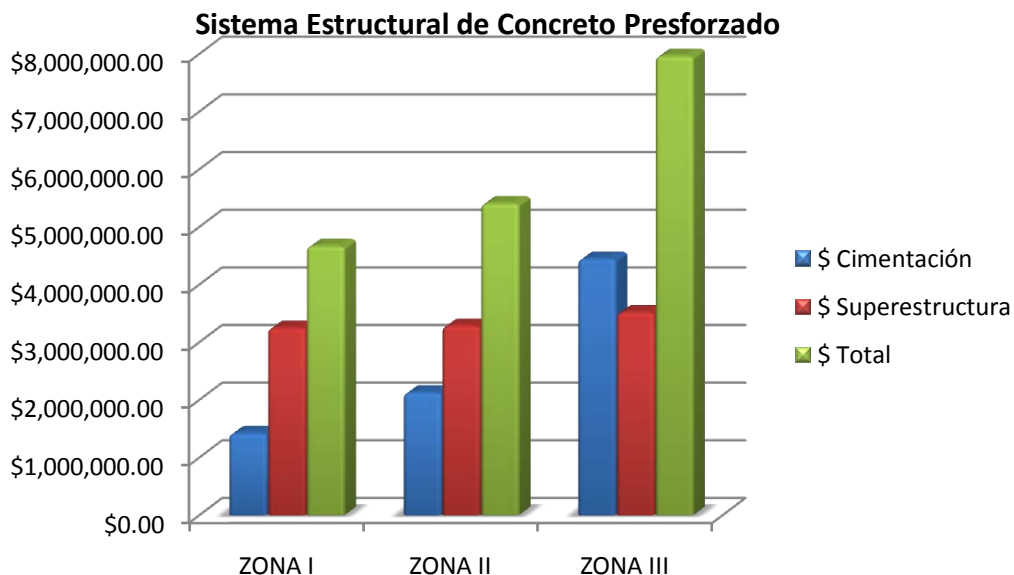
<b>SISTEMA ESTRUCTURAL DE ACERO</b>			
<b>Estructuras con entre ejes de 10m.</b>			
<b>Zona Sísmica</b>	<b>Costo Superestructura</b>	<b>Costo Cimentación</b>	<b>Costo Total</b>
Zona I	\$2,199,068.05	\$324,222.55	<b>\$2,541,290.60</b>
Zona II	\$2,332,453.09	\$438,564.18	<b>\$2,771,017.27</b>
Zona III	\$2,410,593.94	\$667,650.45	<b>\$3,078,244.39</b>



En el caso de los proyectos con entre ejes de 15m se tenía la hipótesis de que el sistema estructural más económico sería el de Concreto Presforzado, esta hipótesis fue comprobada, ciertamente este sistema estructural es el más económico, aquí la diferencia no fue de miles de peso sino de varios millones de pesos.

El usar acero de presfuerzo hace que las secciones no sean tan grandes y pesadas como las resultantes de acero reforzado y acero estructural, así entonces a continuación se verá la tabla de costos correspondiente a los proyectos de Concreto Presfuerzo con entre ejes de 15m.

<b>SISTEMA ESTRUCTURAL DE CONCRETO PRESFUERZADO</b>			
<b>Estructuras con entre ejes de 15m.</b>			
<b>Zona Sísmica</b>	<b>Costo Superestructura</b>	<b>Costo Cimentación</b>	<b>Costo Total</b>
Zona I	\$3,248,053.51	\$1,420,739.56	\$4,668,793.07
Zona II	\$3,282,045.00	\$2,125,410.30	\$5,407,455.30
Zona III	\$3,519,789.27	\$4,444,737.49	\$7,964,526.76



El Sistema Estructural Mixto no fue el más económico para los caso que abarco esta tesis, pero se observa de acuerdo a los resultados obtenidos que esté sistema es el adecuado para estructuras con entre ejes que tengan una longitud entre 12 y 13 metros.

Algo que note a lo largo del desarrollo de esta tesis es que en el caso de las estructuras con entre ejes de 5m y 10m, independientemente del material del sistema estructural que se empleé, el sismo afecta a la estructura de manera muy importante ya que las acciones resultantes eran mayores cuando interactuaba el sismo con las cargas gravitacionales. Esto es diferente en el caso de las estructuras con entre ejes de 15m, aquí no importaba el sistema estructural empleado, en todos los casos lo que más afecta en el diseño de los elementos son las cargas gravitacionales, debido a que si tenemos estructuras con alturas pequeñas y con entre ejes muy grandes las fuerzas sísmicas no son lo bastante considerables al contrario de cuando se tienen estructuras altas con entre ejes pequeños o relativamente normales, en este caso las fuerzas sísmicas son

importantes y por lo tanto incrementan considerablemente las acciones en los elementos estructurales.

Cuando se va a desarrollar un proyecto el factor principal y determinante es el económico, pero hay que tener en cuenta algunos otros factores que intervienen en la realización del proyecto, factores como son, en que zona de la ciudad se construirá el proyecto, el tiempo de construcción, el abastecimiento de los materiales para la construcción, la afectación al entorno, las ventajas y desventajas de usar un sistema estructural, el tipo de cimentación, etc.

Las estructuras de Concreto Reforzado son las más tradicionales, para la construcción de estas estructuras la mano de obra no necesita ser especializada, es fácil de conseguir, los materiales son fáciles de comprar en todos lados, la aportación de dinero para la compra de todos los materiales o la compra del concreto premezclado será de manera regular con lo cual se deberá contar con un gran liquidez económica para el proyecto.

Entre las desventajas se tienen con este sistema estructural están las siguientes: el tiempo constructivo es grande debido a que se tiene que ir trabajando el proyecto nivel por nivel, debido a que el concreto es un material que toma la forma del molde en donde se vierta, por lo cual necesitamos una cimbra, la cual incrementara los costos; después del colado se necesitará contar con un sistema de curado para los elementos, se requieren controlar los agrietamientos en los elementos; algo que deberá revisar muy bien es que la posición del acero de refuerzo, así como la cantidad, para que sea la especificada en los planos estructurales.

Algo muy importante la calidad del concreto utilizado, como ya sabemos el concreto tiene que cumplir con una resistencia mínima, esta resistencia se verá afectada debido a varias causas o factores, dichos factores son los siguientes: si el concreto se fabrica en obra o si se compra premezclado; si se fabrica en obra se deberá tener un control entre la cantidad de agua, agregados así como la calidad de los mismos, este control es mejor si se compra premezclado; aquí se tiene la desventaja que comúnmente lo transportan en camiones con revolvedoras, estos están sujetos al tráfico de la ciudad lo cual puede ocasionar que el concreto pase mucho tiempo en esa revolvedora, el tiempo máximo desde el mezclado del concreto hasta el colado deberá ser máximo de 90 minutos, después de ese tiempo es preferible no usarlo debido a que los efectos del fraguado ya comienzan a manifestarse.

Después de llevar a cabo el colado de los elementos de concreto reforzado se necesita realizar un proceso de curado del concreto, este proceso tiene por objeto el impedir el secado prematuro del concreto cuyas consecuencias son:

- ❖ Interrumpir la reacción química del agua y el cemento ocasionando que el concreto pierda sus propiedades.
- ❖ Se produce grietas o fisuras en el elemento.

- ❖ La superficie del elemento presenta escamas.
- ❖ Se produce una mala adherencia entre el concreto y el acero de refuerzo.

El uso de concreto reforzado como sistema estructural hace que se tengan estructuras muy pesadas y con elementos estructurales de grandes secciones, las cuales serán más grandes entre mayor sean los claros de la estructura.

En cuanto al Acero Estructural como sistema estructural la ventajas que se tienen son las siguientes: se tiene estructuras ligeras, las secciones de la columnas son pequeñas comparadas con las secciones de concreto, el tiempo de construcción es rápido, esto debido a que durante la construcción de la cimentación la estructura de acero se estará fabricando en los talleres así cuando la cimentación esté finalizada se procederá sin pérdida de tiempo al montaje de la estructura.

Para el montaje es más conveniente tener un sistema de atornillado que un sistema soldado, en el atornillado solo se coloca la pieza con la ayuda de una grúa, se alinea y los trabajadores solo colocan y aprietan los tornillos, es cambio cuando se utiliza la soldadura aparte de colocar y alinear la pieza los trabajadores tienen que soldar las piezas lo cual no siempre es un proceso rápido y sencillo ya que depende de las especificaciones de cada proyecto.

La calidad del acero estructural es muy estricta y la revisión de esta no estará a cargo del consumidor, ya que el proveedor nos proporcionara los certificados de calidad de los perfiles comprados, las propiedades del acero no cambian con el paso del tiempo, es un material dúctil con lo cual puede soportar grandes deformaciones antes de llegar a la falla, si se llega a desmontar la estructura tiene la ventaja que una pieza mediante algunas adecuaciones se puede utilizar en otro lado o en otro proyecto.

Entre las desventajas que tiene el Acero Estructural se encuentran las siguientes: se deberá tener una protección contra el fuego debido a que es un metal y si este se calienta pierde sus propiedades.

Se tendrá que hacer una inversión inicial alta, debido a que los materiales necesarios para la fabricación de la estructura se necesitan comprar desde el inicio del proyecto, este capital necesario es superior al 60% del costo total del proyecto y que varía de acuerdo al mismo.

Si se utiliza un Sistema Estructural Mixto en este caso se tendrán las mismas ventajas y desventajas del acero estructural, pero aquí el utilizar columnas de acero estructural recubiertas con acero reforzado hace que la columna de acero trabajen solo para la fase de montaje y colado del entrepiso, mientras que cuando se recubran de concreto reforzado trabajen en la etapa de servicio de la estructura, con lo cual tendremos así la ventaja de poder llevar a cabo en unos

niveles el montaje, en otros el colado del entrepiso y las columnas, mientras que en otros se estarán realizando los acabados.

La ventaja de utilizar un sistema de piso compuesto nos permite aprovechar la resistencia del concreto a compresión haciendo que trabaje de esta manera toda la losa de concreto, mientras que las secciones de acero que están debajo de la losa trabajen a tensión, teniendo así la ventaja de tener losas con espesores pequeños, aquí se tiene la desventaja del costo de los conectores de cortante que se colocaran a lo largo de las vigas para garantizar el trabajo en conjunto de los materiales, se elimina la cimbra y se tienen un avance más rápido en la obra.

Si se opta por sistema estructural de Concreto Presforzado, hay que tomar en cuenta las siguientes ventajas: se tiene un mejor control del los agrietamientos y deflexiones de los elementos, permite utilizar materiales de alta resistencia como los aceros de presfuerzo y concretos con grandes resistencias, se tienen elementos más esbeltos y eficientes, se tienen un gran control de calidad en los elementos de concreto presforzado, rapidez en la fabricación de los elementos estructurales debido a que se tendrá una fabricación en serie de los elementos y se fabrican en la planta teniendo un buen control de calidad.

Entre sus desventajas tenemos las siguientes: se requiere transportar los elementos desde la planta de fabricación hasta la obra, debido a que los elementos de concreto presforzado son casi siempre grandes el traslado de ellos requiere una gran logística, haciendo sus traslados generalmente de noche en grandes plataformas y con una planeación muy cuidadosa de las rutas a seguir para llegar a la obra, se requiere una gran liquidez económica porque hay que pagar los elementos en su totalidad antes de que sean embarcados hacia la obra, se requiere un diseño especializado para este tipo de estructuras y se debe tener una cuidadosa planeación en el proceso de montaje de los elementos.

A pesar de lo anterior este sistema estructural es idóneo para estructuras con claros muy grandes ya que el uso de aceros de alta resistencia nos ayuda a tener elementos de dimensiones razonables.

En cuanto a la cimentación en este trabajo de tesis solo se diseñaron las cimentaciones como zapatas aisladas unidas entre sí con trabes de liga, esto se diseño de esta manera porque la cimentación varia de un proyecto a otro dependiendo de las características del lugar de los proyectos, por lo cual en la realidad solo haciendo un estudio de mecánica de suelos se tomara la decisión de que sistema de cimentación será el apropiado en cada caso.

Es esta tesis se tomo la decisión de diseñar todas la cimentaciones a base de zapatas aisladas unidas entre sí por medio de trabes de liga, esta decisión de tomo porque así obtendría unos costos que pudiera comparar entre sí, porque de otra manera se tendrían que comparar los costos de una cimentación a base de zapatas aisladas, con otras a base de losas de cimentación y otras a base de pila



o pilotes, lo cual obviamente no es posible para hacer una comparación económica.

Si se usa una losa de cimentación el costo de excavación se eleva demasiado por el volumen a excavar además de que la cantidad de concreto a usar es demasiada, si se usan pilas o pilotes el costo de la excavación también es excesiva porque se necesita maquinaria especial para realizar la excavación también se necesita maquinaria para hacer el hincado de las pilas o pilotes, y dependiendo de la profundidad y el área del pilote también será la cantidad de concreto que se utilice.

Con lo anterior doy por terminado este trabajo de tesis cumpliendo con los objetivos planteados en un principio.

***Juan Manuel Anastacio Mendez***  
***Noviembre 2008***

---

# CAPITULO 7

---

“PLANOS”

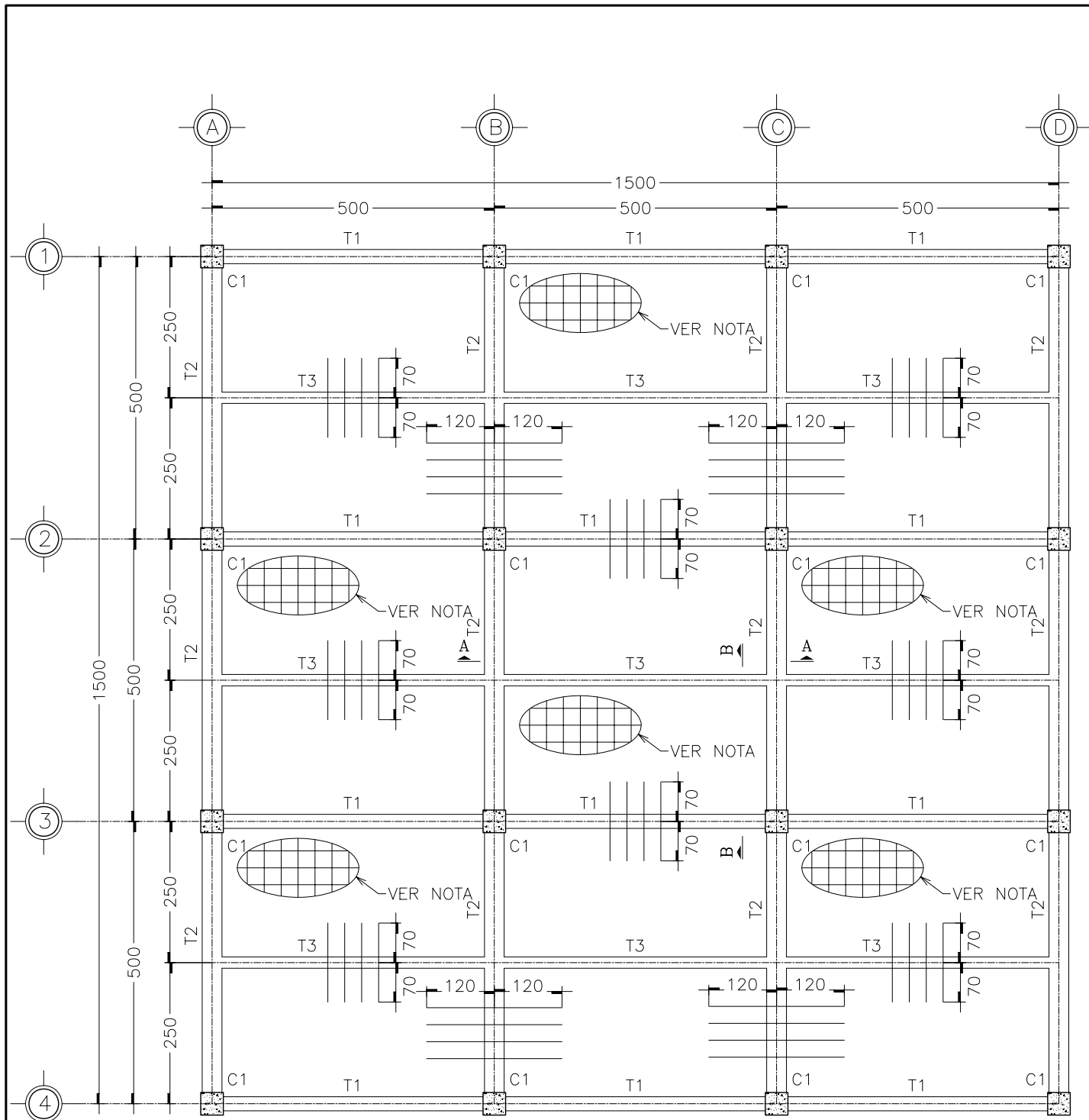
---

---

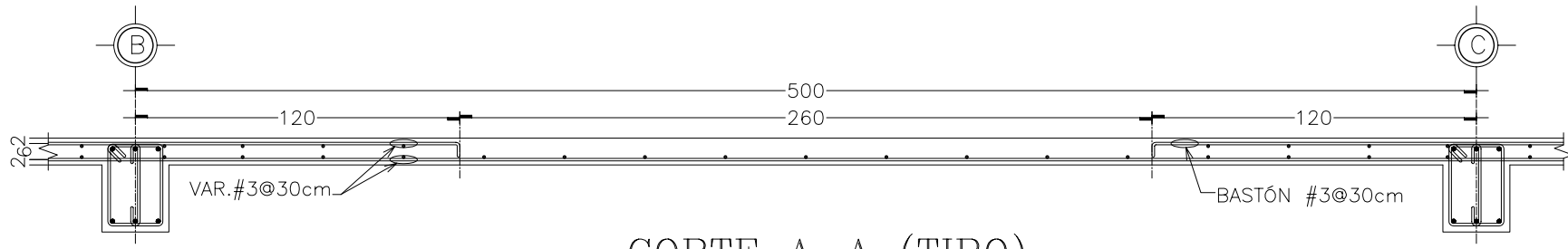
# ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO

## DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 5m

---



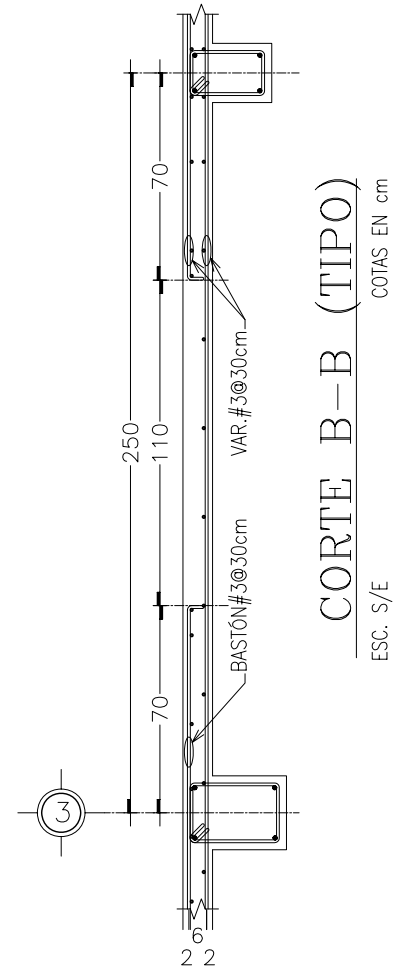
PLANTA TIPO  
ESC. 1:100 COTAS EN cm



CORTE A-A (TIPO)  
ESC. S/E COTAS EN cm

ELEMENTOS ESTRUCTURALES				
TIPO	MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
COLUMNA	C1	40cm x 40cm	45cm x 45cm	45cm x 45cm
TRAB. PRINC. X	T1	25cm x 35cm	25cm x 35cm	25cm x 35cm
TRAB. PRINC. Y	T2	25cm x 35cm	30cm x 40cm	35cm x 50cm
TRAB. SEC.	T3	20cm x 30cm	20cm x 30cm	20cm x 30cm
LOSA		t=10cm	t=10cm	t=10cm

TABLA DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES



CORTE B-B (TIPO)  
ESC. S/E COTAS EN cm

NOTA:  
LOSA MACIZA DE CONCRETO REFORZADO,  
 $f'_c=250\text{kg/cm}^2$ , CON 10cm DE PERALTE TOTAL  
REFORZADA CON UNA PARRILLA DE V's#3@30cm  
EN AMBAS DIRECCIONES, CON UN  
RECUBRIMIENTO DE 2cm.

### LOSA DE CONCRETO:

**NOTAS LOSAS DE CONCRETO**

- EL CONCRETO TENDRA  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- EL ACERO DE REFUERZO TENDRA  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- EL ESPESOR DE LA LOSA SERA DE 10cm.
- LAS VARILLAS PARA ARMAR LA LOSA SERAN #3
- EL RECUBRIMIENTO DE LAS VARILLAS SERA MEDIDO A PARTIR DE SU SUPERFICIE SERA DE 2 cm.
- EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO SERA DE 1.9 cm.

**NOMENCLATURA DE ARMADO**

- LAS VARILLAS INDICADAS SOBRE LOS EJES (TRABE O MURO) CORRESPONDEN A LAS VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR ( )
- LAS VARILLAS INDICADAS EN LOS CENTROS DE LOS TABLEROS CORRESPONDEN A LAS VARILLAS QUE SE COLOCAN EN EL LECHO INFERIOR ( )
- LAS SEPARACIONES INDICADAS ENTRE PARENTESIS CORRESPONDEN A LOS CUARTOS EXTREMOS
- CUANDO NO SE INDIQUE ENTRE PARENTESIS SE CONSERVARA LA UNICA PARA TODO EL ANCHO DEL TABLERO.
- TODAS LAS VARILLAS LLEVARAN GANCHO SEGUN CROQUIS, EXCEPTO LOS BASTONES DEL LECHO SUPERIOR CUYOS EXTREMOS SE DOBLARAN COMO SE MUESTRA EN LA SIGUIENTE FIGURA

**EJEMPLO DE ARMADO**

- EN TODOS LOS CASOS SE CORRERA UNA TERCERA PARTE DEL ARMADO DEL LECHO INFERIOR Y EL RESTO SE CORTARA FORMANDO BASTONES O SE DOBLARA A 45° FORMANDO COLUMPIOS SEGUN CONVENGA.
- LAS VARILLAS DEL LECHO INFERIOR QUE NO SE CONTINUEN AL CLARO ADYACENTE SE PRONGARAN CINCO DIAMETROS MAS ALLA DEL EJE.

### DETALLES DEL REFUERZO

**PAÑO DEL ELEMENTO PRINCIPAL**

**GANCHO ESTANDAR A 90°**

**TRASLAPE TÍPICO**

**DOBLADO DE ESTRIBOS**

#	d	Lt	Ld	Lr
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

d = DIAMETRO DE LA BARRA  
Lt = LONGITUD DE TRASLAPE  
Ld = LONGITUD DE DESARROLLO  
Lr = RADIO PARA CURVATURA

### NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'_c=100 \text{ Kg/cm}^2$  EN PLANTILLAS.
- SE USARA CONCRETO  $f'_c=250 \text{ Kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRATRABES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO 3/4". MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO:  $E_c=242,487 \text{ kg/cm}^2$ .
- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ .
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 5 cm A EJES DE VARILLAS.

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL  
TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

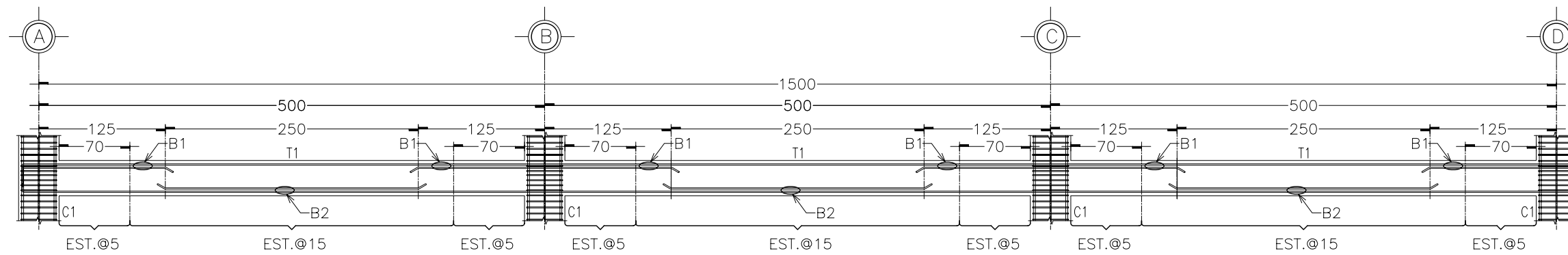
## ESTRUCTURA DE CONCRETO

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD, DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

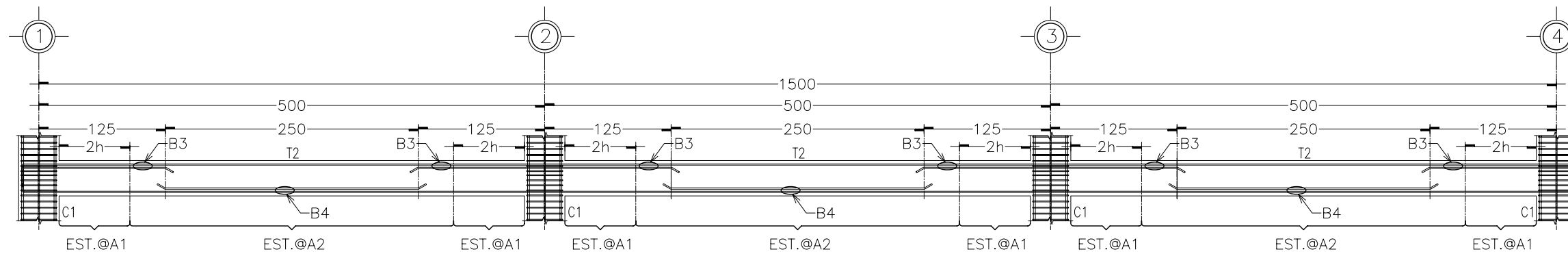
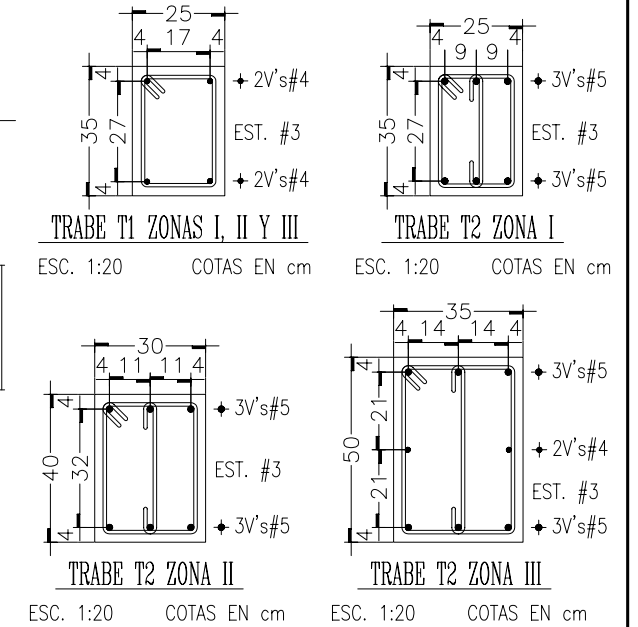
CASO: PLANTA TIPO ENTRE EJES DE 5m

FECHA: ABRIL/08  
REV: 0  
ESCALA: IND.  
COTAS: cm  
CLAVE: EC-C5-01



**TRABE T1 EJES 1, 2, 3 Y 4**  
ESC. S/E COTAS EN cm

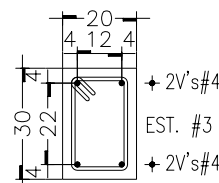
BASTONES PARA TRABE T1			
MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
B1	3 V's #4	5 V's #4	6 V's #4
B2	1 V #4	1 V #4	2 V's #4



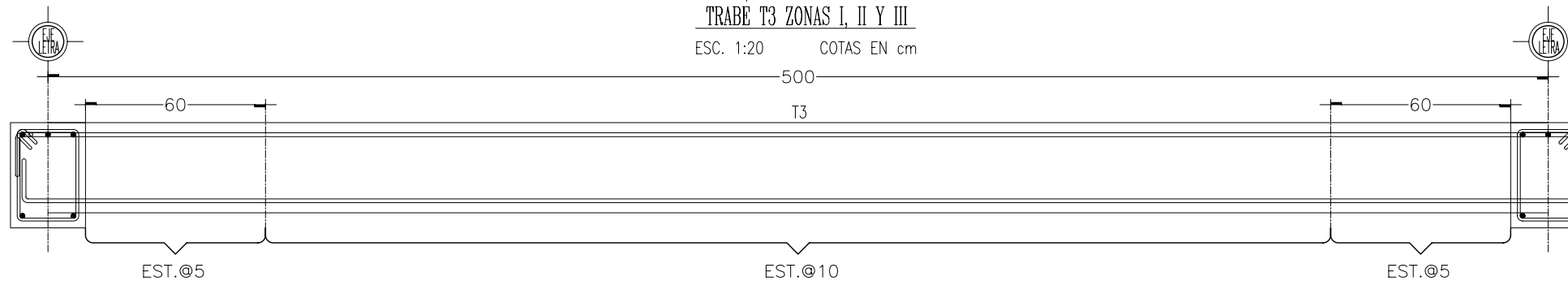
**TRABE T2 EJES A, B, C Y D**  
ESC. S/E COTAS EN cm

BASTONES PARA TRABE T2			
MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
B3	2 V's #5	3 V's #5	3 V's #5
B4	1 V #5	-	-

TABLA PARA TRABES T2			
MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
T1	25cm x 35cm	30cm x 40cm	35cm x 50cm
2h	70cm	80cm	100cm
A1	5cm	10cm	10cm
A2	15cm	15cm	20cm



**TRABE T3 ZONAS I, II Y III**  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



**TRABE T3**  
ESC. S/E COTAS EN cm

**DETALLES DEL REFUERZO**

#	d	Lt	Ld	Lr
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=100$  Kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=250$  Kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRABRES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO 3/4". MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO:  $E_c=242,487$  kg/cm<sup>2</sup>.
- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup>.
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 5 cm A EJES DE VARILLAS.

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

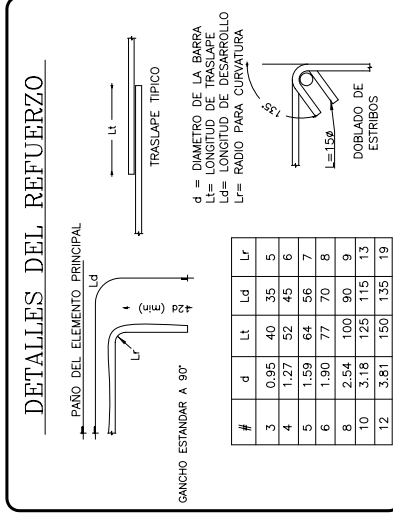
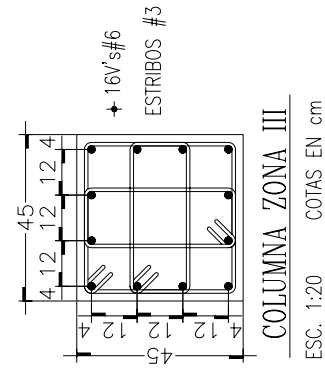
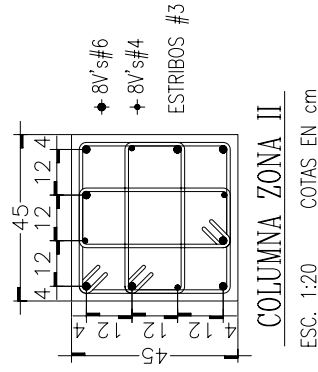
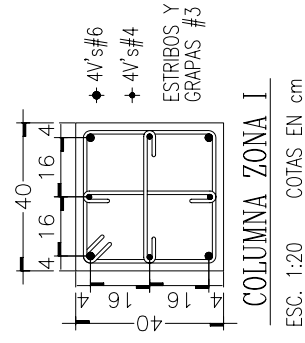
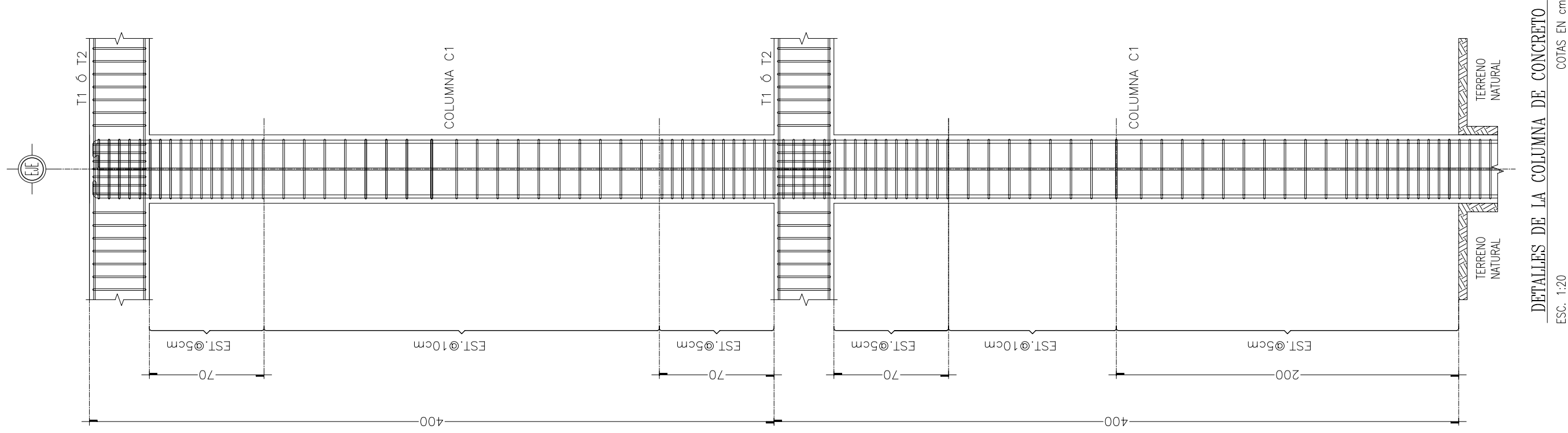
**ESTRUCTURA DE CONCRETO**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD, DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: TRABES T1, T2 Y T3 ENTRE EJES DE 5m

FECHA: ABRIL/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: cm CLAVE: EC-C5-02



**NOTAS GENERALES:**

- 1.- ADOPTACIONES EN CENTIMETROS.
- 2.- NIVELES EN METROS.
- 3.- SE USA CONCRETO  $f_c=100 \text{ kg/cm}^2$  EN PLANTILLAS.
- 4.- SE USA BARRA DE ACERO  $f_y=250 \text{ kg/cm}^2$  CLASE L EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES.
- 5.- ZAPATAS, CONTRAPESOS Y DADOS: TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO  $3/4"$ .
- 6.- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIÁMETROS DE LARGO.
- 7.- LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE  $135^\circ$  SEGUIDOS DE TRAMOS.
- 8.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- 9.- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO SERA DE 5 cm A LOS EJES DE VARILLAS.



DIVISION DE INGENIERIA CIVIL  
TOPOGRAFICA Y GEODESICA

**ESTRUCTURA DE CONCRETO**

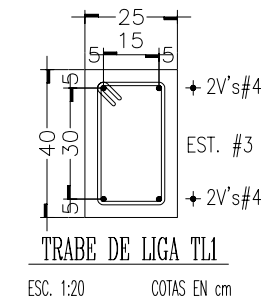
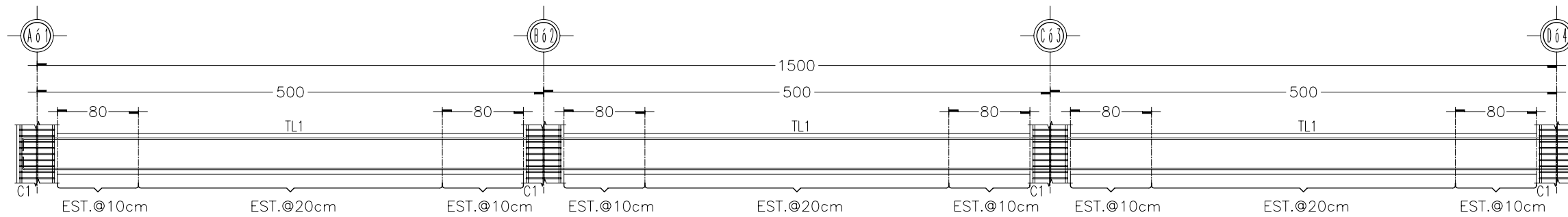
TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: DETALLE DE COLUMNA DE CONCRETO ENTRE EJES DE 5m

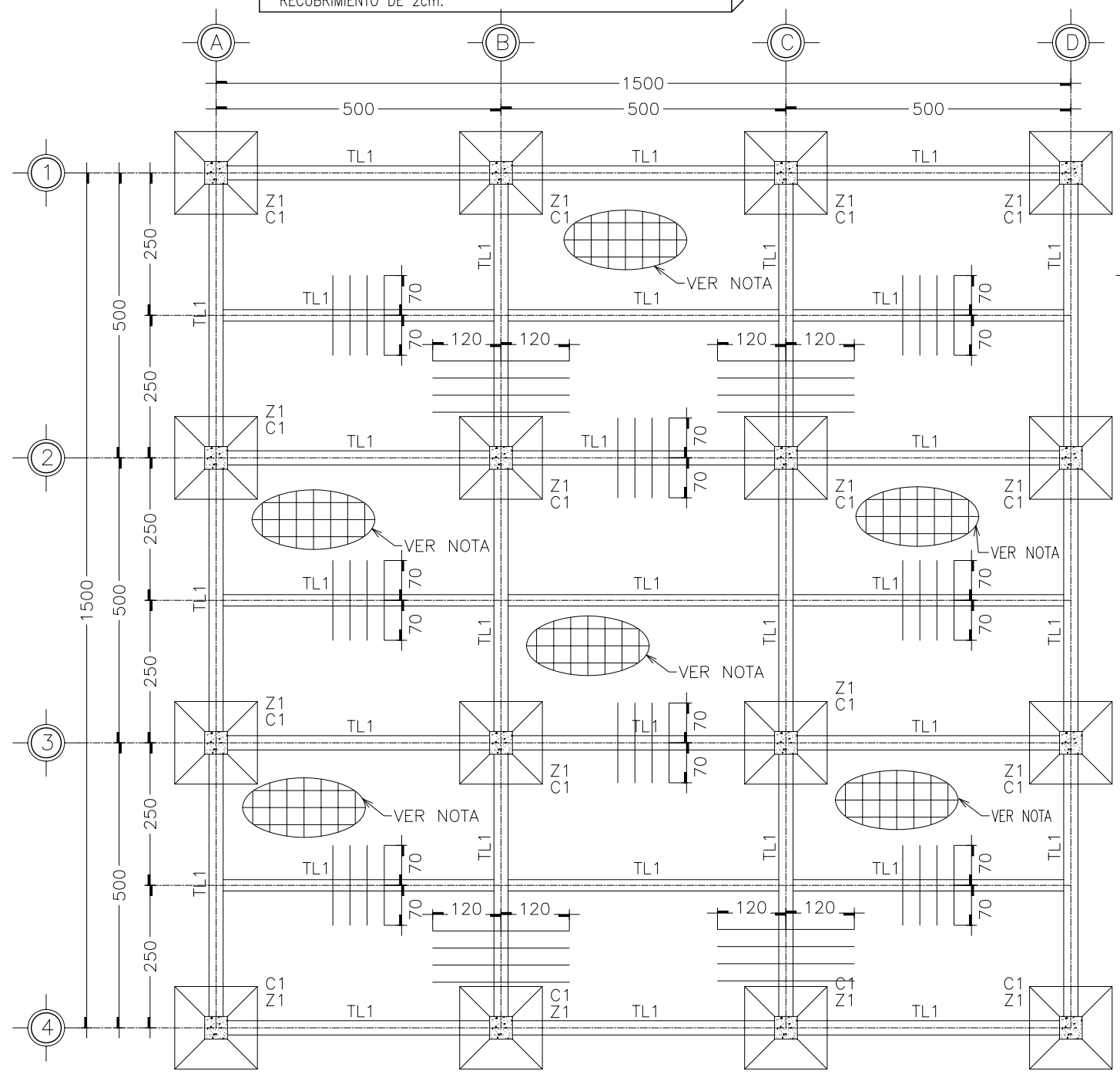
FECHA: ABRIL/08  
REVISOR: 0  
ESCALA: COTAS: IND. cm  
CLAVE: EC-C5-03

**DETALLES DE LA COLUMNA DE CONCRETO**  
ESC. 1:20 COTAS EN cm

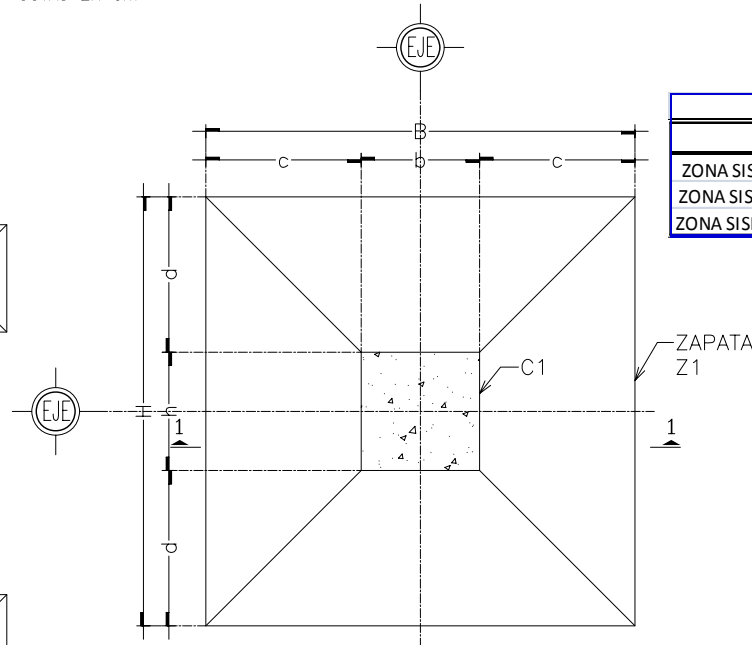


NOTA:  
 SOLO PARA LA ZONA III LOSA MACIZA DE CONCRETO REFORZADO,  
 $f'c=250\text{kg/cm}^2$ , CON 10cm DE PERALTE TOTAL REFORZADA CON  
 UNA PARRILLA DE V's#3@30cm EN AMBAS DIRECCIONES, CON UN  
 RECUBRIMIENTO DE 2cm.

**TRABE DE LIGA TL1**  
 ESC. S/E COTAS EN cm



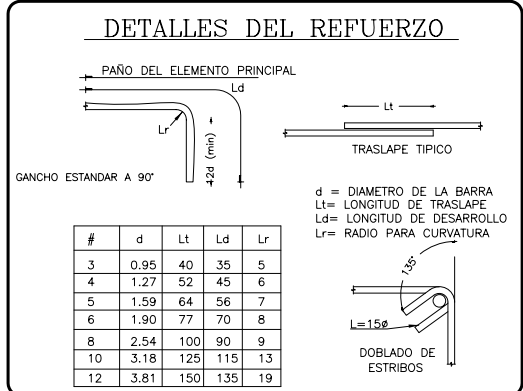
**PLANTA DE CIMENTACIÓN**  
 ESC. 1:100 COTAS EN cm



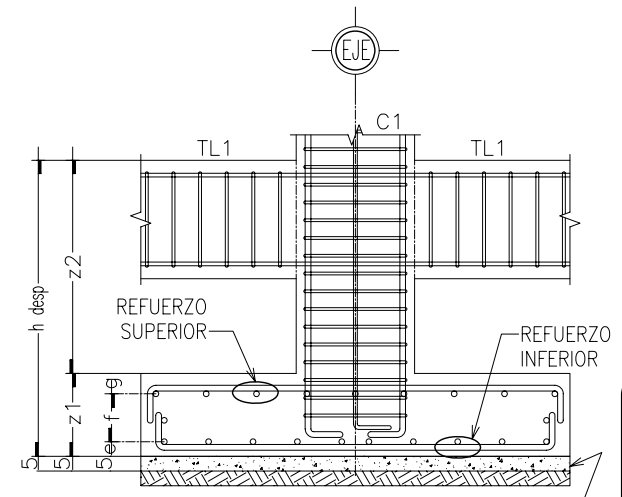
**ZAPATA Z1**  
 ESC. S/E COTAS EN cm

ZAPATAS												
	B(cm)	H(cm)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	d(cm)	h <sub>desp</sub> (cm)	z <sub>1</sub> (cm)	z <sub>2</sub> (cm)	e(cm)	f(cm)	g(cm)
ZONA SISMICA I	145	145	40	40	52.5	52.5	100	30	70	5	20	5
ZONA SISMICA II	185	185	45	45	70	70	100	30	70	5	20	5
ZONA SISMICA III	255	255	45	45	105	105	100	35	65	5	25	5

	ACERO DE REFUERZO	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
ZONA SISMICA I	#6 @ 15cm	#4 @ 15cm
ZONA SISMICA II	#6 @ 15cm	#4 @ 15cm
ZONA SISMICA III	#6 @ 25cm	#4 @ 15cm



#	d	Lt	Ld	Lr
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19



**CORTE 1-1**  
 ESC. S/E COTAS EN cm

- NOTAS GENERALES:**
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
  - NIVELES EN METROS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'c=100\text{Kg/cm}^2$  EN PLANTILLAS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'c=250\text{Kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES, ZAPATAS, CONTRABES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO 3/4". MÓDULO DE ELASTICIDAD MÍNIMO:  $E_c=242,487\text{kg/cm}^2$ .
  - EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$ .
  - EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
  - LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
  - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
  - EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO SERA DE 5 cm A EJES DE VARILLAS.

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL  
 TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

**ESTRUCTURA DE CONCRETO**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: PLANTA DE CIMENTACIÓN TRABE DE LIGA TL1 Y ZAPATA Z1 ENTRE EJES DE 5m

FECHA: ABRIL/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: cm CLAVE: EC-CIM-C5-01

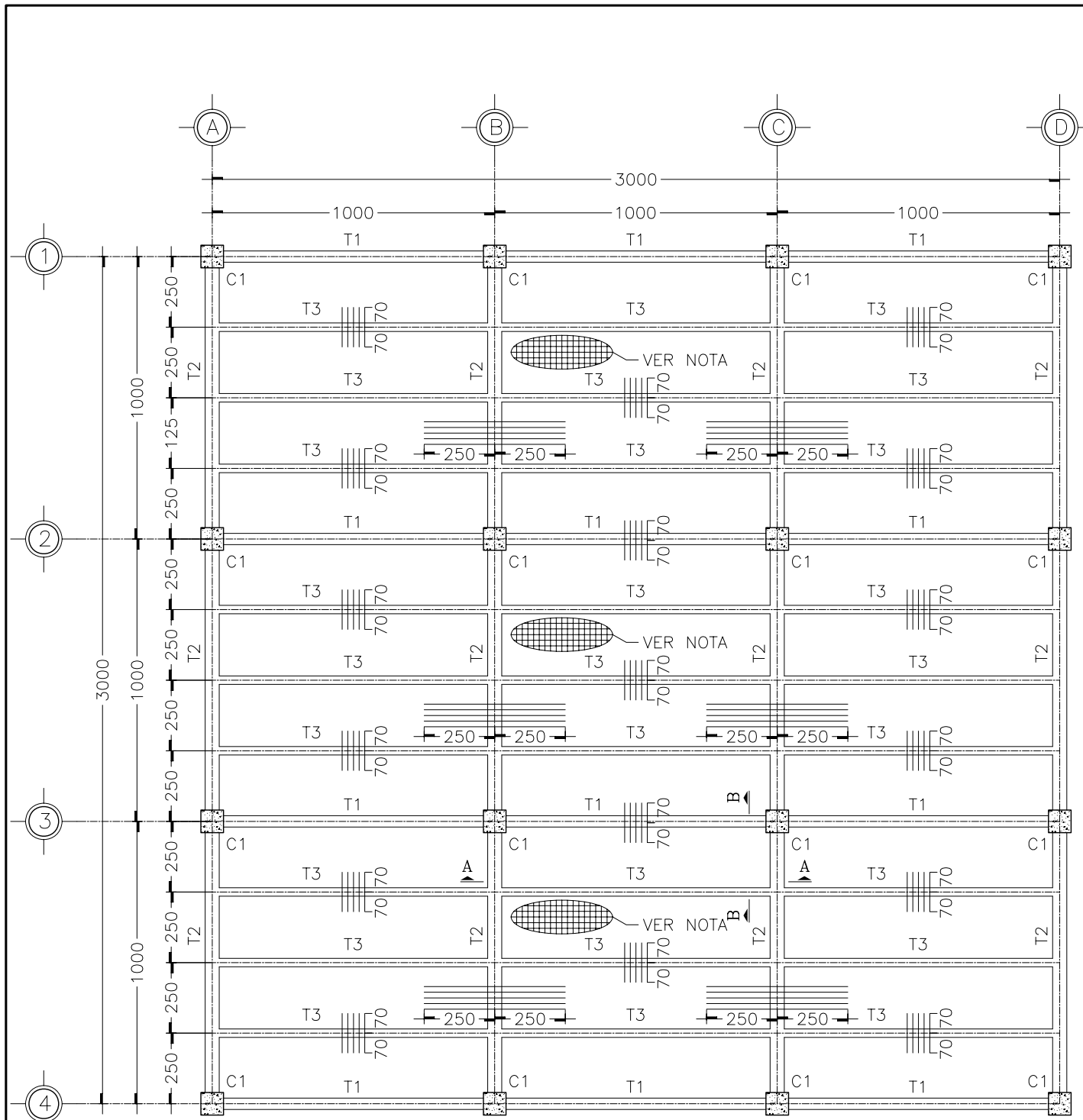
---

# ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO

## DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 10m

---

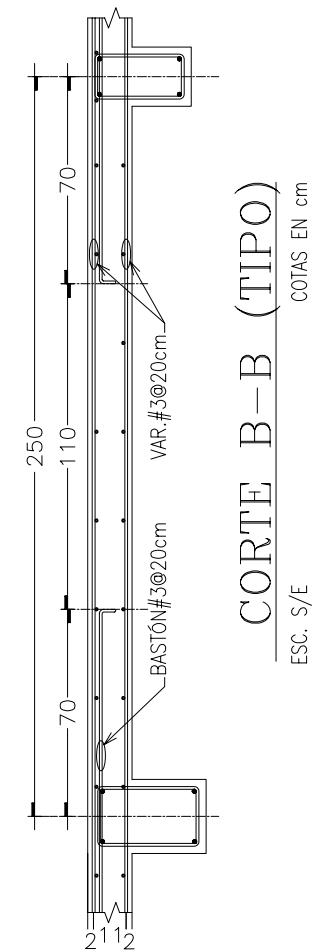




PLANTA TIPO  
ESC. 1:200 COTAS EN cm

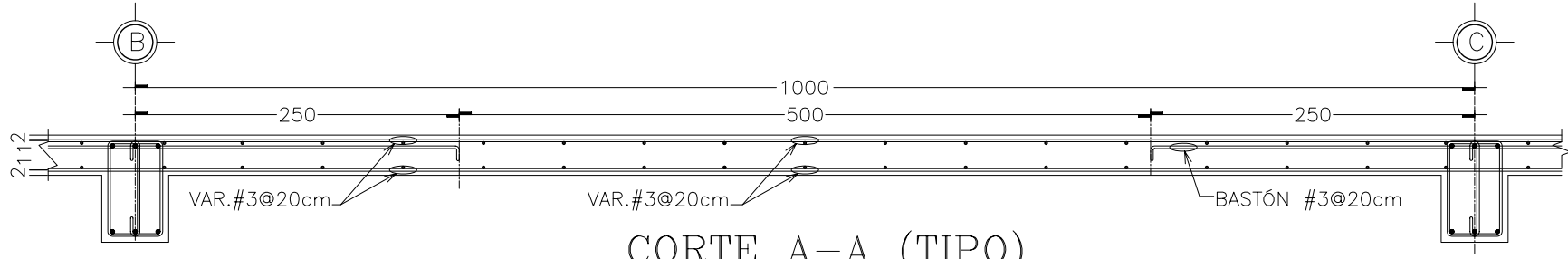
ELEMENTOS ESTRUCTURALES				
TIPO	MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
COLUMNA	C1	85cm x 85cm	85cm x 85cm	90cm x 90cm
TRAB. PRINC. X	T1	40cm x 80cm	40cm x 80cm	40cm x 80cm
TRAB. PRINC. Y	T2	50cm x 100cm	60cm x 100cm	60cm x 100cm
TRAB. SEC.	T3	30cm x 60cm	30cm x 60cm	30cm x 60cm
LOSA		t=15cm	t=15cm	t=15cm

TABLA DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES



CORTE B-B (TIPO)  
ESC. S/E COTAS EN cm

NOTA:  
LOSA MACIZA DE CONCRETO REFORZADO,  
 $f'c=250\text{kg/cm}^2$ , CON 15cm DE PERALTE TOTAL  
REFORZADA CON UNA PARRILLA DE V's #3@20cm  
EN AMBAS DIRECCIONES, EN AMBOS LECHOS  
CON UN RECUBRIMIENTO DE 2cm.



CORTE A-A (TIPO)  
ESC. S/E COTAS EN cm

### LOSA DE CONCRETO:

NOTAS LOSAS DE CONCRETO

- EL CONCRETO TENDRÁ UN  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- EL ACERO DE REFUERZO TENDRÁ UN  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .
- EL ESPESOR DE LA LOSA SERÁ DE 15cm.
- LAS VARILLAS PARA ARMAR LA LOSA SERÁN #3
- EL RECUBRIMIENTO DE LAS VARILLAS SERÁ MEDIDO A PARTIR DE SU SUPERFICIE SERÁ DE 2 cm.
- EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO SERÁ DE 1.9 cm.

NOMENCLATURA DE ARMADO

- LAS VARILLAS INDICADAS SOBRE LOS EJES (TRABE O MURO) CORRESPONDEN A LAS VARILLAS QUE SE COLOCARÁN EN EL LECHO SUPERIOR ( )
- LAS VARILLAS INDICADAS EN LOS CENTROS DE LOS TABLEROS CORRESPONDEN A LAS VARILLAS QUE SE COLOCAN EN EL LECHO INFERIOR ( )
- LAS SEPARACIONES INDICADAS ENTRE PARENTESIS CORRESPONDEN A LOS CUARTOS EXTREMOS
- CUANDO NO SE INDIQUE ENTRE PARENTESIS SE CONSERVARÁ LA ÚNICA PARA TODO EL ANCHO DEL TABLERO.
- TODAS LAS VARILLAS LLEVARÁN GANCHO SEGÚN CÓRQUIS, EXCEPTO LOS BASTONES DEL LECHO SUPERIOR CUYOS EXTREMOS SE DOBLARÁN COMO SE MUESTRA EN LA SIGUIENTE FIGURA

EJEMPLO DE ARMADO

- EN TODOS LOS CASOS SE CORRERÁ UNA TERCERA PARTE DEL ARMADO DEL LECHO INFERIOR Y EL RESTO SE CORTARÁ FORMANDO BASTONES O SE DOBLARÁ A 45° FORMANDO COLUMPIOS SEGÚN CONVENGA.
- LAS VARILLAS DEL LECHO INFERIOR QUE NO SE CONTINÚEN AL CLARO ADYACENTE SE PRONGARÁN CINCO DIÁMETROS MÁS ALLÁ DEL EJE.

### DETALLES DEL REFUERZO

PAÑO DEL ELEMENTO PRINCIPAL

GANCHO ESTÁNDAR A 90°

TRASLAPE TÍPICO

d = DIÁMETRO DE LA BARRA  
Lt = LONGITUD DE TRASLAPE  
Ld = LONGITUD DE DESARROLLO  
Lr = RADIO PARA CURVATURA

#	d	Lt	Ld	Lr
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

DOBLADO DE ESTRIBOS

### NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN CENTÍMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARÁ CONCRETO  $f'c=100 \text{ Kg/cm}^2$  EN PLANTILLAS.
- SE USARÁ CONCRETO  $f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES, ZAPATAS, CONTRA TRABES Y DADOS. TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO 3/4". MÓDULO DE ELASTICIDAD MÍNIMO:  $E_c=242,457 \text{ kg/cm}^2$ .
- EL ACERO DE REFUERZO SERÁ DE  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ .
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARÁ A LA MITAD DE LA SEPARACIÓN ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIÁMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMATARÁN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO SERÁ DE 5 cm A EJES DE VARILLAS.

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL  
TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

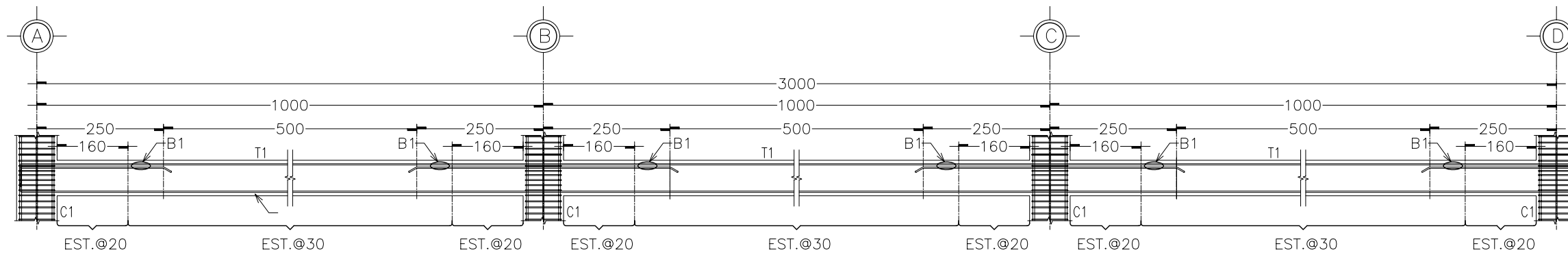
### ESTRUCTURA DE CONCRETO

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD, DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: PLANTA TIPO, TRABES Y COLUMNAS ENTRE EJES DE 10m

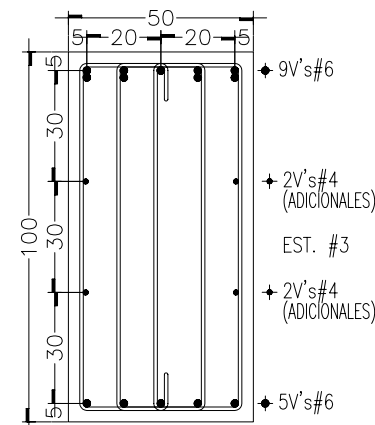
FECHA: ABRIL/08	REV: 0	ESCALA: IND.	COTAS: cm	CLAVE: EC-C10-01
-----------------	--------	--------------	-----------	------------------



### TRABE T1 EJES 1, 2, 3 Y 4

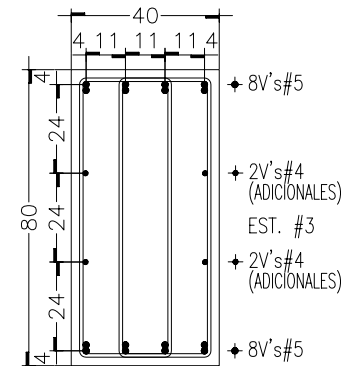
ESC. S/E COTAS EN cm

BASTONES PARA TRABE T1			
MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
B1	1V #5	5V's#5	5V's#5



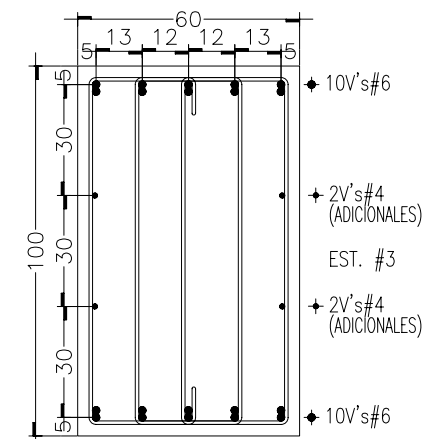
### TRABE T2 ZONA I

ESC. 1:20 COTAS EN cm



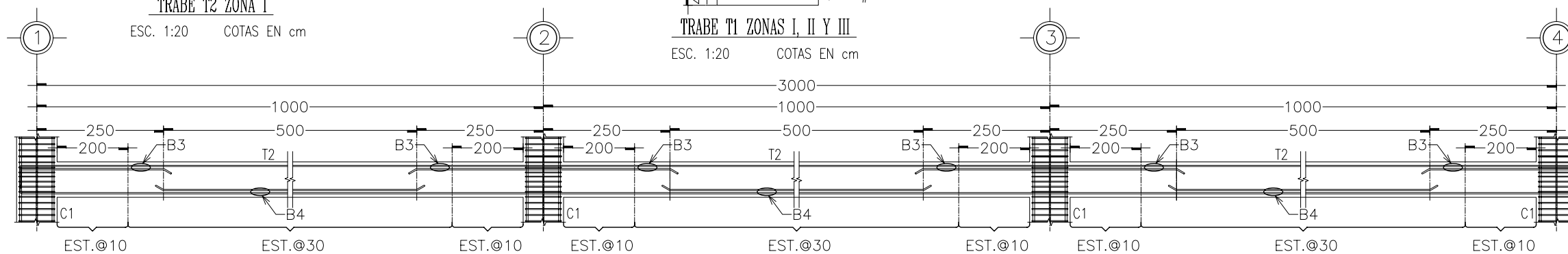
### TRABE T1 ZONAS I, II Y III

ESC. 1:20 COTAS EN cm



### TRABE T2 ZONA II Y III

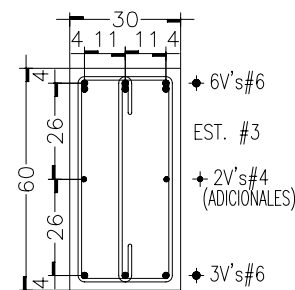
ESC. 1:20 COTAS EN cm



### TRABE T2 EJES A, B, C Y D

ESC. S/E COTAS EN cm

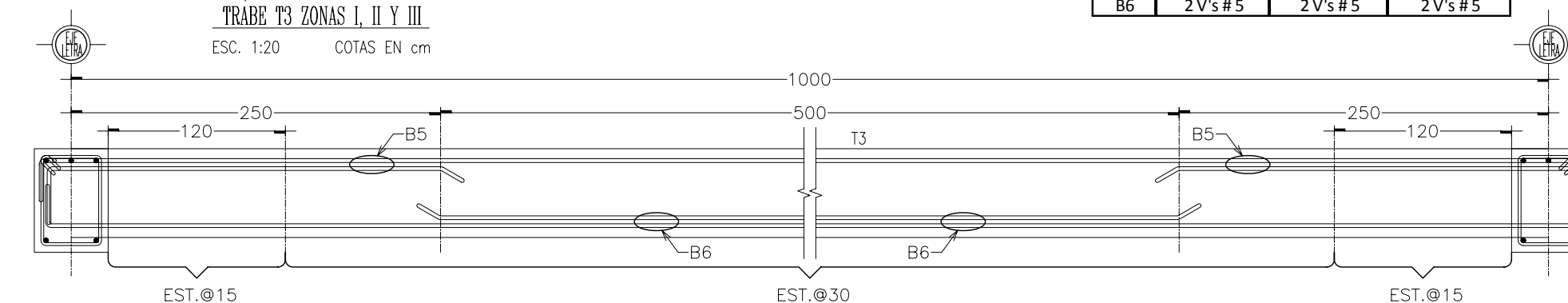
BASTONES PARA TRABE T2			
MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
B3	3V's#6	4V's#6	3V's#6
B4	3V's#6	-	-



### TRABE T3 ZONAS I, II Y III

ESC. 1:20 COTAS EN cm

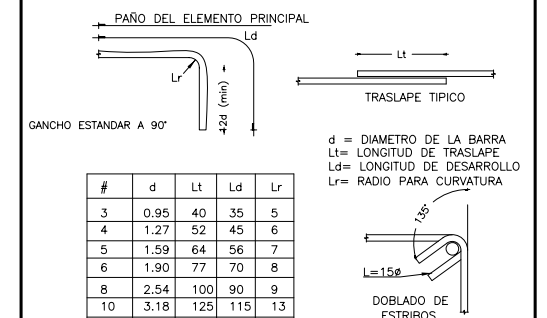
BASTONES PARA TRABE T3			
MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
B5	1V #5	2V's#5	2V's#5
B6	2V's#5	2V's#5	2V's#5



### TRABE T3

ESC. S/E COTAS EN cm

### DETALLES DEL REFUERZO

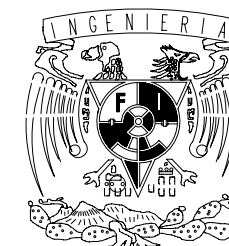


#	d	Lt	Ld	Lr
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

### NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=100$  Kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=250$  Kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRABRACES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO 3/4". MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO:  $E_c=242,487$  kg/cm<sup>2</sup>.
- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup>.
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 5 cm A EJES DE VARILLAS.

FACULTAD DE INGENIERIA



DIVISION DE INGENIERIA CIVIL TOPOGRAFICA Y GEODESICA

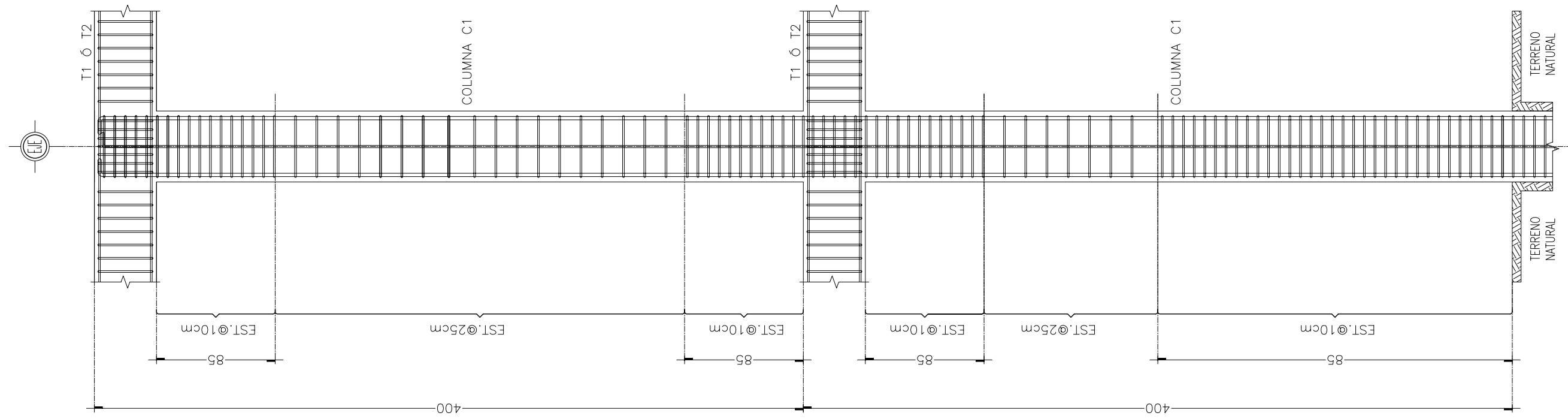
### ESTRUCTURA DE CONCRETO

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD, DE MEXICO

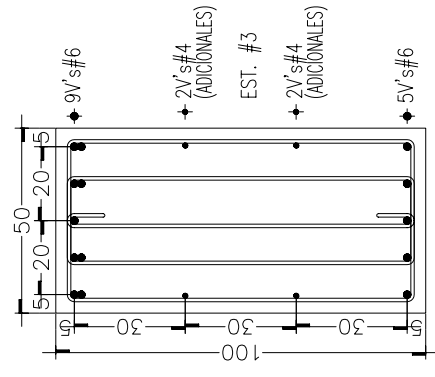
TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: TRABES T1, T2 Y T3 ENTRE EJES DE 10m

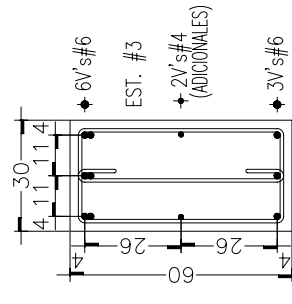
FECHA: ABRIL/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: cm CLAVE: EC-C10-02



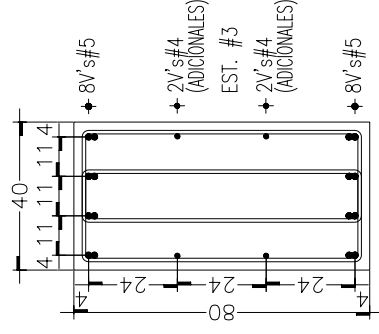
DETALLE DE COLUMNA DE CONCRETO  
ESC. S/E COTAS EN cm



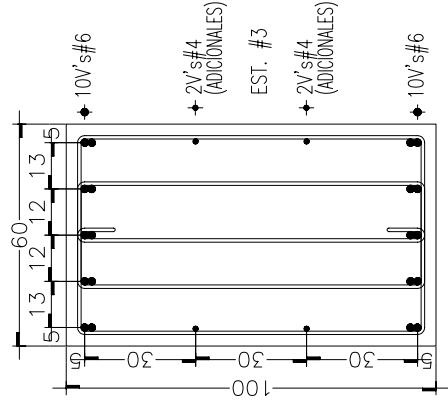
TRABE T2 ZONA I  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



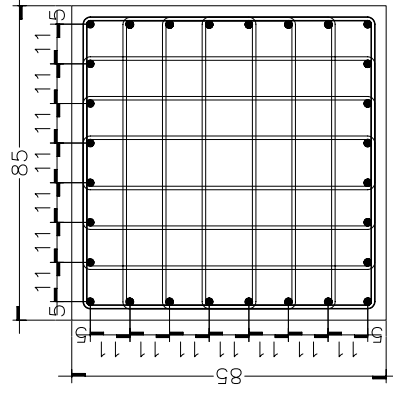
TRABE T3 ZONAS I, II Y III  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



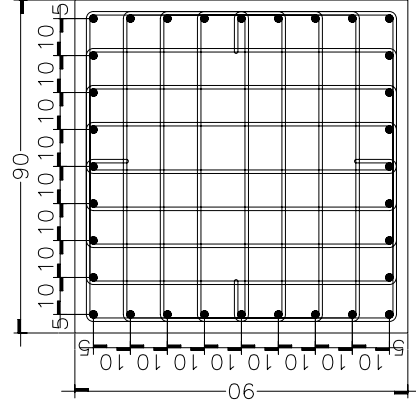
TRABE T1 ZONAS I, II Y III  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



TRABE T2 ZONA I, II Y III  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



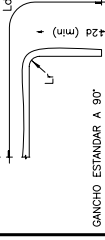
COLUMNA ZONA I Y II  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



COLUMNA ZONA III  
ESC. 1:20 COTAS EN cm

DETALLES DEL REFUERZO

PARO DEL ELEMENTO PRINCIPAL



d = DIAMETRO DE LA BARRA  
Ld = LONGITUD DE TRASLAPE  
Lr = RADIO PARA CURVATURA

#	d	Ld	Lr
3	0.95	40	35
4	1.27	52	45
5	1.59	64	56
6	1.90	77	70
8	2.54	100	90
10	3.18	125	115
12	3.81	150	135

DOBLADO DE ESTRIBOS

NOTAS GENERALES:

- 1.- ADOPTACIONES EN CENTIMETROS.
- 2.- NIVELES EN METROS.
- 3.- SE USA CONCRETO  $f_c=100$  Kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
- 4.- SE USA BARRA DE ACERO  $f_y=250$  Kg/cm<sup>2</sup> CLASE II EN LUSAS, COLUMNAS, TRABES Y ZAPATAS. CONTRAFUEROS Y DADOS. TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO 3/4".
- 5.- MÓDULO DE ELASTICIDAD MÍNIMO  $E_s=242,487$  kg/cm<sup>2</sup>.
- 6.- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARÁ A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECÍFICA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIÁMETROS DE LARGO.
- 7.- LOS ESTRIBOS REMATARÁN EN UNA ESQUINA CON DOBLEZAS DE 135° SEGUIDOS DE TRABES.
- 8.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- 9.- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO SERÁ DE 5 cm A LOS EJES DE VARILLAS.

FACULTAD DE INGENIERIA



DIVISION DE INGENIERIA CIVIL  
TOPOGRAFICA Y GEODESICA

ESTRUCTURA DE CONCRETO

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

TESISTA:

JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

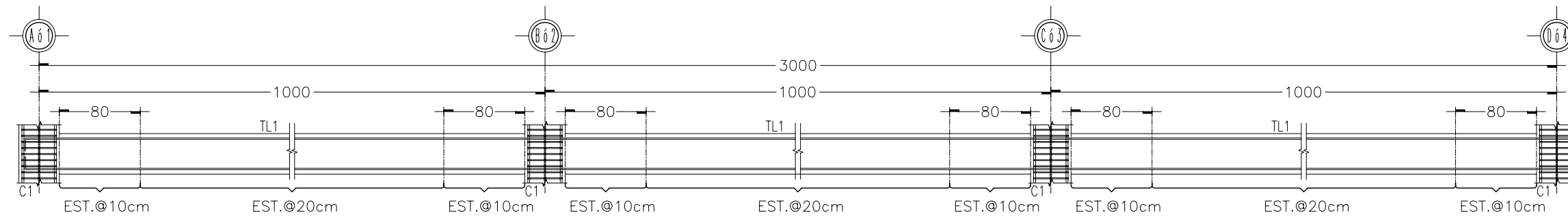
CASO: DETALLE DE COLUMNA DE CONCRETO, SECCIONES DE TRABES Y COLUMNAS ENTRE EJES DE 10cm

FECHA: ABRIL/08

REV: 0

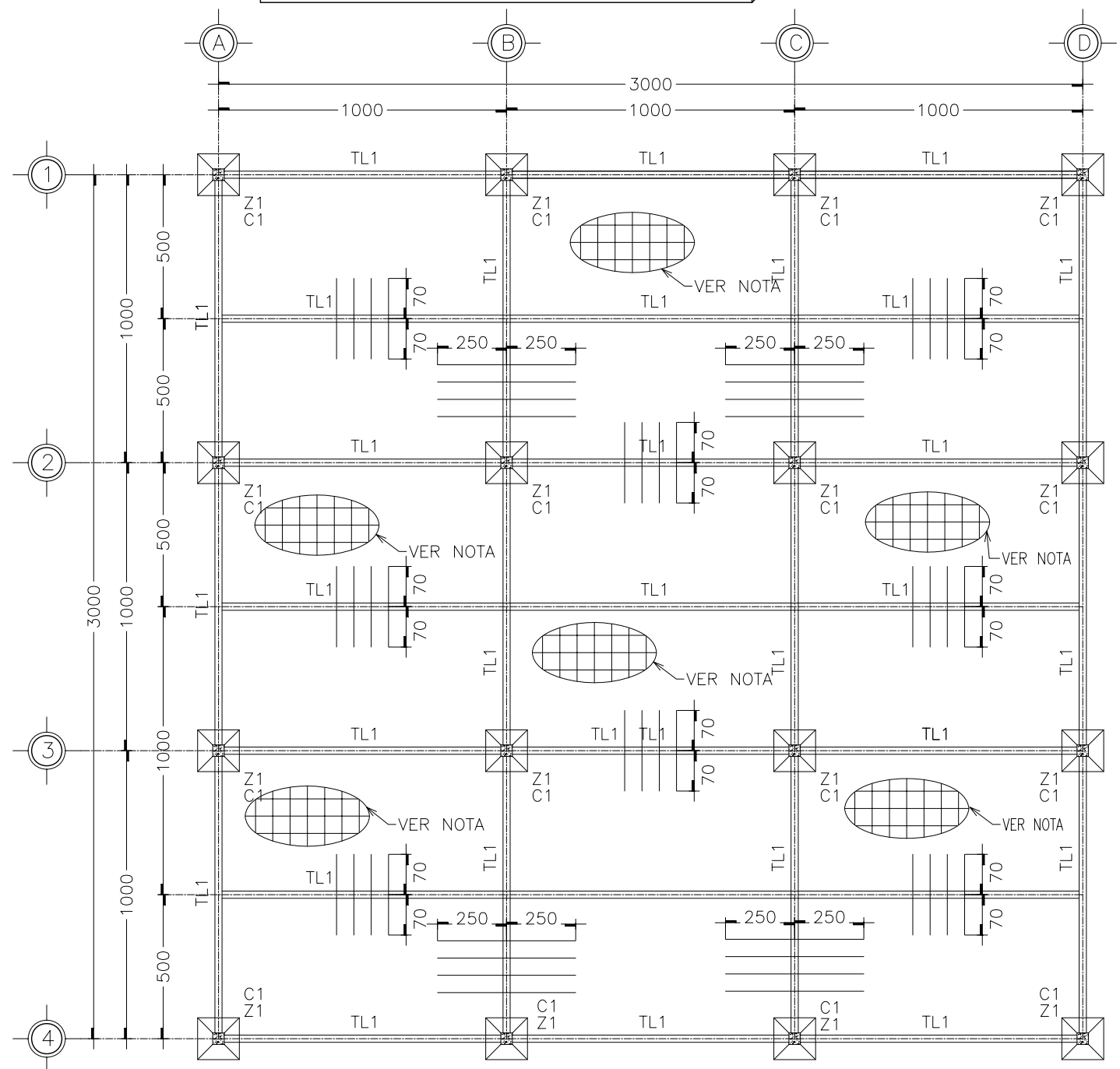
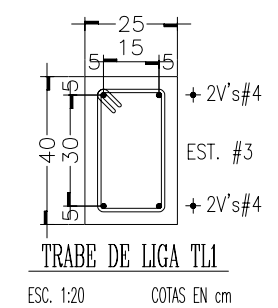
ESCALA: COTAS: IND. cm

CLAVE: EC-C10-03

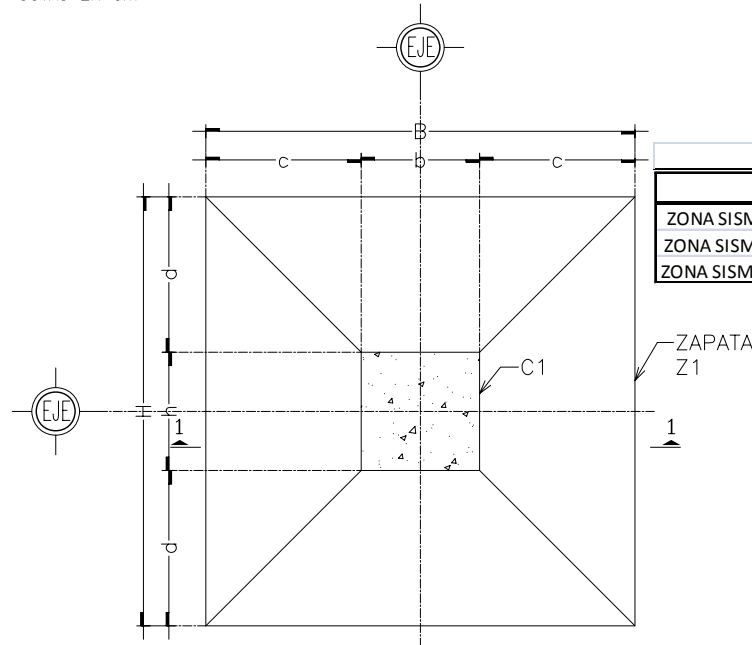


NOTA:  
LOSA SOLO PARA ZONA III. LOSA MACIZA DE CONCRETO REFORZADO,  
 $f'c=250\text{kg/cm}^2$ , CON 10cm DE PERALTE TOTAL REFORZADA CON  
UNA PARRILLA DE V's#3@30cm EN AMBAS DIRECCIONES, CON UN  
RECUBRIMIENTO DE 2cm.

**TRABE DE LIGA TL1**  
ESC. S/E COTAS EN cm



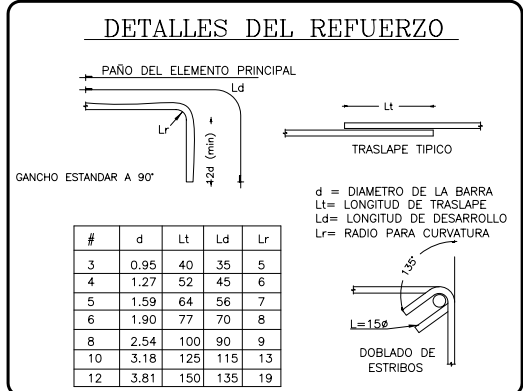
**PLANTA DE CIMENTACIÓN**  
ESC. 1:200 COTAS EN cm



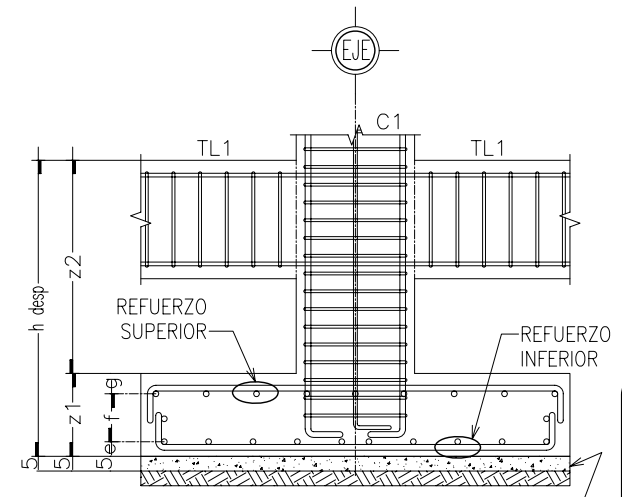
**ZAPATA Z1**  
ESC. S/E COTAS EN cm

	B(cm)	H(cm)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	d(cm)	h <sub>desp</sub> (cm)	z <sub>1</sub> (cm)	z <sub>2</sub> (cm)	e(cm)	f(cm)	g(cm)
ZONA SISMICA I	300	300	85	85	108	108	110	60	50	5	50	5
ZONA SISMICA II	435	435	85	85	175	175	110	80	30	5	70	5
ZONA SISMICA III	600	600	90	90	255	255	110	85	25	5	75	5

	ACERO DE REFUERZO	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
ZONA SISMICA I	#6 @ 15cm	#6 @ 15cm
ZONA SISMICA II	#6 @ 15cm	#6 @ 15cm
ZONA SISMICA III	#6 @ 15cm	#6 @ 15cm



#	d	Lt	Ld	Lr
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19



**CORTE 1-1**  
ESC. S/E COTAS EN cm

- NOTAS GENERALES:**
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
  - NIVELES EN METROS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'c=100\text{ Kg/cm}^2$  EN PLANTILLAS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'c=250\text{ Kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES, ZAPATAS, CONTRABES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO 3/4". MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO:  $E_c=242,487\text{ kg/cm}^2$ .
  - EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200\text{ Kg/cm}^2$ .
  - EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
  - LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLAJES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
  - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
  - EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 5 cm A EJES DE VARILLAS.

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

**ESTRUCTURA DE CONCRETO**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: PLANTA DE CIMENTACIÓN TRABE DE LIGA TL1 Y ZAPATA Z1 ENTRE EJES DE 10m

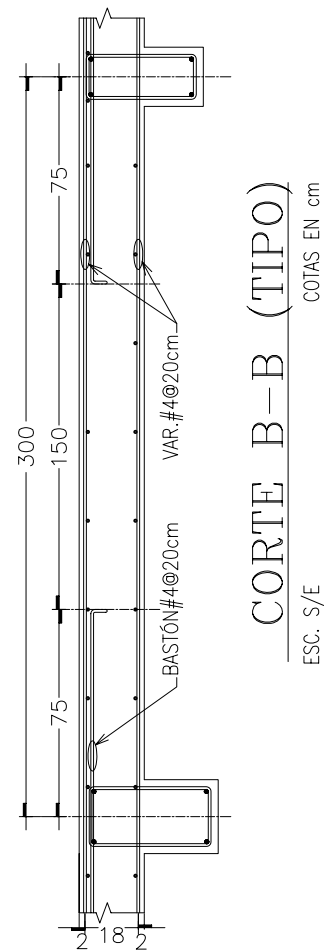
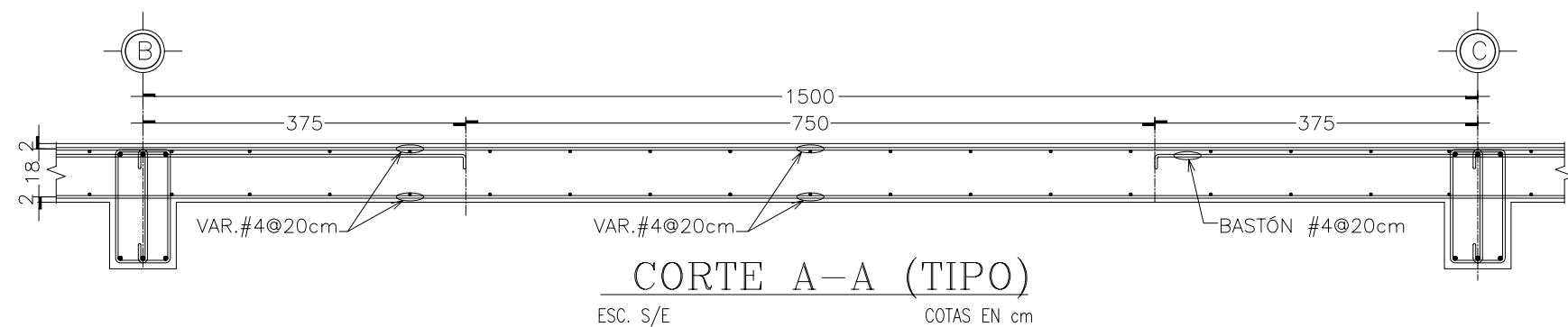
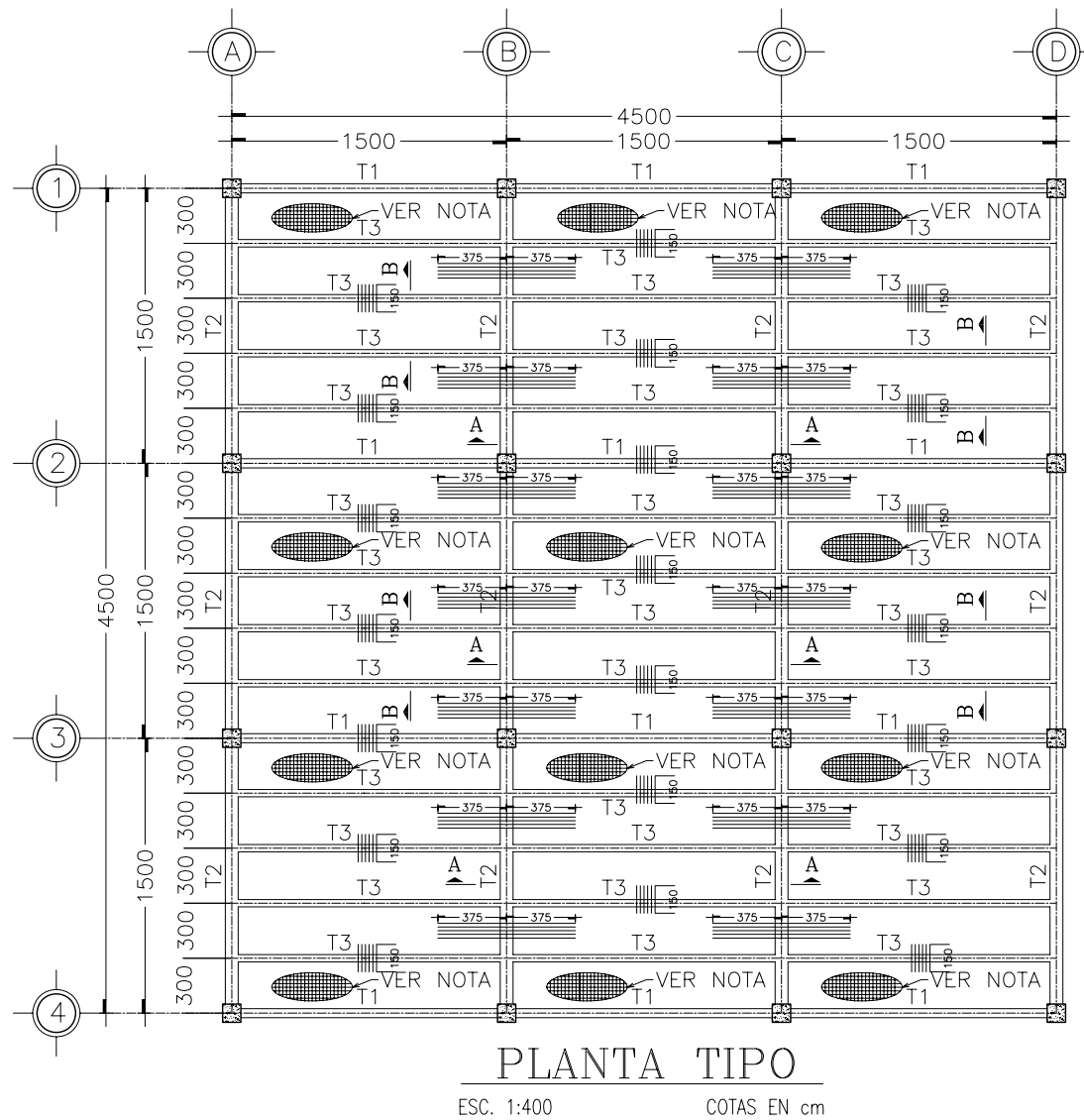
FECHA: ABRIL/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: cm CLAVE: EC-CIM-C10-01

---

# ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO

## DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m

---



ELEMENTOS ESTRUCTURALES				
TIPO	MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
COLUMNA	C1	100cm x 100cm	100cm x 100cm	100cm x 100cm
TRAB. PRINC. X	T1	50cm x 120cm	50cm x 120cm	50cm x 120cm
TRAB. PRINC. Y	T2	70cm x 140cm	70cm x 140cm	70cm x 140cm
TRAB. SEC.	T3	40cm x 80cm	40cm x 80cm	40cm x 80cm
LOSA		t=22cm	t=22cm	t=22cm

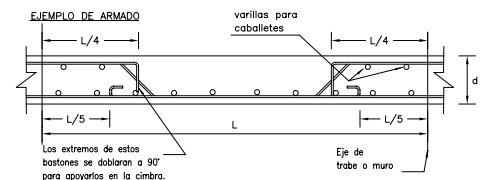
**TABLA DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES**

NOTA:  
LOSA MACIZA DE CONCRETO REFORZADO,  
 $f'c=250\text{kg/cm}^2$ , CON 22cm DE PERALTE TOTAL  
REFORZADA CON UNA PARRILLA DE V's#4@20cm  
EN AMBAS DIRECCIONES, EN AMBOS LECHOS,  
CON UN RECUBRIMIENTO DE 2cm.

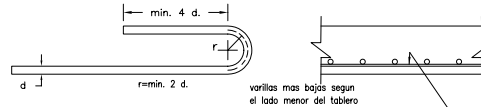
**LOSA DE CONCRETO:**

- NOTAS LOSAS DE CONCRETO**
- EL CONCRETO TENDRA  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$
  - EL ACERO DE REFUERZO TENDRA UN  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ .
  - EL ESPESOR DE LA LOSA SERA DE 22cm.
  - LAS VARILLAS PARA ARMAR LA LOSA SERAN #4
  - EL RECUBRIMIENTO DE LAS VARILLAS SERA MEDIDO A PARTIR DE SU SUPERFICIE SERA DE 2 cm.
  - EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO SERA DE 1.9 cm.

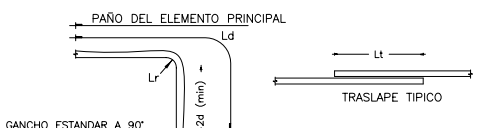
- NOMENCLATURA DE ARMADO**
- LAS VARILLAS INDICADAS SOBRE LOS EJES (TRABE O MURO) CORRESPONDEN A LAS VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR ( )
  - LAS VARILLAS INDICADAS EN LOS CENTROS DE LOS TABLEROS CORRESPONDEN A LAS VARILLAS QUE SE COLOCAN EN EL LECHO INFERIOR ( )
  - LAS SEPARACIONES INDICADAS ENTRE PARENTESIS CORRESPONDEN A LOS CUARTOS EXTREMOS
  - CUANDO NO SE INDIQUE ENTRE PARENTESIS SE CONSERVARA LA UNICA PARA TODO EL ANCHO DEL TABLERO.
  - TODAS LAS VARILLAS LLEVARAN GANCHO SEGUN CROQUIS, EXCEPTO LOS BASTONES DEL LECHO SUPERIOR CUYOS EXTREMOS SE DOBLARAN COMO SE MUESTRA EN LA SIGUIENTE FIGURA



- EN TODOS LOS CASOS SE CORRERA UNA TERCERA PARTE DEL ARMADO DEL LECHO INFERIOR Y EL RESTO SE CORTARA FORMANDO BASTONES O SE DOBLARA A 45° FORMANDO COLUMPIOS SEGUN CONVENGA.
- LAS VARILLAS DEL LECHO INFERIOR QUE NO SE CONTINUIEN AL CLARO ADYACENTE SE PROONGARAN CINCO DIAMETROS MAS ALLA DEL EJE.



**DETALLES DEL REFUERZO**



$d = \text{DIAMETRO DE LA BARRA}$   
 $L_t = \text{LONGITUD DE TRASLAPE}$   
 $L_d = \text{LONGITUD DE DESARROLLO}$   
 $L_r = \text{RADIO PARA CURVATURA}$

#	d	$L_t$	$L_d$	$L_r$
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

DOBLADO DE ESTRIBOS  
 $L=15\phi$

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=100 \text{ Kg/cm}^2$  EN PLANTILLAS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRATRABES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO 3/4". MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO:  $E_c=242,487 \text{ kg/cm}^2$ .
- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ .
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 5 cm A EJES DE VARILLAS.

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL  
TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

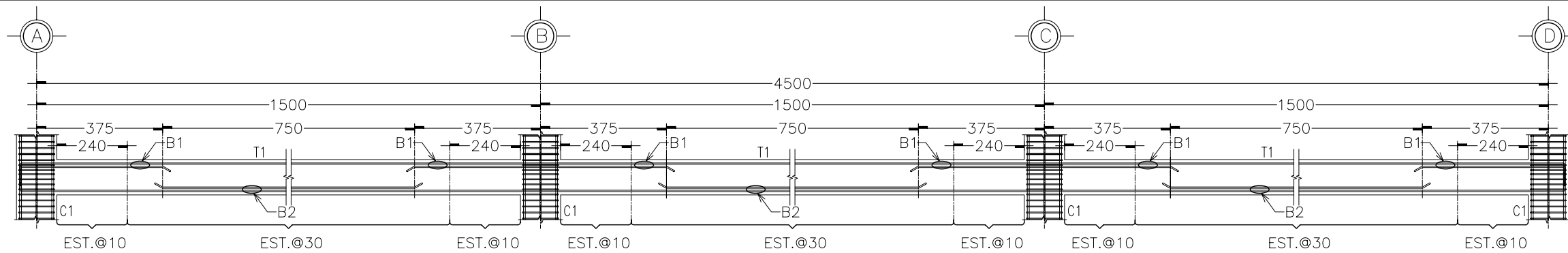
**ESTRUCTURA DE CONCRETO**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD, DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

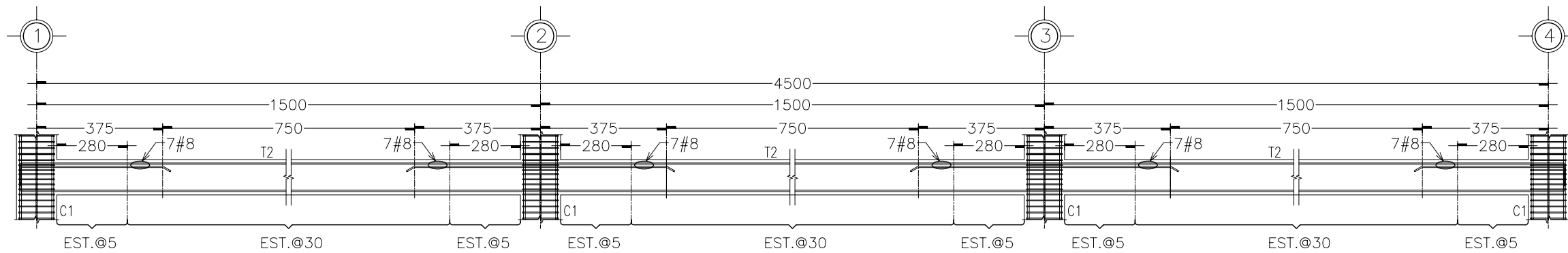
CASO: PLANTA TIPO, TRABES Y COLUMNAS ENTRE EJES DE 15m

FECHA: ABRIL/08    REV: 0    ESCALA: IND.    COTAS: cm    CLAVE: EC-C15-01

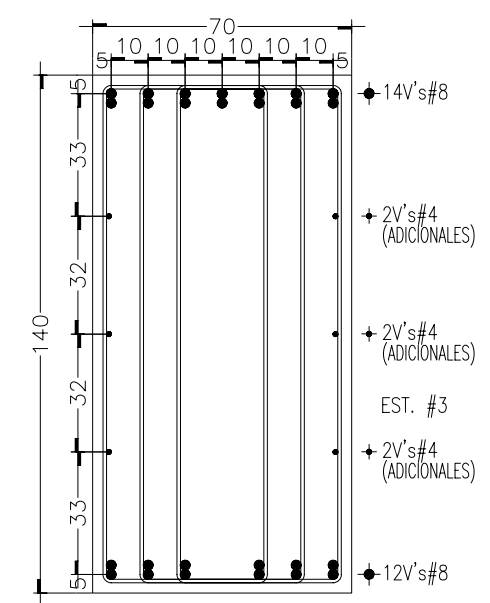


**TRABE T1 EJES 1, 2, 3 Y 4**  
ESC. S/E COTAS EN cm

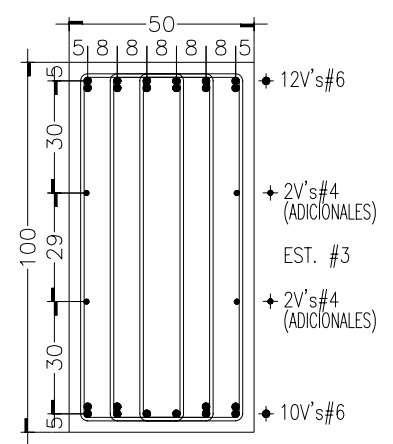
BASTONES PARA TRABE T1			
MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
B1	4 V's #6	5 V's #6	5 V's #6
B2	1 V #6	1 V #6	1 V #6



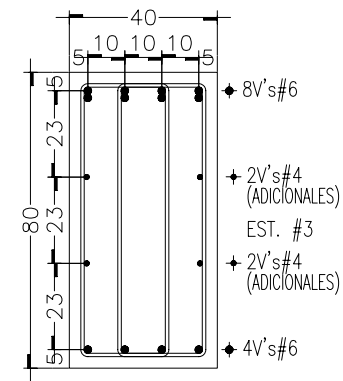
**TRABE T2 EJES A, B, C Y D**  
ESC. S/E COTAS EN cm



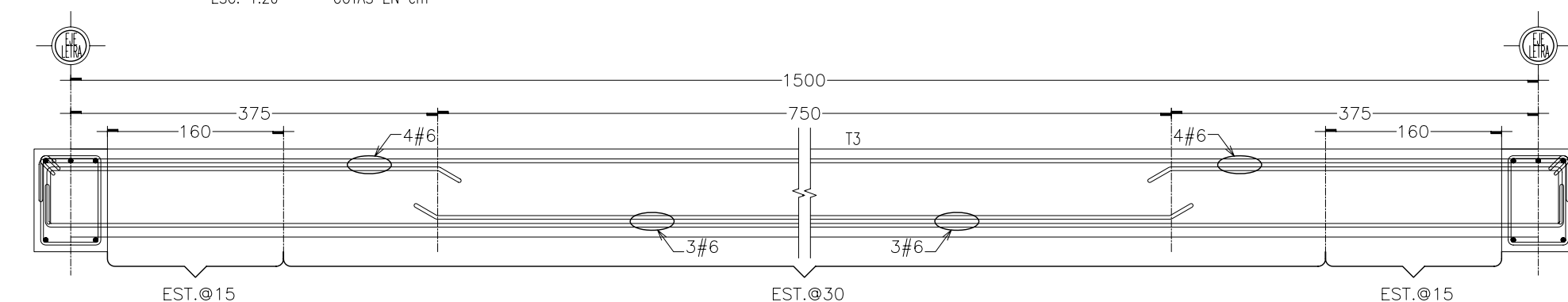
**TRABE T2 ZONAS I, II Y III**  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



**TRABE T1 ZONAS I, II Y III**  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



**TRABE T3 ZONAS I, II Y III**  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



**TRABE T3**  
ESC. S/E COTAS EN cm

**DETALLES DEL REFUERZO**

#	d	Lt	Ld	Lr
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

d = DIAMETRO DE LA BARRA  
Lt = LONGITUD DE TRASLAPE  
Ld = LONGITUD DE DESARROLLO  
Lr = RADIO PARA CURVATURA

- NOTAS GENERALES:**
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
  - NIVELES EN METROS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'c=100$  Kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'c=250$  Kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRA TRABES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO 3/4". MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO:  $E_c=242,487$  kg/cm<sup>2</sup>.
  - EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup>.
  - EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
  - LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
  - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
  - EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 5 cm A EJES DE VARILLAS.

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE INGENIERIA CIVIL  
TOPOGRAFICA Y GEODESICA

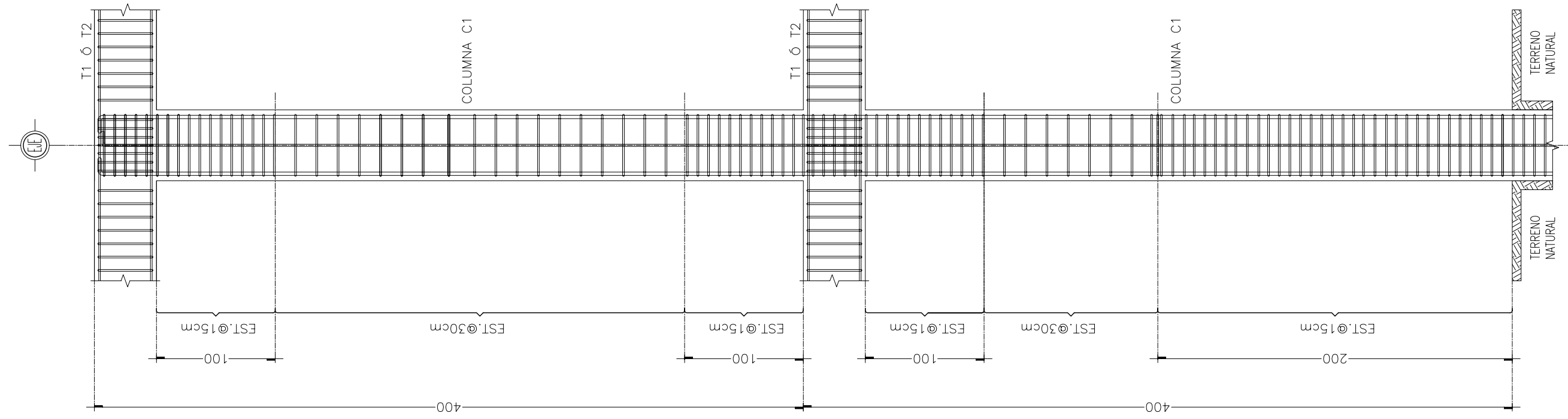
**ESTRUCTURA DE CONCRETO**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD, DE MEXICO

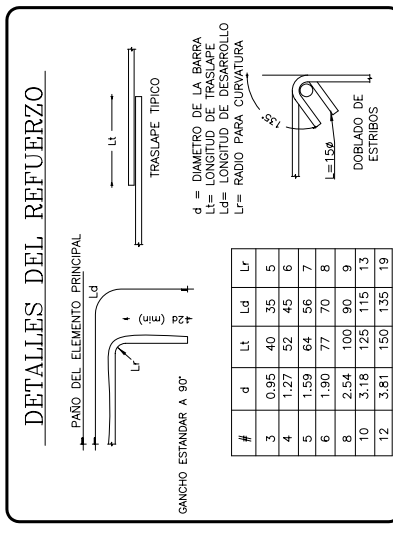
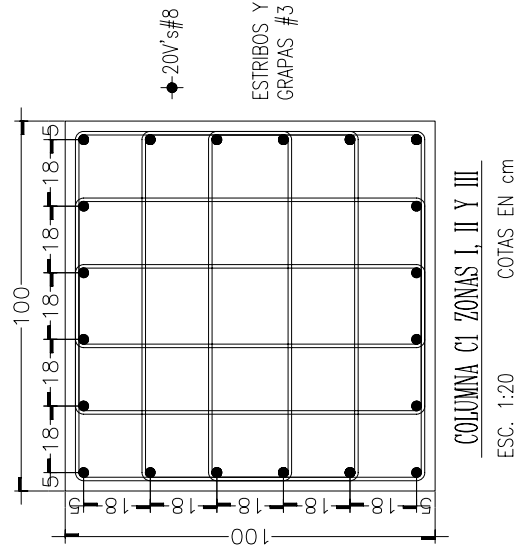
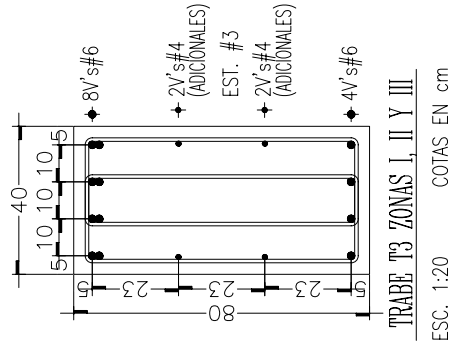
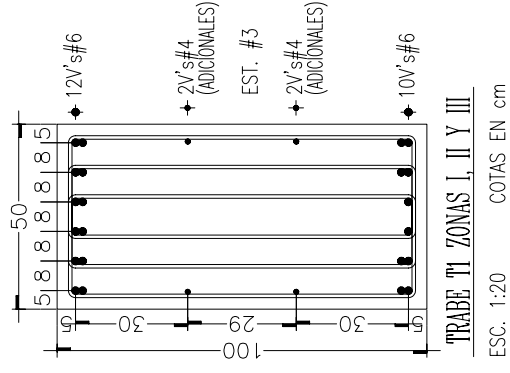
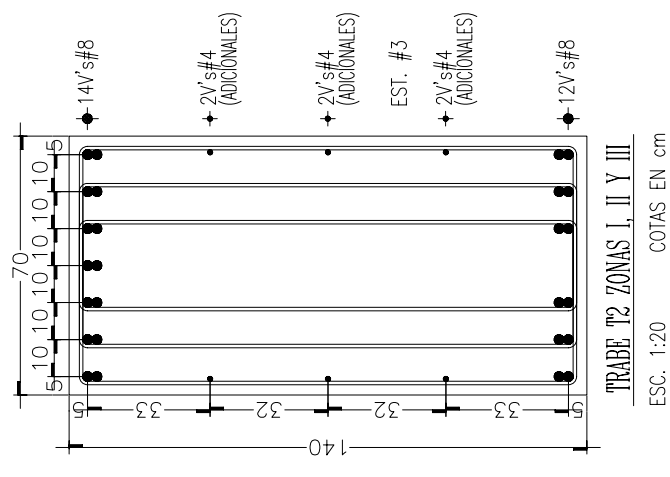
TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: TRABES T1, T2 Y T3 ENTRE EJES DE 15m

FECHA: ABRIL/08  
REV: 0  
ESCALA: IND.  
COTAS: cm  
CLAVE: EC-C15-02



DETALLE DE COLUMNA DE CONCRETO  
ESC. S/E COTAS EN cm



- NOTAS GENERALES:**
- ADOPCIONES EN CENTÍMETROS.
  - UNIDADES EN METROS.
  - CONCRETO:  $f_c=100$  kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
  - SE USARÁ CONCRETO  $f_c=250$  kg/cm<sup>2</sup> CLASE II EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES Y ZAPATAS, CONTRAFRANQUES Y DADOS. TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO 3/4".
  - MODULO DE ELASTICIDAD MÍNIMO:  $E_s=242,847$  kg/cm<sup>2</sup>.
  - EL REFORZAMIENTO DEBEN SER DE ACERO DE ALTA RESISTENCIA.
  - EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARÁ A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECÍFICA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIÁMETROS DE LARGO.
  - LOS ESTRIBOS REMANERAN EN UNA ESQUINA CON DOBLEZAS DE 135° SEGUIDOS DE TRABES.
  - EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO SERÁ DE 5 cm A LOS Bordes DE VARILLAS.



FACULTAD DE INGENIERIA

ESTRUCTURA DE CONCRETO

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

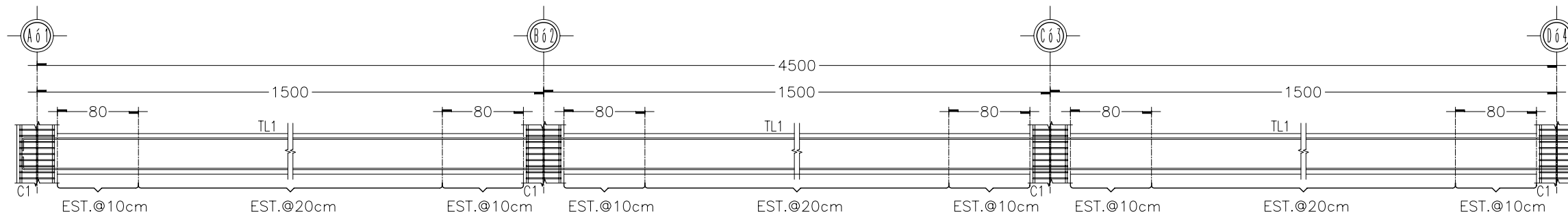
CASO: DETALLE DE COLUMNA DE CONCRETO, SECCIONES DE TRABES Y COLUMNA ENTRE EJES DE 15m

FECHA: ABRIL/08  
REV: 0  
ESCALA: COTAS: IND. cm

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

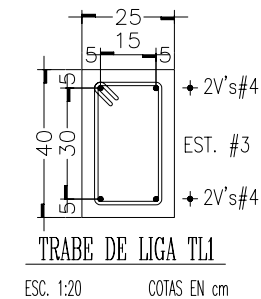
CLAVE: EC-C15-03



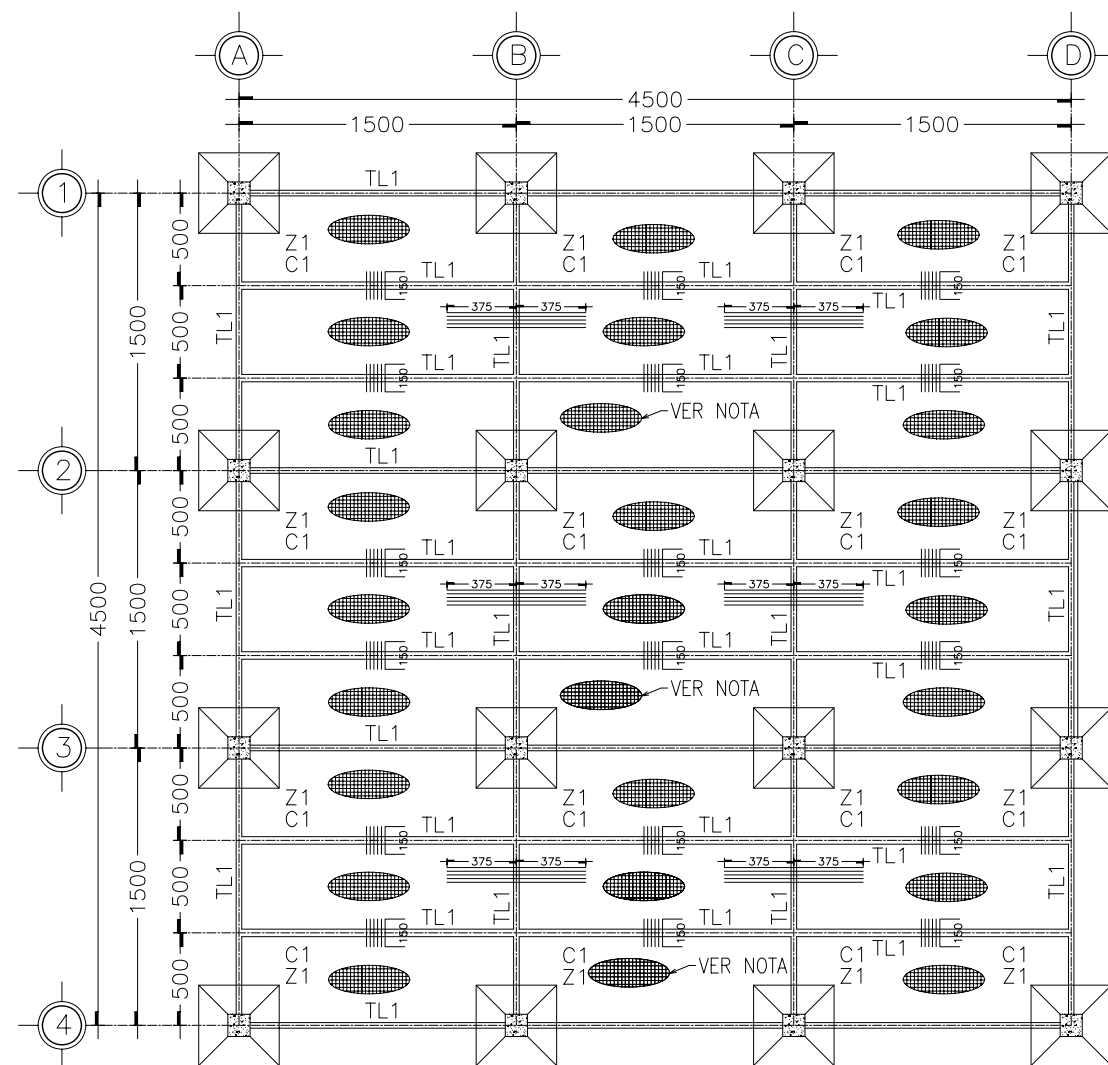


### TRABE DE LIGA TL1

ESC. S/E COTAS EN cm

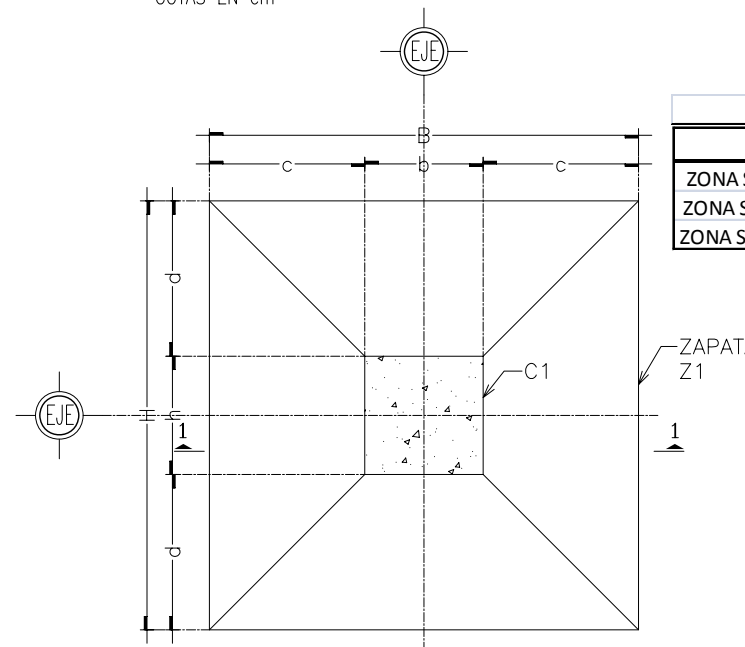


ESC. 1:20 COTAS EN cm



### PLANTA TIPO

ESC. 1:400 COTAS EN cm

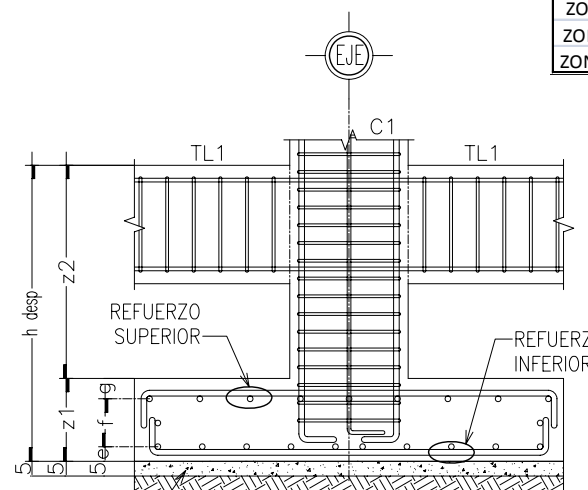


### ZAPATA Z1

ESC. S/E COTAS EN cm

	B(cm)	H(cm)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	d(cm)	h <sub>desp</sub> (cm)	z <sub>1</sub> (cm)	z <sub>2</sub> (cm)	e(cm)	f(cm)	g(cm)
ZONA SISMICA I	590	590	100	100	245	245	180	140	40	5	130	5
ZONA SISMICA II	755	755	100	100	328	327.5	180	155	25	5	145	5
ZONA SISMICA III	1085	1085	100	100	493	492.5	190	175	15	5	165	5

	ACERO DE REFUERZO	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
ZONA SISMICA I	#8 @ 15cm	#6 @ 5cm
ZONA SISMICA II	#8 @ 10cm	#6 @ 5cm
ZONA SISMICA III	#8 @ 10cm	#6 @ 5cm

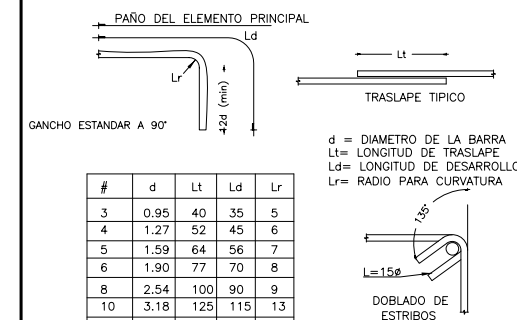


### CORTE 1-1

ESC. S/E COTAS EN cm

PLANTILLA DE CONCRETO  
f'c=100kg/cm2

### DETALLES DEL REFUERZO



#	d	Lt	Ld	Lr
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

### NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO f'c=100 Kg/cm2 EN PLANTILLAS.
- SE USARA CONCRETO f'c=250 Kg/cm2, CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES, ZAPATAS, CONTRABES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO 3/4". MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO: Ec=242,487 kg/cm2.
- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE fy=4200 Kg/cm2.
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 5 cm A EJES DE VARILLAS.

NOTA:  
LOSA SOLO PARA ZONA III. LOSA MACIZA DE CONCRETO REFORZADO, f'c=250kg/cm2, CON 22cm DE PERALTE TOTAL REFORZADA CON UNA PARRILLA DE V's#4@20cm EN AMBAS DIRECCIONES, CON UN RECUBRIMIENTO DE 2cm.



### ESTRUCTURA DE CONCRETO

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD, DE MEXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: PLANTA DE CIMENTACION TRABE DE LIGA TL1 Y ZAPATA Z1 ENTRE EJES DE 15m

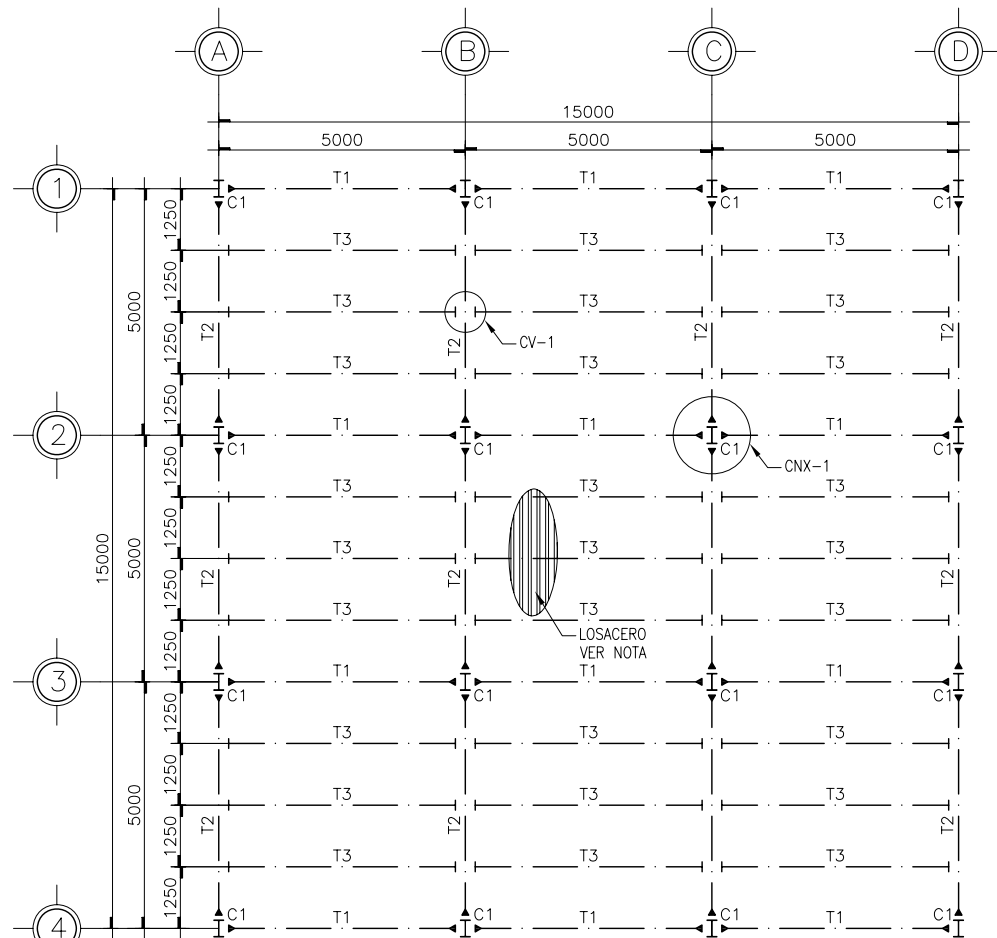
FECHA: ABRIL/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: cm CLAVE: EC-CIM-C15-01

---

# ESTRUCTURA METÁLICA

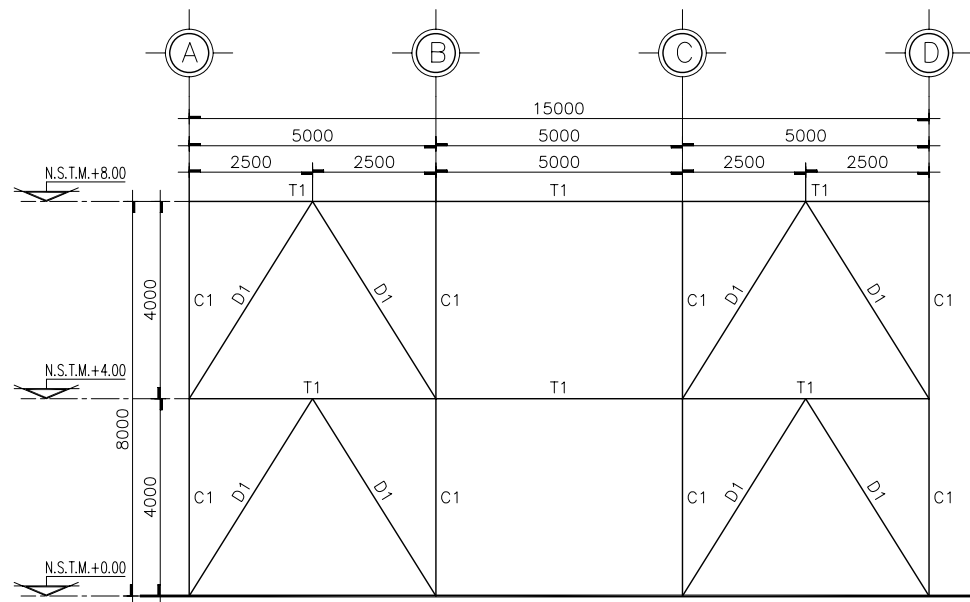
## DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 5m

---



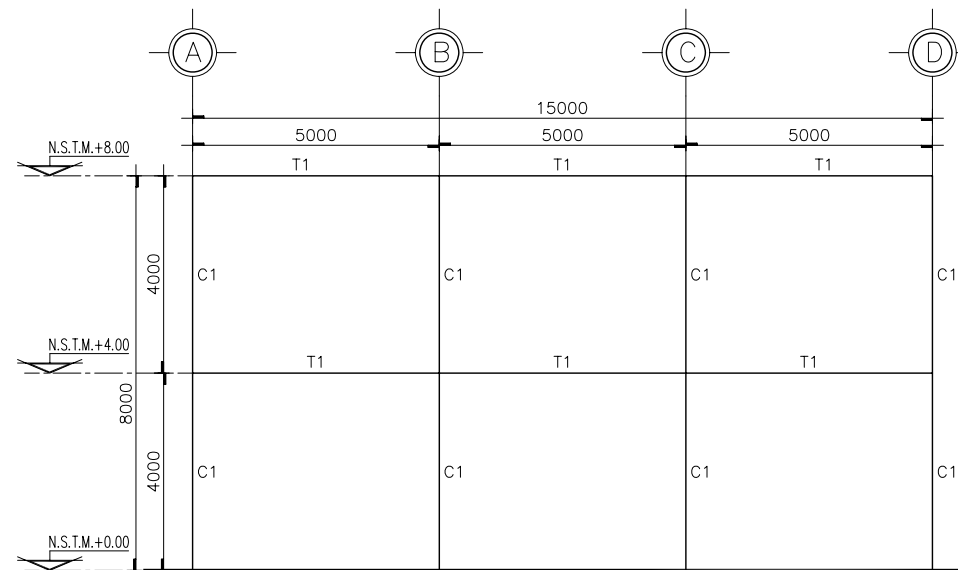
**PLANTA TIPO**

ESC.1:150 COTAS EN mm



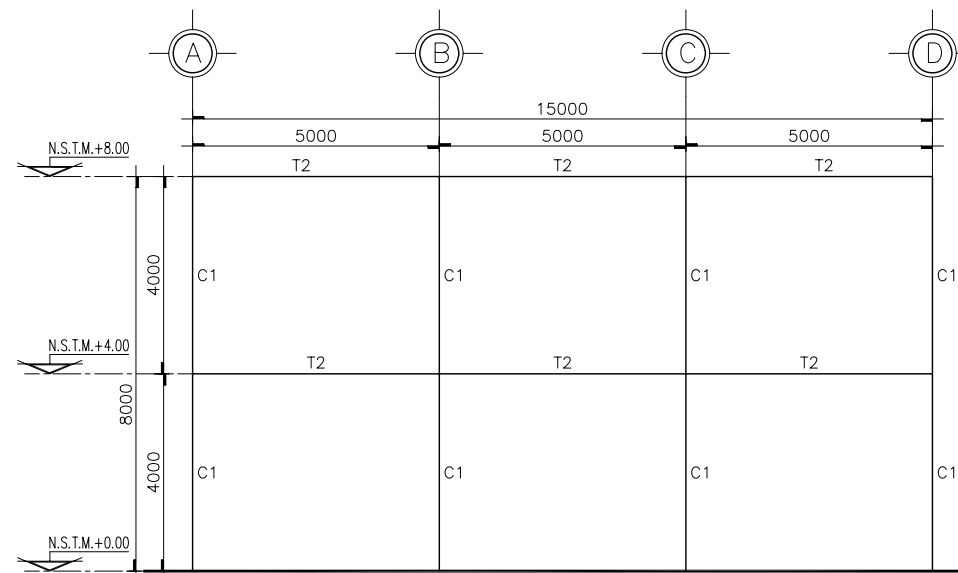
**MARCO EJES 1 Y 4**

ESC.1:150 COTAS EN mm



**MARCO EJES 2 Y 3**

ESC.1:150 COTAS EN mm



**MARCO EJES A,B,C Y D**

ESC.1:150 COTAS EN mm

**NOTA:**  
LA SECCION DE LA LOSACERO SERA DECK 25 CAL. 22 CON PERNOS A @20cm, COLOCADOS SOBRE LAS TRABES SECUNDARIAS Y TRABES PRINCIPALES EN DIRECCION DE LOS EJES LETRA NUMERO.

**SISTEMA LOSACERO**

- EL SISTEMA DE PISO SERA LOSACERO DECK 25 CAL. 22 CON MALLA ELECTROSOLDADA 6 x 6-6/6 (MALLA DE ALAMBRO CORRUGADO) FIRME DE CONCRETO f'c=250Kg/cm<sup>2</sup> CON 6 cm DE ESPESOR SOBRE LA CRESTA DE LA LAMINA.
- EL RECUBRIMIENTO MINIMO SOBRE LA MALLA SERA DE 2cm. SE DEBERA REALIZAR UN SISTEMA EFICIENTE PARA CALZAR LA MALLA. LA SEPARACION MAXIMA DE ESTOS CALZADORES SERA EN UNA DIRECCION @2 VALLES Y EN LA OTRA @60cm, EN EL CRUCE CON LAS TRABES PRINCIPALES PERPENDICULARES A LOS CANALES SE DEBERAN PONER BASTONES # No.4 L=1m EN CADA VALLE POR DEBAJO DE LA MALLA FIRMEMENTE AMARRADOS A ELLA. CADA BASTON SERA COLOCADO CON 3 CALZADORES UNO AL CENTRO Y UNO EN CADA EXTREMO.
- LOS PERNOS CONECTORES DE CORTANTE SERAN PERNOS TIPO NELSON S3L #=3/4" x 4-3/16" Y DEBERAN COLOCARSE UNO EN CADA VALLE.
- NO SE DEBERA PERFORAR LA LOSACERO EN LOS VALLES, EN CASO DE SER NECESARIO EJECUTAR UNA PERFORACION DEBERA DE SER AUTORIZADA POR EL ING. ESTRUCTURISTA.

**NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**

- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON fy=3515 kg/m<sup>2</sup> EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON fy=2531 Kg/cm<sup>2</sup>.
- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.D.F. ASI COMO TAMBIEN CUMPLIRA CON EL CODIGO AWS.
- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO f'c=250 kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

TIPO	MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
COLUMNA	C1	IR 356mm x 50.6 kg/m	IR 356mm x 50.6 kg/m	IR 356mm x 50.6 kg/m
TRAB. PRINC. X	T1	IR 305mm x 28.2 kg/m	IR 305mm x 28.2 kg/m	IR 305mm x 28.2 kg/m
TRAB. PRINC. Y	T2	IR 305mm x 28.2 kg/m	IR 305mm x 28.2 kg/m	IR 305mm x 32.9 kg/m
TRAB. SEC.	T3	IR 254mm x 17.9 kg/m	IR 254mm x 17.9 kg/m	IR 254mm x 17.9 kg/m
DIAGONALES	D1	OR 102mm x 6.3mm	OR 102mm x 6.3mm	OR 127mm x 7.9mm

**TABLA DE PERFILES**

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE INGENIERIA CIVIL  
TOPOGRAFICA Y GEODESICA

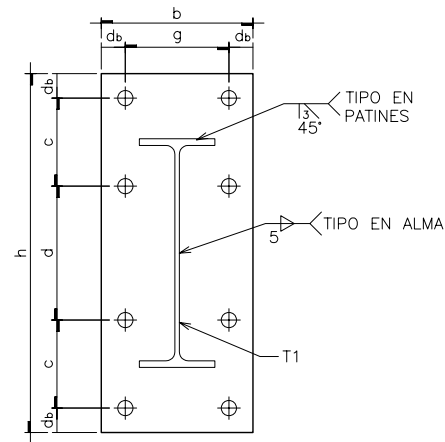
**ESTRUCTURA METALICA**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: ESTRUCTURA METALICA ENTRE EJES DE 5m PLANTA TIPO Y MARCOS ESTRUCTURALES

FECHA: MARZO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EM-C5-01

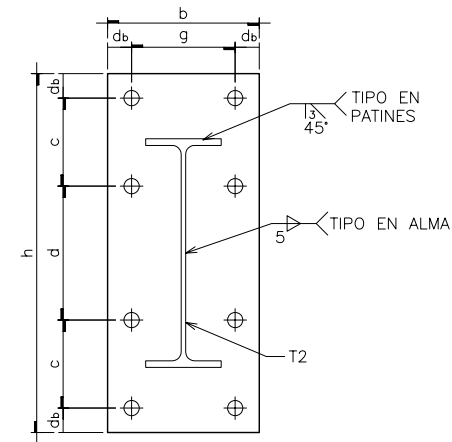


PLACA EP1

ESC. S/E COTAS EN mm

PLACA DE CONEXIÓN EP1								
	b(mm)	h(mm)	PLe(mm)	φ torn(mm)	db(mm)	c(mm)	d(mm)	g(mm)
ZONA SISMICA I	485	205	19	19	32	120	181	141
ZONA SISMICA II	485	205	19	19	32	120	181	141
ZONA SISMICA III	485	205	19	19	32	120	181	141

TABLA DE LA PLACA EP1

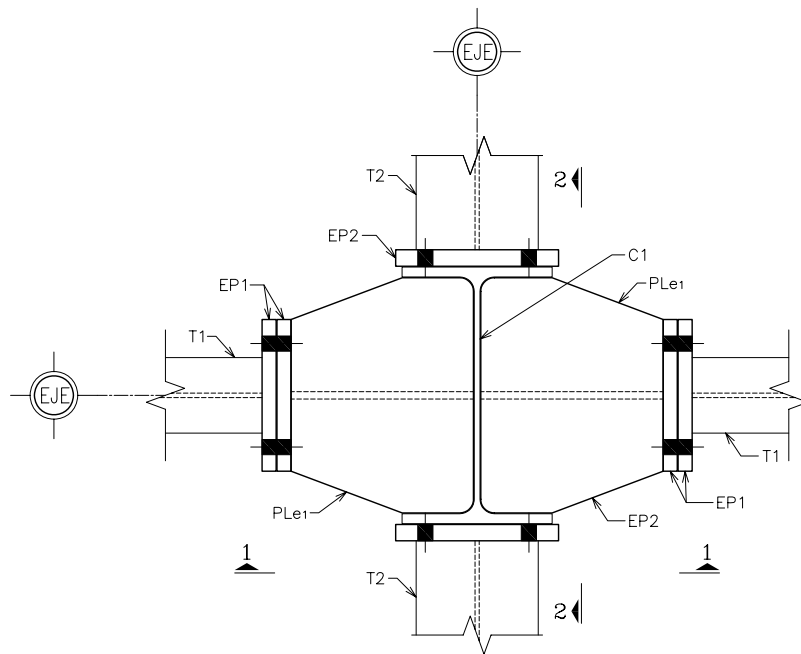


PLACA EP1

ESC. S/E COTAS EN mm

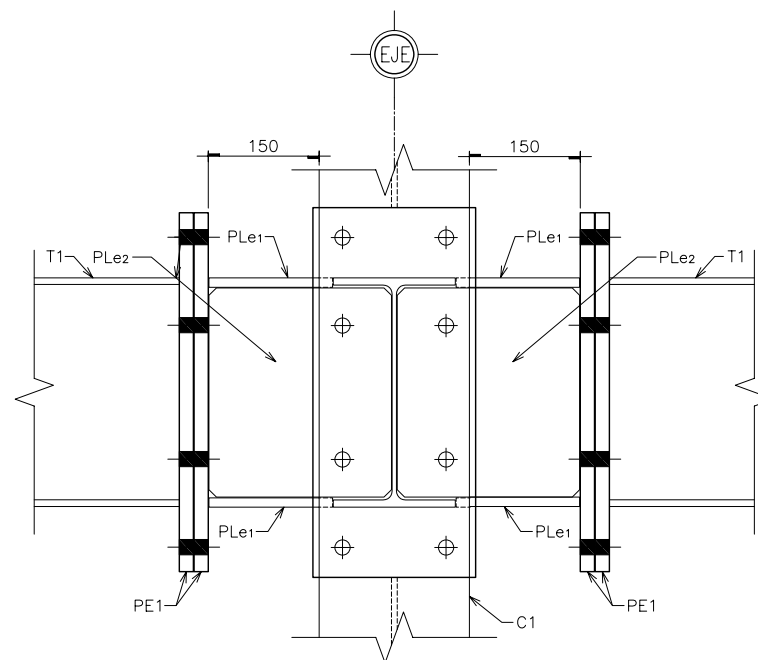
PLACA DE CONEXIÓN EP2								
	b(mm)	h(mm)	PLe(mm)	φ torn(mm)	db(mm)	c(mm)	d(mm)	g(mm)
ZONA SISMICA I	485	205	19	19	32	120	181	141
ZONA SISMICA II	485	205	19	19	32	120	181	141
ZONA SISMICA III	500	220	19	22	38	120	184	144

TABLA DE LA PLACA EP2



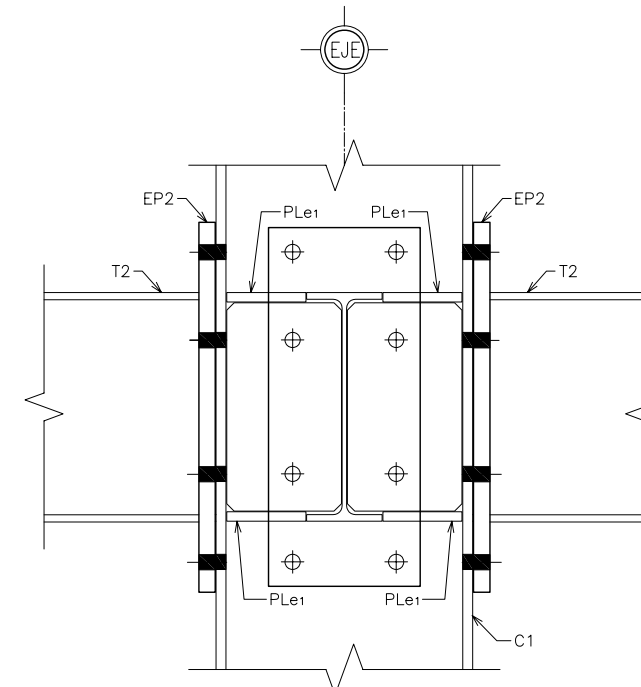
CNX-1

ESC.1:20 COTAS EN mm



VISTA 1-1

ESC.1:20 COTAS EN mm

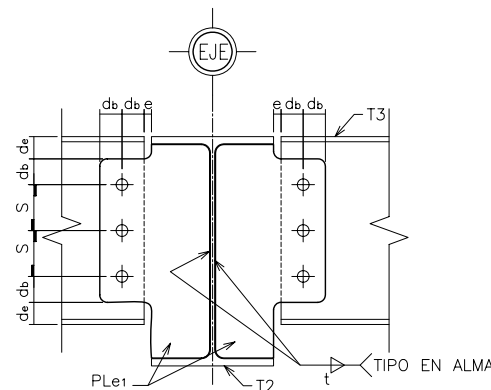


VISTA 2-2

ESC.1:20 COTAS EN mm

PLACAS PLe1 Y PLe2		
	PLe1(mm)	PLe2(mm)
ZONA SISMICA I	13	10
ZONA SISMICA II	13	10
ZONA SISMICA III	22	10

TABLA DE LAS PLACA PLe1 Y PLe2



CV-1

ESC. S/E COTAS EN mm

CONEXIÓN CV1						
	φ torn(mm)	db(mm)	de(mm)	S(mm)	e(mm)	t(mm)
ZONA SISMICA I	19	35	30	60	10	5
ZONA SISMICA II	19	32	30	60	10	5
ZONA SISMICA III	19	35	30	60	10	5

TABLA DE LA CONEXION CV1

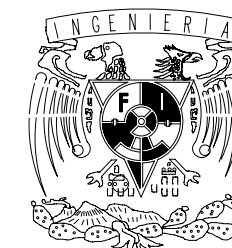
NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON  $f_y=3515 \text{ kg/m}^2$  EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON  $f_y=2531 \text{ kg/cm}^2$ .
- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.D.F. ASI COMO TAMBIEN CUMPLIR CON EL CODIGO AWS.
- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERIA



DIVISION DE INGENIERIA CIVIL TOPOGRAFICA Y GEODESICA

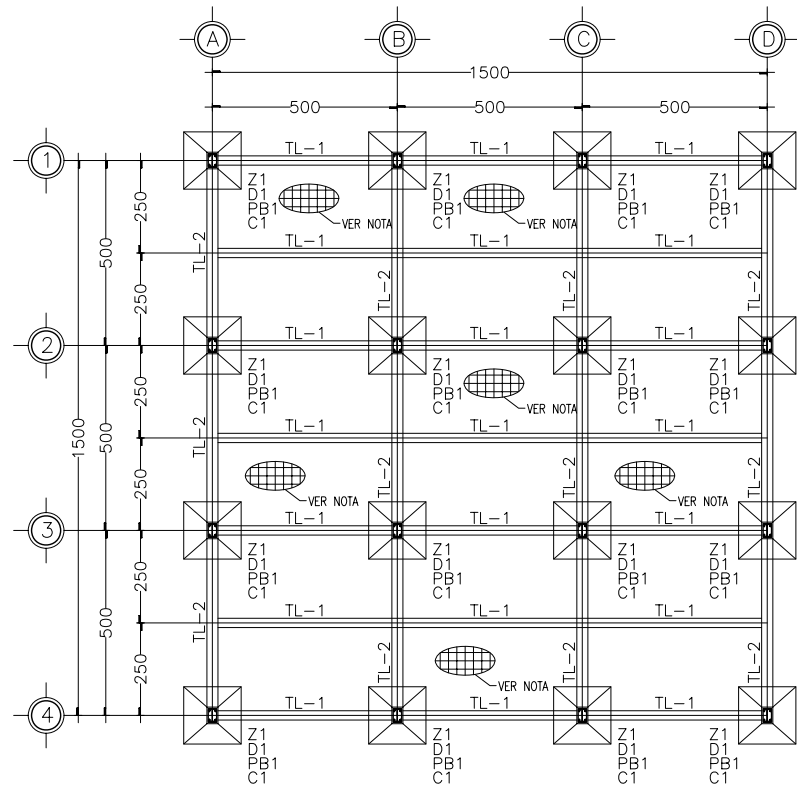
ESTRUCTURA METALICA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

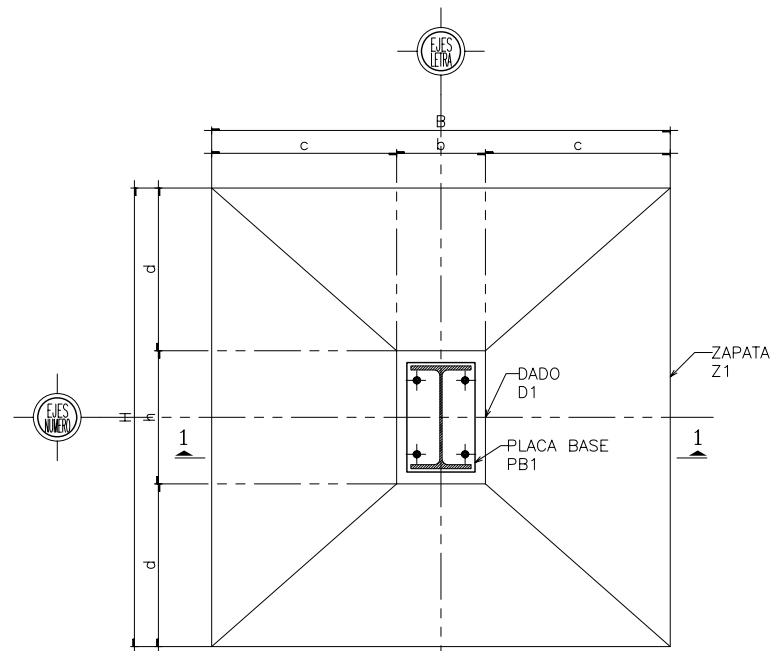
CASO: ESTRUCTURA METALICA ENTRE EJES DE 5m CONEXIONES A MOMENTO Y A CORTANTE

FECHA: MARZO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EM-C5-02

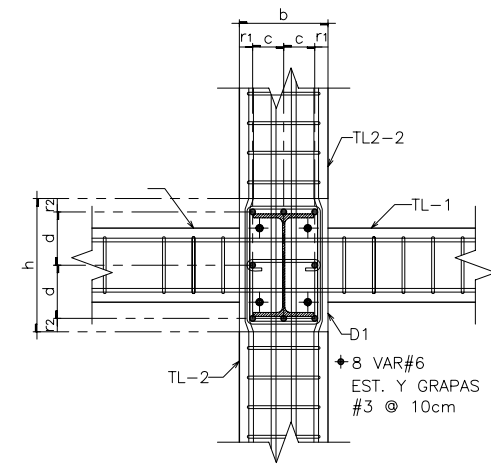


PLANTA DE CIMENTACION  
ESC. 1:200 COTAS EN cm

NOTA:  
LOSA SOLO PARA ZONA III. LOSA MACIZA DE CONCRETO REFORZADO,  $f'c=250\text{kg/cm}^2$ , CON 15cm DE PERALTE TOTAL REFORZADA CON UNA PARRILLA DE  $V\#3@20\text{cm}$  EN AMBAS DIRECCIONES, CON UN RECUBRIMIENTO DE 2cm.



ZAPATA Z1  
ESC. S/E COTAS EN cm



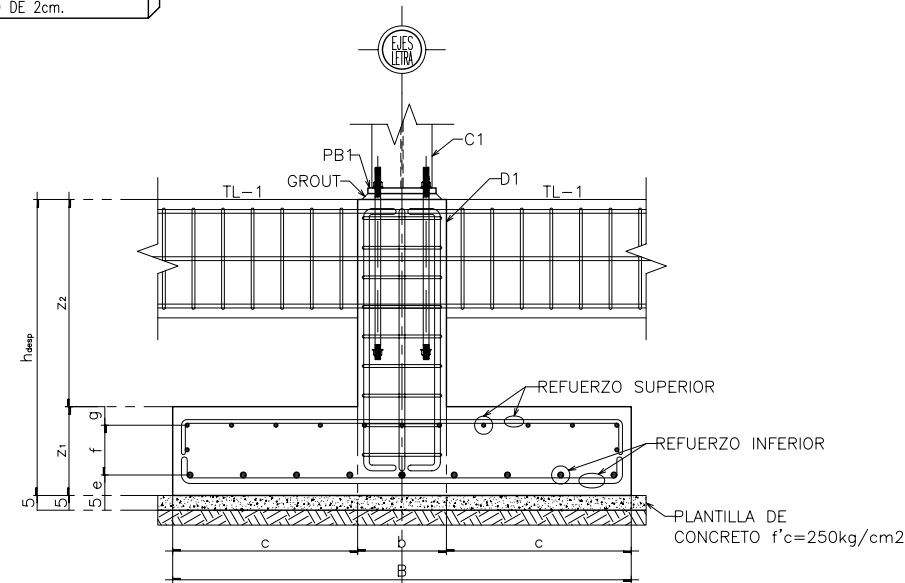
DADO D1  
ESC. S/E COTAS EN cm

DADO D1						
	b(cm)	h(cm)	$r_1$ (cm)	c(cm)	$r_2$ (cm)	d(cm)
ZONA SISMICA I	30	40	5	10	5	15
ZONA SISMICA II	30	40	5	10	5	15
ZONA SISMICA III	30	40	5	10	5	15

TABLA DEL DADO D1

ZAPATAS												
	B(cm)	H(cm)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	d(cm)	$h_{\text{desp}}$ (cm)	$z_1$ (cm)	$z_2$ (cm)	e(cm)	f(cm)	g(cm)
ZONA SISMICA I	140	140	30	40	55	50	100	25	75	5	15	5
ZONA SISMICA II	165	165	30	40	67.5	62.5	100	30	70	5	20	5
ZONA SISMICA III	225	225	30	40	97.5	92.5	100	30	70	5	20	5

TABLA DE ZAPATAS



CORTE 1-1  
ESC. S/E COTAS EN cm

**DETALLES DEL REFUERZO**

$d$  = DIAMETRO DE LA BARRA  
 $L_t$  = LONGITUD DE TRASLAPE  
 $L_d$  = LONGITUD DE DESARROLLO  
 $L_r$  = RADIO PARA CURVATURA

#	d	$L_t$	$L_d$	$L_r$
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

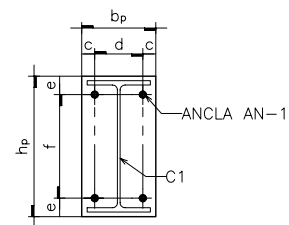
$L=15\phi$

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=100\text{ Kg/cm}^2$  EN PLANTILLAS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=250\text{ Kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRABRACES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO 3/4". MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO:  $E_c=242,487\text{ kg/cm}^2$ .
- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200\text{ Kg/cm}^2$ .
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE  $135^\circ$  SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 7 cm A EJES DE VARILLAS.

**NOTAS GENERALES:**

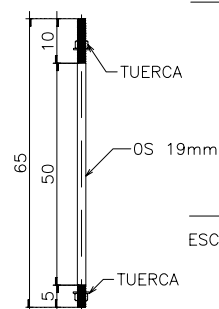
- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=250\text{ kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.



PLACA PB1  
ESC. S/E COTAS EN mm

PLACAS BASE PB1							
	PLe(mm)	$b_p$ (mm)	$h_p$ (mm)	c(mm)	d(mm)	e(mm)	f(mm)
ZONA SISMICA I	19	200	380	35	130	50	280
ZONA SISMICA II	22	200	380	35	130	50	280
ZONA SISMICA III	22	200	380	35	130	50	280

TABLA DE PLACAS BASE



ANCLA AN-1  
ESC. S/E COTAS EN mm

ACERO DE REFUERZO		
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
ZONA SISMICA I	#5 @ 10cm	#4 @ 15cm
ZONA SISMICA II	#5 @ 15cm	#4 @ 15cm
ZONA SISMICA III	#5 @ 15cm	#4 @ 20cm

REFUERZO DE LA ZAPATA

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE INGENIERIA CIVIL TOPOGRAFICA Y GEODESICA

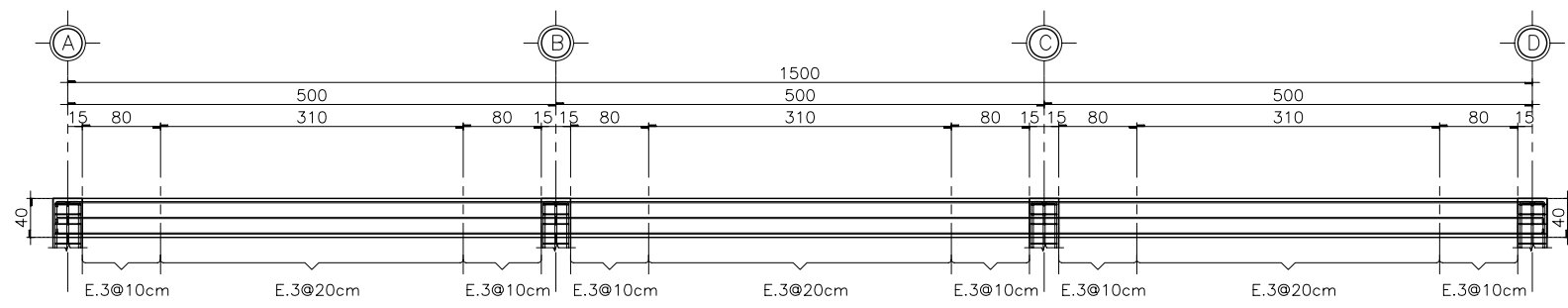
ESTRUCTURA METALICA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD, DE MEXICO

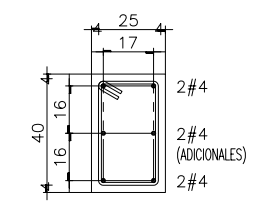
TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: PLANTA DE CIMENTACION ENTRE EJES DE 5m PLANTA DE CIMENTACION Y DETALLES

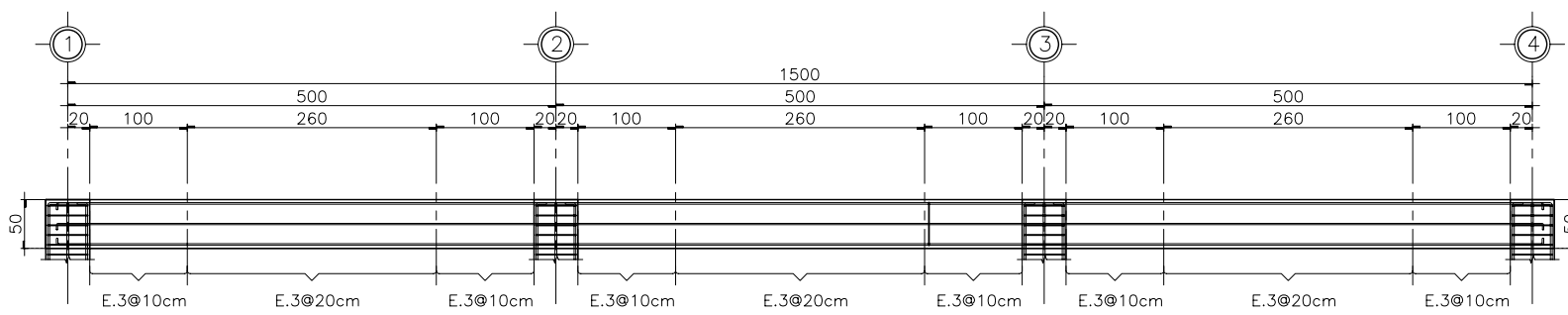
FECHA: FEBRERO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EM-CIM-C5-01



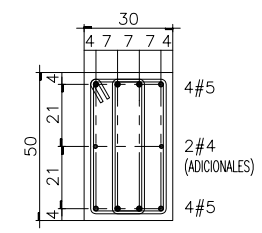
**TRABE DE LIGA EJES 1, 2, 3 Y 4**  
 ESC.1:75 COTAS EN cm



**TRABE TL-1**  
 ESC.1:25 COTAS EN cm

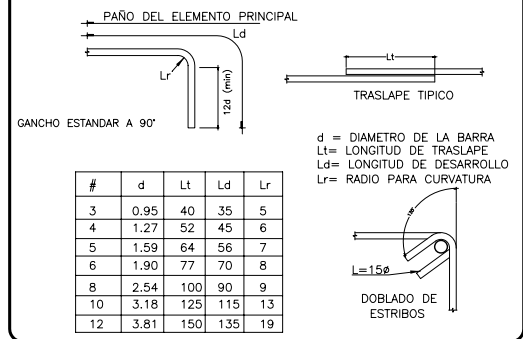


**TRABE DE LIGA EJES 1, 2, 3 Y 4**  
 ESC.1:75 COTAS EN cm



**TRABE TL-2**  
 ESC.1:25 COTAS EN cm

**DETALLES DEL REFUERZO**



**NOTAS GENERALES:**

- 1.- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- 2.- NIVELES EN METROS.
- 3.- SE USARA CONCRETO  $f'c=100$  Kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
- 4.- SE USARA CONCRETO  $f'c=250$  Kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRABRACES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO 3/4". MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO:  $E_c=242,487$  kg/cm<sup>2</sup>.
- 5.- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup>.
- 6.- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- 7.- LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
- 8.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- 9.- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 7 cm A EJES DE VARILLAS.

**NOTAS GENERALES:**

- 1.- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- 2.- NIVELES EN METROS.
- 3.- SE USARA CONCRETO  $f'c=250$  kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- 4.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL  
 TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

**ESTRUTURA METALICA**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD, DE MÉXICO

TESISTA:  
 JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: TRABES DE LIGA ENTRE EJES DE 5m ZONAS I, II Y III (N.T.C. SISMO, R.C.D.F.)

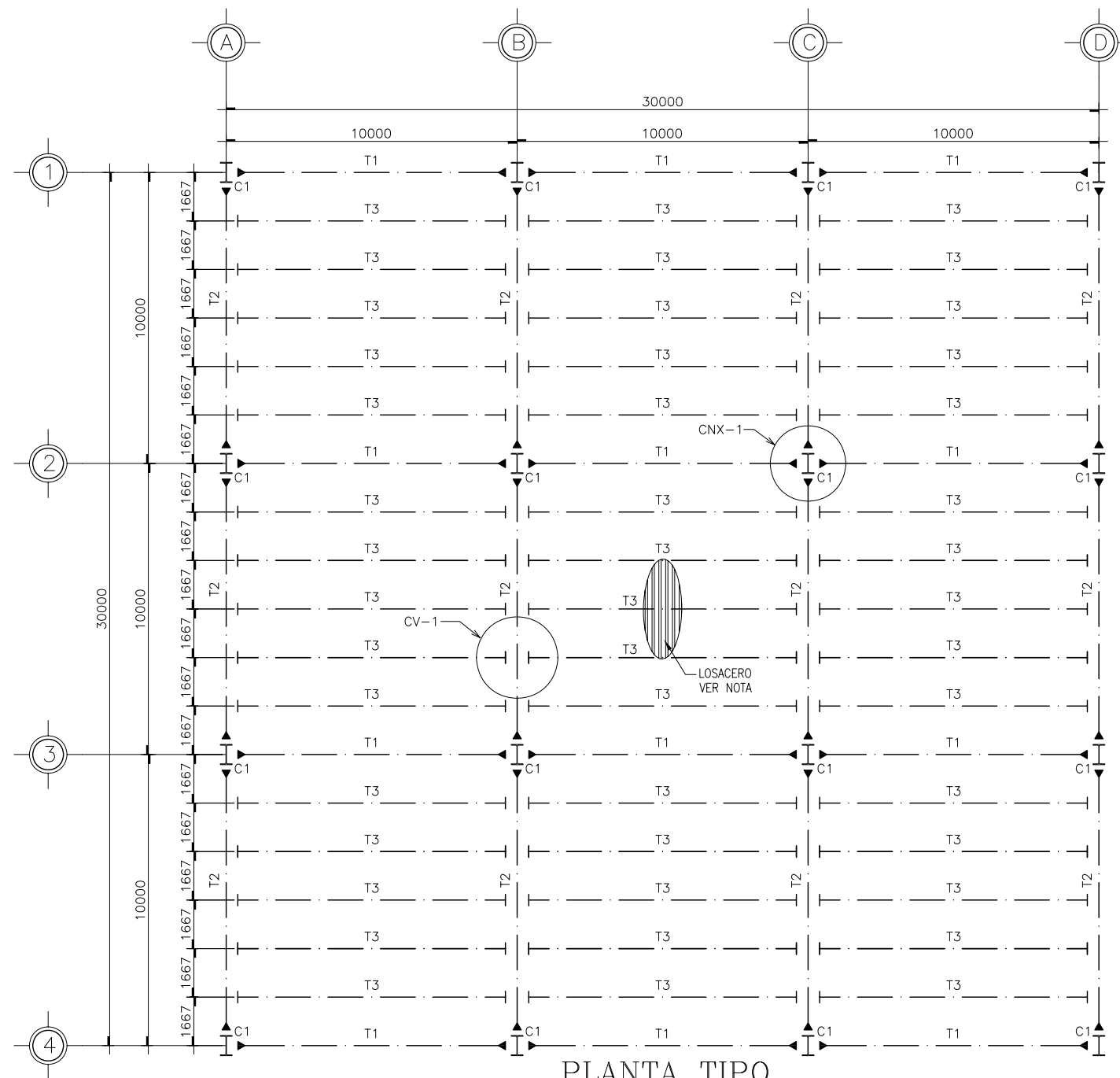
FECHA: FEBRERO/08    REV: 0    ESCALA: IND.    COTAS: mm    CLAVE: EM-CIM-C5-02

---

# ESTRUCTURA METÁLICA

## DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 10m

---



PLANTA TIPO  
ESC.1:200 COTAS EN mm

TIPO	MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
COLUMNA	C1	IR 356mm x 90.7 kg/m	IR 356mm x 122.1 kg/m	IR 356mm x 134.2 kg/m
TRAB. PRINC. X	T1	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m
TRAB. PRINC. Y	T2	IR 610mm x 101.6 kg/m	IR 610mm x 113.4 kg/m	IR 610mm x 125.1 kg/m
TRAB. SEC.	T3	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m
DIAGONALES	D1	OR 127mm x 7.9mm	OR 152mm x 7.9mm	OR 152mm x 7.9mm

TABLA DE PERFILES

**NOTA:**  
LA SECCION DE LA LOSACERO SERA DECK 25 CAL. 22 CON PERNOS A @20cm, COLOCADOS SOBRE LAS TRABES SECUNDARIAS Y TRABES PRINCIPALES EN DIRECCION DE LOS EJES LETRA NUMERO.

**SISTEMA LOSACERO**

- EL SISTEMA DE PISO SERA LOSACERO DECK 25 CAL. 22 CON MALLA ELECTROSOLDADA 6 x 6-6/6 (MALLA DE ALAMBRO CORRUGADO) FIRME DE CONCRETO  $f'c=250\text{Kg/cm}^2$  CON 6 cm DE ESPESOR SOBRE LA CRESTA DE LA LAMINA.
- EL RECOBRIMIENTO MINIMO SOBRE LA MALLA SERA DE 2cm. SE DEBERA REALIZAR UN SISTEMA EFICIENTE PARA CALZAR LA MALLA. LA SEPARACION MAXIMA DE ESTOS CALZADORES SERA EN UNA DIRECCION @2 VALLES Y EN LA OTRA @60cm. EN EL CRUCE CON LAS TRABES PRINCIPALES PERPENDICULARES A LOS CANALES SE DEBERAN PONER BASTONES # No.4 L=1m EN CADA VALLE POR DEBAJO DE LA MALLA FIRMEMENTE AMARRADOS A ELLA. CADA BASTON SERA COLOCADO CON 3 CALZADORES UNO AL CENTRO Y UNO EN CADA EXTREMO.
- LOS PERNOS CONECTORES DE CORTANTE SERAN PERNOS TIPO NELSON S3L #=3/4" x 4-3/16" Y DEBERAN COLOCARSE UNO EN CADA VALLE.
- NO SE DEBERA PERFORAR LA LOSACERO EN LOS VALLES, EN CASO DE SER NECESARIO EJECUTAR UNA PERFORACION DEBERA DE SER AUTORIZADA POR EL ING. ESTRUCTURISTA.

**NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**

- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON  $f_y=3515\text{ kg/m}^2$  EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON  $f_y=2531\text{ Kg/cm}^2$ .
- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.O.F. ASI COMO TAMBIEN CUMPLIRA CON EL CODIGO AWS.
- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=250\text{ kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.



**ESTRUCTURA METALICA**

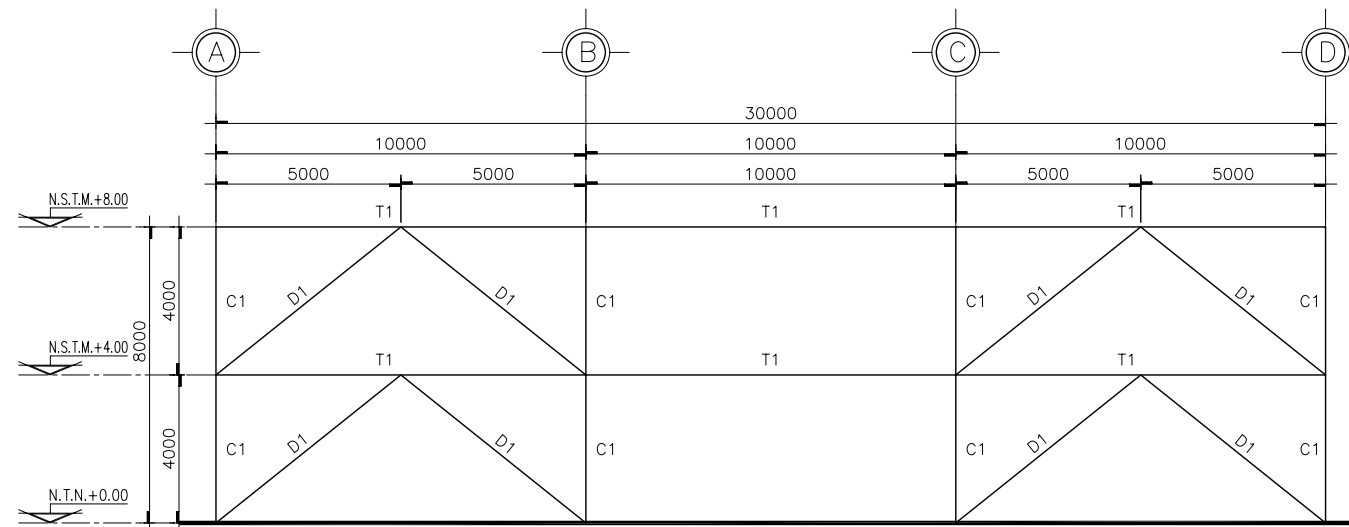
TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: ESTRUCTURA METALICA ENTRE EJES DE 10m PLANTA TIPO

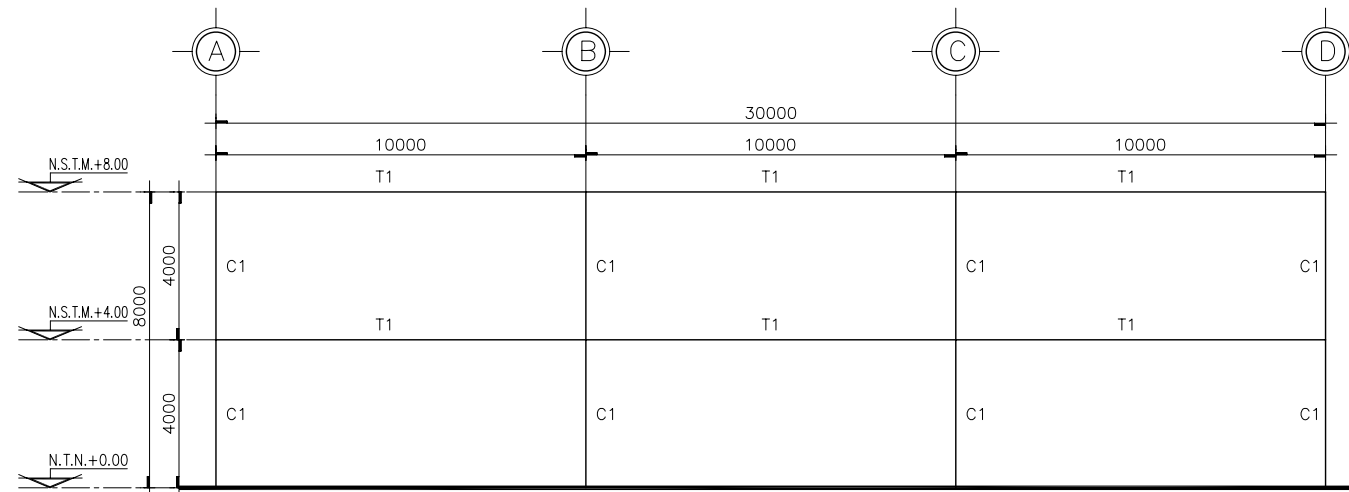
FECHA: MARZO/08    REV: 0    ESCALA: IND.    COTAS: mm    CLAVE: EM-C10-01





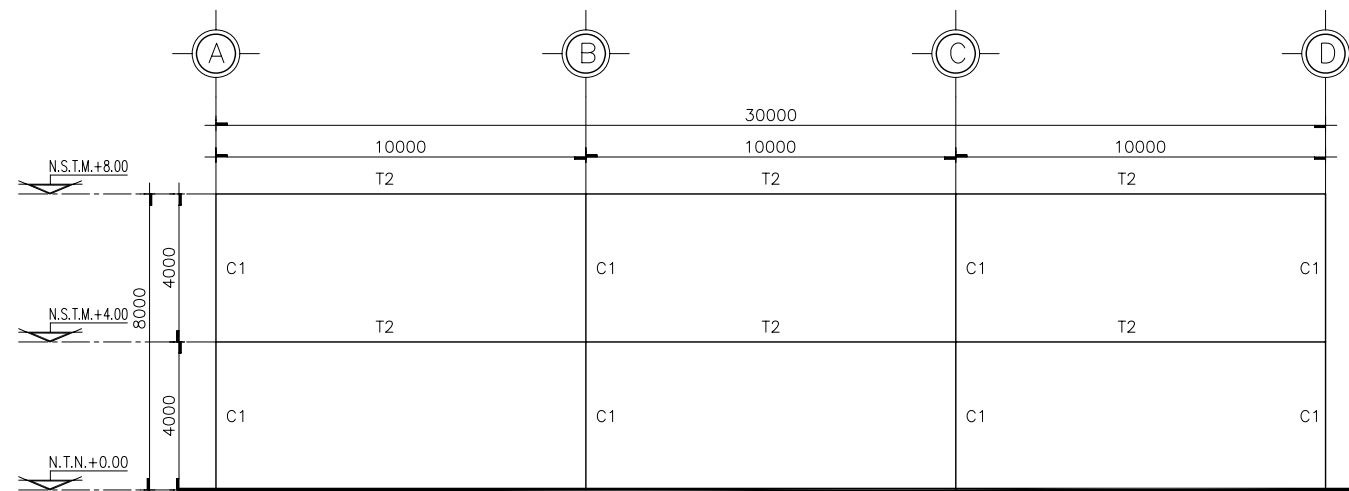
MARCO EJES 1 Y 4

ESC.1:200 COTAS EN mm



MARCO EJES 2 Y 3

ESC.1:200 COTAS EN mm



MARCO EJES A, B, C Y D

ESC.1:200 COTAS EN mm

TIPO	MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
COLUMNA	C1	IR 356mm x 90.7 kg/m	IR 356mm x 122.1 kg/m	IR 356mm x 134.2 kg/m
TRAB. PRINC. X	T1	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m
TRAB. PRINC. Y	T2	IR 610mm x 101.6 kg/m	IR 610mm x 113.4 kg/m	IR 610mm x 125.1 kg/m
TRAB. SEC.	T3	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m
DIAGONALES	D1	OR 127mm x 7.9mm	OR 152mm x 7.9mm	OR 152mm x 7.9mm

TABLA DE PERFILES

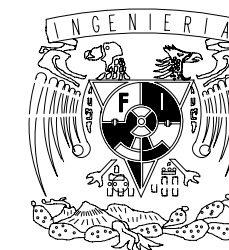
NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON  $f_y=3515 \text{ kg/m}^2$  EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON  $f_y=2531 \text{ kg/cm}^2$ .
- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.D.F. ASI COMO TAMBIEN CUMPLIRA CON EL CODIGO AWS.
- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERIA



DIVISION DE INGENIERIA CIVIL TOPOGRAFICA Y GEODESICA

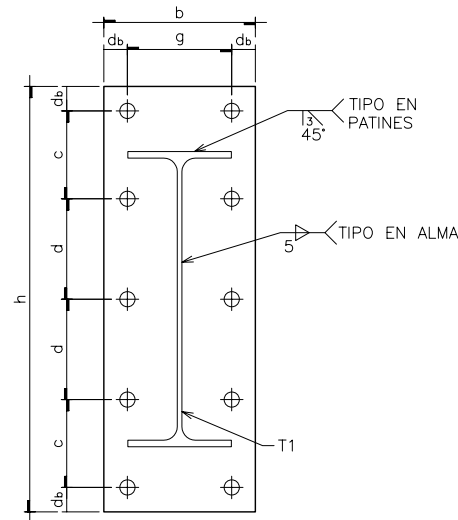
ESTRUCTURA METALICA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: ESTRUCTURA METALICA ENTRE EJES DE 10m MARCOS ESTRUCTURALES

FECHA: MARZO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EM-C10-02



PLACA EP1

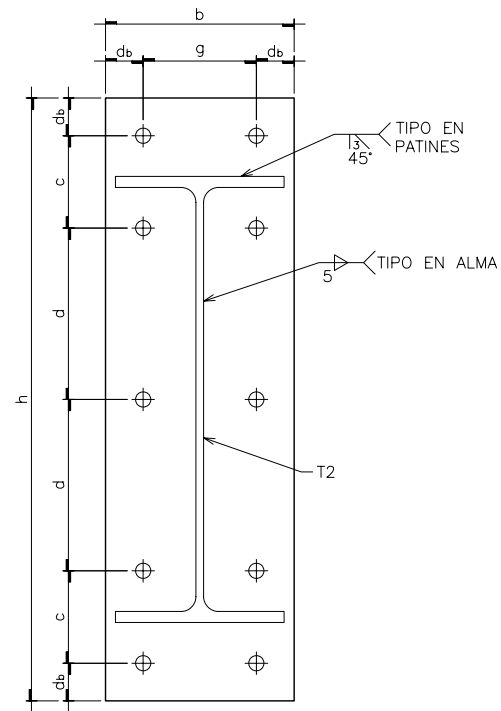
ESC. S/E COTAS EN mm

PLACA DE CONEXIÓN EP1								
	b(mm)	h(mm)	PLe(mm)	φ torn(mm)	db(mm)	c(mm)	d(mm)	g(mm)
ZONA SISMICA I	205	575	19	19	32	119	136	141
ZONA SISMICA II	205	575	19	19	32	119	136	141
ZONA SISMICA III	205	575	19	19	32	119	136	141

TABLA DE LA PLACA EP1

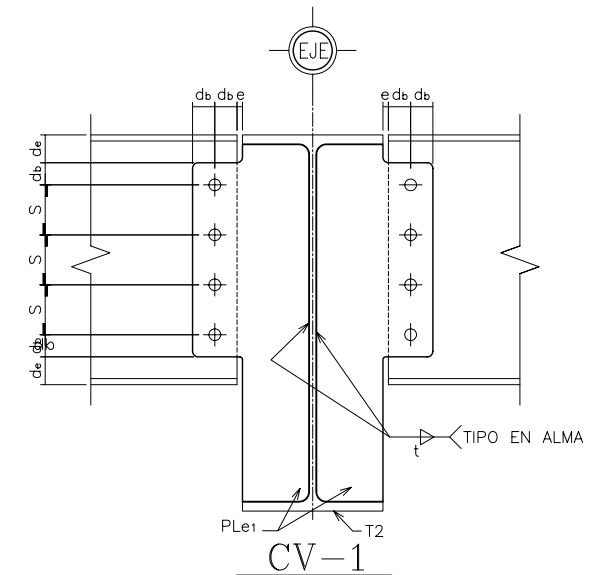
PLACA DE CONEXIÓN EP2								
	b(mm)	h(mm)	PLe(mm)	φ torn(mm)	db(mm)	c(mm)	d(mm)	g(mm)
ZONA SISMICA I	255	815	25	29	51	125	231	153
ZONA SISMICA II	265	845	32	35	62	130	230	141
ZONA SISMICA III	265	850	32	35	62	132	231	141

TABLA DE LA PLACA EP2



PLACA EP2

ESC. S/E COTAS EN mm

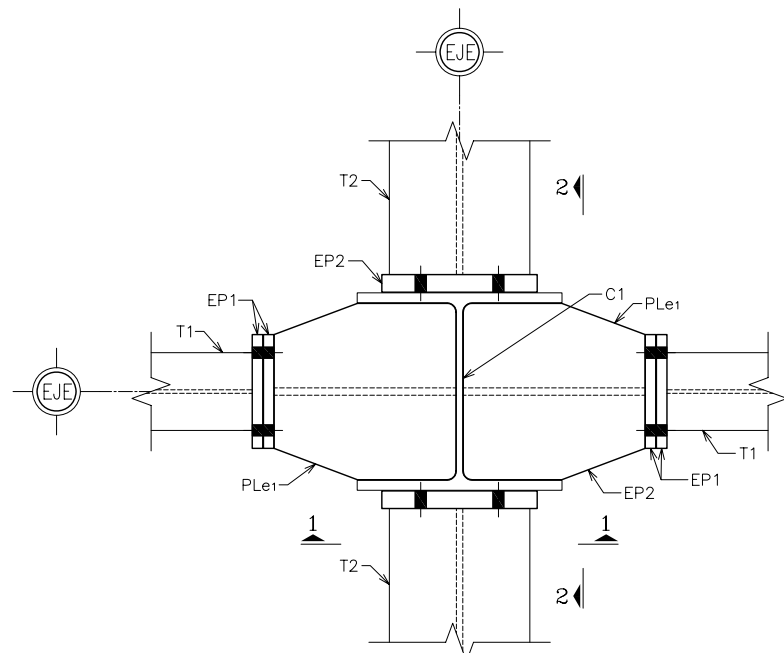


CONEXIÓN CV-1

ESC. S/E COTAS EN mm

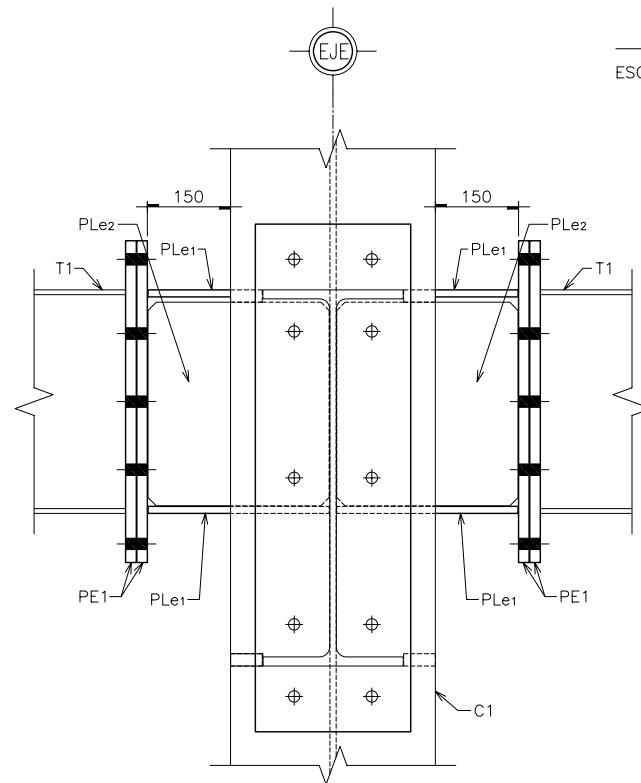
CONEXIÓN CV1							
	φ torn(mm)	PLe (mm)	db(mm)	de(mm)	S(mm)	e(mm)	t(mm)
ZONA SISMICA I	22	13	40	40	70	10	5
ZONA SISMICA II	22	13	40	40	70	10	5
ZONA SISMICA III	22	13	40	40	70	10	5

TABLA DE LA CONEXION CV1



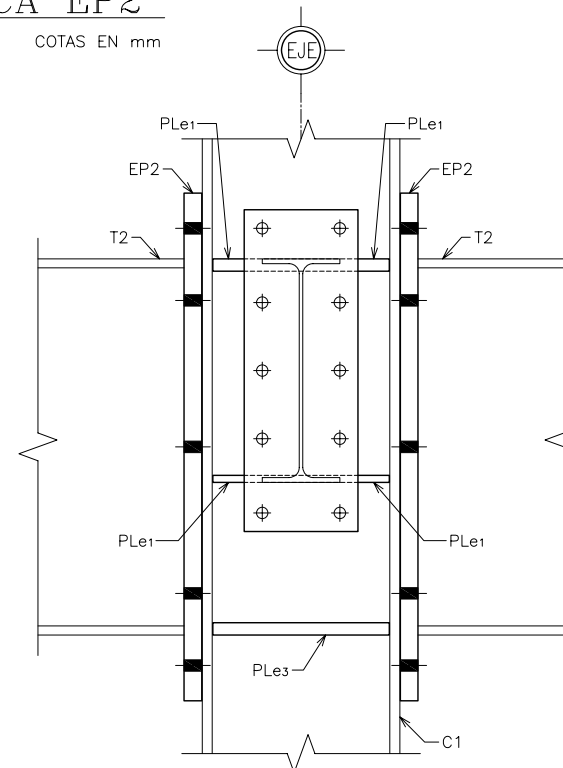
CNX-1

ESC. S/E COTAS EN mm



VISTA 1-1

ESC. S/E COTAS EN mm



VISTA 2-2

ESC. S/E COTAS EN mm

PLACAS PLe1, PLe2 Y PLe3			
	PLe1(mm)	PLe2(mm)	PLe3(mm)
ZONA SISMICA I	13	10	22
ZONA SISMICA II	13	10	22
ZONA SISMICA III	22	10	22

TABLA DE LAS PLACA PLe1, PLe2 Y PLe3

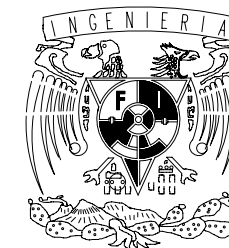
NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON fy=3515 kg/m2 EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON fy=2531 Kg/cm2.
- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.D.F. ASI COMO TAMBIEN CUMPLIRA CON EL CODIGO AWS.
- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO f'c=250 kg/cm2, CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERÍA



DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

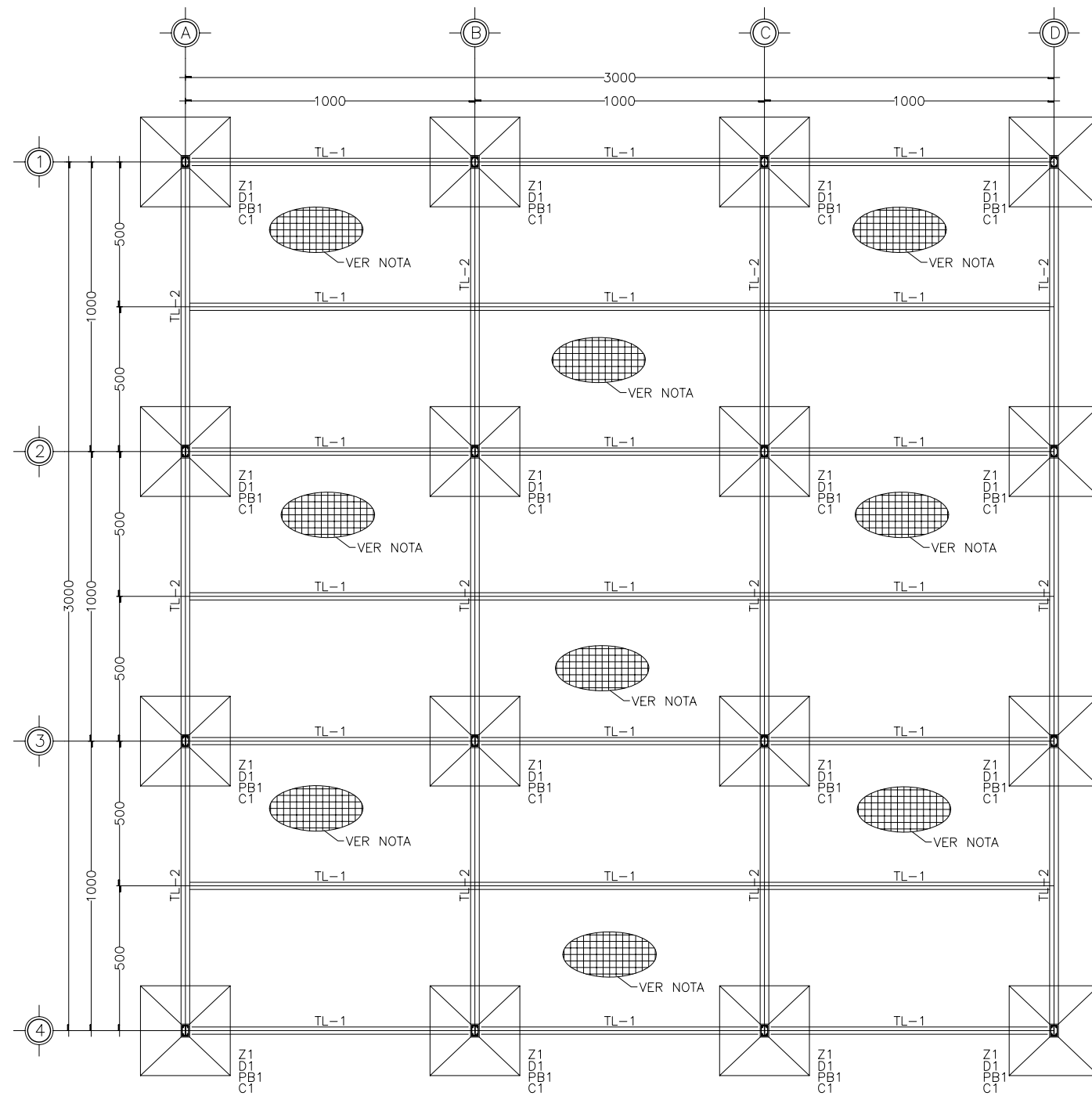
ESTRUCTURA METALICA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: ESTRUCTURA METALICA ENTRE EJES DE 10m CONEXIONES A MOMENTO Y A CORTANTE

FECHA: MARZO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EM-C10-03



PLANTA DE CIMENTACION

ESC.1:200

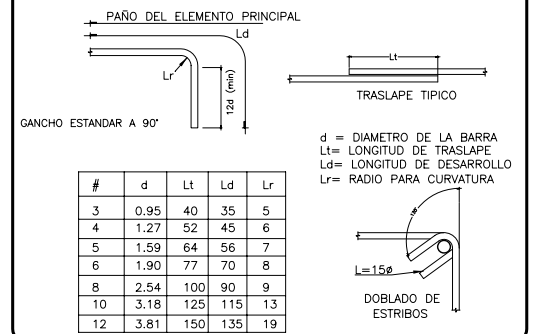
COTAS EN cm

NOTA:  
 LOSA SOLO PARA ZONA III. LOSA MACIZA DE CONCRETO REFORZADO,  $f'_c=250\text{kg/cm}^2$ , CON 15cm DE PERALTE TOTAL REFORZADA CON UNA PARRILLA DE  $V's\#3@20\text{cm}$  EN AMBAS DIRECCIONES, CON UN RECUBRIMIENTO DE 2cm.

ZAPATAS												
	B(cm)	H(cm)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	d(cm)	$h_{\text{desp}}(\text{cm})$	$z_1(\text{cm})$	$z_2(\text{cm})$	e(cm)	f(cm)	g(cm)
ZONA SISMICA I	265	265	35	45	115	110	120	65	55	5	55	5
ZONA SISMICA II	330	330	35	45	147.5	142.5	120	70	50	5	60	5
ZONA SISMICA III	455	455	45	45	205	205	120	75	45	5	65	5

TABLA DE ZAPATAS

DETALLES DEL REFUERZO



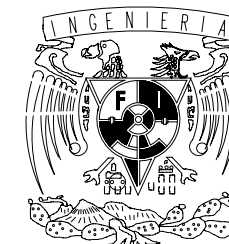
NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'_c=100\text{Kg/cm}^2$  EN PLANTILLAS.
- SE USARA CONCRETO  $f'_c=250\text{Kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRABRACES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO  $3/4"$ . MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO:  $E_c=242,487\text{kg/cm}^2$ .
- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200\text{Kg/cm}^2$ .
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE  $135^\circ$  SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 7 cm A EJES DE VARILLAS.

NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'_c=250\text{kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERIA



DIVISION DE INGENIERIA CIVIL TOPOGRAFICA Y GEODESICA

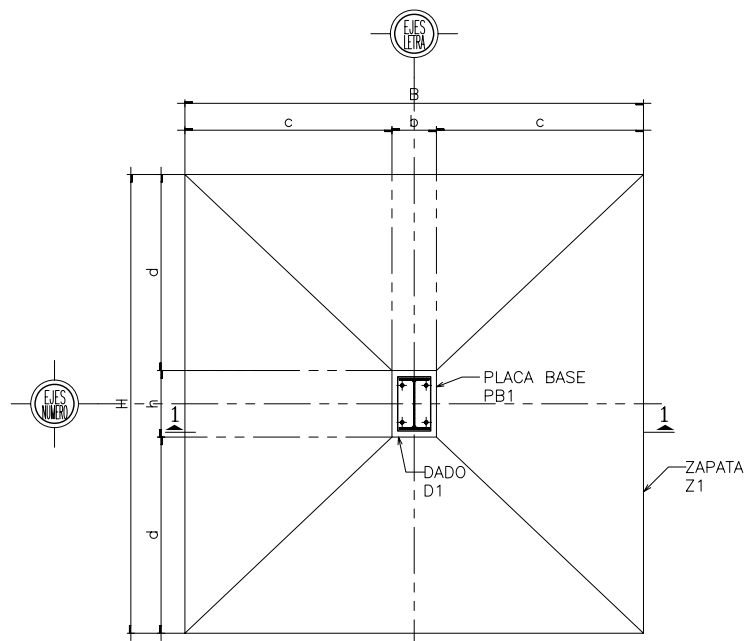
ESTRUCTURA METALICA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD, DE MEXICO

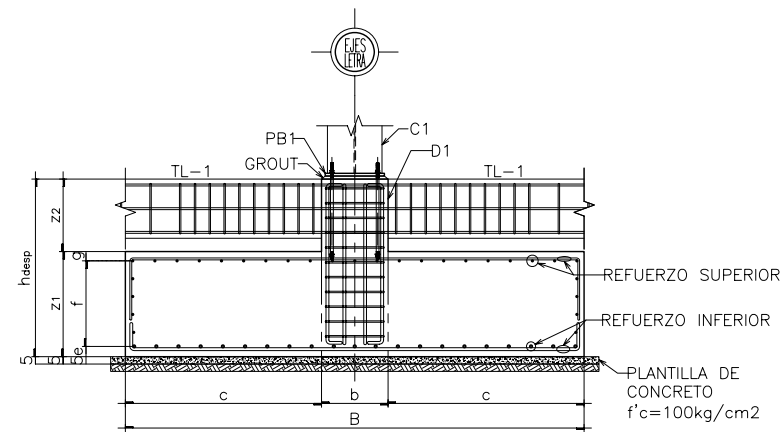
TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: PLANTA DE CIMENTACION ENTRE EJES DE 10m PLANTA DE CIMENTACION

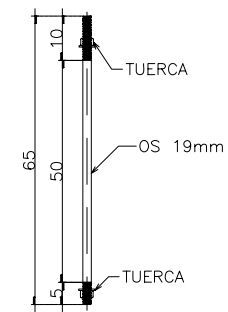
FECHA: MARZO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EM-CIM-C10-01



**ZAPATA Z1**  
ESC. S/E COTAS EN cm



**CORTE 1-1**  
ESC. S/E COTAS EN cm



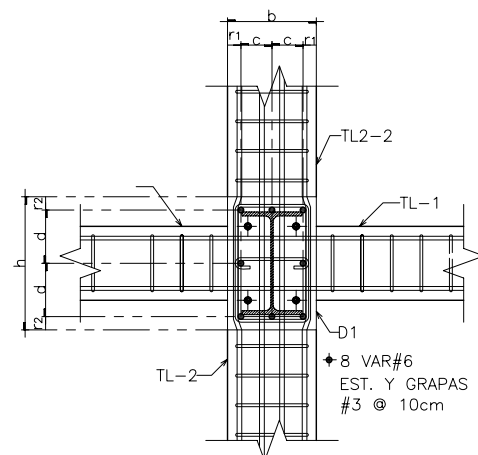
**ANCLA AN-1**  
ESC. S/E COTAS EN mm

ZAPATAS												
	B(cm)	H(cm)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	d(cm)	h <sub>desp</sub> (cm)	z <sub>1</sub> (cm)	z <sub>2</sub> (cm)	e(cm)	f(cm)	g(cm)
ZONA SISMICA I	265	265	35	45	115	110	120	65	55	5	55	5
ZONA SISMICA II	330	330	35	45	147.5	142.5	120	70	50	5	60	5
ZONA SISMICA III	455	455	45	45	205	205	120	75	45	5	65	5

**TABLA DE ZAPATAS**

ACERO DE REFUERZO						
	REFUERZO INFERIOR			REFUERZO SUPERIOR		
ZONA SISMICA I	#5	@	15cm	#5	@	15cm
ZONA SISMICA II	#6	@	15cm	#5	@	15cm
ZONA SISMICA III	#6	@	15cm	#5	@	15cm

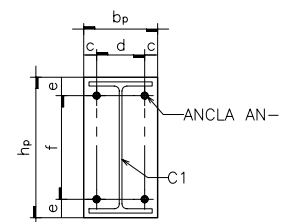
**REFUERZO DE LA ZAPATA**



**DADO D1**  
ESC. S/E COTAS EN cm

DADO D1						
	b(cm)	h(cm)	r <sub>1</sub> (cm)	c(cm)	r <sub>2</sub> (cm)	d(cm)
ZONA SISMICA I	35	45	5	12.5	5	17.5
ZONA SISMICA II	35	45	5	10	5	15
ZONA SISMICA III	45	45	5	10	5	15

**TABLA DE DADO D1**



**PLACA PB1**  
ESC. S/E COTAS EN mm

PLACAS BASE PB1							
	PLe(mm)	b <sub>p</sub> (mm)	h <sub>p</sub> (mm)	c(mm)	d(mm)	e(mm)	f(mm)
ZONA SISMICA I	19	400	300	35	330	50	200
ZONA SISMICA II	22	400	300	35	330	50	200
ZONA SISMICA III	22	400	400	35	330	50	300

**TABLA DE PLACAS BASE**

**DETALLES DEL REFUERZO**

d = DIAMETRO DE LA BARRA  
L<sub>t</sub> = LONGITUD DE TRASLAPE  
L<sub>d</sub> = LONGITUD DE DESARROLLO  
L<sub>r</sub> = RADIO PARA CURVATURA

#	d	L <sub>t</sub>	L <sub>d</sub>	L <sub>r</sub>
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO f'<sub>c</sub>=100 Kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
- SE USARA CONCRETO f'<sub>c</sub>=250 Kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRABRACES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO 3/4". MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO: E<sub>c</sub>=242,487 kg/cm<sup>2</sup>.
- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE f<sub>y</sub>=4200 Kg/cm<sup>2</sup>.
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 7 cm A EJES DE VARILLAS.

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO f'<sub>c</sub>=250 kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE INGENIERIA CIVIL TOPOGRAFICA Y GEODESICA

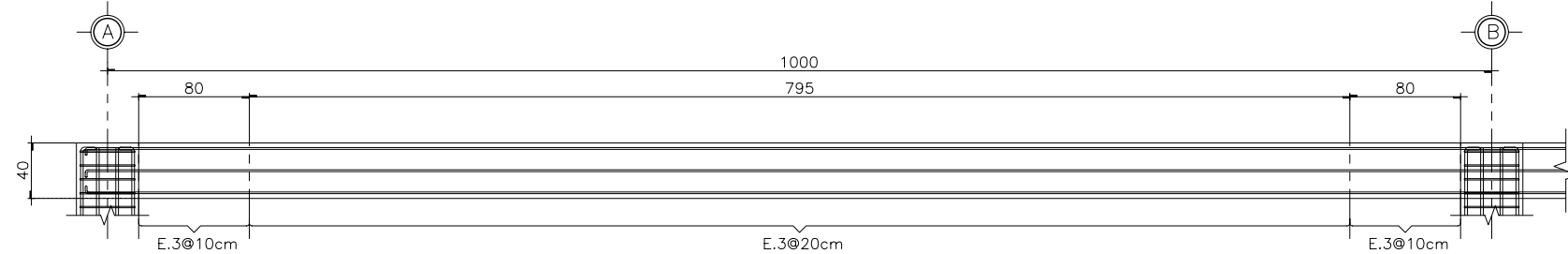
**ESTRUCTURA METALICA**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

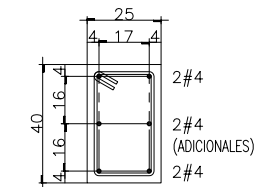
TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: PLANTA DE CIMENTACION ENTRE EJES DE 10m PLANTA DE CIMENTACION

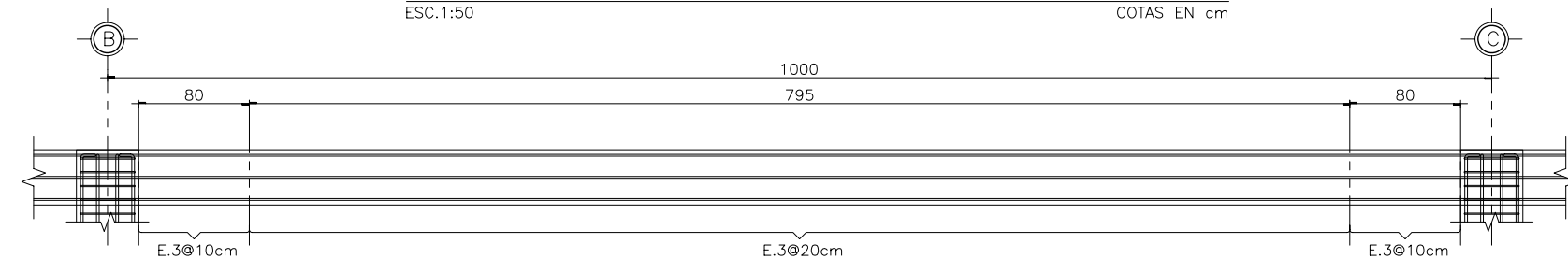
FECHA: MARZO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EM-CIM-C10-02



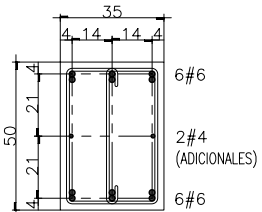
TRABE DE LIGA TL-1 ENTREJES A Y B  
ESC.1:50 COTAS EN cm



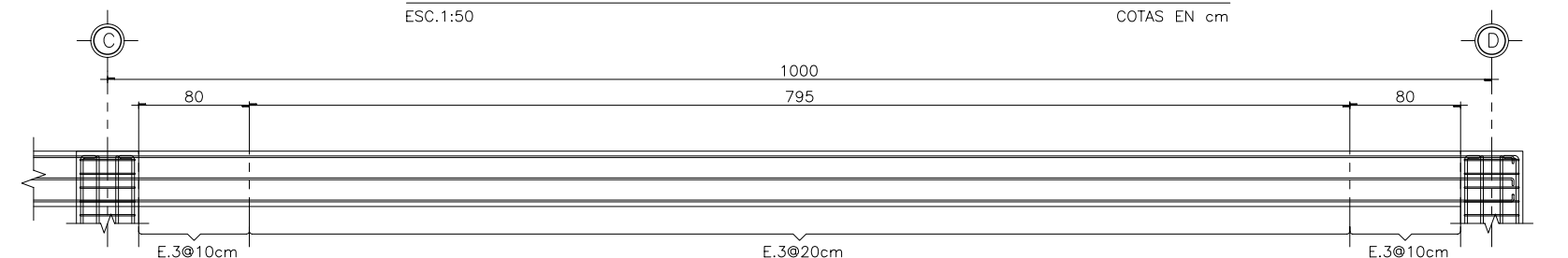
TRABE TL-1  
ESC.1:25 COTAS EN cm



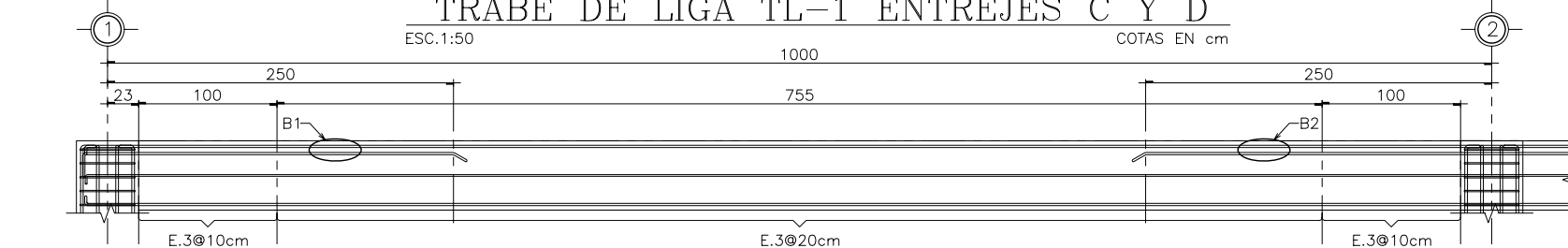
TRABE DE LIGA TL-1 ENTREJES B Y C  
ESC.1:50 COTAS EN cm



TRABE TL-2  
ESC.1:25 COTAS EN cm

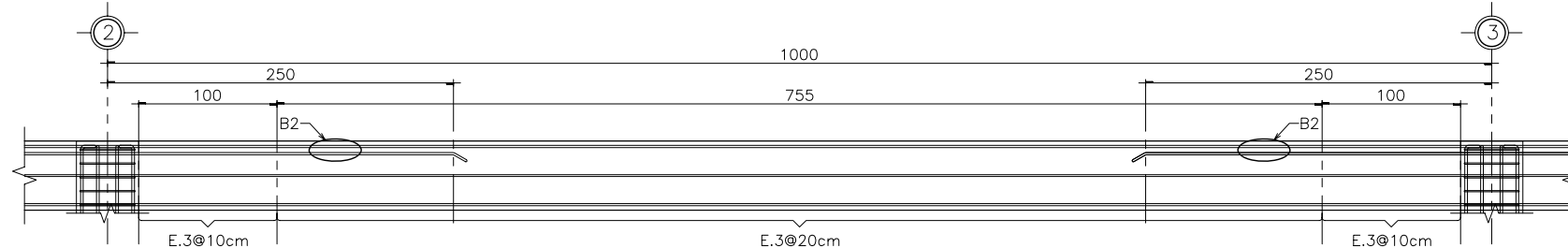


TRABE DE LIGA TL-1 ENTREJES C Y D  
ESC.1:50 COTAS EN cm

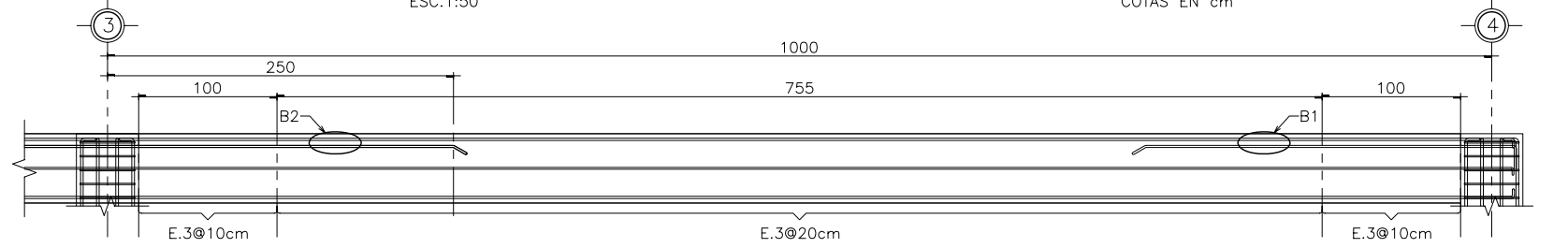


TRABE DE LIGA TL-2 ENTREJES 1 Y 2  
ESC.1:50 COTAS EN cm

BASTONES PARA TRABE TL-2			
MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
B1	-	-	1V#6
B2	-	1V#6	3V's#4



TRABE DE LIGA TL-2 ENTREJES 2 Y 3  
ESC.1:50 COTAS EN cm



TRABE DE LIGA TL-2 ENTREJES 3 Y 4  
ESC.1:50 COTAS EN cm

**DETALLES DEL REFUERZO**

#	d	Lt	Ld	Lr
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

d = DIAMETRO DE LA BARRA  
Lt = LONGITUD DE TRASLAPE  
Ld = LONGITUD DE DESARROLLO  
Lr = RADIO PARA CURVATURA

- NOTAS GENERALES:**
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
  - NIVELES EN METROS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'c=100$  Kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'c=250$  Kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRABRACES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO 3/4". MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO:  $E_c=242,487$  kg/cm<sup>2</sup>.
  - EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup>.
  - EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
  - LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
  - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
  - EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 7 cm A EJES DE VARILLAS.

- NOTAS GENERALES:**
- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
  - NIVELES EN METROS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'c=250$  kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
  - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL  
TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

**ESTRUCTURA METALICA**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD, DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: PLANTA DE CIMENTACION ENTRE EJES DE 10m ZONA I, II Y III (RCDF) TRABES DE LIGA

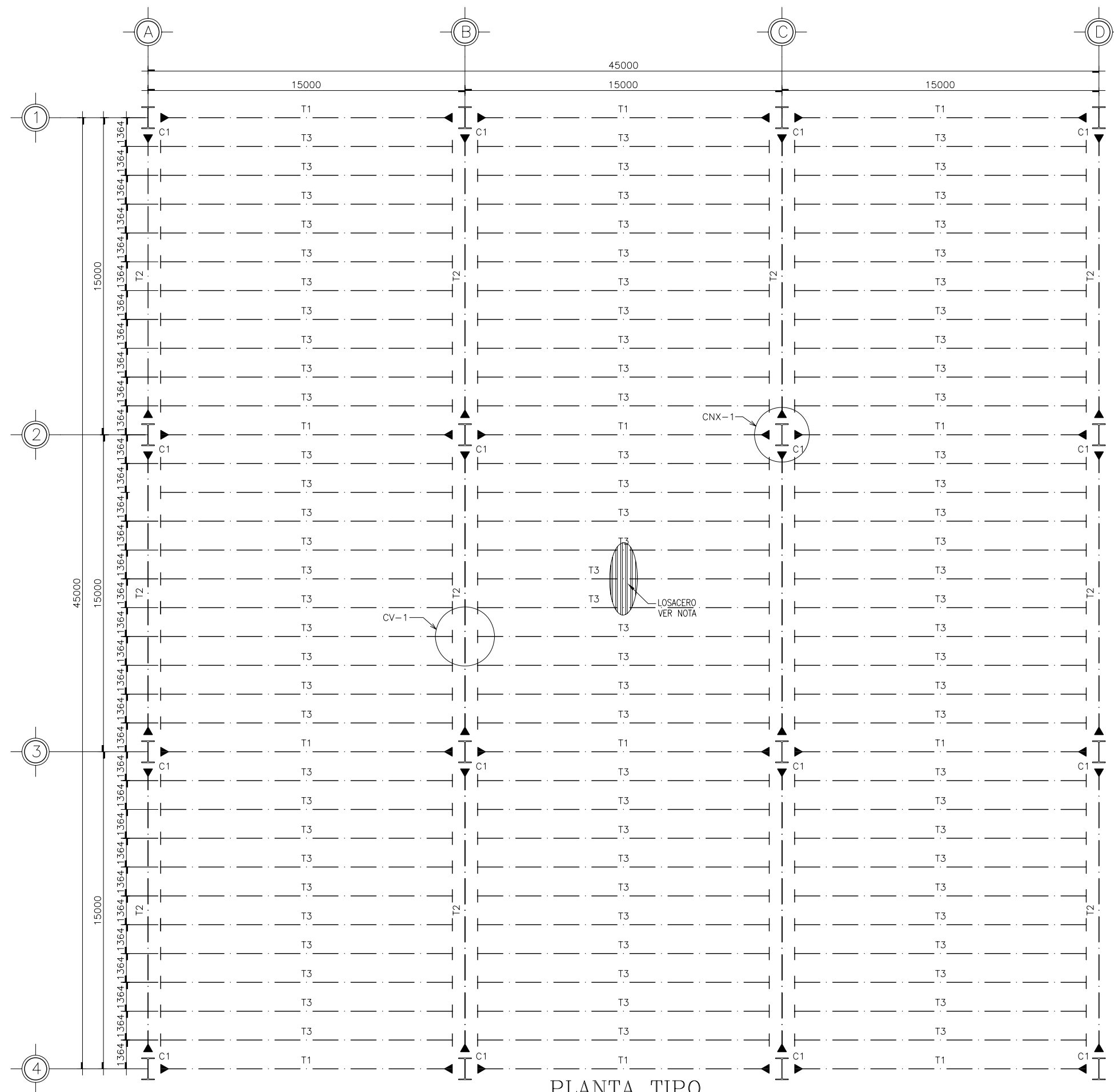
FECHA: MARZO/08	REV: 0	ESCALA: IND.	COTAS: mm	CLAVE: EM-CIM-C10-03
-----------------	--------	--------------	-----------	----------------------

---

# ESTRUCTURA METÁLICA

## DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m

---



**PLANTA TIPO**  
 ESC. 1:200 COTAS EN mm

**NOTA:**  
 LA SECCION DE LA LOSACERO SERA DECK 25 CAL. 22 CON PERNOS A @20cm, COLOCADOS SOBRE LAS TRABES SECUNDARIAS Y TRABES PRINCIPALES EN DIRECCION DE LOS EJES LETRA NUMERO.

TIPO	MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
COLUMNA	C1	IR 356mm x 236.5 kg/m	IR 356mm x 287.7 kg/m	IR 356mm x 382.9 kg/m
TRAB. PRINC. X	T1	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m
TRAB. PRINC. Y	T2	IR 914mm x 253.2 kg/m	IR 914mm x 253.2 kg/m	IR 914mm x 253.2 kg/m
TRAB. SEC.	T3	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m
DIAGONALES	D1	OR 178mm x 9.5mm	OR 254mm x 6.4mm	OR 254mm x 7.9mm

### TABLA DE PERFILES

#### SISTEMA LOSACERO

- EL SISTEMA DE PISO SERA LOSACERO DECK 25 CAL. 22 CON MALLA ELECTROSOLDADA 6 x 6-6/6 (MALLA DE ALAMBRO CORRUGADO) FIRME DE CONCRETO f'c=250Kg/cm² CON 6 cm DE ESPESOR SOBRE LA CRESTA DE LA LAMINA.
- EL RECUBRIMIENTO MINIMO SOBRE LA MALLA SERA DE 2cm. SE DEBERA REALIZAR UN SISTEMA EFICIENTE PARA CALZAR LA MALLA. LA SEPARACION MAXIMA DE ESTOS CALZADORES SERA EN UNA DIRECCION @2 VALLES Y EN LA OTRA @60cm. EN EL CRUCE CON LAS TRABES PRINCIPALES PERPENDICULARES A LOS CANALES SE DEBERAN PONER BASTONES # No.4 L=1m EN CADA VALLE POR DEBAJO DE LA MALLA FIRMEMENTE AMARRADOS A ELLA. CADA BASTON SERA COLOCADO CON 3 CALZADORES UNO AL CENTRO Y UNO EN CADA EXTREMO.
- LOS PERNOS CONECTORES DE CORTANTE SERAN PERNOS TIPO NELSON S3L #=3/4" x 4-3/16" Y DEBERAN COLOCARSE UNO EN CADA VALLE.
- NO SE DEBERA PERFORAR LA LOSACERO EN LOS VALLES, EN CASO DE SER NECESARIO EJECUTAR UNA PERFORACION DEBERA DE SER AUTORIZADA POR EL ING. ESTRUCTURISTA.

#### NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON fy=3515 kg/m² EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON fy=2531 Kg/cm².
- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.O.F. ASI COMO TAMBIEN CUMPLIRA CON EL CODIGO AWS.
- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

#### NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO f'c=250 kg/cm², CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL  
 TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

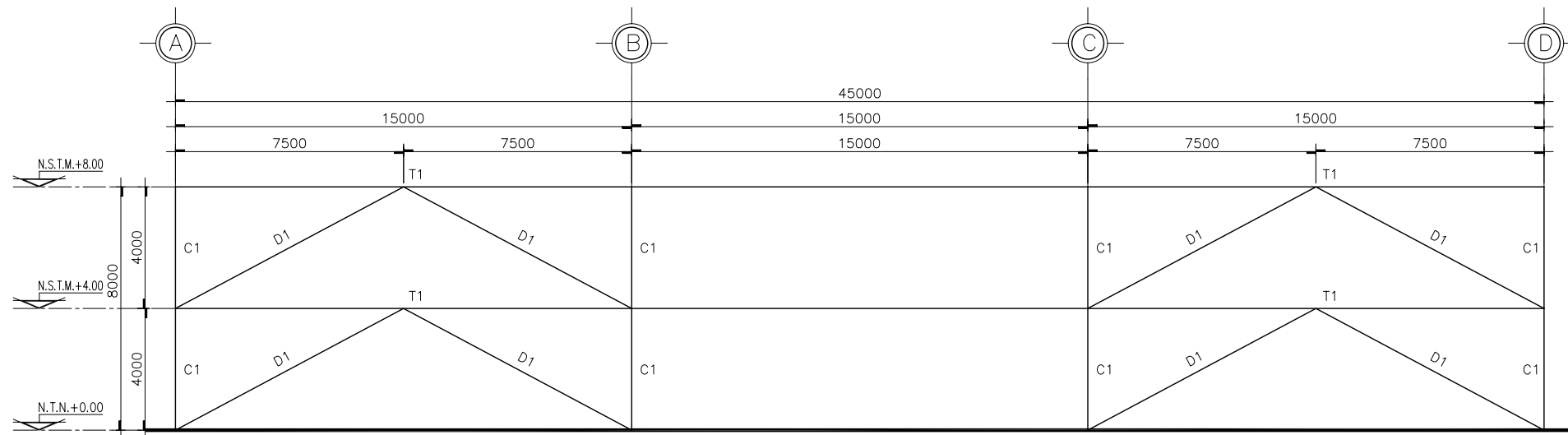
**ESTRUCTURA METALICA**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

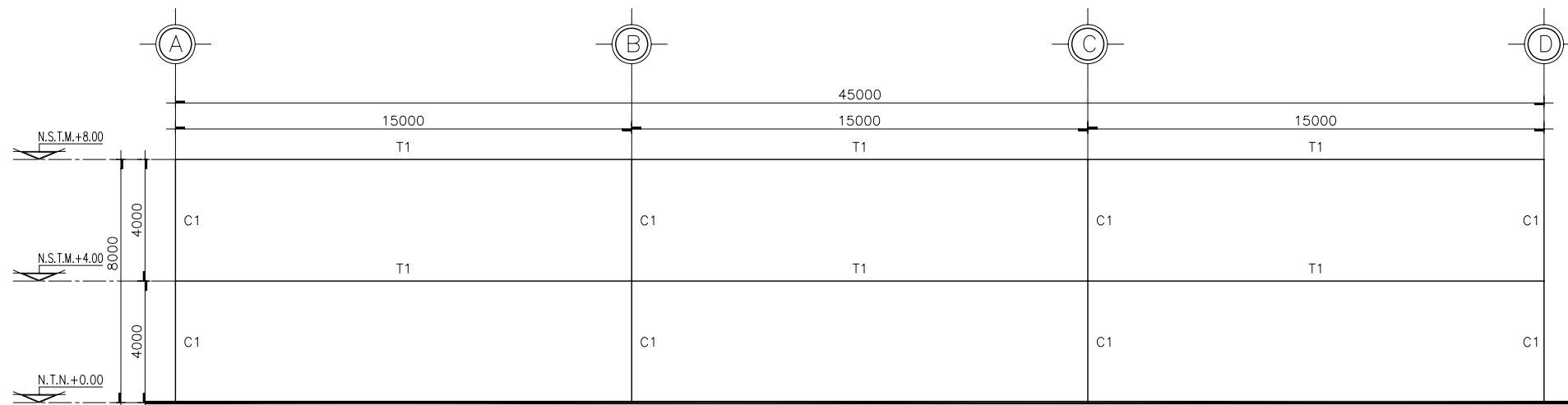
CASO: ESTRUCTURA METALICA ENTRE EJES DE 15m PLANTA TIPO

FECHA: MARZO/08	REV: 0	ESCALA: IND.	COTAS: mm	CLAVE: EM-C15-01
-----------------	--------	--------------	-----------	------------------



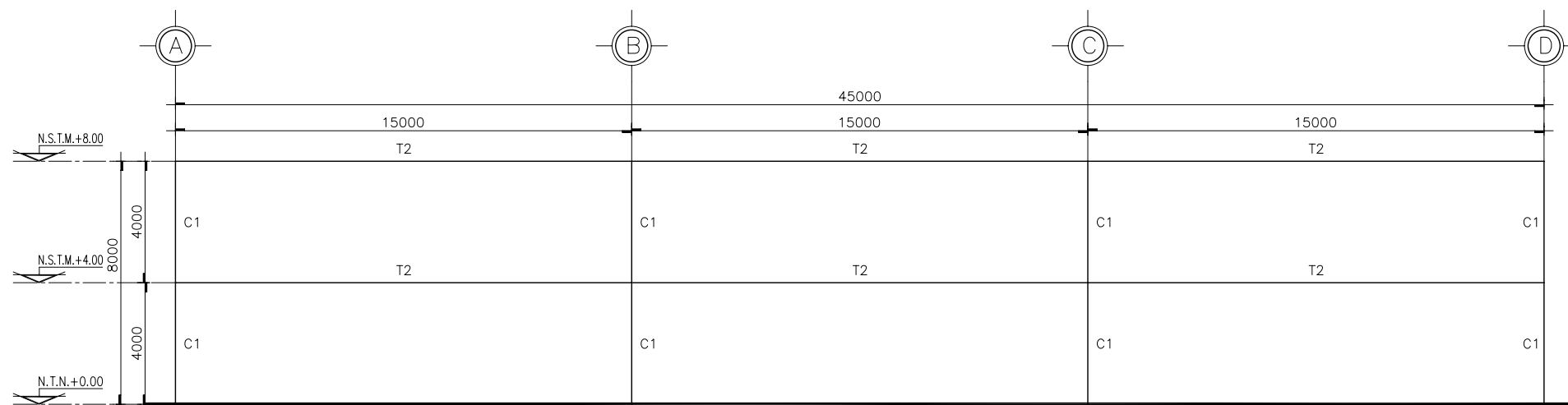
### MARCO EJES 1 Y 4

ESC.1:200 COTAS EN mm



### MARCO EJES 2 Y 3

ESC.1:200 COTAS EN mm



### MARCO EJES A, B, C Y D

ESC.1:200 COTAS EN mm

TIPO	MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
COLUMNA	C1	IR 356mm x 236.5 kg/m	IR 356mm x 287.7 kg/m	IR 356mm x 382.9 kg/m
TRAB. PRINC. X	T1	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m
TRAB. PRINC. Y	T2	IR 914mm x 253.2 kg/m	IR 914mm x 253.2 kg/m	IR 914mm x 253.2 kg/m
TRAB. SEC.	T3	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m
DIAGONALES	D1	OR 178mm x 9.5mm	OR 254mm x 6.4mm	OR 254mm x 7.9mm

## TABLA DE PERFILES

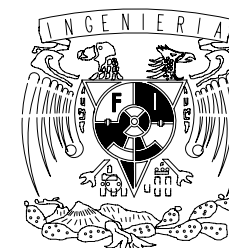
### NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON  $f_y=3515 \text{ kg/m}^2$  EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON  $f_y=2531 \text{ Kg/cm}^2$ .
- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.C.F. ASI COMO TAMBIEN CUMPLIRA CON EL CODIGO AWS.
- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

### NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERIA



DIVISION DE INGENIERIA CIVIL TOPOGRAFICA Y GEODESICA

## ESTRUCTURA METALICA

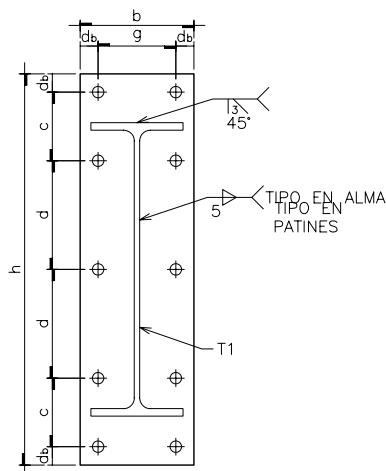
TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: ESTRUCTURA METALICA ENTRE EJES DE 15m MARCOS ESTRUCTURALES

FECHA: MARZO/08 REVA: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EM-C15-02





PLACA EP1

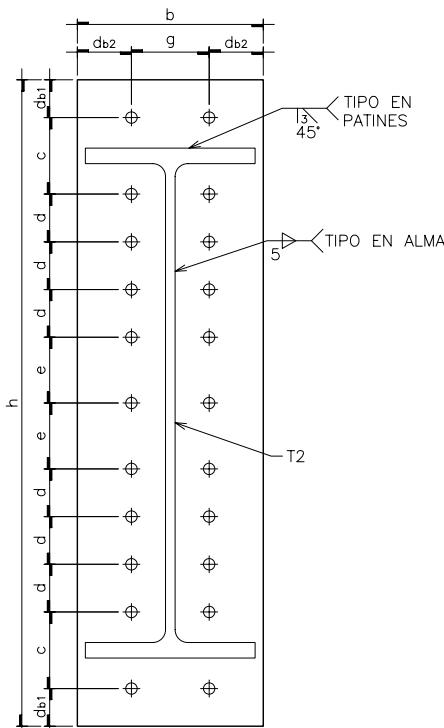
ESC. S/E COTAS EN mm

PLACA DE CONEXIÓN EP1								
	b(mm)	h(mm)	PLe(mm)	φ torn(mm)	db(mm)	c(mm)	d(mm)	g(mm)
ZONA SISMICA I	205	705	19	19	32	124	196	141
ZONA SISMICA II	205	705	19	19	32	124	196	141
ZONA SISMICA III	205	705	19	19	32	124	196	141

TABLA DE LA PLACA EP1

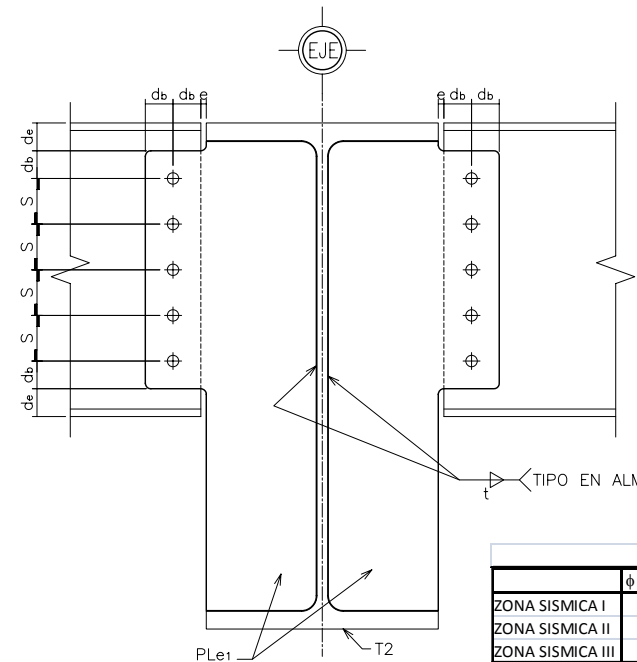
PLACA DE CONEXIÓN EP2										
	b(mm)	h(mm)	PLe(mm)	φ torn(mm)	db <sub>1</sub> (mm)	db <sub>2</sub> (mm)	c(mm)	d(mm)	e(mm)	g(mm)
ZONA SISMICA I	335	1165	38	38	68	95	138	86	119	145
ZONA SISMICA II	335	1165	38	38	68	95	138	86	119	145
ZONA SISMICA III	335	1165	38	38	68	95	138	86	119	145

TABLA DE LA PLACA EP2



PLACA EP2

ESC. S/E COTAS EN mm

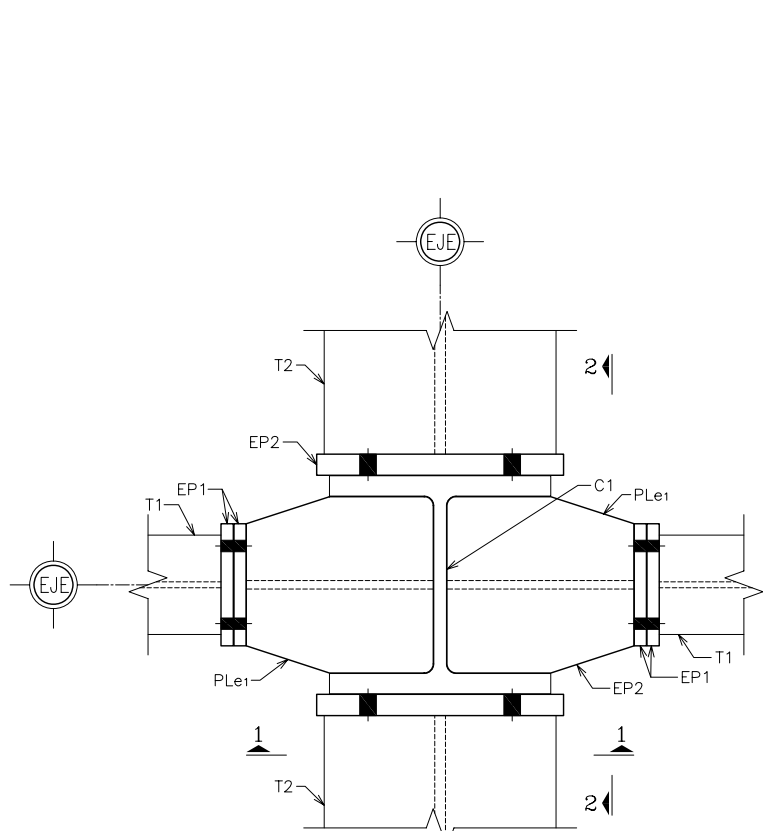


CV-1

ESC. S/E COTAS EN mm

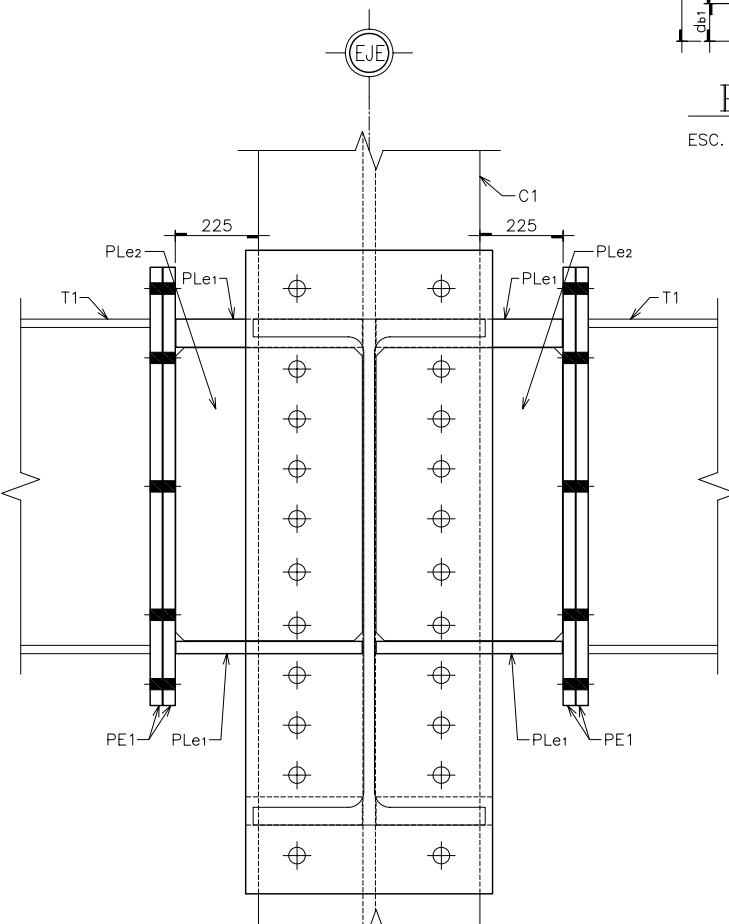
CONEXIÓN CV1							
	φ torn(mm)	PLe (mm)	db(mm)	de(mm)	S(mm)	e(mm)	t(mm)
ZONA SISMICA I	22	13	40	50	70	10	5
ZONA SISMICA II	22	13	40	50	70	10	5
ZONA SISMICA III	22	13	40	50	70	10	5

TABLA DE LA CONEXION CV1



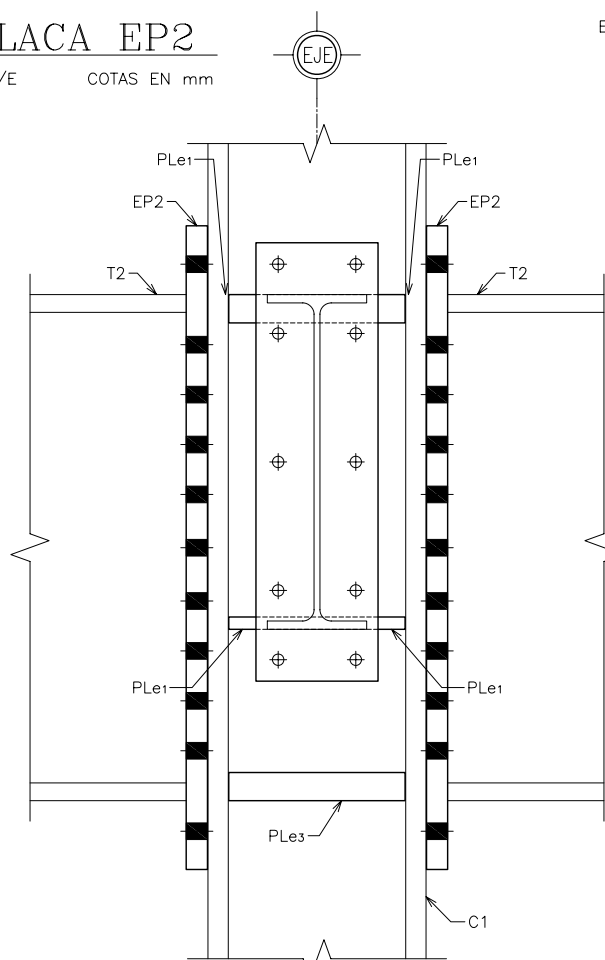
CNX-1

ESC. S/E COTAS EN mm



VISTA 1-1

ESC. S/E COTAS EN mm



VISTA 2-2

ESC. S/E COTAS EN mm

PLACAS PLe1, PLe2 Y PLe3			
	PLe <sub>1</sub> (mm)	PLe <sub>2</sub> (mm)	PLe <sub>3</sub> (mm)
ZONA SISMICA I	22	16	32
ZONA SISMICA II	22	16	32
ZONA SISMICA III	22	16	32

TABLA DE LAS PLACA PLe1, PLe2 Y PLe3

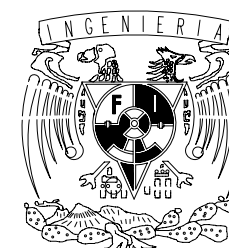
NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON  $f_y=3515 \text{ kg/m}^2$  EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON  $f_y=2531 \text{ kg/cm}^2$ .
- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.D.F. ASI COMO TAMBIEN CUMPLIRA CON EL CODIGO AWS.
- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=2500 \text{ kg/cm}^2$  CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERIA



DIVISION DE INGENIERIA CIVIL TOPOGRAFICA Y GEODESICA

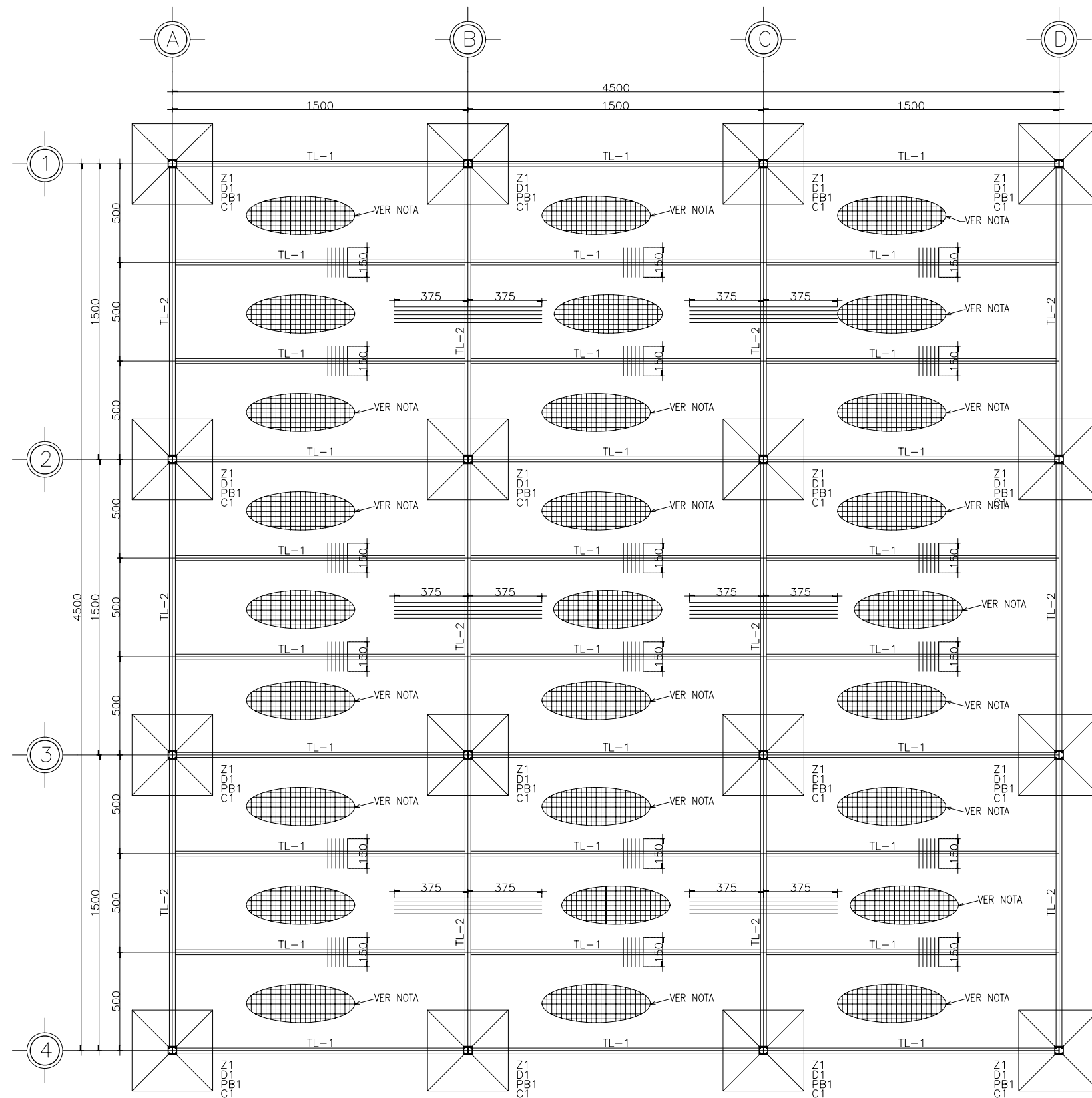
ESTRUCTURA METALICA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: ESTRUCTURA METALICA ENTRE EJES DE 15m CONEXIONES A MOMENTO Y A CORTANTE

FECHA: MARZO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EM-C15-03

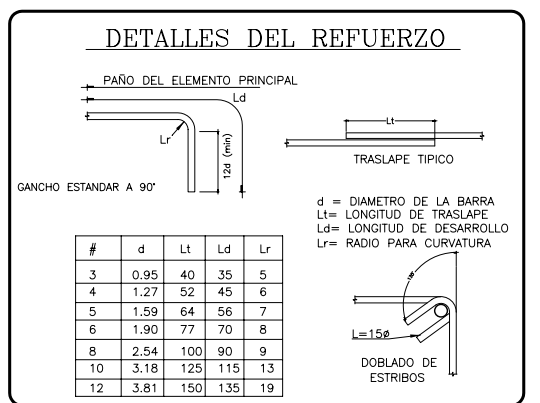


PLANTA DE CIMENTACION  
ESC.1:250 COTAS EN cm

ZAPATAS												
	B(cm)	H(cm)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	d(cm)	h <sub>desp</sub> (cm)	z <sub>1</sub> (cm)	z <sub>2</sub> (cm)	e(cm)	f(cm)	g(cm)
ZONA SISMICA I	410	410	45	45	182.5	182.5	150	105	45	5	95	5
ZONA SISMICA II	515	515	45	45	235	235	150	115	35	5	105	5
ZONA SISMICA III	730	730	50	45	340	342.5	150	120	30	5	110	5

TABLA DE ZAPATAS

NOTA:  
LOSA SOLO EN ZONA III. LOSA MACIZA DE CONCRETO REFORZADO,  $f'_c=250\text{kg/cm}^2$ , CON 22cm DE PERALTE TOTAL REFORZADA CON UNA PARRILLA DE  $V's\#4@20\text{cm}$  EN AMBAS DIRECCIONES, CON UN RECUBRIMIENTO DE 2cm.



- NOTAS GENERALES:
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
  - NIVELES EN METROS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'_c=100\text{ Kg/cm}^2$  EN PLANTILLAS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'_c=250\text{ Kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRABRACES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO  $3/4"$ . MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO:  $E_c=242,487\text{ kg/cm}^2$ .
  - EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200\text{ Kg/cm}^2$ .
  - EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
  - LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE  $135^\circ$  SEGUIDOS DE TRAMOS.
  - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
  - EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 7 cm A EJES DE VARILLAS.

- NOTAS GENERALES:
- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
  - NIVELES EN METROS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'_c=250\text{ kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
  - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE INGENIERIA CIVIL  
TOPOGRAFICA Y GEODESICA

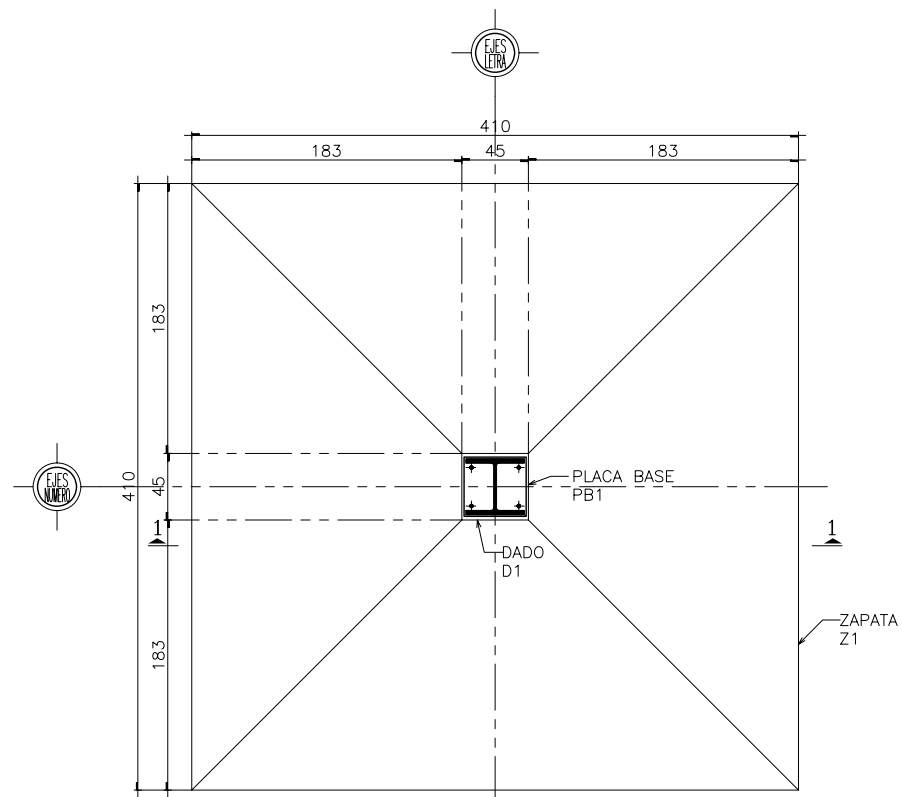
ESTRUCTURA METALICA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

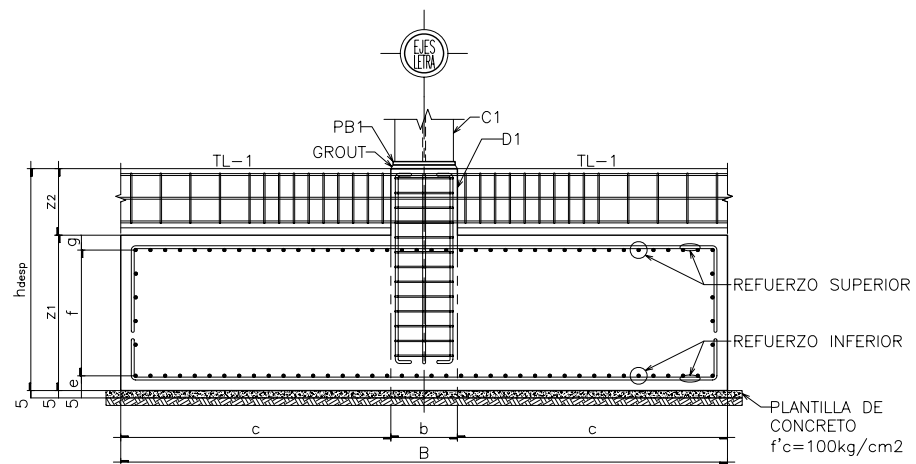
TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: PLANTA DE CIMENTACION ENTRE EJES DE 15m PLANTA DE CIMENTACION

FECHA: MARZO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EM-CIM-C15-01



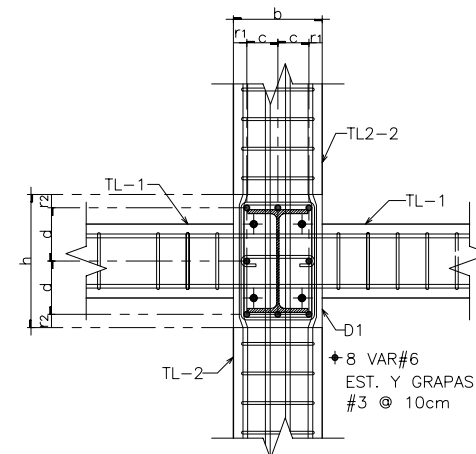
**ZAPATA Z1**  
ESC. S/E COTAS EN cm



**CORTE 1-1**  
ESC. S/E COTAS EN cm

ZAPATAS												
	B(cm)	H(cm)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	d(cm)	h <sub>desp</sub> (cm)	z <sub>1</sub> (cm)	z <sub>2</sub> (cm)	e(cm)	f(cm)	g(cm)
ZONA SISMICA I	410	410	45	45	182.5	182.5	150	105	45	5	95	5
ZONA SISMICA II	515	515	45	45	235	235	150	115	35	5	105	5
ZONA SISMICA III	730	730	50	45	340	342.5	150	120	30	5	110	5

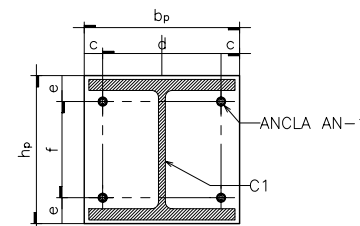
**TABLA DE ZAPATAS**



**DADO D1**  
ESC. S/E COTAS EN cm

DADO D1						
	b(cm)	h(cm)	r <sub>1</sub> (cm)	c(cm)	r <sub>2</sub> (cm)	d(cm)
ZONA SISMICA I	45	45	5	17.5	5	17.5
ZONA SISMICA II	45	45	5	10	5	15
ZONA SISMICA III	50	45	5	10	5	15

**TABLA DE DADO D1**



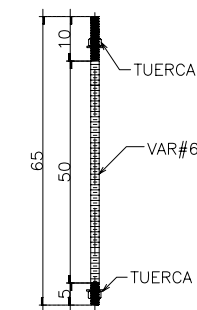
**PLACA PB1**  
ESC. S/E COTAS EN mm

PLACAS BASE PB1							
	PLe(mm)	b <sub>p</sub> (mm)	h <sub>p</sub> (mm)	c(mm)	d(mm)	e(mm)	f(mm)
ZONA SISMICA I	22	420	400	50	320	70	260
ZONA SISMICA II	25	420	420	50	320	70	280
ZONA SISMICA III	32	430	450	50	330	75	300

**TABLA DE PLACAS BASE**

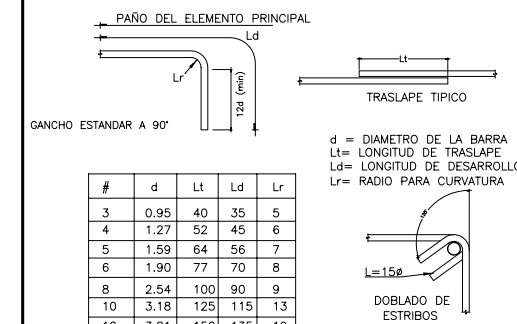
ACERO DE REFUERZO				
	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
ZONA SISMICA I	#6	@ 10cm	#6	@ 10cm
ZONA SISMICA II	#6	@ 10cm	#6	@ 10cm
ZONA SISMICA III	#6	@ 10cm	#6	@ 10cm

**TABLA DE DADO D1**



**ANCLA AN-1**  
ESC. S/E COTAS EN mm

**DETALLES DEL REFUERZO**



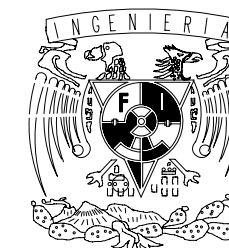
**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO f'c=100 Kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
- SE USARA CONCRETO f'c=250 Kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRABRACES Y DADOS. TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO 3/4". MÓDULO DE ELASTICIDAD MÍNIMO: Ec=242,487 kg/cm<sup>2</sup>.
- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE fy=4200 Kg/cm<sup>2</sup>.
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO SERA DE 7 cm A EJES DE VARILLAS.

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO f'c=250 kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERÍA



DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

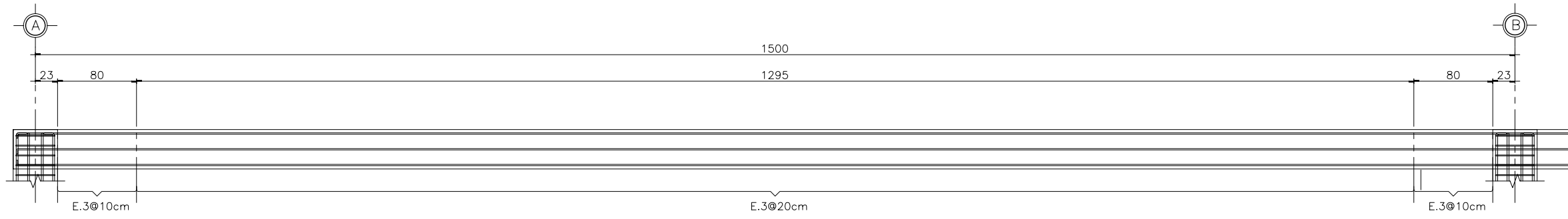
**ESTRUCTURA METALICA**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD, DE MÉXICO

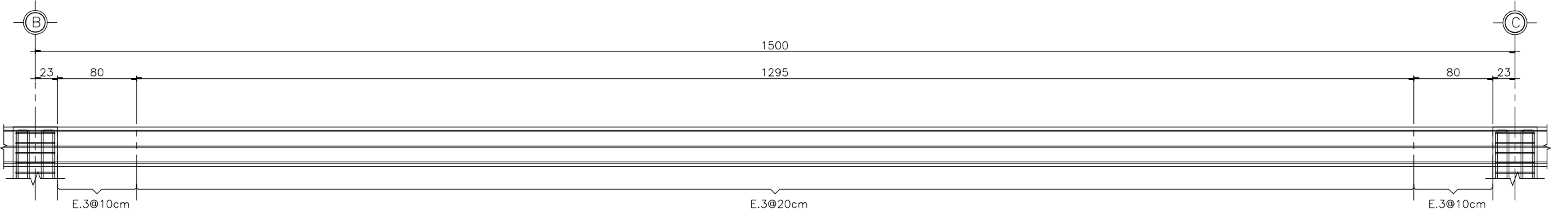
TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: PLANTA DE CIMENTACION ENTRE EJES DE 15m DETALLES DE CIMENTACION

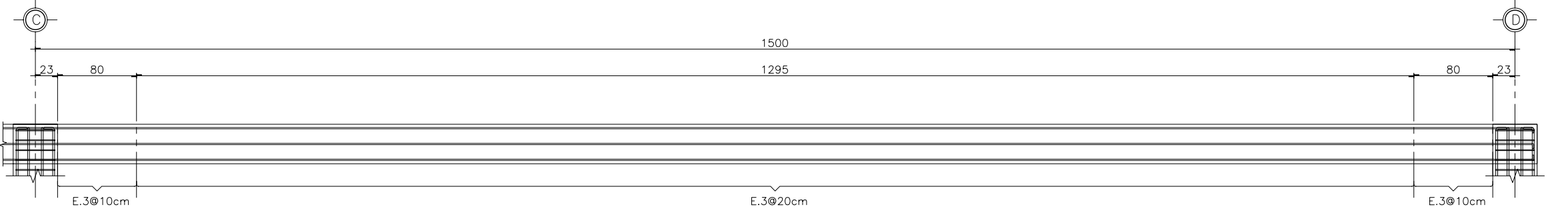
FECHA: MARZO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EM-CIM-C15-02



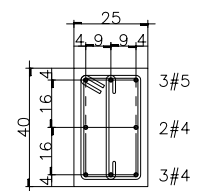
TRABE DE LIGA TL-1 ENTREJES A Y B  
ESC.1:50 COTAS EN cm



TRABE DE LIGA TL-1 ENTREJES B Y C  
ESC.1:50 COTAS EN cm



TRABE DE LIGA TL-1 ENTREJES B Y C  
ESC.1:50 COTAS EN cm



TRABE TL-1  
ESC.1:25 COTAS EN cm

### DETALLES DEL REFUERZO

#	d	Lt	Ld	Lr
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

- ### NOTAS GENERALES:
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
  - NIVELES EN METROS.
  - SE USARA CONCRETO  $f_c=100 \text{ Kg/cm}^2$  EN PLANTILLAS.
  - SE USARA CONCRETO  $f_c=250 \text{ Kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRABRACES Y DACOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO  $3/4"$ . MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO:  $E_c=242,487 \text{ kg/cm}^2$ .
  - EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200 \text{ Kg/cm}^2$ .
  - EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
  - LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE  $135^\circ$  SEGUIDOS DE TRAMOS.
  - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
  - EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECURRIMIENTO MINIMO SERA DE 7 cm A EJES DE VARILLAS.

- ### NOTAS GENERALES:
- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
  - NIVELES EN METROS.
  - SE USARA CONCRETO  $f_c=250 \text{ kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
  - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL  
TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

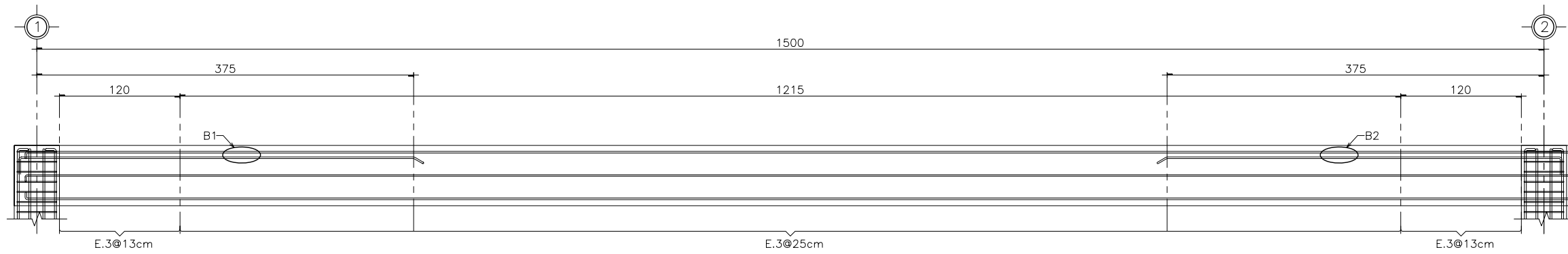
## ESTRUCTURA METALICA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD, DE MÉXICO

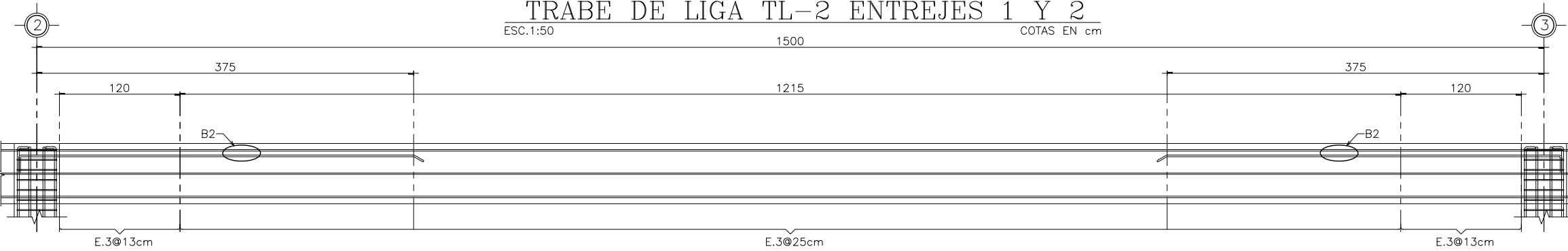
TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: TRABES DE LIGA TL-1 ENTRE EJES DE 15m ZONA I, II Y III

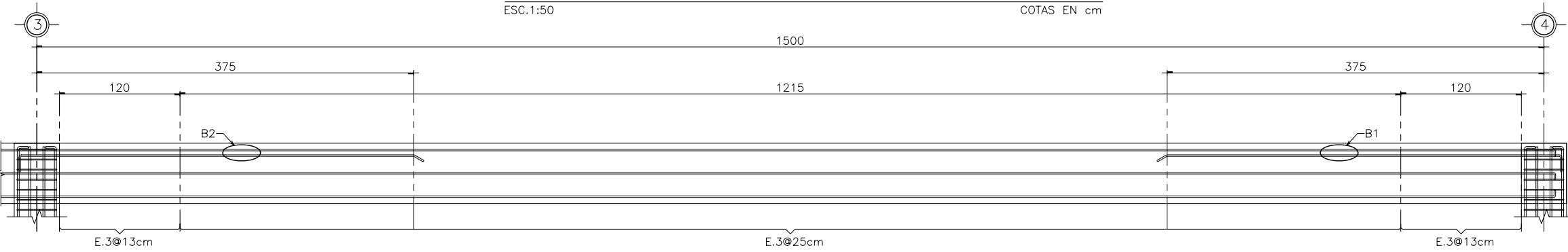
FECHA: MARZO/08	REV: 0	ESCALA: IND.	COTAS: mm	CLAVE: EM-CIM-C15-03
-----------------	--------	--------------	-----------	----------------------



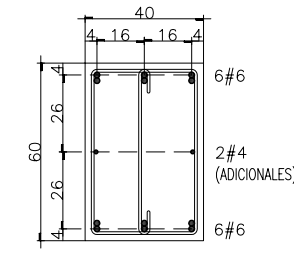
TRABE DE LIGA TL-2 ENTREJES 1 Y 2  
ESC.1:50 COTAS EN cm



TRABE DE LIGA TL-2 ENTREJES 2 Y 3  
ESC.1:50 COTAS EN cm



TRABE DE LIGA TL-2 ENTREJES 3 Y 4  
ESC.1:50 COTAS EN cm



TRABE TL-2  
ESC.1:25 COTAS EN cm

BASTONES PARA TRABE TL-2			
MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
B1	-	2 V's# 6	3 V's# 6
B2	-	3 V's# 6	3 V's# 6

### DETALLES DEL REFUERZO

#	d	Lt	Ld	Lr
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

- ### NOTAS GENERALES:
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
  - NIVELES EN METROS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'c=100$  Kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'c=250$  Kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRABRACES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO 3/4". MODULO DE ELASTICIDAD MINIMO:  $E_c=242,487$  kg/cm<sup>2</sup>.
  - EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup>.
  - EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
  - LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLECES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
  - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
  - EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 7 cm A EJES DE VARILLAS.

- ### NOTAS GENERALES:
- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
  - NIVELES EN METROS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'c=250$  kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
  - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL  
TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

## ESTRUCTURA METALICA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD, DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: TRABES DE LIGA TL-2 ENTRE EJES DE 15m ZONA I, II Y III (RCDF)

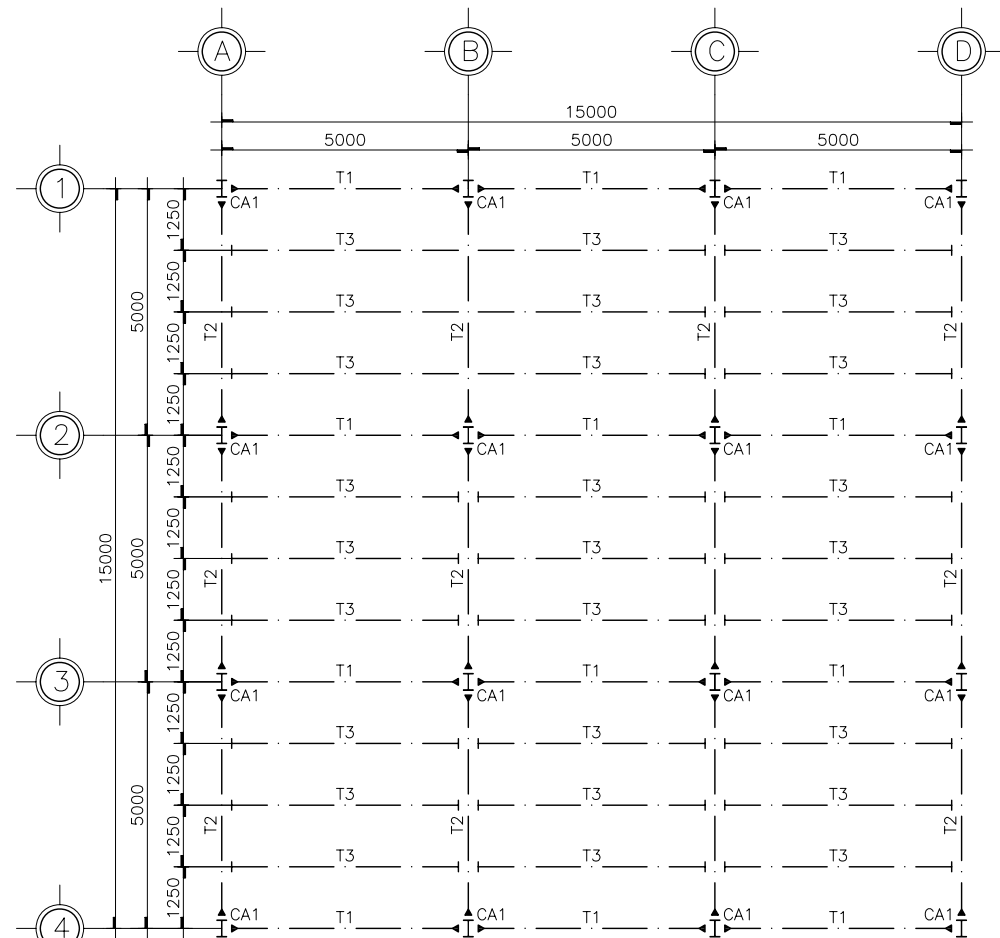
FECHA: MARZO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EM-CIM-C15-04

---

# ESTRUCTURA MIXTA

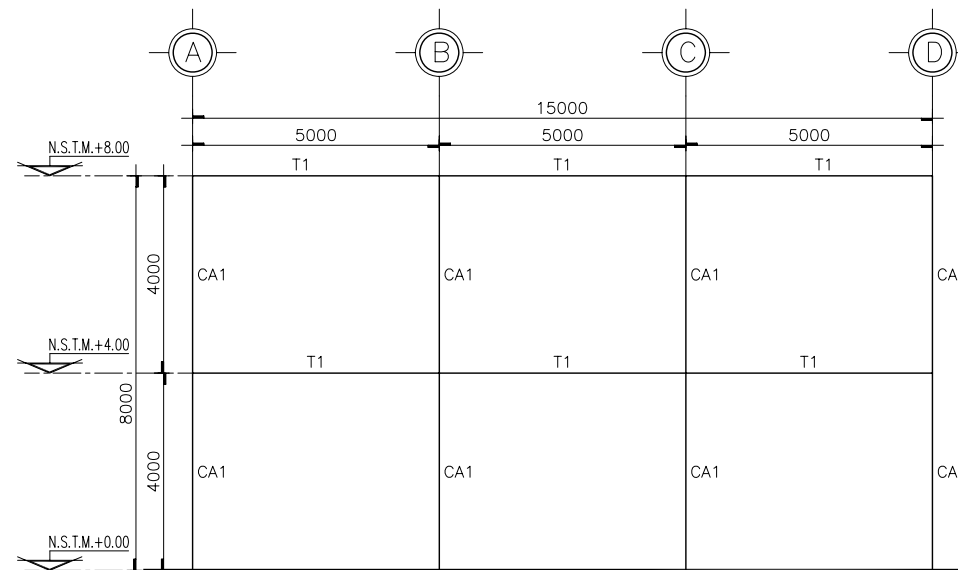
## DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 5m

---



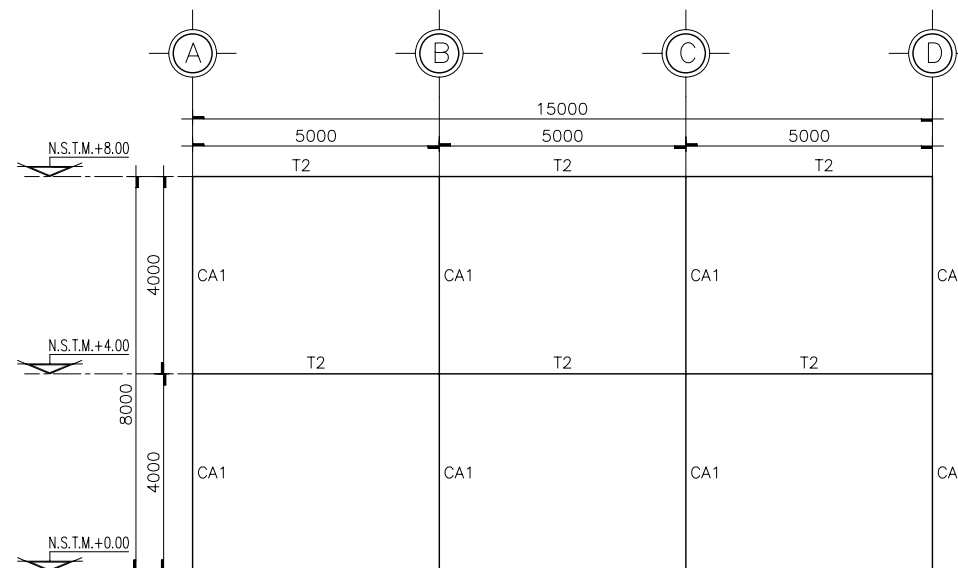
### PLANTA TIPO

ESC.1:150 COTAS EN mm



### MARCO EJES 1, 2, 3 Y 3

ESC.1:150 COTAS EN mm



### MARCO EJES A,B,C Y D

ESC.1:150 COTAS EN mm

TIPO	MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
COLUMNA	CA1	IR 305mm x 38.7 kg/m	IR 305mm x 52.2 kg/m	IR 305mm x 59.8 kg/m
TRAB. PRINC. X	T1	IR 305mm x 21.1 kg/m	IR 305mm x 23.9 kg/m	IR 305mm x 28.2 kg/m
TRAB. PRINC. Y	T2	IR 305mm x 23.9 kg/m	IR 305mm x 23.9 kg/m	IR 305mm x 23.9 kg/m
TRAB. SEC.	T3	IR 254mm x 17.9 kg/m	IR 254mm x 17.9 kg/m	IR 254mm x 17.9 kg/m

### TABLA DE PERFILES

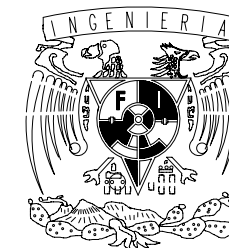
#### NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON  $f_y=3515 \text{ kg/m}^2$  EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON  $f_y=2531 \text{ kg/cm}^2$ .
- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.D.F. ASI COMO TAMBIEN CUMPLIRA CON EL CODIGO AWS.
- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

#### NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERÍA



DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL  
TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

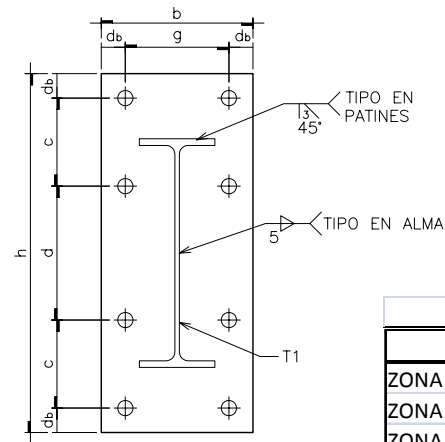
### ESTRUCTURA MIXTA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: ESTRUCTURA MIXTA ENTRE EJES DE 5m PLANTA TIPO Y MARCOS ESTRUCTURALES

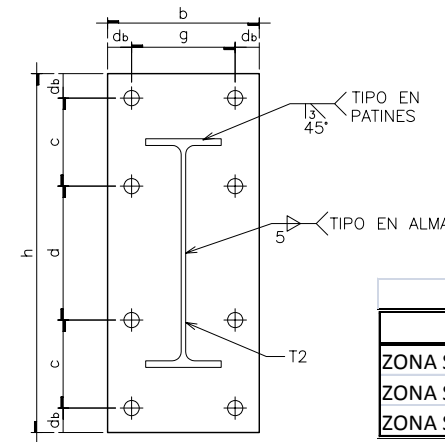
FECHA: MAYO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EMX-C5-01



**PLACA EP1**  
ESC. S/E COTAS EN mm

PLACA DE CONEXIÓN EP1								
	b(mm)	h(mm)	PLe(mm)	φ torn(mm)	db(mm)	c(mm)	d(mm)	g(mm)
ZONA SISMICA I	155	480	19	19	32	116	181	90
ZONA SISMICA II	155	480	19	19	32	117	181	90
ZONA SISMICA III	205	485	19	19	32	119	181	140

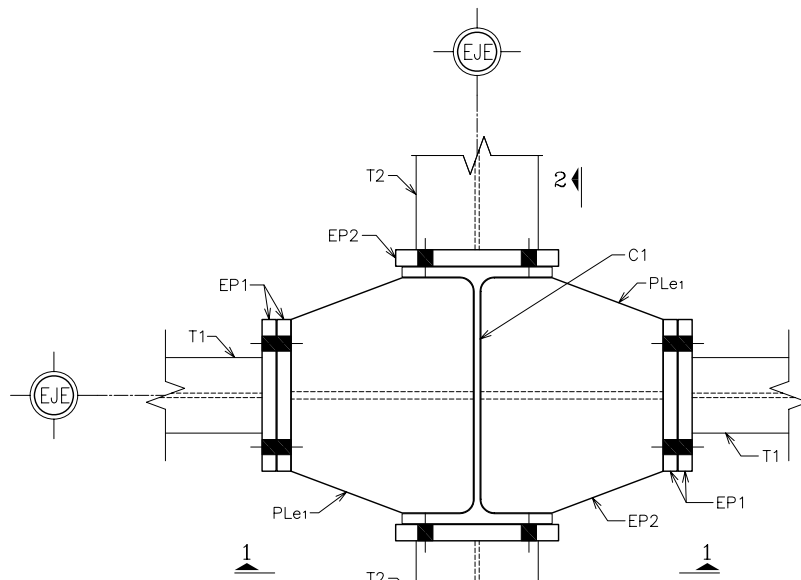
**TABLA DE LA PLACA EP1**



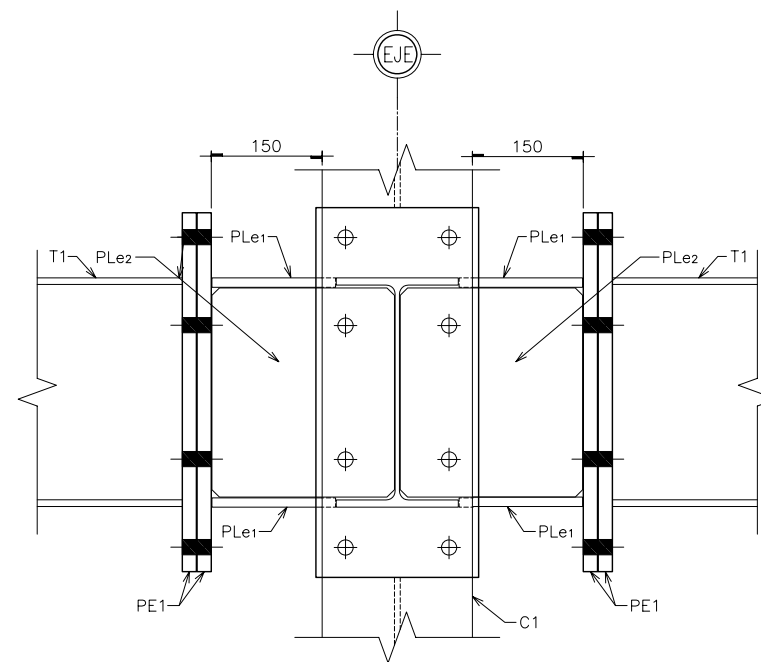
**PLACA EP1**  
ESC. S/E COTAS EN mm

PLACA DE CONEXIÓN EP2								
	b(mm)	h(mm)	PLe(mm)	φ torn(mm)	db(mm)	c(mm)	d(mm)	g(mm)
ZONA SISMICA I	155	480	19	19	32	117	181	90
ZONA SISMICA II	155	480	19	19	32	117	181	90
ZONA SISMICA III	205	480	19	19	32	117	181	140

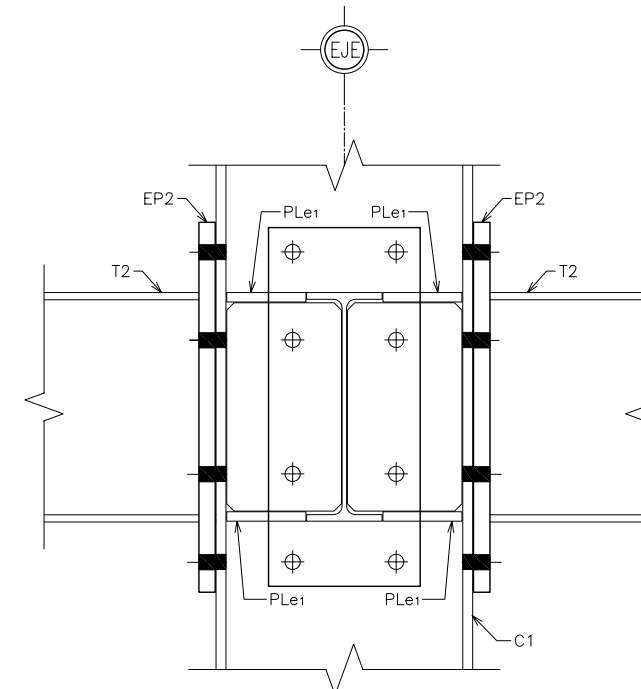
**TABLA DE LA PLACA EP2**



**CNX-1**  
ESC.1:20 COTAS EN mm



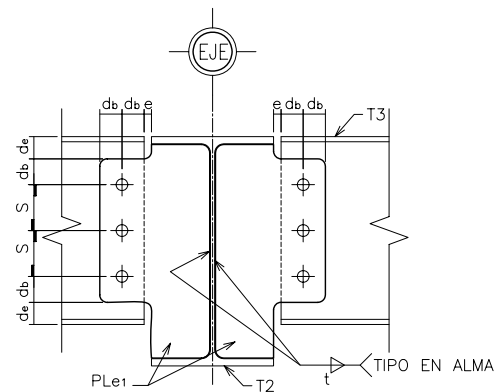
**VISTA 1-1**  
ESC.1:20 COTAS EN mm



**VISTA 2-2**  
ESC.1:20 COTAS EN mm

- NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**
- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON  $f_y=3515 \text{ kg/cm}^2$  EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON  $f_y=2531 \text{ kg/cm}^2$ .
  - SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
  - LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
  - LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.D.F. ASI COMO TAMBIEN CUMPLIR CON EL CODIGO AWS.
  - LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
  - ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

- NOTAS GENERALES:**
- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
  - NIVELES EN METROS.
  - SE USARA CONCRETO  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$  CLASE I, EN LOSAS, EXCEPTO INDICADAS.
  - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.



**CV-1**  
ESC. S/E COTAS EN mm

CONEXIÓN CV1						
	φ torn(mm)	db(mm)	de(mm)	S(mm)	e(mm)	t(mm)
ZONA SISMICA I	19	35	30	60	10	5
ZONA SISMICA II	19	32	30	60	10	5
ZONA SISMICA III	19	35	30	60	10	5

**TABLA DE LA CONEXION CV1**

PLACAS PLe1 Y PLe2		
	PLe1(mm)	PLe2(mm)
ZONA SISMICA I	13	10
ZONA SISMICA II	13	10
ZONA SISMICA III	22	10

**TABLA DE LAS PLACA PLe1 Y PLe2**

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

**ESTRUCTURA MIXTA**

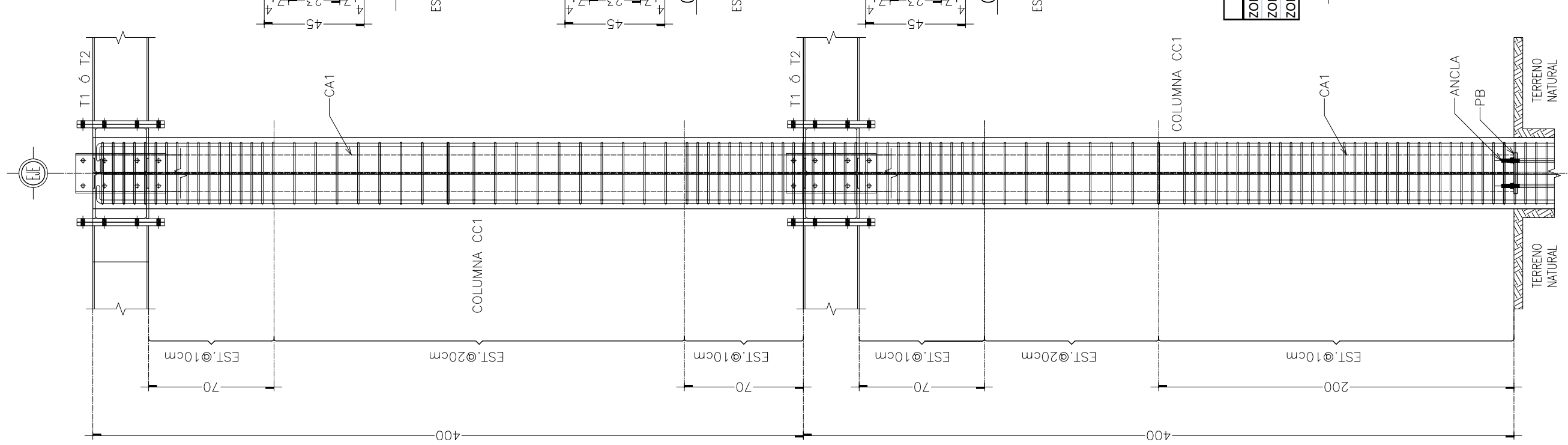
TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

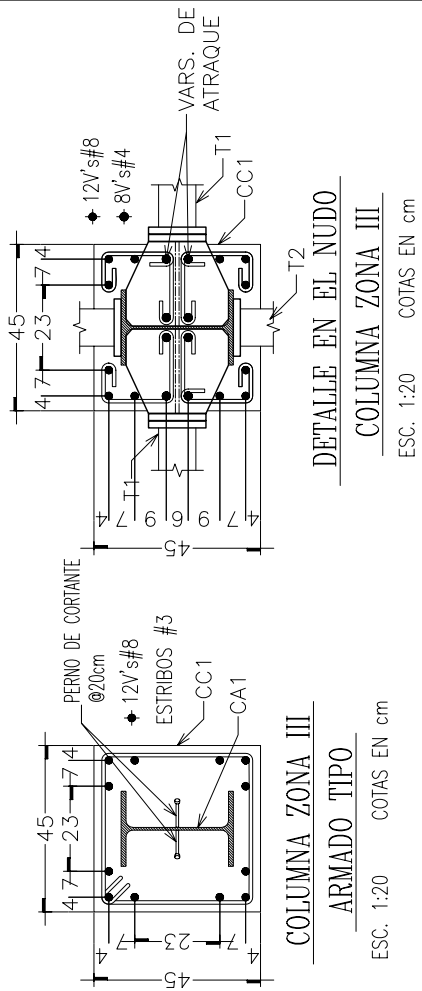
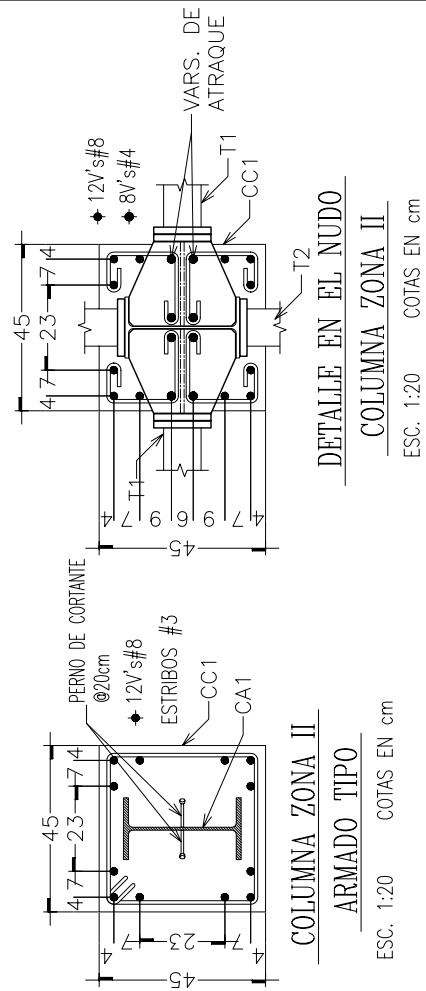
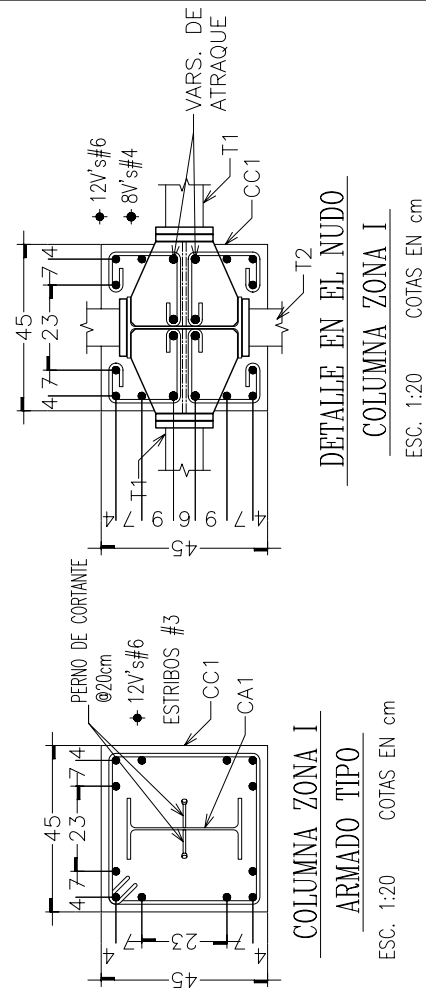
CASO: ESTRUCTURA MIXTA ENTRE EJES DE 5m CONEXIONES A MOMENTO Y A CORTANTE

FECHA: MAYO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EMX-C5-02



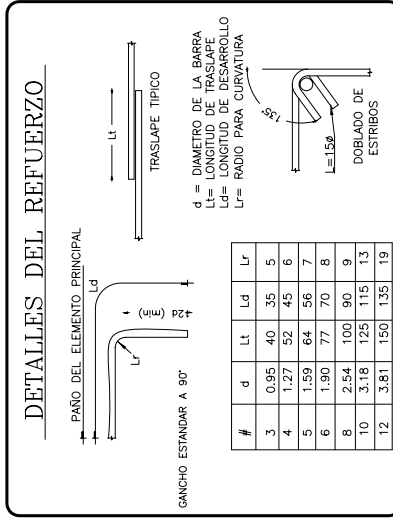


DETALLES DE LA COLUMNA DE CONCRETO  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



TIPO	CA1
ZONA SISMICA I	IR 305mm x 38.7 kg/m
ZONA SISMICA II	IR 305mm x 52.2 kg/m
ZONA SISMICA III	IR 305mm x 59.8 kg/m

TABLA DE PERFILES CA1



NOTAS GENERALES:

- 1.- ADOPTACIONES EN CENTIMETROS.
- 2.- ANELES EN METROS.
- 3.- SE USA CONCRETO  $f_c=103 \text{ kg/cm}^2$  EN PLANTILLAS.
- 4.- SE USA BARRA DE ACERO  $f_y=250 \text{ kg/cm}^2$  CLASE II EN LAS COLUMNAS, TRABES Y ZAPATAS, CONTRAFRANQUES Y DADOS, TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO  $3/4"$ , MÓDULO DE ELASTICIDAD MÍNIMO  $E_s=242,847 \text{ kg/cm}^2$ .
- 5.- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARÁ A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECÍFICA, RECTOS O CURVADOS SEGUN SE INDIQUE EN EL DISEÑO.
- 6.- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARÁ A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECÍFICA, RECTOS O CURVADOS SEGUN SE INDIQUE EN EL DISEÑO.
- 7.- LOS ESTRIBOS REMANERAN EN UNA ESQUINA CON DOBLEZAS DE  $135^\circ$  SEGUIDOS DE TRAMOS.
- 8.- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO SERÁ DE 5 cm A LOS DE VARILLAS.



FACULTAD DE INGENIERIA

ESTRUCTURA MIXTA

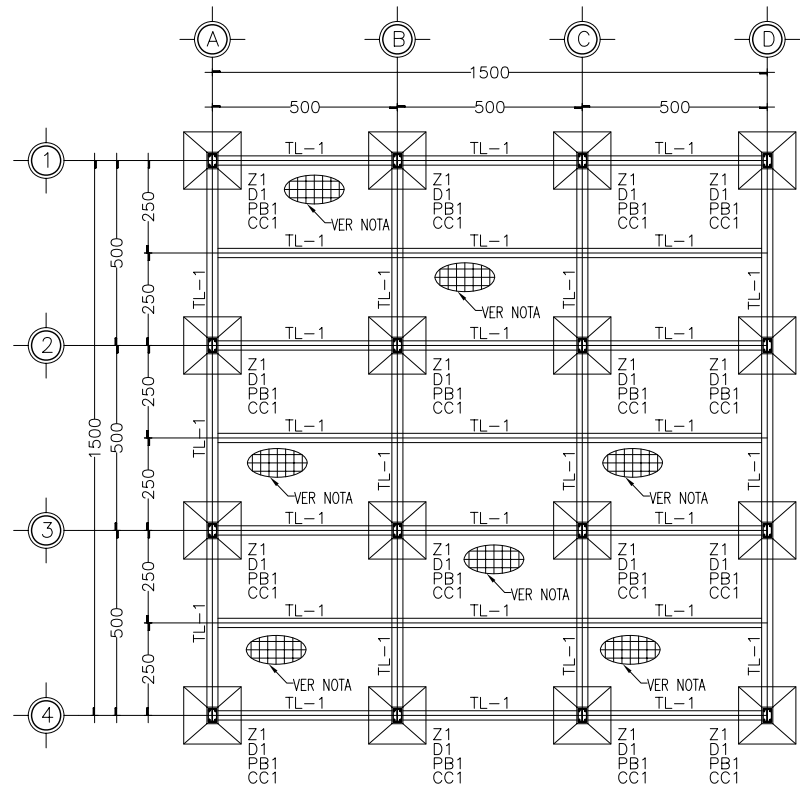
TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: DETALLE DE COLUMNA CC1 ENTRE EJES DE 5m

DIVISION DE INGENIERIA CIVIL TOPOGRAFICA Y GEODESICA

FECHA: MAYO/08  
REVA: 0  
ESCALA: COTAS: IND. cm  
CLAVE: EMX-C5-03



PLANTA DE CIMENTACION  
ESC. 1:200 COTAS EN cm

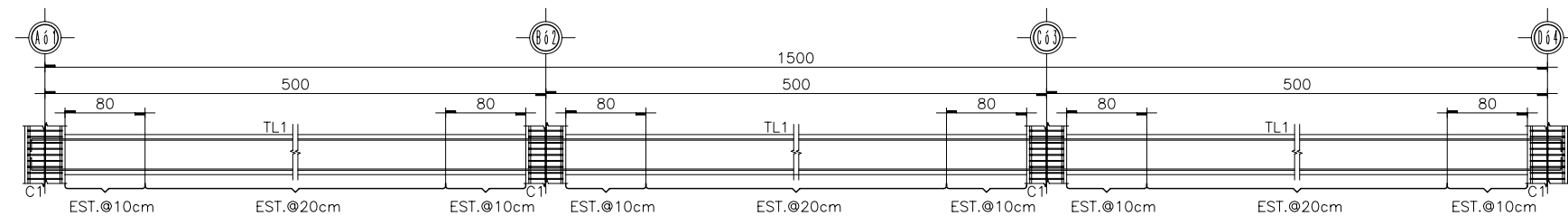
ZAPATAS												
	B(cm)	H(cm)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	d(cm)	h <sub>desp</sub> (cm)	z <sub>1</sub> (cm)	z <sub>2</sub> (cm)	e(cm)	f(cm)	g(cm)
ZONA SISMICA I	135	135	45	45	45	45	100	25	75	5	15	5
ZONA SISMICA II	170	170	45	45	62.5	62.5	100	25	75	5	15	5
ZONA SISMICA III	230	230	45	45	92.5	92.5	100	30	70	5	20	5

TABLA DE ZAPATAS

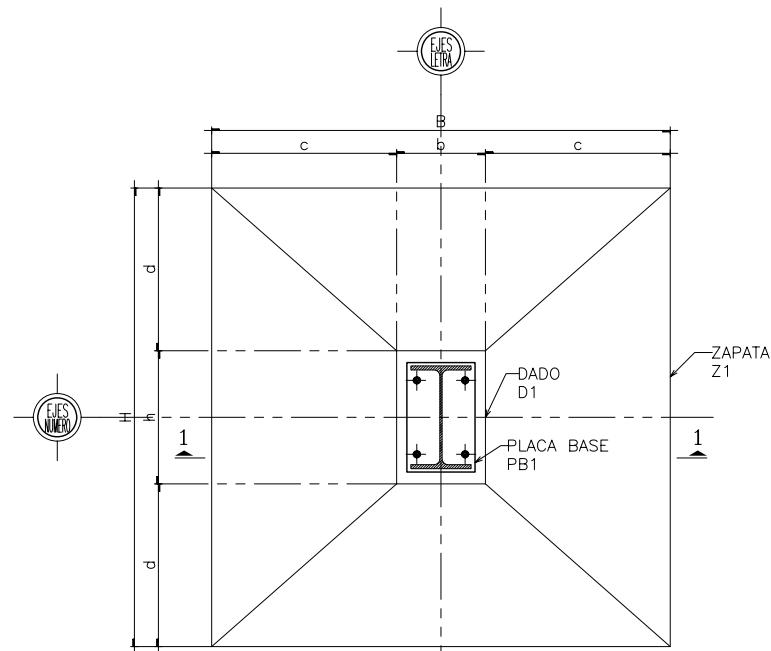
PLACAS BASE PB1							
	PLe(mm)	b <sub>p</sub> (mm)	h <sub>p</sub> (mm)	c(mm)	d(mm)	e(mm)	f(mm)
ZONA SISMICA I	19	190	330	35	120	50	230
ZONA SISMICA II	22	200	350	35	130	50	250
ZONA SISMICA III	22	230	330	35	160	50	230

TABLA DE PLACAS BASE

PLACA PB1  
ESC. S/E COTAS EN mm

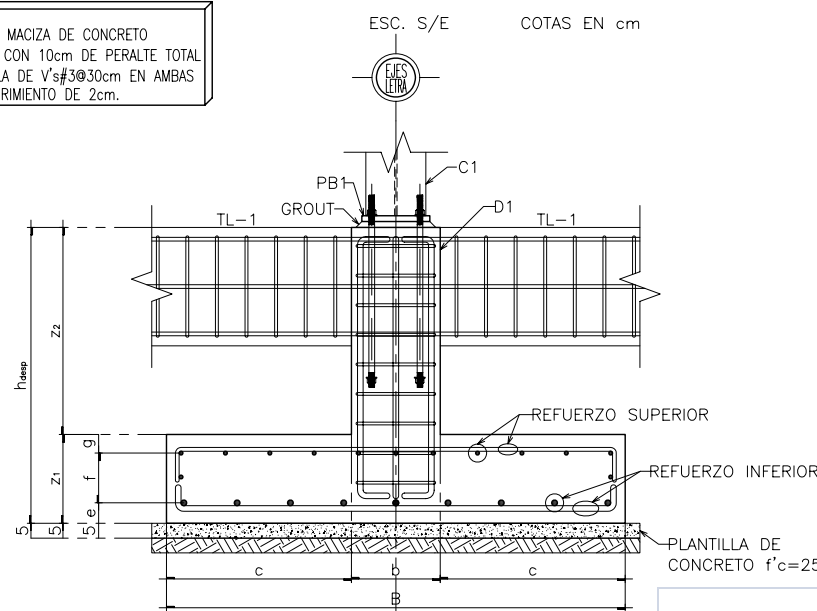


TRABE DE LIGA TL1  
ESC. S/E COTAS EN cm

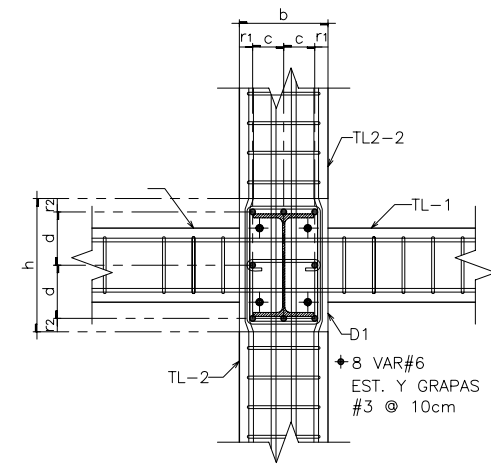


ZAPATA Z1  
ESC. S/E COTAS EN cm

NOTA:  
SOLO PARA LA ZONA III LOSA MACIZA DE CONCRETO REFORZADO,  $f'_c=250\text{kg/cm}^2$ , CON 10cm DE PERALTE TOTAL REFORZADA CON UNA PARRILLA DE V's#3@30cm EN AMBAS DIRECCIONES, CON UN RECURTIMIENTO DE 2cm.



CORTE 1-1  
ESC. S/E COTAS EN cm

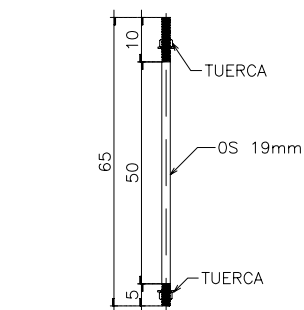


DADO D1

ESC. S/E COTAS EN cm

DADO D1						
	b(cm)	h(cm)	r <sub>1</sub> (cm)	c(cm)	r <sub>2</sub> (cm)	d(cm)
ZONA SISMICA I	45	45	5	17.5	5	17.5
ZONA SISMICA II	45	45	5	17.5	5	17.5
ZONA SISMICA III	45	45	5	17.5	5	17.5

TABLA DEL DADO D1



ANCLA AN-1

ESC. S/E COTAS EN mm

**DETALLES DEL REFUERZO**

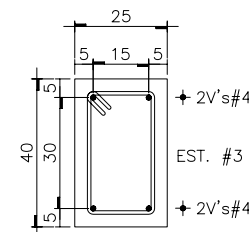
d = DIAMETRO DE LA BARRA  
L<sub>t</sub> = LONGITUD DE TRASLAPE  
L<sub>d</sub> = LONGITUD DE DESARROLLO  
L<sub>r</sub> = RADIO PARA CURVATURA

#	d	L <sub>t</sub>	L <sub>d</sub>	L <sub>r</sub>
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

L = 15e  
DOBLADO DE ESTRIBOS

	ACERO DE REFUERZO			
	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
ZONA SISMICA I	#5	@ 10cm	#4	@ 20cm
ZONA SISMICA II	#5	@ 10cm	#4	@ 20cm
ZONA SISMICA III	#5	@ 15cm	#4	@ 20cm

REFUERZO DE LA ZAPATA



FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARÁ CONCRETO  $f'_c=100\text{kg/cm}^2$  EN PLANTILLAS.
- SE USARÁ CONCRETO  $f'_c=250\text{kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRABRACES Y DADOS. TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO 3/4". MÓDULO DE ELASTICIDAD MÍNIMO:  $E_c=242,487\text{kg/cm}^2$ .
- EL ACERO DE REFUERZO SERÁ DE  $f_y=4200\text{kg/cm}^2$ .
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARÁ A LA MITAD DE LA SEPARACIÓN ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIÁMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMATARÁN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECURTIMIENTO MÍNIMO SERÁ DE 7 cm A EJES DE VARILLAS.

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN MILÍMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARÁ CONCRETO  $f'_c=250\text{kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

CIMENTACION ESTRUCTURA MIXTA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: PLANTA DE CIMENTACION ESTRUCTURA MIXTA ENTRE EJES DE 5m PLANTA DE CIMENTACION Y DETALLES

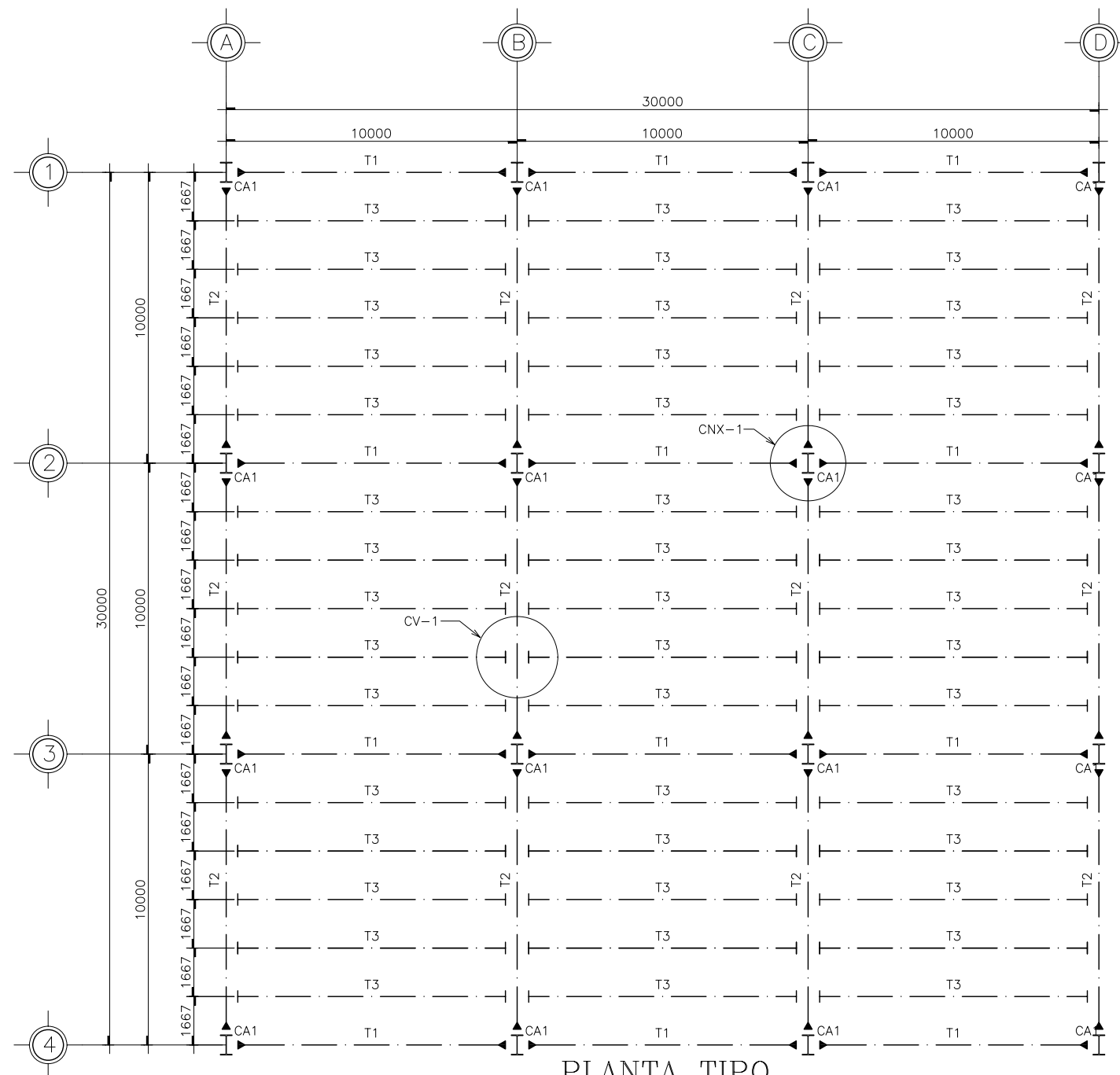
FECHA: MAYO/08 REVA: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EMX-CIM-C5-01

---

# ESTRUCTURA MIXTA

## DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 10m

---



PLANTA TIPO

ESC.1:200 COTAS EN mm

ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
IR 356mm x 79.0 kg/m	IR 356mm x 122.1 kg/m	IR 356mm x 134.2 kg/m
IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m
IR 610mm x 92.2 kg/m	IR 610mm x 101.6 kg/m	IR 610mm x 101.6 kg/m
IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m

TABLA DE PERFILES

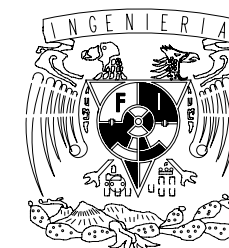
**NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**

- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON  $f_y=3515 \text{ kg/m}^2$  EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON  $f_y=2531 \text{ kg/cm}^2$ .
- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.D.F. ASI COMO TAMBIEN CUMPLIRA CON EL CODIGO AWS.
- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERÍA



DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL  
TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

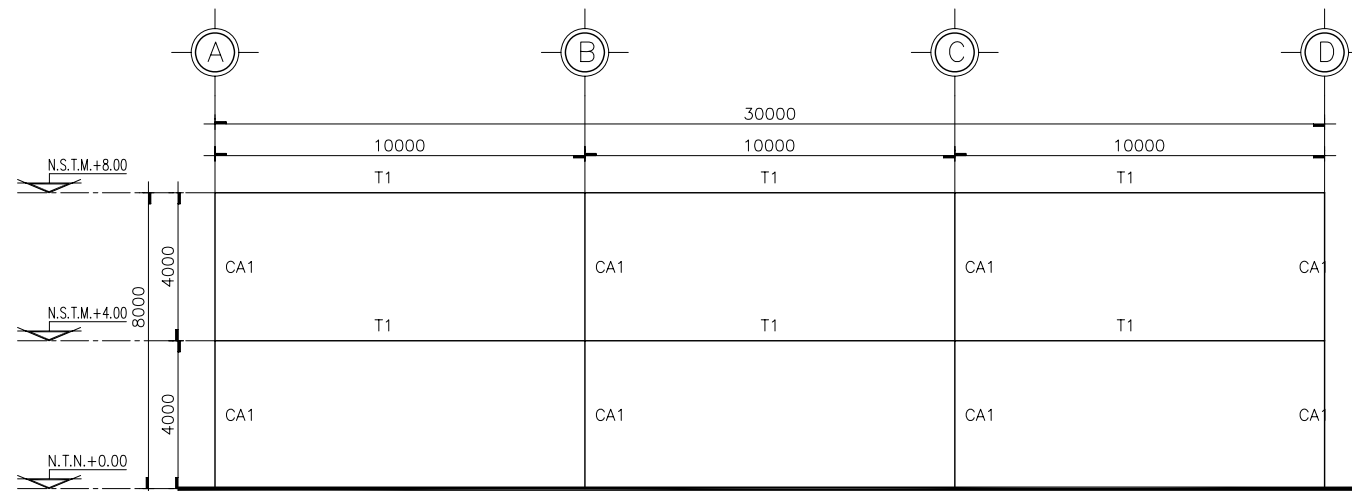
**ESTRUCTURA MIXTA**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

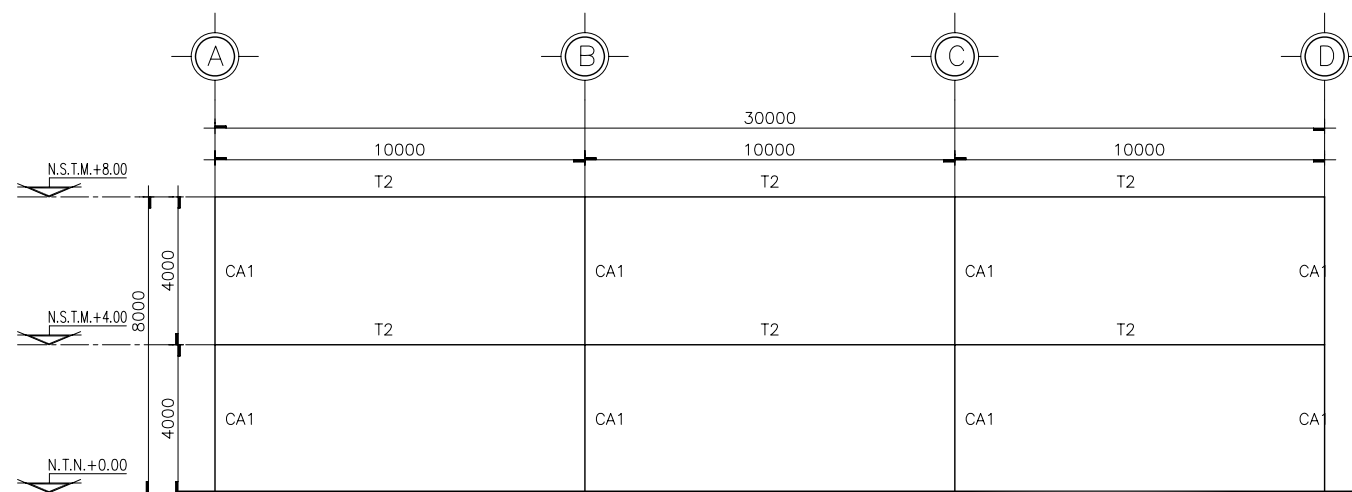
CASO: ESTRUCTURA MIXTA ENTRE EJES DE 10m PLANTA TIPO

FECHA: MAYO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EMX-C10-01



**MARCO EJES 1, 2, 3 Y 4**

ESC.1:200 COTAS EN mm



**MARCO EJES A, B, C Y D**

ESC.1:200 COTAS EN mm

ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
IR 356mm x 79.0 kg/m	IR 356mm x 122.1 kg/m	IR 356mm x 134.2 kg/m
IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m
IR 610mm x 92.2 kg/m	IR 610mm x 101.6 kg/m	IR 610mm x 101.6 kg/m
IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m	IR 406mm x 38.9 kg/m

**TABLA DE PERFILES**

**NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**

- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON  $f_y=3515 \text{ kg/m}^2$  EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON  $f_y=2531 \text{ kg/cm}^2$ .
- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.C.F., ASI COMO TAMBIEN CUMPLIRA CON EL CODIGO AWS.
- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERIA



DIVISION DE INGENIERIA CIVIL TOPOGRAFICA Y GEODESICA

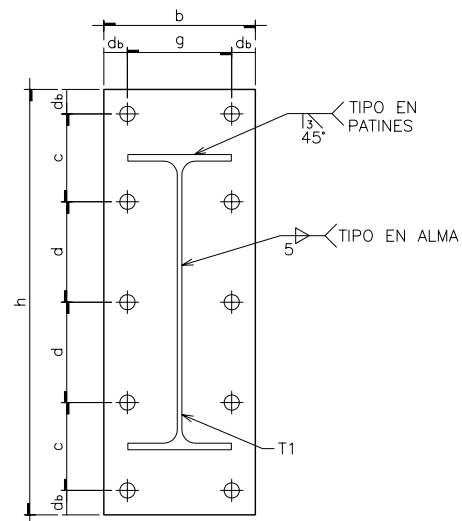
**ESTRUCTURA MIXTA**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: ESTRUCTURA MIXTA ENTRE EJES DE 10m MARCOS ESTRUCTURALES

FECHA: MAYO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EMX-C10-02



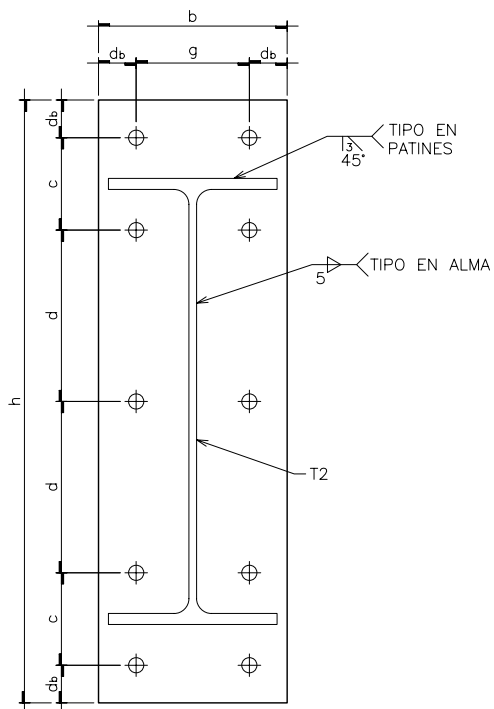
**PLACA EP1**  
ESC. S/E COTAS EN mm

PLACA DE CONEXIÓN EP1							
	b(mm)	h(mm)	PLe(mm)	φ torn(mm)	db(mm)	c(mm)	g(mm)
ZONA SISMICA I	205	575	19	19	32	120	140
ZONA SISMICA II	205	575	19	19	32	120	140
ZONA SISMICA III	205	575	19	19	32	120	140

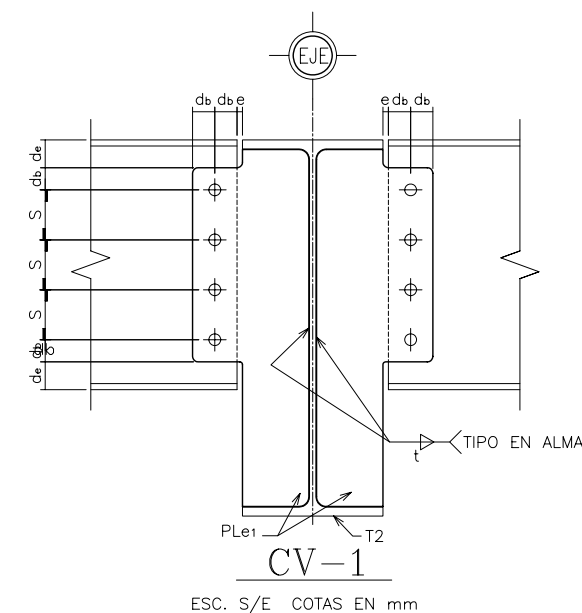
**TABLA DE LA PLACA EP1**

PLACA DE CONEXIÓN EP2							
	b(mm)	h(mm)	PLe(mm)	φ torn(mm)	db(mm)	c(mm)	g(mm)
ZONA SISMICA I	245	815	32	29	50	125	140
ZONA SISMICA II	260	830	32	32	60	130	140
ZONA SISMICA III	260	830	19	32	60	130	140

**TABLA DE LA PLACA EP2**

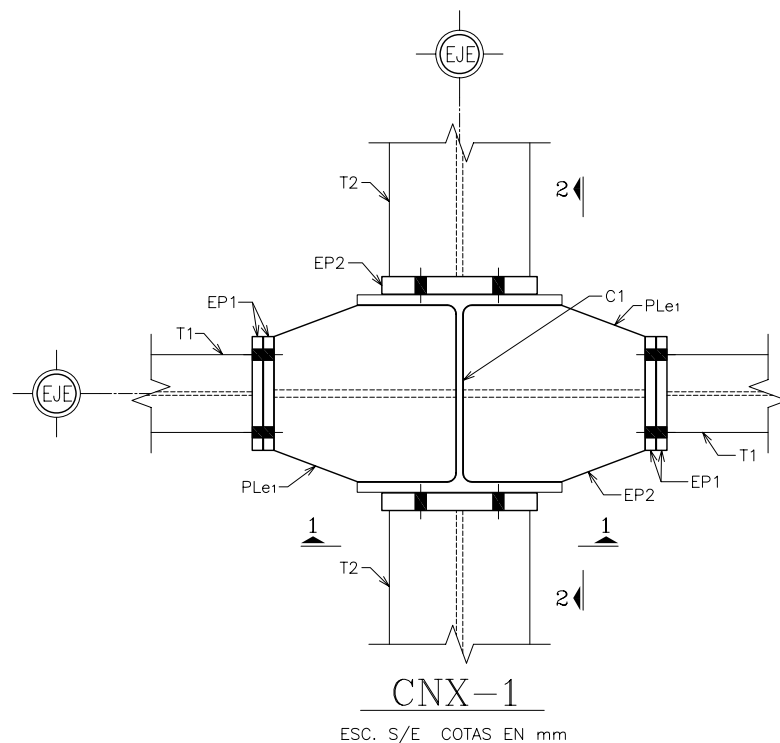


**PLACA EP2**  
ESC. S/E COTAS EN mm

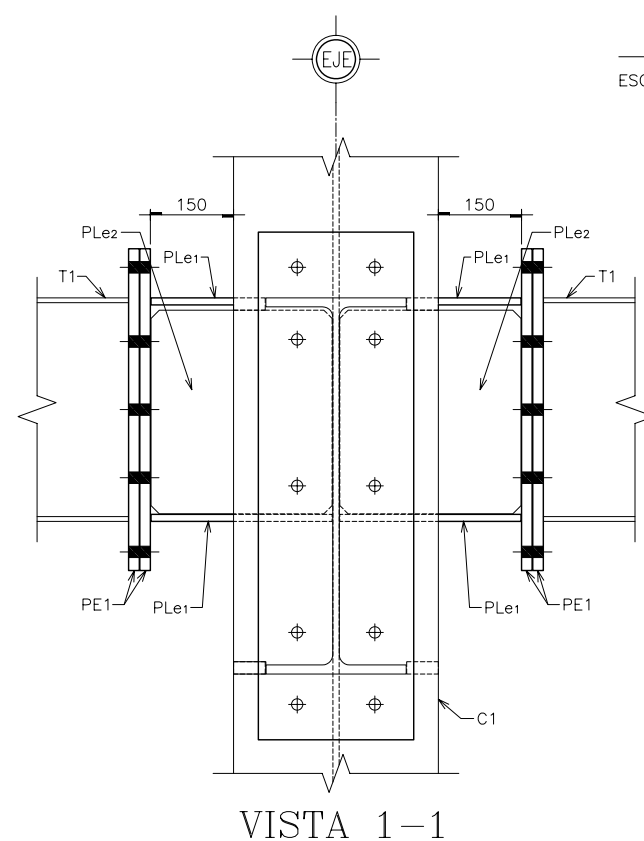


CONEXIÓN CV1							
	φ torn(mm)	PLe (mm)	db(mm)	de(mm)	S(mm)	e(mm)	t(mm)
ZONA SISMICA I	22	13	40	40	70	10	5
ZONA SISMICA II	22	13	40	40	70	10	5
ZONA SISMICA III	22	13	40	40	70	10	5

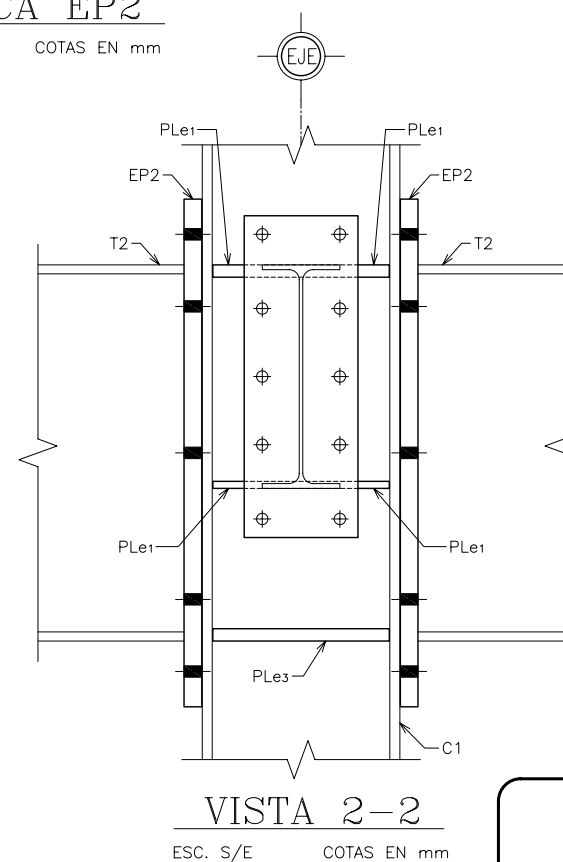
**TABLA DE LA CONEXION CV1**



**CNX-1**  
ESC. S/E COTAS EN mm



**VISTA 1-1**  
ESC. S/E COTAS EN mm



**VISTA 2-2**  
ESC. S/E COTAS EN mm

PLACAS PLe1, PLe2 Y PLe3			
	PLe1(mm)	PLe2(mm)	PLe3(mm)
ZONA SISMICA I	13	10	22
ZONA SISMICA II	13	10	22
ZONA SISMICA III	22	10	22

**TABLA DE LAS PLACA PLe1, PLe2 Y PLe3**

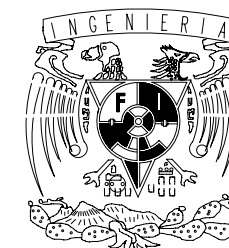
**NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**

- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON  $f_y=3515 \text{ kg/cm}^2$  EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON  $f_y=2531 \text{ Kg/cm}^2$ .
- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.D.F., ASI COMO TAMBIEN CUMPLIRA CON EL CODIGO AWS.
- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERÍA



DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

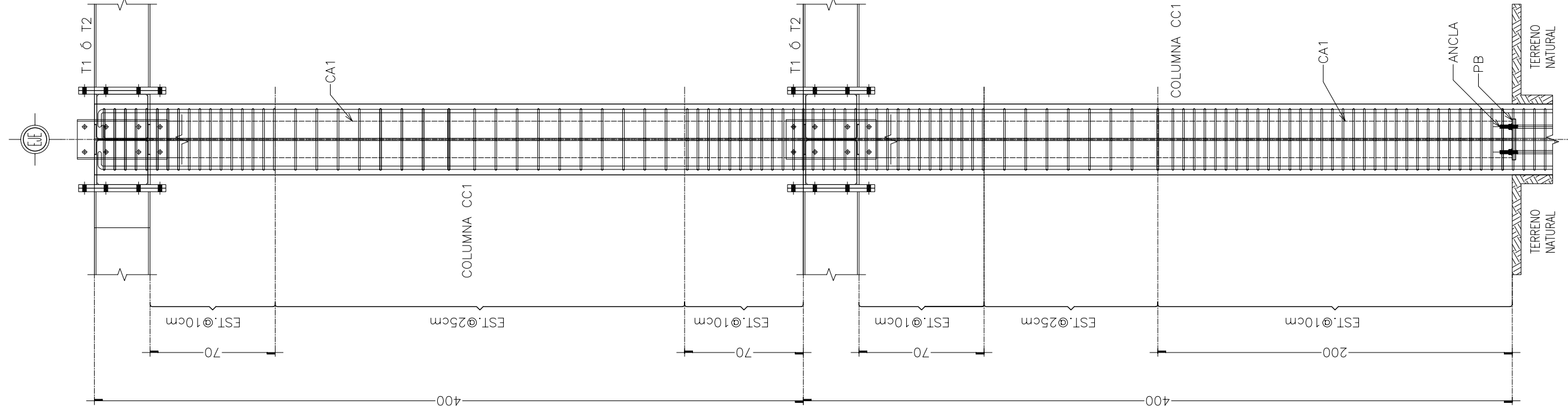
**ESTRUCTURA MIXTA**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

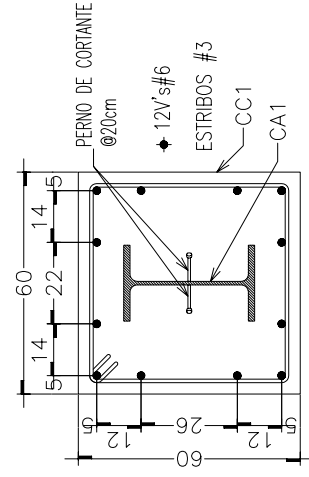
TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: ESTRUCTURA MIXTA ENTRE EJES DE 10m CONEXIONES A MOMENTO Y A CORTANTE

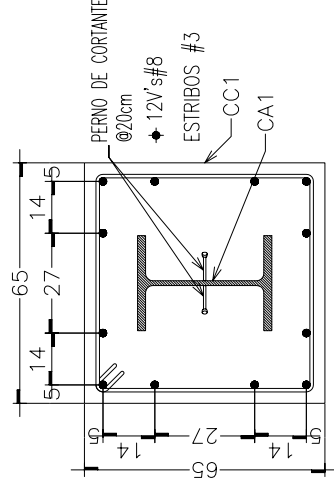
FECHA: MAYO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EMX-C10-03



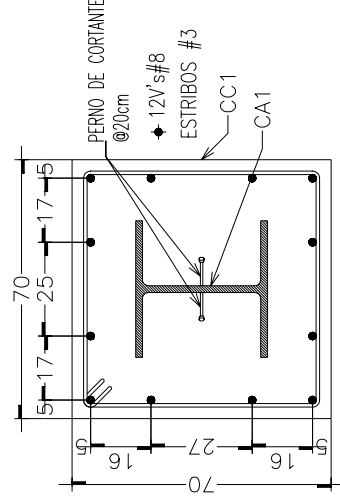
DETALLES DE LA COLUMNA DE CONCRETO  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



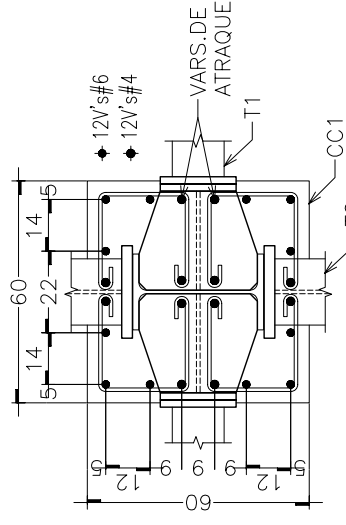
COLUMNA ZONA I  
ARMADO TIPO  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



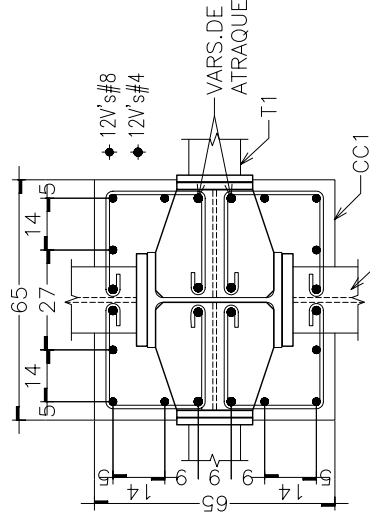
COLUMNA ZONA II  
ARMADO TIPO  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



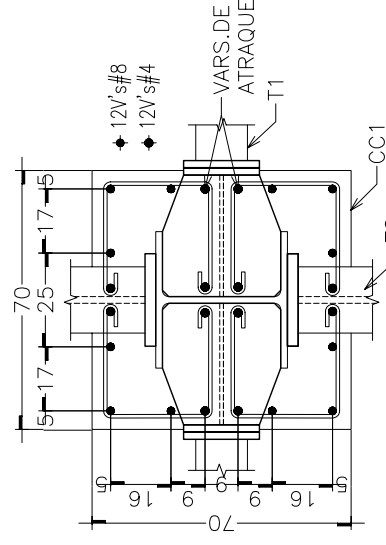
COLUMNA ZONA III  
ARMADO TIPO  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



DETALLE EN EL NUDO  
COLUMNA ZONA I  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



DETALLE EN EL NUDO  
COLUMNA ZONA II  
ESC. 1:20 COTAS EN cm

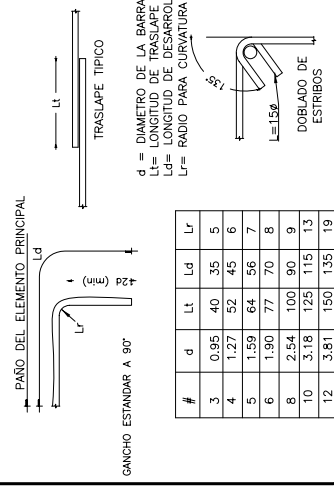


DETALLE EN EL NUDO  
COLUMNA ZONA III  
ESC. 1:20 COTAS EN cm

TIPO	CA1
ZONA SISMICA I	IR 356mm x 79.0 kg/m
ZONA SISMICA II	IR 356mm x 122.1 kg/m
ZONA SISMICA III	IR 356mm x 134.2 kg/m

TABLA DE PERFILES CA1

DETALLES DEL REFUERZO



#	d	Lt	Ld	Lr
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

d = DIAMETRO DE LA BARRA  
Lt = LONGITUD DE TRASLAPAZ  
Ld = RADIO PARA CURVATURA  
Lr = DOBLADO DE ESTRIBOS

NOTAS GENERALES

- ADAPTACIONES EN CENTIMETROS.
- UNIDADES EN METROS.
- CONCRETO:  $f_c=100$  kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
- SE USA CONCRETO  $f_c=250$  kg/cm<sup>2</sup> CLASE III EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES.
- ZAPATAS, CONTRAFRANQUES Y DADOS: TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO 3/4".
- MÓDULO DE ELASTICIDAD MÍNIMO:  $E_s=242,847$  kg/cm<sup>2</sup>.
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMANERAN EN UNA ESQUINA CON DOBLEZAS DE 135° SEGUIDOS DE TRABES.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO SERA DE 5 cm.
- A LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- ALAS DE VARIAS.



DIVISION DE INGENIERIA CIVIL  
TOPOGRAFICA Y GEODESICA

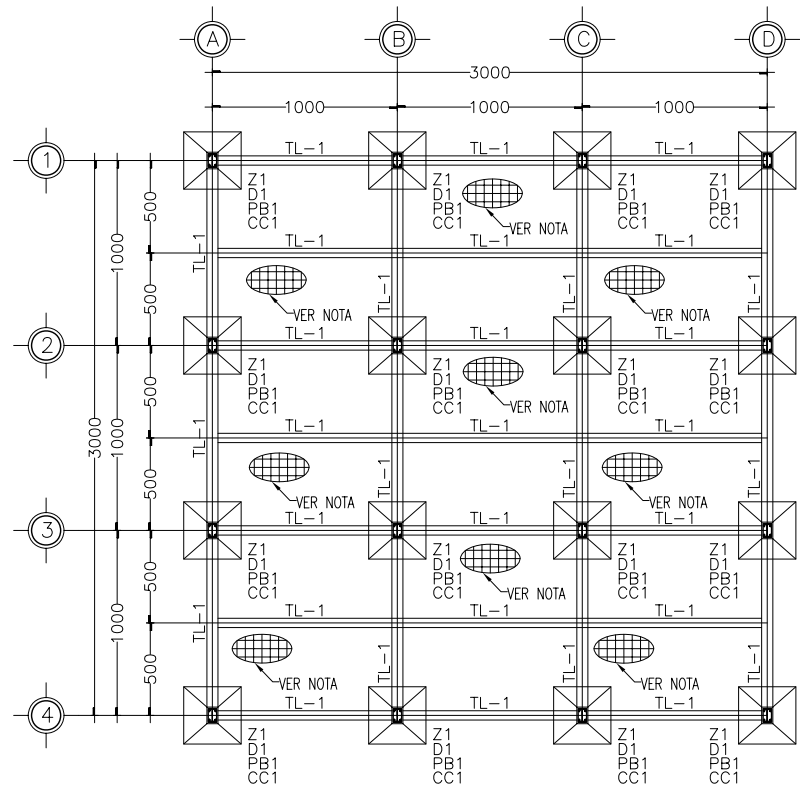
ESTRUCTURA MIXTA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTASIO MENDEZ

CASO: DETALLE DE COLUMNA CC1 ENTRE EJES DE 10m

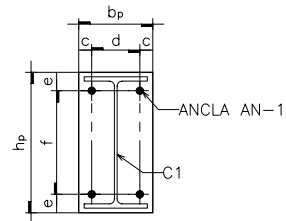
FECHA: MAYO/08 REVA: 0 ESCALA: COTAS: IND. cm CLAVE: EMX-C10-04



PLANTA DE CIMENTACION  
ESC. 1:200 COTAS EN cm

ZAPATAS												
	B(cm)	H(cm)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	d(cm)	h <sub>desp</sub> (cm)	z <sub>1</sub> (cm)	z <sub>2</sub> (cm)	e(cm)	f(cm)	g(cm)
ZONA SISMICA I	265	265	60	60	102.5	102.5	110	55	55	5	45	5
ZONA SISMICA II	335	335	65	65	135	135	110	60	50	5	50	5
ZONA SISMICA III	460	460	70	70	195	195	110	65	45	5	55	5

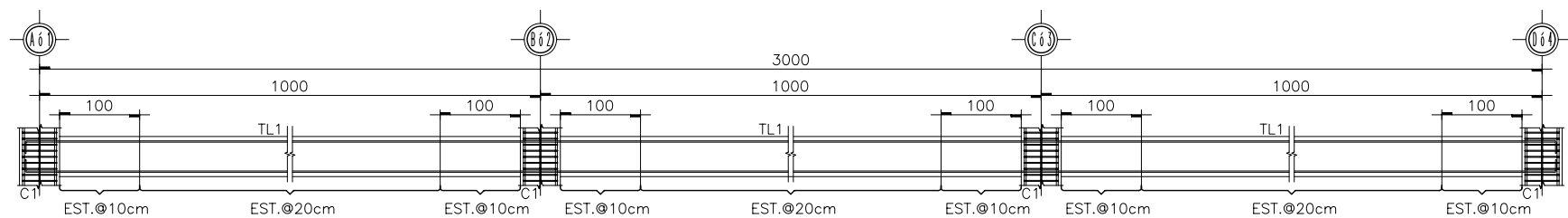
TABLA DE ZAPATAS



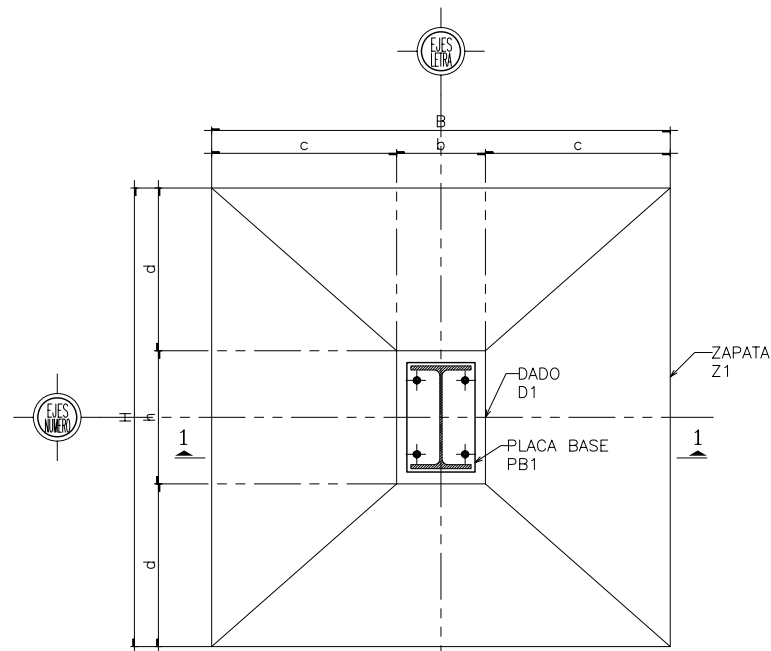
PLACA PB1  
ESC. S/E COTAS EN mm

PLACAS BASE PB1							
	PLe(mm)	b <sub>p</sub> (mm)	h <sub>p</sub> (mm)	c(mm)	d(mm)	e(mm)	f(mm)
ZONA SISMICA I	22	230	380	40	150	60	260
ZONA SISMICA II	25	280	400	40	200	60	280
ZONA SISMICA III	25	400	400	40	320	60	280

TABLA DE PLACAS BASE

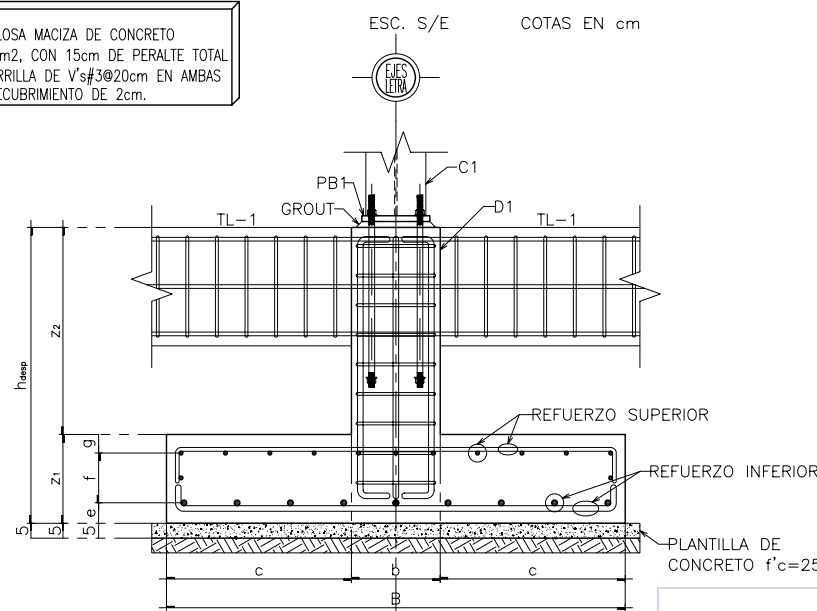


TRABE DE LIGA TL1  
ESC. S/E COTAS EN cm

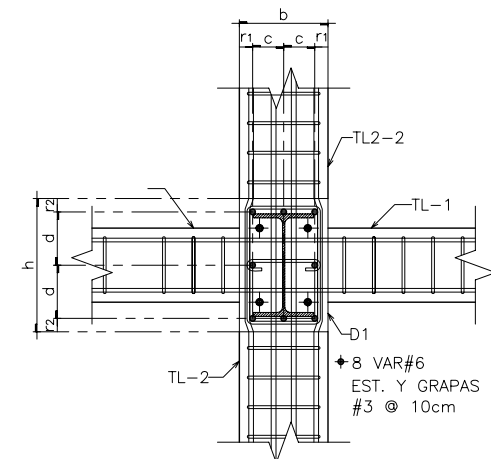


ZAPATA Z1  
ESC. S/E COTAS EN cm

NOTA:  
SOLO PARA LA ZONA III LOSA MACIZA DE CONCRETO REFORZADO, f'<sub>c</sub>=250kg/cm<sup>2</sup>, CON 15cm DE PERALTE TOTAL REFORZADA CON UNA PARRILLA DE V's#3@20cm EN AMBAS DIRECCIONES, CON UN RECUBRIMIENTO DE 2cm.



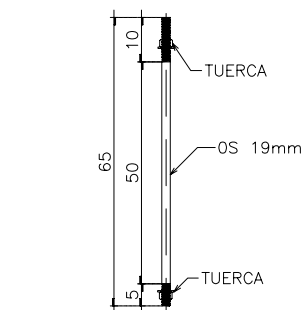
CORTE 1-1  
ESC. S/E COTAS EN cm



DADO D1  
ESC. S/E COTAS EN cm

DADO D1						
	b(cm)	h(cm)	r <sub>1</sub> (cm)	c(cm)	r <sub>2</sub> (cm)	d(cm)
ZONA SISMICA I	60	60	5	25	5	25
ZONA SISMICA II	65	65	5	27.5	5	27.5
ZONA SISMICA III	70	70	5	30	5	30

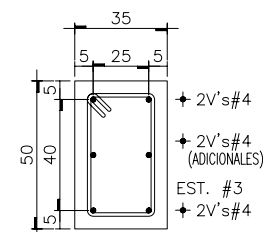
TABLA DEL DADO D1



ANCLA AN-1  
ESC. S/E COTAS EN mm

ACERO DE REFUERZO					
	REFUERZO INFERIOR			REFUERZO SUPERIOR	
ZONA SISMICA I	#6	@	15cm	#5	@ 10cm
ZONA SISMICA II	#6	@	20cm	#5	@ 10cm
ZONA SISMICA III	#6	@	20cm	#5	@ 10cm

REFUERZO DE LA ZAPATA



FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE INGENIERIA CIVIL TOPOGRAFICA Y GEODESICA

DETALLES DEL REFUERZO

GANCHO ESTANDAR A 90°

TRASLAPE TYPICO

DOBLADO DE ESTRIBOS

d = DIAMETRO DE LA BARRA  
L<sub>tr</sub> = LONGITUD DE TRASLAPE  
L<sub>d</sub> = LONGITUD DE DESARROLLO  
L<sub>r</sub> = RADIO PARA CURVATURA

#	d	L <sub>t</sub>	L <sub>d</sub>	L <sub>r</sub>
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO f'<sub>c</sub>=100 Kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
- SE USARA CONCRETO f'<sub>c</sub>=250 Kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRABRACES Y DADOS. TAMAÑO MAXIMO DE AGREGADO 3/4".
- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE f<sub>y</sub>=4200 Kg/cm<sup>2</sup>.
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 7 cm A EJES DE VARILLAS.

NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO f'<sub>c</sub>=250 kg/cm<sup>2</sup>, CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

CIMENTACION ESTRUCTURA MIXTA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: PLANTA DE CIMENTACION ESTRUCTURA MIXTA ENTRE EJES DE 10m  
PLANTA DE CIMENTACION Y DETALLES

FECHA: MAYO/08  
REV: 0  
ESCALA: IND.  
COTAS: mm  
CLAVE: EMX-CIM-C5-01

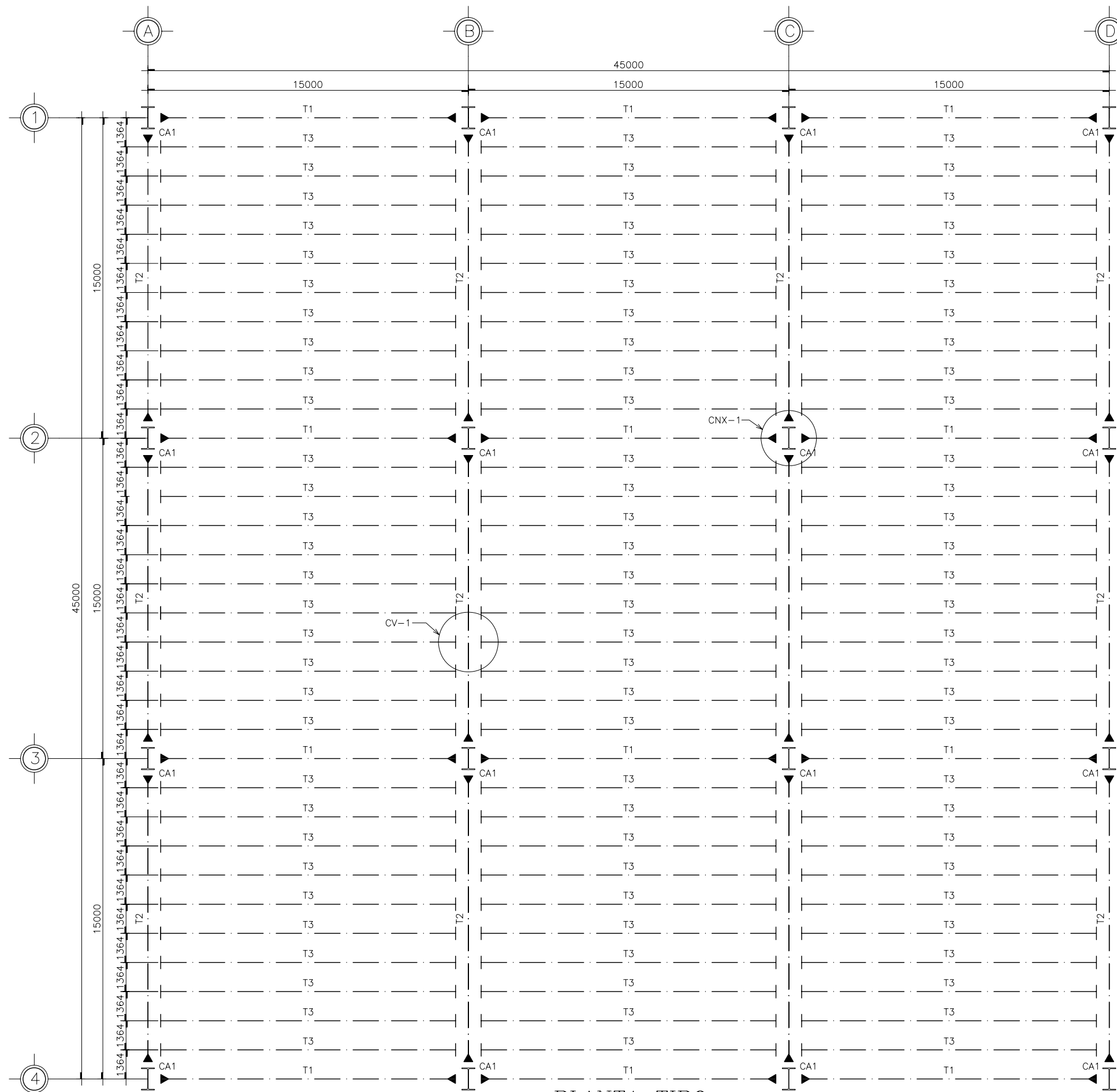


---

# ESTRUCTURA MIXTA

## DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m

---



**PLANTA TIPO**  
 ESC. 1:200 COTAS EN mm

TIPO	MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
COLUMNA	CA1	IR 356mm x 134.2 kg/m	IR 356mm x 236.5 kg/m	IR 356mm x 287.7 kg/m
TRAB. PRINC. X	T1	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m
TRAB. PRINC. Y	T2	IR 914mm x 223.9 kg/m	IR 914mm x 223.9 kg/m	IR 914mm x 223.9 kg/m
TRAB. SEC.	T3	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m

## TABLA DE PERFILES

### NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA

- 1.- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON  $f_y=3515 \text{ kg/cm}^2$  EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON  $f_y=2531 \text{ kg/cm}^2$ .
- 2.- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- 3.- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- 4.- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.C.F., ASI COMO TAMBIEN CUMPLIRA CON EL CODIGO AWS.
- 5.- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- 6.- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

### NOTAS GENERALES:

- 1.- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- 2.- NIVELES EN METROS.
- 3.- SE USARA CONCRETO  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$  CLASE I, EN LOSAS, EXCEPTO INDICADAS.
- 4.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL  
 TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

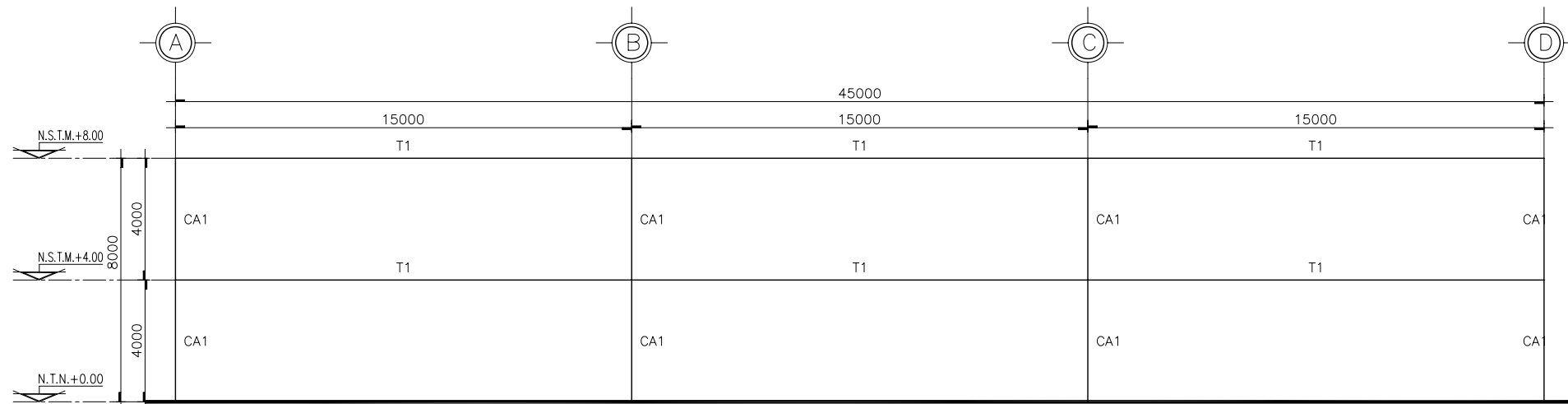
**ESTRUCTURA MIXTA**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

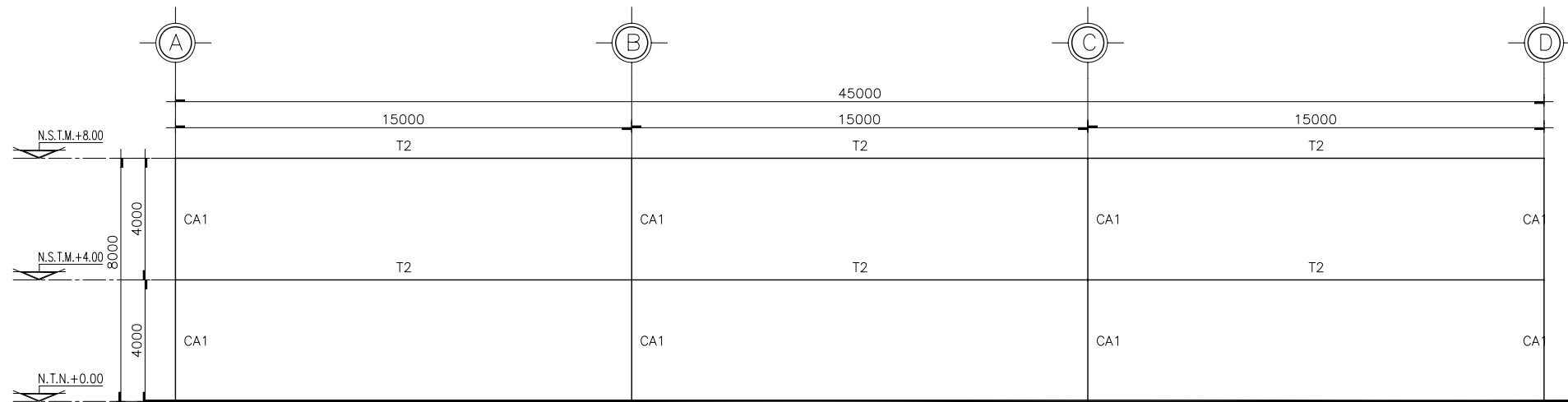
CASO: ESTRUCTURA MIXTA ENTRE EJES DE 15m PLANTA TIPO

FECHA: MAYO/08	REV: 0	ESCALA: IND.	COTAS: mm	CLAVE: EMX-C15-01
----------------	--------	--------------	-----------	-------------------



**MARCO EJES 1, 2, 3 Y 4**

ESC.1:200 COTAS EN mm



**MARCO EJES A, B, C Y D**

ESC.1:200 COTAS EN mm

TIPO	MARCA	ZONA SISMICA I	ZONA SISMICA II	ZONA SISMICA III
COLUMNA	CA1	IR 356mm x 134.2 kg/m	IR 356mm x 236.5 kg/m	IR 356mm x 287.7 kg/m
TRAB. PRINC. X	T1	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m
TRAB. PRINC. Y	T2	IR 914mm x 223.9 kg/m	IR 914mm x 223.9 kg/m	IR 914mm x 223.9 kg/m
TRAB. SEC.	T3	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m	IR 533mm x 74.4 kg/m

**TABLA DE PERFILES**

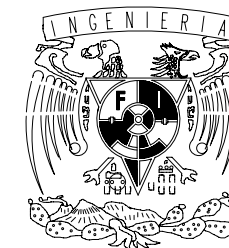
**NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**

- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON  $f_y=3515 \text{ kg/m}^2$  EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON  $f_y=2531 \text{ kg/cm}^2$ .
- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.D.F. ASI COMO TAMBIEN CUMPLIRA CON EL CODIGO AWS.
- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERÍA



DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL  
TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

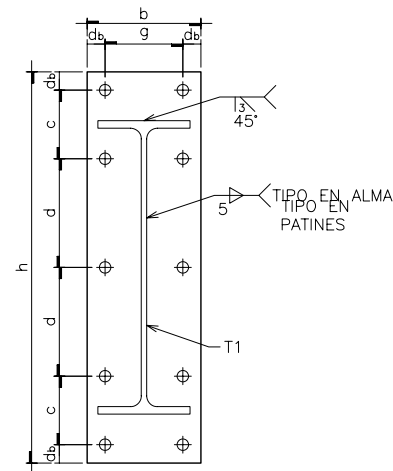
**ESTRUCTURA MIXTA**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: ESTRUCTURA MIXTA ENTRE EJES DE 15m MARCOS ESTRUCTURALES

FECHA: MAYO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EMX-C15-02



**PLACA EP1**

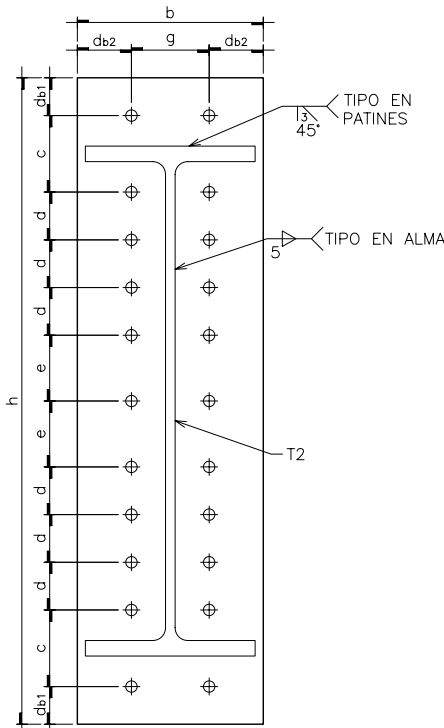
ESC. S/E COTAS EN mm

PLACA DE CONEXIÓN EP1								
	b(mm)	h(mm)	PLe(mm)	φ torn(mm)	db(mm)	c(mm)	d(mm)	g(mm)
ZONA SISMICA I	205	705	19	19	32	130	190	140
ZONA SISMICA II	205	705	19	19	32	130	190	140
ZONA SISMICA III	205	705	19	19	32	130	190	140

**TABLA DE LA PLACA EP1**

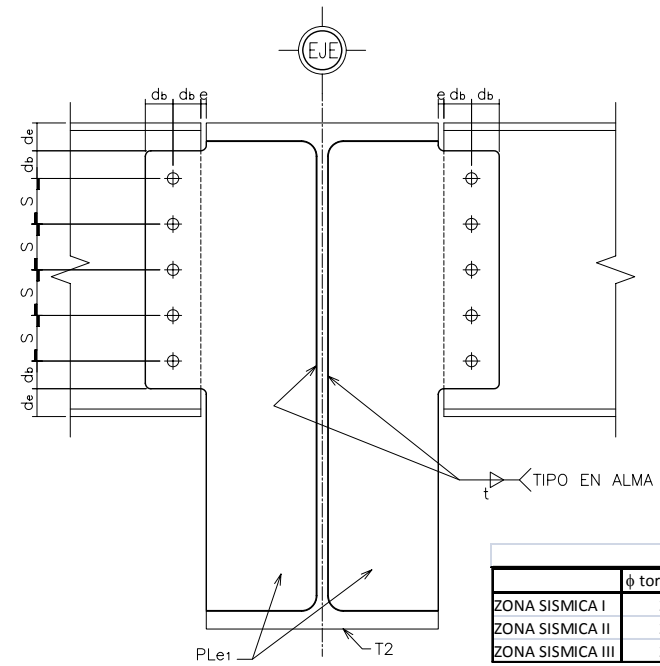
PLACA DE CONEXIÓN EP2										
	b(mm)	h(mm)	PLe(mm)	φ torn(mm)	db <sub>1</sub> (mm)	db <sub>2</sub> (mm)	c(mm)	d(mm)	e(mm)	g(mm)
ZONA SISMICA I	330	1160	38	38	70	70	140	90	100	190
ZONA SISMICA II	330	1160	38	38	70	70	140	90	100	190
ZONA SISMICA III	335	1160	38	38	70	70	140	90	100	190

**TABLA DE LA PLACA EP2**



**PLACA EP2**

ESC. S/E COTAS EN mm

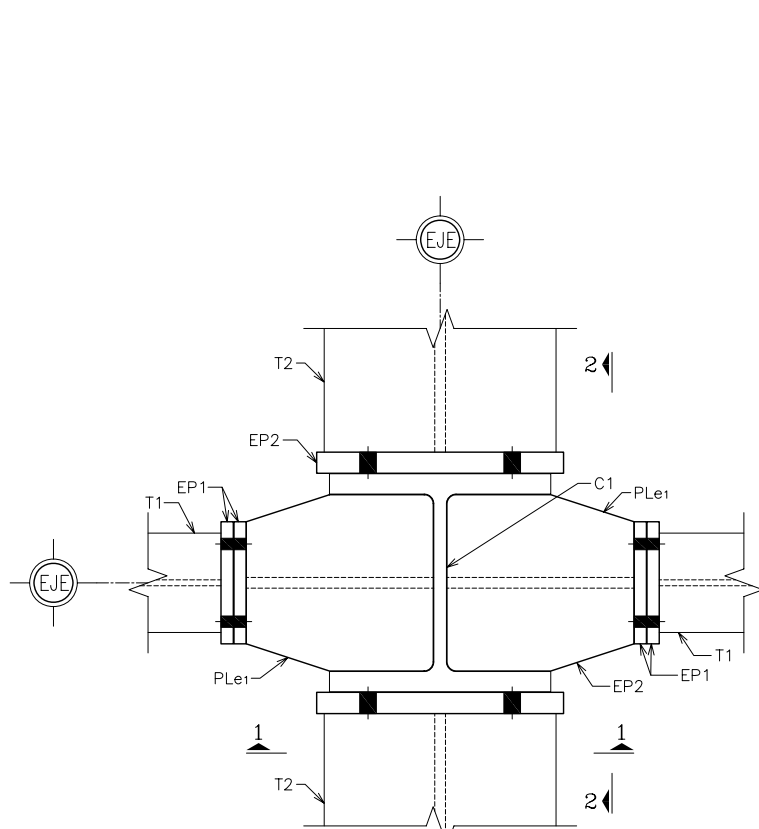


**CV-1**

ESC. S/E COTAS EN mm

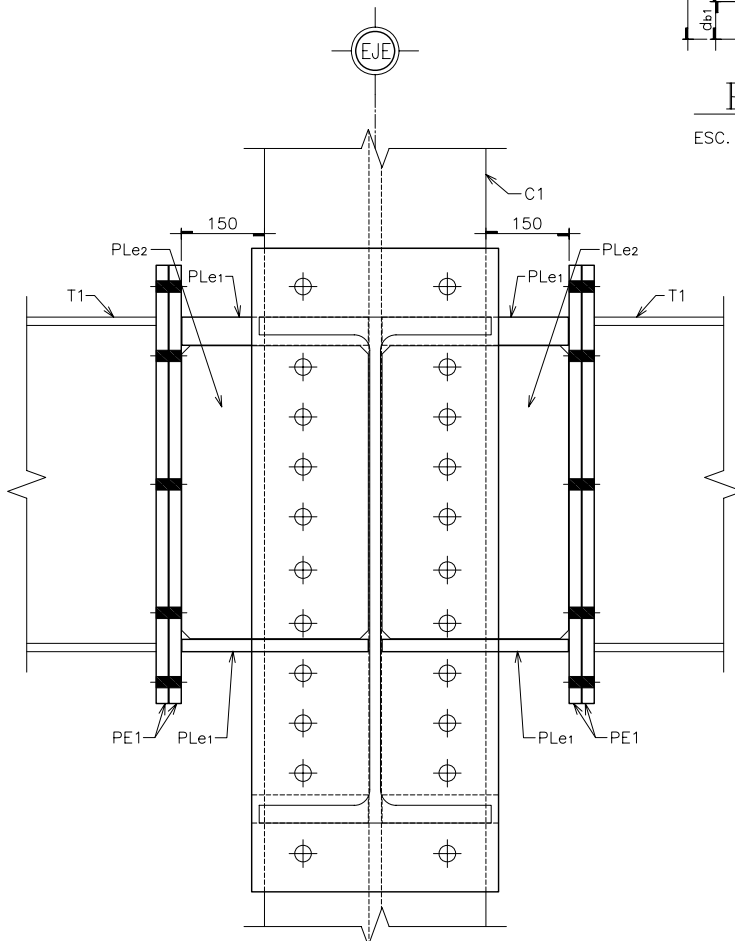
CONEXIÓN CV1							
	φ torn(mm)	PLe (mm)	db(mm)	de(mm)	S(mm)	e(mm)	t(mm)
ZONA SISMICA I	22	13	40	50	70	10	5
ZONA SISMICA II	22	13	40	50	70	10	5
ZONA SISMICA III	22	13	40	50	70	10	5

**TABLA DE LA CONEXION CV1**



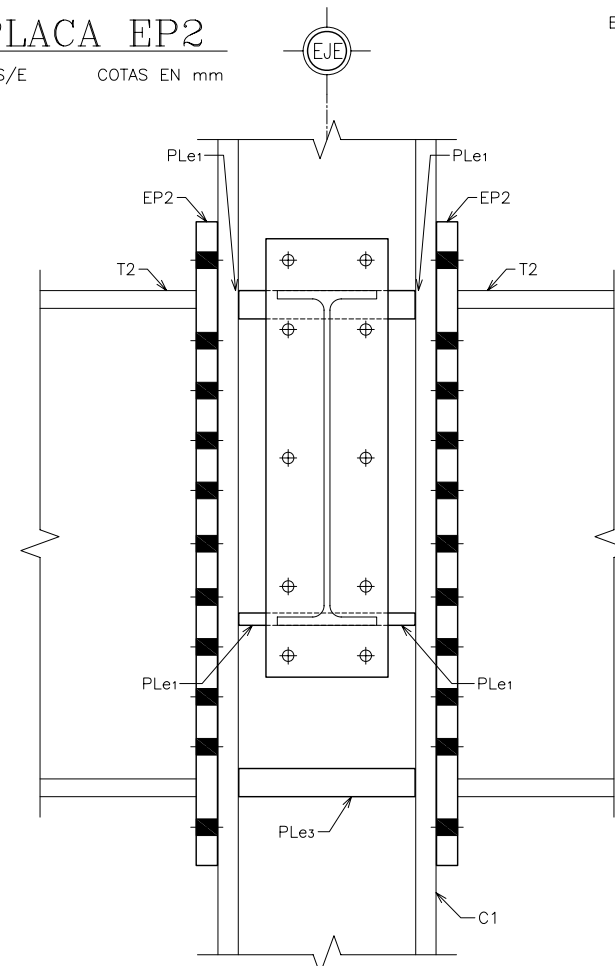
**CNX-1**

ESC. S/E COTAS EN mm



**VISTA 1-1**

ESC. S/E COTAS EN mm



**VISTA 2-2**

ESC. S/E COTAS EN mm

PLACAS PLe1, PLe2 Y PLe3			
	PLe <sub>1</sub> (mm)	PLe <sub>2</sub> (mm)	PLe <sub>3</sub> (mm)
ZONA SISMICA I	22	16	32
ZONA SISMICA II	22	16	32
ZONA SISMICA III	22	16	32

**TABLA DE LAS PLACA PLe1, PLe2 Y PLe3**

**NOTAS DE ESTRUCTURA METALICA**

- EL ACERO PARA IR Y ACERO ASTM A-572-50 (NOM-B347) CON  $f_y=3515 \text{ kg/m}^2$  EL ACERO PARA MONTENES Y PLACAS SEGUN SE INDIQUE SERA: ACERO ASTM A-36 (NOM-B-254) CON  $f_y=2531 \text{ kg/cm}^2$ .
- SE UTILIZARAN TORNILLOS SEGUN SE INDIQUE A-490 Y DEBERAN SATISFACER LOS REQUISITOS DE LA CLASIFICACION ASTM-A490 (CON TUERCA A194 2H Y RONDANA F436).
- LAS SOLDADURAS SE HARAN CON ELECTRODOS DE LA SERIE E-7018.
- LAS SOLDADURAS SE REALIZARAN POR SOLDADORES CALIFICADOS Y DEBEN APEGARSE A LAS NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS METALICAS DEL R.C.D.F. ASI COMO TAMBIEN CUMPLIRA CON EL CODIGO AWS.
- LAS DENOMINACIONES Y CARACTERISTICAS DE PERFILES INDICADOS EN PLANOS CORRESPONDEN A LOS MANUALES IMCA.
- ESTE PLANO NO ES DE FABRICACION, EL FABRICANTE DE LA ESTRUCTURA DEBERA REALIZAR LOS PLANOS DE TALLER CORRESPONDIENTES.

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'_c=250 \text{ kg/cm}^2$  CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

FACULTAD DE INGENIERÍA



DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

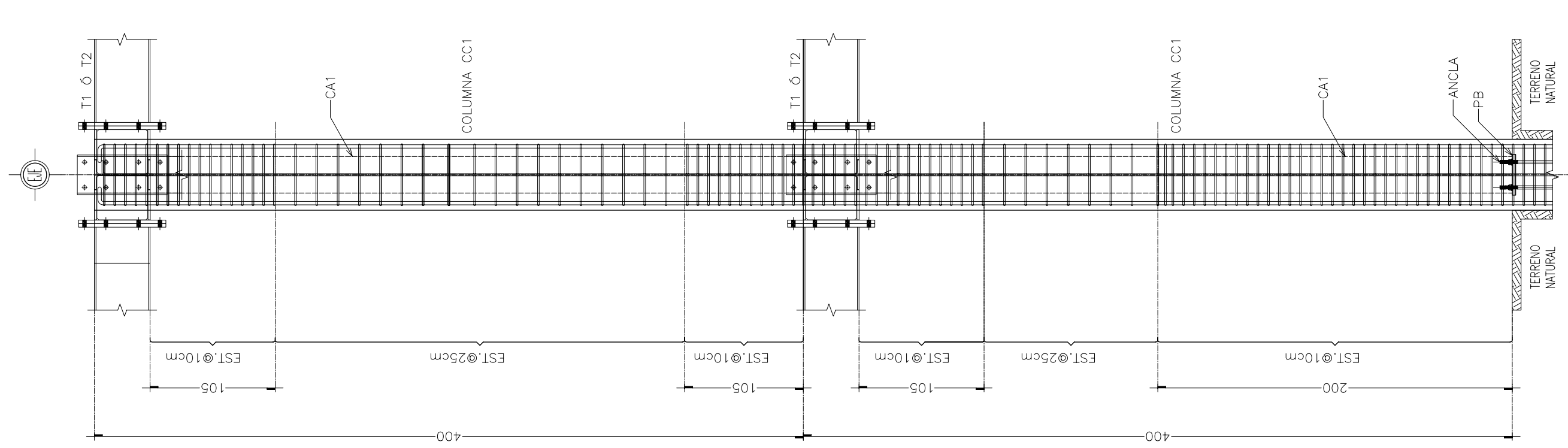
**ESTRUCTURA MIXTA**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

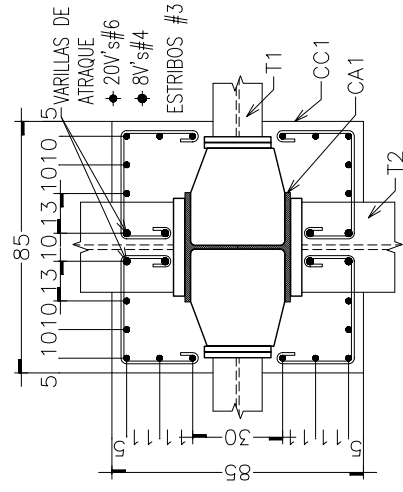
TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: ESTRUCTURA MIXTA ENTRE EJES DE 15m CONEXIONES A MOMENTO Y A CORTANTE

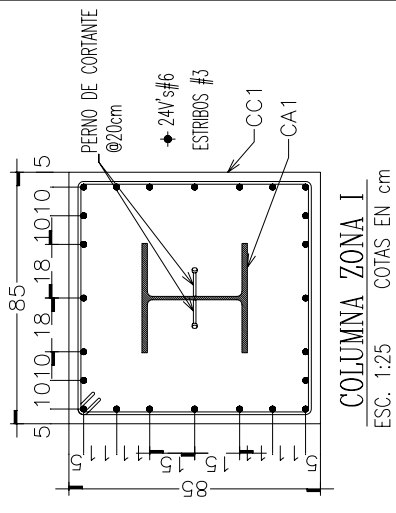
FECHA: MAYO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: mm CLAVE: EMX-C15-03



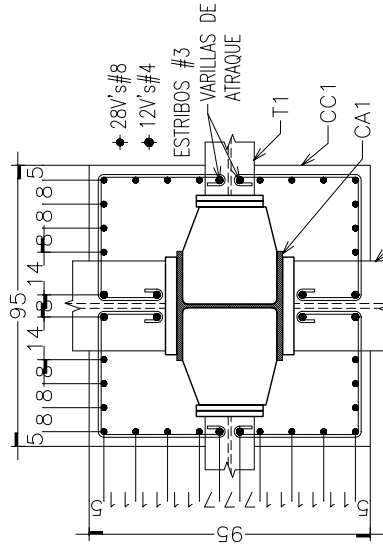
DETALLES DE LA COLUMNA DE CONCRETO  
ESC. 1:20 COTAS EN cm



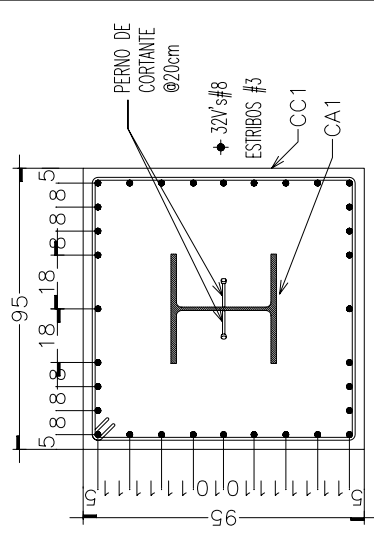
COLUMNA ZONA I  
ARMADO EN LA ZONA DEL NUDO  
ESC. 1:25 COTAS EN cm



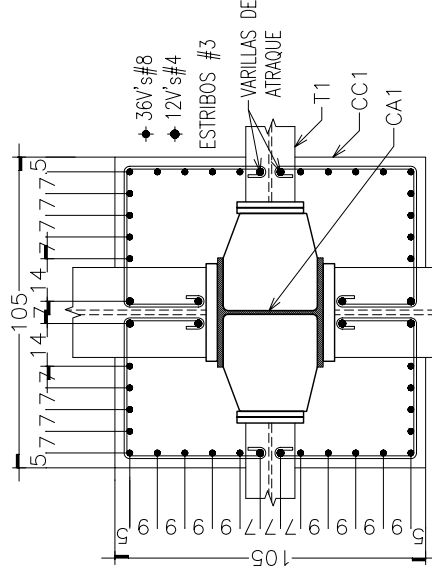
COLUMNA ZONA I  
ESC. 1:25 COTAS EN cm



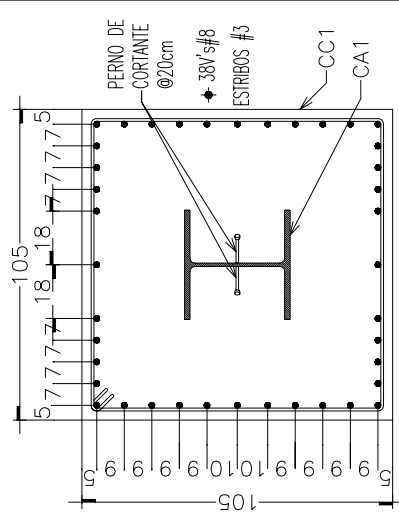
COLUMNA ZONA II  
ARMADO EN LA ZONA DEL NUDO  
ESC. 1:25 COTAS EN cm



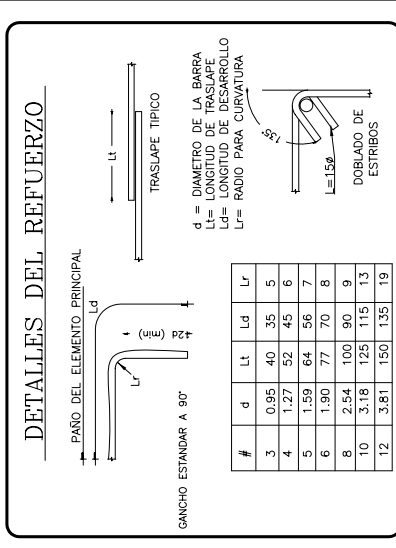
COLUMNA ZONA II  
ESC. 1:25 COTAS EN cm



COLUMNA ZONA III  
ARMADO EN LA ZONA DEL NUDO  
ESC. 1:25 COTAS EN cm



COLUMNA ZONA III  
ESC. 1:25 COTAS EN cm



DETALLES DEL REFUERZO

TIPO	CA1
ZONA SISMICA I	IR 356mm x 134.2 kg/m
ZONA SISMICA II	IR 356mm x 236.5 kg/m
ZONA SISMICA III	IR 356mm x 287.7 kg/m

TABLA DE PERFILES CA1

- NOTAS GENERALES:**
- ADOPCIONES EN CENTIMETROS.
  - ANILLOS EN METROS.
  - $f_c=100$  kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
  - SE USA CONCRETO  $f_c=250$  kg/cm<sup>2</sup> CLASE L EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES.
  - ZAPATAS, CONTRABRACES Y DADOS: TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO 3/4".
  - MÓDULO DE ELASTICIDAD MÍNIMO:  $E_s=242,487$  kg/cm<sup>2</sup>.
  - EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECÍFICA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIÁMETROS DE LARGO.
  - LOS ESTRIBOS REMANERAN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE 135° SEGUIDOS DE TRABOS.
  - EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO SERA DE 5 cm.
  - A LAS COTAS RIEN AL DIBUJO.



FACULTAD DE INGENIERIA  
DIVISION DE INGENIERIA CIVIL  
TOPOGRAFICA Y GEODESICA

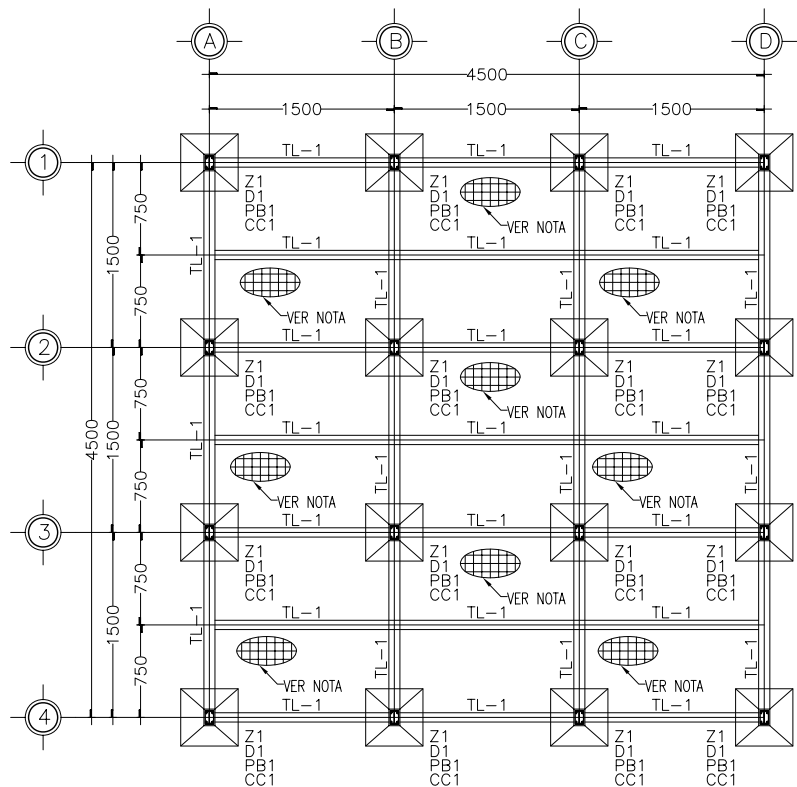
ESTRUCTURA MIXTA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: DETALLE DE COLUMNA CC1 ENTRE EJES DE 15m

FECHA: MAYO/08  
REVISOR: 0  
ESCALA: COTAS: IND. cm  
CLAVE: EMX-C15-04



**PLANTA DE CIMENTACION**  
ESC. 1:200 COTAS EN cm

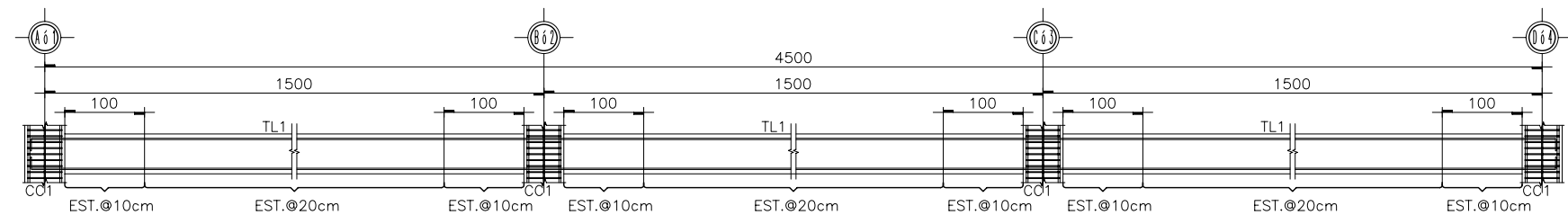
ZAPATAS												
	B(cm)	H(cm)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	d(cm)	h <sub>desp</sub> (cm)	z <sub>1</sub> (cm)	z <sub>2</sub> (cm)	e(cm)	f(cm)	g(cm)
ZONA SISMICA I	410	410	85	85	162.5	162.5	150	90	60	5	80	5
ZONA SISMICA II	520	520	95	95	212.5	212.5	150	100	50	5	90	5
ZONA SISMICA III	735	735	105	105	315	315	150	110	40	5	100	5

**TABLA DE ZAPATAS**

PLACAS BASE PB1							
	PLe(mm)	b <sub>p</sub> (mm)	h <sub>p</sub> (mm)	c(mm)	d(mm)	e(mm)	f(mm)
ZONA SISMICA I	22	390	380	40	310	60	260
ZONA SISMICA II	25	410	400	40	330	60	280
ZONA SISMICA III	25	420	420	40	340	60	300

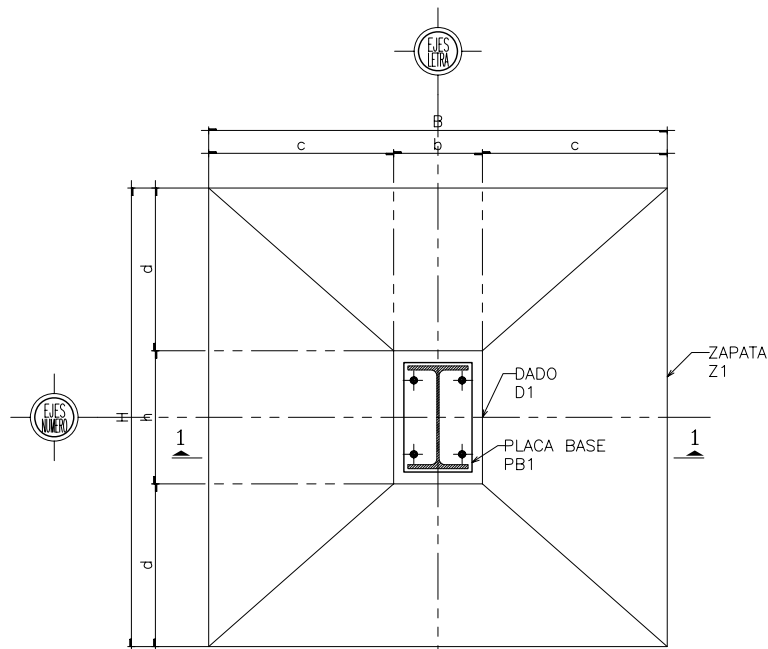
**TABLA DE PLACAS BASE**

**PLACA PB1**  
ESC. S/E COTAS EN mm



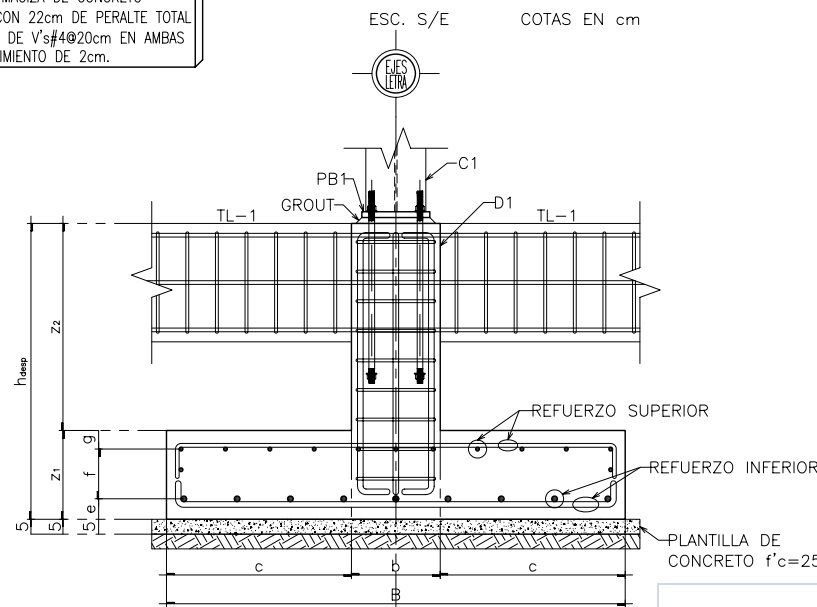
**TRABE DE LIGA TL1**  
ESC. S/E COTAS EN cm

NOTA:  
SOLO PARA LA ZONA III. LOSA MACIZA DE CONCRETO REFORZADO,  $f'c=250\text{kg/cm}^2$ , CON 22cm DE PERALTE TOTAL REFORZADA CON UNA PARRILLA DE  $V's\#4@20\text{cm}$  EN AMBAS DIRECCIONES, CON UN RECURBIMIENTO DE 2cm.



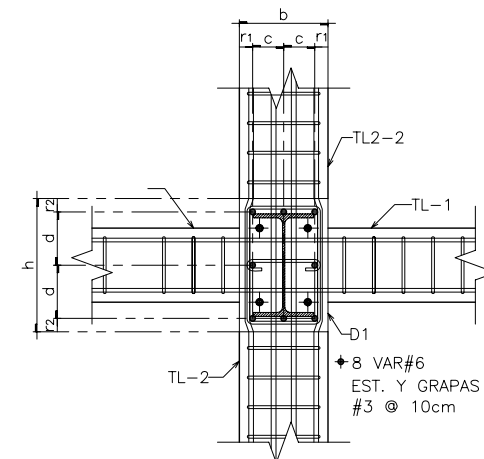
**ZAPATA Z1**

ESC. S/E COTAS EN cm



**CORTE 1-1**

ESC. S/E COTAS EN cm

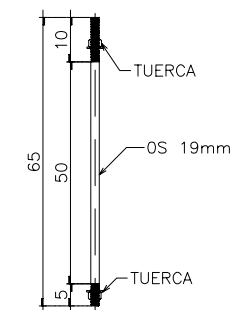


**DADO D1**

ESC. S/E COTAS EN cm

DADO D1						
	b(cm)	h(cm)	r <sub>1</sub> (cm)	c(cm)	r <sub>2</sub> (cm)	d(cm)
ZONA SISMICA I	85	85	5	37.5	5	37.5
ZONA SISMICA II	95	95	5	42.5	5	42.5
ZONA SISMICA III	105	105	5	47.5	5	47.5

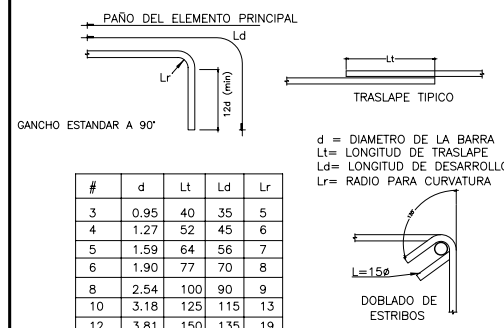
**TABLA DEL DADO D1**



**ANCLA AN-1**

ESC. S/E COTAS EN mm

**DETALLES DEL REFUERZO**



**NOTAS GENERALES:**

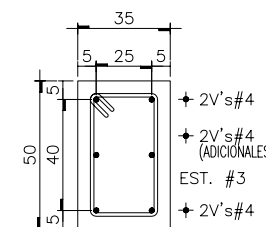
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=100\text{ Kg/cm}^2$  EN PLANTILLAS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=250\text{ Kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS, COLUMNAS, TRABES ZAPATAS, CONTRABRACES Y DADOS. TAMAÑO MÁXIMO DE AGREGADO 3/4". MÓDULO DE ELASTICIDAD MÍNIMO:  $E_c=242,487\text{ kg/cm}^2$ .
- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200\text{ Kg/cm}^2$ .
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECURBIMIENTO MÍNIMO SERA DE 7 cm A EJES DE VARILLAS.

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN MILIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'c=250\text{ kg/cm}^2$ , CLASE I, EN LOSAS. EXCEPTO INDICADAS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.

ACERO DE REFUERZO				
	REFUERZO INFERIOR		REFUERZO SUPERIOR	
ZONA SISMICA I	#8	@ 20cm	#6	@ 10cm
ZONA SISMICA II	#8	@ 20cm	#6	@ 10cm
ZONA SISMICA III	#8	@ 20cm	#6	@ 10cm

**REFUERZO DE LA ZAPATA**



FACULTAD DE INGENIERÍA

INGENIERÍA

DIVISIÓN DE INGENIERÍA CIVIL TOPOGRÁFICA Y GEODÉSICA

**CIMENTACION ESTRUCTURA MIXTA**

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MÉXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: PLANTA DE CIMENTACION ESTRUCTURA MIXTA ENTRE EJES DE 15m  
PLANTA DE CIMENTACION Y DETALLES

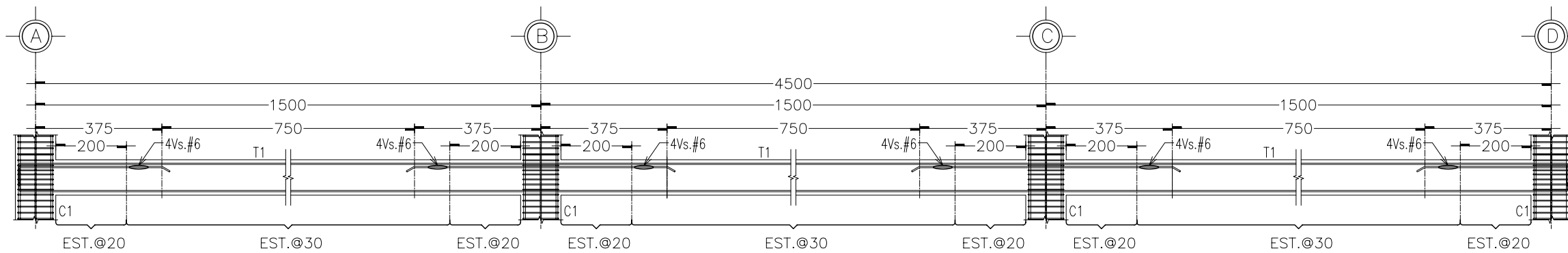
FECHA: MAYO/08  
REV: 0  
ESCALA: IND.  
COTAS: mm  
CLAVE: EMX-CIM-C15-01

---

# ESTRUCTURA DE CONCRETO POSTENSADO

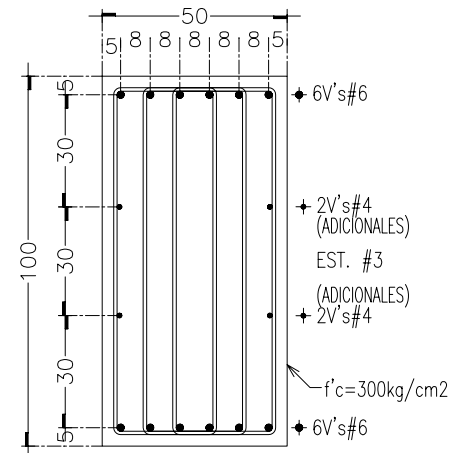
## DISTANCIA DE ENTRE EJES DE 15m

---



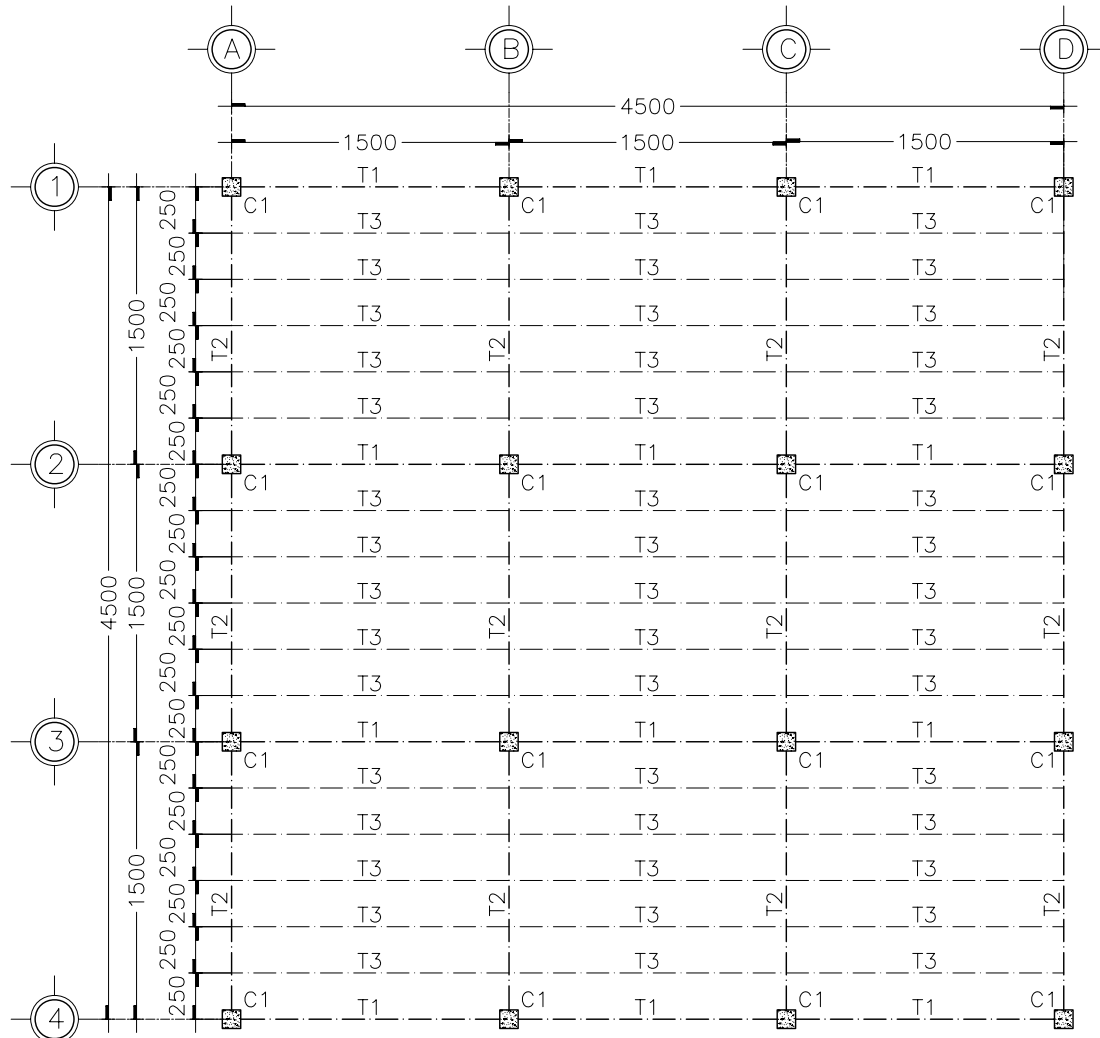
### ARMADO DE TRABE T1

ESC. S/E COTAS EN cm



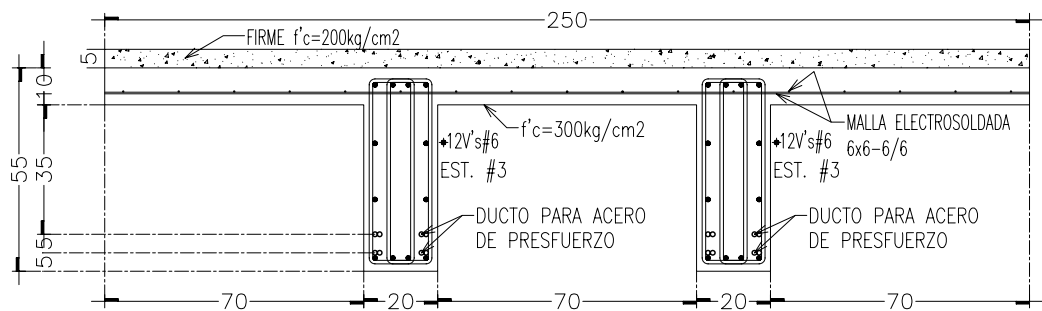
### TRABE DE RIGIDEZ TIPO T1

ESC. 1:20 COTAS EN cm



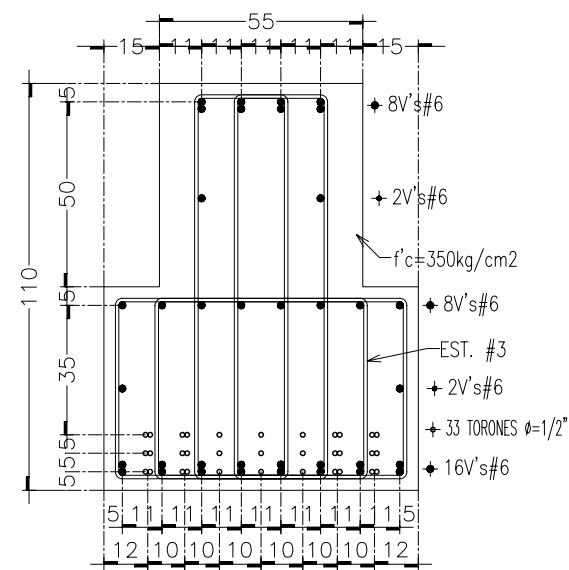
### PLANTA TIPO

ESC. 1:400 COTAS EN cm



### TRABE DOBLE T TIPO T3

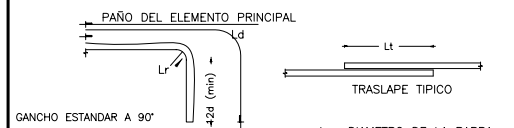
ESC. 1:20 COTAS EN cm



### TRABE PORTANTE TIPO T2

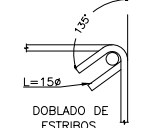
ESC. 1:20 COTAS EN cm

### DETALLES DEL REFUERZO



d = DIAMETRO DE LA BARRA  
L<sub>t</sub> = LONGITUD DE TRASLAPE  
L<sub>d</sub> = LONGITUD DE DESARROLLO  
L<sub>r</sub> = RADIO PARA CURVATURA

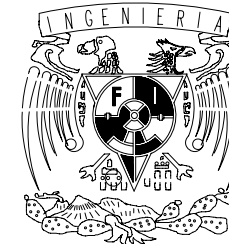
#	d	L <sub>t</sub>	L <sub>d</sub>	L <sub>r</sub>
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19



### NOTAS GENERALES:

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO f'<sub>c</sub>=100 Kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
- SE USARA CONCRETO f'<sub>c</sub>=350 Kg/cm<sup>2</sup> EN TRABES DOBLE T, f'<sub>c</sub>=300 Kg/cm<sup>2</sup> EN TRABES PORTANTES, f'<sub>c</sub>=300 Kg/cm<sup>2</sup> EN TRABES DE RIGIDEZ, Y f'<sub>c</sub>=250 Kg/cm<sup>2</sup> EN COLUMNAS Y MENSULAS.
- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE f<sub>y</sub>=4200 Kg/cm<sup>2</sup>. Y EL DE PRESFUERZO SERA DE F<sub>pr</sub>=19000 Kg/cm<sup>2</sup>.
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 5 cm A EJES DE VARILLAS.

FACULTAD DE INGENIERIA



DIVISION DE INGENIERIA CIVIL TOPOGRAFICA Y GEODESICA

### ESTRUCTURA PRESFORZADA

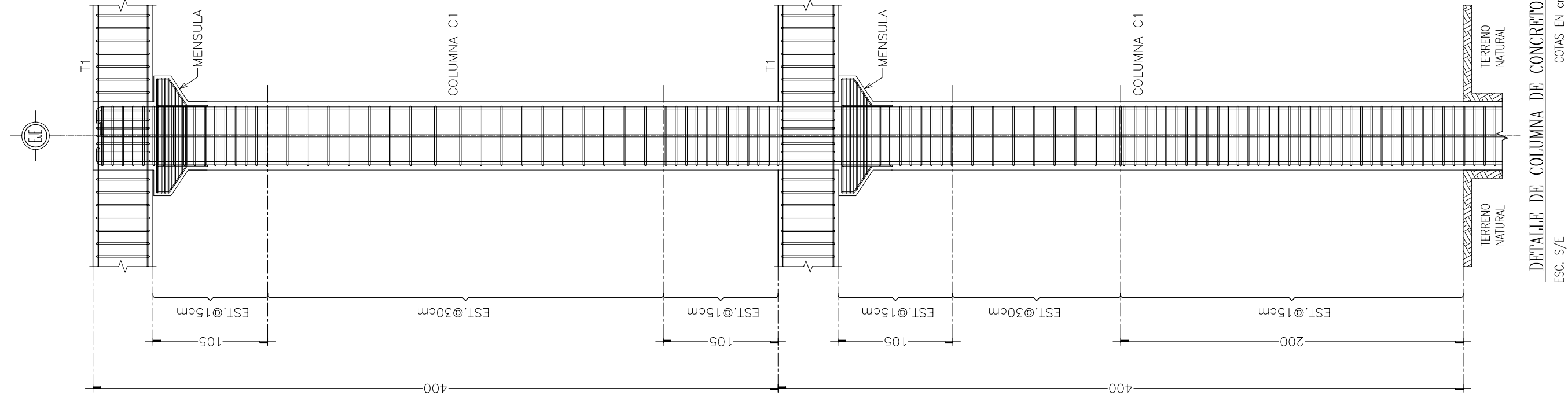
TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

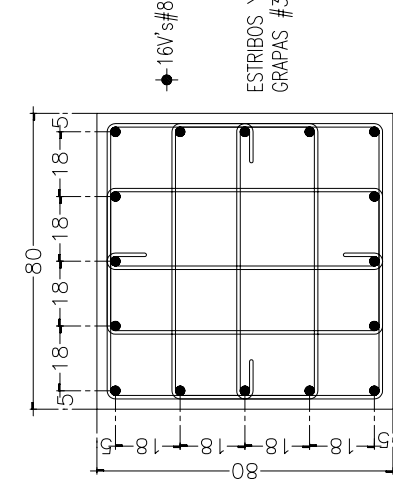
CASO: PLANTA TIPO Y TRABES T1, T2 Y T3 ENTRE EJES DE 15m

FECHA: JULIO/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: cm CLAVE: EP-C15-01

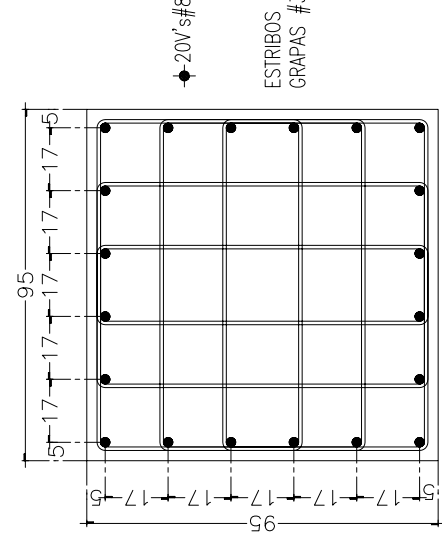




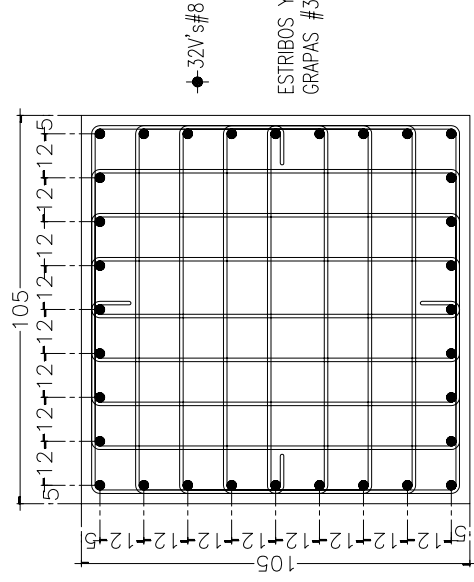
**DETALLE DE COLUMNA DE CONCRETO**  
ESC. S/E  
COTAS EN cm



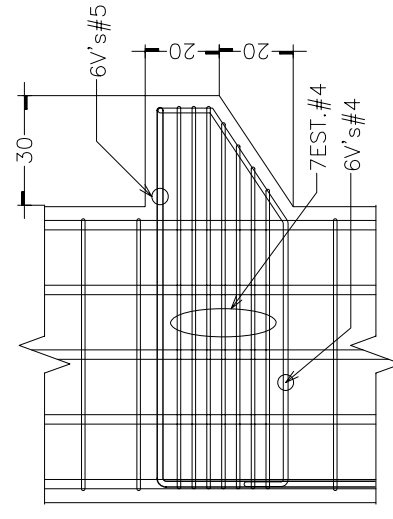
**COLUMNA C1 ZONAS I**  
ESC. 1:20  
COTAS EN cm



**COLUMNA C1 ZONAS II**  
ESC. 1:20  
COTAS EN cm



**COLUMNA C1 ZONAS III**  
ESC. 1:20  
COTAS EN cm



**ARMADO DE LA MENSULA**  
ESC. 1:20  
COTAS EN cm

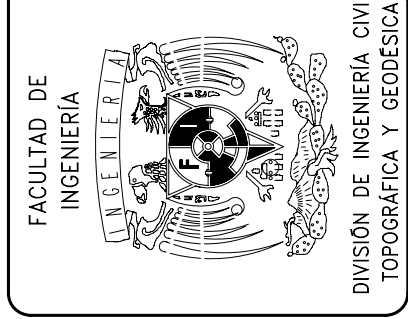
**DETALLES DEL REFUERZO**

$d$  = DIAMETRO DE LA BARRA  
 $L_t$  = LONGITUD DE TRASLAPE  
 $L_c$  = RADIO PARA CURVATURA  
 $L_d$  = DOBLADO DE ESTRIBOS

#	d	Lt	Ld	Lr
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

**NOTAS GENERALES:**

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
- NIVELES EN METROS.
- SE USARA CONCRETO  $f'_c=100$  Kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
- SE USARA CONCRETO  $f'_c=350$  Kg/cm<sup>2</sup> EN TRAMES DOBLE T,  $f'_c=300$  Kg/cm<sup>2</sup> EN TRAMES MENSULAS,  $f'_c=500$  Kg/cm<sup>2</sup> EN TRABES DE ROBIZ, Y  $f'_c=250$  Kg/cm<sup>2</sup> EN COLUMNAS Y MENSULAS.
- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE  $f_y=4200$  Kg/cm<sup>2</sup>. Y EL DE PRESFUERZO SERA DE  $f_p=180000$  Kg/cm<sup>2</sup>.
- EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
- LOS ESTRIBOS REMANARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE 135° SEGUIDOS DE TRAMOS.
- LAS COTAS RIEN AL DIBUJO.
- EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 5 cm A LOS DE VARIAS.



**ESTRUCTURA PRESFORZADA**

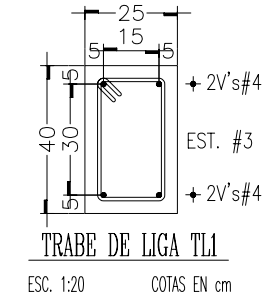
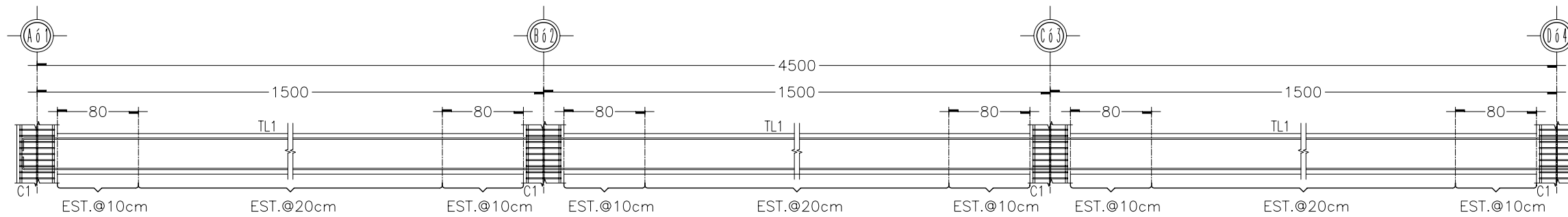
TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: DETALLE DE COLUMNA DE CONCRETO, SECCIONES DE COLUMNA Y MENSULA, ENTRE EJES DE 15m

FECHA: JULIO/08  
REV: 0

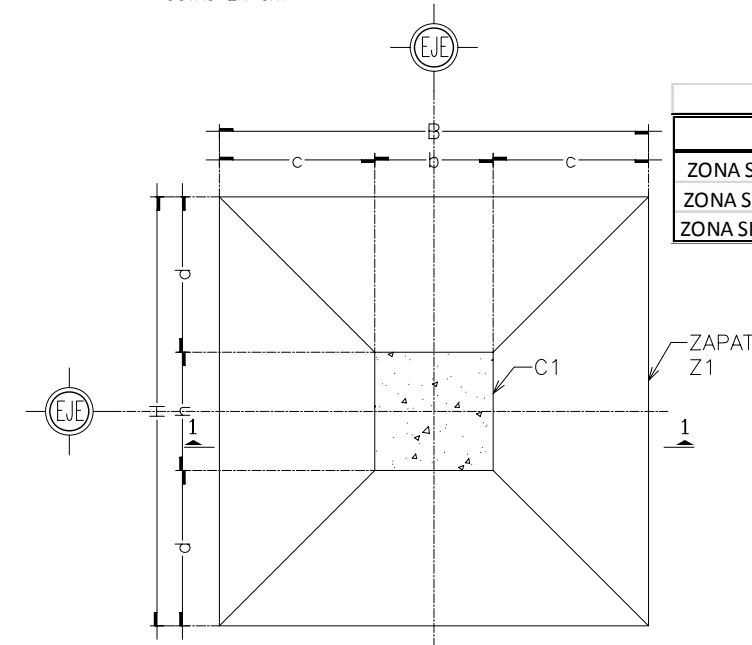
ESCALA: COTAS: IND. cm  
CLAVE: EP-C15-02



### TRABE DE LIGA TL1

ESC. S/E COTAS EN cm

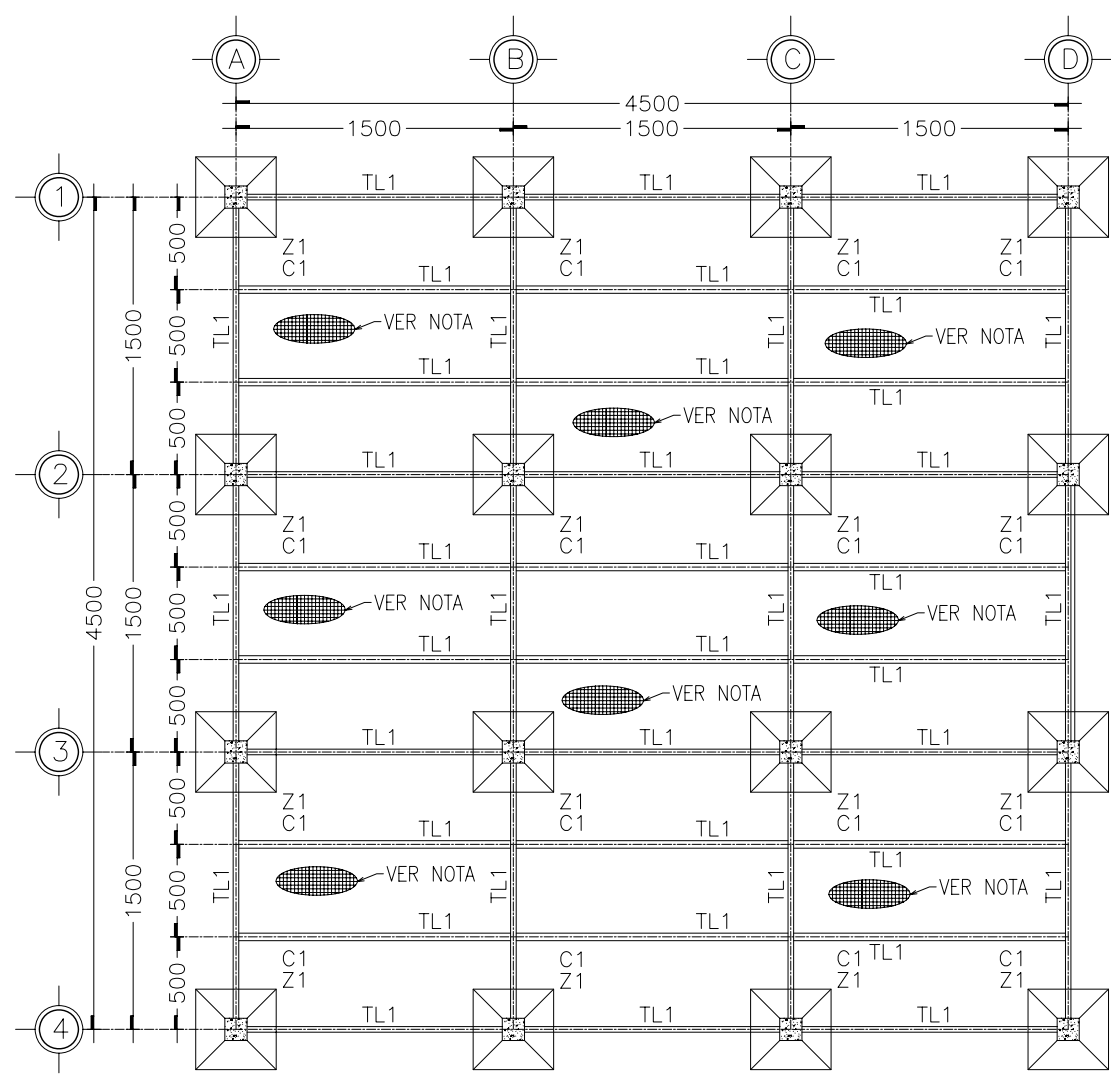
ZAPATAS												
	B(cm)	H(cm)	b(cm)	h(cm)	c(cm)	d(cm)	h <sub>desp</sub> (cm)	z <sub>1</sub> (cm)	z <sub>2</sub> (cm)	e(cm)	f(cm)	g(cm)
ZONA SISMICA I	520	520	80	80	220	220	180	125	55	5	115	5
ZONA SISMICA II	660	660	95	95	283	282.5	180	135	45	5	125	5
ZONA SISMICA III	930	930	105	105	413	412.5	180	145	35	5	135	5



### ZAPATA Z1

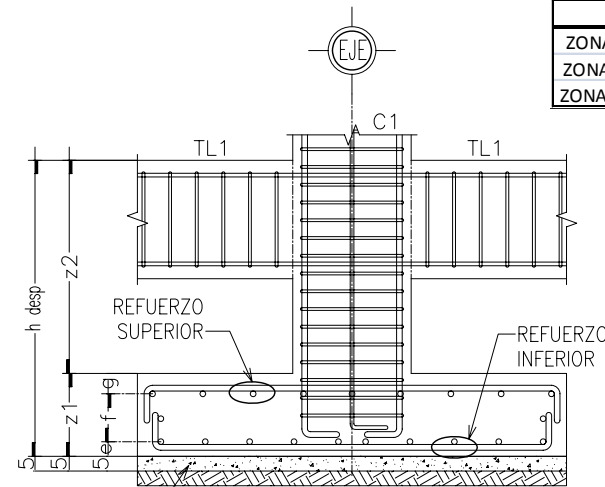
ESC. S/E COTAS EN cm

	ACERO DE REFUERZO	
	REFUERZO INFERIOR	REFUERZO SUPERIOR
ZONA SISMICA I	#8 @ 15cm	#6 @ 15cm
ZONA SISMICA II	#8 @ 15cm	#6 @ 15cm
ZONA SISMICA III	#8 @ 10cm	#6 @ 15cm



### PLANTA TIPO

ESC. 1:400 COTAS EN cm



### CORTE 1-1

ESC. S/E COTAS EN cm

PLANTILLA DE CONCRETO  
f'<sub>c</sub>=100kg/cm<sup>2</sup>

NOTA:  
LOSA SOLO PARA ZONA III. LOSA MACIZA DE CONCRETO REFORZADO, f'<sub>c</sub>=250kg/cm<sup>2</sup>, CON 22cm DE PERALTE TOTAL REFORZADA CON UNA PARRILLA DE V's #4@20cm EN AMBAS DIRECCIONES, CON UN RECUBRIMIENTO DE 2cm.

#### DETALLES DEL REFUERZO

d = DIAMETRO DE LA BARRA  
L<sub>t</sub> = LONGITUD DE TRASLAPE  
L<sub>d</sub> = LONGITUD DE DESARROLLO  
L<sub>r</sub> = RADIO PARA CURVATURA

#	d	L <sub>t</sub>	L <sub>d</sub>	L <sub>r</sub>
3	0.95	40	35	5
4	1.27	52	45	6
5	1.59	64	56	7
6	1.90	77	70	8
8	2.54	100	90	9
10	3.18	125	115	13
12	3.81	150	135	19

- #### NOTAS GENERALES:
- ACOTACIONES EN CENTIMETROS.
  - NIVELES EN METROS.
  - SE USARA CONCRETO f'<sub>c</sub>=100 Kg/cm<sup>2</sup> EN PLANTILLAS.
  - SE USARA CONCRETO f'<sub>c</sub>=350 Kg/cm<sup>2</sup> EN TRABES DOBLE T, f'<sub>c</sub>=300 Kg/cm<sup>2</sup> EN TRABES PORTANTES, f'<sub>c</sub>=300 Kg/cm<sup>2</sup> EN TRABES DE RIGIDEZ, Y f'<sub>c</sub>=250 Kg/cm<sup>2</sup> EN COLUMNAS Y MENSULAS.
  - EL ACERO DE REFUERZO SERA DE f<sub>y</sub>=4200 Kg/cm<sup>2</sup>. Y EL DE PRESFUERZO SERA DE F<sub>sr</sub>=19000 kg/cm<sup>2</sup>.
  - EL PRIMER ESTRIBO SE COLOCARA A LA MITAD DE LA SEPARACION ESPECIFICADA. RECTOS DE NO MENOS DE 15 DIAMETROS DE LARGO.
  - LOS ESTRIBOS REMATARAN EN UNA ESQUINA CON DOBLES DE 135° SEGUIDOS DE TRABES.
  - LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO.
  - EN ELEMENTOS EN CONTACTO CON EL SUELO, EL RECUBRIMIENTO MINIMO SERA DE 5 cm A EJES DE VARILLAS.

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE INGENIERIA CIVIL  
TOPOGRAFICA Y GEODESICA

### ESTRUCTURA PRESFORZADA

TESIS: RECOMENDACIONES PARA DISTINTOS SISTEMAS ESTRUCTURALES APLICADOS A CENTROS COMERCIALES EN LA CD. DE MEXICO

TESISTA: JUAN MANUEL ANASTACIO MENDEZ

CASO: PLANTA DE CIMENTACION TRABE DE LIGA TL1 Y ZAPATA Z1 ENTRE EJES DE 15m

FECHA: ABRIL/08 REV: 0 ESCALA: IND. COTAS: cm CLAVE: EP-CIM-C15-01

---

# BIBLIOGRAFÍA

---

## **BIBLIOGRAFIA.**

González Cuevas Oscar, Robles Fernández Francisco.

Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado.

Editorial: Limusa Noriega Editores. México 2005.

Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A.C.

Manual de Construcción en Acero “Diseño por Esfuerzos Permisibles”

Editorial: Limusa Noriega Editores. México 2006.

Enrique Bazán, Meli Roberto.

Diseño Sísmico de Edificios.

Editorial: Limusa Noriega Editores. México 2004.

Meli Piralla Roberto.

Diseño Estructural. Segunda Edición.

Editorial: Limusa Noriega Editores. México 2002.

Robles Fernández Francisco, Loera Santiago, López Salvador.

Ménsulas en Extremos de Vigas.

UNAM. México 1973.

McCormac, Jack C.

Diseño de Estructuras de Acero. Método RFLD. Segunda Edición.

Editorial: Alfaomega Grupo Editor. México 2005.

Branson, D.E.

Diseño de Vigas de Concreto Presforzado.

Editorial: Limusa Noriega Editores. México 1985.

Reinoso Angulo Eduardo, Rodríguez Mario, Betancourt Ribotta Rafael.

Manual de Diseño de Estructuras Prefabricadas y Presforzadas.

ANIPPAC, Instituto de Ingeniería UNAM, México 2000.

Juárez Badillo, Rico González.

Mecánica de Suelos. Tomo 1

Editorial: Limusa Noriega Editores. México 1990.

Thomas M. Murray.

Moment End-Plate Connections.

AISC. USA 2002

John T. DeWolf.

Column Base Plates.

AISC. USA 1991

Ruiz González Silvia, Ortiz Romero David.  
Tesis: Placas Base de Columnas.  
IPN. México 1987.

Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.  
Gobierno de Distrito Federal. México 2004.

Normas Técnicas Complementarias Sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.  
Gobierno de Distrito Federal. México 2004.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.  
Gobierno de Distrito Federal. México 2004.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.  
Gobierno de Distrito Federal. México 2004.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas.  
Gobierno de Distrito Federal. México 2004.