



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ANÁLISIS COMPARATIVO PARA LA SOLUCION MAS EFICIENTE DE UN EDIFICIO EN LA CIUDAD DE MEXICO UTILIZANDO DOS SISTEMAS ESTRUCTURALES: CONCRETO REFORZADO Y ACERO ESTRUCTURAL

TESIS QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTAN:

**MARIA DOLORES MARTINEZ LUNAR
ANDRES GARCIA CASTRO**

DIRECTOR DE TESIS:

ING. MARCOS TREJO HERNANDEZ



MEXICO, D.F.

2010



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.

DEDICATORIA

Para mis padres: Lolita y Eugenio, que gracias a su esfuerzo, paciencia, confianza, cariño y ayuda incondicional que me han brindado a lo largo de toda mi vida me permitieron realizar uno de mis sueños, que es el inicio de muchos más. También lo dedico con especial cariño a David, que desde que está conmigo ha sido un gran apoyo. Gracias por todo, los amo.

María Dolores Martínez Lunar

DEDICATORIA

A mis padres por todo el apoyo, aliento y compañía incondicional recibidos y como un pequeño regalo y reconocimiento a su esfuerzo. A Verónica G. como un paso para nuestro futuro. A Emiliano, con el tiempo todo se puede lograr.

Andrés García Castro

INDICE

	Pág
Introducción	4
1. Estudios Preliminares	6
1.1 Ubicación del Predio	7
1.2 Estudio de Mecánica de Suelos	8
1.2.1 Información Geotécnica y Geológica del sitio	8
1.2.2 Zonificación Geotécnica	10
1.2.3 Trabajos de exploración	11
1.2.3.1 Descripción del equipo herramienta auxiliar	12
1.2.3.2 Pruebas de laboratorio	14
1.2.3.3 Interpretación Estratigráfica	14
1.2.4 Análisis y diseño Geotécnico de la cimentación	15
1.2.4.1 Datos generales	15
1.2.4.2 Recomendación para la solución de cimentación	15
1.2.4.3 Análisis de estabilidad	16
1.2.5 Procedimiento constructivo	18
1.2.5.1 Secuencia general de construcción	18
2. Anteproyecto	23
2.1 Proyecto Arquitectónico	24
2.2 Estructuración	31
2.2.1 Elementos Estructurales	32
2.2.1.1 Elementos sujetos a compresión. Columnas y muros	32
2.2.1.2 Elementos sujetos a flexión. Vigas	33
2.2.1.3 Losas	34
2.2.1.4 Marcos	35
2.2.1.5 Sistemas de piso	36
2.2.2 Estructuración para el diseño en concreto	38
2.2.3 Estructuración para el diseño en acero	41
2.3 Bases de diseño	43
2.3.1 Reglamentos de diseño	44
2.3.1.1 Reglamento empleado en el diseño de la estructura	45
2.3.2 Cargas	45
2.3.2.1 Acciones permanentes	46
2.3.2.2 Acciones variables	53
2.3.2.3 Acciones accidentales	55
2.3.3 Materiales	62
2.3.3.1 Materiales propuestos para el diseño de la estructura	64
2.3.4 Modelo matemático	65
2.3.4.1 Método de análisis. Método de las Rigideces	66

2.3.4.1.1	Fundamento teórico	67
2.3.4.1.2	Descripción del método	67
2.3.4.1.3	Matrices de rigidez elementales	68
2.3.4.1.4	Barra recta bidimensional de nodos rígidos	68
2.3.4.1.5	Barra recta bidimensional con un nudo articulado y otro rígido	69
2.3.4.1.6	Barra recta bidimensional con dos nudos articulados	70
2.3.4.1.7	Barra recta tridimensional de nudos rígidos	70
2.3.4.1.8	Fuerzas nodales	71
2.3.4.1.9	Cálculo de desplazamientos	72
2.3.4.1.10	Cálculo de reacciones	73
2.3.4.1.11	Cálculo de esfuerzos	74
3.	Diseño del edificio en concreto reforzado	75
3.1	Modelo de Análisis	76
3.2	Respuesta Global	80
3.3	Diseño de Elementos Estructurales	92
3.3.1	Diseño de elementos estructurales según el post procesador de programa ETABS	102
3.3.1.1	Diseño de Columna	102
3.3.1.2	Diseño trabe principal	105
3.3.1.3	Diseño trabe secundaria	107
3.3.2	Verificación del diseño	108
3.3.2.1	Verificación del diseño de la columna	108
3.3.2.2	Verificación del diseño de la trabe principal	110
3.3.2.3	Verificación del diseño de la trabe secundaria	112
3.3.2.4	Diseño de la losa de concreto	113
3.3.2.5	Diseño de zapata	116
4.	Diseño del edificio en acero	119
4.1	Modelo de Análisis	120
4.2	Respuesta Global	124
4.3	Diseño de Elementos Estructurales	137
4.3.1	Diseño de elementos estructurales según el post procesador de programa ETABS	148
4.3.1.1	Diseño de Columna	148
4.3.1.2	Diseño trabe principal	151
4.3.1.3	Diseño trabe secundaria	153
4.3.2	Verificación del diseño	156
4.3.2.1	Verificación del diseño de la columna	156
4.3.2.2	Verificación del diseño de la trabe principal	158
4.3.2.3	Verificación del diseño de la trabe secundaria	160
4.3.2.4	Diseño de la losa de acero	165
4.3.2.5	Diseño de zapata	166

5. Comparativa de resultados	169
5.1 Volúmenes de material para las dos soluciones Estructurales.	170
5.2 Procedimientos constructivos	171
5.3 Evaluación económica	173
5.3.1 Costos de los proyectos	174
5.3.2 Estructura financiera	180
5.3.3 Evaluación financiera	185
5.3.4 Análisis de sensibilidad	202
6. Conclusiones	207
Bibliografía	210

INTRODUCCIÓN

El ingeniero siempre se ha preocupado por realizar obras de calidad que mantengan un funcionamiento adecuado durante toda su vida útil, que satisfagan de la mejor forma las necesidades de quienes demandan su construcción.

Para lograr la satisfacción de los usuarios se ha buscado la forma de realizar obras cuya solución sea óptima tanto en comportamiento, seguridad y funcionalidad como en el aspecto económico, es por ello que a lo largo de los años se ha utilizado una gama de materiales que resistan las acciones a las que va a estar sometida dicha obra y que a su vez se logre una solución económicamente viable y óptima.

Durante el siglo pasado lo tradicional en el diseño fue el uso de concreto, después se inicio el uso del concreto reforzado, combinación de concreto con acero y en pocas ocasiones se utilizaba acero estructural, y recientemente el uso del acero estructural se ha convertido en una práctica común.

La necesidad de buscar nuevos materiales o nuevas técnicas de construcción se presenta cuando se quieren construir obras o edificios que no tengan secciones muy robustas, o se requieren librar grandes claros sin utilizar secciones que tengan dimensiones muy grandes. Muchas veces el querer reducir dimensiones, tener más área libre provoca incrementar el costo de la obra por lo que se recurre a buscar una opción que además de satisfacer demandas de diseño y de funcionalidad, sea más económica sin poner en riesgo la estabilidad estructural.

Actualmente la mayoría de los proyectos de diseño estructural y la construcción de nuevas obras, están muy influenciados por el factor costo. Debido a esto es conveniente presentar, a quien pretende desarrollar un proyecto de este tipo, varias opciones de diseño de tal forma que él pueda elegir la opción que además de satisfacer las demandas de diseño establecidas en los reglamentos optimice los recursos económicos.

De ahí que el objetivo de este trabajo, sea presentar una comparativa de diseño y de costo entre dos sistemas estructurales de un edificio. A manera de ejemplo se presenta el diseño en concreto reforzado y el diseño en acero estructural. Esta comparativa tiene como finalidad el evaluar, para este edificio, cual es la opción que represente el menor costo y que cumpla con los requerimientos que establecen los reglamentos de diseño.

La finalidad de este trabajo es procurar en la mente de los futuros ingenieros la idea de buscar siempre la opción más adecuada para la solución de una estructura en cuanto a materiales, estructuración y/o procedimiento constructivo optimizando todos los recursos materiales, humanos y económicos.

También se plantea como objetivo del presente trabajo, establecer una guía a aquellos estudiantes que desean tener una idea general de lo que es la elaboración de un diseño estructural de un edificio de características similares.

Los objetivos particulares de cada capítulo son:

Estudios preliminares: el objetivo es plantear todos los estudios preliminares, hacer una breve descripción de la ubicación del proyecto, los trabajos de campo para saber las condiciones del suelo, las pruebas de laboratorio realizadas a las muestras del suelo del lugar para así definir la capacidad de carga del terreno, las recomendaciones del tipo de cimentación a usar y para el desplante de dicha cimentación.

Anteproyecto: mostrar brevemente el proyecto arquitectónico y proponer la solución estructural, es decir, la forma en cómo se va a estructurar el edificio, las consideraciones de diseño como son: cargas, tipo de análisis, modelado y Reglamento de diseño.

Diseño del Edificio en Concreto Reforzado: mostrar el diseño estructural en concreto reforzado, verificando que cumpla con lo estipulado en el Reglamento de diseño en cuanto a límites de servicio y de falla. Se presenta el diseño de los elementos estructurales. Se realiza un comparativo entre los resultados de diseño de los elementos estructurales obtenidos del postprocesador del programa y los obtenidos sin el uso del programa.

Diseño del Edificio en Acero Estructural: mostrar el diseño en acero estructural. Revisando que cumpla con los lineamientos del reglamento de diseño. Comparativa de resultados entre el diseño que realiza el post procesador del programa y la revisión con el reglamento de diseño sin ayuda del programa.

Comparativa de resultados: presentar la evaluación del costo del proyecto para los dos diseños, presentando los volúmenes de materiales y estimación de costo, comparando ambas propuestas.

Finalmente, presentar las conclusiones a partir del análisis de diseño para ambos materiales y la comparativa de costos obtenida.

1. Estudios preliminares

1. Estudios preliminares.

1.1 Ubicación del predio.

El diseño estructural de cualquier obra civil depende de muchos factores, uno de ellos es la ubicación. La ubicación de la obra es muy importante, ya que sabiendo donde estará se podrá incluso decidir en parte la estructuración del edificio; es necesario saber las condiciones físicas y geográficas del lugar de ubicación para tomar decisiones del manejo de recursos tanto materiales como humanos.

El edificio objeto de estudio de este trabajo estará ubicado en la zona sur de la Ciudad de México, sobre la Av. México – Contreras, y estará constituido por dos niveles de sótanos, 12 de niveles de departamentos y un nivel de azotea.



Figura 1. Ubicación del predio.

1.2 Estudio de Mecánica de Suelos.

1.2.1 Información geotécnica y geológica del sitio.

La cuenca del valle de México asemeja una enorme presa azolvada: la cortina, situada en el sur, está representada por los basaltos de la sierra del Chichinautzin, mientras que los rellenos del vaso están constituidos en su parte superior por arcillas lacustres y en su parte inferior por clásicos derivados de la acción de ríos, arroyos, glaciares y volcanes (Figs. 2 y 3).

Todo material contenido en los depósitos de la cuenca del valle de México es directa o indirectamente de origen volcánico. De origen volcánico directo son, por ejemplo, las lavas del cerro de Chapultepec, Tepeyac y la sierra del Chichinautzin, como también las lavas, brechas, tezontles y cenizas del Peñón del Marqués, la sierra de Santa Catarina y el Pedregal de San Ángel.

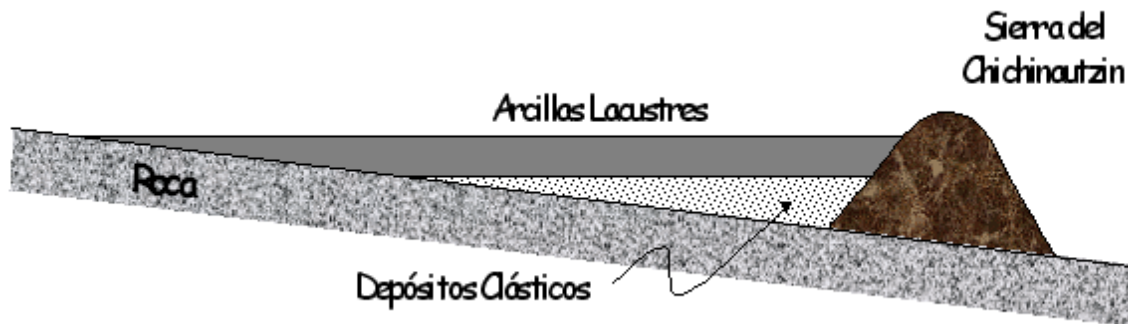


Figura 2. Esquema geológico general del Valle de México.

De origen volcánico indirecto se deben mencionar las acumulaciones del polvo eólico. En las regiones volcánicas abundan detritos finos derivados de cenizas volcánicas. El viento levanta este polvo y lo transporta a veces a grandes distancias; si el viento lo deposita en laderas durante períodos de clima frío, se transforma en suelos inmaduros que con el transcurso del tiempo se convierten en tobas amarillas que tanto abundan en la zona de Lomas. Sin embargo, si se depositan en un lago, como en el antiguo vaso de Texcoco, sus partículas se hidratan transformándose en arcillas.

El proceso descrito anteriormente formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda separados por lentes duros de limo, ceniza, arcillas arenosas, costras secas y arenas de origen piro clástico.

En lo que respecta a la zona de lomas, la zona está formada por 4 unidades geológicas:

- a) La inferior consiste de aluviones y tobas arcillosas sin que se encuentren estratos arcillosos de importancia.
- b) La siguiente unidad, en orden ascendente, es una erupción paroxística que se produjo en la caldera del Cerro de la Palma, al oeste de la ciudad, representada por un cuerpo piroclástico y pumítico de gran fricción interior, capaz de mantener taludes casi verticales, que requieren sin embargo, de una protección para evitar su intemperización.
- c) Después de la erupción se presenta una secuencia de depósitos aluviales y tobáceos.
- d) Sobreyaciendo a la secuencia de depósitos se encuentran erupciones volcánicas provenientes de Cuajimalpa. Sus tobas y erupciones iniciales rellenaron la parte baja del valle. En la parte media de esta unidad aparece un lahar ciclópeo formado por flujo piroclástico explosivo, conteniendo arenas azules y bloques de andesita. Después de esta erupción, pero perteneciente a esta misma unidad, existe una capa de pómex gruesa no habiendo elementos arcillosos deleznable.

1.2.2 Zonificación geotécnica.

De acuerdo con la zonificación geotécnica del Valle de México, el sitio en estudio se localiza en la Zona de Lomas (Fig. 4). Esta zona está formada por serranías que limitan a la cuenta al poniente y al norte, además de los derrames del Xitle al sureste; en las sierras predominan tobas compactas de cementación variable, depósitos de origen glacial y aluviones. Eventualmente se encuentran rellenos no compactos, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de antiguas minas.

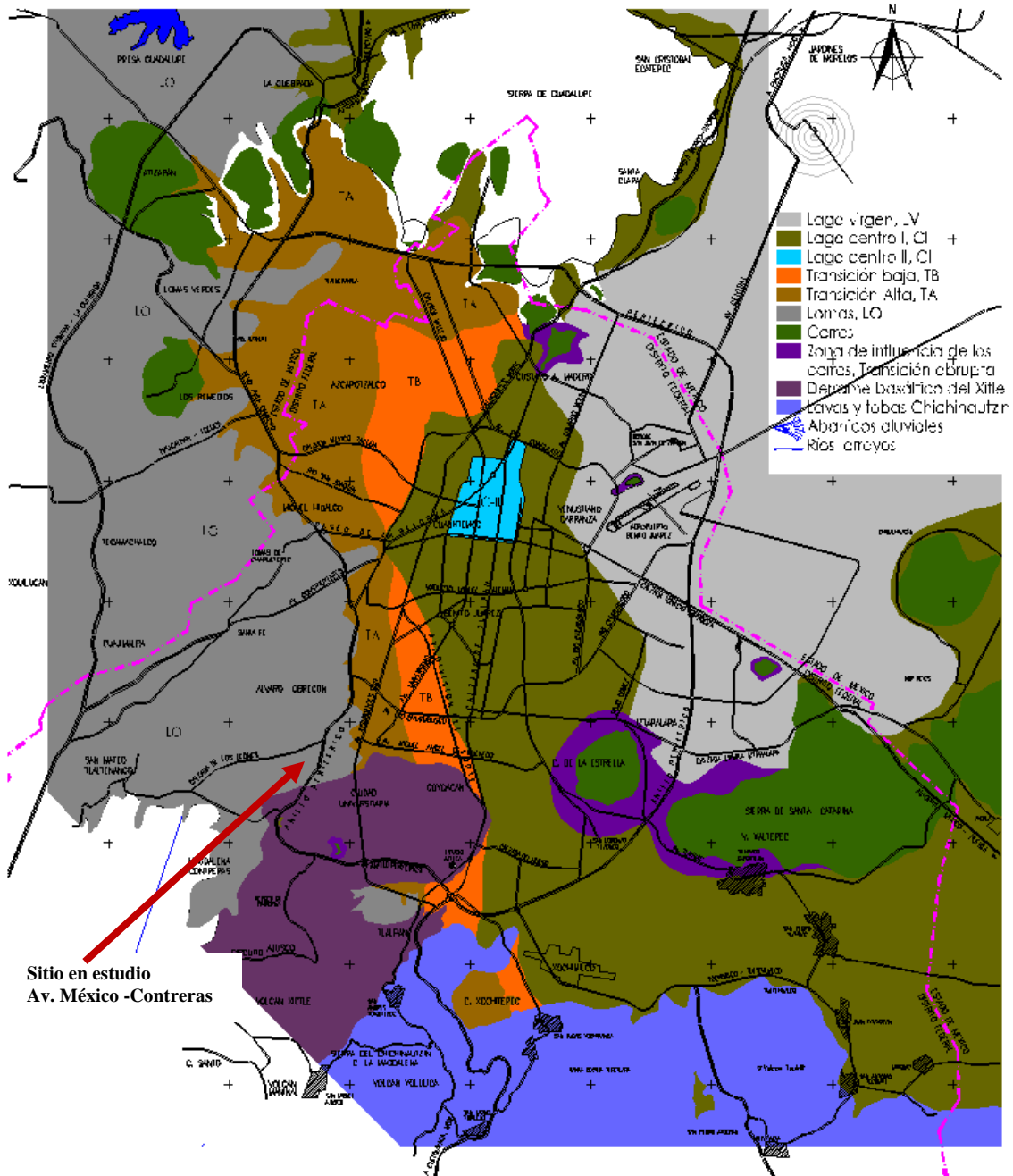


Figura 4. Zonificación geotécnica de la Ciudad de México.

1.2.3 Trabajos de exploración.

Para definir la estratigrafía superficial en el predio se ejecutó un sondeo de penetración estándar (SPT-1) a 10.1 m de profundidad máxima y cuatro pozos a cielo abierto.

La prueba de penetración estándar (SPT) permite estimar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, mediante el número de golpes necesarios para hincar

el penetrómetro estándar, y obtener muestras alteradas para identificar los suelos del sitio. Con estas pruebas se conocen las condiciones estratigráficas del sitio, aprovechando las muestras alteradas para determinar las propiedades índice; usualmente el contenido natural de agua y los límites de consistencia y estimando la resistencia al corte, mediante correlaciones empíricas con el número de golpes. Esta técnica de exploración es útil en suelos granulares.

1.2.3.1 Descripción del equipo herramienta auxiliar.

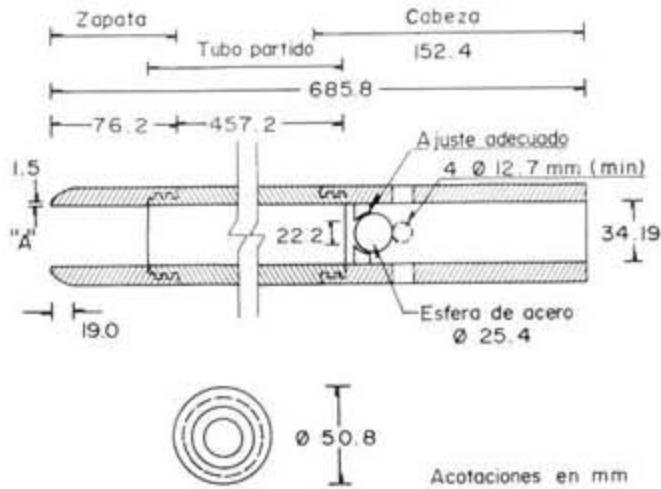
Penetrómetro estándar. Es un tubo de acero con un extremo afilado, cuyas dimensiones se muestran en la figura 5a; el tubo está cortado longitudinalmente para facilitar la observación de la muestra. La válvula en la cabeza del muestreador permite la salida de azolve y evita que la muestra se salga fácilmente del tubo; una válvula que se introduce desde la superficie, una vez hincado el muestreador (Fig. 5b). Este segundo tipo de válvula permite utilizar el penetrómetro como herramienta de lavado para eliminar los azolves, lográndose así un muestreo más limpio.

Columnas de barras. El penetrómetro se coloca en el extremo inferior de una columna de barras de acero de perforación de diámetro AW o BW (ambas tienen un peso equivalente).

Martinete golpeador. El penetrómetro se hinca con los impactos del martinete de 64 kg y de 75 cm de caída.

Cabeza de gato. Es un malacate de fricción que levanta el martinete a la altura de caída con un cable manila de $\frac{3}{4}$ " ; para sostener el cable, se requiere un tripié o una torre equipados con una polea.

a) Sección transversal del penetrómetro



NOTAS:

- El tubo partido puede ser de 38.1 mm de diámetro interior para introducir un forro de 1.5 mm de espesor
- Se permite el uso de trampas de paso (canastillas)
- Las aristas en "A" deben estar ligeramente redondeadas

b) Detalle de válvulas de seguridad

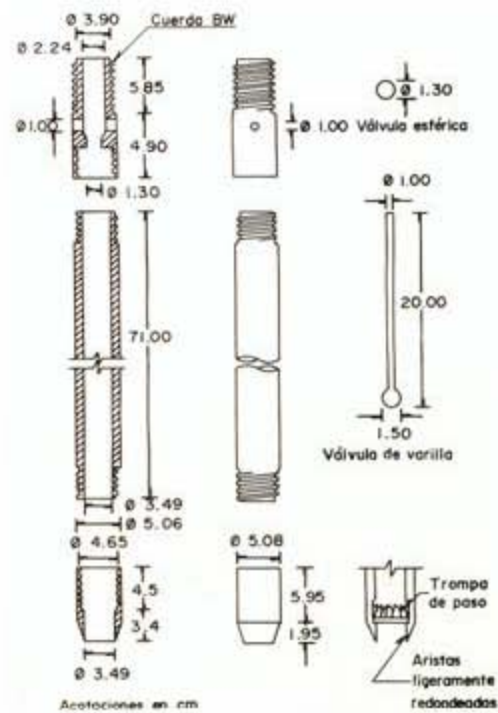


Figura 5. Esquema del penetrómetro estándar.

Operación del equipo.

La prueba de penetración estándar consiste en hincar el penetrómetro 45 cm con la masa de 64 kg, dejando caer desde 75 cm de altura; durante el hincado se cuenta el número de golpes que corresponden a cada uno de los tres avances de 15 cm. La resistencia a la penetración estándar se define con el número de golpes, para penetrar los últimos 30 cm (de 15 a 45 cm); los golpes en los primeros 15 cm se desprecian, porque se consideran no representativos por la alteración inducida a causa de la perforación.

Una vez terminada una prueba se procede a perforar el tramo muestreado hasta alcanzar la profundidad a la que se realizará la siguiente prueba; el diámetro de perforación es de 10 cm. Las muestras se conservan en bolsas herméticas para evitar la pérdida de humedad de las muestras.

El perfil de variación de la resistencia medida con el número de golpes con la profundidad determinada en los sondeos se presenta en el Anexo 1.

1.2.3.2 Pruebas de laboratorio.

Se realizaron las siguientes pruebas: contenido natural de agua en las muestras de los sondeos, densidad de sólidos, peso volumétrico natural, densidad de sólidos y límites de consistencia.

1.2.3.3 Interpretación estratigráfica.

Con los resultados de los trabajos de exploración realizados, se tiene que en el lugar la estratigrafía está constituida por los siguientes materiales. (Las profundidades que se reportan son a partir del nivel de terreno actual).

Sondeo de penetración estándar SPT-1

Capa vegetal de 0.0 m a 0.6 m. Constituida por una arcilla de color gris oscuro con materia orgánica.

Arcilla de 0.6 m a 1.2 m. Arcilla de consistencia rígida de color gris con arena, el número de golpes medio obtenido en prueba de penetración estándar (SPT) es de 15.

Toba limoarenosa de 1.2 m a 5.4 m. Constituida por un limo arenoso de consistencia dura color gris y café claro con gravillas, el número de golpes en SPT es de 34.

Arena de 5.4 m a 6.9 m. Entre estas profundidades se encuentra una arena pumítica de color gris claro y compacidad suelta, el número de golpes en SPT es de 10.

Toba limo arenosa de 6.9 m a 10.1 m. Formada por un limo arenoso de consistencia muy dura de color café claro con gravas y gravillas, el número de golpes en SPT es mayor de 50. En este estrato se detectaron gran cantidad de boleos, principalmente a partir de los 8.4 m de profundidad.

El pozo a cielo abierto 1 (PCA – 1) se ejecutó a 2.0 m de profundidad y tiene un relleno y capa vegetal de 1.0 m de espesor, bajo el que se detectó un limo, correspondiente a la toba.

El pozo a cielo abierto 2 (PCA-2) se excavó a 1.5 m y en él se encontró solamente relleno.

Por su parte el pozo a cielo abierto 3 (PCA-3) se realizó a 1.5 m y se detectaron 50 cm de rellenos, bajo los que se encontraron 30 cm de arcilla y finalmente la toba.

Finalmente el pozo a cielo abierto 4 (PCA-4) también se excavó a 1.5 m y se encontró primeramente un adoquín de 8 cm. Posteriormente una capa vegetal (arcillas) de 45 cm de espesor, bajo la que se detectó la toba.

Nivel freático. Este no se detectó hasta la profundidad explorada, debido a que en la zona se encuentra a gran profundidad.

1.2.4 Análisis y diseño geotécnico de la cimentación.

1.2.4.1 Datos generales

Coeficiente sísmico. De acuerdo con la zonificación geotécnica del Valle de México y los sondeos realizados, el área del edificio en estudio se localiza en la Zona de Lomas. El coeficiente sísmico que deberá utilizarse para el diseño de la estructura es igual a 0.16. Dicho coeficiente es tomado de las Normas Técnicas Complementarias, de acuerdo a lo indicado en el capítulo 2 del presente trabajo.

1.2.4.2 Recomendación para la Solución de cimentación

En función de las condiciones estratigráficas del sitio, las cargas estimadas y las características del proyecto, se plantea resolver la cimentación con zapatas corridas bajo muros de carga o bien zapatas aisladas bajo columnas, si éstas existen; las zapatas deberán estar desplantadas a 1.8 m de profundidad con respecto al nivel de terreno actual, siempre empotradas dentro de la toba limosa, nunca sobre los rellenos ni capa vegetal.

1.2.4.3 Análisis de estabilidad

Condiciones estáticas:

Considerando la estratigrafía del sitio y el nivel de desplante de la cimentación, el análisis de capacidad de carga de la cimentación se hizo aplicando el criterio de Vesic mediante la siguiente expresión:

$$q_u = a_c c N_c + a_q \sigma_d (N_q - 1) + a_\gamma 0.5 \gamma B N_\gamma \quad (1)$$

$$q_a = \frac{q_u}{FS} + \gamma D_f \quad (2)$$

Donde:

a_c, a_q, a_γ	Factores de forma, adimensionales
c	Cohesión del suelo no consolidada no drenada, ton/m ²
N_c, N_q, N_γ	Factores de capacidad de carga, adimensionales
σ_d	Presión efectiva al nivel de desplante, ton/m ²
γ	Peso volumétrico del suelo a la profundidad de desplante, ton/m ²
B	Ancho unitario de la cimentación, m
D_f	Profundidad de desplante, m

Sustituyendo los valores correspondientes, resulta una capacidad de carga última del suelo de sustentación de 135 ton/m²; aplicando un factor de seguridad de 3 para condiciones estáticas y 2 para condiciones sísmicas, se tiene una capacidad de carga admisible de 45 ton/m² y 67.5 ton/m², respectivamente.

Asentamientos.

Los asentamientos que generará la cimentación en la masa del suelo, serán del tipo elástico y se calcularon utilizando la solución para una placa rígida apoyada en un medio elástico semi-infinito, mediante la siguiente ecuación:

$$\sigma = \frac{\alpha(1-\nu^2)qB}{B} \quad (3)$$

Donde:

δ	Asentamiento bajo la cimentación, cm
ν	Relación de Poisson, 0.25
E	Módulo de elasticidad, kg/cm ²
B	Semiancho del cimiento, cm
q	carga media estática en la cimentación, kg/cm ²
α	Factor de forma, 2

Sustituyendo los valores correspondientes se tendrán hundimientos del orden de 2.0 cm para las zapatas y se desarrollarán durante la construcción del inmueble.

Condición sísmica.

La estabilidad de la estructura en condición sísmica se revisa comparando el incremento de esfuerzo sísmico en la orilla de la cimentación, repartido a cada una de las zapatas en interés, correspondiente al lado corto más la presión total de la estructura, con la capacidad de carga por sismo en cada uno de los elementos.

Tensiones inducidas por sismo.

De acuerdo al análisis realizado no se presentan tensiones, sin embargo el análisis estructural definitivo será el que regirá.

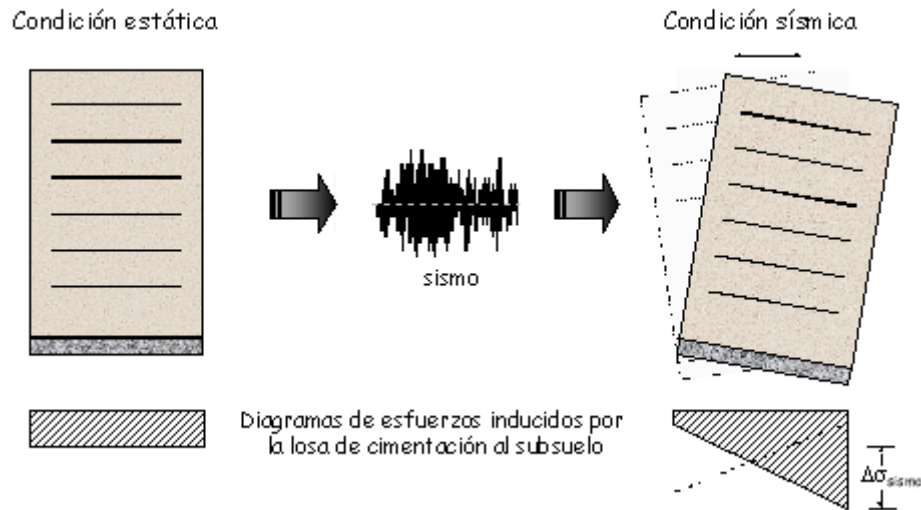


Figura 7. Esquemática de los esfuerzos de contacto durante un sismo.

Pisos y firmes.

Los pisos de planta baja del edificio se resolverán mediante firmes de concreto de 12 cm de espesor, colocados sobre una capa de sub-rasante de 30 cm de espesor compactada al 95% Próctor estándar y una capa de sub-base de 15 cm de espesor compactada al 100 % Próctor modificada o Porter, la que resulte mayor. En caso de que los niveles de proyecto no requieran elevarse, se podrá evitar la colocación de la sub-rasante y sólo colocar la sub-base y los firmes.

Si el proyecto requiere elevar los niveles de los pisos, entonces se colocará adicionalmente, y antes de las capas anteriormente mencionadas, una terracería con un material de la misma calidad que la de las sub-rasante, pero compactada al 90 % Próctor estándar. El espesor de esta capa será variable en función de los niveles de proyecto que se requieran.

Empujes horizontales

Para los muros colados contra terreno o alguna otra estructura enterrada como una cisterna; las presiones horizontales con las que se diseñarán dichos muros se calcularán mediante la siguiente expresión, donde h es la altura del muro en cuestión:

$$Ph = 0.73h + 0.75 \text{ [ton/m}^2\text{]} \quad (4)$$

1.2.5 Procedimiento constructivo

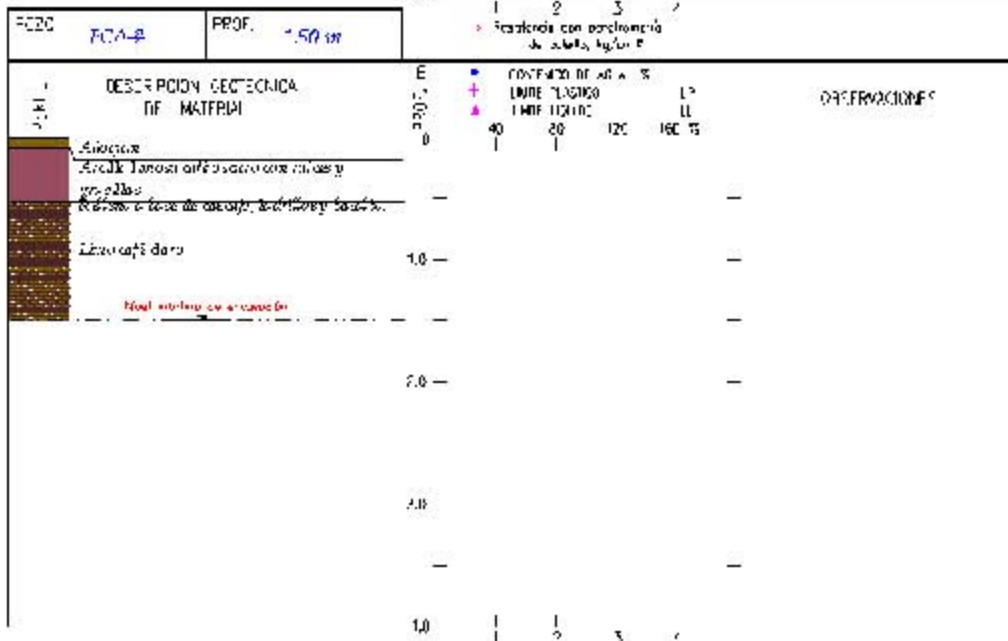
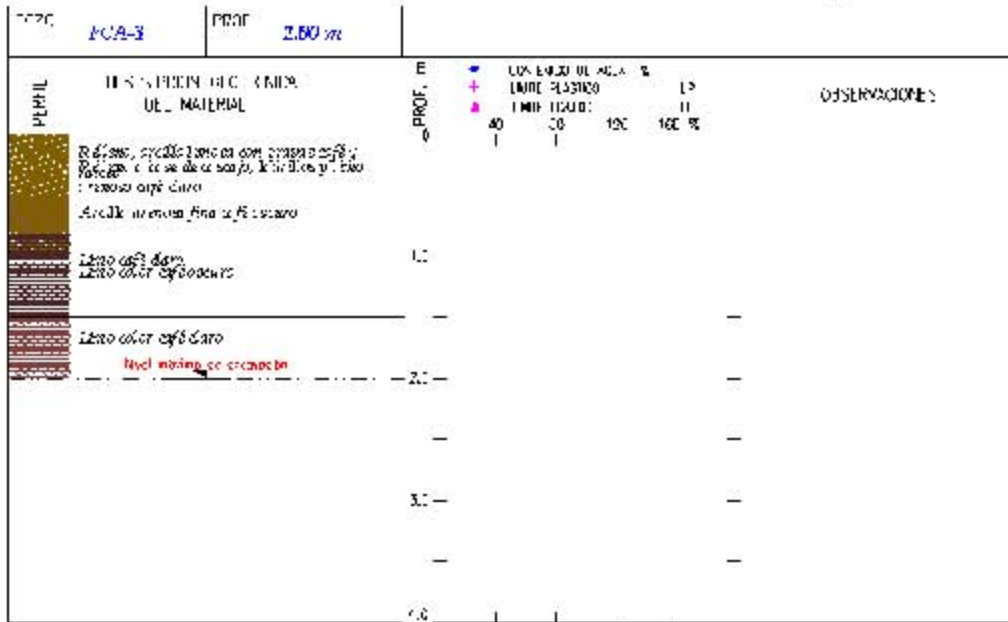
1.2.5.1 Secuencia general de construcción

Como primer paso se retira la capa vegetal presente en el predio y se procede a nivelar el terreno escarificando los últimos 20 cm de material existente. Una vez realizado esto se realiza el trazo de las zapatas y la excavación de las trincheras para proceder con la colocación de una plantilla de concreto pobre que evite la intemperización (secado o saturado) del material y la contaminación del concreto cuando se cuelen estos elementos; finalmente se procede con la colocación del acero de refuerzo, su cimbrado y el colado del concreto; finalizada la construcción de zapatas se continúa con la construcción de la superestructura.

ANEXO 1
SONDEOS DE EXPLORACIÓN

POZOS A CIELO ABIERTO

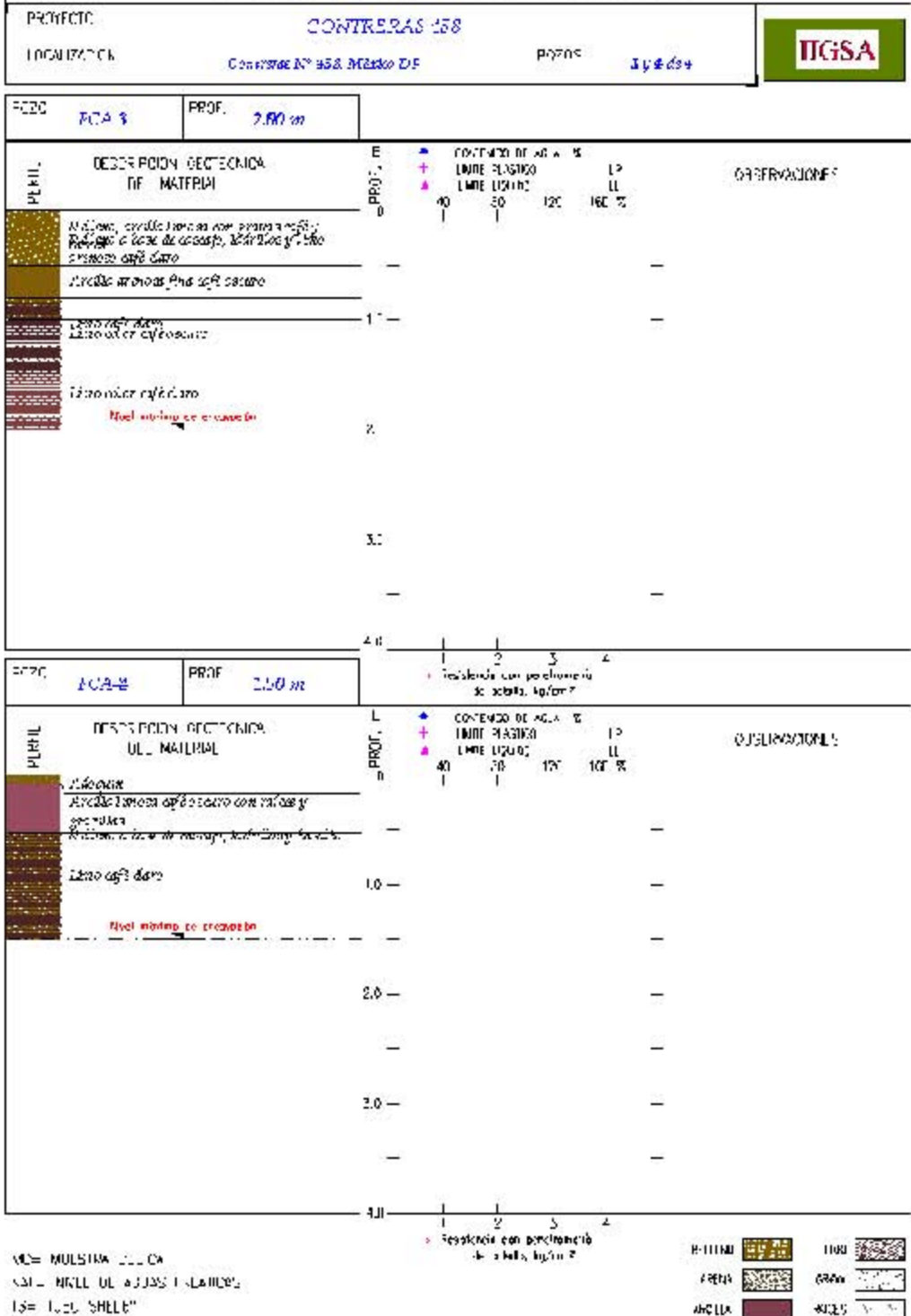
PROYECTO	CONTORNAS 408			
LOCALIZACIÓN	Carreteras 27 y 58, Miraflores DF	POZOS	3 y 4 de 4	



MC= MUESTRA DE CA
 NAF= NIVEL DE AGUAS FREÁTICAS
 TS= T.E.C. SHELBY

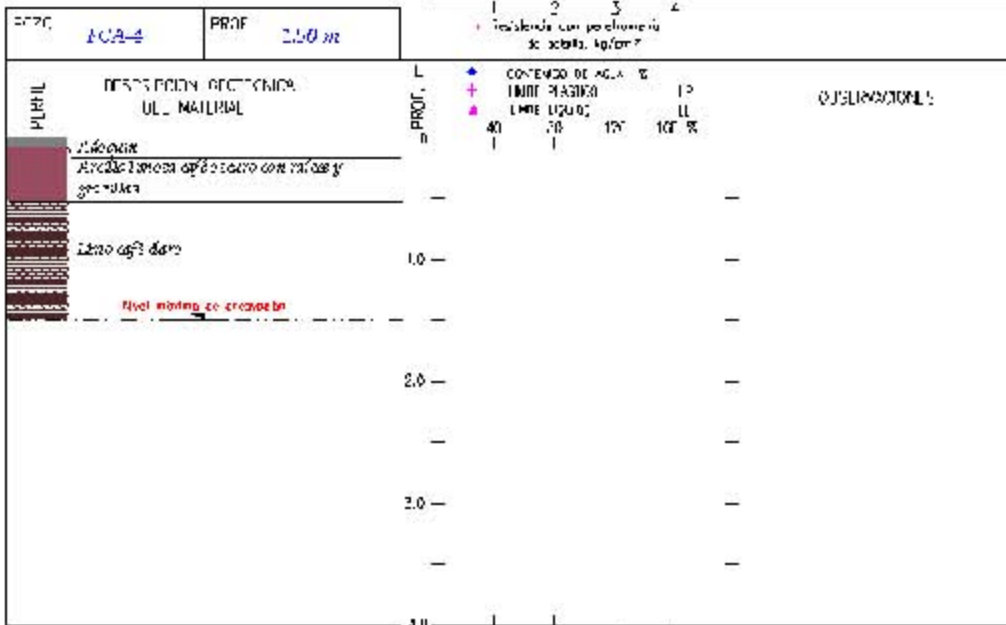
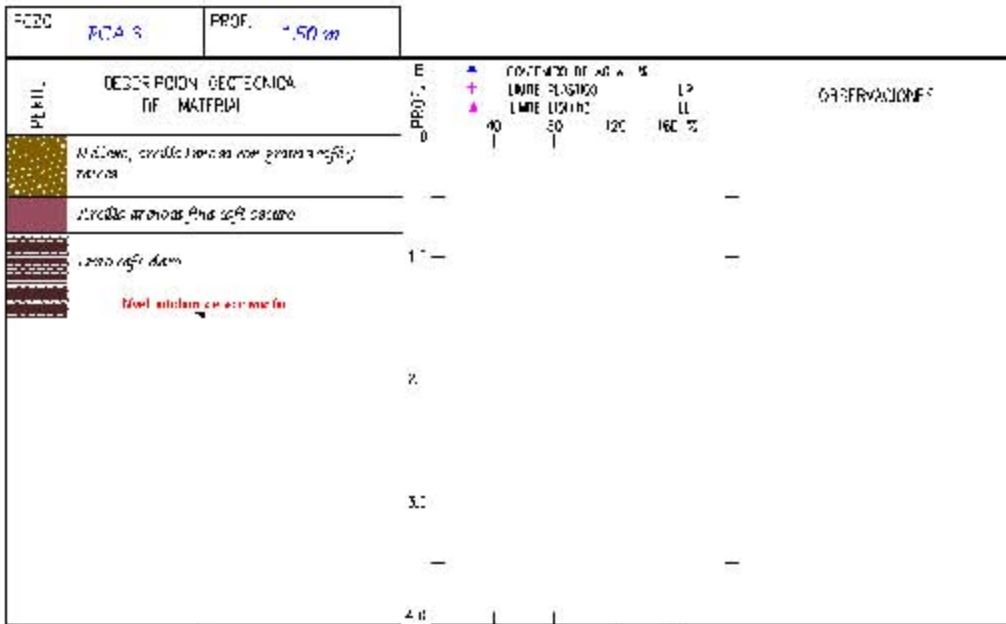
RELLENO		LIMO	
ARCILLA		GRASA	
ARCILLA		ARCILLA	

POZOS A CIELO ABIERTO



POZOS A CIELO ABIERTO

PROYECTO:	CONTRERAS 158	PZPOC:	3 y 4 de 4
LOCALIZACIÓN:	Contreras N° 158, México DF		



M= MUESTRA DE M...
 N= NIVEL DE AGUA Y...
 L= LÍNEA...

P-11111		1100	
A-1111		6000	
A-1111		4000	



2. Anteproyecto

2. Anteproyecto.

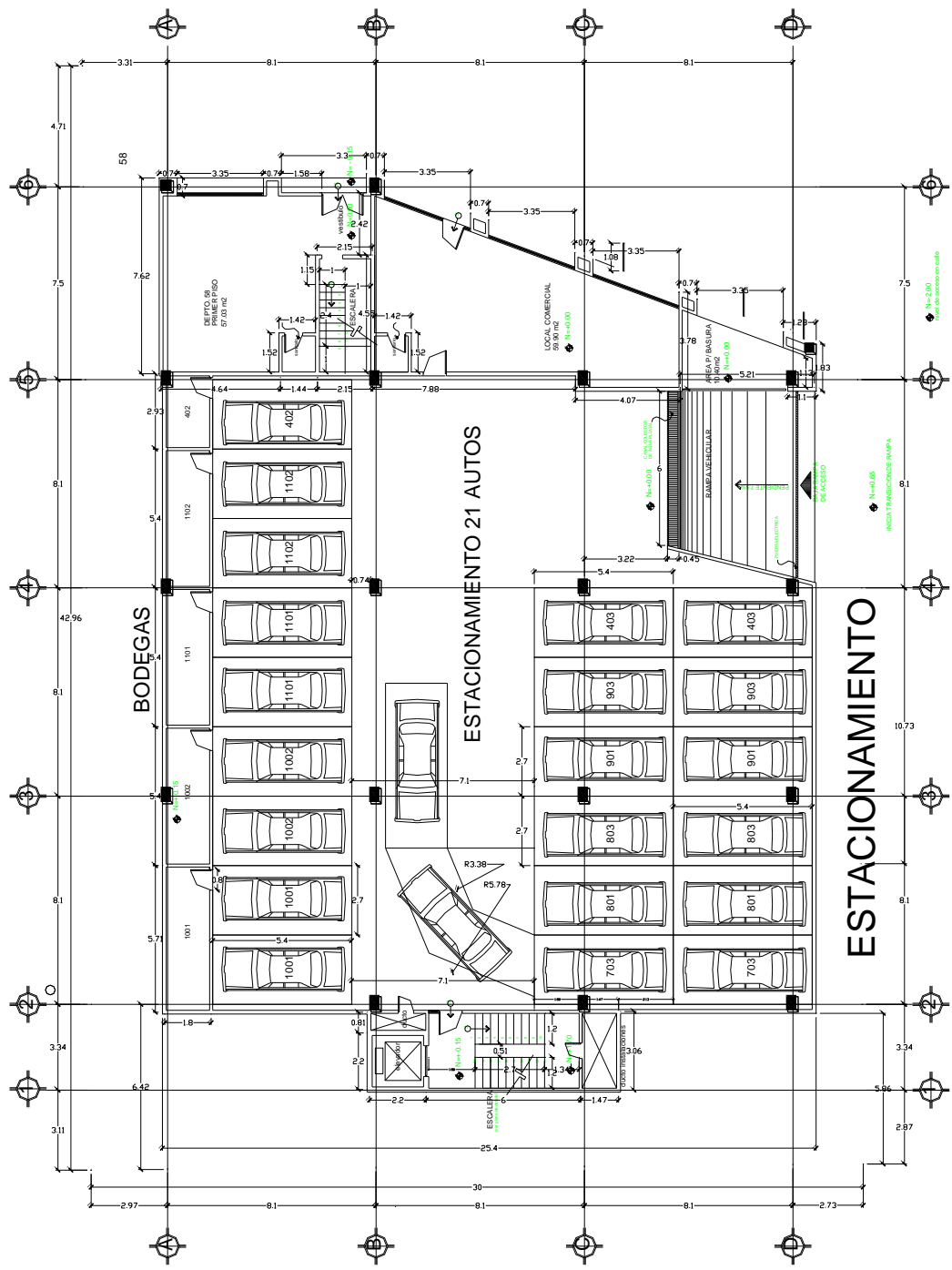
2.1 Proyecto Arquitectónico

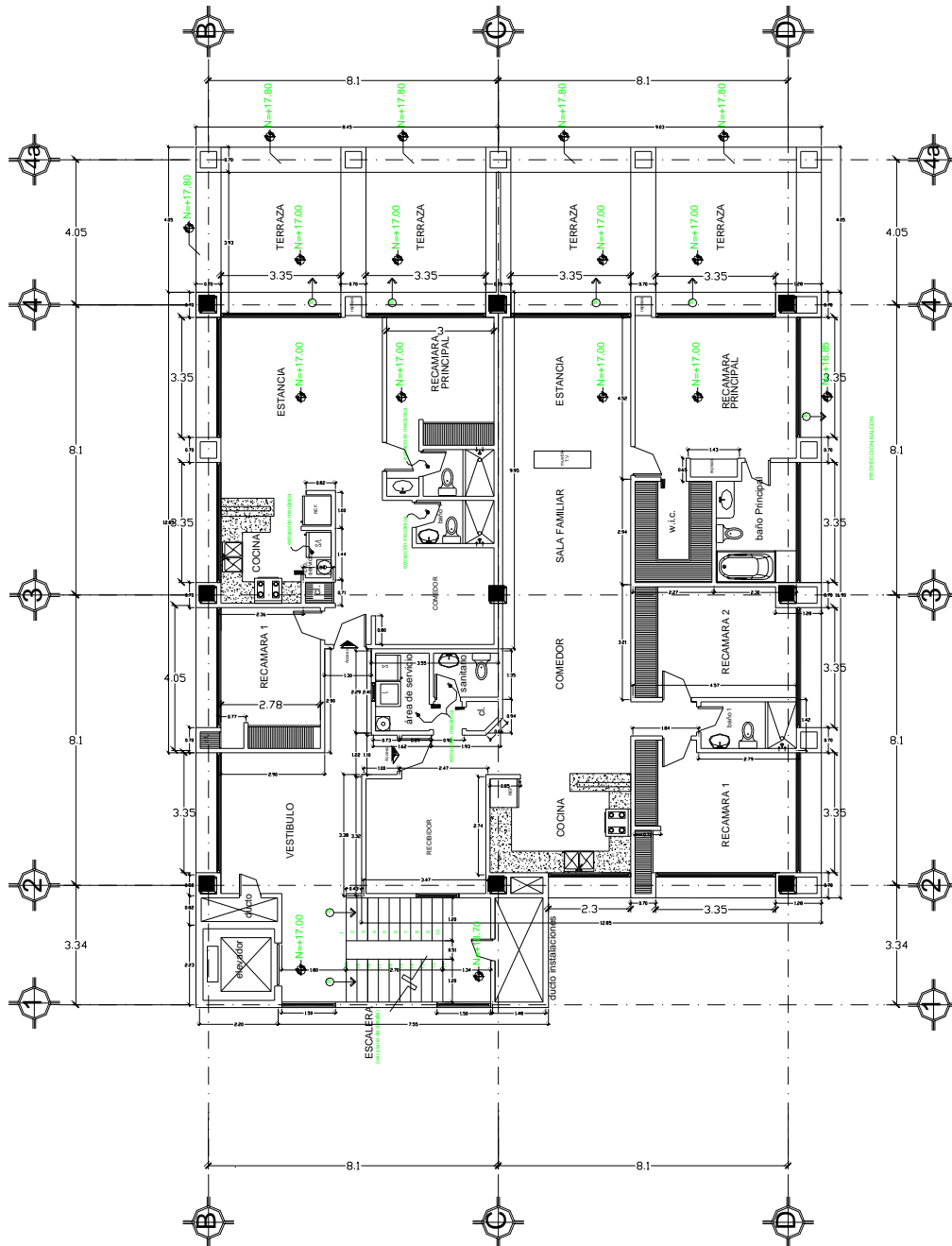
Un proyecto arquitectónico es el conjunto de planos, dibujos, esquemas y textos explicativos utilizados para plasmar el diseño de una edificación, antes de ser construida. El proyecto arquitectónico completo comprende el desarrollo del diseño de una edificación y la distribución de usos y espacios. Este a su vez, está regido por la funcionalidad de la construcción.

Se representa el edificio en plantas, elevaciones o alzados, cortes o secciones y perspectivas. Todos los planos deben estar a escala y debidamente acotados según los lineamientos del dibujo técnico, marcando las dimensiones del edificio y su ubicación en el terreno así como su orientación con respecto al norte magnético. También se fijarán en el proyecto arquitectónico dimensiones generales mínimas, alturas o desniveles, distribuciones de los elementos, etc., correspondientes a un funcionamiento óptimo de la construcción, por lo que el diseño estructural tendrá que adaptarse para tomar en cuenta estas condiciones.

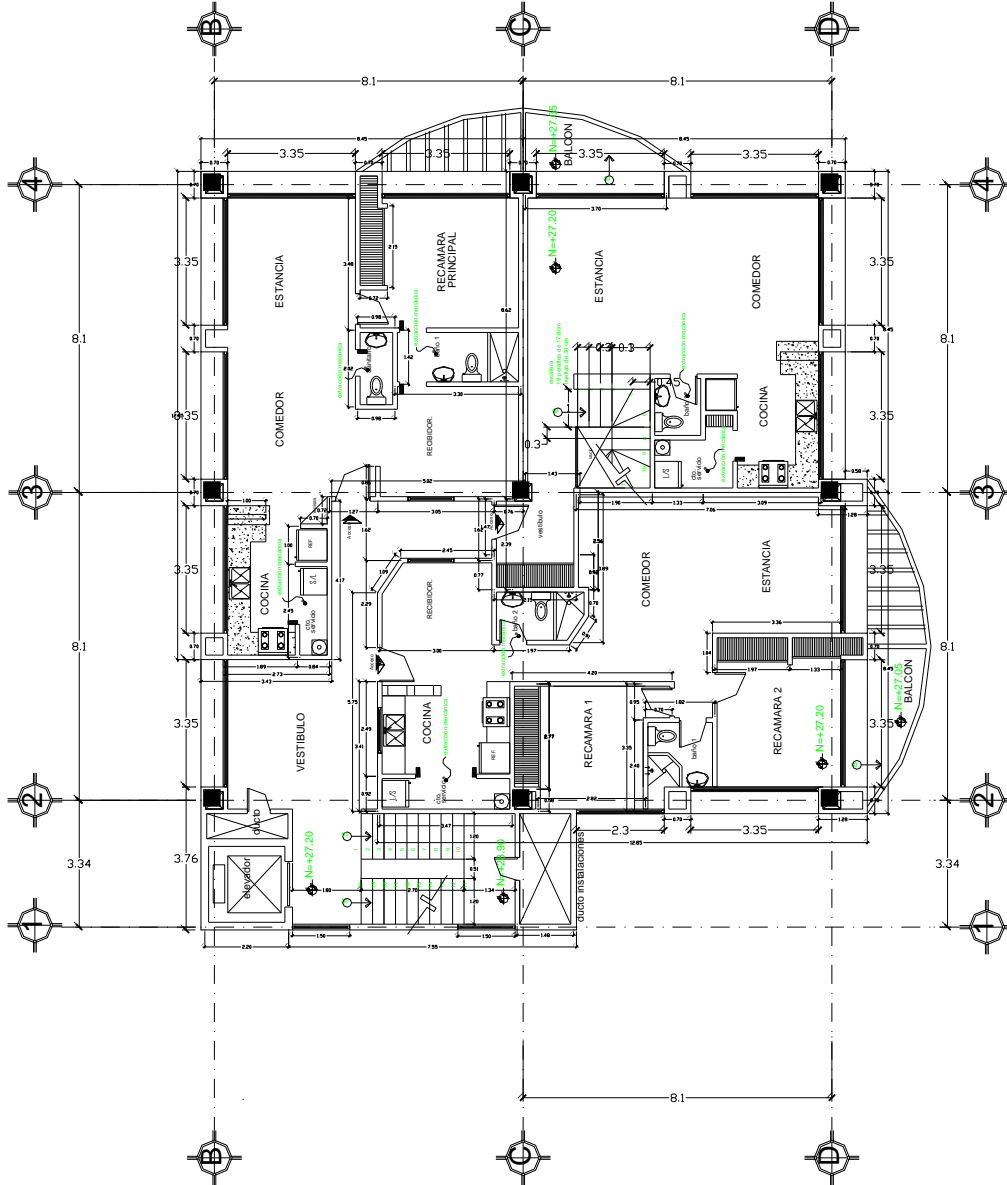
El proyecto arquitectónico también considerará la posible solución estructural, con objeto de que sea realizable dentro de ciertas condiciones óptimas. Así por ejemplo, los claros de los elementos estructurales se conservarán dentro de cierto rango, se admitirán ciertas secciones preliminares, se buscarán condiciones de estabilidad de la estructura, etc. En aquellos casos, en que una aparente estética, adopte partidos o soluciones no adecuados desde el punto de vista estructural, se requerirá de un estudio cuidadoso que pueda incluso llegar a la modificación arquitectónica.

Se presentan a continuación plantas, cortes y elevaciones del diseño arquitectónico del proyecto en estudio.

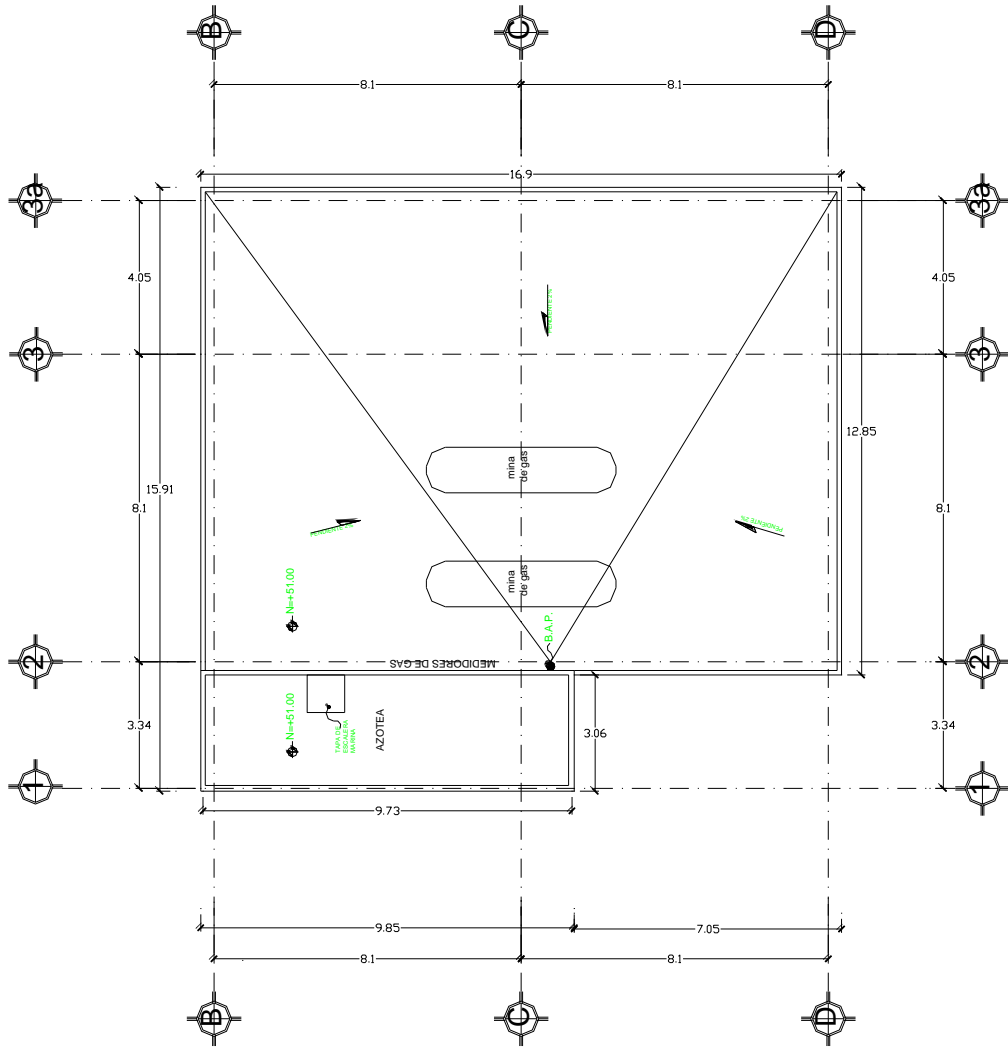




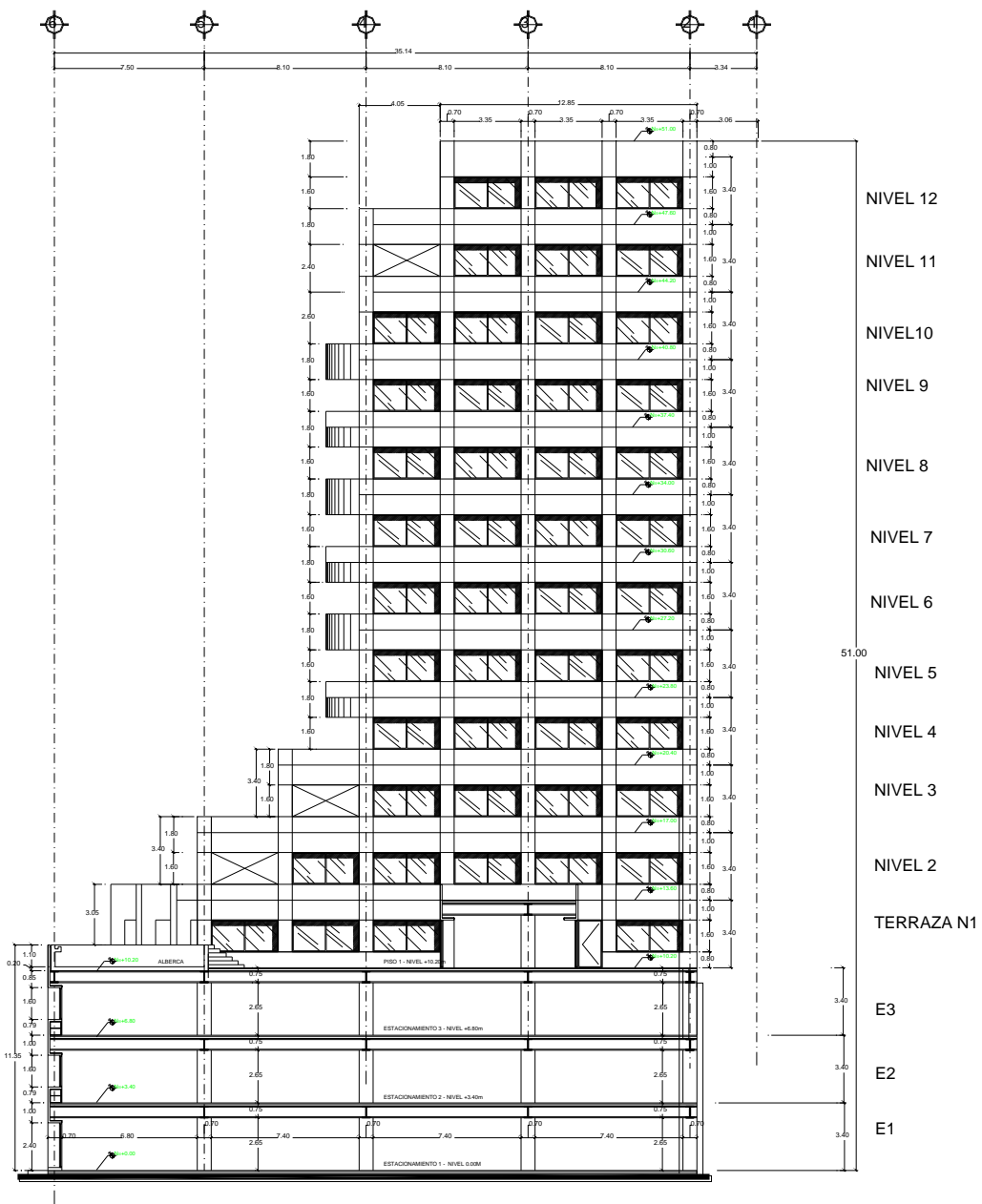
PLANTA NIVEL TIPO



PLANTA



PLANTA DE TECHOS



CORTE LONGITUDINAL



CORTE TRANSVERSAL

2.2 Estructuración

La estructura generalmente cumple un fin para el hombre. Su objeto, puede ser limitar un espacio habitable, como es el caso de este edificio. Las estructuras, al cumplir con el objeto para el que han sido diseñadas, van a estar sometidas a distintas solicitaciones, las cuales deben soportar con cierto grado de seguridad.

En el proceso de estructuración se elige el material más adecuado para construir la estructura y se disponen los materiales o elementos estructurales de tal manera que se obtenga una solución óptima dentro de las fronteras fijadas al problema.

Entre los factores que intervienen en la determinación de la estructura más adecuada se considera lo siguiente:

- a) Proyecto Arquitectónico. Se describió en el punto anterior.
- b) Solicitaciones. Dependen fundamentalmente del destino de la construcción, de la zona geográfica en la que está localizada la estructura, etc. El tipo, magnitud y distribución de las solicitaciones definirán, en muchos casos, los materiales, la distribución de los elementos y la forma estructural.

En el diseño de la estructura se buscará el equilibrio entre fuerzas externas e internas de tal manera que se obtenga una estructura resistente a las solicitaciones establecidas. Una estructura además de resistir las fuerzas a que se encuentra sometida, tendrá que estar en condiciones estables por lo que habrá que evitar desplazamientos, volteos, etc. Por efecto del conjunto de fuerzas actuantes.

- c) Economía. Teniendo en cuenta todos los factores que intervienen en el proyecto estructural, habrá que optimizar la solución. Considerando los distintos materiales estructurales, posibles dimensiones de los claros, plazo de ejecución, etc., y estableciendo las consecuencias de una posible falla, se podrá obtener una solución óptima.
- d) Solución constructiva. La solución estructural por adoptar, tendrá que ser fácilmente realizable dentro de las limitaciones propias que existan para la obtención de materiales, disponibilidad de maquinaria y obra de mano, velocidad de ejecución, etc. Muchos son los proyectos que a pesar de cumplir con las condiciones de los puntos anteriores, no han podido realizarse o simplemente lo han encarecido por no haber tomado en cuenta el proceso constructivo.

El diseño de una estructura, se facilitará, si el proyectista, llega a sentir en qué forma se va a comportar la estructura, estableciendo la manera en que se transmitan las fuerzas entre los distintos elementos que lo forman.

Generalmente se supone, que el diseño estructural debe estar dirigido a la definición de una estructura, que a manera de esqueleto, constituye el elemento más importante de una construcción.

Se dan a continuación las características de los distintos elementos estructurales y la manera en que intervienen en el proceso de estructuración.

2.2.1 Elementos estructurales.

Las estructuras están formadas por una serie de elementos más simples, que ya en conjunto comunican propiedades de resistencias, rigidez, etc., a la estructura. La labor del proyectista, consiste en seleccionar estos elementos estructurales y combinarlos entre sí eficientemente, para construir una estructura óptima. Una etapa posterior será el dimensionamiento de los miembros o elementos, a partir del comportamiento de la estructura bajo la acción de solicitaciones ya definidas.

Un factor muy importante en la selección los elementos estructurales es el tipo y la magnitud del esfuerzo a que se encuentra sometido. Indirectamente la selección está afectada por las características de las solicitaciones y por la geometría de la estructura, considerada como un conjunto.

2.2.1.1 Elementos sujetos a compresión. Columnas y muros.

Un elemento estructural sometido a una fuerza de compresión, puede fallar al alcanzar el esfuerzo de ruptura, ya sea como esfuerzo directo o como una combinación de esfuerzos. También puede fallar por pandeo de la pieza, si el esfuerzo de compresión en la misma, alcanza el valor correspondiente a la carga crítica. En este caso la falla de la pieza puede llegar a ser elástica, si los esfuerzos que se presentan son inferiores al límite elástico.

Se conocen como columnas los elementos estructurales en los que la solicitación predominante es una fuerza de compresión. Pueden adoptar distintas formas, según las características del proyecto. Generalmente son de sección rectangular o circular y de eje vertical. La columna da idea de soporte o de apoyo en una estructura, justamente por estar destinada a recibir entre otras, las cargas verticales o gravitacionales que actúan sobre ella y transmitir las a la cimentación.

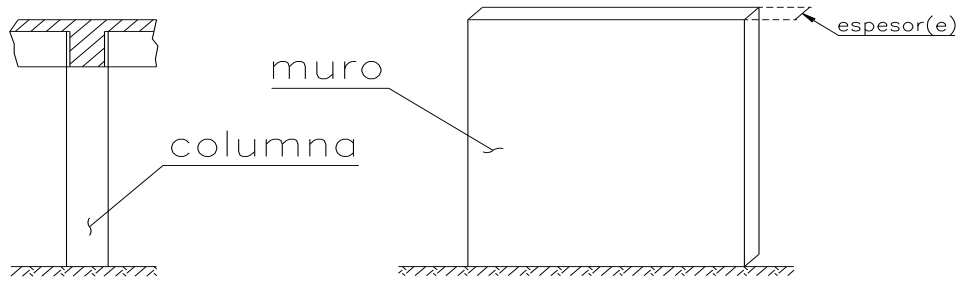


Figura 1. Elementos a compresión.

2.2.1.2 Elementos sujetos a flexión. Vigas.

Las vigas o traveses son elementos estructurales que están sometidos fundamentalmente, a flexión, bajo la acción de cargas perpendiculares a su eje. Es raro encontrar un elemento sometido a flexión pura, más bien se encuentran combinaciones de flexión y fuerza cortante.

En este tipo de elementos, son muy importantes las deformaciones producidas por flexión y en menor grado por esfuerzo cortante. En el diseño de vigas, deben limitarse las deformaciones por flexión y así en el Reglamento del D.F., se recomiendan valores máximos de la flecha de $0.5 \text{ cm} + L/500$ en donde L, es la distancia entre puntos de inflexión. Estos efectos pueden reducirse si durante la construcción se deja al miembro una pequeña contraflecha.

Las variables que intervienen en el diseño de vigas son fundamentalmente:

- a) La carga, que difícilmente se puede modificar, ya que depende, principalmente, del destino de la construcción.
- b) El claro de la viga, que dentro de ciertos límites se podrá variar durante la etapa de estructuración.
- c) El material empleado. A partir del tipo de esfuerzos que se desarrollan en las vigas, se ve la necesidad de emplear materiales que resistan a tensión, esfuerzos semejantes a los de compresión, o bien emplear combinaciones de materiales para obtener un resultado semejante.
- d) La forma y dimensiones de la sección. En una viga la sección puede adoptar distintas formas, pero en general se escogerá la sección con mayor momento de inercia, siempre que se respeten las limitaciones por pandeo y las restricciones propias e la funcionalidad de la estructura. La sección así escogida será la más resistente a flexión.

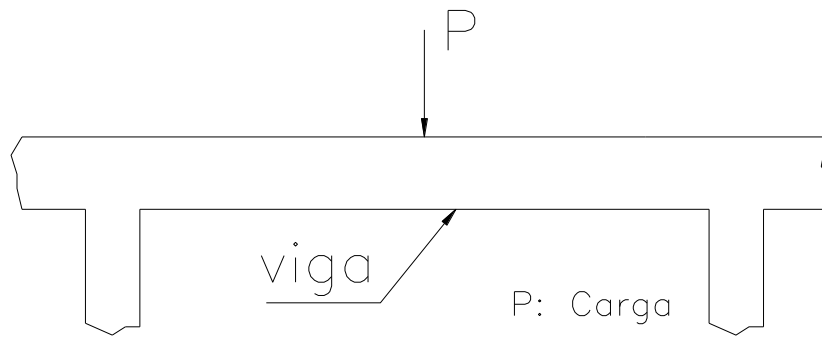


Figura 2. Viga.

2.2.1.3 Losas.

Son elementos estructurales con una de sus dimensiones, su espesor, muy pequeña comparada con las otras dos. Generalmente están sujetas a solicitaciones perpendiculares o contenidas en el plano definido por sus lados mayores.

Las losas no son más que placas de concreto. Con ellas se forman los pisos de los edificios o construcciones y se transmiten las cargas a las traveses de apoyo. Estas mismas losas, cuando el edificio se encuentra sometido a fuerzas laterales, se comportan como vigas diafragmas sometidos a cargas en su plano.

Principalmente trabajan a flexión en una o dos direcciones según las condiciones de apoyo. Así, una losa sobre dos apoyos, se comporta de manera semejante a una viga libremente apoyada. En cambio una losa apoyada en sus cuatro lados está sometida a flexión en dos direcciones y cualquier sistema de fuerzas que se aplique se transmitirá a cada uno de los apoyos.

Según el tipo de apoyo las losas pueden dividirse en cinco grupos principales:

- a) Losas sin continuidad con los apoyos. Esto ocurre en las losas soportadas en vigas de acero o muros de mampostería.
- b) Losas coladas monolíticamente con las vigas de concreto sobre las que se apoyan. Así se obtiene continuidad en los apoyos.
- c) Losas apoyadas directamente sobre columnas. Son las llamadas losas planas. En este tipo de losas es muy importante el esfuerzo cortante que se desarrolla en una sección alrededor de los puntos en que existen fuertes concentraciones de fuerzas, como es el caso de las columnas. En algunas ocasiones puede ser necesario el engrosamiento de la sección con el fin de resistir el esfuerzo cortante que se desarrolla. Este tipo de losa se puede aligerar con block hueco, o bien dejando huecos interiores, para obtener una losa con menos peso propio.
- d) Losas apoyadas sobre el terreno como es el caso de los pavimentos de concreto.

- e) Losas con lados libres. Este puede ser el caso de las losas en voladizo o en balcón. La única limitación a este tipo de losas, es que las reacciones que se desarrollan en los bordes apoyados, sean las necesarias para mantener la losa en condiciones de estabilidad. En general las losas son elementos muy flexibles pero todavía lo son más los extremos libres.
- f) Losas continuas son aquellas que se apoyan de manera continua sobre varios apoyos intermedios. En estos apoyos la losa tendrá capacidad para transmitir momento flexionante y fuerza cortante. A su vez este tipo de losa podrá ser apoyada en un sentido o perimetralmente apoyada.

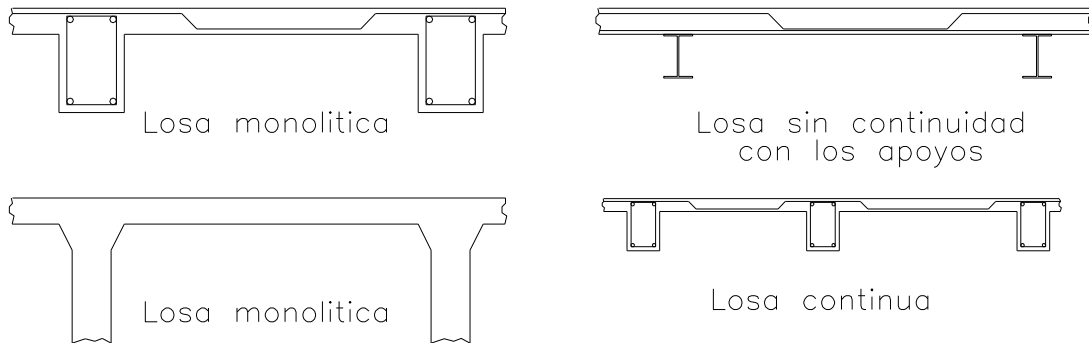


Figura 3. Tipos de losas

2.2.1.4 Marcos.

El marco está formado por la combinación de una viga horizontal que forma el cabezal y las columnas laterales. Generalmente se procura que la unión o nudo entre los distintos elementos, sea rígida con el fin de que se puedan desarrollar momentos flexionantes y por lo tanto presenten características de continuidad.

Por la forma en que se emplean en la construcción, deben ser capaces de resistir fuerzas horizontales debidas a sismo o viento y las fuerzas verticales que suelen transmitir algún sistema de piso o techo apoyado sobre el cabezal el marco.

Las condiciones de apoyo o de continuidad modifican de manera importante el comportamiento de la estructura, admitiendo desde luego, que cualquiera de ellas debe garantizar estabilidad del marco.

Los marcos se pueden construir de madera, concreto, acero, etc., según las indicaciones que se dieron en el caso de vigas o columnas. En realidad el mayor problema, consiste en detallar las uniones de tal manera que se pueda lograr la continuidad del elemento.

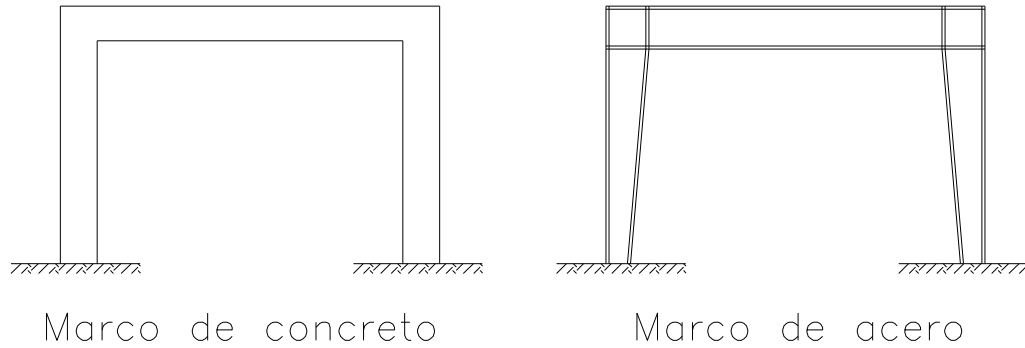


Figura 4. Tipos de marcos

2.2.1.5 Sistemas de piso.

Un sistema de piso es una combinación de elementos estructurales con el fin de lograr una superficie horizontal de apoyo capaz de resistir las distintas sollicitaciones en ella aplicadas.

Los primeros sistemas de piso construidos, estuvieron formados por un conjunto de tabloncillos apoyados en vigas de madera, que a su vez transmitían las fuerzas a las columnas o muros de carga. Este tipo de piso, está limitado en cuanto a la dimensión máxima de los claros y a la magnitud de las cargas que pueden soportar, ya que dependen de las características de la madera y de las escuadrías disponibles en el mercado. Actualmente existen otros tipos de materiales que pueden sustituir con ventajas este sistema.

Mediante el empleo de perfiles de acero combinados con elementos de tabique o ladrillo, se puede obtener un piso a base de bóvedas que todavía está en uso. Sobre los elementos curvos así construidos, se aplica un relleno de tierra y un piso de cemento, para obtener una superficie horizontal.

El concreto reforzado ofrece una solución más económica y con mayores posibilidades de solución, teniendo en cuenta los distintos casos que se pueden presentar. Aunque se repite el mismo principio de los pisos de madera, tiene mayor facilidad de ejecución y una mayor capacidad de resistencia. El sistema de piso que es el más usual, está formado por una combinación de losa y traveses, colados monolíticamente, logrando por lo tanto una mayor resistencia del conjunto así formado. En este sistema de piso, para resistir un determinado tipo de carga, se dispone de las siguientes variables:

- a) Espesor y armado de la losa
- b) Separación de las vigas o traveses, modificando por lo tanto el claro de la losa
- c) Dimensiones y armado de las traveses
- d) Resistencia del concreto

Al escoger la estructuración, conviene recordar que el comportamiento de las losas se mejora notablemente si, estas son prácticamente cuadradas.

En concreto reforzado se puede construir el tipo de losa plana que no requiere apoyarse en traveses si no directamente sobre las columnas. Tiene la ventaja de ofrecer una superficie plana en su parte inferior, fácil de cimbrar y a la que se le puede dar un acabado económico. Además, como su peralte total es menor que el de un sistema de piso formado por losas y traveses, reduce la altura total de la estructura de la cual forma parte.

Un tipo especial de sistema de piso es el formado por dos o más sistemas de vigas paralelas que se cruzan formando una retícula. El espacio entre las vigas se cubre con una losa de concreto de dimensiones mínimas. Cuando el claro a cubrir presenta una forma rectangular puede ser más conveniente orientar las vigas según dos direcciones inclinadas con lo que se logra que todas las vigas sean de la misma longitud y rigidez, repartiéndose la carga de manera uniforme entre todas las vigas del sistema. La eficiencia de cada una de estas vigas es mayor por estar restringidos sus desplazamientos, por otra viga. Un caso particular de este sistema de piso es la tridilosa, formada por una estructura espacial de acero.

Muy usado también, es el piso formado por elementos precolados de concreto que se apoyan sobre un sistema de traveses. Permite una mayor facilidad de fabricación y un menor tiempo de construcción junto con una mayor economía en algunas etapas del proceso constructivo. En cambio requiere de una inversión inicial en equipo especial de montaje, además del inconveniente que ofrece la falta de continuidad de las losas.

Un ejemplo de este sistema de piso es el sistema llamado de vigueta y bovedilla, formado por vigas precoladas y presforzadas (viguetas) sobre las que se apoyan bloques del tipo hueco contruidos de concreto ligero o barro cocido (bovedillas). De esta manera se pueden salvar claros hasta de 12 m de longitud.

En estructuras de acero el sistema de piso usual, está formado por una losa de concreto armado apoyada en las traveses de acero que pueden ser armaduras, viguetas, etc. En este tipo de estructuras los pisos se utilizan como elementos para sujetar la zona de compresión de las traveses y como diafragmas para transmitir fuerzas horizontales.

En general es conveniente aprovechar la capacidad resistente de la losa de concreto, haciéndola trabajar en conjunto con la viga de acero. Con este tipo de construcción mixta se logra una economía importante de materiales.

Se han descrito los distintos elementos estructurales con el propósito de tener un conocimiento de ellos para poder elegir la forma en como se realizara la estructura del edificio.

Para poder decidir o elegir cual es la mejor estructuración en cuanto a desempeño estructural y optimización de costo, quizá sea necesario realizar varias propuestas y diseño de cada uno y evaluar cual es la mas ideal. Para este caso se realizan dos propuestas una en concreto y otra en acero, las cuales se comparan. Para

cada una de las estructuras solo se mostrara el diseño definitivo con el que se compararan ambas propuestas.

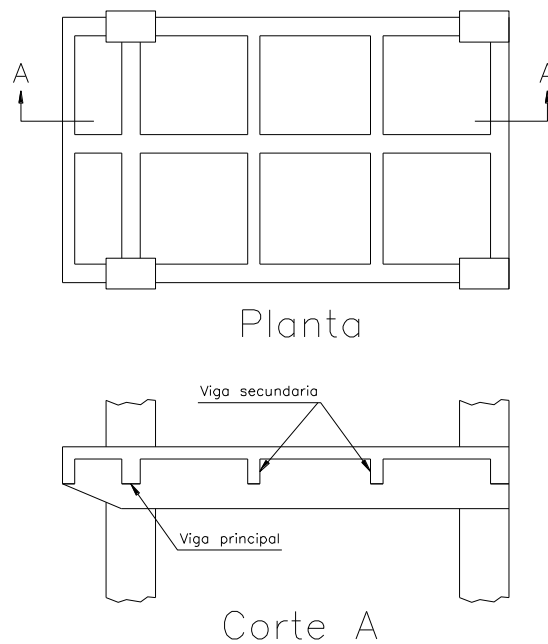
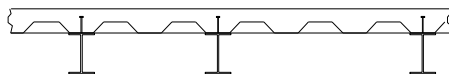
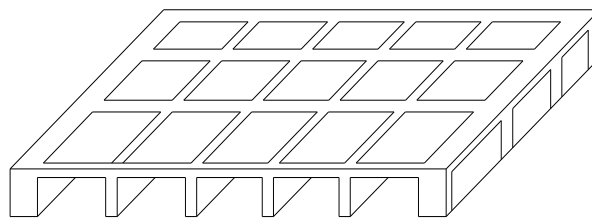


Figura 5. Sistema de piso formado por losas y trabes.



Sistema de piso sobre estructura de acero y lamina galvanizada



Sistema de piso, losa aligerada con casetones

Figura 6. Sistema de piso

2.2.2 Estructuración para el diseño en concreto.

La estructura será a base de marcos estructurales, una combinación de vigas y columnas de concreto, las columnas se desplantaran desde la cimentación con una sección rectangular, sus dimensiones si es necesario ese modificaran conforme vaya creciendo la altura del edificio.

Las vigas serán de sección rectangular, para que no se tengan claros muy grandes y resulten vigas con un peralte muy grande, se utilizarán vigas secundarias para reducir los tamaños de los tableros de las losas. El sistema de piso será a base de losas de concreto reforzado apoyadas perimetralmente sobre las vigas principales que formaran los marcos y las vigas secundarias.

Se muestran a continuación algunos croquis para entender mejor la estructura del edificio.

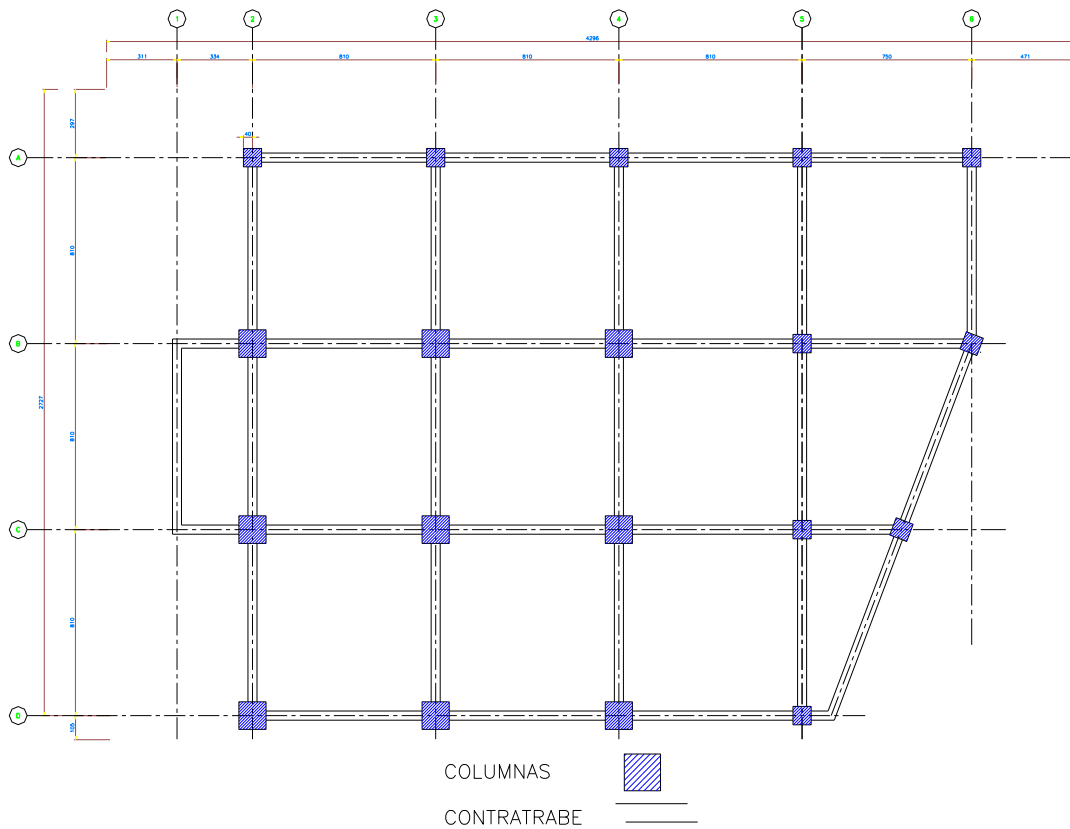


Figura 7. Distribución de columnas y contratraves

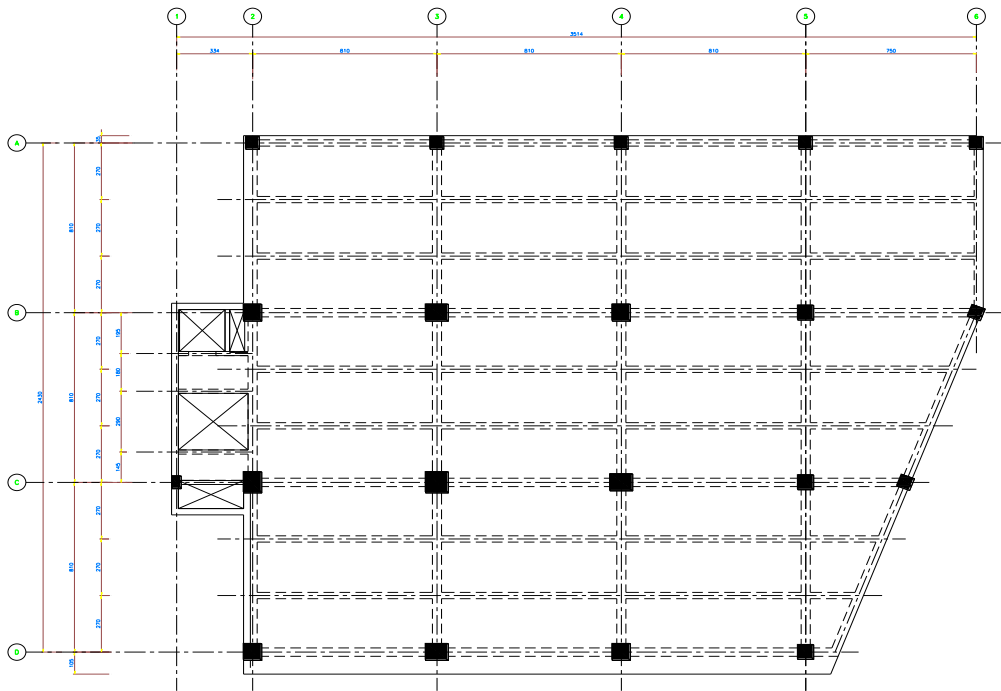


Figura 8. Distribución de traves y tableros de las losas

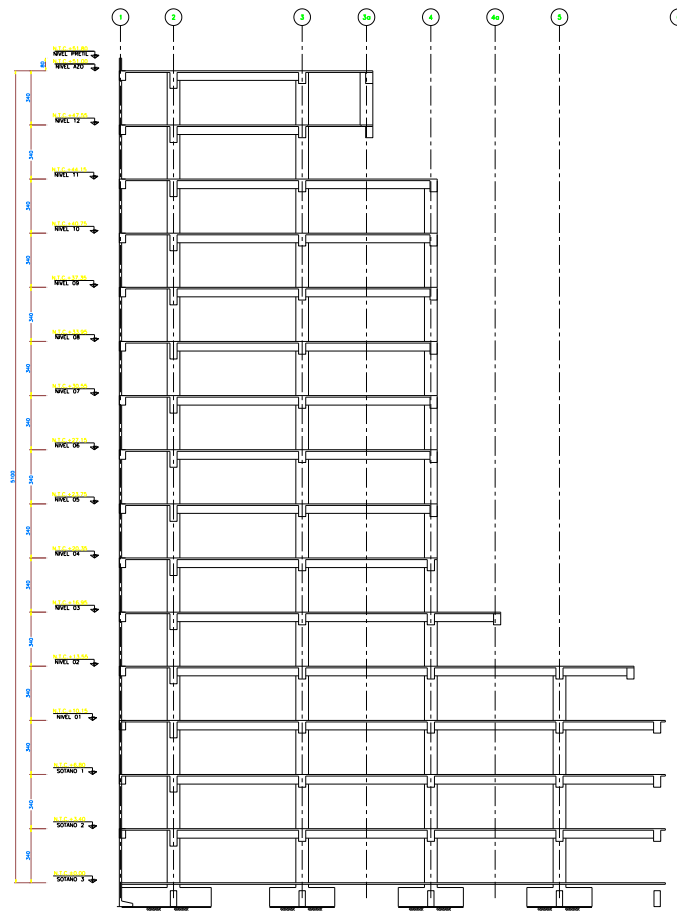


Figura 9. Elevación. Se muestran los marcos estructurales

2.2.3 Estructuración para el diseño en acero.

La estructura será también a base de marcos, en este caso empleando vigas y columnas de acero estructural. Sobre las vigas que formen los marcos estructurales se apoyaran perpendiculares a ellas vigas de menor peralte sobre las cuales se apoyara el sistema de piso, que será a base de una lamina galvanizada sobre la cual se colara una losa de concreto de peralte pequeño, el sistema de piso es el denominado losacero.

El sistema de piso llamado losacero, maneja el concepto de sección compuesta, este se refiere al trabajo en conjunto de una viga de acero y una losa de concreto que están unidos a traves de conectores, que son llamados de cortante, porque justamente esa es su función, tomar el cortante que se genera en la unión del perfil de acero y la losa de concreto. En la figura 10 se muestran los componentes de dicho sistema de piso.

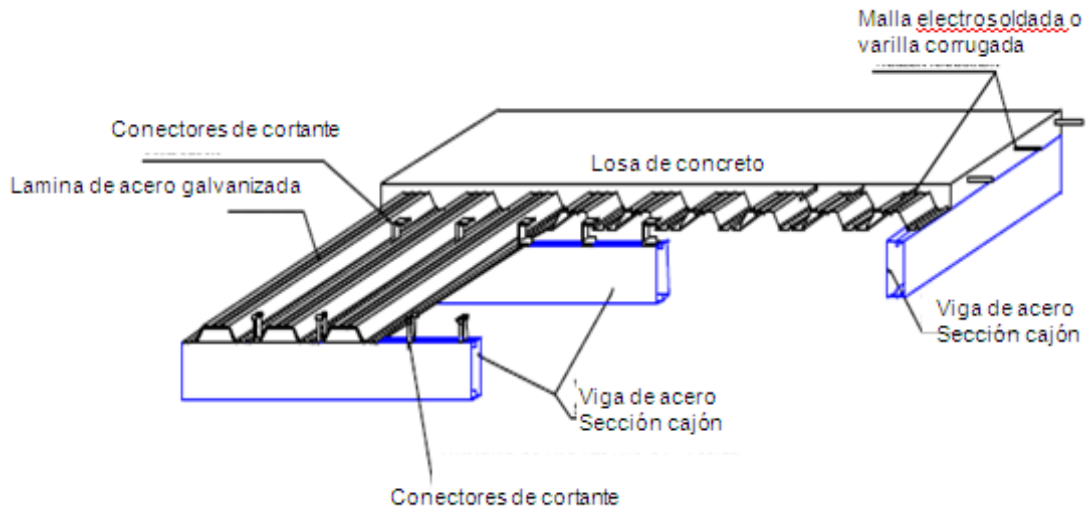


Figura 10. Sistema de piso losacero

En el capítulo 4 se mostrara de manera muy general el diseño de las losas que forman este sistema de piso.

Básicamente la estructura de acero es igual a la de concreto, en realidad solo cambian los materiales. En la figura 11 de muestra una elevación de lo que será la estructura de acero.

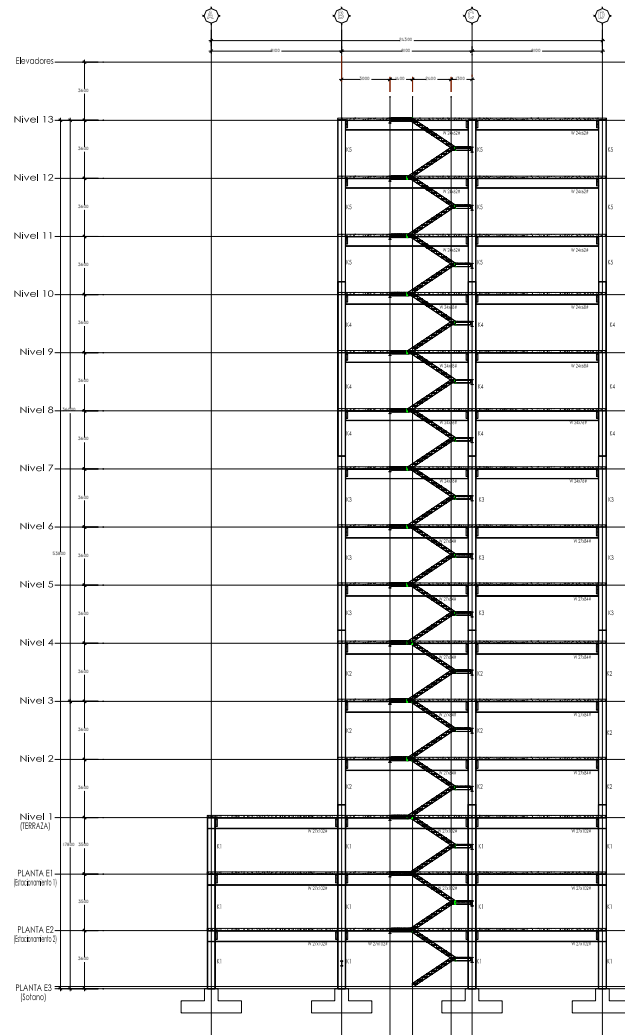


Figura 11. Elevación de un eje de marcos

2.3 Bases de Diseño

El diseño estructural determina la forma, dimensiones y características detalladas de una estructura. El diseño estructural se encuentra inserto en el proceso más general del proyecto de una obra civil, en el cual se definen las características que debe tener la construcción para cumplir de manera adecuada las funciones que está destinada a desempeñar.

El diseño es un proceso creativo mediante el cual se definen las características de una estructura de manera que cumpla en forma óptima su objetivo. El objetivo de una estructura es resistir las fuerzas a las que va a estar sometido, sin colapso o mal comportamiento.

La bondad de un proyecto depende esencialmente del acierto que se haya tenido en imaginar un sistema estructural que resulte el más idóneo para absorber los

efectos de las acciones exteriores a las que va a estar sujeto. Los cálculos y comprobaciones posteriores basados en la teoría del diseño estructural sirven para definir en detalle las características de la estructura y para confirmar o rechazar la viabilidad del sistema propuesto.

Para llevar a cabo el diseño estructural es indispensable fijar antes las bases que nos permitan determinar las acciones que debemos considerar para el diseño de la estructura, de parámetros o limitaciones que se deben tener en cuenta para el correcto funcionamiento de la estructura durante su vida útil.

Se enlistan las bases de diseño que nos permitirán realizar el diseño de la estructura:

1. Reglamentos de Diseño
2. Cargas
3. Materiales
4. Modelo matemático

2.3.1 Reglamentos de Diseño.

Los reglamentos para el diseño de estructuras son documentos legales que tienen como función proteger a la sociedad contra el colapso o mal funcionamiento estructural de las construcciones. El grado de protección que puede lograrse no es absoluto, sino que debe ser óptimo en el sentido de que sea congruente con las consecuencias de las posibles fallas y con el costo de incrementar la seguridad. Objetivos similares deben tener otros documentos como las especificaciones, normas y recomendaciones, los cuales aunque no siempre tienen valor legal, tienden a cumplir con tales objetivos.

Del sin número de reglamentos de diseño estructural que existen, la mayoría se refiere al diseño de estructuras especiales (puentes, tuberías, etc.) o son particulares de algún material (concreto, acero, madera, mampostería). Algunos son de alcance más general y tienden a establecer criterios unificados de diseño para las diferentes estructuras y materiales.

Cada país tiene sus reglamentos particulares basados en la práctica y experiencia local, aunque es notoria la tendencia a que la reglamentación de los diversos países europeos sea similar. En EE.UU., la reglamentación está muy dispersa y es poco uniforme, debido a que es elaborada por grupos distintos según el material, según el tipo de estructura y según la región donde se aplican. Sin embargo, muchos de los códigos o recomendaciones específicas elaboradas por diversas instituciones de este país representan los documentos más avanzados y de mayor divulgación a nivel internacional, de manera que son ampliamente usados también en otros países, especialmente para el proyecto de grandes obras industriales y de infraestructura en las que intervienen especialistas de distintas partes del mundo. Las normas más conocidas son el Código ACI para estructuras

de concreto, el AISC para estructuras de acero, el AASHTO para diseño estructural de puentes y el UBC para el proyecto de edificios en general.

En México la reglamentación más actualizada y la que sirve de modelo para las de los estados, es la del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF). Este reglamento se refiere únicamente a las construcciones urbanas (edificios). Un documento que tiene un alcance mucho mayor es el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad que abarca el diseño de obras industriales y de chimeneas, tanques, torres y cimentaciones.

En número cada vez mayor los reglamentos tienden a ser de resistencia o de estados límite. Sin embargo, muchos de ellos conservan como opción, o a veces como procedimiento único, el diseño por esfuerzos admisibles. Esto más por razones de tradición y de familiaridad de los proyectistas que por defender criterios elásticos de diseño. Por ejemplo para estructuras de acero, de madera y de mampostería prevalecen métodos de esfuerzos admisibles, mientras que para las de concreto es más difundido el diseño por estado límite (o de resistencia).

Como ya se mencionó anteriormente en México, en particular para el Distrito Federal se cuenta con el Reglamento de Construcciones, este incluye un planteamiento general del problema de diseño que es aplicable a los tipos de estructuras usados en la zona. Los requisitos particulares que se derivan de la aplicación de esos principios generales a los materiales y tipos estructurales específicos se encuentran fuera del cuerpo principal del reglamento y se agrupan en una serie de Normas Técnicas Complementarias, dichas normas complementarias pueden actualizarse más fácilmente por no tener que seguir el laborioso proceso de legalización que requiere el propio reglamento.

Las recomendaciones generales del reglamento para el diseño de estructuras se incluyen en el título llamado "Seguridad Estructural de las Construcciones". Este contiene algunos capítulos iniciales relativos a los conceptos básicos del diseño según el criterio de estados límite, además, se definen procedimientos generales para el cálculo de los valores de diseño de las acciones y de la resistencia.

2.3.1.1 Reglamento empleado en el diseño de la estructura.

El diseño de las estructuras que se proponen en el presente trabajo se realizara conforme a lo que especifique el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, y las Normas Técnicas Complementarias para el diseño de estructuras de concreto y las Normas Técnicas Complementarias para el diseño de estructuras de Acero. Se empleara también el Manual IMCA para dar las características de los perfiles laminados del diseño en acero.

2.3.2 Cargas

Una de las primeras tareas del proyectista es la de hacer una determinación de todas aquellas acciones que pueden afectar la estructura en cuestión,

ocasionando en ella efectos significativos. Desde el punto de vista de la seguridad estructural y de los criterios de diseño, la clasificación más conveniente es la que se hace en base en la duración con que obran sobre la estructura con una intensidad cercana a la máxima. Siguiendo este criterio se distinguen los siguientes tipos de acciones:

a) Acciones permanentes.

Aquellas que obran en forma continua y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Entran en esta categoría: las cargas muertas, debidas al peso propio de la estructura y al de los elementos no estructurales de la construcción; el empuje estático de líquidos y tierras que tenga un carácter permanente; las deformaciones y los desplazamientos impuestos a la estructura, tales como los debidos al efecto del presfuerzo, a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos y a la contracción por fraguado del concreto.

b) Acciones variables.

Aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante lapsos grandes. Se incluyen en esta categoría: las cargas vivas, o sea aquellas que se deben al funcionamiento propio de la construcción y que no tienen carácter permanente; los efectos de cambios de temperatura y los de cambios volumétricos que tienen carácter variable con el tiempo.

c) Acciones accidentales.

Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la construcción y que pueden tomar valores significativos sólo durante pequeñas fracciones de la vida útil de la estructura. Se incluyen en esta categoría acciones excepcionales, como sismos, viento, oleaje y explosiones.

De acuerdo a lo anterior se realiza un análisis de carga, las cuales se considerarán para el diseño de la estructura del edificio en cuestión.

2.3.2.1 Acciones permanentes.

Cargas Muertas

Las cargas muertas, como se menciono anteriormente son cargas que estarán permanentemente en la estructura. El peso propio de cada uno de los elementos estructurales forma parte de la carga muerta.

Se enlistan a continuación las cargas muertas que se consideraran en el análisis de la estructura.

Losa

El peso de este elemento estructural dependerá del peralte que requiera por diseño.

El diseño de la losa dependerá de las cargas que actuaran sobre ella, de las dimensiones de los tableros y del tipo de apoyo que tenga. De acuerdo a la estructuración que se planteó, el sistema de piso para la estructura de concreto se diseñó como una losa maciza apoyada perimetralmente, de concreto y de acuerdo a lo que establece el RCDF para este tipo de losas (Ver el diseño de la losa de concreto en el capítulo 3). Para la estructura de acero se realizó el diseño de una losa acero, sistema de piso anteriormente descrito, esta solo está apoyada en dos de sus orillas (ver diseño de dicho sistema en el capítulo 4).

De acuerdo al diseño que se verá más adelante, para la losa de concreto se obtiene un peralte de 10 cm, que multiplicado por el peso volumétrico del concreto, que en este caso se usa 2.4 ton/m^3 resulta el siguiente peso:

$$\text{Losa maciza 10 cm} = 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 0.10\text{m} \times 1000 = 240 \text{ kg/m}^2$$

Para la losa acero, su peso se obtiene también a partir del espesor:

Losacero 12.4 cm de espesor = 320 kg/m^2 (Este dato se obtiene de tablas de fabricantes del sistema)

Entortado

Es una capa de material ligero que se emplea para lograr la pendiente que sirve para encausar el agua que se pudiera acumular en la azotea hacia las bajadas pluviales.

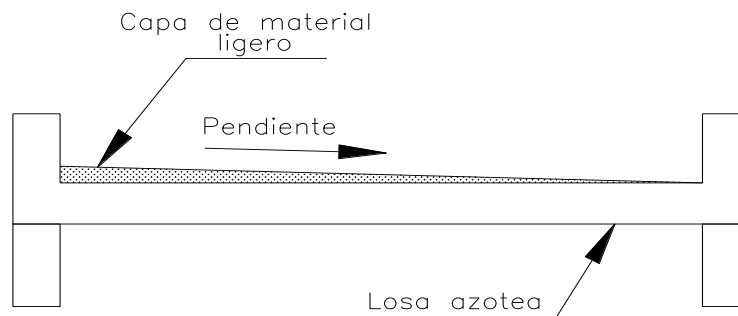


Figura 12. Entortado para dar pendiente en azotea

Impermeabilizante

Considera el peso del material que se utilizara para colocar una capa impermeable en las losas que pudieran tener alguna acumulación de agua, para impedir

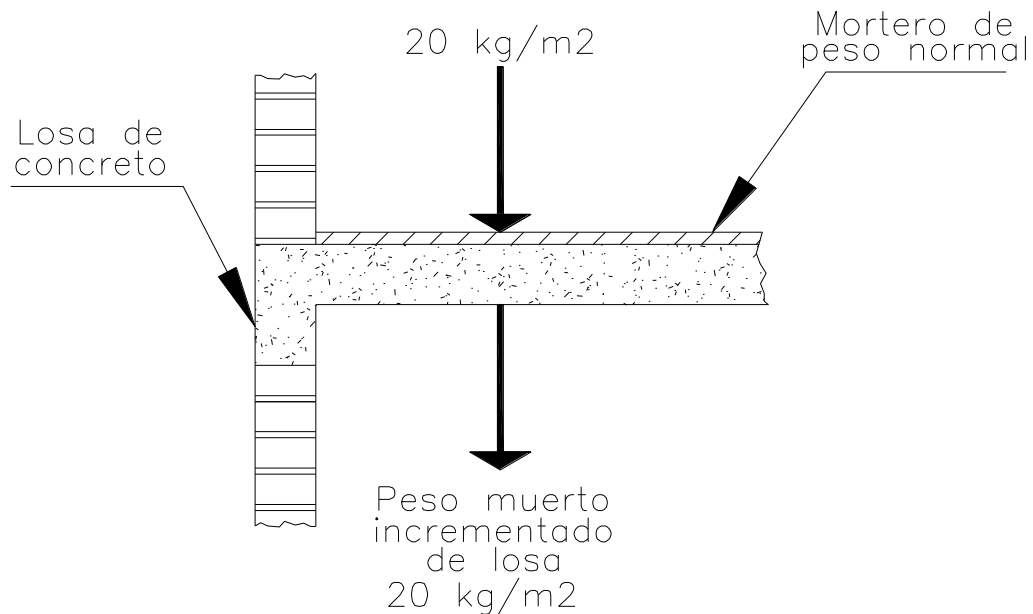
filtraciones. El peso puede variar dependiendo de los materiales que formen la capa impermeable. En este caso se considera un peso de 15 kg/m^2 .

Instalaciones

Se refiere a todo tipo de cables, tuberías y/o conductos que pudieran estar sobre la losa para contener todo tipo de instalaciones (eléctricas, hidráulicas, aire acondicionado, etc.). Se estima una carga de 5 kg/m^2 .

Sobrecarga

En el artículo 197 del RCDF se especifica que el peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 20 kg/m^2 . Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una paca de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 20 kg/m^2 , de manera que el incremento total será de 40 kg/m^2 . Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los pesos volumétricos. Estos aumentos no se aplicaran cuando el efecto de la carga muerta sea favorable a la estabilidad de la estructura.



Total incremento 40 kg/m^2

Figura 13. Sobrecarga, especificada por el RCDF

Firme para nivelar

Para poder nivelar el lecho superior de la losa para que esté lo más uniforme que se pueda se coloca un firme, el material que se utiliza para colocar dicho firme se puede hacer con algún mortero, en promedio se maneja un espesor de 2 cm , aunque el peralte va a depender de que tan uniforme quede la losa después de que se coló.

En este caso se consideró un material de peso volumétrico de 2100 kg/m^3 y un espesor de 2 cm. Por lo tanto se tiene:

$$\text{Firme para nivelar} = 2100 \text{ kg/m}^3 \times 0.02 \text{ m} = 42 \text{ kg/m}^2$$

Para la zona del estacionamiento se considero un espesor de 3 cm.

$$\text{Firme para nivelar} = 2100 \text{ kg/m}^3 \times 0.03 \text{ m} = 63 \text{ kg/m}^2$$

Acabado de piso

Existen varios tipos de materiales para recubrir las superficies; en el RCDF se proporciona el peso de algunos tipos de losetas que se emplean para dicho fin.

El peso del acabado dependerá del material que lo constituya, del espesor que esté tenga, el área en el que se vaya a colocar y el uso que va a tener el área donde va a ser colocado. Para este caso se consideró un acabado ligero, con un peso de 35 kg/m^2 para la zona de departamentos, y para la zona de la terraza se considerará un peso de 55 kg/m^2 .

Plafond

Este se emplea para cubrir las distintas instalaciones que cuelguen del techo y ocultarlas. No es obligatorio su uso, pero su empleo da un aspecto más agradable a la vista.

El peso variara en función del material que lo conforme. Para este trabajo se propuso un peso de 15 kg/m^2 .

Densidad de muros.

En particular el diseño arquitectónico de un edificio tiene muchos muros para la división de aéreas, dichos muros muchas veces no se emplean como elementos estructurales, sin embargo se debe considerar su peso para diseñar los elementos que si formaran parte de la estructura.

En este caso, la densidad de muros se puede calcular obteniendo la longitud total de todos, incluyendo las denominadas mochetas (muros de corta longitud), que existan sobre un área, se calcula el peso de todos esos muros y se divide entre el área en la cual se distribuyen.

Para este trabajo, se obtuvo en promedio para todos los entresijos una densidad de 100 kg/m^2 .

En la azotea, estacionamientos y zona de terraza no se considero la densidad de muros ya que arquitectónicamente no existen.

Otras cargas

Adicional a las cargas que se describieron anteriormente, existen otras que ya son particulares de cada estructura.

Las cargas adicionales que se consideraron para la estructura del edificio analizado fueron las de fachada, para las que en algunos casos se considero el peso de cancelería y cristales y para otros el peso de algún murete o muro de tabique.

Otra carga que se debe considerar en una ubicación específica es la que transmite algún equipo o instalación especial como los tanques de gas, que normalmente son ubicados en las azoteas, lo que representa una carga considerable para las estructuras y en particular para dicho nivel.

Se presenta a continuación un cuadro resumen de cargas muertas para la estructura de concreto y para la estructura de acero.

ANALISIS DE CARGA ESTRUCTURA CONCRETO		
Cargas en Azotea		
Losa Maciza 10 cm	240	kg/m ²
Entortado	80	kg/m ²
Impermeabilizante	15	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m ²
	380	kg/m²
Cargas en Entrepiso Departamentos		
Losa Maciza 10 cm	240	kg/m ²
Firme para nivelar 2 cm	42	kg/m ²
Acabado de piso (Cerámico)	35	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Plafond	15	kg/m ²
Densidad de muros	100	kg/m ²
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m ²
	477	kg/m²

Cargas en Terraza		
Losa Maciza 10 cm	240	kg/m ²
Firme para nivelar 2 cm	42	kg/m ²
Acabado de piso (Mosaico)	55	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Plafond	15	kg/m ²
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m ²
	397	kg/m²

Cargas en Estacionamiento		
Losa Maciza 10 cm	240	kg/m ²
Firme para nivelar 3 cm	63	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m ²
	348	kg/m²

Otras Cargas		
Fachadas	150	kg/m ²
Fachadas h=2.85 m	427.5	kg/m
2 Tanques de Gas de 3500 lts	7	ton

ANALISIS DE CARGA ESTRUCTURA DE ACERO		
Cargas en Azotea		
Losacero	320	Kg/m ²
Entortado	80	kg/m ²
Impermeabilizante	15	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m ²
	460	kg/m²
Cargas en Entrepiso Departamentos		
Losacero	320	Kg/m ²
Firme para nivelar 2 cm	42	kg/m ²
Acabado de piso (Cerámico)	35	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Plafond	15	kg/m ²
Densidad de muros	100	kg/m ²
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m ²
	557	kg/m²

Cargas en Terraza		
Losacero	320	Kg/m ²
Firme para nivelar 2 cm	42	kg/m ²
Acabado de piso (Mosaico)	55	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Plafond	15	kg/m ²
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m ²
	477	kg/m²
Cargas en Estacionamiento		
Losacero	320	Kg/m ²
Firme para nivelar 3 cm	63	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m ²
	428	kg/m²
Otras Cargas		
Fachadas	150	kg/m ²
Fachadas h=2.85 m	427.5	kg/m
2 Tanques de Gas de 3500 lts	7	ton

2.3.2.2 Acciones variables

Cargas Vivas

Como se describió anteriormente, las cargas vivas son las acciones sobre la estructura que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones que no tienen un carácter permanente.

El RCDF propone distintos valores para la carga viva, dependiendo del destino del piso o cubierta. Las cargas vivas las divide en tres categorías, que dependiendo que condición de carga o que elemento estructural se vaya a diseñar o revisar se debe tomar la carga indicada.

- I. Carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales.
- II. Carga instantánea W_a se deberá usar para el diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área.
- III. Carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas.

Las cargas uniformes de la tabla de cargas vivas, se consideran distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

Se muestra la tabla que propone el RCDF de las cargas vivas unitarias.

Cargas Vivas Unitarias según el RCDF

Destino de piso o cubierta	W (kg/m²)	Wa (kg/m²)	Wm (kg/m²)
a) Habitación (casa - habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	70	90	170
b) Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
c) Aulas	100	180	250
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	40	150	350
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	40	350	450
f) Otros lugares de reunión (templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, bibliotecas, salas de juego y similares)	40	250	350
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8Wm	0.9Wm	Wm
h) Cubiertas y azoteas con pendiente no mayor de 5 %	15	70	100
i) Cubiertas y azoteas con pendiente mayor de 5 %	5	20	40
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	15	70	300
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	40	100	250

Cargas en Azotea		
Carga Viva	100	kg/m²
Carga Viva Reducida	70	kg/m²
Cargas en Entrepiso Departamentos		
Carga Viva	170	kg/m²
Carga Viva Reducida	90	kg/m²
Cargas en Terraza		
Carga Viva	350	kg/m²
Carga Viva Reducida	250	kg/m²
Cargas en Estacionamiento		
Carga Viva	250	kg/m²
Carga Viva Reducida	100	kg/m²

2.3.2.3 Acciones Accidentales

Sismo

En los reglamentos de diseño se proporcionan las bases y requisitos generales mínimos de diseño para que las estructuras tengan seguridad adecuada ante los efectos de los sismos.

En diseño por sismo debe aceptarse una probabilidad mayor de que ocurran daños ante las acciones convencionales, si se quiere evitar una inversión excesiva en la estructura.

El primer y fundamental objetivo del diseño sismorresistente es proporcionar a la estructura la capacidad para disipar la energía que se induce en ella durante un sismo severo sin que ésta sufra colapso o daños irreparables. Esta capacidad puede lograrse proporcionando a la estructura una resistencia muy alta que le permita resistir el sismo manteniendo su comportamiento esencialmente dentro de límites elásticos, o puede obtenerse también diseñándola para que tenga una resistencia mucho menor, pero cuente con propiedades de ductilidad que le permitan disipar la energía introducida por el sismo mediante ciclos de histéresis en etapas inelásticas.

El segundo objetivo del diseño es evitar daños y pánico a los ocupantes durante sismos de intensidad moderada que pueden ocurrir varias veces durante la vida de la construcción. Este objetivo debería cumplirse revisando que la estructura permaneciera elástica y con deformaciones laterales pequeñas ante un sismo menor que el que se emplea para revisar los estados límite de falla.

Las tres propiedades esenciales que rigen el buen comportamiento sísmico son: resistencia, rigidez y ductilidad ante cargas laterales.

Como índice de la acción de diseño se emplea el coeficiente sísmico, c , que puede usarse directamente como fracción del peso total de la construcción, W , que constituye la fuerza cortante horizontal, V , que actúa en la base de la construcción.

$$c = \frac{V}{W}$$

El coeficiente sísmico varía según el peligro sísmico del sitio, según el tipo de suelo y según la importancia de la construcción.

Para fines de diseño por sismo, el reglamento divide el Distrito Federal en tres zonas.

- Zona I Lomas, formada por rocas o suelos generalmente firmes que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. En esta zona es frecuente la presencia de oquedades en rocas y de cavernas y túneles excavados en suelo para explorar minas de arena.
- Zona II Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre, el espesor de éstas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros.
- Zona III Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme y muy dura y de espesores variables de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.

La zona a que corresponda un predio se determina a partir de las investigaciones que se realicen en el subsuelo del predio objeto de estudio. En caso de

edificaciones ligeras o medianas, cuyas características se definan en dichas Normas, podrá determinarse la zona mediante el mapa que se incluye en las normas (ver figura 14).

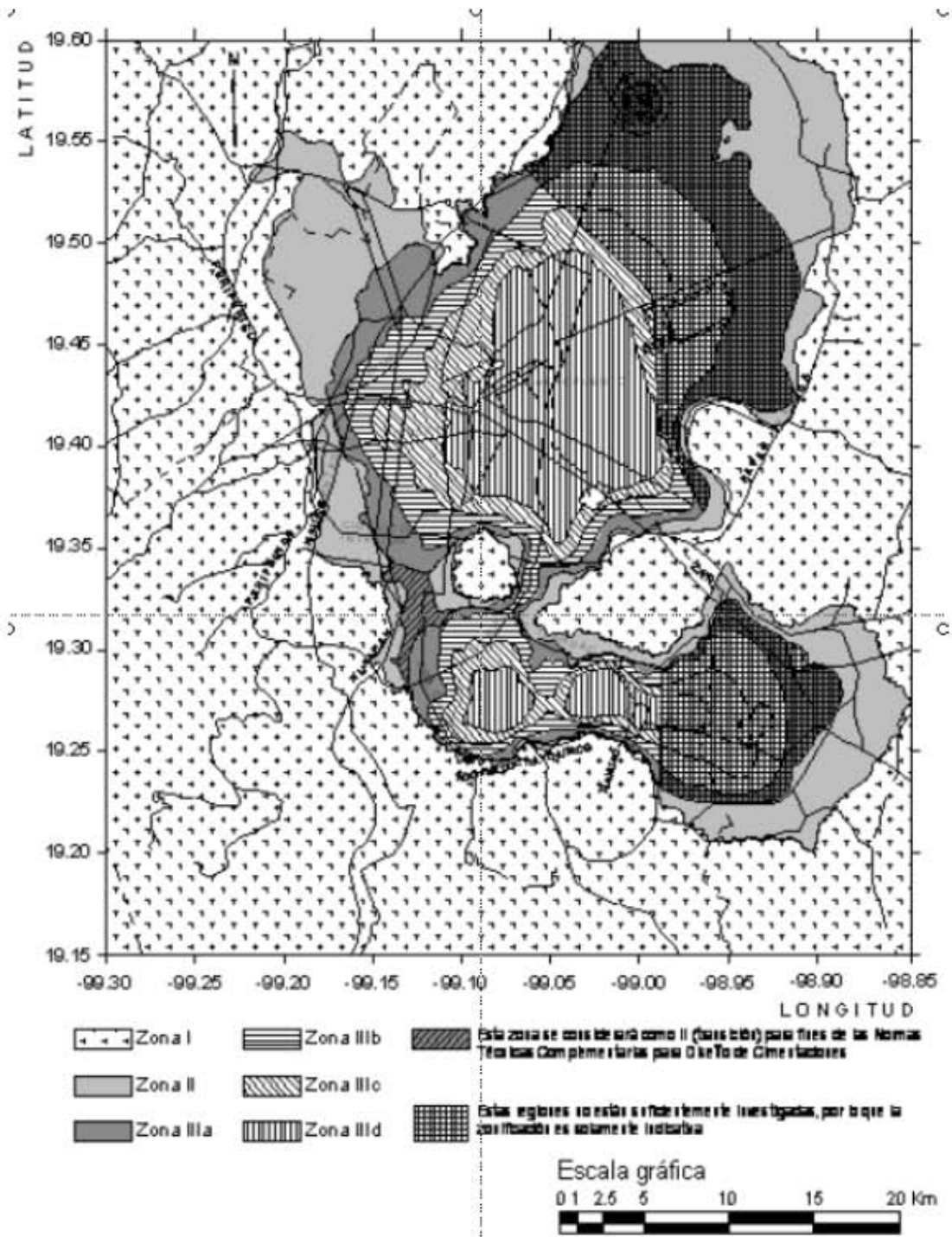


Figura 14. Zonas sísmicas del Distrito Federal según RCDF.

Para el caso de este trabajo, de acuerdo a la información que se tiene del capítulo 1, estudios preliminares, se determinó que el edificio está ubicado en zona I, Lomas.

Para la zona I, el coeficiente sísmico tiene un valor de 0.16.

Según la sección 2 de las NTC para diseño por sismo, se puede elegir para análisis por sismo, independientemente de las características de la estructura de que se trate, el método simplificado, método estático o uno dinámico. El método se elige a partir de las limitaciones de cada uno.

Por las características de la estructura que tendrá el edificio, los métodos que podrían aplicarse son el estático y el dinámico. De estos dos se elige el dinámico ya que las NTC para diseño por sismo en la sección 2.2, determina que el método estático es aplicable si la estructura no rebasa la altura de 40 m, como la altura total es de 54 m estamos obligados a realizar un análisis dinámico.

El método de análisis dinámico que se aplicara será el modal, implica el uso simultáneo del modos de vibrar y espectros de diseño.

En el RCDF en las NTC de diseño por sismo, especifica que cuando en el análisis modal se desprece el acoplamiento entre los grados de libertad de traslación horizontal y de rotación con respecto al un eje vertical, deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con periodo mayor o igual a 0.4 segundos, pero en ningún caso podrán considerarse menos de los tres primeros modos de vibrar en cada dirección de análisis.

Espectro de diseño.

Cuando se aplique el análisis dinámico modal, se adoptará como ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, su valor se determina con las siguientes expresiones:

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

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

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b$$

$$\text{donde} \quad q = (T_b/T)^r$$

Los parámetros que intervienen en las expresiones se obtienen de la siguiente tabla.

Valores de los parámetros para calcular los
Espectros de aceleraciones según la NTC
Para diseño por sismo del RCDF

Zona	c	a_o	T_a^1	T_b^1	r
I	0.16	0.04	0.2	1.35	1.0
II	0.32	0.08	0.2	1.35	1.33
III _a	0.40	0.10	0.53	1.8	2.0
III _b	0.45	0.11	0.85	3.0	2.0
III _c	0.40	0.10	1.25	4.2	2.0
III _d	0.30	0.10	0.85	4.2	2.0

¹ Periodos en segundos

Se empleará un factor de reducción Q' para reducir las fuerzas sísmicas obtenidas del análisis dinámico modal, que se calcula como sigue:

$$Q' = Q; \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1); \quad \text{si } T < T_a$$

T se tomará igual al periodo natural de vibración del modo que se considere; T_a es un periodo característico del espectro de diseño. Q es el factor de comportamiento sísmico

Factor de comportamiento sísmico.

Para el factor de comportamiento sísmico, Q , a que se refiere en el párrafo anterior, se adoptarán los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicados.

Requisitos para $Q = 4$

Se usará $Q = 4$ cuando se cumplan los requisitos siguientes:

- La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no contraventeados de acero, concreto reforzado o compuesto de los dos materiales, o bien por marcos contraventeados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir sin contar muros ni contravientos, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.
- Si hay muros de mampostería ligados a la estructura, éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos,

sean o no contraventeados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos el 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

- c) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- d) Los marcos y muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos que fijan las Normas correspondientes para marcos y muros dúctiles.
- e) Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas correspondientes, o están provistos de contraventeo excéntrico de acuerdo a las NTC de sismo.

Requisitos para $Q = 3$

Se usará $Q=3$ cuando se satisfacen las condiciones 5.1.b y 5.1.d ó 5.1.e y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 5.1.a ó 5.1.c, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de concreto reforzado con losas planas, por marcos rígidos de acero, por marcos de concreto reforzado, por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de contraventeo concéntrico dúctil, de acuerdo con las Normas correspondientes.

Requisitos para $Q = 2$

Se usará $Q=2$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de contraventeo con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por las secciones 5.1 y 5.2 de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por castillos, dalas, columnas o traveses de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará $Q=2$ cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Requisitos para $Q = 1.5$

Se usará $Q = 1.5$ cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería de piezas huecas, confinados o con refuerzo interior, que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes, o por combinaciones de dichos muros con elementos como los descritos para los casos de las secciones 5.2 y 5.3, o por marcos y armaduras de madera, o por algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

Requisitos para $Q = 1$

Se usará $Q = 1$ en estructuras cuya resistencia a fuerzas laterales es suministrada al menos parcialmente por elementos o materiales diferentes de los arriba especificados, a menos que se haga un estudio que demuestre, a satisfacción de la Administración, que se puede emplear un valor más alto que el que aquí se especifica; también en algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

En todos los casos se usará para toda la estructura, en la dirección de análisis, el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos de la estructura en dicha dirección.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones.

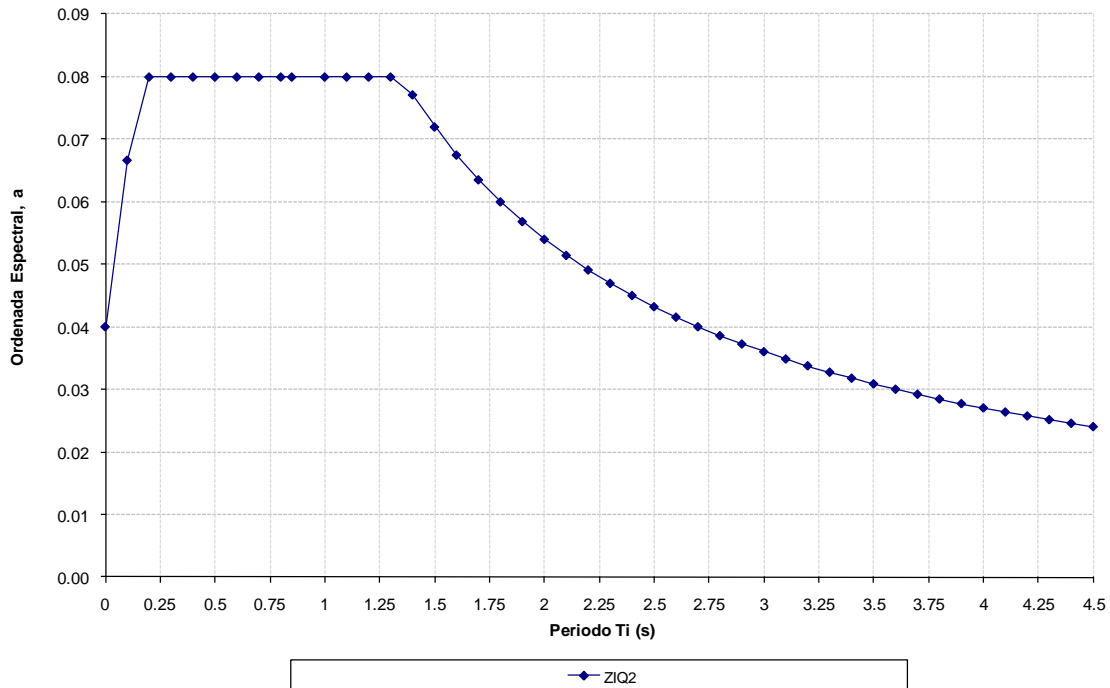
Para el diseño del edificio propuesto para este trabajo se usará un valor de $Q=2$.

Se muestra el espectro de diseño que resulto de acuerdo a lo descrito anteriormente para el diseño de la estructura por fuerzas laterales.

Datos espectro.

Q=	2
Grupo	B
Zona:	DF
Suelo:	I
c=	0.16
a=	0.04
Ta=	0.2
Tb=	1.35
r=	1

Espectros de diseño Zona I Q=2



2.3.3 Materiales

La estructura no suele ser un mero esqueleto resistente recubierto y protegido por otros componentes que tienen la función de formar una envoltura externa y de subdividir los espacios. Frecuentemente la estructura misma debe cumplir parcialmente estas funciones, por lo que el material que la compone debe tener, además de características estructurales adecuadas, propiedades de impermeabilidad y durabilidad ante la intemperie, de aislamiento térmico y acústico, y de resistencia al fuego.

No existe un material estructural óptimo, cada material tiene su curva esfuerzo-deformación particular

Las propiedades estructurales de un material se definen en forma rigurosa por medio de sus leyes constitutivas, o sea del conjunto de ecuaciones que describen el estado de deformaciones que se presenta en el material ante cada posible estado de esfuerzos, así como los estados que corresponden a condiciones de falla. Las principales propiedades de un material pueden representarse mediante curvas esfuerzo-deformación obtenidas de ensayos estándar ante condiciones uniaxiales de esfuerzos (de compresión o de tensión).

Las principales propiedades estructurales que se obtienen de curvas esfuerzo-deformación, se refieren a características de resistencia, de rigidez y de comportamiento inelástico.

Hay algunas características no propiamente estructurales que tienen una influencia relevante en el comportamiento y en el aprovechamiento que puede darse a un material dado de una estructura. Una de ellas es el peso; en materiales de gran peso volumétrico y de resistencia no muy alta, buena parte de la resistencia debe destinarse a soportar su propio peso. Propiedades también relevantes son la durabilidad, o sea la capacidad de mantener inalteradas sus características con el tiempo y ante el efecto de condiciones ambientales severas, y la de requerir poco mantenimiento para alcanzar dicha durabilidad.

La gama de materiales que pueden llegar a emplearse con fines estructurales es muy amplia. Los materiales pétreos de procedencia natural o artificial fueron los primeros utilizados por el hombre en sus construcciones. Se caracterizan por tener resistencia y módulo de elasticidad en compresión relativamente altos y por una baja resistencia en tensión. La falla es de carácter frágil, tanto en compresión como en tensión. El material formado por un conjunto de piedras naturales o artificiales unidas o sobrepuestas se denomina mampostería.

El concreto simple suele clasificarse dentro de la categoría de las mamposterías, debido a que sus características estructurales y el tipo de fabricación y empleo son semejantes. Aunque no presenta los planos débiles debidos a las uniones, su resistencia en tensión es muy baja y suele despreciarse.

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

El concreto reforzado es el más popular y desarrollado de estos materiales, ya que aprovecha en forma muy eficiente las características de buena resistencia en compresión, durabilidad, resistencia al fuego y moldeabilidad del concreto, junto con las de alta resistencia en tensión y ductilidad del acero, para formar un material compuesto que reúne muchas de las ventajas de ambos materiales.

Por su moldeabilidad, el concreto se presta a tomar las formas más adecuadas para el funcionamiento estructural requerido y, debido a la libertad con que se puede colocar el refuerzo en diferentes cantidades y posiciones, es posible lograr que cada porción de la estructura tenga la resistencia necesaria para las fuerzas internas que se presentan. Las dimensiones generalmente robustas de las secciones y el peso volumétrico relativamente alto del concreto hacen que el peso propio sea una acción preponderante en el diseño de las estructuras de este material y en el de las cimentaciones que las soportan.

Otro de los materiales comúnmente usados para fines estructurales, el acero, es el que tiene mejores propiedades de resistencia, rigidez y ductilidad. Su eficiencia estructural es además alta debido a que puede fabricarse en secciones con la forma más adecuada para resistir flexión, compresión u otro tipo de solicitaciones.

Las resistencias en compresión y tensión son prácticamente idénticas y pueden hacerse variar dentro de un intervalo bastante amplio modificando la composición química o mediante trabajo en frío. Hay que tomar en cuenta que a medida que se incrementa la resistencia del acero se reduce su ductilidad y que al aumentar la resistencia no varía el módulo de elasticidad, por lo que se vuelven más críticos los problemas de pandeo local de las secciones y global de los elementos. Por ello, en las estructuras normales la resistencia de los aceros no excede de 3515 kg/cm² mientras que para refuerzo de concreto, donde no existan problemas de pandeo, se emplean con frecuencia aceros de 6000 kg/cm². La continuidad entre los distintos componentes de la estructura no es tan fácil de lograr como en el concreto reforzado, y el diseño de las juntas, soldadas o atornilladas en la actualidad, requiere de especial cuidado para que sean capaces de transmitir las solicitaciones que implica su funcionamiento estructural.

Por ser un material de producción industrializada y controlada, las propiedades estructurales del acero tienen generalmente poca variabilidad. Otra ventaja del acero es que su comportamiento es perfectamente lineal y elástico hasta la fluencia, lo que hace más fácilmente predecible la respuesta de las estructuras de este material. La alta ductilidad del material permite redistribuir concentraciones de esfuerzos.

La posibilidad de ser atacado por la corrosión hace que el acero requiera protección y cierto mantenimiento en condiciones ambientales severas. El costo y los problemas que se originan por este aspecto son suficientemente importantes para que inclinen la balanza hacia el uso de concreto reforzado en algunas estructuras que deben quedar expuestas a la intemperie, aunque en acero podría lograrse una estructura más ligera y de menor costo inicial.

2.3.3.1 Materiales propuestos para el diseño de la estructura.

Concreto

La estructura de concreto es diseñada considerando Concreto Tipo I, de acuerdo a los requisitos del Reglamento de diseño, con resistencia de $f'c=400$ kg/cm², $f'c=350$ kg/cm² y $f'c=250$ kg/cm². El acero de refuerzo que se empleó en todos los elementos de concreto tendrá un esfuerzo de fluencia de $f_y=4200$ kg/cm², y estará constituido por barras corrugadas.

Acero

Para la estructura de acero se emplearan perfiles de acero laminado, con una resistencia $f_y=3515$ kg/cm².

2.3.4 Modelo matemático.

Cuando aun no se contaba con las herramientas de diseño que se tienen actualmente las estructuras se proyectaban con bases exclusivamente empíricas, a partir de la extrapolación de construcciones anteriores y de la intuición basada en la observación de la naturaleza. La naturaleza ha logrado tales resultados a partir del proceso que, en ingeniería, se llama de aproximaciones sucesivas, o de prueba y error y que, en su contexto, se conoce como evolución natural. Lo anterior implica que para llegar a los sistemas asombrosamente refinados que ahora admiramos se requirieron miles de años y millones de fallas. A otra escala, algo parecido ha sucedido con las antiguas obras del hombre: llegar a algunas de las formas que admiramos por su atrevimiento estructural implicó muchos intentos fallidos que fueron definiendo los límites dentro de los que se podrían resolver en forma segura algunos tipos de estructura con determinados materiales.

Los primeros intentos de sistematización del proceso de diseño fueron el establecimiento de reglas geométricas que debían observarse para materiales y elementos constructivos dados, con el objeto de asegurar su estabilidad. Ciertas soluciones para favorecer la estabilidad de las estructuras evidencian un claro conocimiento de la estática y de la resistencia de materiales.

Actualmente los proyectistas cuentan para apoyar sus intuiciones esencialmente en tres tipos de ayudas: los métodos analíticos, las normas y manuales, y la experimentación. Deben considerarse éstas como herramientas que ayudan y facilitan el proceso mental a través del cual se desarrolla el diseño y no como la esencia del diseño mismo que puede sustituir el proceso creativo, el razonamiento lógico y el examen crítico del problema.

Los métodos analíticos han tenido un desarrollo extraordinario en las últimas décadas. Se cuenta con procedimientos de cálculo de solicitaciones en modelos sumamente refinados de estructuras muy complejas, los cuales pueden tomar en cuenta efectos como la no linealidad del comportamiento de los materiales, la interacción de la estructura con el suelo y el comportamiento dinámico.

La práctica del diseño estructural tiende en forma natural hacia una creciente automatización, impulsada aceleradamente por la popularización del empleo de las computadoras. Es común el empleo de programas de cómputo en el análisis estructural y su uso se está difundiendo también en la etapa de dimensionamiento, hasta llegar a la elaboración misma de los planos estructurales y de las especificaciones.

En la actualidad están disponibles sistemas de cómputo que permiten generar una gran variedad de modelos estructurales y analizar su respuesta ante una gran variedad de condiciones de carga. Estos sistemas permiten visualizar en forma gráfica los modelos y generar de manera automática muchas de las propiedades geométricas y mecánicas requeridas para el análisis. También cuentan con postprocesadores de resultados que generan representaciones gráficas de las

configuraciones de deformaciones y de esfuerzos, o aun de las formas de vibrar de las estructuras sujetas a efectos dinámicos. La mayoría de estos sistemas de cómputo están basados en la técnica de elementos finitos.

2.3.4.1 Método de Análisis. Método de la rigideces.

Como se mencionó anteriormente, en la actualidad es común el empleo de programas de cómputo en el análisis estructural, para este caso se utilizó el programa ETABS para el análisis estructural y para la obtención de fuerzas internas de cada uno de los elementos estructurales para su dimensionamiento. Este programa utiliza el Método de las Rigideces que se describe a continuación a manera explicativa sin abundar en detalles particulares:

El método de rigidez o método de los desplazamientos, es el método más utilizado para el análisis de estructuras. Esto es debido a su fácil sistematización e implementación en computadoras, además de su versatilidad para tratar condiciones de contorno generales y distintas no-linealidades (geométricas y materiales).

En todo método de análisis las condiciones que deben cumplirse son:

1. Equilibrio entre fuerzas internas y fuerzas externas.
2. Continuidad de la estructura, interna y con los vínculos.
3. Relaciones constitutivas entre los esfuerzos internos y las deformaciones asociadas.

A continuación se hace una descripción del método de rigideces.

El método consiste en asignar a la estructura un objeto matemático, llamado matriz de rigidez, relaciona los desplazamientos de los nodos de la estructura con las fuerzas exteriores que es necesario aplicar para lograr esos desplazamientos (las componentes de esta matriz son fuerzas generalizadas asociadas a desplazamientos generalizados). La matriz de rigidez relaciona las fuerzas nodales equivalentes y desplazamientos sobre los nudos de la estructura, mediante la siguiente ecuación:

$$\begin{Bmatrix} F_1 + R_1 \\ F_2 + R_2 \\ \dots \\ F_n + R_n \end{Bmatrix}_G = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2n} \\ \dots & \dots & \ddots & \dots \\ k_{n1} & k_{n2} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix}_G \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \dots \\ \delta_n \end{Bmatrix}_G \quad (1)$$

Donde: F_i son las fuerzas nodales equivalentes asociadas a las fuerzas exteriores aplicadas sobre la estructura; R_i son las reacciones hiperestáticas

inicialmente desconocidas sobre la estructura; δ_i los desplazamientos no nodales incógnita de la estructura y n el número de grados de la estructura.

2.3.4.1.1 Fundamento teórico

En general, sólido deformable real, como cualquier medio continuo es un sistema físico con un número infinito de grados de libertad. Así sucede que en general para describir la deformación de un sólido necesitando explicitar un campo vectorial de desplazamientos sobre cada uno de sus puntos. Este campo de desplazamientos en general no es reducible a un número finito de parámetros, y por tanto un sólido deformable de forma totalmente general no tiene un número finito de grados de libertad.

Sin embargo, para barras largas elásticas o prismas mecánicos de longitud grande comparada con el área de su sección transversal el campo de desplazamientos viene dado por la llamada curva elástica cuya deformación siempre es reducible a un conjunto finito de parámetros. En concreto, fijados los desplazamientos y giros de las secciones extremas de una barra elástica queda completamente determinada su forma. Así para una estructura formada por barras largas elásticas fijados los desplazamientos de los nudos queda completamente determinada la forma deformada de dicha estructura. Esto hace que las estructuras de barras largas puedan ser tratadas muy aproximadamente mediante un número finito de grados libertad y que puedan ser calculadas resolviendo un número finito de ecuaciones algebraicas. El método matricial proporciona esas ecuaciones en forma de sistema matricial que relaciona los desplazamientos de los extremos de la barra con variables dependientes de las fuerzas externas.

2.3.4.1.2 Descripción del método.

El método matricial requiere asignar a cada barra elástica de la estructura una matriz de rigidez, llamada **matriz de rigidez elemental** que dependerá de sus condiciones de enlace extremo (articulación, nudo rígido) la forma de la barra y las constantes elásticas del material de la barra (módulo de elasticidad longitudinal y módulo de elasticidad transversal). A partir del conjunto de matrices elementales mediante un algoritmo conocido como acoplamiento que tiene en cuenta la conectividad de unas barras con otras se obtiene una **matriz de rigidez global**, que relaciona los desplazamientos de los nudos con las fuerzas equivalentes sobre los mismos.

Igualmente a partir de las fuerzas aplicadas sobre cada barra se construye el llamado **vector de fuerzas nodales equivalentes** que depende de las acciones exteriores sobre la estructura. Junto con estas fuerzas anteriores deben considerarse las posibles reacciones sobre la estructura en sus apoyos o enlaces exteriores (cuyos valores son incógnitas).

Finalmente se construye un sistema lineal de ecuaciones, para los desplazamientos y las incógnitas. El número de reacciones, incógnitas y desplazamientos depende del número de nodos: es igual a $3N$ para problemas bidimensionales, e igual a $6N$ para un problema tridimensional. Este sistema siempre puede ser dividido en dos subsistemas de ecuaciones desacoplados que cumplen:

- Subsistema 1. Que agrupa todas las ecuaciones lineales del sistema original que sólo contienen desplazamientos incógnita.
- Subsistema 2. Que agrupa al resto de ecuaciones, y que una vez resuelto el subsistema 1 y sustituido sus valores en el subsistema 2 permite encontrar los valores de las reacciones incógnitas.

Una vez resuelto el subsistema 1 que da los desplazamientos, se sustituye el valor de estos en subsistema 2 que es trivial de resolver. Finalmente a partir de las reacciones, fuerzas nodales equivalentes y desplazamientos se encuentran los esfuerzos en los nodos o uniones de las barras a partir de los cuales pueden conocerse los esfuerzos en cualquier punto de la estructura y por tanto sus tensiones máximas, que permiten dimensionar adecuadamente todas las secciones de la estructura.

2.3.4.1.3 Matrices de rigidez elementales.

Para construir la matriz de rigidez de la estructura es necesario asignar previamente a cada barra individual (elemento) una matriz de rigidez elemental. Esta matriz depende exclusivamente de:

1. Las condiciones de unión en sus dos extremos (barra bi-empotrada, barra empotrada-articulada, barra bi-articulada).
2. Las características de la sección transversal de la barra: área, momentos de área, momentos de inercia. Y las características geométricas generales como la longitud de la barra, curvatura, etc.
3. El número de grados de libertad por nodo, que depende de si se trata de problemas bidimensionales o tridimensionales.

La matriz elemental relaciona las fuerzas nodales equivalentes fuerzas aplicadas sobre la barra con los desplazamientos y giros sufridos por los extremos de la barra (lo cual a su vez determina la deformación de la barra).

2.3.4.1.4 Barra recta bidimensional de nudos rígidos.

Un nudo donde se unen dos barras se llama rígido o empotrado si el ángulo formado por las dos barras después de la deformación no cambia respecto al ángulo que formaban antes de la deformación. Aún estando imposibilitado para cambiar el ángulo entre barras las dos barras en conjunto, pueden girar respecto al nodo, pero manteniendo el ángulo que forman en su extremo. En la realidad las uniones rígidas soldadas o atornilladas rígidamente se pueden tratar como nudos

rígidos. Para barra unida rígidamente en sus dos extremos la matriz de rigidez elemental que representa adecuadamente su comportamiento viene dada por:

$$[K^{(e)}] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (2)$$

Donde: L, A, I , son las magnitudes geométricas (longitud, área y momento de inercia). E la constante de elasticidad longitudinal (módulo de Young).

Alternativamente la matriz de rigidez de una barra bi-empotrada recta puede escribirse más abreviadamente, introduciendo la esbeltez mecánica característica:

$$[K^{(e)}] = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} \lambda_k^2 & 0 & 0 & -\lambda_k^2 & 0 & 0 \\ 0 & 12 & 6L & 0 & -12 & 6L \\ 0 & 6L & 4L^2 & 0 & -6L & 2L^2 \\ -\lambda_k^2 & 0 & 0 & \lambda_k^2 & 0 & 0 \\ 0 & -12 & -6L & 0 & 12 & -6L \\ 0 & 6L & 2L^2 & 0 & -6L & 4L^2 \end{bmatrix} \quad (3)$$

Donde: $\lambda_k := \sqrt{\frac{AL^2}{I}} = \frac{L}{i_{giro}}$ es la esbeltez mecánica característica.

2.3.4.1.5 Barra recta bidimensional con un nudo articulado y otro rígido.

En este caso cuando se imponen giros en el nudo articulado no se transmiten esfuerzos hacia el nudo no articulado. En ese caso la matriz de rigidez, usando la misma notación que en la sección anterior, es:

$$[K^{(e)}] = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} \lambda_k^2 & 0 & 0 & -\lambda_k^2 & 0 & 0 \\ 0 & 3 & 3L & 0 & -3 & 0 \\ 0 & 3L & 3L^2 & 0 & -3L & 0 \\ -\lambda_k^2 & 0 & 0 & \lambda_k^2 & 0 & 0 \\ 0 & -3 & -3L & 0 & 3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (4)$$

Donde se ha supuesto que el nudo articulado es el segundo. Si fuera el primer, habría que permutar los elementos de la matriz anterior para obtener:

$$[K^{(e)}] = \frac{EI}{L^3} \begin{bmatrix} \lambda_k^2 & 0 & 0 & -\lambda_k^2 & 0 & 0 \\ 0 & 3 & 0 & 0 & -3 & -3L \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -\lambda_k^2 & 0 & 0 & \lambda_k^2 & 0 & 0 \\ 0 & -3 & 0 & 0 & 3 & 3L \\ 0 & -3L & 0 & 0 & 3L & 3L^2 \end{bmatrix} \quad (5)$$

2.3.4.1.6 Barra recta bidimensional con dos nudos articulados.

Puesto que una barra recta de nudos articulados sólo puede transmitir esfuerzos a lo largo de su eje, la correspondiente matriz de rigidez de esa barra sólo tiene componentes diferentes para los grados de libertad longitudinal. En ese caso la matriz de rigidez, usando la misma notación que la ecuación (5), viene dada por:

$$[K^{(e)}] = \frac{EA}{L} \begin{bmatrix} +1 & 0 & 0 & -1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 0 & +1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (6)$$

2.3.4.1.7 Barra recta tridimensional de nudos rígidos.

Una barra recta tridimensional tiene 6 grados de libertad por nudo (3 de traslación y 3 de rotación), como la barra tiene dos nudos, la matriz de rigidez es una matriz de 12x12. Además una barra tridimensional puede transmitir torsiones, y también flexión y esfuerzo cortante en dos direcciones diferentes, esa mayor complejidad de comportamiento estructural es lo que hace que una barra tridimensional requiera más grados de libertad y una matriz de rigidez más compleja para describir su comportamiento, esta matriz está compuesta de 3 sub matrices:

$$[K^{(e)}] = \begin{bmatrix} \mathbf{A}_1 & \mathbf{B}^T \\ \mathbf{B} & \mathbf{A}_2 \end{bmatrix} \quad (7)$$

Donde las submatrices son:

$$[\mathbf{A}_i] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & 0 & \epsilon_i \frac{6EI_y}{L^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_z}{L^3} & 0 & -\epsilon_i \frac{6EI_z}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\epsilon_i \frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{4EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \epsilon_i \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{4EI_z}{L} \end{bmatrix} \quad (7)$$

$$[\mathbf{B}] = \begin{bmatrix} -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI_y}{L^3} & 0 & 0 & 0 & -\frac{6EI_y}{L^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_z}{L^3} & 0 & +\frac{6EI_z}{L^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GJ}{L} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -\frac{6EI_z}{L^2} & 0 & \frac{2EI_y}{L} & 0 \\ 0 & \frac{6EI_y}{L^2} & 0 & 0 & 0 & \frac{2EI_z}{L} \end{bmatrix} \quad (8)$$

Y las magnitudes geométricas y mecánicas asociadas a la barra son:

$L, A; I_y, I_z; J$ son las magnitudes geométricas: longitud de la barra y su área transversal, momentos de área en las direcciones y y z y módulo de torsión, respectivamente.

E, G el módulo de elasticidad longitudinal y el módulo de elasticidad transversal.

$\epsilon_1 = +1, \epsilon_2 = -1$ son signos relativos.

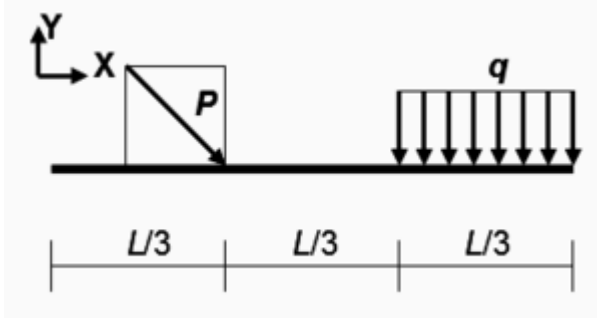
2.3.4.1.8 Fuerzas nodales.

Para cada barra se define un vector elemental de fuerzas nodales generalizadas, que sea estáticamente equivalente, a las fuerzas aplicadas sobre la barra. El tamaño del vector de fuerzas nodales depende de la dimensionalidad de la barra:

$$\{\mathbf{F}^{(e)}\} \in \begin{cases} \mathbb{R}^6 & \text{bidimensional} \\ \mathbb{R}^{12} & \text{tridimensional} \end{cases}$$

Las componentes de ese vector conforman un sistema de fuerzas y momentos de fuerza, tal que la fuerza resultante y el momento resultante de las mismas coinciden con la fuerza y momento del sistema de fuerzas original sobre la barra.

Ejemplo



Una carga sobre una viga, \$P\$ es una carga puntual, y \$q\$ representa una carga por unidad de longitud.

Para las cargas mostradas en la figura, sobre la barra o viga bidimensional el vector de fuerzas nodales consiste en dos fuerzas verticales (\$F_{vd}\$, \$F_{vi}\$) aplicadas en cada uno de los dos extremos, dos fuerzas horizontales (\$F_{Hd}\$, \$F_{Hi}\$) aplicadas en cada uno de los extremos y dos momentos de fuerzas (\$M_d\$, \$M_i\$) aplicados en cada uno de los extremos. Esas seis componentes forman el vector de fuerzas nodales. Es sencillo comprobar que la fuerza y el momento resultante de estas seis componentes son estáticamente equivalentes al sistema de fuerzas original formado por \$P\$ y \$q\$ y si se toman los siguientes valores:

$$\{\mathbf{F}^{(e)}\} = \begin{Bmatrix} F_{Hd} \\ F_{Vd} \\ M_d \\ F_{Hi} \\ F_{Vi} \\ M_i \end{Bmatrix} = \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{Bmatrix} \frac{2}{3}P \\ -\frac{20}{27}P \\ -\frac{4}{27}PL \\ \frac{1}{3}P \\ -\frac{7}{27}P \\ +\frac{2}{27}PL \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ +\frac{13}{54}qL \\ -\frac{1}{108}qL^2 \\ 0 \\ -\frac{31}{54}qL \\ \frac{1}{324}qL^2 \end{Bmatrix}$$

2.3.4.1.9 Cálculo de desplazamientos.

Una vez encontrada la matriz de rigidez global y el vector de fuerzas nodales global se construye un sistema de ecuaciones como (1). Este sistema tiene la propiedad de que puede descomponerse en dos subsistemas de ecuaciones:

1. El primero de estos sistemas relaciona únicamente los desplazamientos incógnita con algunas de las componentes del vector de fuerzas nodales global y constituye siempre un sistema compatible determinado.
2. El segundo subsistema contiene también las reacciones que son incógnitas y una vez resuelto el primer subsistema es de resolución trivial.

Resolviendo el primer subsistema compatible determinado, se conocen los desplazamientos de todos los nudos de la estructura. Insertando la solución del primer subsistema en el segundo resultan las reacciones.

Podemos ilustrar el cálculo de desplazamientos con un ejemplo. Por ejemplo, si consideramos la flexión en el plano XY de la viga recta del ejemplo anterior considerando que se trata de una viga biarticulada unida en sus extremos a dos rótulas fijas tendríamos que el sistema general (1) tendría la forma para este caso particular:

$$\frac{1}{\sqrt{2}} \begin{Bmatrix} \frac{2}{3}P \\ -\frac{20}{27}P \\ -\frac{4}{27}PL \\ \frac{1}{3}P \\ -\frac{7}{27}P \\ +\frac{2}{27}PL \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ +\frac{13}{54}qL \\ -\frac{1}{108}qL^2 \\ 0 \\ -\frac{31}{54}qL \\ \frac{1}{324}qL^2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} R_{H1} \\ R_{V1} \\ 0 \\ R_{H2} \\ R_{V2} \\ 0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ \theta_1 \\ 0 \\ 0 \\ \theta_2 \end{Bmatrix}$$

Las filas 3 y 6 contienen los giros (desplazamientos) de los extremos de la viga y tomadas en conjunto conforman el primer subsistema para los desplazamientos. Ignorando los términos nulos y reescribiendo en forma matricial el subsistema de ecuaciones para los desplazamientos es:

$$\frac{1}{\sqrt{2}} \begin{Bmatrix} -\frac{4}{27}PL \\ +\frac{2}{27}PL \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} -\frac{1}{108}qL^2 \\ \frac{1}{324}qL^2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{4EI}{L} & \frac{2EI}{L} \\ \frac{2EI}{L} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \theta_1 \\ \theta_2 \end{Bmatrix}$$

Cuya solución nos da el valor del ángulo girado por el extremo derecho e izquierdo de la viga bajo esas cargas:

$$\theta_1 = -\frac{5}{81\sqrt{2}} \frac{PL^2}{EI} - \frac{7}{1944} \frac{qL^3}{EI} \quad \theta_2 = +\frac{4}{81\sqrt{2}} \frac{PL^2}{EI} + \frac{5}{1944} \frac{qL^3}{EI}$$

Una vez conocidos estos valores e insertados en la matriz las filas 1, 2, 4 y 5 nos proporcionan en valor de las cuatro reacciones hiperestáticas desconocidas previamente.

2.3.4.1.10 Cálculo de reacciones.

Una vez calculados los desplazamientos resolviendo un sistema de ecuaciones, el cálculo de las reacciones es sencillo. A partir de la ecuación (1) tenemos simplemente:

$$\begin{Bmatrix} R_1 \\ R_2 \\ \dots \\ R_n \end{Bmatrix}_G = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & \dots & k_{1n} \\ k_{21} & k_{22} & \dots & k_{2n} \\ \dots & \dots & \ddots & \dots \\ k_{n1} & k_{n2} & \dots & k_{nn} \end{bmatrix}_G \begin{Bmatrix} \delta_1 \\ \delta_2 \\ \dots \\ \delta_n \end{Bmatrix}_G - \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \dots \\ F_n \end{Bmatrix}_G$$

Tomando el mismo ejemplo, el cálculo de reacciones sobre la viga biarticulada con carga P y q sería:

$$\begin{pmatrix} R_{H1} \\ R_{V1} \\ 0 \\ R_{H2} \\ R_{V2} \\ 0 \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 & -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & 0 & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{EA}{L} & 0 & 0 & \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & 0 & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ 0 & \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & 0 & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ \theta_1 \\ 0 \\ 0 \\ \theta_2 \end{pmatrix} - \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{pmatrix} \frac{2}{3}P \\ -\frac{20}{27}P \\ -\frac{4}{27}PL \\ \frac{1}{3}P \\ -\frac{7}{27}P \\ +\frac{2}{27}PL \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} 0 \\ +\frac{13}{54}qL \\ -\frac{1}{108}qL^2 \\ 0 \\ -\frac{31}{54}qL \\ \frac{1}{324}qL^2 \end{pmatrix}$$

Introduciendo los valores de los giros en los extremos y multiplicados la matriz de rigidez por el vector de desplazamientos se tiene finalmente que:

$$\begin{pmatrix} R_{H1} \\ R_{V1} \\ R_{H2} \\ R_{V2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ \frac{6EI}{L^2}(\theta_1 + \theta_2) \\ 0 \\ \frac{6EI}{L^2}(\theta_1 + \theta_2) \end{pmatrix} - \frac{1}{\sqrt{2}} \begin{pmatrix} \frac{2}{3}P \\ -\frac{20}{27}P \\ \frac{1}{3}P \\ -\frac{7}{27}P \end{pmatrix} - \begin{pmatrix} 0 \\ +\frac{13}{54}qL \\ 0 \\ -\frac{31}{54}qL \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{2}{3\sqrt{2}}P \\ \frac{18}{27\sqrt{2}}P - \frac{20}{81}qL \\ \frac{1}{3\sqrt{2}}P \\ \frac{5}{27\sqrt{2}}P + \frac{46}{81}qL \end{pmatrix}$$

Esto completa el cálculo de reacciones.

2.3.4.1.11 Cálculo de esfuerzos.

El cálculo de esfuerzos se realiza examinando en coordenadas locales de las barras el esfuerzo axial, los esfuerzos cortantes, los momentos flexionantes y los momentos de torsión generados en cada una de las barras, conocidos los desplazamientos de todos los nudos de la estructura. Esto puede hacerse usando las matrices de rigidez expresadas en coordenadas locales y los desplazamientos nodales expresados también en coordenadas locales.

Todo lo anterior justifica el uso de un programa de cómputo para el análisis estructural para la obtención de fuerzas internas de cada uno de los elementos estructurales para su dimensionamiento. En este caso se hará uso del programa ETABS que funciona bajo los conceptos anteriormente descritos.

3. Diseño del edificio en concreto reforzado

3. Diseño del edificio en Concreto Reforzado.

3.1 Modelo de Análisis.

Hoy en día existen muchas herramientas para realizar un análisis estructural, que permiten de una manera más sencilla conocer la respuesta de la estructura ante acciones externas a las cuales puede estar sometida y generar de manera automática muchas de las propiedades geométricas y mecánicas, obteniendo así su diseño, sin que esto sea una tarea laboriosa y lleve mucho tiempo su realización. Una de esas herramientas son los programas de cómputo; dichos programas nos permiten realizar modelos en tercera dimensión; que ingresando las características de la estructura, tales como geometría, dimensiones, materiales, nos permite obtener a través de sus procesos iterativos con los que trabaja el problema, de manera más rápida las fuerzas internas de cada uno de los elementos estructurales debido a las cargas externas que se consideraron para su análisis.

En la actualidad están disponibles sistemas de cómputo que permiten generar una gran variedad de modelos estructurales y analizar su respuesta ante una gran variedad de condiciones de carga. Estos sistemas permiten visualizar en forma gráfica los modelos y generar de manera automática muchas de las propiedades geométricas y mecánicas requeridas para el análisis. También cuentan con postprocesadores de resultados que generan representaciones gráficas de las configuraciones de deformaciones y de esfuerzos, o aun de las formas de vibrar de las estructuras sujetas a efectos dinámicos.

La herramienta que se utilizará para realizar el análisis estructural del edificio, como ya se había mencionado, es el programa ETABS. El ambiente de trabajo de este programa es gráfico, lo que permite realizar de una manera sencilla un modelo más apegado a las características reales de la estructura.

A continuación se detalla la forma cómo se fueron introduciendo los datos al programa para construir el modelo.

1. Como primer paso, se deben elegir las unidades con las que se ingresarán los datos. Por sencillez y familiaridad con el sistema métrico este fue el que se eligió para proporcionar los datos al programa. Dimensiones en metros (m), cargas en toneladas (ton).
2. Se define una malla, con los ejes que ya se habían definido en la estructuración, como se indicó en el primer capítulo, respetando la separación entre ejes. Los ejes de hecho se pueden nombrar de acuerdo al proyecto arquitectónico, eso facilita mucho la ubicación de los elementos estructurales, que prácticamente es la misma que en planos.
3. Se definen los materiales con los que se diseñará la estructura. Las características del concreto reforzado son las siguientes:

Masa	0.24 ton/m ²
Peso volumétrico	2.4 ton/m ³
Modulo de Elasticidad	14000 $\sqrt{f'c}$ (se transforma a ton/m ²)
Relación de Poisson	0.2
Resistencia del concreto ⁽¹⁾	f'c=2500 ton/m ² , f'c=3000 ton/m ² , f'c=3500 ton/m ²
Esfuerzo de fluencia del acero	fy = 42000 ton/m ²

4. Se ingresan las dimensiones de las secciones preliminares, de columnas, trabes y contratrabes.

Columnas	Sección rectangular con las distintas dimensiones: 0.55x0.55, 0.65x0.65, 0.70x0.70 dimensiones en metros.
Trabes	Sección rectangular, de distintas dimensiones: 0.45x1.00, 0.45x0.70, 0.30x0.60, las dimensiones están en metros.
Contratrabes	Sección rectangular, con las siguientes dimensiones: 0.40x1.00, dimensiones en metros.

5. Se define el espesor de la losa a usar, que es de 10 cm. Para el caso de la losa, su diseño se hizo según los lineamientos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, previo al modelo. Más adelante se presenta el diseño de la losa.

El diseño de la losa no se realizara en el modelo, el objetivo de estos elementos es aplicar la carga uniformemente repartida sobre esta, para que a su vez pueda ser transmitida a los distintos elementos estructurales.

6. Se definen los tipos de cargas estáticas:

PP	Peso Propio
CM	Carga Muerta
CV	Carga Viva
CVR	Carga Viva Reducida (para cargas accidentales, sismo, según el RCDF)
FACH	Cargas de Fachada

(1) Se emplearon tres resistencia diferentes para el concreto, ya que los elementos columna que están en los niveles inferiores demandaban ya sea mayor resistencia o mayor dimensión. Se opto por una resistencia más alta, en los niveles superiores la resistencia se pudo ir disminuyendo debido a que los esfuerzos eran menores.

7. Se define el espectro de diseño. En este caso se realizara el análisis dinámico modal, el programa permite realizar este tipo de análisis, solo definiendo el espectro de diseño según la zona en la que está ubicado el edificio.

En el capítulo 2, se mostró la gráfica del espectro de diseño. En el programa éste se ingresa como un archivo de texto; el programa al leer los datos puede desplegar la gráfica.

Ya definido el espectro, se deben definir también, los casos de respuesta. Se define la acción del sismo en dirección de X, definida como la carga SPECX; y se define otra condición de carga que sea en dirección de Y, SPECY. Estas cargas tomarán los valores del espectro de diseño para simular el efecto del sismo sobre la estructura.

Los valores de las ordenadas al origen del espectro se multiplican por el valor de la gravedad, $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, para obtener las fuerzas que actúan sobre cada uno de los elementos, ésta se debe multiplicar por el valor de la aceleración gravitacional ya que los valores de “a” que son las ordenadas, están como una fracción de la aceleración de la gravedad.

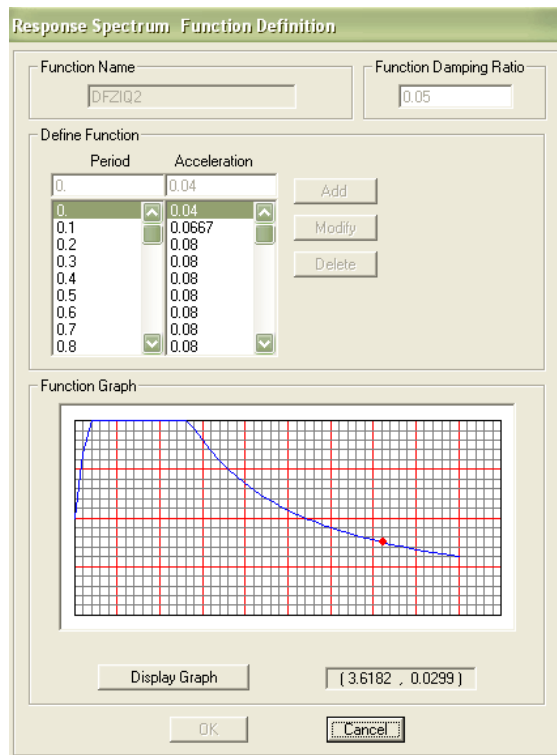


Figura. Espectro de diseño, definido en el modelo de ETABS

-
8. Se definen las combinaciones de carga. Estas se definen a partir de lo que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Se presenta una tabla para mostrar los factores que se tomaron para las combinaciones que van a servir para revisar estados límite de servicio y estados límite de falla, así como el diseño de cada uno de los elementos estructurales.

Estados límite de servicio. Según el RCDF se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

Estado límite de falla. Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cuales quiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurra daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

9. De acuerdo a la estructuración que se planteo en el capítulo 2, se dibujan barras, por elevación, que simularán las columnas. Para cada planta o entrepiso se unen los nodos de las columnas con barras, que simularan las trabes, así se forman los marcos.

Como anteriormente ya se definieron las secciones de columnas y trabes, al dibujar los elementos se puede hacer con la sección que se considerará para el diseño; o se pueden dibujar todos los elementos barra con una sección cualquiera y después asignar secciones.

10. Ya dibujados todos los marcos de la estructura, en planta se pueden dibujar las trabes secundarias, que son las que dividirán los tableros grandes en tableros más pequeños. Seguido de esto se pueden dibujar los elementos losa.

11. Cuando ya se tiene dibujada toda la geometría del edificio, asignadas las secciones que a su vez ya tienen asignadas las propiedades de los materiales, se procede a aplicar las cargas que se definieron anteriormente correspondientes a cada zona y nivel del edificio.

Para el caso de las cargas, ya sea de azotea, departamento, terraza o estacionamiento, a la carga total se está restando el peso de la losa, ya que este es un elemento que se está modelando y el programa automáticamente incluirá en el análisis el peso propio de cada uno de estos elementos, así como el de las columnas y trabes. Por ejemplo, para las cargas de azotea resulta lo siguiente:

Cargas en Azotea

Losa maciza 10 cm	240	kg/m ²
Entortado	80	kg/m ²
Impermeabilizante	15	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m ²
	380	kg/m²

Se tiene como carga total el valor de 380 kg/m², considerando también el peso de la losa, pero como en el modelo la losa esta modelada, de ese valor de carga total se resta el peso de la losa, 240 kg/m², por lo que la carga real aplicada resulta ser de 140 kg/m².

12. Se asigna el tipo de apoyo, para poder obtener las descargas que servirán para diseñar la cimentación.

Generado el modelo, con todas las características de la estructura en cuanto a propiedades de los materiales, dimensiones de los elementos y cargas aplicadas, se ejecuta la corrida del programa, para obtener los elementos mecánicos de cada barra que conforman el modelo y así obtener el diseño de dichos elementos. Como el programa cuenta con un postprocesador para diseño, solo se indica el reglamento de diseño (para este caso se selecciono el Reglamento de Diseño del Distrito Federal) y el programa es capaz de realizar el diseño de los elementos barra.

El diseño de todas las columnas y trabes se realizó con el post procesador del programa, se trato de obtener las dimensiones y armados más óptimos para la estructura. Se presenta más adelante resultados de diseño de algunos elementos y se elegirá un elemento columna y un elemento trabe, para mostrar su diseño de acuerdo al RCDF a manera de comparación con el diseño que presenta el post procesador del programa.

3.2 Respuesta Global

Resulta muy sencillo y de gran ventaja, el usar un programa de computo para realizar tanto el análisis estructural como el diseño de cada uno de los elementos. Sin embargo, siempre es necesario verificar los resultados que nos arrojan los programas de análisis, con la finalidad de comprobar que los datos que estamos obteniendo están dentro de los valores que marca el reglamento para tener una estructura que durante todo su tiempo de vida útil no represente un riesgo para quienes la usen.

En respuesta global, se revisan de manera general los resultados que arroja el programa, comparándolos con valores teóricos o valores que indica el reglamento para garantizar que dichos resultados permitirán obtener un diseño adecuado de cada uno de los elementos estructurales.

Se enlistan los resultados que se revisaran:

- i. Periodos de la estructura
- ii. Desplazamientos de la estructura
- iii. Porcentaje de participación de masas para el análisis dinámico
- iv. Cortante en la base
- v. Balance de cargas

i. Periodos de la estructura

Los periodos de la estructura que se obtienen están relacionados con sus desplazamientos. Los valores de los periodos de la estructura obtenidos del programa de análisis son los siguientes:

Para dirección en x: $T_x = 1.661104$ s

Para dirección en y: $T_y = 1.646953$ s

MODAL PERIODS AND FREQUENCIES

MODE PERIOD FREQUENCY FREQUENCY EIGENVALUE
(TIME) (CYC/TIME) (RAD/TIME) (RAD/TIME)**2

1	1.661104	0.602009	3.782535	14.307573
2	1.646953	0.607182	3.815035	14.554494
3	1.135403	0.880745	5.533882	30.623853
4	0.628142	1.591996	10.002807	100.056140
5	0.602665	1.659297	10.425669	108.694572
6	0.462187	2.163628	13.594477	184.809811
7	0.381093	2.624033	16.487283	271.830513
8	0.364778	2.741396	17.224698	296.690236
9	0.268374	3.726147	23.412072	548.125115
10	0.247329	4.043203	25.404193	645.373014
11	0.233115	4.289730	26.953171	726.473414
12	0.174361	5.735233	36.035532	1298.560
13	0.165289	6.050002	38.013286	1445.010
14	0.110388	9.058954	56.919085	3239.782
15	0.101312	9.870534	62.018393	3846.281

Program ETABS Version 9.2.0.0

File:DFConcr-rA.OUT

Page

18

Periodos del edificio según análisis dinámico en el ETABS

Considerando estos valores y la gráfica del espectro de diseño, se puede observar que se trata de una estructura un tanto flexible, se deben revisar los desplazamientos para corroborar que cumple con los permisibles.

ii. Desplazamientos

Los desplazamientos que se revisan son los que resultan del análisis de las fuerzas sísmicas calculadas con el análisis dinámico.

Para obtener los desplazamientos de la estructura se generaron dos combinaciones: una para obtener los correspondientes a la dirección X y otra para obtener los desplazamientos en la dirección Y.

$$\text{Desplazamientos en X: } 2(\text{SPECX}) + 0.30 \times 2(\text{SPECY})$$

$$\text{Desplazamientos en Y: } 2(\text{SPECY}) + 0.30 \times 2(\text{SPECX})$$

Donde:

SPECX	Fuerza sísmica en dirección X
SPECY	Fuerza sísmica en dirección Y
2	Es el valor que corresponde a Q
0.30	Representa el 30% de participación para esa fuerza.

Según el RCDF, en sus NTC para diseño por sismo, en la sección 1.8 se establece que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

Se muestra los desplazamientos de todos los entrepisos (valores de columnas DISP-X y DISP-Y) y la diferencia de desplazamientos entre cada nivel en los nodos de las esquinas para la dirección en X y la dirección en Y (valores de columnas DRIFT-X y DRIFT-Y), verificando que no exceden el límite antes mencionado.

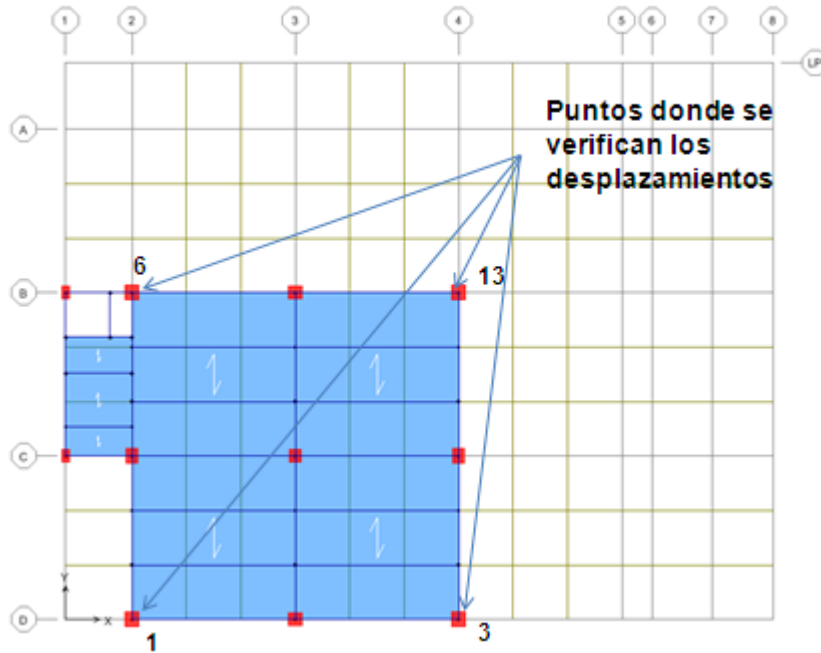


Figura. Nodos donde se verifican los desplazamientos.

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 1				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.143196	0.045003	0.001331	0.000570
N12	0.138739	0.043493	0.001940	0.000704
N11	0.132337	0.041397	0.002428	0.000818
N10	0.124343	0.038948	0.002862	0.000912
N09	0.114866	0.036208	0.003159	0.000966
N08	0.104312	0.033277	0.003233	0.000966
N07	0.093395	0.030307	0.003445	0.000989
N06	0.081664	0.027188	0.003630	0.000996
N05	0.069227	0.023952	0.003749	0.000989
N04	0.056379	0.020654	0.003573	0.000989
N03	0.044223	0.017278	0.002884	0.000989
N02	0.034180	0.013850	0.002621	0.000955
N01	0.024896	0.010490	0.002559	0.001057
E1	0.015716	0.006702	0.002532	0.001073
E2	0.006614	0.002853	0.001837	0.000793

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 1

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 1				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.060272	0.119545	0.000616	0.001392
N12	0.058421	0.114799	0.000961	0.001740
N11	0.055592	0.108796	0.001207	0.002005
N10	0.052048	0.101894	0.001423	0.002240
N09	0.047829	0.094186	0.001553	0.002408
N08	0.043173	0.085885	0.001552	0.002468
N07	0.038450	0.077344	0.001633	0.002568
N06	0.033432	0.068412	0.001719	0.002615
N05	0.028150	0.059260	0.001811	0.002625
N04	0.022750	0.050024	0.001754	0.002650
N03	0.017959	0.040651	0.001211	0.002651
N02	0.014285	0.031234	0.001059	0.002461
N01	0.010730	0.022457	0.001061	0.002280
E1	0.006936	0.014276	0.001105	0.002221
E2	0.002968	0.006291	0.000824	0.001748

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 1

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 3				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.143180	0.055425	0.001325	0.000592
N12	0.138751	0.053604	0.001952	0.000851
N11	0.132310	0.051035	0.002420	0.000998
N10	0.124342	0.047989	0.002863	0.001170
N09	0.114863	0.044368	0.003159	0.001282
N08	0.104310	0.040359	0.003232	0.001297
N07	0.093395	0.036238	0.003446	0.001364
N06	0.081660	0.031835	0.003626	0.001425
N05	0.069236	0.027177	0.003772	0.001474
N04	0.056307	0.022321	0.003639	0.001504
N03	0.043987	0.017332	0.002790	0.001182
N02	0.034212	0.013318	0.002673	0.001053
N01	0.024743	0.009656	0.002539	0.000961
E1	0.015636	0.006227	0.002462	0.000961
E2	0.006784	0.002775	0.001884	0.000771

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 3

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 3				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.060217	0.150160	0.000607	0.001528
N12	0.058419	0.144968	0.000970	0.002170
N11	0.055556	0.137749	0.001200	0.002558
N10	0.052037	0.129274	0.001423	0.003012
N09	0.047816	0.119276	0.001551	0.003324
N08	0.043164	0.108172	0.001550	0.003403
N07	0.038450	0.096689	0.001632	0.003603
N06	0.033432	0.084429	0.001717	0.003766
N05	0.028154	0.071528	0.001823	0.003900
N04	0.022713	0.058108	0.001840	0.004050
N03	0.017835	0.044119	0.001121	0.003249
N02	0.014278	0.032784	0.001083	0.002799
N01	0.010643	0.022912	0.001050	0.002349
E1	0.006888	0.014520	0.001071	0.002253
E2	0.003046	0.006423	0.000846	0.001784

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 3

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 6				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.128144	0.045078	0.001374	0.000588
N12	0.123526	0.043499	0.001872	0.000705
N11	0.117310	0.041405	0.002278	0.000822
N10	0.109765	0.038943	0.002641	0.000913
N09	0.100966	0.036199	0.002897	0.000966
N08	0.091220	0.033267	0.002959	0.000971
N07	0.081152	0.030274	0.003135	0.000990
N06	0.070382	0.027145	0.003278	0.000998
N05	0.059038	0.023897	0.003365	0.000991
N04	0.047346	0.020585	0.003222	0.000994
N03	0.036165	0.017181	0.002657	0.000985
N02	0.026847	0.013765	0.002401	0.000960
N01	0.018373	0.010392	0.001866	0.001068
E1	0.011709	0.006567	0.001795	0.001059
E2	0.005262	0.002768	0.001462	0.000769

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 6

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 6				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.053444	0.119643	0.000571	0.001434
N12	0.051775	0.114747	0.000828	0.001744
N11	0.049353	0.108730	0.001019	0.002014
N10	0.046326	0.101797	0.001194	0.002242
N09	0.042673	0.094083	0.001312	0.002411
N08	0.038557	0.085771	0.001324	0.002479
N07	0.034303	0.077187	0.001407	0.002571
N06	0.029690	0.068239	0.001489	0.002622
N05	0.024742	0.059061	0.001571	0.002629
N04	0.019513	0.049807	0.001558	0.002657
N03	0.014465	0.040405	0.001133	0.002645
N02	0.010688	0.031009	0.000986	0.002474
N01	0.007329	0.022188	0.000727	0.002267
E1	0.004754	0.014055	0.000720	0.002206
E2	0.002179	0.006124	0.000605	0.001701

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 6

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 13				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.128071	0.055458	0.001344	0.000592
N12	0.123564	0.053617	0.001884	0.000850
N11	0.117306	0.051058	0.002271	0.000999
N10	0.109783	0.048005	0.002643	0.001170
N09	0.100975	0.044386	0.002897	0.001282
N08	0.091228	0.040376	0.002957	0.001298
N07	0.081166	0.036250	0.003135	0.001365
N06	0.070396	0.031843	0.003275	0.001425
N05	0.059064	0.027185	0.003391	0.001473
N04	0.047279	0.022335	0.003280	0.001510
N03	0.035933	0.017320	0.002587	0.001182
N02	0.026833	0.013309	0.002419	0.001057
N01	0.018297	0.009638	0.001830	0.000954
E1	0.011761	0.006235	0.001797	0.000965
E2	0.005306	0.002770	0.001474	0.000769

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 13

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 13				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.053385	0.150170	0.000557	0.001527
N12	0.051777	0.144976	0.000836	0.002169
N11	0.049321	0.137763	0.001013	0.002558
N10	0.046318	0.129286	0.001194	0.003011
N09	0.042668	0.119291	0.001311	0.003324
N08	0.038558	0.108187	0.001322	0.003403
N07	0.034311	0.096705	0.001406	0.003604
N06	0.029702	0.084444	0.001487	0.003766
N05	0.024762	0.071546	0.001587	0.003900
N04	0.019478	0.058125	0.001649	0.004052
N03	0.014228	0.044130	0.001044	0.003256
N02	0.010676	0.032768	0.000990	0.002816
N01	0.007302	0.022838	0.000711	0.002316
E1	0.004781	0.014561	0.000721	0.002262
E2	0.002199	0.006431	0.000611	0.001786

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 13

Según las tablas que muestran las diferencias de desplazamientos entre los entresijos para 4 nodos, no existe ningún valor que rebase el límite de 0.012. Se compara con este valor ya que la estructura no tiene elementos que no soporten deformaciones, en este caso muros.

iii. Porcentaje de participación de masas para el análisis dinámico

Para realizar el análisis dinámico las masas se toman de las cargas gravitacionales que se aplicaron, en este caso es de la carga muerta, incluyendo la carga de fachada y la carga viva reducida. El reglamento indica que para revisar una condición de carga accidental la carga viva que se emplea es la reducida.

Para que el análisis dinámico sea válido el porcentaje de participación de todas las masas debe rebasar el 90 %, esto es con la finalidad de estar seguros de que el programa está considerando si no todas, la gran parte de las cargas aplicadas.

En el siguiente listado se muestra el porcentaje de participación de masas para cada uno de los modos. Los valores fueron calculados por el programa.

M O D A L P A R T I C I P A T I N G M A S S R A T I O S

MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.661104	51.6752	8.8882	0.0000	51.6752	8.8882	0.0000
2	1.646953	8.9803	52.8992	0.0000	60.6556	61.7874	0.0000
3	1.135403	0.3164	0.4617	0.0002	60.9720	62.2490	0.0002
4	0.628142	3.4707	17.4968	0.0008	64.4427	79.7459	0.0010
5	0.602665	17.4279	4.6248	0.0049	81.8706	84.3707	0.0059
6	0.462187	1.4692	0.0689	0.0005	83.3398	84.4396	0.0064
7	0.381093	0.5513	5.8616	0.0001	83.8911	90.3012	0.0064
8	0.364778	7.5966	0.2599	0.0022	91.4877	90.5611	0.0086
9	0.268374	1.0354	1.7049	0.0015	92.5231	92.2660	0.0102
10	0.247329	0.8104	2.1441	0.0109	93.3335	94.4101	0.0210
11	0.233115	1.3680	0.4127	0.0593	94.7015	94.8228	0.0804
12	0.174361	2.0907	0.4939	0.0199	96.7922	95.3168	0.1003
13	0.165289	0.3621	2.2040	0.0026	97.1544	97.5208	0.1029
14	0.110388	2.5998	0.1200	0.0000	99.7542	97.6408	0.1029
15	0.101312	0.0716	2.1298	0.0036	99.8258	99.7705	0.1065

Program ETABS Version 9.2.0.0

File:DFConcr-rA.OUT

Page
20

Según los valores de la tabla, en el modo 8 ya se tiene el porcentaje de masas arriba del 90 %, lo que nos indica que efectivamente el programa si está considerando adecuadamente la participación de cada una de las cargas.

iv. Cortante en la base

El RCDF en sus NTC para diseño por sismo especifica que cuando se realice un análisis dinámico la fuerza cortante basal V_0 , en la dirección que se considere, no debe ser menor que

$$0.8a \frac{W_0}{Q'}$$

Donde:

- a ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de la gravedad.
- W_0 Peso de la construcción en la base de la estructura, incluyendo carga muerta y carga viva.
- Q' factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural.

De no cumplir con dicho límite se deberán incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una porción tal que V_0 iguale a este valor.

Para calcular el cortante en la base se calcula primero el peso en la base, en la siguiente tabla se muestran los peso por nivel para obtener el peso total.

Pesos por nivel del edificio									
Nivel	Elev. (m)	h (m)	Area (m ²)	CM (kg/m ²)	Col, Losa, Trab. (Kg/m ²)	Fach (Kg/m ²)	CVR (kg/m ²)	CTOT (kg/m ²)	Wtot (ton)
Azotea	54.00	3.60	281.82	140	809.59	67.99	70	1,087.58	306.50
N12	50.40	3.60	277.88	237	867.03	93.58	90	1,287.61	357.80
N11	46.80	3.60	273.12	217.8	865.32	87.41	128.4	1,298.93	354.76
N10	43.20	3.60	273.12	237	865.32	135.68	90	1,328.00	362.70
N09	39.60	3.60	273.12	237	871.83	135.68	90	1,334.51	364.48
N08	36.00	3.60	273.12	237	913.18	135.68	90	1,375.85	375.77
N07	32.40	3.60	273.12	237	913.18	135.68	90	1,375.85	375.77
N06	28.80	3.60	273.12	237	926.48	189.39	90	1,442.87	394.07
N05	25.20	3.60	273.12	237	929.89	189.39	90	1,446.29	395.00
N04	21.60	3.60	273.12	237	937.93	147.16	90	1,412.09	385.66
N03	18.00	3.60	404.34	221.48	851.10	135.75	121.04	1,329.37	537.51
N02	14.40	3.60	404.34	218.6	851.10	86.00	126.8	1,282.50	518.56
N01	10.80	3.60	734.82	197.16	777.97	46.74	169.68	1,191.54	875.56
E01	7.20	3.60	734.82	123.33	773.93	16.00	113.73	1,026.99	754.65
E02	3.60	3.60	734.82	123.33	777.47	20.26	113.73	1,034.80	760.38
Base	-		5,757.75						7,119.18

Tabla. Pesos del edificio por nivel.

Se tiene que el peso total en la base, considerando peso propio, carga muerta (se considera la carga de fachadas como carga muerta) y la carga viva reducida es:

$$W_o = 7119.19 \text{ ton}$$

Para calcular el cortante basal en dirección X, se tiene:

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) \quad \text{si } T < T_a$$

$$T_x = 1.66 \text{ s} \quad (\text{este valor se obtuvo del modelo de análisis})$$

$$\text{Como } T = 1.66 \text{ s} > T_a = 0.2 \text{ s} \quad Q' = 2^{(1)}$$

(1) Para el análisis dinámico se considero un $Q = 2$

Para calcular el valor de a se tiene que:

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

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

$$a = qc \quad \text{si } T > T_b$$

donde: $q = (T_b/T)^r$

$$T_b = 1.35 \text{ s} < T = 1.66 \text{ s}$$

$$r = 1$$

$$q = \left(\frac{1.35}{1.66}\right) = 0.813$$

$$c = 0.16$$

$$a = 0.813 * 0.16 = 0.1301$$

Por lo tanto $V_o = 0.8 * 0.1301 * \frac{7119.19}{2} = 370.48 \text{ ton}$

De acuerdo al análisis dinámico que realizó el programa, se tiene que el cortante en la base para la dirección X es:

$$\text{SPECXx} = 369.192 \text{ ton}$$

$$\text{SPECXy} = 36.456 \text{ ton}$$

Fuerza cortante basal resultante es:

$$F_{ox} = \sqrt{369.192^2 + 36.456^2} = 370.988 \text{ ton}$$

Se calcula una resultante ya que en la combinación se toma la acción total del sismo en X mas el 30 % del sismo en Y.

Se puede ver que el resultado obtenido es casi el mismo valor, por lo que se considera que se toma por bueno el análisis dinámico para la dirección en X.

Para calcular el cortante basal en dirección Y, se tiene:

$$T_x = 1.65 \text{ s} \quad (\text{este valor se obtuvo del modelo de análisis})$$

$$\text{Como } T = 1.66 \text{ s} > T_a = 0.2 \text{ s} \quad Q' = 2$$

$$T_b = 1.35 \text{ s} < T = 1.65 \text{ s}$$

$$q = \left(\frac{1.35}{1.65}\right) = 0.812$$

$$a = 0.812 * 0.16 = 0.1299$$

Por lo tanto
$$V_o = 0.8 * 0.1299 * \frac{7119.19}{2} = 369.91 \text{ ton}$$

De acuerdo al análisis dinámico que realizó el programa, se tiene que el cortante en la base para la dirección Y es:

$$\text{SPECYx} = 35.660 \text{ ton} \qquad \text{SPECYy} = 369.227 \text{ ton}$$

Fuerza cortante basal resultante en dirección X es:

$$F_{oy} = \sqrt{35.660^2 + 369.227^2} = 370.945 \text{ ton}$$

Se puede ver que el resultado obtenido es casi el mismo valor, por lo que se considera que se toma por bueno el análisis dinámico para la dirección en Y.

v. Balance de cargas

El balance de cargas se refiere a verificar que el programa está considerando las cargas que fueron aplicadas.

En la tabla que se muestra a continuación se calcularon los pesos de las cargas aplicadas: carga muerta (CM), carga viva (CV), carga viva reducida (CVR) y carga de fachada (FACH), en toneladas para poder comparar con la descarga que calculó el programa y verificar que no se están duplicando cargas.

Cargas totales aplicada					
Nivel	Elev. (m)	CM (Ton)	Fach (Ton)	CV (Ton)	CVR (Ton)
Azotea	54.00	51.96	13.26	41.08	23.53
N12	50.40	78.36	20.10	60.14	28.81
N11	46.80	71.98	17.97	59.33	38.87
N10	43.20	77.23	31.16	59.33	28.38
N09	39.60	77.23	31.16	59.33	28.38
N08	36.00	77.23	31.16	59.33	28.38
N07	32.40	77.23	31.16	59.33	28.38
N06	28.80	77.23	45.83	59.33	28.38
N05	25.20	77.23	45.83	59.33	28.38
N04	21.60	77.23	34.29	59.33	28.38
N03	18.00	102.05	48.99	81.64	52.74
N02	14.40	100.89	28.87	81.64	55.07
N01	10.80	157.38	28.44	137.82	128.48
E01	7.20	103.13	5.86	196.60	87.37
E02	3.60	103.13	8.99	196.60	87.37
Base	-	1,309.46	423.06	1,270.16	700.90

Tabla. Cargas aplicadas

LOADPP -----						
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	-1.83E-15	-5257.565	-53183.309	69546.564	-4.24E-15
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-8.22E-11	6.27E-11	5257.565	53183.309	-69546.564	1.37E-09
TOTAL	-8.22E-11	6.27E-11	-9.09E-12	-2.07E-09	-4.67E-09	1.37E-09
LOADCM -----						
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	205.743600	277.898400	-6566.872	-64743.175	86429.988	4120.387
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-205.743600	-277.898400	6566.872	64743.175	-86429.988	-4120.387
TOTAL	-1.67E-09	1.40E-10	-2.46E-11	-3.70E-09	-8.31E-08	2.41E-08
LOADCV -----						
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	-1.17E-31	1.65E-16	-1270.560	-13142.575	17872.425	1.84E-15
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-3.40E-10	1.49E-11	1270.560	13142.575	-17872.425	4.75E-09
TOTAL	-3.40E-10	1.49E-11	-5.23E-12	-5.04E-10	-1.31E-08	4.75E-09
LOADCVR -----						
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	-4.01E-32	1.52E-17	-700.472191	-7185.102	9768.313	8.36E-16
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	-6.15E-11	8.14E-12	700.472191	7185.102	-9768.313	8.80E-10
TOTAL	-6.15E-11	8.14E-12	-7.96E-13	-2.67E-10	-2.42E-09	8.80E-10
LOADFACH -----						
	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	.000000	.000000	-423.186304	-3500.621	4981.806	.000000
INERTIA	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
REACTNS	2.18E-11	-6.17E-13	423.186304	3500.621	-4981.806	-3.04E-10
TOTAL	2.18E-11	-6.17E-13	-2.84E-13	3.32E-11	5.30E-10	-3.04E-10

Program ETABS Version 9.2.0.0

File:DFConcr-rA.OUT

Page

22

Tabla. Descargas obtenidas por el programa.

Se puede apreciar que en ambas tablas los valores de las descargas son prácticamente iguales, lo que muestra que en ningún momento el programa esta duplicando o restando carga.

3.3 Diseño de Elementos Estructurales.

Como se ha mencionado anteriormente, el usar un programa de computó para realizar el análisis estructural resulta muy práctico, ya que facilita mucho el trabajo y reduce el tiempo de ejecución; pero también es muy cierto que se deben verificar los resultados que nos arroja el programa para saber si en realidad está

funcionando, si los valores devueltos por el programa están dentro de los valores esperados.

Para llegar al diseño de los elementos estructurales, el modelo se estuvo ajustando, esto implicó realizar varias corridas, donde se iban ajustando las dimensiones o características de los materiales de manera que cada uno de los elementos soportara las fuerzas a las que estaba siendo sometido.

El diseño de todos elementos estructurales: vigas principales, vigas secundarias y columnas se realizó con el post procesador del programa. Se presentan en seguida imágenes del modelo donde se muestra la relación demanda capacidad de los ejes principales, para las columnas y para las trabes se muestran los porcentajes de refuerzo; esto es con la finalidad de poder ver que todos los elementos ya tienen la sección adecuada para soportar todas las cargas a las que estará sometida.

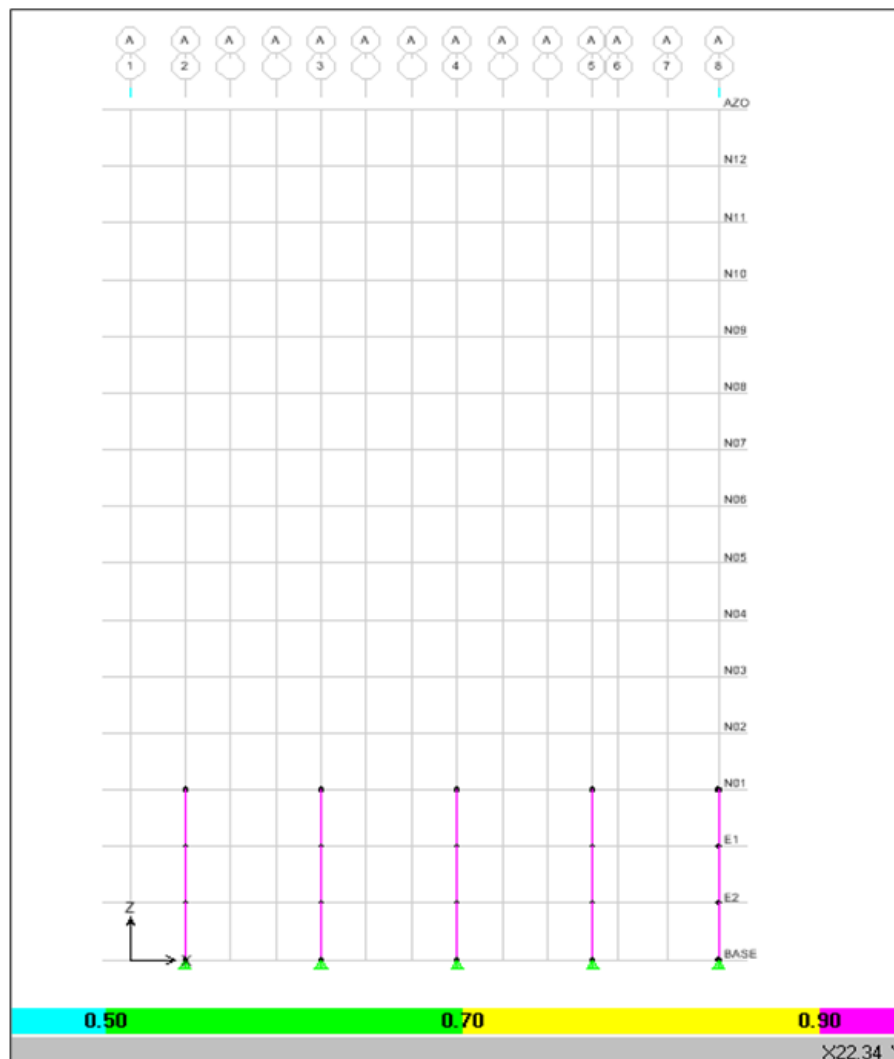


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas eje A

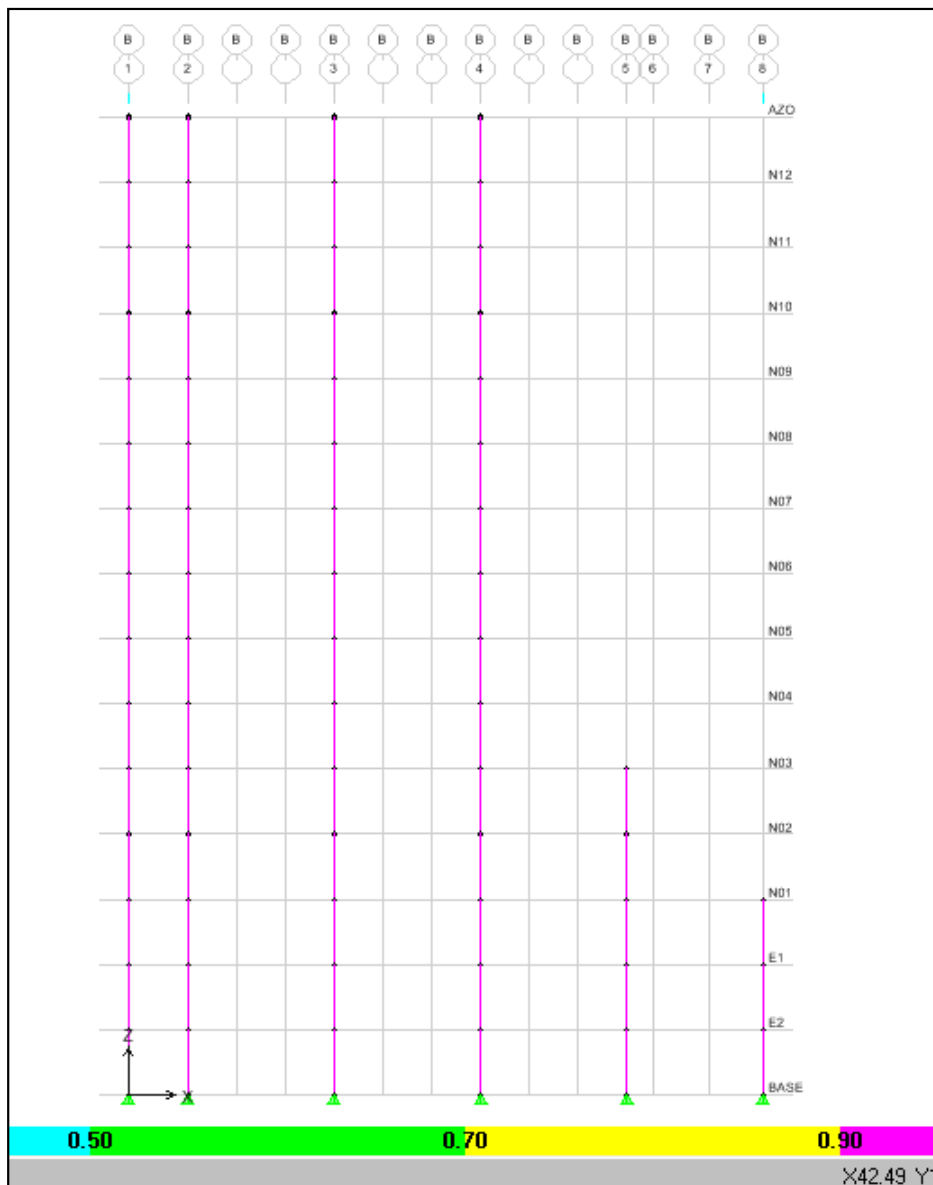


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas eje B

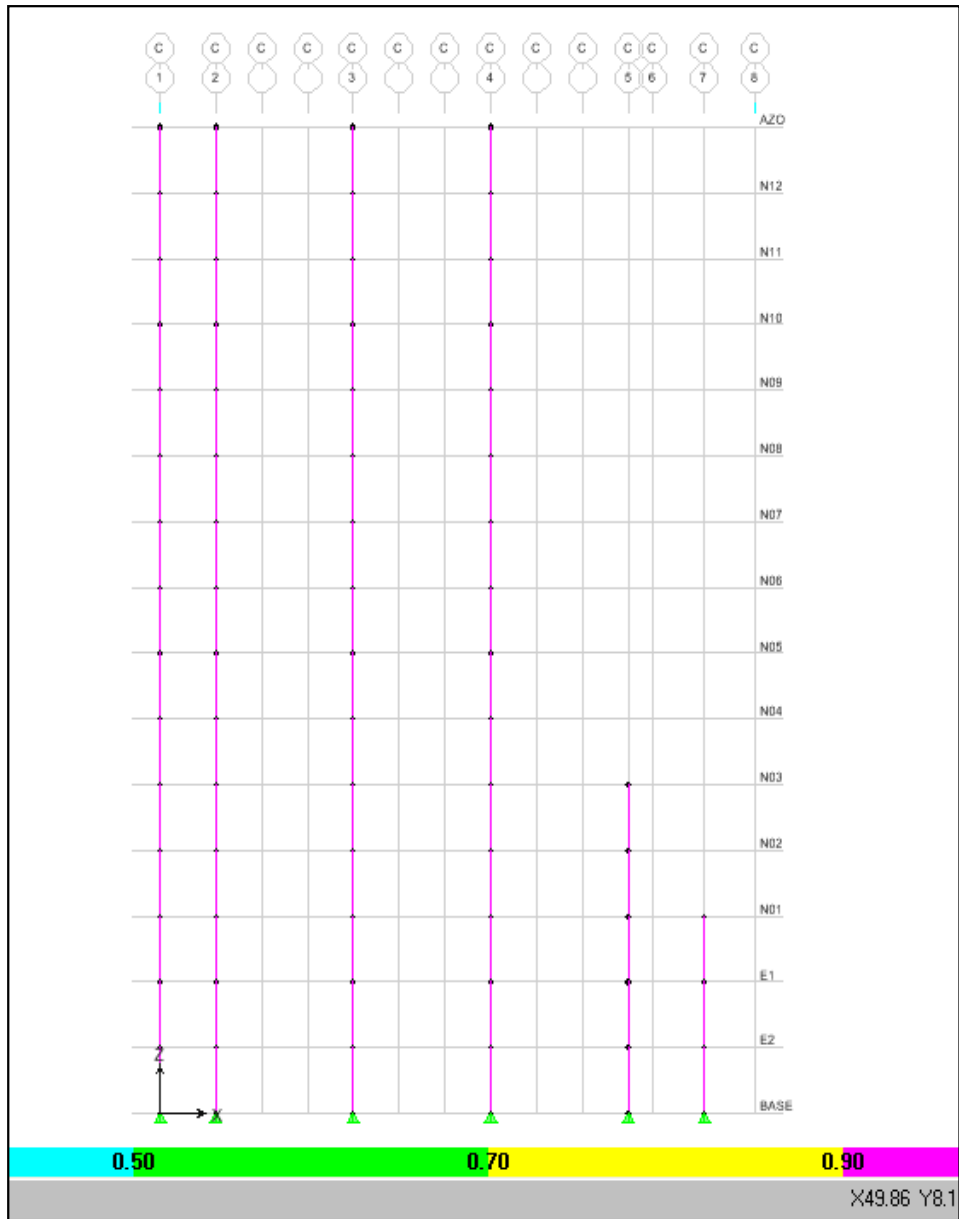


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas eje C

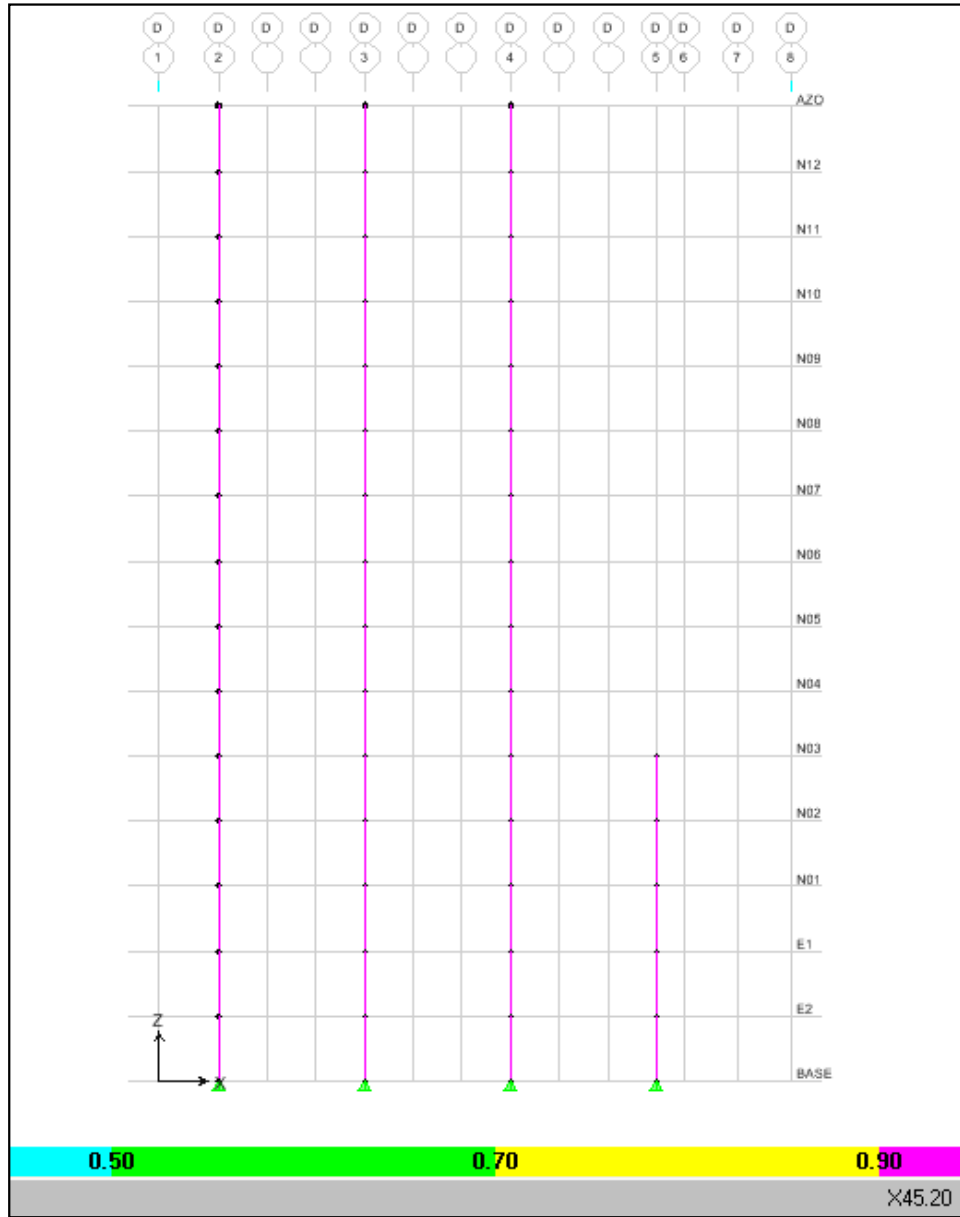


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas eje D

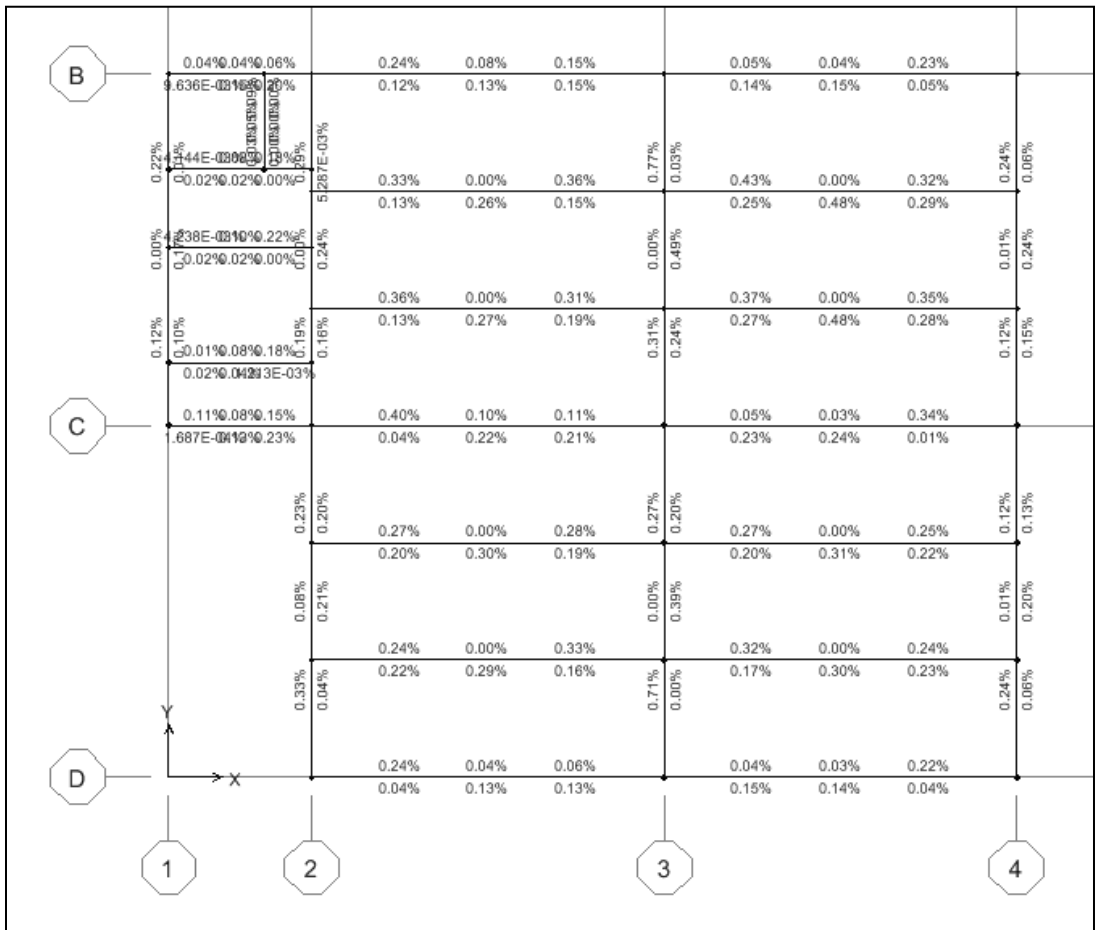


Figura. Porcentaje de refuerzo en traves, Nivel de Azotea

B	0.1252E-03%	0.44%	0.19%	0.33%	0.24%	0.24%	0.52%	
	0.02% 0.1252E-03%	0.24%	0.24%	0.27%	0.33%	0.24%	0.18%	
C	0.00% 0.21% 0.36%	0.47%	0.00%	0.39%	0.88%	0.41%	0.00%	0.32%
	0.27%	0.16%	0.33%	0.20%	0.04%	0.23%	0.38%	0.24%
	0.203E-03%	0.05%	0.00%	0.61%	0.09%	0.52%	0.24%	0.24%
	0.05% 0.12%	0.48%	0.00%	0.34%	0.51%	0.35%	0.00%	0.37%
	0.04% 0.17%	0.17%	0.34%	0.24%	0.24%	0.24%	0.38%	0.24%
	0.03% 0.20%	0.64%	0.22%	0.27%	0.24%	0.24%	0.22%	0.65%
	0.00% 0.24%	0.14%	0.24%	0.27%	0.29%	0.25%	0.08%	0.37%
	0.33%	0.34%	0.00%	0.38%	0.54%	0.37%	0.00%	0.36%
	0.22%	0.24%	0.38%	0.24%	0.24%	0.24%	0.38%	0.24%
	0.25%	0.30%	0.00%	0.44%	0.10%	0.43%	0.00%	0.31%
D	0.59%	0.24%	0.38%	0.21%	1.03%	0.21%	0.37%	0.24%
	0.16%	0.47%	0.21%	0.28%	0.05%	0.25%	0.24%	0.54%
1	0.24%	0.24%	0.29%	0.36%	0.24%	0.20%	0.65%	
2							0.22%	
3							0.26%	
4							0.28%	

Figura. Porcentaje de refuerzo en traves, Nivel 10

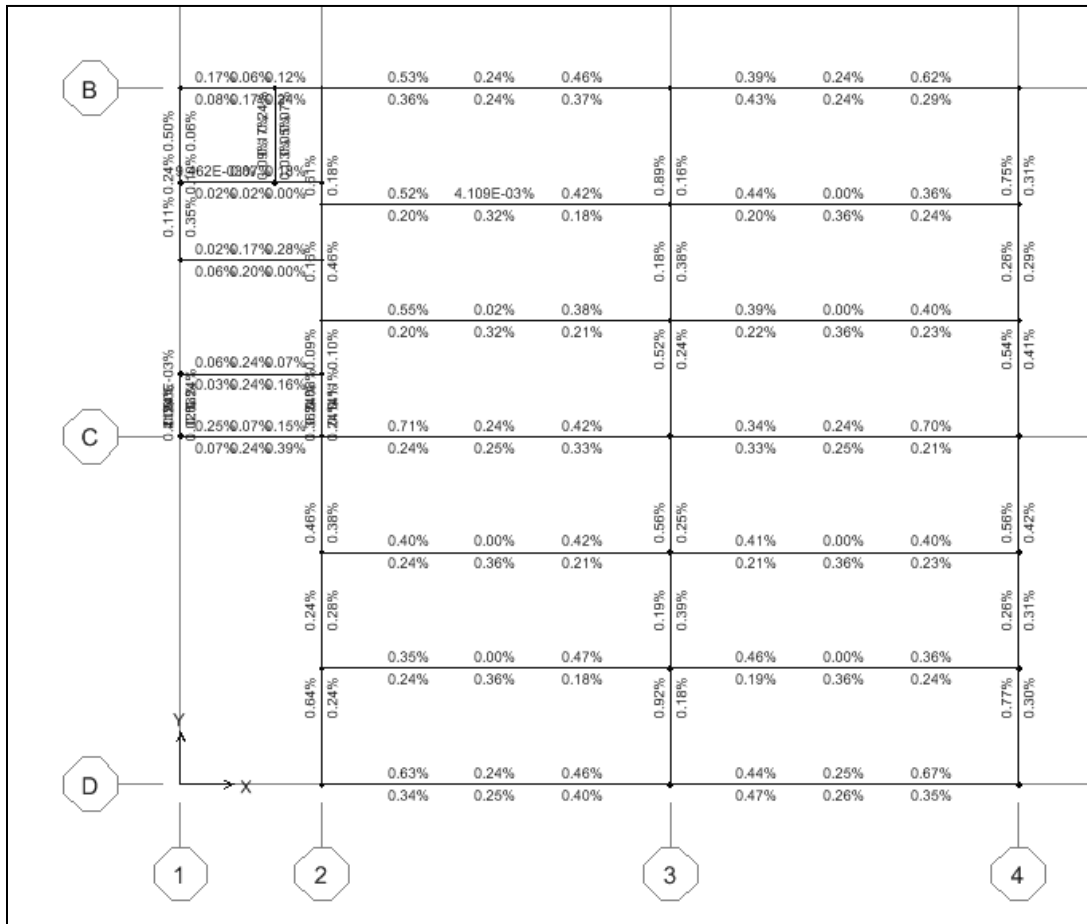


Figura. Porcentaje de refuerzo en traves, Nivel 06

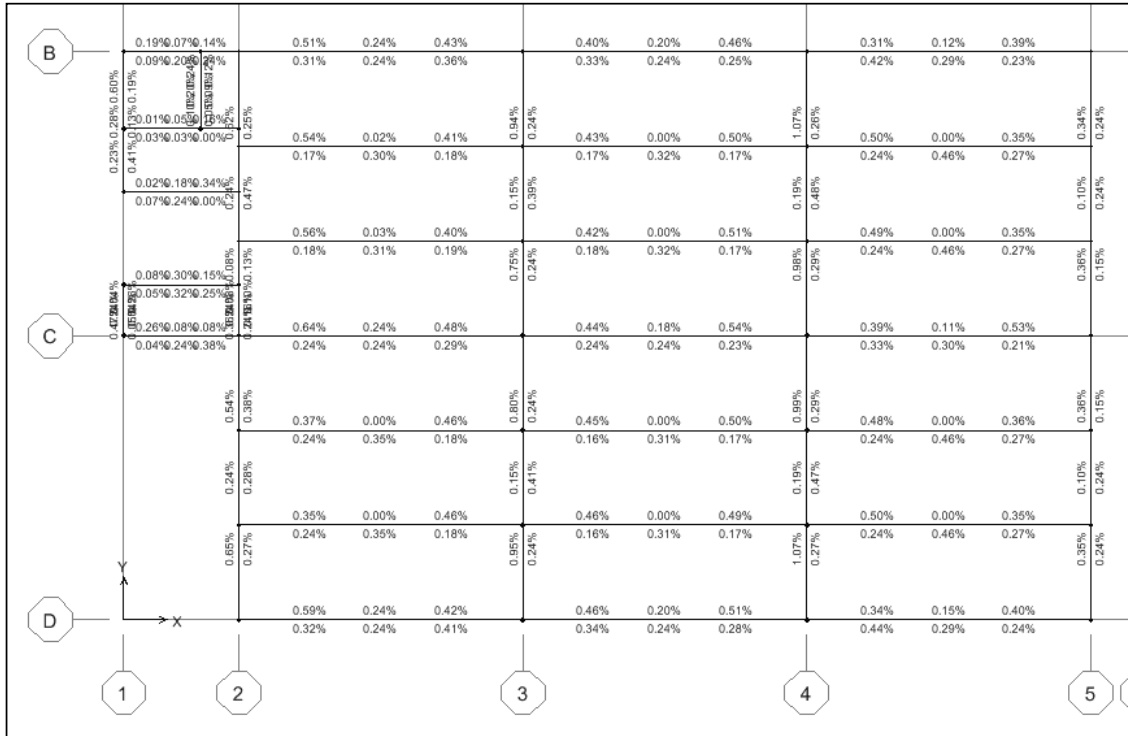


Figura. Porcentaje de refuerzo en traves, Nivel 03

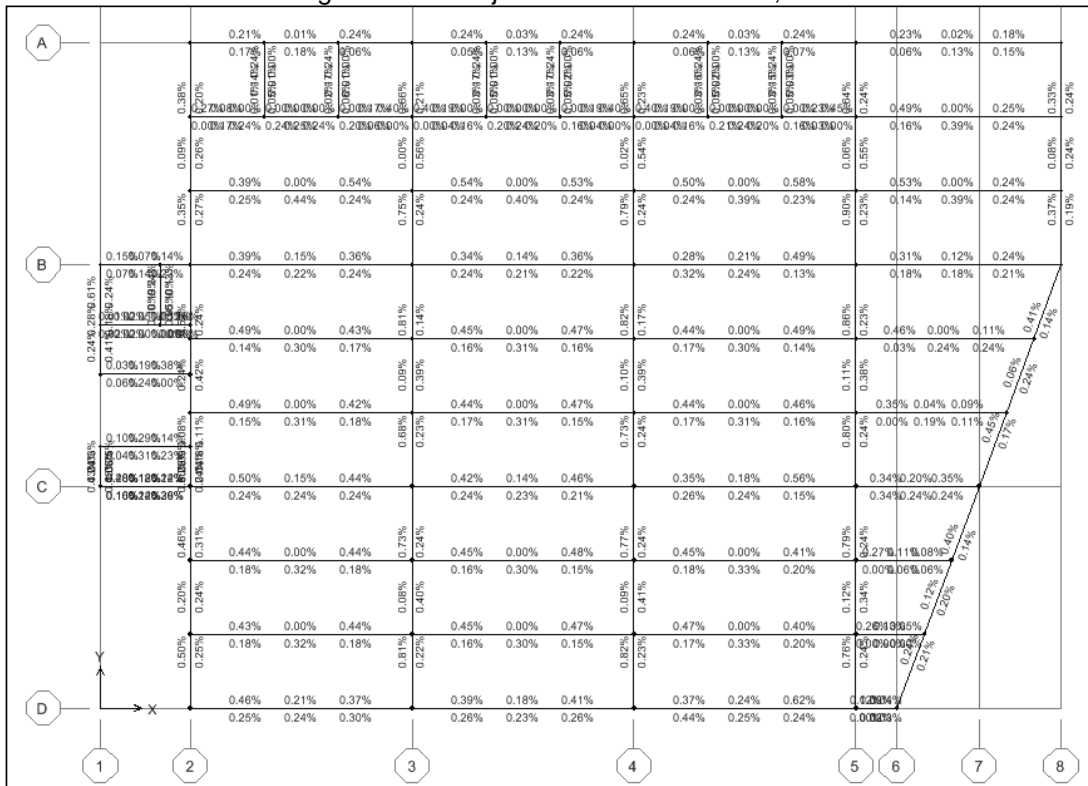


Figura. Porcentaje de refuerzo en traves, Nivel 01

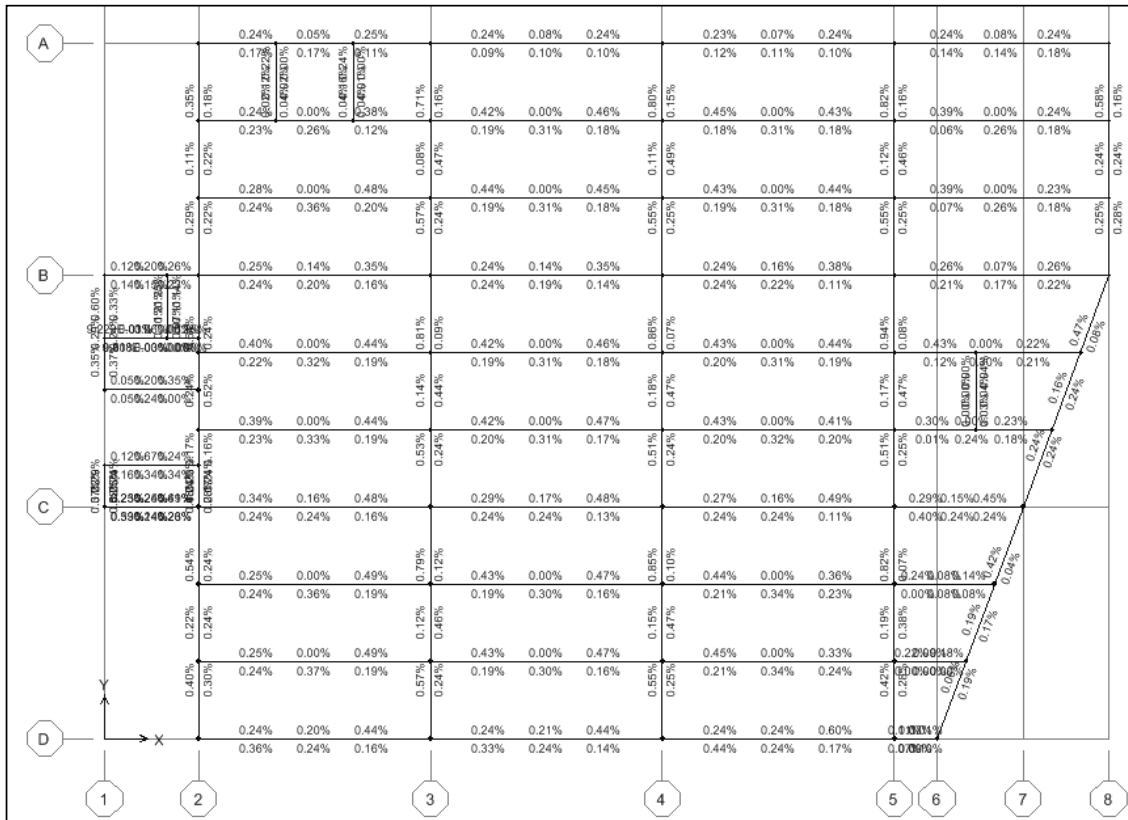


Figura. Porcentaje de refuerzo en traves, Nivel E1

En las figuras anteriores, para el caso de las columnas se puede apreciar que la relación demanda capacidad no rebasa el valor de 1, lo que significa que todas resisten las fuerzas que actúan sobre de ella.

Para el caso de las traves, el porcentaje de refuerzo que se muestra no rebasa el 1%, que de acuerdo al diseño de vigas, dicho porcentaje de refuerzo debe estar por debajo de este valor para asegurar que el elemento no está sobreforzado y asegurar que geoméricamente la sección podrá alojar todo el refuerzo que demanda.

Ya que el edificio es muy alto, y su estructura está formada de muchos elementos estructurales, se elige solo una columna, una trabe principal y una trabe secundaria para mostrar su diseño.

Se presenta el diseño de cada uno de estos elementos estructurales obtenido del postprocesador del programa y el calculado de forma tradicional, ambos con las especificaciones del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal.

3.3.1. Diseño de elementos estructurales según el post procesador de programa ETABS.

3.3.1.1. Diseño columna.

La columna para la que se mostrara el diseño está ubicada en la intersección de los ejes 3, C, en el nivel E2, es la columna C8, la sección de la columna es una 00C5A, que corresponde a una sección rectangular de 70x70 cm.



Figura. Ubicación en planta de la columna diseñada

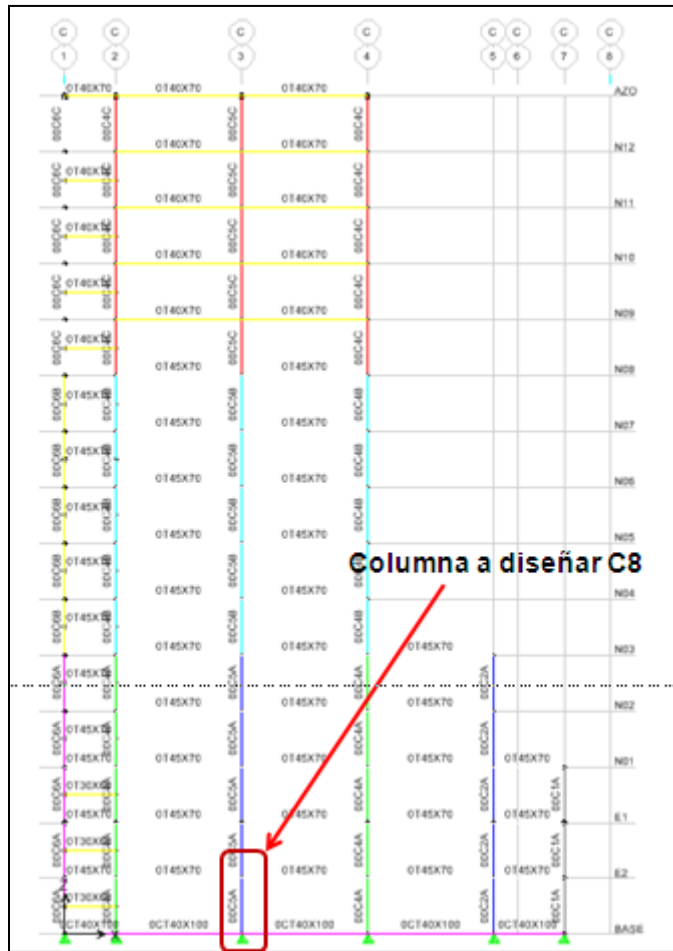


Figura. Ubicación en elevación de la columna diseñada

Mexican RCDIF 2001 COLUMN SECTION DESIGN Type: Sway Intermediate Units: Ton-m (Summary)

Level : E2 L=3.600
 Element : C8 B=0.700 D=0.700 dc=0.070
 Section ID : 00C5A E=2619160.000 fc=3500.000 Lt.Wc. Fac.=1.000
 Combo ID : GRAY fy=42000.000 fys=42000.000
 Station Loc : 0.000 RELF=0.400

FR(Compression-Spiral): 0.800 Overstrength Factor: 1.25
 FR(Compression-Tied): 0.700
 FR(Tension): 0.800
 FR(Bending): 0.900
 FR(Shear): 0.800

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN FOR PU, Mu2, Mu3

Rebar Area	Design Pu	Design Mu2	Design Mu3	Minimum Mu2	Minimum Mu3
0.024	1171.696	-41.020	26.591	41.020	41.020

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT FACTORS

	Cm Factor	Fab Factor	Fas Factor	k Factor	L Length
Major Bending(M3)	0.400	1.000	1.000	1.000	2.900
Minor Bending(M2)	0.400	1.000	1.000	1.000	2.900

SHEAR DESIGN FOR V2, V3

	Rebar Av/s	Shear Vu	Shear VcR	Shear VsR	Shear Vp
Major Shear(V2)	6.972E-04	14.273	36.956	14.759	0.000
Minor Shear(V3)	6.972E-04	12.091	36.956	14.759	0.000

JOINT SHEAR DESIGN

	Joint Shear Ratio	Shear VuTop	Shear VuTot	Shear VcR	Joint Area
Major Shear(V2)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
Minor Shear(V3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

[1.5] BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS

	Major Ratio	Minor Ratio
	N/A	N/A

3.3.1.2. Diseño trabe principal.

La trabe principal, de la cual se muestra el diseño, es la B13, está ubicada en el Nivel E2 , sobre el eje C, entre los ejes 3 y 4. Se trata de una sección rectangular de 45x70 cm.

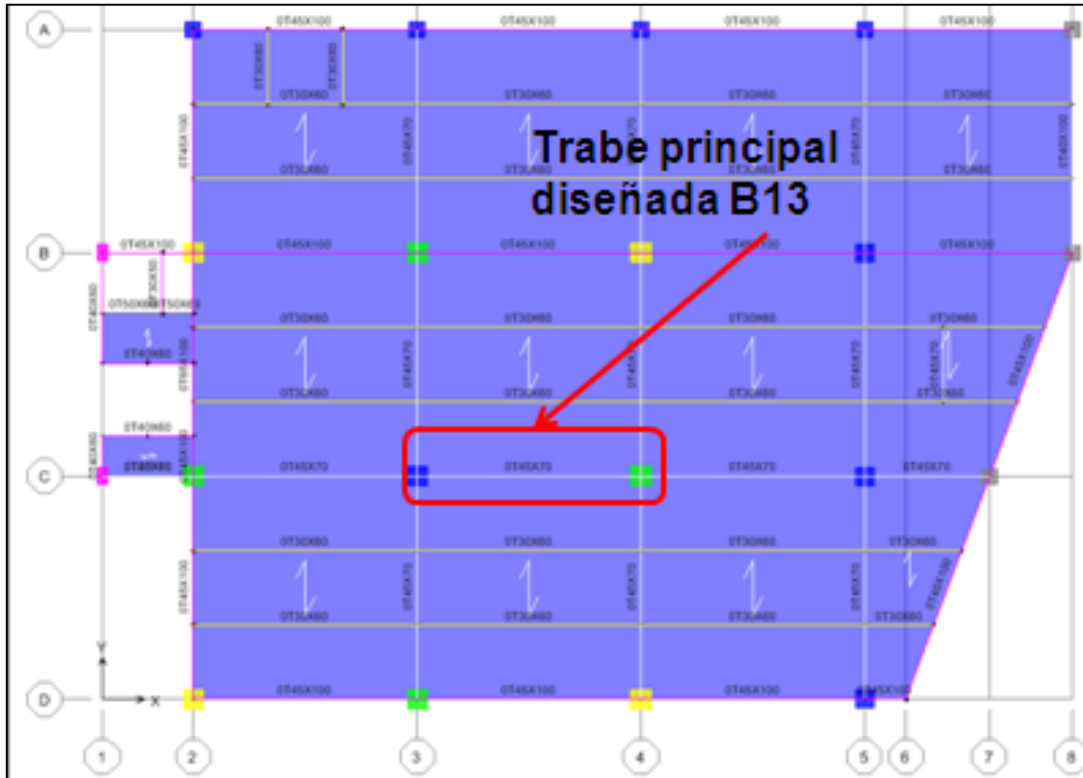
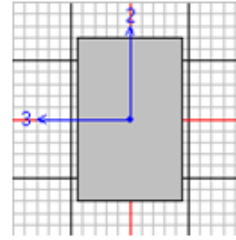


Figura. Ubicación de la trabe principal diseñada

Story Level: E2
 Element: B13
 Section Name: OT45X70
 Frame Type: Sway Ordinary



$\lambda_c=8.100$
 D=0.700 B=0.450 bf=0.450
 ds=0.000 dcr=0.065 dcb=0.065
 E=2210000.000 fc=2500.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 fy=42000.000 fys=42000.000

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment

End-I		Middle		End-J		
Rebar Area	Rebar %	Rebar Area	Rebar %	Rebar Area	Rebar %	
9.210E-04	0.292	5.278E-04	0.167	0.002	0.483	Top (+2 Axis)
7.530E-04	0.239	7.530E-04	0.239	4.151E-04	0.132	Bot (-2 Axis)
Design Mu	Station Loc	Design Mu	Station Loc	Design Mu	Station Loc	
-21.226	0.350	-9.334	5.777	-34.097	7.750	Top (+2 Axis)
14.913	1.890	13.725	2.323	7.373	6.270	Bot (-2 Axis)
Controlling Combo		Controlling Combo		Controlling Combo		
COMBENV		COMBENV		COMBENV		Top (+2 Axis)
COMBENV		COMBENV		COMBENV		Bot (-2 Axis)

Shear Reinforcement for Major Shear (V2)

End-I		Middle		End-J	
Rebar Av/s		Rebar Av/s		Rebar Av/s	
3.788E-04		3.788E-04		3.788E-04	
Design Vu	Station Loc	Design Vu	Station Loc	Design Vu	Station Loc
8.034	1.890	10.414	5.777	14.684	7.750
Controlling Combo		Controlling Combo		Controlling Combo	
COMBENV		COMBENV		COMBENV	

3.3.1.3. Diseño trabe secundaria.

La trabe secundaria, de la cual se muestra el diseño, es la B45, está ubicada en el Nivel E2 , entre los ejes 3 y 4. Se trata de una sección rectangular de 30x60 cm.

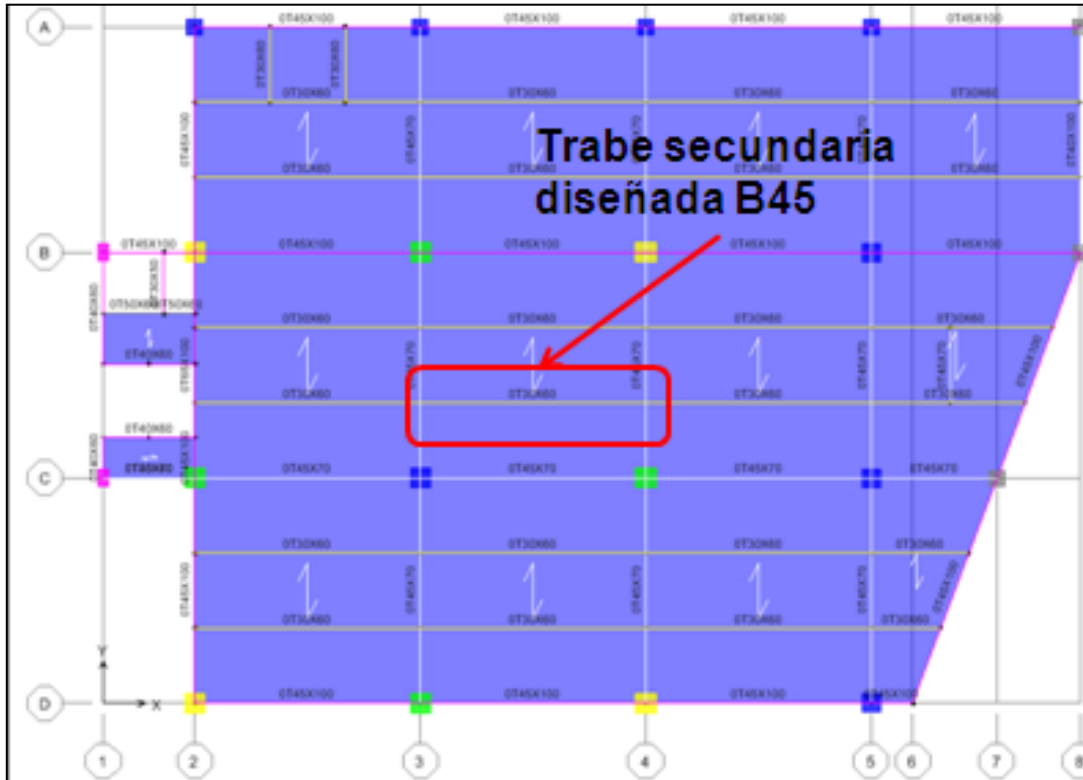
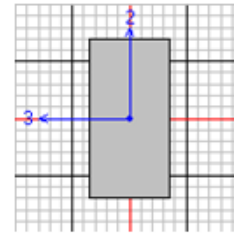


Figura. Ubicación de la trabe secundaria diseñada

Story Level: E2
 Element: B45
 Section Name: OT30X60
 Frame Type: Sway Ordinary



L=8.100
 D=0.600 B=0.300 bf=0.300
 ds=0.000 dcs=0.050 dcb=0.050
 E=2210000.000 fc=2500.000 Lt.Wt. Fac.=1.000
 fy=42000.000 fys=42000.000

Flexural Reinforcement for Major Axis Moment

End-I		Middle		End-J		
Rebar Area	Rebar #	Rebar Area	Rebar #	Rebar Area	Rebar #	
7.498E-04	0.417	0.000	0.000	8.409E-04	0.467	Top (+2 Axis)
3.581E-04	0.199	5.589E-04	0.310	3.114E-04	0.173	Bot (-2 Axis)
Design Mu	Station Loc	Design Mu	Station Loc	Design Mu	Station Loc	
-14.713	0.000	0.000	5.718	-16.381	8.100	Top (+2 Axis)
5.472	1.906	11.133	3.812	4.770	6.194	Bot (-2 Axis)
Controlling Combo		Controlling Combo		Controlling Combo		
COMBENV		COMBENV		COMBENV		Top (+2 Axis)
GRAV		GRAV		GRAV		Bot (-2 Axis)

Shear Reinforcement for Major Shear (V2)

End-I		Middle		End-J	
Rebar Av/s		Rebar Av/s		Rebar Av/s	
2.525E-04		2.525E-04		2.564E-04	
Design Vu	Station Loc	Design Vu	Station Loc	Design Vu	Station Loc
5.942	1.906	4.987	5.718	11.818	8.100
Controlling Combo		Controlling Combo		Controlling Combo	
COMBENV		COMBENV		COMBENV	

3.3.2. Verificación del diseño

Ya se han presentado el diseño de tres tipos de elementos estructurales, realizado con el post procesador del programa, lo que se pretende presentar en seguida es una verificación de diseño de la forma tradicional.

3.3.2.1. Verificación del diseño de la columna.

El diseño que se verificara es el de la columna C8, de la cual se presento el diseño anteriormente.

Del modelo tomamos los elementos mecánicos con los cuales se verificara el diseño.

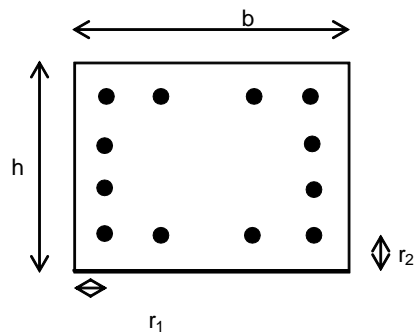
$$P = 1171.99 \text{ ton}$$

$$M_x = 41.020 \text{ t-m}$$

$$M_y = 26.591 \text{ t-m}$$

DISEÑO DE COLUMNAS RECTANGULRES (FLEXION BIAIXIAL)

SECCIÓN



DATOS

$b =$	70 cm		
$h =$	70 cm		
$r_1 =$	7 cm		
$r_2 =$	7 cm		
$f'c =$	350 kg/cm ²		
$f_y =$	4200 kg/cm ²		
$M_{ux} =$	4,102,000.00 kg cm	$K =$	1.44
$M_{uy} =$	2,659,100.00 kg cm	$R_x =$	0.07
$P_u =$	1171990 kg	$R_y =$	0.05
$FR =$	0.7		

ACERO PROPUESTO

$A_{s_x} =$	121.68	24	#	8
$A_{s_y} =$	121.68	24	#	8
$\rho_x =$	0.025	$A_s =$	243.36 cm ²	
$\rho_y =$	0.025			
$q_x =$	0.45			
$q_y =$	0.44			

METODO DE BRESSLER

$$P_r = 1 / (1/P_{rx} + 1/P_{ry} - 1/P_{ro}) > P_u$$

CALCULO DE CONSTANTES

$d/h =$	0.90
$e_x =$	3.50
$e_y =$	2.27
$e_x / h =$	0.05
$e_y / h =$	0.03

Consultando en los diagramas de interacción

$$K_x = 1.44$$

$$K_y = 1.44$$

$$P_{rx} = K_x FR bh f''c$$

$$P_{ry} = K_y FR bh f''c$$

$$P_{ro} = FR (Ac f''c + As fy)$$

$$P_{rx} = 1175530 \text{ kg}$$

$$P_{ry} = 1175530 \text{ kg}$$

$$P_{ro} = 1174079 \text{ kg}$$

$$P_r = 1176983.6 \text{ kg} \quad \text{BIEN}$$

Por lo tanto se acepta el área de acero propuesta

*El diagrama de interacción que se empleó, se puede ver en la referencia bibliográfica No. 2

3.3.2.2. Verificación del diseño de la trabe principal.

El diseño que se verificara es de la trabe B13, los elementos mecánicos para diseño, se tomaron del programa, y se tiene:

$$M = 34.10 \text{ t-m}$$

$$V = 11.24 \text{ ton}$$

Datos

h=	70 cm	(Peralte Total)
b=	45 cm	(Ancho)
rec=	5.5 cm	(Recubrimiento al centro de varillas)
f''c=	250 kg/cm ²	
Fy=	4200 kg/cm ²	
FRm=	0.9	
FRc=	0.8	
d=	64.5 cm	
f*c=	200 kg/cm ²	
f''c=	170 kg/cm ²	
β1=	0.85	
E=	158,114 kg/cm ²	

Refuerzo mínimo:

$$\rho_{min} = 0.0026 \quad A_{min} = 7.65 \text{ cm}^2$$

$$\left(A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \right)$$

Refuerzo máximo:

$$\begin{array}{ll} \rho_b = & 0.0202 & A_b = & 58.74 \text{ cm}^2 \\ \rho_{\max} = & 0.0152 & A_{\max} = & 44.06 \text{ cm}^2 \end{array}$$

$$A_b = \left(\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right)$$

$$A_{\max} = 0.75 A_b$$

De acuerdo a esto se propone un refuerzo y se revisa el momento resistente:

Acero de refuerzo por flexión propuesto

Vars #	No.	Area (cm ²)
8	3	15.21
3	0	0

15.21 cm²

La expresión que se utiliza para evaluar el momento resistente en secciones rectangulares es:

$$M_R = F_R b d^2 f_c'' q (1 - 0.5q)$$

Donde:

F_R : factor de resistencia, 0.9

$$\rho = 0.0052$$

$$q = 0.1295$$

$$q = \frac{\rho f_y}{f_c''}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

Obteniendo cada uno de los valores de todos los parámetros se tiene el siguiente momento resistente

Mr = 34.68 ton m

Ya que el momento resistente resulto mayor al actuante, se acepta la sección y el refuerzo propuesto.

Comparando el resultado de esta sencilla revisión con el diseño que se obtuvo en el programa ETABS resultan muy similares, esto nos da un gran porcentaje de confianza en los resultados obtenidos del postprocesador del programa.

3.3.2.3. Verificación del diseño de la trabe secundaria.

Para verificar el diseño de la trabe B45 se toman los elementos mecánicos del programa, y son:

$$M = 16.38 \text{ t-m}$$

$$V = 11.82 \text{ ton}$$

Datos

h=	60 cm	(Peralte Total)
b=	30 cm	(Ancho)
rec=	5.5 cm	(Recubrimiento al centro de varillas)
f'c=	250 kg/cm ²	
Fy=	4200 kg/cm ²	
FRm=	0.9	
FRc=	0.8	
d=	54.5 cm	
f*c=	200 kg/cm ²	
f"c=	170 kg/cm ²	
β1=	0.85	
E=	158,114 kg/cm ²	

Refuerzo mínimo:

ρmin=	0.0026	Amin=	4.31 cm ²
-------	--------	-------	----------------------

Refuerzo máximo:

ρb=	0.0202	Ab=	33.09 cm ²
ρmax=	0.0152	Amax=	24.82 cm ²

$$A_{max} = 0.75A_b$$

De acuerdo a esto se propone un refuerzo y se revisa el momento resistente:

Acero de refuerzo por flexión propuesto

Vars #	No.	Area (cm ²)
4	4	5.08
3	0	0
		5.08 cm ²

Donde:

$$\begin{aligned} F_R &: \text{factor de resistencia, } 0.9 \\ \rho &= 0.0031 \\ q &= 0.0768 \end{aligned}$$

Obteniendo cada uno de los valores de todos los parámetros se tiene el siguiente momento resistente

$$M_r = 10.06 \text{ ton m}$$

Ya que el momento resistente resulto mayor al actuante, se acepta la sección y el refuerzo propuesto.

Comparando el resultado de esta sencilla revisión con el diseño que se obtuvo en el programa ETABS resultan muy similares, esto nos da un gran porcentaje de confianza en los resultados obtenidos del postprocesador del programa.

3.3.2.4. Diseño de la losa de concreto.

Las losas son los elementos estructurales sobre los cuales se aplico la carga para distribuirla a los demás elementos, de ahí su importancia para modelarla.

El diseño de este elemento estructural se realizó conforme a lo indicado en el RCDF y sus NTC, y su diseño se presenta a continuación.

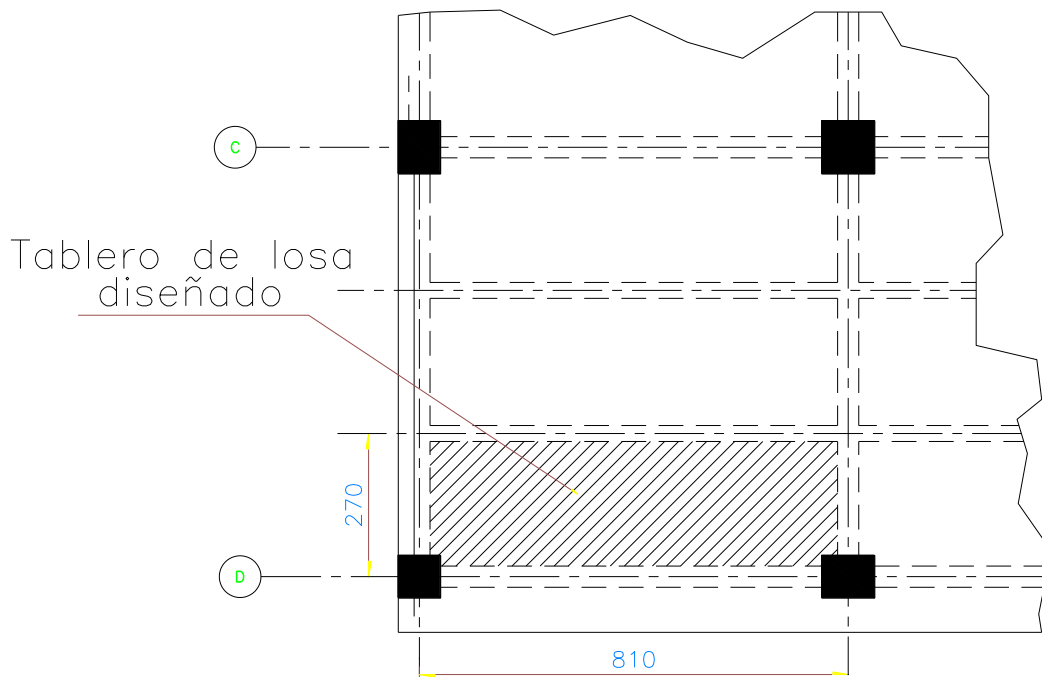


Figura. Ubicación del tablero de losa diseñado

**PROYECTO: EDIFICIO DE DEPARTAMENTOS
DISEÑO DE LOSAS
LOSA DE ENTREPISO**

Diseño de acuerdo a NTC-Concreto

DATOS GEOMETRÍA

h= 10 cm (espesor de losa)
d= 7 cm
a1= 270 cm
a2= 810 cm
Tipo: 4 1 Interior
2 De borde (corto discontinuo)
3 De borde (largo discontinuo)
4 De esquina
5 Aislado
Colado: 1 1 Colado monolítico con apoyos
2 Colado no monolítico con apoyos

$m = a1/a2 = 0.333333333$
 $I = 8333.333333 \text{ CM}^4$

Cargas concentradas: no
En contacto con el terreno: no

DATOS MATERIALES

f'c= 250 kg/cm² f'c= 200 kg/cm²
fy= 4,200.00 kg/cm² fbc= 170 kg/cm²
fs= 2,520.00 kg/cm² (0.6 fy)
Ec= 221,359.44 kg/cm² (14000 RAIZ(f'c)) Ó (8000 RAIZ(f'c))

DATOS CARGAS

CM	Losa	240 kg/m ²	CARGA PUNTUAL	P =	0 ton	
	Firme para nivelar	42 kg/m ²		AREA	0 cm	
	Acabados	35 kg/m ²			0 cm	Cantidad de puntos
	Instalaciones	5 kg/m ²		r =	0.00 m	0
	Plafond	15 kg/m ²		Pu =	0 ton	
	Densidad de muros	100 kg/m ²		distancia =	1.1 m	
	Sobrecarga	40 kg/m ²		Momento a incrementar =	0.00 kg-m	
		477.00 kg/m ²				
CV	Departamento	170 kg/m ²	CVm	Habitación	90 kg/m ²	
CM+CV	Total	647 kg/m ²				

DATOS FACTORES DE CARGA Y RESISTENCIA

FRflexion = 0.9
FRcortante = 0.8
Fcarga = 1.4 (Grupo B1)

Revisión por peralte mínimo

Factor 1= 1.14 (por carga y fs)
Factor 2= 0.25 (por colado)
Perímetro = 1822.5 cm
d min= 8.34 cm
dmin/d= 1.19

!!!! d<dmin aumentar d o revisar por deformaciones

Revisión a cortante

Fuerza cortante básica:

V= 8.27 kg/cm

Fuerza cortante:

Vu= 13.32 kg/cm

Capacidad:

Vr= 39.60 kg/cm

Vr > Vu o.k.

Vu/Vr=

0.34

Revisión por flexión (Franjas centrales)

pmin = 0.002

Smax = 17.5 cm

Diseño

			factor	Mu (kg m)	Dif Mu	Mu (kg m)	Mu/(Fr b d2 fbc)
Dirección corta	negativo	continuo	551.4576	364.14		364.14	0.0486
	positivo		325.8064	215.14		215.14	0.0287
	negativo	discontinuo	330.613867	218.31		218.31	0.0291
Dirección larga	negativo	continuo	448.413333	296.10		296.10	0.0395
	positivo		149.1872	98.51		98.51	0.0131
	negativo	discontinuo	247.121067	163.18		163.18	0.0218

			q	p=q fbc/fy	As = p b d (cm2/ m)	Varillas #	S req. (cm)
Dirección corta	negativo	continuo	0.050	0.0020	1.411	3	50.31
	positivo		0.029	0.0012	1.400	3	50.71
	negativo	discontinuo	0.030	0.0012	1.400	3	50.71
Dirección larga	negativo	continuo	0.040	0.0016	1.400	3	50.71
	positivo		0.013	0.0005	1.400	3	50.71
	negativo	discontinuo	0.022	0.0009	1.400	3	50.71

REFUERZO POR TEMPERATURA

As = 1.429 cm2/m

S = 49.70 cm

Smin = 35 cm

UN LECHO

Mcr (kg cm)	Mcr / M	le (cm4)
52704.63	1.45	8333.33
52704.63	2.45	8333.33
52704.63	2.41	8333.33
52704.63	1.78	8333.33
52704.63	5.35	8333.33
52704.63	3.23	8333.33

SE COLOCARA REFUERZO:

			S (cm)	As (cm2/m)	p=q fbc/fy	np	K	Icr (cm4)	Icr total	h equivalente
Dirección corta	negativo	continuo	25.000	2.8400	0.0041	0.038489437	0.24	920.57		
	positivo		25.000	2.8400	0.0041	0.038489437	0.24	920.57	8333.33	10.00 cm
	negativo	discontinuo	25.000	2.8400	0.0041	0.038489437	0.24	920.57		
Dirección larga	negativo	continuo	25.000	2.8400	0.0041	0.038489437	0.24	920.57		
	positivo		25.000	2.8400	0.0041	0.038489437	0.24	920.57	8333.33	10.00 cm
	negativo	discontinuo	25.000	2.8400	0.0041	0.038489437	0.24	920.57		

REVISION POR DEFORMACIONES

n = 9.4868

REFUERZO EN COMPRESIÓN		
As (cm2/m)		
Dirección corta	0	0.0000
Dirección larga	0	0.0000

CALCULO DE DEFORMACIÓN INSTANTÁNEA

PARA TABLERO AISLADO	PARA TABLERO CENTRAL	PARA TABLERO DE ESQUINA
Wb = 0.078902439 kg/cm	Wb = 0.07890244 kg/cm	Wb = 0.078902439 kg/cm
Wa = 6.391097561 kg/cm	Wa = 6.39109756 kg/cm	Wa = 6.391097561 kg/cm
δb = 0.24 cm	δb = 0.05 cm	δb = 0.10 cm
δa = 0.24 cm	δa = 0.05 cm	δa = 0.10 cm

PARA TABLERO CON UN LADO CORTO DISCONTINUO	PARA TABLERO CON UN LADO LARGO DISCONTINUO
Wb = 0.038254658 kg/cm	Wb = 0.16165528 kg/cm
Wa = 6.431745342 kg/cm	Wa = 6.30834472 kg/cm
δb = 0.05 cm	δb = 0.10 cm
δa = 0.05 cm	δa = 0.10 cm

PARA TABLERO CON DOS LADOS CORTOS DISCONTINUOS	PARA TABLERO CON DOS LADOS LARGOS DISCONTINUOS
Wb = 0.015935961 kg/cm	Wb = 0.37616279 kg/cm
Wa = 6.454064039 kg/cm	Wa = 6.09383721 kg/cm
δb = 0.05 cm	δb = 0.23 cm
δa = 0.05 cm	δa = 0.23 cm

CALCULO DE DEFORMACIÓN DIFERIDA

PARA TABLERO AISLADO $W_b = 0.069146341 \text{ kg/cm}$ $W_a = 5.600853659 \text{ kg/cm}$ $\delta_b = 0.42 \text{ cm}$ $\delta_a = 0.42 \text{ cm}$	PARA TABLERO CENTRAL $W_b = 0.06914634 \text{ kg/cm}$ $W_a = 5.60085366 \text{ kg/cm}$ $\delta_b = 0.08 \text{ cm}$ $\delta_a = 0.08 \text{ cm}$	PARA TABLERO DE ESQUINA $W_b = 0.069146341 \text{ kg/cm}$ $W_a = 5.600853659 \text{ kg/cm}$ $\delta_b = 0.17 \text{ cm}$ $\delta_a = 0.17 \text{ cm}$
--	--	---

PARA TABLERO CON UN LADO CORTO DISCONTINUO $W_b = 0.033524561 \text{ kg/cm}$ $W_a = 5.636475439 \text{ kg/cm}$ $\delta_b = 0.08 \text{ cm}$ $\delta_a = 0.08 \text{ cm}$	PARA TABLERO CON UN LADO LARGO DISCONTINUO $W_b = 0.14166699 \text{ kg/cm}$ $W_a = 5.52833301 \text{ kg/cm}$ $\delta_b = 0.17 \text{ cm}$ $\delta_a = 0.17 \text{ cm}$
--	--

PARA TABLERO CON DOS LADOS CORTOS DISCONTINUOS $W_b = 0.013965517 \text{ kg/cm}$ $W_a = 5.656034483 \text{ kg/cm}$ $\delta_b = 0.08 \text{ cm}$ $\delta_a = 0.08 \text{ cm}$	PARA TABLERO CON UN LADO LARGO DISCONTINUO $W_b = 0.32965116 \text{ kg/cm}$ $W_a = 5.34034884 \text{ kg/cm}$ $\delta_b = 0.40 \text{ cm}$ $\delta_a = 0.40 \text{ cm}$
--	--

DEFORMACION PERMISIBLE **1.63** cm
3.88 cm

DEFORMACION EXISTENTE

AISLADO	0.66	cm
CENTRAL	0.13	cm
ESQUINA	0.27	cm
UN LADO CORTO DISC	0.13	cm
UN LADO LARGO DISC	0.27	cm
DOS LADOS COSRTOS DISC	0.13	cm
DOS LADOS LARGOS DISC	0.63	cm

3.3.2.5. Diseño zapata

Se realiza el diseño de una zapata considerando las descargas de la combinación más desfavorable. Se hizo de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para diseño de cimentaciones del RCDF.

Para el diseño de la zapata se tomaron las descargas de los resultados del programa, considerando la profundidad de desplante y la capacidad de carga indicada en el capítulo 1.

Datos Geométricos:

Lx=	450	cm	(Dimensión de Zapata)		
Ly=	450	cm	(Dimensión de Zapata)		
H=	150	cm	(Profundidad de desplante)		
Hdado=	0	cm	(Altura del dado sobre NTC 0.00)		
h1=	140	cm	(peralte inicial)		
h2=	140	cm	(peralte final)		
rec=	5	cm	(Recubrimiento al centro de varillas)		
Dx=	90	cm	(Dimensión del dado)		
Dy=	90	cm	(Dimensión del dado)		
dflex x=	135.0	cm	(peralte al paño del dado)	dflex y=	135.0 cm
ddir x=	135.0	cm	(peralte a d/2 del dado)	dcort y=	135.0 cm
dcor x=	135.0	cm	(peralte a d del dado)	ddir y=	135.0 cm

Datos de Resistencia:

f'c=	250	kg/cm2	f'c=	200	kg/cm2	f'c=	170	kg/cm2
Fy=	4200	kg/cm2				β1=	0.85	
qa grav=	45.00	ton/m2	(Resistencia del terreno ante cargas permanentes)					
qa sismo=	67.50	ton/m2	(Resistencia del terreno ante cargas accidentales)					
FRm=	0.9		(Factor de reducción de resistencia en Flexión)					
FRc=	0.8		(Factor de reducción de resistencia en Cortante)					
FRd=	0.7		(Factor de reducción de resistencia tensión diagonal)					
FC grav=	1.4		(Factor de carga condición gravitacional)					
FC sism=	1.1		(Factor de carga condición sismo)					

Datos Adicionales:

γt=	1.6	ton/m3	(Peso del terreno)
ωa=	590	kg/m2	(Sobrecarga adicional sobre proyección de zapata)
Wz+d=	46.462	ton	
Wterr=	2.074	ton	
Wadic=	7.646	ton	
	56.182	ton	

a) Revisión por Flexión (zona crítica al paño del dado)

ρmax=	0.0152	Vars #	10
ρmin=	0.0026	Avar=	7.94 cm2

		d	FC qa	Mu	Mu/		As req	S req	
		(cm)	(ton/m2)	(ton m)	Fr b d2 f'c	q req	(cm2/m)	(cm)	
Grav. Xx	Alrededor Y	135.0	63.00	102.06	0.037	0.037	0.0015	35.58	22.32
	Alrededor X	135.0	74.25	120.29	0.043	0.044	0.0018	35.58	22.32
Acc.	Alrededor Y	135.0	63.00	102.06	0.037	0.037	0.0015	35.58	22.32
	Alrededor X	135.0	74.25	120.29	0.043	0.044	0.0018	35.58	22.32
		135.0					0.0018	35.58	22.32
Separación a utilizar:		20	cm				O.K.		
	ρ=	0.0029							

b) Revisión por Tensión Diagonal

vcr=	9.90 kg/cm2		Datos contratraves
d=	135.0 cm	(peralte crítico a d/2 del paño)	b= 40 cm
b0=	900.0 cm	(perímetro crítico)	h= 100 cm
Acr z=	121,500.0 cm2	(Área crítica zapata)	No. Ct.= 4
			Acr Ct= -6,400.0 cm2
Acr tot=	115,100.0 cm2	(Considerando Contratraves)	
Aneta=	151,875.0 cm2	(Área para calcular carga)	
Vu grav=	956.81 ton		
Vu sism=	1,127.67 ton		
vu grav=	8.31 kg/cm2		
vu sism=	9.80 kg/cm2		
vu max=	9.80 kg/cm2		
		vu/vcr= 0.99 o.k.	

c) Revisión por Cortante como viga ancha

vcr=	3.26 kg/cm2		
d=	135.0 cm	(peralte crítico a d del paño)	
(L-D)/2=	180 cm	(lado tributario crítico)	
Lmin=	450 cm		
Lmax=	450 cm		
Lx=	100 cm	x= 125 cm	y= 56% cm
fe=	0.7778	(factor de eficiencia o participación de carga)	
Vu grav=	20.33 ton/m		
Vu sism=	24.63 ton/m		
vu grav=	1.51 kg/cm2		
vu sism=	1.82 kg/cm2		
vu max=	1.82 kg/cm2		
		vu/vcr= 0.56 o.k.	

d) Capacidad Máxima

P grav=	855.07 ton
P sism=	1,310.69 ton

Volumen de Concreto:

Dado:	1.215 m3
Zapata:	18.144 m3
	19.359 m3

e) Acero Mínimo en Cara Superior

En contacto con el terreno:	si
as (cm2/cm) =	0.1375
As req. (cm2) =	13.75
Vars #	8
	Vars #8 @ 37 cm

Para fines de este trabajo, se consideró un solo tipo de zapata, que corresponde a la combinación más desfavorable.

4. Diseño del edificio en Acero

4. Diseño del edificio en Acero.

4.1 Modelo de Análisis.

Al igual que en capítulo anterior, se utiliza el programa de cómputo ETABS, para realizar un modelo del edificio del cual se puedan obtener todas las fuerzas internas de cada uno de los elementos que componen la estructura como respuesta a las cargas aplicadas, y poder diseñar cada uno de dichos elementos.

El modelo se fue construyendo según los pasos que se enlistan a continuación:

13. Como primer paso, se deben elegir las unidades con las que se ingresarán los datos. Por sencillez y familiaridad con el sistema métrico este fue el que se eligió para proporcionar los datos al programa. Dimensiones en metros (m), cargas en toneladas (ton).
14. Se define una malla, con los ejes que ya se habían definido en la estructuración, respetando la separación entre ejes. Los ejes de hecho se pueden nombrar de acuerdo al proyecto arquitectónico, eso facilita mucho la ubicación de los elementos estructurales, que prácticamente es la misma que en planos.
15. Se definen los materiales con los que se diseñará la estructura. Las características del acero estructural son las siguientes:

Masa	0.7981 ton/m ²
Peso volumétrico	7.833 ton/m ³
Modulo de Elasticidad	20 389 020 ton/m ²
Relación de Poisson's	0.3
Esfuerzo de fluencia	$f_y = 35150 \text{ ton/m}^2$
Esfuerzo de ruptura	$F_u = 45699.526 \text{ ton/m}^2$

16. Se ingresan las dimensiones de las secciones preliminares, de columnas, trabes y contr trabes.

Columnas	Sección cajón con distintas dimensiones: OK1: 0.5070 x 0.5070 x 0.0254; OK2: 0.4950 x 0.4570 x 0.0190 OK3: 0.4890 x 0.4890 x 0.0160 OK4: 0.4830 x 0.4830 x 0.0130 OK5: 0.4770 x 0.4770 x 0.0100 dimensiones en metros.
Trabes	Son perfiles laminados sección I. Se tomaron las variantes de secciones que el programa tiene de forma preestablecida.

Contratraves Sección rectangular, con las siguientes dimensiones: 0.40 x 0.90, dimensiones en metros.

17. Se definen las losas. Para este diseño se utiliza el sistema de piso losacero. De acuerdo a las cargas muertas y vivas que estarán actuando se selecciona del catálogo comercial el espesor de la losa. Se indicará más adelante los datos del catálogo de donde se tomaron las características de la losacero.

El diseño de la losa no se realizara en el modelo, el objetivo de estos elementos es aplicar la carga uniformemente repartida sobre esta, para que a su vez esta la distribuya a los distintos elementos estructurales.

18. Se definen los tipos de cargas estáticas:

PP	Peso Propio
CM	Carga Muerta
CV	Carga Viva
CVR	Carga Viva Reducida (para cargas accidentales, sismo, según el RCDF)
FACH	Cargas de Fachada

19. Se define el espectro de diseño. En este caso se realizará el análisis dinámico modal, el programa permite realizar este tipo de análisis, solo definiendo el espectro de diseño según la zona en la que está ubicado el edificio.

En el capítulo 2, se mostró la gráfica del espectro de diseño. En el programa se ingresa como un archivo de texto; el programa al leer los datos puede desplegar la gráfica.

Ya definido el espectro, se deben definir también, los casos de respuesta. Se define la acción del sismo en dirección de X, definida como la carga SPECX; y se define otra condición de carga que sea en dirección de Y, SPECY. Estas cargas tomaran los valores del espectro de diseño para simular el efecto del sismo sobre la estructura.

Los valores de las ordenadas al origen del espectro se multiplican por el valor de la gravedad, $g= 9.81 \text{ m/s}^2$, para obtener las fuerzas que actúan sobre cada uno de los elementos. Se debe multiplicar por el valor de la aceleración gravitacional ya que los valores de “a” que son las ordenadas, están como una fracción de la aceleración de la gravedad.

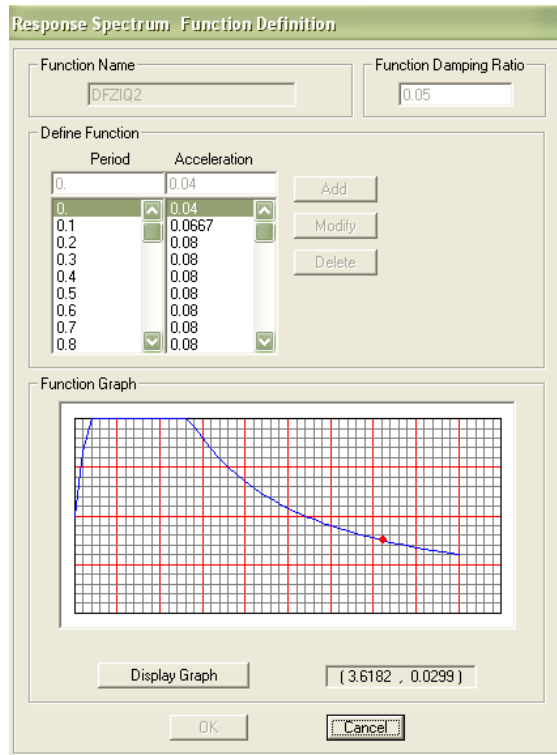


Figura. Espectro de diseño, definido en el modelo de ETABS

20. Se definen las combinaciones de carga. Estas se definen a partir de lo que establece el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Se presenta una tabla para mostrar los factores que se tomaron para las combinaciones que van a servir para revisar estados límite de servicio y estados límite de falla, así como el diseño de cada uno de los elementos estructurales.

Estados límite de servicio. Según el RCDF se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

Estado límite de falla. Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cuales quiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurra daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

21. De acuerdo a la estructuración que se planteo en el capítulo 2, se dibujan barras, por elevación, que simularan las columnas. Para cada planta o

entrepiso se unen los nodos de las columnas con barras, que simularan las trabes, así se forman los marcos.

Como anteriormente ya se definieron las secciones de columnas y trabes, al dibujar los elementos se puede hacer con la sección que se considerará para el diseño; o se pueden dibujar todos los elementos barra con una sección cualquiera y después asignar secciones.

22. Ya dibujados todos los marcos de la estructura, en planta se pueden dibujar las trabes secundarias, que son las que dividirán los tableros grandes en tableros más pequeños. Seguido de esto se pueden dibujar los elementos losa.
23. Cuando ya se tiene dibujada toda la geometría del edificio, asignadas las secciones que a su vez ya tienen asignadas las propiedades de los materiales, se procede a aplicar las cargas que se definieron anteriormente correspondientes a cada zona y nivel del edificio.

Para el caso de las cargas, ya sea de azotea, departamento, terraza o estacionamiento, a la carga total se está restando el peso de la losa, ya que este es un elemento que se está modelando y el programa automáticamente incluirá en el análisis el peso propio de cada uno de estos elementos, así como el de las columnas y trabes. Por ejemplo, para las cargas de azotea resulta lo siguiente:

Cargas en Azotea

Losa maciza 10 cm	240	kg/m ²
Entortado	80	kg/m ²
Impermeabilizante	15	kg/m ²
Instalaciones	5	kg/m ²
Sobrecarga (art. 197)	40	kg/m ²
	380	kg/m²

Se tiene como carga total el valor de 380 kg/m², considerando también el peso de la losa, pero como en el modelo la losa esta modelada, de ese valor de carga total se resta el peso de la losa, 240 kg/m², por lo que la carga real aplicada resulta ser de 140 kg/m².

24. Se asigna el tipo de apoyo, para poder obtener las descargas que servirán para diseñar la cimentación.

Generado el modelo, con todas las características de la estructura en cuanto a propiedades de los materiales, dimensiones de los elementos y cargas aplicadas, se ejecuta la corrida del programa, para obtener los elementos mecánicos de cada barra que conforman el modelo y así obtener el diseño de dichos elementos. Ya que el programa cuenta con un post procesador para diseño, solo indicándole el

reglamento a utilizar, el programa es capaz de presentar el diseño de los elementos barra.

El diseño de todas las columnas y trabes se realizó con el post procesador del programa, se trato de obtener las dimensiones y armados más óptimos para la estructura. Se presenta más adelante resultados de diseño de algunos elementos y se elegirá un elemento columna y un elemento trabe, para mostrar su diseño de acuerdo al RCDF a manera de comparación con el diseño que presenta el post procesador del programa.

4.2 Respuesta Global

Resulta muy sencillo y de gran ventaja, el usar un programa de computo para realizar tanto el análisis estructural como el diseño de cada uno de los elementos. Sin embargo, siempre es necesario verificar los resultados que nos arrojan los programas de análisis, con la finalidad de comprobar que los datos que estamos obteniendo están dentro de los valores que marca el reglamento para tener una estructura que durante todo su tiempo de vida útil no represente un riesgo para quienes la usen.

En respuesta global, se revisan de manera general los resultados que arroja el programa, comparándolos con valores teóricos o valores que indica el reglamento para garantizar que dichos resultados permitirán obtener un diseño adecuado de cada uno de los elementos estructurales.

Se enlistan los resultados que se revisaran:

- vi. Periodos de la estructura
- vii. Desplazamientos de la estructura
- viii. Porcentaje de participación de masas para el análisis dinámico
- ix. Cortante en la base
- x. Balance de cargas

vi. Periodos de la estructura

Los periodos de la estructura que se obtienen están relacionados con sus desplazamientos. Los valores de los periodos de la estructura obtenidos del programa de análisis son los siguientes:

Para dirección en x: $T_x = 1.8412 \text{ s}$

Para dirección en y: $T_y = 1.5746 \text{ s}$

M O D A L P E R I O D S A N D F R E Q U E N C I E S

MODE	PERIOD (TIME)	FREQUENCY (CYC/TIME)	FREQUENCY (RAD/TIME)	EIGENVALUE (RAD/TIME) **2
1	1.841248	0.543110	3.412461	11.644887
2	1.574612	0.635077	3.990308	15.922556
3	1.190133	0.840242	5.279398	27.872038
4	0.659972	1.515215	9.520375	90.637547
5	0.555527	1.800093	11.310315	127.923237
6	0.435703	2.295139	14.420782	207.958961
7	0.403799	2.476479	15.560179	242.119172
8	0.361046	2.769731	17.402734	302.855142
9	0.286678	3.488232	21.917210	480.364076
10	0.270465	3.697340	23.231075	539.682862
11	0.256316	3.901434	24.513435	600.908520
12	0.240311	4.161278	26.146083	683.617656

Periodos del edificio según análisis dinámico en el ETABS

Considerando estos valores y la gráfica del espectro de diseño, se puede observar que se trata de una estructura un tanto flexible, se deben revisar los desplazamientos para corroborar que cumple con los permisibles. También se observa que la solución con estructura metálica es más flexible que la de concreto reforzado.

vii. Desplazamientos

Los desplazamientos que se revisan son los que resultan del análisis de las fuerzas sísmicas calculadas con el análisis dinámico.

Para obtener los desplazamientos de la estructura se generaron dos combinaciones, una para obtener los correspondientes a la dirección X y otra para obtener los desplazamientos en la dirección Y.

Desplazamientos en X: $2(\text{SPECX}) + 0.30 \times 2(\text{SPECY})$

Desplazamientos en Y: $2(\text{SPECY}) + 0.30 \times 2(\text{SPECX})$

Donde:

- SPECX Fuerza sísmica en dirección X
- SPECY Fuerza sísmica en dirección Y
- 2 Es el valor que corresponde a Q
- 0.30 Representa el 30% de participación para esa fuerza.

Según el RCDF, en sus NTC para diseño por sismo, en la sección 1.8 se establece que las diferencias entre los desplazamientos laterales de pisos consecutivos producidos por las fuerzas cortantes sísmicas de entrepiso no

excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo que no haya elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables, como muros de mampostería, o éstos estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será de 0.012.

Se muestra los desplazamientos de todos los entrepisos (valores de columnas DISP-X y DISP-Y) y la diferencia de desplazamientos entre cada nivel en los nodos de las esquinas para la dirección en X y la dirección en Y (valores de columnas DRIFT-X y DRIFT-Y), verificando que no exceden el límite antes mencionado.

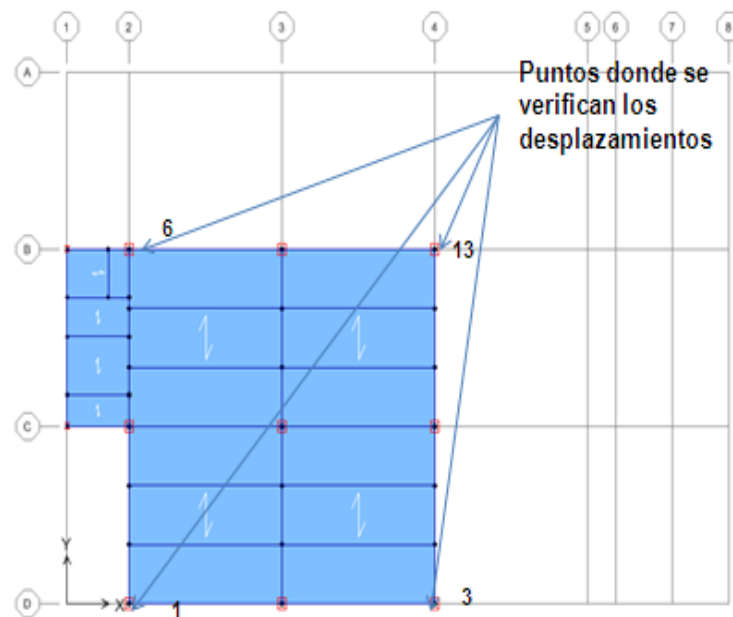


Figura. Nodos donde se verifican los desplazamientos.

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 1				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
RZ0	0.149362	0.043015	0.001108	0.000351
N12	0.145810	0.041981	0.001848	0.000520
N11	0.139898	0.040404	0.002562	0.000677
N10	0.131611	0.038292	0.003017	0.000769
N09	0.121677	0.035813	0.003482	0.000876
N08	0.110011	0.032904	0.003886	0.000973
N07	0.096784	0.029601	0.004085	0.001015
N06	0.082703	0.026102	0.004310	0.001075
N05	0.067737	0.022357	0.004332	0.001119
N04	0.052682	0.018428	0.003640	0.001078
N03	0.040212	0.014623	0.002700	0.001029
N02	0.030698	0.010987	0.002634	0.000885
N01	0.021267	0.007881	0.002424	0.000821
E1	0.012797	0.005011	0.002183	0.000804
E2	0.005161	0.002198	0.001434	0.000611

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 1

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 1				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
RZ0	0.064630	0.107819	0.000451	0.000894
N12	0.063285	0.104784	0.000840	0.001267
N11	0.060712	0.100486	0.001207	0.001645
N10	0.056927	0.094899	0.001420	0.001891
N09	0.052346	0.088430	0.001642	0.002167
N08	0.046912	0.080958	0.001840	0.002410
N07	0.040705	0.072575	0.001938	0.002517
N06	0.034090	0.063751	0.002065	0.002657
N05	0.027047	0.054372	0.002113	0.002779
N04	0.020058	0.044507	0.001792	0.002753
N03	0.014879	0.034692	0.001040	0.002706
N02	0.011465	0.025016	0.000970	0.002351
N01	0.008025	0.016599	0.000895	0.001809
E1	0.004913	0.010271	0.000824	0.001656
E2	0.002039	0.004475	0.000566	0.001243

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 1

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 3				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.149361	0.046895	0.001109	0.000348
N12	0.145809	0.045753	0.001848	0.000566
N11	0.139897	0.043904	0.002562	0.000785
N10	0.131610	0.041307	0.003017	0.000921
N09	0.121675	0.038210	0.003482	0.001072
N08	0.110009	0.034553	0.003886	0.001206
N07	0.096782	0.030389	0.004086	0.001268
N06	0.082699	0.025966	0.004306	0.001356
N05	0.067745	0.021202	0.004354	0.001420
N04	0.052612	0.016197	0.003685	0.001402
N03	0.040071	0.011262	0.002633	0.001004
N02	0.030727	0.007773	0.002646	0.000787
N01	0.021261	0.005143	0.002421	0.000572
E1	0.012799	0.003157	0.002192	0.000527
E2	0.005131	0.001312	0.001425	0.000365

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 3

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 3				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.064624	0.133269	0.000451	0.000966
N12	0.063279	0.130055	0.000839	0.001594
N11	0.060707	0.124848	0.001206	0.002229
N10	0.056924	0.117519	0.001419	0.002618
N09	0.052344	0.108766	0.001642	0.003046
N08	0.046911	0.098422	0.001839	0.003422
N07	0.040705	0.086628	0.001938	0.003595
N06	0.034088	0.074092	0.002062	0.003850
N05	0.027056	0.060563	0.002125	0.004033
N04	0.020024	0.046328	0.001873	0.003965
N03	0.014838	0.032318	0.000975	0.002812
N02	0.011449	0.022362	0.000975	0.002184
N01	0.008013	0.014614	0.000892	0.001643
E1	0.004910	0.008876	0.000828	0.001483
E2	0.002024	0.003685	0.000562	0.001024

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 3

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 6				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.139614	0.043060	0.001117	0.000361
N12	0.136014	0.041982	0.001795	0.000521
N11	0.130202	0.040413	0.002438	0.000678
N10	0.122241	0.038299	0.002850	0.000774
N09	0.112790	0.035801	0.003273	0.000879
N08	0.101770	0.032883	0.003642	0.000973
N07	0.089335	0.029579	0.003823	0.001020
N06	0.076141	0.026062	0.004028	0.001077
N05	0.062156	0.022307	0.004056	0.001119
N04	0.048116	0.018375	0.003441	0.001079
N03	0.036425	0.014562	0.002583	0.001027
N02	0.027306	0.010935	0.002637	0.000873
N01	0.017872	0.007920	0.002127	0.000847
E1	0.010439	0.004957	0.001827	0.000814
E2	0.004048	0.002108	0.001124	0.000585

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 6

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 6				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.054715	0.107856	0.000452	0.000915
N12	0.053424	0.104746	0.000753	0.001269
N11	0.051205	0.100445	0.001033	0.001648
N10	0.048045	0.094848	0.001195	0.001896
N09	0.044245	0.088362	0.001370	0.002170
N08	0.039755	0.080877	0.001530	0.002412
N07	0.034635	0.072487	0.001611	0.002521
N06	0.029179	0.063646	0.001726	0.002658
N05	0.023385	0.054263	0.001783	0.002781
N04	0.017732	0.044389	0.001546	0.002750
N03	0.013680	0.034581	0.000970	0.002709
N02	0.010410	0.024894	0.001015	0.002373
N01	0.006798	0.016413	0.000801	0.001765
E1	0.004002	0.010240	0.000690	0.001664
E2	0.001590	0.004416	0.000442	0.001227

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 6

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 13				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.139603	0.046884	0.001115	0.000343
N12	0.136008	0.045751	0.001793	0.000566
N11	0.130207	0.043900	0.002439	0.000786
N10	0.122242	0.041303	0.002850	0.000920
N09	0.112788	0.038208	0.003274	0.001072
N08	0.101766	0.034552	0.003642	0.001206
N07	0.089330	0.030387	0.003824	0.001267
N06	0.076129	0.025968	0.004025	0.001356
N05	0.062157	0.021204	0.004077	0.001421
N04	0.048042	0.016194	0.003485	0.001397
N03	0.036316	0.011270	0.002531	0.001011
N02	0.027336	0.007774	0.002664	0.000796
N01	0.017809	0.005142	0.002106	0.000569
E1	0.010449	0.003160	0.001825	0.000529
E2	0.004065	0.001308	0.001129	0.000363

Tabla. Desplazamientos en dirección X, para el nodo 13

DISPLACEMENTS AND DRIFTS AT POINT OBJECT 13				
File				
STORY	DISP-X	DISP-Y	DRIFT-X	DRIFT-Y
AZ0	0.054710	0.133265	0.000451	0.000963
N12	0.053412	0.130059	0.000752	0.001594
N11	0.051198	0.124852	0.001032	0.002229
N10	0.048039	0.117522	0.001195	0.002618
N09	0.044238	0.108771	0.001370	0.003045
N08	0.039748	0.098428	0.001529	0.003422
N07	0.034628	0.086635	0.001612	0.003595
N06	0.029169	0.074101	0.001722	0.003850
N05	0.023384	0.060571	0.001794	0.004033
N04	0.017699	0.046335	0.001622	0.003965
N03	0.013763	0.032324	0.000965	0.002814
N02	0.010365	0.022366	0.001017	0.002197
N01	0.006752	0.014577	0.000791	0.001625
E1	0.003991	0.008900	0.000689	0.001489
E2	0.001582	0.003689	0.000440	0.001025

Tabla. Desplazamientos en dirección Y, para el nodo 13

Según las tablas que muestran las diferencias de desplazamientos entre los entresijos para 4 nodos, no existe ningún valor que rebase el límite de 0.012. Se

compara con este valor ya que la estructura no tiene elementos que no soporten deformaciones, en este caso muros.

viii. Porcentaje de participación de masas para el análisis dinámico

Para realizar el análisis dinámico las masas se toman de las cargas gravitacionales que se aplicaron, en este caso es de la carga muerta, incluyendo la carga de fachada y la carga viva reducida. El reglamento indica que para revisar una condición de carga accidental la carga viva que se emplea es la reducida.

Para que el análisis dinámico sea válido el porcentaje de participación de todas las masas debe rebasar el 90 %, esto es con la finalidad de estar seguros de que el programa está considerando si no todas, la gran parte de las cargas aplicadas.

En el siguiente listado se muestra el porcentaje de participación de masas para cada uno de los modos. Los valores fueron calculados por el programa.

MODAL PARTICIPATING MASS RATIOS							
MODE	PERIOD	INDIVIDUAL MODE (PERCENT)			CUMULATIVE SUM (PERCENT)		
		UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	1.841248	63.3361	0.2213	0.0000	63.3361	0.2213	0.0000
2	1.574612	0.1979	62.8488	0.0001	63.5340	63.0701	0.0001
3	1.190133	0.0665	0.7063	0.0003	63.6005	63.7764	0.0003
4	0.659972	18.7270	0.0037	0.0009	82.3275	63.7801	0.0013
5	0.555527	0.0059	18.6786	0.0005	82.3334	82.4586	0.0018
6	0.435703	0.3367	0.0529	0.0003	82.6701	82.5116	0.0021
7	0.403799	7.2020	0.0085	0.0002	89.8721	82.5200	0.0022
8	0.361046	0.0117	7.5475	0.0006	89.8838	90.0676	0.0028
9	0.286678	0.7827	0.4353	0.0000	90.6665	90.5029	0.0028
10	0.270465	2.1260	0.0207	0.0020	92.7925	90.5236	0.0048
11	0.256316	0.0045	0.0000	0.4150	92.7970	90.5236	0.4198
12	0.240311	0.0082	2.7287	0.0003	92.8053	93.2523	0.4201

Program ETABS Version 9.2.0.0

File:DFacero_rA.OUT

Page

20

Según los valores de la tabla, en el modo 9 ya se tiene el porcentaje de masas arriba del 90 %, lo que nos indica que si efectivamente el programa si está considerando adecuadamente la participación de cada una de las cargas.

ix. Cortante en la base

El RCDF en sus NTC para diseño por sismo especifica que cuando se realice un análisis dinámico la fuerza cortante basal V_0 , en la dirección que se considere, no debe ser menor que

$$0.8a \frac{W_0}{Q}$$

Donde:

- α ordenada de los espectros de diseño, como fracción de la aceleración de de la gravedad.
- W_o Peso de la construcción en la base de la estructura, incluyendo carga muerta y carga viva.
- Q' factor de reducción de las fuerzas sísmicas con fines de diseño, función del periodo natural.

De no cumplir con dicho límite se deberán incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes, en una porción tal que V_o iguale a este valor.

Para calcular el cortante en la base se calcula primero el peso en la base, en la siguiente tabla se muestran los peso por nivel para obtener el peso total.

Cargas totales aplicada									
Nivel	Elev. (m)	h (m)	Area (m ²)	CM (kg/m ²)	Col, Losa, Trab. (Kg/m ²)	Fach (Kg/m ²)	CVR (kg/m ²)	CTOT (kg/m ²)	Wtot (ton)
Azotea	54.00	3.60	289.05	140	588.76	67.99	86.57	883.32	255.32
N12	50.40	3.60	273.12	232	588.33	93.58	96.26	1,010.12	275.88
N11	46.80	3.60	273.12	232	587.77	87.41	96.26	1,003.38	274.04
N10	43.20	3.60	273.12	232	592.85	135.68	96.26	1,056.74	288.61
N09	39.60	3.60	273.12	232	592.85	135.68	96.26	1,056.74	288.61
N08	36.00	3.60	273.12	232	592.85	135.68	96.26	1,056.74	288.61
N07	32.40	3.60	273.12	232	597.93	135.68	96.26	1,061.82	290.00
N06	28.80	3.60	273.12	232	597.93	189.39	96.26	1,115.53	304.67
N05	25.20	3.60	273.12	232	597.93	189.39	96.26	1,115.53	304.67
N04	21.60	3.60	273.12	232	603.01	147.16	96.26	1,078.38	294.52
N03	18.00	3.60	404.34	202.51	729.10	135.75	81.13	1,148.49	464.38
N02	14.40	3.60	404.34	233.6	731.12	86.00	94.23	1,144.94	462.94
N01	10.80	3.60	734.82	203.91	1059.49	46.74	79.70	1,389.84	1,021.27
E01	7.20	3.60	734.82	119.97	1059.36	16.00	100	1,295.33	951.83
E02	3.60	3.60	734.82	108.00	1060.30	20.26	100	1,288.56	946.86
Base	-		5,760.21						6,712.21

Tabla. Pesos del edificio por nivel.

Se tiene que el peso total en la base, considerando peso propio, carga muerta (se considera la carga de fachadas como carga muerta) y la carga viva reducida es:

$$W_o = 6712.21 \text{ ton}$$

Para calcular el cortante basal en dirección X, se tiene:

$$Q' = Q \quad \text{si se desconoce } T, \text{ o si } T \geq T_a$$

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_a}(Q - 1) \quad \text{si } T < T_a$$

$T_x = 1.84 \text{ s}$ (este valor se obtuvo del modelo)

Como $T = 1.84 \text{ s} > T_a = 0.2 \text{ s}$ $Q' = 2^{(1)}$

(2) Para el análisis dinámico se considero un $Q = 2$

Para calcular el valor de a se tiene que:

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

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

$$a = qc \quad \text{si } T > T_b$$

donde : $q = (T_b/T)^r$

$$T_b = 1.35 \text{ s} < T = 1.84 \text{ s}$$

$$r = 1$$

$$q = \left(\frac{1.35}{1.84} \right) = 0.7337$$

$$c = 0.16$$

$$a = 0.7337 * 0.16 = 0.1174$$

Por lo tanto $V_o = 0.8 * 0.1174 * \frac{6712.21}{2} = 315.21 \text{ ton}$

De acuerdo al análisis dinámico que realizó el programa, se tiene que el cortante en la base para la dirección X es:

$$\text{SPECXx} = 322.438 \text{ ton}$$

$$\text{SPECXy} = 31.839 \text{ ton}$$

Fuerza cortante basal resultante es:

$$F_{ox} = \sqrt{322.438^2 + 31.839^2} = 324.01 \text{ ton}$$

Se calcula una resultante ya que en la combinación se toma la acción total del sismo en X mas el 30 % del sismo en Y.

Se puede ver que el resultado obtenido es casi el mismo valor, por lo que se considera que se toma por bueno el análisis dinámico para la dirección en X.

Para calcular el cortante basal en dirección Y, se tiene:

$T_x = 1.57 \text{ s}$ (este valor se obtuvo del modelo)

Como $T = 1.57 \text{ s} > T_a = 0.2 \text{ s}$ $Q' = 2$

$T_b = 1.35 \text{ s} < T = 1.57 \text{ s}$

$$q = \left(\frac{1.35}{1.57} \right) = 0.86$$

$$a = 0.86 * 0.16 = 0.1376$$

Por lo tanto $V_o = 0.8 * 0.1376 * \frac{6712.21}{2} = 369.38 \text{ ton}$

De acuerdo al análisis dinámico que realizó el programa, se tiene que el cortante en la base para la dirección Y es:

$$\text{SPECY}_x = 36.933 \text{ ton} \qquad \text{SPECY}_y = 382.414 \text{ ton}$$

Fuerza cortante basal resultante en dirección Y es:

$$F_{oy} = \sqrt{36.933^2 + 382.414^2} = 384.193 \text{ ton}$$

Se puede ver que el resultado obtenido es casi el mismo valor, por lo que se considera que se toma por bueno el análisis dinámico para la dirección en Y.

x. Balance de cargas

El balance de cargas se refiere a verificar que el programa está considerando las cargas que fueron aplicadas.

En la tabla que se muestra a continuación se calcularon los pesos de las cargas aplicadas: carga muerta (CM), carga viva (CV), carga viva reducida (CVR) y carga de fachada (FACH), en toneladas para poder comparar con la descarga que calculó el programa y verificar que no se están duplicando cargas.

Cargas totales aplicada					
Nivel	Elev. (m)	CM (Ton)	Fach (Ton)	CV (Ton)	CVR (Ton)
Azotea	54.00	51.96	13.26	41.08	23.53
N12	50.40	78.36	20.10	60.14	28.81
N11	46.80	71.98	17.97	59.33	38.87
N10	43.20	77.23	31.16	59.33	28.38
N09	39.60	77.23	31.16	59.33	28.38
N08	36.00	77.23	31.16	59.33	28.38
N07	32.40	77.23	31.16	59.33	28.38
N06	28.80	77.23	45.83	59.33	28.38
N05	25.20	77.23	45.83	59.33	28.38
N04	21.60	77.23	34.29	59.33	28.38
N03	18.00	102.05	48.99	81.64	52.74
N02	14.40	100.89	28.87	81.64	55.07
N01	10.80	157.38	28.44	137.82	128.48
E01	7.20	103.13	5.86	196.60	87.37
E02	3.60	103.13	8.99	196.60	87.37
Base	-	1,309.46	423.06	1,270.16	700.90

Tabla. Cargas aplicadas

LOADPP	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	-2.09E-30	3.02E-16	-2123.227	-21769.507	30635.924	9.29E-16
INERTIA	0	0	0	0	0	0
REACTNS	4.24E-10	-2.79E-11	2123.227	21769.507	-30635.924	-6.00E-09
TOTAL	4.24E-10	-2.79E-11	2.00E-11	1.35E-09	9.17E-09	-6.00E-09
LOADCMA	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	5.12E-31	0	-880.00173	-8107.355	12101.968	-4.52E-30
INERTIA	0	0	0	0	0	0
REACTNS	-1.06E-10	-9.37E-12	880.00173	8107.355	-12101.968	7.46E-10
TOTAL	-1.06E-10	-9.37E-12	1.28E-11	5.21E-10	-7.40E-10	7.46E-10
LOADCV	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	-2.30E-30	0	-1076.103	-10872.432	15176.757	2.03E-29
INERTIA	0	0	0	0	0	0
REACTNS	2.31E-10	-1.85E-11	1076.103	10872.432	-15176.757	-3.24E-09
TOTAL	2.31E-10	-1.85E-11	1.21E-11	8.48E-10	4.67E-09	-3.24E-09
LOADCVR	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	2.36E-30	0	-546.5916	-5450.318	7423.711	-2.09E-29
INERTIA	0	0	0	0	0	0
REACTNS	2.23E-10	-1.12E-11	546.5916	5450.318	-7423.711	-2.93E-09
TOTAL	2.23E-10	-1.12E-11	5.46E-12	5.10E-10	4.10E-09	-2.93E-09
LOADFACH	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	0	0	-438.308076	-4061.928	6015.342	0
INERTIA	0	0	0	0	0	0
REACTNS	1.78E-10	-3.49E-12	438.308076	4061.928	-6015.342	-2.45E-09
TOTAL	1.78E-10	-3.49E-12	3.75E-12	2.23E-10	4.36E-09	-2.45E-09
LOADCM0	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
APPLIED	5.58E-31	1.94E-16	-2359.522	-24113.925	33924.453	7.19E-16
INERTIA	0	0	0	0	0	0
REACTNS	4.88E-10	-3.21E-11	2359.522	24113.925	-33924.453	-6.89E-09
TOTAL	4.88E-10	-3.21E-11	2.14E-11	1.52E-09	1.06E-08	-6.89E-09

Tabla. Descargas obtenidas por el programa.

Se puede apreciar que en ambas tablas los valores de las descargas son prácticamente iguales, lo que muestra que en ningún momento el programa esta duplicando o restando carga.

4.3 Diseño de Elementos Estructurales.

Como se ha mencionado anteriormente, el usar un programa de computo para realizar el análisis estructural resulta muy práctico, ya que facilita mucho el trabajo y reduce el tiempo de ejecución; pero también es muy cierto que se deben verificar los resultados que nos arroja el programa para saber si en realidad está funcionando, si los valores devueltos por el programa están dentro de los valores esperados.

Para llegar al diseño de los elementos estructurales, el modelo se estuvo ajustando, esto implico realizar varias corridas, donde se iban ajustando las dimensiones o características de los materiales de manera que cada uno de los elementos soportara las fuerzas a las que estaba siendo sometido.

El diseño de todos elementos estructurales: vigas principales, vigas secundarias y columnas se realizó con el post procesador del programa. Se presentan en seguida imágenes del modelo donde se muestra la relación demanda capacidad de los ejes principales, para las columnas y para las trabes se muestran los porcentajes de refuerzo; esto es con la finalidad de poder ver que todos los elementos ya tienen la sección adecuada para soportar todas las cargas a las que estará sometida.

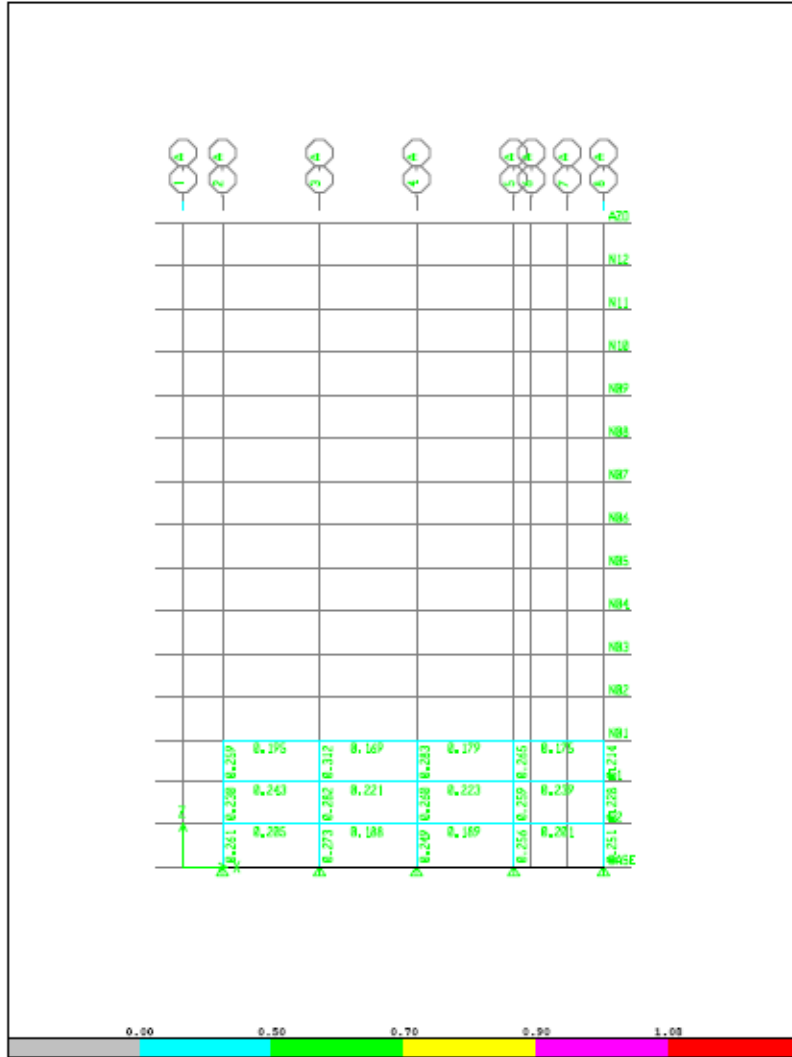


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas y traves eje A

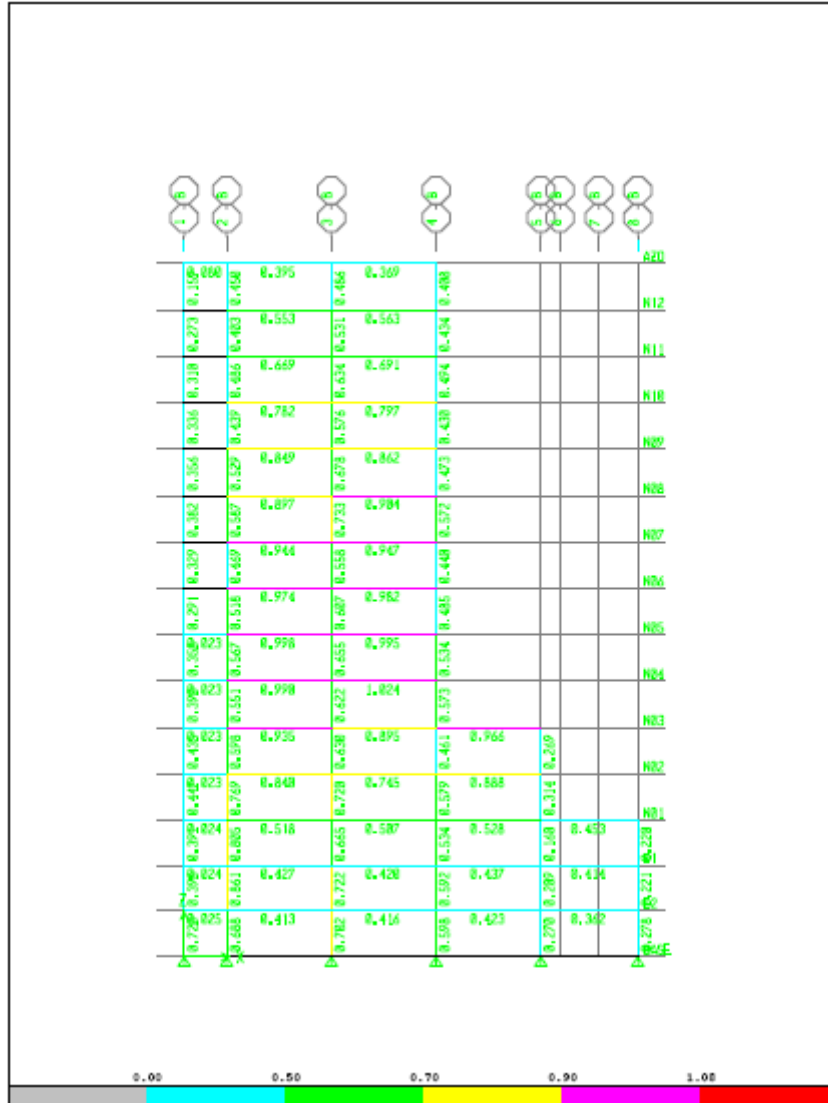


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas y travesaje eje B

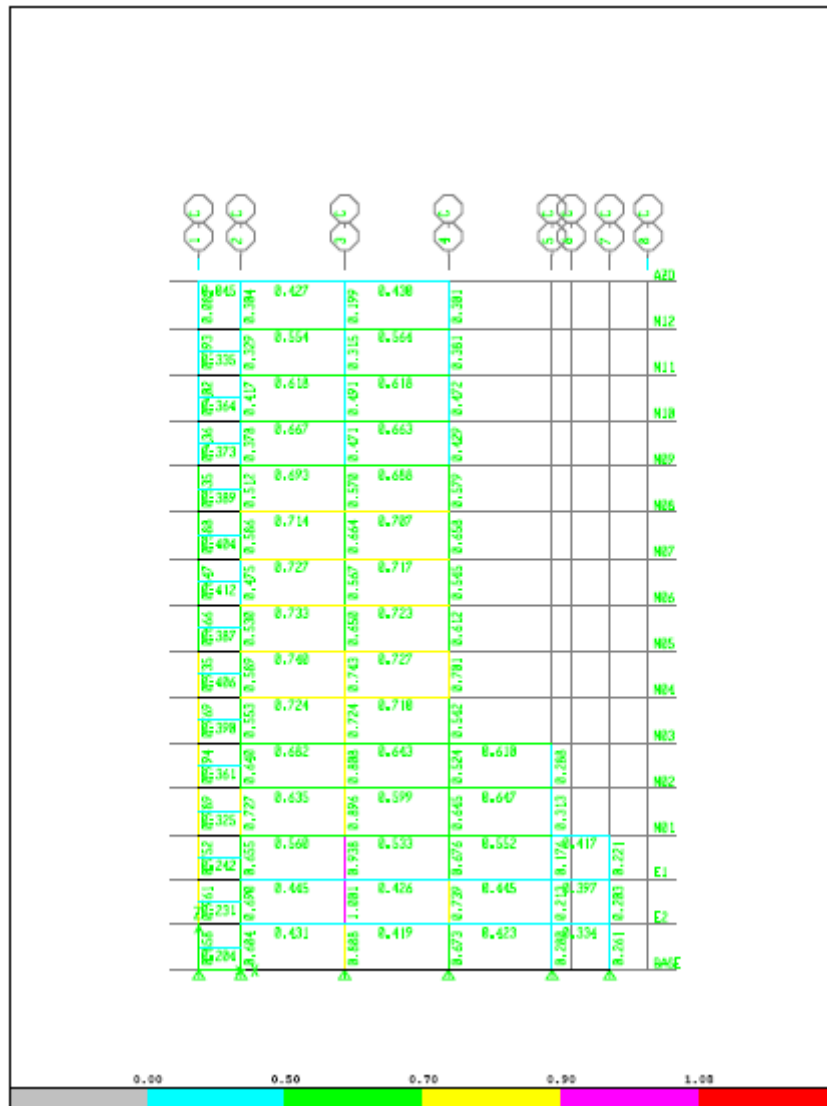


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas y traves eje C

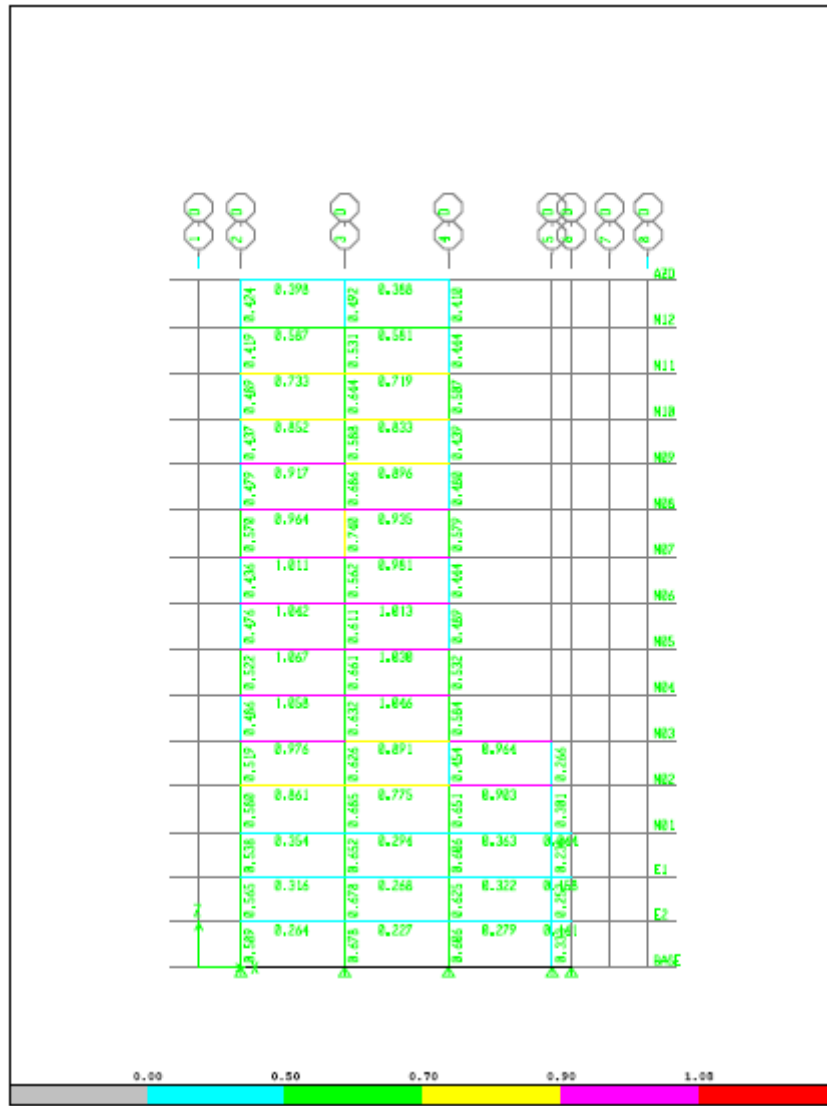


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, columnas y traves eje D

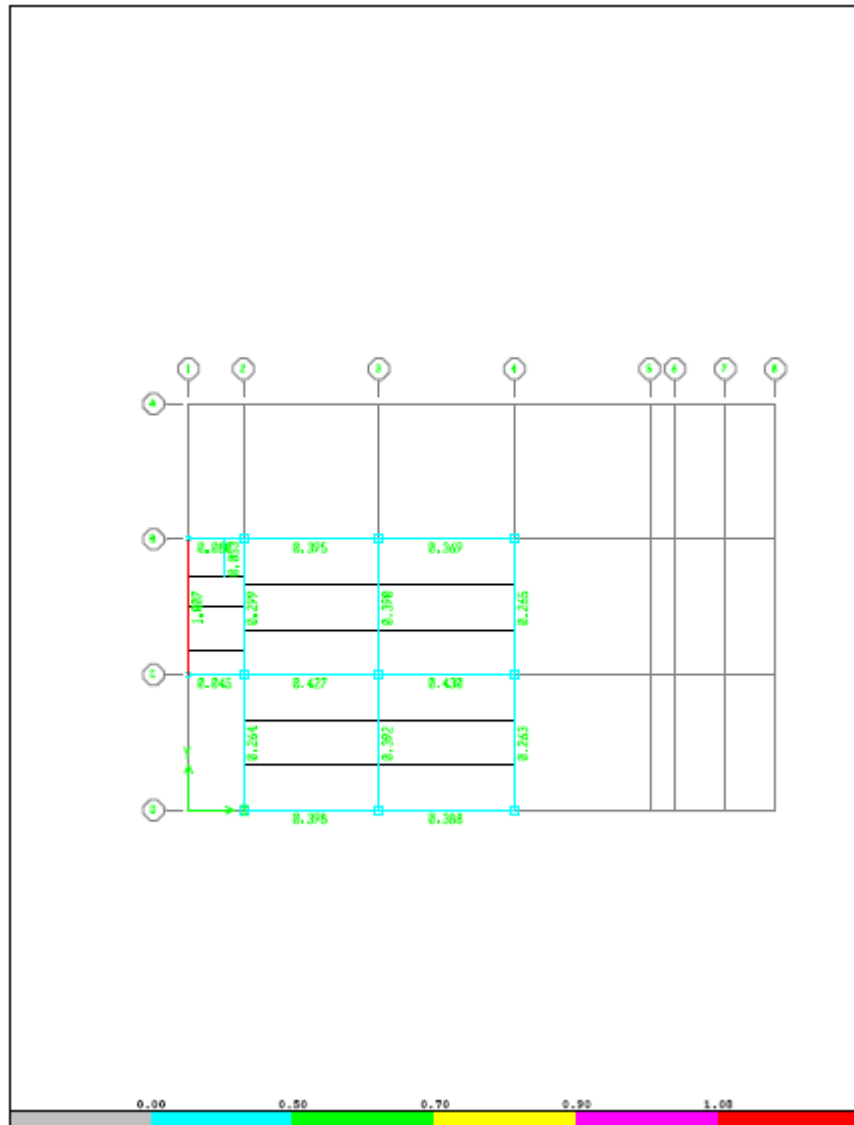


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, Nivel de Azotea

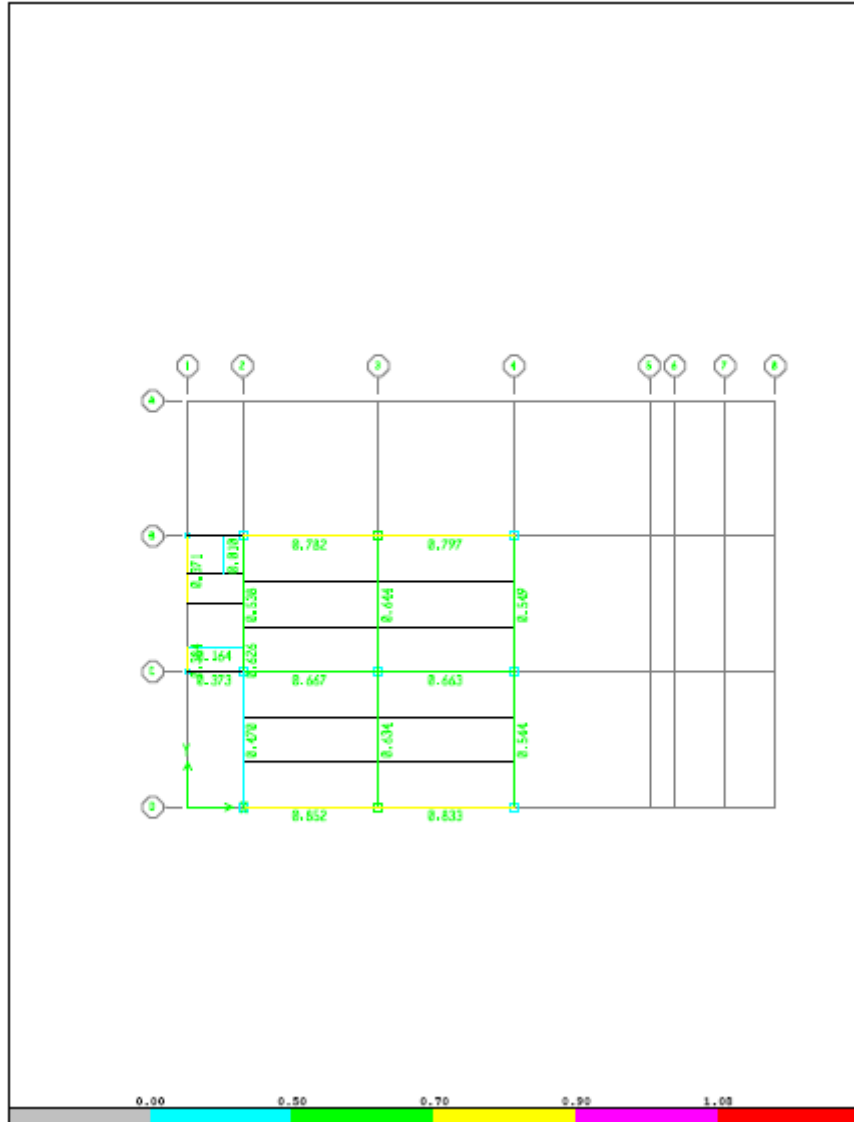


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, Nivel 10

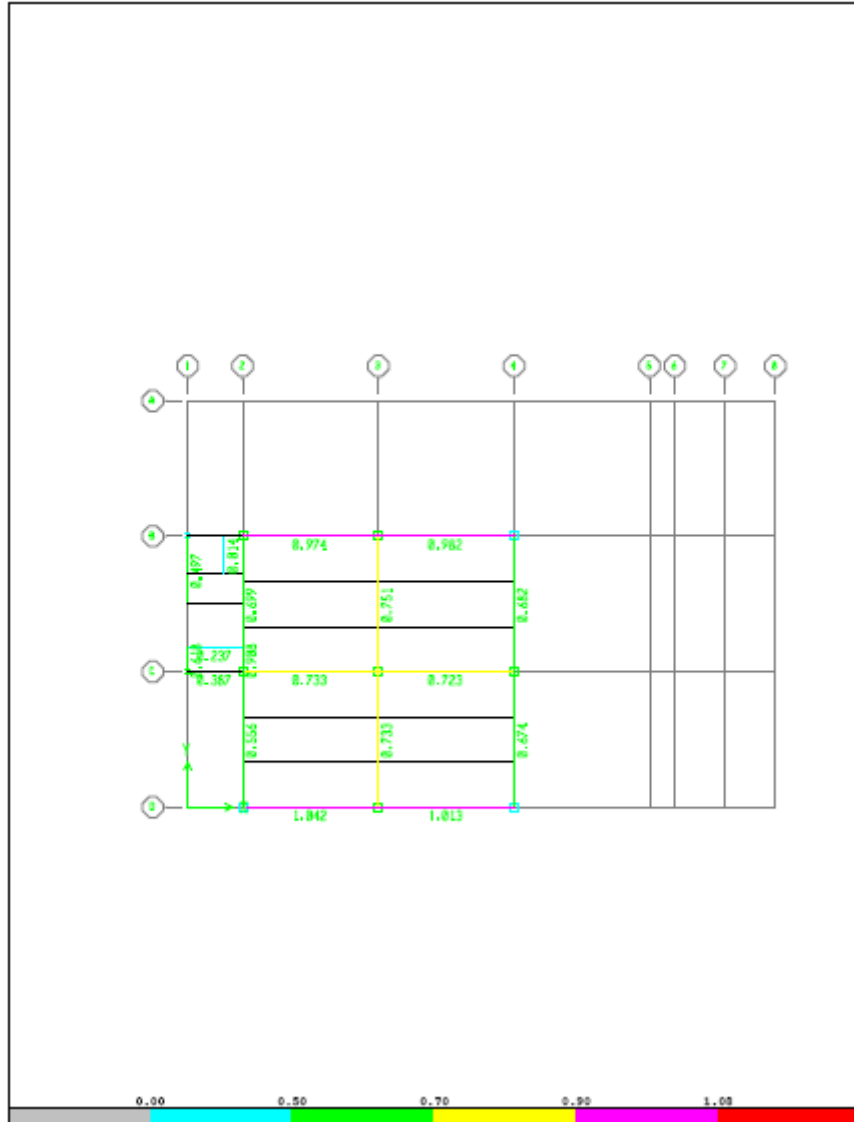


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, Nivel 06

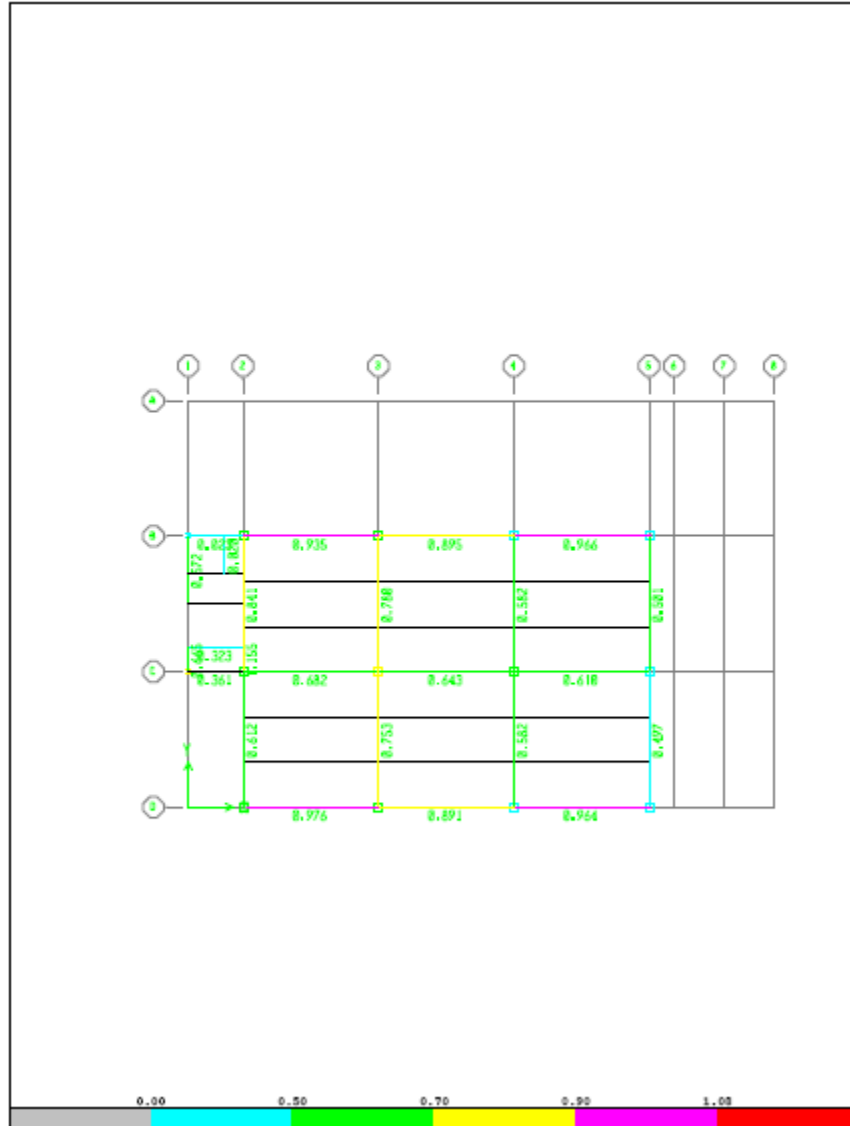


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, Nivel 03

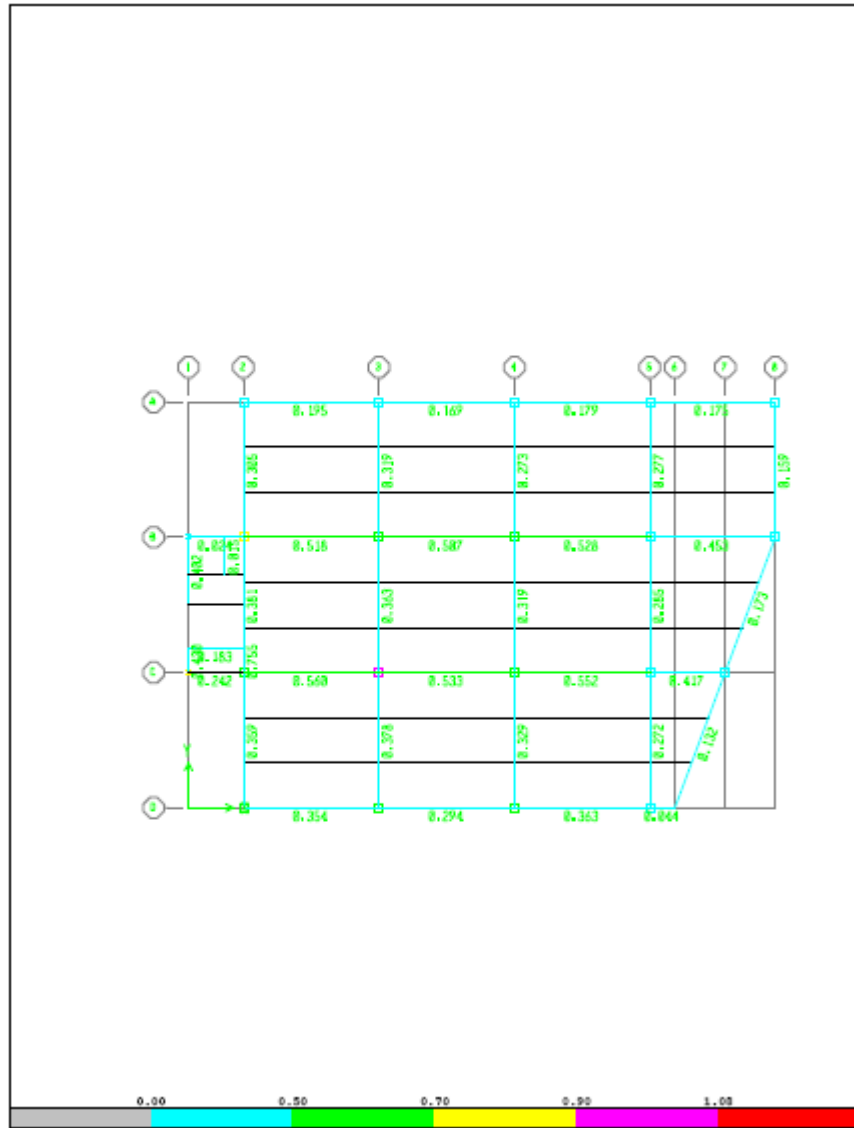


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, Nivel 01

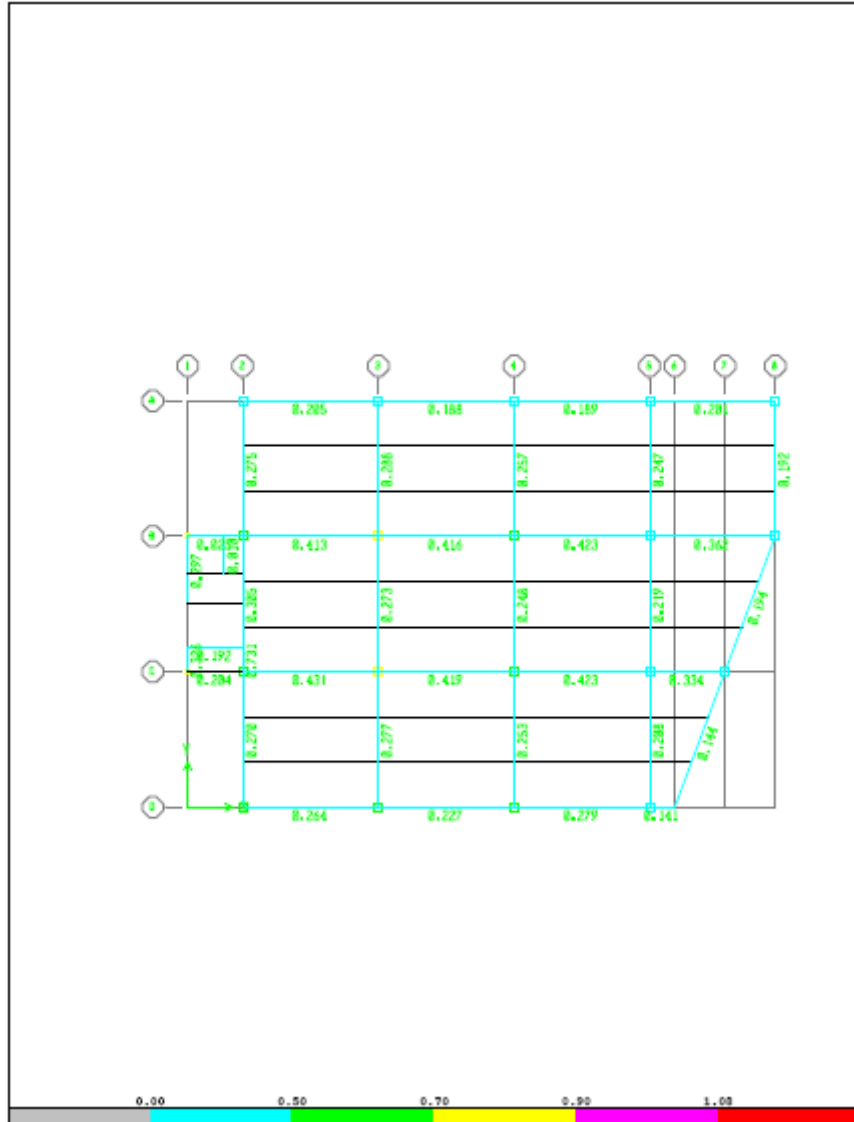


Figura. Relaciones Demanda-Capacidad, Nivel E2

En las figuras anteriores, para el caso de las columnas se puede apreciar que la relación demanda capacidad no rebasa el valor de 1, lo que significa que todas resisten las fuerzas que actúan sobre de ella.

Para el caso de las trabes, la relación demanda – capacidad es menor de 1, lo que indica que la sección elegida es adecuada.

Ya que el edificio es muy alto, y su estructura está formada de muchos elementos estructurales, se elige solo una columna, una trabe principal y una trabe secundaria para mostrar su diseño.

Se presenta el diseño de cada uno de estos elementos estructurales obtenido del postprocesador del programa y el calculado de forma tradicional, ambos con las especificaciones del AISC-LRFD93.

4.3.1. Diseño de elementos estructurales según el post procesador de programas ETABS.

4.3.1.1. Diseño columna.

La columna para la que se mostrara el diseño está ubicada en la intersección de los ejes 3, C, en el nivel E2, es la columna C8, la sección de la columna es una K01, que corresponde a una sección cajón de 495x457x19 mm.

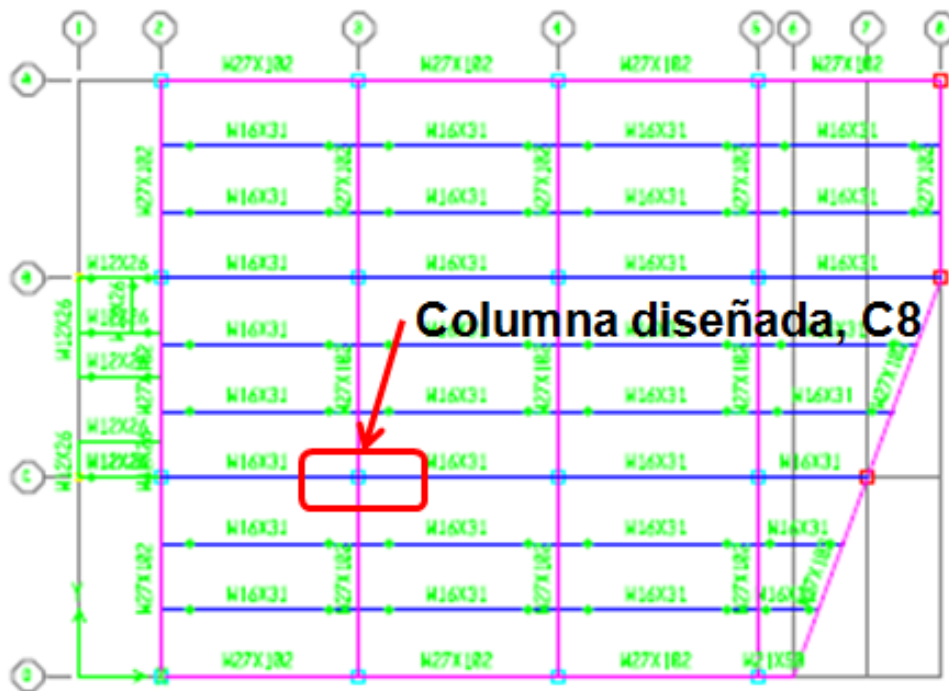


Figura. Ubicación en planta de la columna diseñada

ETABS Steel Design

Engineer: _____
 Project: _____
 Subject: _____

L15C L15D15 STEEL SECTION CHECK		Units: Ton.m (Supports for Conns and Struts)	
Level:	P2	Element ID:	84
Element Type:	Moment Resisting Frame	Section:	T15 082
Element Type:	Moment Resisting Frame	Class:	Class 1 (Compact)
I=8.670 Iy=8.668 Ix=0.001 Iyy=0.001 Izz=0.006 Izzx=0.006 Izz=0.005 Izzx=0.005 Izzx=0.131 Izzx=0.140 Sx=2035910.000 Sy=38100.000 Sxx= 0.000			
S-R33-M21 Demand/Capacity Ratio is 0.000 - 0.000 + 0.002 + 0.001			
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS			
		Mx	My
Combo	GRAV	-908.000	-0.400
		Vx	Vy
		0.210	0.101
			Wx
			-0.007
AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN (HL 1c)			
		DC	SH1/DC
		Force	Flange/Flange
Axial		858.000	970.015 1346.719
		Mx	My
		0.165	153.517
Major Bending		0.020	103.079
		Ux	Uy
		Factor	Factor
		1.000	1.000
		Uz	Uw
		Factor	Factor
		1.000	1.000
		L	UD
		Factor	Factor
		1.000	1.000
SHEAR DESIGN			
		Vx	Vy
		Force	Stress
Major Shear		0.141	357.088
Minor Shear		0.057	374.604

4.3.1.2. Diseño trabe principal.

La trabe principal, de la cual se muestra el diseño, es la B13, está ubicada en el Nivel E2 , sobre el eje C, entre los ejes 3 y 4. Se trata de una sección IR (W16x31).

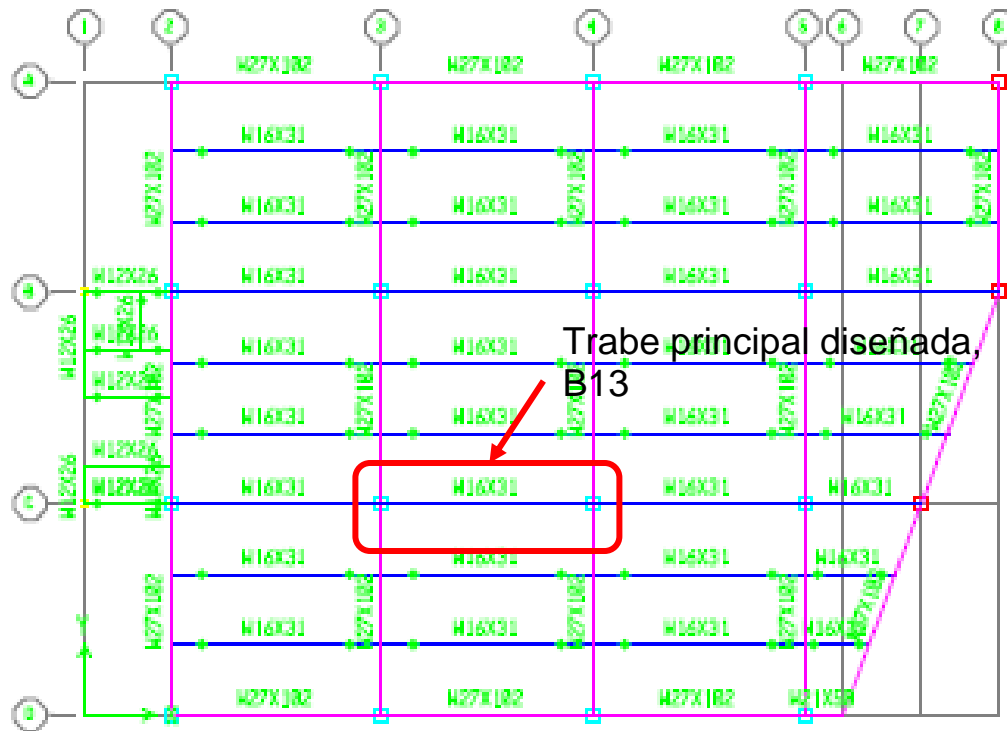


Figura. Ubicación de la trabe principal diseñada

ETABS Steel Design

Engineer _____
 Project _____
 Subject _____

AISC-LRFD93 STEEL SECTION CHECK Units: Ton-m (Summary for Combo and Station)									
Level: E2 Element: B13 Station Loc: 7.872 Section ID: W16X31									
Element Type: Moment Resisting Frame Classification: Compact									
L=8.100									
A=0.006 -122=5.161E-06 -133=1.561E-04 -222=1.152E-04 -233=8.849E-04									
s22=7.349E-05 s33=7.730E-04 r22=0.030 r33=0.163									
E=20389020.000 fy=35150.000									
RLLF=0.932									
P-M33-M22 Demand/Capacity Ratio is 0.419 = 0.000 + 0.418 + 0.000									
STRESS CHECK FORCES & MOMENTS									
		P	M33	M22	V2	V3			
Combo	GRAV	0.117	-11.295	2.149E-04	9.038	1.922E-04			
AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)									
		Pu	phi*Pnc	phi*Pnt					
		Load	Strength	Strength					
Axial		0.117	141.379	186.340					
		Mu	phi*Mn	Cm	B1	B2	K	L	Cb
		Moment	Capacity	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor	Factor
Major Bending		11.295	27.009	1.000	1.000	1.000	1.000	0.944	1.018
Minor Bending		2.149E-04	3.487	1.000	1.000	1.000	1.000	0.200	
SHEAR DESIGN									
		Vu	Phi*Vn	Stress					
		Force	Strength	Ratio					
Major Shear		9.038	53.545	0.169					
Minor Shear		1.922E-04	49.661	3.870E-06					

4.3.1.3. Diseño trabe secundaria.

La trabe secundaria, de la cual se muestra el diseño, es la B49, está ubicada en el Nivel E2 , entre los ejes 3 y 4. Se trata de una sección I W16x31.

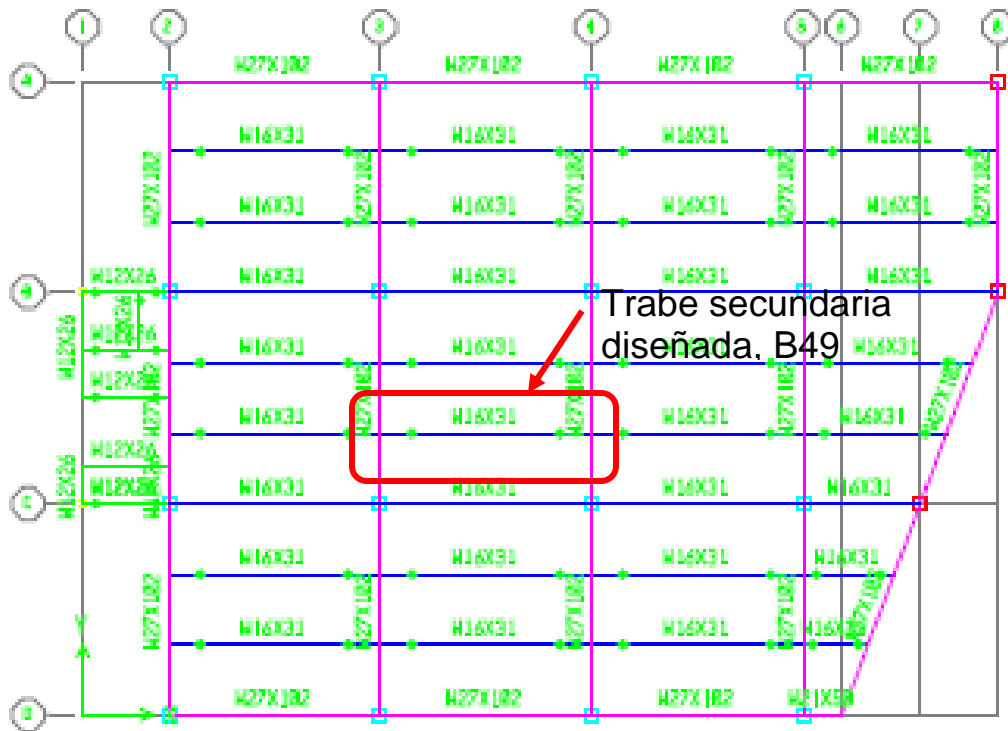


Figura. Ubicación de la trabe secundaria diseñada

Summary

Strength

Stud Details

Serviceability

AISC-LRFD93 Composite Beam Design Beam Label: B49 Units: Ton-m

Beam Label: B49
 Group: None
 Beam: w/RF:31
 Fy: 35150.000
 Fw:45699.526
 RLLF:0.932

Story: E2
 Length: 8.100
 Inr-X: 15.436
 Loc.Y: 5.400
 Requested as: Composite
 Designed as:Composite

Shored: No
 Camber: 0.025
 Comparative: \$119344 R5
 Stud Diam.: 0.016
 Consider-cp:No

Deck Left: DECK1
 Dir. Left: Perpendr
 C-top Left: 0.027
 C-bot Left: 0.000
 Is: 1.561E-04
 Itare: 1.561E-04
 Itans(S): 5.465E-04
 Itans(D): 5.465E-04
 Itans(V): 6.111E-04

Deck Right: DECK1
 Dir. Right: Perpendr
 C-top Right: 0.027
 C-bot Right: 0.000

Eff Left: 1.013
 F'c Left: 2500.000
 Ec(S) Left: 2210000.000
 Ec(D) Left: 2210000.000
 Ec(V) Left: 2983500.000

Eff Right: 1.013
 F'c Right: 2500.000
 Ec(S) Right: 2210000.000
 Ec(D) Right: 2210000.000
 Ec(V) Right: 2983500.000

ysare: 0.202
 ytrans(S): 0.415
 ytrans(D): 0.415
 ytrans(V): 0.449

yeff(S): 3.634E-04
 yeff(D): 3.634E-04
 yeff(V): 6.111E-04

On: [7.30[1 stud/row], 5.16 (2studs/row)]
 Stud Layout: 18
 Seg. Length: 7.821
 Stud Halo: 0.360

PCC: 28.21% Utilization Limit: 0.950
 Overall Ratio: 0.780 Stress Ratio: 0.780 Deflection Ratio: 0.397

Summary

Strength

Stud Details

Serviceability

AISC-LRFD93 Composite Beam Design Beam Label: B49 Units: Ton-m

PCC PNA: 0.321
 Full PNA: 0.404
 Pmax Combo: NA

PCC phiMn: 39.986
 Full phiMn: 55.273

Moment Design

Type	Combo	Lb	Cb	Mu	phiMn	Ratio
Constr Pos	DCMPC2	0.000	1.000	21.821	27.994	0.780
Final Pos	DCMPS2	0.000	1.000	25.669	39.986	0.642

Shear Design

Type	Combo	Block	Vu	PhiVn	Ratio
Constr Left	DCMPC2	OK	10.81	49.91	0.217
Constr Right	DCMPC2	OK	10.81	49.91	0.217
Final Left	DCMPS2	OK	12.72	49.91	0.255
Final Right	DCMPS2	OK	12.72	49.91	0.255

End Reactions

Left Combo	L. Reaction	Right Combo	R. Reaction
DCMPS2	12.72	DCMPS2	12.72

Summary	Strength	Stud Details	Serviceability
AISC-LRFD93 Composite Beam Design Beam Label: B49 Units: Ton-m			
Shear Stud Details (PCC Provided=28.21%)			
Location	Distance	Combo	L1 Left L1 Right Vh Reqd.
Max Moment	3.812	DCMPS1	3.672 4.149 13.62
Max Moment	4.288	DCMPS1	4.149 3.672 13.62
Max Moment	3.812	DCMPS2	3.672 4.149 51.76
Max Moment	4.288	DCMPS2	4.149 3.672 51.76
Max Moment	3.812	DCMPS2	3.672 4.149 51.76
Max Moment	4.288	DCMPS2	4.149 3.672 51.76

Summary	Strength	Stud Details	Serviceability
AISC-LRFD93 Composite Beam Design Beam Label: B49 Units: Ton-m			
Deflection Design			
Type	Consider	Combo	Defl Limit Ratio OK
PreComp DL	Yes	DCMPD2	0.027 0.068 0.397 Yes
Super Load	Yes	DCMPD2	0.006 0.068 0.096 Yes
Live Load	Yes	DCMPD2	0.005 0.023 0.225 Yes
Total-Camber	Yes	DCMPD2	0.008 0.034 0.233 Yes
Vibration Design Neff:1.00			
Type	Consider	Combo	Actual Target Ratio OK
Frequency	No	DCMPD2	6.1 8.0 1.302 No
Murray Damp	No	DCMPD2	4.0% 4.3% 1.070 No

4.3.2. Verificación del diseño

Ya se han presentado el diseño de tres tipos de elementos estructurales, realizado con el post procesador del programa, lo que se pretende presentar en seguida es una verificación de diseño de la forma tradicional.

4.3.2.1. Verificación del diseño de la columna.

El diseño que se verificara es el de la columna C8, de la cual se presento el diseño anteriormente.

Del modelo tomamos los elementos mecánicos con los cuales se verificara el diseño.

$$\begin{aligned} P &= 859.2 \text{ ton} \\ M_x &= 0.465 \text{ t-m} \\ M_y &= 0.216 \text{ t-m} \end{aligned}$$

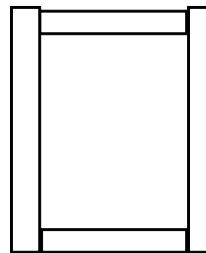
Diseño preliminar

P=	859.19 t
Fy=	3515 kg/cm ²
E=	2039000 kg/cm ²

A=	244.44 cm ²
----	------------------------

SECCIÓN PROPUESTA SECCIÓN CUADRADA (49.5x45.7 x1.9)

A=	347.32 cm ²
d=	49.5 cm
b=	45.7 cm
tf=	1.9 cm
tw=	1.9 cm
Ix=	113,565.25 cm ⁴
Iy=	128,644.14 cm ⁴
Sx=	6280.40 cm ³
Sy=	6684.36 cm ³
Zx=	5787.22 cm ³
Zy=	6117.174 cm ³
rx=	18.08 cm
ry=	19.25 cm



CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

$$\frac{b}{2 \ t_p} = 12.03$$

$$\frac{d - 2 \ t_p}{t_a} = 24.05$$

SECCION TIPO 2

COMB1 Gravitacional 1.4 CM + 1.4 CV

Revisión Secciones Extremas

Extremo Inferior

$$\frac{P_u}{FRP_y} + \frac{0.80 M_{uox}}{FRM_{px}} + \frac{0.80 M_{uoy}}{FRM_{py}} \leq 1.0$$

$$\frac{M_{uox}}{FRM_{px}} + \frac{M_{uoy}}{FRM_{py}} \leq 1.0$$

FR=	0.9
Pu=	859.19 t
Py=	1220.83 t
Mpx=	203.42 t-m
Mpy=	215.02 t-m
Muox=	0.051 t-m
Muoy=	0.004 t-m

Demanda/Capacidad = 0.78 Bien
Demanda/Capacidad = 0.00 Bien

Extremo Superior

FR=	0.9
Pu=	859.19 t
Py=	1220.83 t
Mpx=	203.42 t-m
Mpy=	215.02 t-m
Muox=	0.22 t-m
Muoy=	0.47 t-m

Demanda/Capacidad = 0.78 Bien
Demanda/Capacidad = 0.00 Bien

Columna Completa

$$\frac{Pu}{Rc} + \frac{M^*uox}{Mm} + \frac{M^*uoy}{FRMpy} \leq 1.0$$

FR=	0.9
Pu=	859.19 t
Muox=	0.22 t-m
Muoy=	0.47 t-m
L=	360 cm
K=	1
n=	1.4
λ =	0.26
Fy At FR=	1098.75 t
Rc=	1084.18 t
Mpx=	203.42 t-m
Mpy=	215.02 t-m
Mm=	183.08 t-m

Demanda / Capacidad = 0.80 Bien

4.3.2.2. Verificación del diseño de la trabe principal.

El diseño que se verificara es de la trabe B13, los elementos mecánicos para diseño, se tomaron del programa, y se tiene:

$$M = 11.30 \text{ t-m}$$
$$V = 9.04 \text{ ton}$$

Datos

Fy=	2530.0 kg/cm ²
E=	2,039,000.00 kg/cm ²
G=	784,000.00 kg/cm ²
FR=	0.9
Sx=	496.27 cm ³

SECCION IR 553 x 138.3 (W16x31)

L=	8.1 m		
d=	40.3 cm		
bf=	14 cm		
tf=	1.12 cm		
tw=	0.7 cm		
Ix=	15,609.00 cm ⁴		
Iy=	516.00 cm ⁴		
Sx=	773.00 cm ³	Zx=	885.00 cm ³
Sy=	74.00 cm ³	Zy=	115.00 cm ³
rx=	16.3 cm		
ry=	3 cm		
J=	19.1 cm ⁴		

CLASIFICACION DE LA SECCIÓN

$$\frac{b}{2 \ t_p} = 6.25$$

SECCION TIPO 1

$$\frac{d - 2 \ t_p}{t_a} = 54.37$$

My=	19.5569 t-m	
MR=	20.15 t-m	BIEN

Relación Demanda/Capacidad= 0.56

REVISIÓN POR PANDEO LATERAL.

Mu= 11.3 t-m

Mp= 22.39 t-m

2/3 Mp= 14.93 t-m

L= 270.00 cm

C= 0.99

Ca= 198,024.34 cm⁶

Mu= 31.70 t-m

MR= 18.59 t-m BIEN

REVISIÓN POR CORTANTE

V= 9.04 t

FR= 0.9

VR= 34.35 t BIEN

3.3.2.3. Verificación del diseño de la trabe secundaria.

Para verificar el diseño de la trabe B49 se toman los elementos mecánicos del programa, y son:

$$M = 19.22 \text{ t-m}$$

$$V = 9.52 \text{ ton}$$

DISEÑO DE TRABES EN SECCIÓN COMPUESTA

DATOS DE LA SECCIÓN

W16X31

A=	59.9 cm ²
Peso=	46.12 kg/m
Ix=	15550.9 cm ⁴
Iy=	515.9 cm ⁴
Sx=	771.1 cm ³
rx=	16.1 cm
J=	17.4 cm ⁴
Zx=	885.1 cm ³

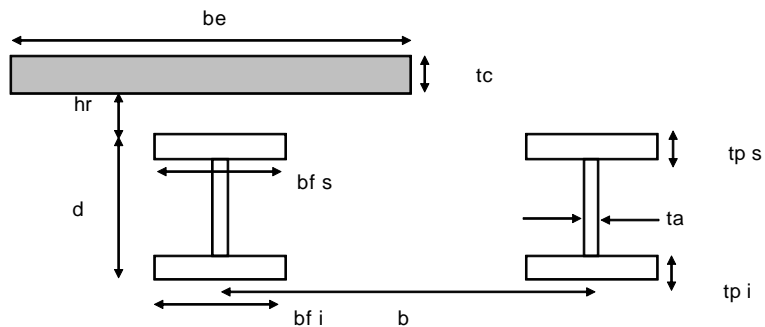
e1=	135 cm
e2=	270 cm
d=	40.3 cm
bf s =	14.03 cm
bf i =	14.03 cm
tc =	10 cm
tps =	1.12 cm
tpi =	1.12 cm
ta =	0.7 cm
hr =	5 cm

be=	101.25 cm
-----	-----------

DATOS GENERALES

L =	8.1 m
E =	2039000 Kg/cm ²
Fy =	3515 Kg/cm ²
G=	784000 Kg/cm ²
fc =	250 Kg/cm ²
Ec=	221359.436 Kg/cm ²

distancia al borde de la losa
separación entre vigas



ANALISIS DE CARGAS

CARGA MUERTAS	Etapa de servicio	Etapa de construcción
Lamina losacero	40 kg/m ²	40 kg/m ²
Capa de compresión 6 cm	144 kg/m ²	
Acabados	0 kg/m ²	
Firme para nivel 2 cm	0 kg/m ²	
Plafond	0 kg/m ²	
Instalaciones	0 kg/m ²	
Otras	590 kg/m ²	300
Sobrecarga	40 kg/m ²	
	814 kg/m²	340 kg/m²
CARGA VIVA	170 kg/m²	100 kg/m²
CARGA TOTAL	984 kg/m²	440 kg/m²

CALCULO DE MOMENTOS ACTUANTES

B=	2.7 m	Ancho tributario para calculo de momento
Mserv=	21.79 t-m	Momento actuante en la etapa de servicio
Mcons=	9.74 t-m	Momento actuante en la etapa de construcción

CLASIFICACIÓN DE LA SECCIÓN

Patines	b/2t=	6.28
	TIPO	1
Tipo 1	$0.32 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	= 7.71
Tipo 2	$0.38 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	= 9.15
Tipo 3	$0.58 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	= 13.97
Alma	h/t=	54.55
	TIPO	1
Tipo 1	$2.45 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	= 59.01
Tipo 2	$3.71 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	= 89.36
Tipo 3	$5.6 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$	= 134.88
Tipo de sección:	Compacta	

REVISIÓN EN LA ETAPA DE CONSTRUCCIÓN

Ca=	198356.782 cm ⁶
C=	1
Mu=	5.59 t-m
Mp=	31.11 t-m
2/3Mp=	20.74 t-m

$$M_u = \frac{\pi}{CL} \sqrt{EI_y GJ + \left(\frac{\pi E}{L}\right)^2 I_y C_a}$$

MR= 5.03 t-m Momento resistente en la etapa de construcción

Mu= 9.74 t-m

**La sección no adecuada, ajustar
o colocar arriostramiento**

La= 4.05 m Longitud arriostrada

Mu=	15.50 t-m
Mp=	31.11 t-m
2/3Mp=	20.74 t-m
MR=	13.95 t-m

La sección es adecuada en etapa de construcción

REVISIÓN EN LA ETAPA DE SERVICIO

SECCIÓN COMPUESTA.

Según las NTC del RCDF

$$a = \frac{A_a \cdot f_y}{f'_c \cdot b_e}$$

a=	12.227 cm	> tc
----	-----------	------

Se revisa con el caso IIa ó IIb, el EN esta en la viga de acero

CASO 1: EJE NEUTRO DENTRO DE LA LOSA DE CONCRETO

dt=	13.45 cm
d1=	22.34 cm
Mn=	47.01 t-m
MR=	39.96 t-m

$$d_t = \frac{0.5A_{ps}(t_{ps}) + 0.5A_{al}(d + t_{ps} - t_{pi}) + A_{pi}(d - 0.5t_{pi})}{A_u}$$

C=	270.28 ton
T=	155.33 ton

Como C>=T, Se aplica el caso IIa

CASO Ila: EJE NEUTRO EN EL PATIN SUPERIOR

Cc=	215.16 ton	
Ca=	-2.35 ton	
tpc=	-0.05 cm	profundidad de la zona comprimida del patín
dt=	19.31 cm	
d'2=	29.31 cm	
d"2=	19.34 cm	
Mn=	62.62 t-m	
MR=	53.22 t-m	

CASO Iib: EJE NEUTRO PASA POR EL ALMA DE LA VIGA

hc=	-0.96 cm
dc=	0.56 cm
dt=	12.75 cm
d'3=	37.58 cm
d"3=	27.03 cm
Mn=	80.23 t-m
MR=	68.19 t-m

Momento Resistente de Diseño	MR=	53.22 t-m
-------------------------------------	------------	------------------

DATOS CONECTORES DE CORTANTE

Tipo de conector: perno

Datos perno

DIAM = 1.27 cm
Asc= 1.21 cm²
Fu= 4600 Kg/cm²

Datos Canal

tp= 1 cm
ta= 0.9 cm
Lc= 5 cm

Qn= 4.50 ton

Factor de reducción de la resistencia por el uso de lámina acanalada

Orientación de las nervaduras: perpendicular

Wr= 14 cm
hr= 7.6 cm
Hs= 12.7 cm
Nr= 1

Factor= 1.00

Qn= 4.50 ton

Fuerza Cortante= 210.46 ton

Número de conectores=	47	Del centro del claro al apoyo
Número de conectores=	94	En toda la trabe

DEFLEXIONES

$$n = 9.2$$
$$Y_a = 35.1676 \text{ cm}$$

$$y = \frac{nA_a}{b_e} \left(\sqrt{1 + \frac{2b_e y_a}{nA_a}} - 1 \right) \leq t_c$$

$$A_{ct} = 109.92 \text{ cm}^2$$
$$I_{ct} = 916.00 \text{ cm}^4$$

$$y = \frac{(A_{ct})(0.5t_c) + A_a y_a}{A_{ct} + A_a}$$

$$y = 14.87 \text{ cm} > t_c$$
$$\bar{y} = y = 15.64 \text{ cm}$$

$$I_t = \frac{b_e y^3}{3n} + I_a + A_a (y_a - y)^2 \quad \text{En la losa de acero}$$

$$I_t = (I_{ct} + I_a) + A_{ct} (y - 0.5t_c)^2 + A_a (y_a - y)^2 \quad \text{En la sección de acero}$$

$$I_t = 51743.00 \text{ cm}^4$$

SIN APUNTALAMIENTO DURANTE CONSTRUCCIÓN

$$\Delta 1 = 0.08 \text{ cm} \quad \text{Flecha antes de que frague el concreto}$$
$$\Delta 2 = 0.53 \text{ cm} \quad \text{Flecha posterior al fraguado del concreto}$$
$$\Delta t = 0.61 \text{ cm} \quad \Delta s = 1.48 \text{ cm}$$
$$\Delta p = 3.88 \text{ cm} \quad \text{Flecha producida por el flujo plastico}$$

$$\Delta t = 2.09 \text{ cm} \quad \text{SECCIÓN ADECUADA}$$
$$\Delta p = 3.88 \text{ cm} \quad \text{RCDF}$$

APUNTALAMIENTO DURANTE CONSTRUCCIÓN

$$\Delta 2 = 0.26 \text{ cm}$$
$$\Delta t = 0.26 \text{ cm} \quad \Delta s = 1.48 \text{ cm}$$
$$\Delta p = 3.88 \text{ cm}$$

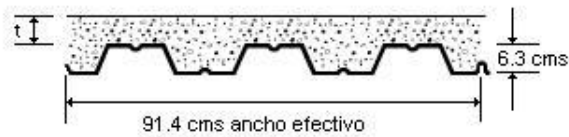
$$\Delta t = 1.74 \text{ cm} \quad \text{SECCIÓN ADECUADA}$$
$$\Delta p = 3.88 \text{ cm}$$

4.3.2.4. Diseño de la losacero.

Como se menciona anteriormente las losas son los elementos estructurales sobre los cuales se aplicó la carga para distribuirla a los demás elementos, de ahí su importancia para modelarla.

La determinación del tipo de losacero a utilizar se limita a seleccionar del catalogo de algún proveedor la lamina que se empleara. La selección de la lámina está en función de las cargas muertas y vivas, y de la separación entre apoyos.

En seguida se muestra el catálogo del cual se obtuvo el calibre de la losacero.



SOBRECARGA PERMISIBLE (KG/M ²)						
CALIBRE	L metros	ESPESOR DE CONCRETO (cms)				
		t=5	t=6	t=8	t=10	t=12
22	1.80	1408	1706	2302	2900	3496
	2.00	1248	1514	2046	2579	3111
	2.20	1116	1352	1835	2316	2795
	2.40	907	1101	1597	2097	2532
	2.60	744	906	1321	1884	2310
	2.80	614	751	1102	1582	2119
	3.00	510	623	926	1338	1874
	3.20	424	523	782	1138	1604
	3.40	353	438	662	972	1380
	3.60	294	367	562	833	1192
	3.80	243	307	477	716	1033
	4.00	200	255	404	616	897
	4.20	163	211	342	529	781
	4.40	131	173	288	455	679
	4.60	103	139	241	389	591
	4.80		110	199	332	514
	5.00			163	282	445

NOTA: Los valores sombreados requieren apuntalamiento temporal al centro del claro.

Las vigas secundarias están a 2.7 m de separación, y por la carga muerta mas la carga viva que se tiene, 407 kg/cm^2 , se utilizara una losacero Galvadek 15 Cal. 22, con una capa de concreto de 6 cm de espesor.

4.3.2.5. Diseño de zapata.

Se realiza el diseño de una zapata considerando las descargas de la combinación más desfavorable. Se hizo de acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias para diseño de cimentaciones del RCDF.

Para el diseño de la zapata se tomaron las descargas de los resultados del programa del modelo de acero, considerando la profundidad de desplante y la capacidad de carga indicada en el capítulo 1.

Datos Geométricos:

Lx=	390 cm	(Dimensión de Zapata)		
Ly=	390 cm	(Dimensión de Zapata)		
H=	150 cm	(Profundidad de desplante)		
Hdado=	0 cm	(Altura del dado sobre NTC 0.00)		
h1=	120 cm	(peralte inicial)		
h2=	120 cm	(peralte final)		
rec=	5 cm	(Recubrimiento al centro de varillas)		
Dx=	90 cm	(Dimensión del dado)		
Dy=	90 cm	(Dimensión del dado)		
dflex x=	115.0 cm	(peralte al paño del dado)	dflex y=	115.0 cm
ddir x=	115.0 cm	(peralte a d/2 del dado)	dcort y=	115.0 cm
dcor x=	115.0 cm	(peralte a d del dado)	ddir y=	115.0 cm

Datos de Resistencia:

f'c=	250 kg/cm2	f'c=	200 kg/cm2	f'c=	170 kg/cm2
Fy=	4200 kg/cm2			β1=	0.85
qa grav=	45.00 ton/m2	(Resistencia del terreno ante cargas permanentes)			
qa sismo=	67.50 ton/m2	(Resistencia del terreno ante cargas accidentales)			
FRm=	0.9	(Factor de reducción de resistencia en Flexión)			
FRc=	0.8	(Factor de reducción de resistencia en Cortante)			
FRd=	0.7	(Factor de reducción de resistencia tensión diagonal)			
FC grav=	1.4	(Factor de carga condición gravitacional)			
FC sism=	1.1	(Factor de carga condición sismo)			

Datos Adicionales:

γt=	1.6 ton/m3	(Peso del terreno)
ωa=	590 kg/m2	(Sobrecarga adicional sobre proyección de zapata)
Wz+d=	28.836 ton	
Wterr=	4.320 ton	
Wadic=	5.310 ton	
	38.466 ton	

a) Revisión por Flexión (zona crítica al paño del dado)

ρmax=	0.0152	Vars #	10
ρmin=	0.0026	Avar=	7.94 cm2

		d	FC qa	Mu	Mu/			As req	S req
		(cm)	(ton/m2)	(ton m)	Fr b d2 f'c	q req	p req	(cm2/m)	(cm)
Grav. Xx	Alrededor Y	115.0	63.00	70.88	0.035	0.036	0.0014	30.31	26.20
	Alrededor X	115.0	74.25	83.53	0.041	0.042	0.0017	30.31	26.20
Acc.	Alrededor Y	115.0	63.00	70.88	0.035	0.036	0.0014	30.31	26.20
	Alrededor X	115.0	74.25	83.53	0.041	0.042	0.0017	30.31	26.20
		115.0					0.0017	30.31	26.20
	Separación a utilizar:	20 cm					O.K.		
	ρ=	0.0035							

b) Revisión por Tensión Diagonal

vcr=	9.90 kg/cm2		Datos contratraves
d=	115.0 cm	(peralte crítico a d/2 del paño)	b= 40 cm
b0=	820.0 cm	(perímetro crítico)	h= 100 cm
Acr z=	94,300.0 cm2	(Área crítica zapata)	No. Ct.= 4
			Acr Ct= -3,200.0 cm2
Acr tot=	91,100.0 cm2	(Considerando Contratraves)	
Aneta=	110,075.0 cm2	(Área para calcular carga)	
Vu grav =	693.47 ton		
Vu sism =	817.31 ton		
	vu grav= 7.61 kg/cm2		
	vu sism= 8.97 kg/cm2		
	vu max= 8.97 kg/cm2	vu/vcr= 0.91	o.k.

c) Revisión por Cortante como viga ancha

vcr=	3.43	kg/cm ²			
d=	115.0	cm	(peralte crítico a d del paño)		
(L-D)/2=	150	cm	(lado tributario crítico)		
Lmin=	390	cm			
Lmax=	390	cm			
Lx=	100	cm	x=	95	cm
			y=		49% cm
fe=	0.7436		(factor de eficiencia o participación de carga)		
Vu grav=	15.17	ton/m			
Vu sism=	18.36	ton/m			
vu grav=	1.32	kg/cm ²			
vu sism=	1.60	kg/cm ²			
vu max=	1.60	kg/cm ²			
			vu/vcr=	0.46	o.k.

d) Capacidad Máxima

P grav=	645.98 ton
P sism=	988.21 ton

Volumen de Concreto:

Dado:	1.215	m ³
Zapata:	10.800	m ³
	12.015	m³

e) Acero Mínimo en Cara Superior

En contacto con el terreno:	si
as (cm ² /cm) =	0.1286
As req. (cm ²) =	12.857
Vars #	8
	Vars #8 @ 40 cm

Al igual que en el diseño de concreto, se diseño solo un tipo de zapata.

5. Comparativa de Resultados

5.1 Volúmenes de materiales para las dos soluciones estructurales.

Como una forma de comparar ambas soluciones es considerar los volúmenes de obra, ya que a partir de este parámetro se puede tener una estimación de que alternativa puede resultar mejor ya que es la base para conocer los costos de cada una

A continuación se presentará los volúmenes de obra de los elementos más significativos para cada una de las alternativas.

CUANTIFICACION CONCRETO

VOLUMENES DE CONCRETO

CONCEPTO		VOLUMEN	UNIDAD
COLUMNAS	f'c= 350 kg/cm ²	133.87	m ³
	f'c=300 kg/cm ²	85.79	m ³
	f'c=250 kg/cm ²	80.74	m ³
TRABES	f'c=250 kg/cm ²	1176.80	m ³
LOSAS	f'c=250 kg/cm ²	591.25	m ³
		5757.75	m ²

CIMENTACION			
Contratraves	f'c=250 kg/cm ²	103.62	m ³
Zapatillas	f'c=250 kg/cm ²	516.48	m ³
Firme	f'c=250 kg/cm ²	73.4816	m ³

TONELADAS DE REFUERZO

COLUMNAS	Var. # 8	9.18	ton
	Var. #10	58.64	ton
TRABES	Var. # 8	68.84	ton
	Var. # 6	42.76	ton
	Var. # 4	0.20	ton
	Var. # 3	24.49	ton
LOSAS	Var. # 3	63.77	ton

CIMENTACION			
Contratraves	Var. # 6	7.62	ton
Zapatillas	Var. #10	26.55	ton
	Var. # 8	16.95	ton
Firme	mallá 6x6 - 10/10	0.71	ton
Area de 734.816 m ²			

CUANTIFICACION ACERO

CONCEPTO		VOLUMEN	UNIDAD
Perfiles laminados		419.08	ton
CIMENTACION			
Contratraves	f'c=250 kg/cm2	103.58	m3
Zapatas	f'c=250 kg/cm2	366.85	m3
Firme	f'c=250 kg/cm2	73.48	m3
LOSACERO	Área	5907.5434	m2

TONELADAS DE REFUERZO

CIMENTACION			
Contratraves	Var. # 6	5.72	ton
	Var. #3	1.91	ton
Zapatas	Var. # 10	18.83	ton
	Var. # 8	12.02	ton
Firme	mallá 6x6 - 10/10	0.71	ton
19 placas base de 25 mm con 6 anclas de 19 mm cada una.			

De acuerdo a estos volúmenes de obra, se establecerán los costos de materiales y en base a ellos hacer la comparativa de costos de cada una de las alternativas y de esta manera ver cuál de las dos resulta la mejor opción.

5.2 Procedimientos constructivos.

Para poder evaluar si un proyecto es viable, otro factor que se toma en cuenta es el tiempo de ejecución. Es importante tener bien definidas las actividades que se llevaran a cabo para poder estimar los tiempos de cada una.

Se presentan para cada una de las alternativas, unas gráficas de actividades con la estimación de los tiempos para cada actividad.

**PROGRAMA DE OBRA
ALTERNATIVA CONCRETO**

CONCEPTO	SEMANAS																																					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	
Limpia del terreno	█	█																																				
Trazo y nivelación		█	█	█																																		
Excavación			█	█	█																																	
Construcción de zapatas				█	█	█	█	█	█																													
Relleno y nivelación					█	█	█	█	█	█																												
Construcción de firmes								█	█	█	█	█	█	█	█																							
Columnas de concreto armado, niveles E1, E2 y N01							█	█	█	█	█	█	█	█	█																							
Trabes de concreto armado, niveles E1, E2 y N01										█	█	█	█	█	█	█	█	█																				
Losa de concreto armado, niveles E1, E2 y N01											█	█	█	█	█	█	█	█																				
Columnas de concreto armado, niveles N02 y N03																█	█	█	█	█																		
Trabes de concreto armado, niveles N02 y N03																		█	█	█	█	█																
Losa de concreto armado, niveles N02 y N03																				█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█	█
Columnas de concreto armado, de nivel N04 a Azotea																																						
Trabes de concreto armado, de nivel N04 a Azotea																																						
Losa de concreto armado, de nivel N04 a Azotea																																						

**PROGRAMA DE OBRA
ALTERNATIVA ACERO**

CONCEPTO	SEMANAS																																					
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	
Limpia del terreno	█	█																																				
Trazo y nivelación		█	█	█																																		
Excavación			█	█	█																																	
Construcción de zapatas				█	█	█	█	█	█																													
Relleno y nivelación					█	█	█	█	█	█																												
Colocación de placas base						█	█	█	█	█																												
Construcción de firmes								█	█	█	█	█	█	█	█																							
Montaje de columnas, niveles E1, E2 y N01											█	█	█	█	█	█	█	█																				
Montaje de trabes, niveles E1, E2 y N01												█	█	█	█	█	█	█																				
Colocación de losacero, niveles E1, E2 y N01																																						
Montaje de columnas, niveles N02 y N03																																						
Montaje de trabes, niveles N02 y N03																																						
Colocación de losacero, niveles N02 y N03																																						
Montaje de columnas, de nivel N04 a Azotea																																						
Montaje de trabes, de nivel N04 a Azotea																																						
Colocación de losacero, de nivel N04 a Azotea																																						

De acuerdo a las gráficas anteriores, una primera estimación nos deja ver que la alternativa en acero resultaría ser la mejor, ya que es la que tiene los volúmenes de obra menor y también el tiempo de ejecución es más corto, llevaría su construcción 10 semanas menos que la alternativa de concreto

5.3 Evaluación económica.

Por medio de una evaluación económica, se pueden obtener distintas medidas o criterios financieros, que auxilian a decidir sobre la conveniencia en la realización de un proyecto. En el presente trabajo, se emplearán distintos criterios, que permiten establecer cuál de las alternativas ofrece mayores beneficios desde una perspectiva económica.

El criterio más simple, es una comparación de los costos directos en los que se incurren al realizar las alternativas analizadas. En este criterio, bastará con realizar un presupuesto para ambas alternativas, y determinar cuál de ellas resulta menos costosa.

Debido a que generalmente los proyectos inmobiliarios están sujetos a un proceso de financiamiento, los costos directos no son la razón central de una evaluación económica. El financiamiento de los proyectos de vivienda, está regido por otros criterios, cuyo objetivo primordial es comparar los costos del proyecto vs los beneficios esperados.

Los criterios financieros más empleados, son el valor presente neto (VPN) y la tasa interna de retorno (TIR). El primero de los criterios, consiste en obtener los flujos de efectivo, que traería la inversión, considerando el factor del dinero en el tiempo y comparar el valor final de la misma con la inversión inicial. Mientras que para la TIR, la comparación será entre este valor, y una tasa mínima de inversión establecida.

Otro criterio que permite establecer comparaciones, es el tiempo de recuperación de la inversión. Para el caso en que tengamos proyectos con VPN y TIR similares, el tiempo en que se recupera la inversión inicial podría ser un criterio para inclinar la balanza por alguna de las alternativas.

Es necesario mencionar, que en los costos del proyecto, se deben incluir, además de los costos de construcción, los gastos que se incurren en la comercialización del proyecto, así como los cargos financieros que resulten.

Debido a que el proyecto en cuestión es considerado como vivienda de interés medio, la utilidad de su realización está dentro del ámbito financiero. Al no existir una utilidad social del proyecto, las premisas que deben considerarse son financieras y no económicas.

Las evaluaciones financieras, deben ser complementadas con un análisis de sensibilidad. En dicho análisis se evalúan distintas variaciones que podrían ocurrir en la elaboración del proyecto, y se obtiene para cada una de ellas los criterios financieros comentados. Las variaciones podrían ser en los costos de construcción, en alguna de las razones financieras, la velocidad de las ventas etc.

5.3.1 Costos de los proyectos.

En la sección precedente, se determinaron los volúmenes de construcción para cada una de las alternativas analizadas, ahora, empleando esos volúmenes, se determinará el costo de cada uno de los proyectos. Es necesario mencionar que el costo final, solo considera la superestructura, ya que los acabados, son iguales para ambas alternativas.

Las matrices de precios, fueron tomadas del catálogo de precios BIMSA de mayo de 2003, a este se le aplicó el factor de la inflación acumulada de esa fecha a abril de 2010. Cabe mencionar que la inflación del periodo mencionado fue mayor en los precios del acero, como se muestra en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Inflación acumulada de mayo de 2003 a abril de 2010, fuente BANXICO	
Acero de refuerzo	100.02%
Concreto premezclado	23.70%
Perfiles de acero estructural	93.00%
Madera	33.83%
Soldaduras	143.43%

A continuación se muestran las matrices para la obtención de los costos de los conceptos de cimentación y estructura de las alternativas analizadas.

Alternativa Concreto:

Concreto hecho en obra con revolvedora de 1 saco, en zapatas, contratrabes, trabes de liga dados, losas planas y muros de cimentación, $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, resistencia normal, tamaño máximo de agregado 20 mm, incluye vibrado y curado. (m^3)

Material	Cantidad	Costo	Importe
Agua	0.0255 m^3	\$89.70	\$2.29
Curafest rojo (Fester)	1.0000 lts	\$16.20	\$16.20
Artesa de concreto	0.0034 pza	\$81.09	\$0.28
Muestreo c/cilindro p/laboratorio	0.3338 pza	\$227.61	\$75.98
Cuadrilla de albañiles: incluye albañil y ayudante	0.3231 jor	\$745.89	\$241.00
Vibrador de concreto, motor de gasolina Kolher	0.6700 Hr	\$50.16	\$33.61
Concreto $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, resistencia normal	1.0500 m^3	\$1,064.20	\$1,117.41
Total costo directo			\$1,486.75

Acero de refuerzo en cimentación No8 (1"), incluye: habilitado, armado, ganchos y traslapes, desperdicios y acarreo (ton)

Material	Cantidad	Costo	Importe
Varilla de acero corrugada del No 8 (1")	1.1205 ton	\$10,350.00	\$11,597.18
Alambre recocido calibre 18	25.5 kg	\$23.32	\$594.66
Cuadrilla de fierros, incluye fierro y ayudante	4.546 jor	\$668.89	\$3,040.78
Total costo directo			\$15,232.62

Acero de refuerzo en cimentación No10 (1 1/4"), incluye: habilitado, armado, ganchos y traslapes, desperdicios y acarreo (ton)

Material	Cantidad	Costo	Importe
Varilla de acero corrugada del No 10 (1 1/4")	1.1205 ton	\$10,350.00	\$11,597.18
Alambre recocido calibre 18	20.5 kg	\$23.32	\$478.06
Cuadrilla de fierros, incluye fierro y ayudante	3.3338 jor	\$668.89	\$2,229.95
Total costo directo			\$14,305.19

Cimbra común en zapatas de cimentación, incluye: materiales y mano de obra (m^2)

Material	Cantidad	Costo	Importe
Barrote 1 1/2" x 4" x 8'	1.3105 pt	\$ 9.86	\$12.93
Duela 3/4" x 4" x 8'	1.9705 pt	\$ 11.48	\$22.63
Clavo c/cabeza de 2"-4"	0.0777 kg	\$ 11.73	\$0.91
Alambre recocido calibre 18	0.0352 kg	\$ 19.82	\$0.70
Cuadrilla de carpinteros para cimbras	0.1255 jor	\$ 668.05	\$83.84
Diesel	1.1000 L	\$ 8.24	\$9.06
Total costo directo			\$130.07

Concreto premezclado $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ en columnas de superestructura, r.n., tma 20 mm (3/4") rev 10, incluye acarreo a 1a estación a 20.00 m. (m^3)			
Material	Cantidad	Costo	Importe
Concreto $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$, RN tma=20mm	1.0500 m^3	\$ 1,298.93	\$ 1,363.88
Agua	0.0255 m^3	\$89.70	\$ 2.29
Curafest rojo (Fester)	2.0000 L	\$16.20	\$ 32.40
Artesa de concreto	0.0034 pza	\$81.09	\$ 0.28
Muestreo c/cilindro p/laboratorio	0.3338 pza	\$227.61	\$ 75.98
Cuadrilla de albañiles: incluye albañil y ayudante	0.4005 jor	\$745.89	\$ 298.73
Vibrador de concreto, motor de gasolina Kolher	0.5100 Hr	\$50.16	\$ 25.58
Malacate 1000 kg con accesorios y motor Kolher	0.4168 Hr	\$ 53.18	\$ 22.16
	Total costo directo	\$ 1,821.29	
	para concreto de 300 kg/cm^2	\$ 1,920.38	
	para concreto de 350 kg/cm^2	\$ 2,026.67	

Acero de refuerzo en estructura No3 (3/8") incluye: habilitado, armado, ganchos y traslapes, desperdicios y acarreo (ton)			
Material	Cantidad	Costo	Importe
Varilla de acero corrugada de 3/8" No 3	1.0700	\$10,350.00	\$ 11,074.50
Alambre recocido calibre 18	35.5000	\$23.32	\$ 827.86
Cuadrilla de fierros, inc fierro+ayudante	8.3355	\$668.05	\$ 5,568.55
	Total costo directo	\$ 17,470.91	

Acero de refuerzo en estructura No4 (1/2") incluye: habilitado, armado, ganchos y traslapes, desperdicios y acarreo (ton)			
Material	Cantidad	Costo	Importe
Varilla de acero corrugada de 1/2" No 4	1.0800	\$10,350.00	\$ 11,178.00
Alambre recocido calibre 18	35.5000	\$23.32	\$ 827.86
Cuadrilla de fierros, inc fierro+ayudante	6.3164	\$668.05	\$ 4,219.68
	Total costo directo	\$ 16,225.54	

Acero de refuerzo en estructura No6 (3/4") incluye: habilitado, armado, ganchos y traslapes, desperdicios y acarreo (ton)			
Material	Cantidad	Costo	Importe
Varilla de acero corrugada de 3/4" No 6	1.1000	\$10,350.00	\$ 11,385.00
Alambre recocido calibre 18	25.5000	\$23.32	\$ 594.66
Cuadrilla de fierros, inc fierro+ayudante	5.4552	\$668.05	\$ 3,644.36
	Total costo directo	\$ 15,624.02	

Acero de refuerzo en estructura No8 (1") incluye: habilitado, armado, ganchos
y traslapes, desperdicios y acarreos (ton)

Material	Cantidad	Costo	Importe
Varilla de acero corrugada de 1" No 8	1.1205	\$10,350.00	\$ 11,597.18
Alambre recocido calibre 18	20.5000	\$23.32	\$ 478.06
Cuadrilla de fierros, inc fierro+ayudante	4.6158	\$668.05	\$ 3,083.59
Total costo directo			\$ 15,158.83

Acero de refuerzo en estructura No10 (1 1/4") incluye: habilitado, armado, ganchos
y traslapes, desperdicios y acarreos (ton)

Material	Cantidad	Costo	Importe
Varilla de acero corrugada de 1 1/4" No 10	1.1205	\$10,350.00	\$ 11,597.18
Alambre recocido calibre 18	20.5000	\$23.32	\$ 478.06
Cuadrilla de fierros, inc fierro+ayudante	4.0060	\$668.05	\$ 2,676.22
Total costo directo			\$ 14,751.45

Cimbra común en columnas (m²)

Material	Cantidad	Costo	Importe
Duela 1"x4"x8 1/4'	2.5704 pt	\$10.25	\$ 26.35
Barrote 1 1/2" x 4" x 8 1/4'	1.4853 pt	\$7.78	\$ 11.55
Polin 3 1/2" x 3 1/2" x 8 1/4'	0.8065 pt	\$6.17	\$ 4.98
Clavo con cabeza de 2 - 4"	0.3065 kg	\$11.73	\$ 3.60
Alambre recocido cal 18	0.2402 kg	\$19.82	\$ 4.76
Cuadrilla de carpinteros p cimbras	0.1438 jor	\$666.09	\$ 95.78
Diesel	0.6100 L	\$8.24	\$ 5.03
Total costo directo			\$ 152.04

Cimbra común en trabes (m²)

Material	Cantidad	Costo	Importe
Duela 1"x4"x8 1/4'	1.9109 pt	\$10.25	\$ 19.59
Barrote 1 1/2" x 4" x 8 1/4'	2.5009 pt	\$7.78	\$ 19.45
Polin 3 1/2" x 3 1/2" x 8 1/4'	2.0024 pt	\$6.17	\$ 12.35
Chaflán de 3/4" x 8'	1.5100 mt	\$2.98	\$ 4.51
Clavo con cabeza de 2 - 4"	0.2765 kg	\$11.73	\$ 3.24
Alambre recocido cal 18	0.0448 kg	\$19.82	\$ 0.89
Cuadrilla de carpinteros p cimbras	0.1058 jor	\$666.09	\$ 70.47
Diesel	1.1000 L	\$8.24	\$ 9.06
Total costo directo			\$ 139.56

Losa plana 10 cm peralte concreto $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$ en superestructura, incluye: cimbra aparente, habilitado 70 kg de acero x m^3 de concreto (m^2)

Material	Cantidad	Costo	Importe
Cimbra aparente en losas	1.0000 m ²	\$187.13	\$ 187.13
Acero de refuerzo en estructura	0.0070 t	\$16,225.54	\$ 113.58
Concreto hecho en obra c rev de un saco	0.1030 m ³	\$1,736.03	\$ 178.81
Total costo directo			\$ 479.52

Estructura Metálica:

Base con placa de acero A36 con barrenos, para soporte de columnas. Incluye materiales mano de obra y herramienta (pza)

Material	Cantidad	Costo	Importe
Placa acero A36	15.9400 kg	\$7.08	\$ 112.92
Cuadrilla de herreros	0.2390 jor	\$734.12	\$ 175.45
Disco de diamante de 4.5" x 1/4" x 7/8"	0.0128 pza	\$55.20	\$ 0.71
Broca para acero marca Bosch	0.0285 pza	\$25.01	\$ 0.71
Troqueladora para acero	0.3200 hr	\$124.18	\$ 39.74
Esmeriladora con plato cobre astilla	0.3200 hr	\$7.44	\$ 2.38
Taladro de 5/8", con perforación máxima	0.1500 hr	\$2.42	\$ 0.36
Total costo directo			\$ 332.27

Ancla de acero redondo con cuerda fina en 10 cm y tuerca de presión, embebida en concreto de cimentación para anclaje de base para columnas. Incluye: materiales, m/o y herra. (pza)

Material	Cantidad	Costo	Importe
Acero redondo	5.6550 kg	\$8.84	\$ 49.99
Alambre recocido calibre 18	0.2359 kg	\$19.82	\$ 4.68
Tuerca de presión negra	1.0000 pza	\$12.22	\$ 12.22
Cuadrilla de herreros	0.0638 jor	\$734.12	\$ 46.84
Tarraja dado una medida con mango de plástico	0.0040 pza	\$517.78	\$ 2.07
Total costo directo			\$ 115.79

Estructuras metálicas con acero estructural A36, (perfiles semipesados). Incluye motaje hasta 25 m de altura con grúa (kg)				
Material	Cantidad	Costo	Importe	
Perfil estructural A36	1.1000 kg	\$10.09	\$	11.10
Soldadura e6018 de 1/8" a 1/4"	0.0605 kg	\$21.82	\$	1.32
Primario anticorrosivo No 3 rojo oxidado	0.0004 cb	\$666.00	\$	0.27
Cuadrilla de soldadores calificados	0.0200 jor	\$712.10	\$	14.24
Cuadrilla de pintores	0.0092 jor	\$718.76	\$	6.61
Soldadora Lincoln 300 amp	0.0511 hr	\$75.31	\$	3.85
Grúa convertible link belt LS 68	0.0343 hr	\$316.73	\$	10.86
Andamio de acero tubular de 4m de altura	0.0125 r/d	\$74.31	\$	0.93
Total costo directo			\$	49.18

En las tablas 5.2 y 5.3 se muestra los resúmenes de los costos para las alternativas de concreto y de acero respectivamente. Como puede apreciarse, la alternativa de acero resulta ser cerca del 83 por ciento más costosa, lo anterior se debe al gran incremento que han sostenido los precios de los perfiles estructurales.

Tabla 5.2				
Resumen total de costos para alternativa concreto				
Concepto	Cantidad	PU	Importe	
Cimentación			\$	1,704,946.39
Cimbra en zapatas	275.00 m ²	\$ 130.07	\$	35,768.15
Concreto de 250 kg/cm ²	693.58 m ³	\$ 1,486.75	\$	1,031,182.65
Acero de rfzo del No 8	16.95 ton	\$ 15,232.62	\$	258,192.88
Acero de rfzo del No 10	26.55 ton	\$ 14,305.19	\$	379,802.72
Firme	73.48 m ³	\$ 1,486.75	\$	109,246.66
Superestructura			\$	10,518,970.01
Concreto de 250 kg/cm ² columnas	133.87 m ³	\$ 1,821.29	\$	243,816.29
Concreto de 300 kg/cm ² columnas	85.79 m ³	\$ 1,920.38	\$	164,749.58
Concreto de 350 kg/cm ² columnas	80.74 m ³	\$ 2,026.67	\$	163,633.51
Concreto de 250 kg/cm ² trabes	1176.80 m ³	\$ 1,821.29	\$	2,143,295.80
Acero de rfzo del No3	24.49 ton	\$ 17,470.91	\$	427,862.52
Acero de rfzo del No4	0.20 ton	\$ 16,225.54	\$	3,245.11
Acero de rfzo del No6	42.76 ton	\$ 15,624.02	\$	668,082.98
Acero de rfzo del No8	78.02 ton	\$ 15,158.83	\$	1,182,691.87
Acero de rfzo del No10	58.64 ton	\$ 14,751.45	\$	865,025.10
Cimbra común en columnas	1864.92 m ²	\$ 152.04	\$	283,544.89
Cimbra común en trabes	11550.60 m ²	\$ 139.56	\$	1,612,040.65
Losa plana 10 cm	5757.75 m ²	\$ 479.52	\$	2,760,981.70
Costo Total			\$	12,223,916.40

Tabla 5.3			
Resumen total de costos para alternativa acero			
Concepto	Cantidad	PU	Importe
Cimentación			\$ 1,306,404.41
Cimbra en zapatas	198.00 m ²	\$ 130.07	\$ 25,753.07
Concreto de 250 kg/cm ²	470.44 m ³	\$ 1,486.75	\$ 699,428.42
Acero de rfzo del No 8	12.02 ton	\$ 15,232.62	\$ 183,096.07
Acero de rfzo del No 10	18.83 ton	\$ 14,305.19	\$ 269,366.67
Firme	73.48 m ³	\$ 1,486.75	\$ 109,246.66
Base con placa de acero A36	19.00 pza	\$ 332.27	\$ 6,313.19
Anclas para columna metálica	114.00 pza	\$ 115.79	\$ 13,200.32
Superestructura			\$ 20,957,826.58
Estructura metálica	419,080.00 kg	\$ 49.18	\$ 20,612,361.58
Losacero	5,757.75 m ²	\$ 60.00	\$ 345,465.00
		Costo Total	\$ 22,264,230.99

Si nuestro único criterio fueran los costos directos del proyecto, lo recomendable sería realizar la edificación con concreto reforzado, sin embargo, la alternativa de acero presenta menor tiempo en la ejecución de la obra, lo cual podría significarle alguna ventaja al considerar el efecto del dinero en el tiempo.

De esta manera, se procederá a realizar un análisis financiero de ambas alternativas, para comprobar si la construcción en concreto resulta más viable, aún considerando el efecto del dinero en el tiempo, o bien si la alternativa en acero tendrá mejores razones financieras.

5.3.2 Estructura financiera

El costo total del proyecto está integrado por los costos directos del mismo, y los cargos por financiamiento. Para integrar los costos directos, habrá que agregar a los costos obtenidos en la sección anterior, el valor del terreno, los gastos preliminares, gastos por licencias de construcciones, las instalaciones hidráulicas y sanitarias, así como los acabados. El resumen de dichos costos se aprecia en la tabla 5.4. Al considerar todos los costos, el precio de la construcción en acero sólo resulta ser cerca del 30 por ciento más elevado.

Tabla 5.4		
Costos directos totales		
Concepto	Concreto	Acero
Terreno	\$ 6,000,000.00	\$ 6,000,000.00
Preliminares	\$ 1,000,000.00	\$ 1,000,000.00
Licencias	\$ 500,000.00	\$ 500,000.00
Cimentación	\$ 1,704,946.39	\$ 1,306,404.41
Estructura	\$ 10,518,970.01	\$ 20,957,826.58
Instalaciones	\$ 6,000,000.00	\$ 6,000,000.00
Acabados	\$ 7,000,000.00	\$ 7,000,000.00
Total	\$ 32,723,916.40	\$ 42,764,230.99

En cuanto a los cargos financieros, éstos se refieren a los intereses generados por concepto de la deuda adquirida. Para el caso de los proyectos, se consideró una aportación inicial de \$7,500,000.00, es decir, lo suficiente para cubrir los conceptos del valor del terreno, los gastos preliminares y las licencias de construcción. De esta manera, el financiamiento para el proyecto de concreto resulta ser de \$24,223,916.40, mientras que para el acero de \$35,264,230.99.

Para calcular el pago de los intereses y el capital, se recurre al concepto de anualidad, es decir, un conjunto de pagos iguales realizados a intervalos iguales de tiempo. Se conserva el nombre de anualidad por estar ya muy arraigado en el tema aunque no siempre se refieren a periodos anuales de pago.

Se conoce como intervalo o periodo de pago al tiempo que transcurre entre un pago y otro, y se denomina plazo de la anualidad al tiempo que pasa entre el inicio del primer periodo de pago y el final del último. Renta es el nombre que se le da al pago periódico que se hace.

La variación de los elementos que intervienen en las anualidades hace que existan diferentes tipos de ellas. Para el caso de nuestro proyecto, se considero una anualidad simple anticipada, lo cual quiere decir que el periodo de pago coincide con el de capitalización de los intereses, y que los pagos se realizan al final de cada periodo.

El cálculo de la renta para este tipo de anualidades se realiza con la siguiente expresión:

$$R = \frac{M \times i}{1 - (1+i)^{-n}}$$

Donde:

R = renta, en este caso mensual a pagar

M = Monto final de crédito, considerando intereses
i =Tasa de interés mensual
n = Plazo del crédito.

Las condiciones del crédito para cada alternativa son:

Condiciones del crédito alternativa concreto:

tasa	15.00% anual
plazo	36 meses
crédito	\$ 25,223,916.40
Monto	\$ 39,448,788.14

Condiciones del crédito alternativa de acero:

tasa	15.00% anual
plazo	36 meses
crédito	\$ 35,264,230.99
Monto	\$ 55,151,276.09

La mensualidad para las alternativas de concreto y acero resultó ser de \$874,395.35 y \$1,222,446.15 respectivamente. El desglose de las amortizaciones se muestra en las tablas 5.5 y 5.6.

Tabla 5.5
Amortizaciones para alternativa de concreto

Mes	Pago	Intereses	Amortización	Saldo
				\$ 25,223,916.40
1	\$ 874,395.35	\$ 315,298.96	\$ 559,096.39	\$ 24,664,820.01
2	\$ 874,395.35	\$ 308,310.25	\$ 566,085.10	\$ 24,098,734.91
3	\$ 874,395.35	\$ 301,234.19	\$ 573,161.16	\$ 23,525,573.75
4	\$ 874,395.35	\$ 294,069.67	\$ 580,325.68	\$ 22,945,248.07
5	\$ 874,395.35	\$ 286,815.60	\$ 587,579.75	\$ 22,357,668.32
6	\$ 874,395.35	\$ 279,470.85	\$ 594,924.49	\$ 21,762,743.83
7	\$ 874,395.35	\$ 272,034.30	\$ 602,361.05	\$ 21,160,382.78
8	\$ 874,395.35	\$ 264,504.78	\$ 609,890.56	\$ 20,550,492.22
9	\$ 874,395.35	\$ 256,881.15	\$ 617,514.20	\$ 19,932,978.02
10	\$ 874,395.35	\$ 249,162.23	\$ 625,233.12	\$ 19,307,744.90
11	\$ 874,395.35	\$ 241,346.81	\$ 633,048.54	\$ 18,674,696.36
12	\$ 874,395.35	\$ 233,433.70	\$ 640,961.64	\$ 18,033,734.72
13	\$ 874,395.35	\$ 225,421.68	\$ 648,973.66	\$ 17,384,761.05
14	\$ 874,395.35	\$ 217,309.51	\$ 657,085.84	\$ 16,727,675.22
15	\$ 874,395.35	\$ 209,095.94	\$ 665,299.41	\$ 16,062,375.81
16	\$ 874,395.35	\$ 200,779.70	\$ 673,615.65	\$ 15,388,760.16
17	\$ 874,395.35	\$ 192,359.50	\$ 682,035.85	\$ 14,706,724.31
18	\$ 874,395.35	\$ 183,834.05	\$ 690,561.29	\$ 14,016,163.02
19	\$ 874,395.35	\$ 175,202.04	\$ 699,193.31	\$ 13,316,969.71
20	\$ 874,395.35	\$ 166,462.12	\$ 707,933.23	\$ 12,609,036.48
21	\$ 874,395.35	\$ 157,612.96	\$ 716,782.39	\$ 11,892,254.09
22	\$ 874,395.35	\$ 148,653.18	\$ 725,742.17	\$ 11,166,511.92
23	\$ 874,395.35	\$ 139,581.40	\$ 734,813.95	\$ 10,431,697.97
24	\$ 874,395.35	\$ 130,396.22	\$ 743,999.12	\$ 9,687,698.84
25	\$ 874,395.35	\$ 121,096.24	\$ 753,299.11	\$ 8,934,399.73
26	\$ 874,395.35	\$ 111,680.00	\$ 762,715.35	\$ 8,171,684.38
27	\$ 874,395.35	\$ 102,146.05	\$ 772,249.29	\$ 7,399,435.09
28	\$ 874,395.35	\$ 92,492.94	\$ 781,902.41	\$ 6,617,532.68
29	\$ 874,395.35	\$ 82,719.16	\$ 791,676.19	\$ 5,825,856.49
30	\$ 874,395.35	\$ 72,823.21	\$ 801,572.14	\$ 5,024,284.35
31	\$ 874,395.35	\$ 62,803.55	\$ 811,591.79	\$ 4,212,692.55
32	\$ 874,395.35	\$ 52,658.66	\$ 821,736.69	\$ 3,390,955.86
33	\$ 874,395.35	\$ 42,386.95	\$ 832,008.40	\$ 2,558,947.46
34	\$ 874,395.35	\$ 31,986.84	\$ 842,408.50	\$ 1,716,538.96
35	\$ 874,395.35	\$ 21,456.74	\$ 852,938.61	\$ 863,600.34
36	\$ 874,395.35	\$ 10,795.00	\$ 863,600.34	-\$ 0.00

Tabla 5.6
Amortizaciones para alternativa de acero

Mes	Pago	Intereses	Amortización	Saldo
				\$ 35,264,230.99
1	\$ 1,222,446.15	\$ 440,802.89	\$ 781,643.26	\$ 34,482,587.73
2	\$ 1,222,446.15	\$ 431,032.35	\$ 791,413.81	\$ 33,691,173.92
3	\$ 1,222,446.15	\$ 421,139.67	\$ 801,306.48	\$ 32,889,867.45
4	\$ 1,222,446.15	\$ 411,123.34	\$ 811,322.81	\$ 32,078,544.64
5	\$ 1,222,446.15	\$ 400,981.81	\$ 821,464.34	\$ 31,257,080.29
6	\$ 1,222,446.15	\$ 390,713.50	\$ 831,732.65	\$ 30,425,347.65
7	\$ 1,222,446.15	\$ 380,316.85	\$ 842,129.31	\$ 29,583,218.34
8	\$ 1,222,446.15	\$ 369,790.23	\$ 852,655.92	\$ 28,730,562.42
9	\$ 1,222,446.15	\$ 359,132.03	\$ 863,314.12	\$ 27,867,248.30
10	\$ 1,222,446.15	\$ 348,340.60	\$ 874,105.55	\$ 26,993,142.75
11	\$ 1,222,446.15	\$ 337,414.28	\$ 885,031.87	\$ 26,108,110.88
12	\$ 1,222,446.15	\$ 326,351.39	\$ 896,094.77	\$ 25,212,016.11
13	\$ 1,222,446.15	\$ 315,150.20	\$ 907,295.95	\$ 24,304,720.16
14	\$ 1,222,446.15	\$ 303,809.00	\$ 918,637.15	\$ 23,386,083.01
15	\$ 1,222,446.15	\$ 292,326.04	\$ 930,120.11	\$ 22,455,962.90
16	\$ 1,222,446.15	\$ 280,699.54	\$ 941,746.62	\$ 21,514,216.28
17	\$ 1,222,446.15	\$ 268,927.70	\$ 953,518.45	\$ 20,560,697.84
18	\$ 1,222,446.15	\$ 257,008.72	\$ 965,437.43	\$ 19,595,260.41
19	\$ 1,222,446.15	\$ 244,940.76	\$ 977,505.40	\$ 18,617,755.01
20	\$ 1,222,446.15	\$ 232,721.94	\$ 989,724.21	\$ 17,628,030.80
21	\$ 1,222,446.15	\$ 220,350.38	\$ 1,002,095.77	\$ 16,625,935.03
22	\$ 1,222,446.15	\$ 207,824.19	\$ 1,014,621.96	\$ 15,611,313.06
23	\$ 1,222,446.15	\$ 195,141.41	\$ 1,027,304.74	\$ 14,584,008.33
24	\$ 1,222,446.15	\$ 182,300.10	\$ 1,040,146.05	\$ 13,543,862.28
25	\$ 1,222,446.15	\$ 169,298.28	\$ 1,053,147.87	\$ 12,490,714.40
26	\$ 1,222,446.15	\$ 156,133.93	\$ 1,066,312.22	\$ 11,424,402.18
27	\$ 1,222,446.15	\$ 142,805.03	\$ 1,079,641.12	\$ 10,344,761.06
28	\$ 1,222,446.15	\$ 129,309.51	\$ 1,093,136.64	\$ 9,251,624.42
29	\$ 1,222,446.15	\$ 115,645.31	\$ 1,106,800.85	\$ 8,144,823.57
30	\$ 1,222,446.15	\$ 101,810.29	\$ 1,120,635.86	\$ 7,024,187.72
31	\$ 1,222,446.15	\$ 87,802.35	\$ 1,134,643.81	\$ 5,889,543.91
32	\$ 1,222,446.15	\$ 73,619.30	\$ 1,148,826.85	\$ 4,740,717.06
33	\$ 1,222,446.15	\$ 59,258.96	\$ 1,163,187.19	\$ 3,577,529.87
34	\$ 1,222,446.15	\$ 44,719.12	\$ 1,177,727.03	\$ 2,399,802.84
35	\$ 1,222,446.15	\$ 29,997.54	\$ 1,192,448.62	\$ 1,207,354.22
36	\$ 1,222,446.15	\$ 15,091.93	\$ 1,207,354.22	-\$ 0.00

5.3.3 Evaluación financiera.

Con la estructura financiera analizada, se obtienen los valores de distintos criterios para determinar cuál de las alternativas resultará más conveniente desde una perspectiva financiera. Para el proyecto en cuestión, se determinó el valor presente neto (VPN) y la tasa interna de retorno (TIR).

Dentro de un análisis de financiero, se considera, además del costo de la inversión, el tiempo en el que se puede recuperar la misma. Dentro de un proyecto de construcción, resulta imprescindible conocer el tiempo en el que habrá de ejecutarse la obra. Un menor tiempo en la ejecución de la obra, significa menor tiempo en obtención de los ingresos por ventas.

Existen varios métodos para determinar la conveniencia de alguna inversión, así como una comparación entre varias. El método más común consiste en traducir a “*valor presente*” los flujos monetarios de cualquier proyecto, mediante la expresión indicada a continuación:

$$VPN = -I_0 + \sum_a [(B_a - C_a) / (1 + i)^a] + VR_n$$

donde:

- VPN** = Valor Presente Neto del flujo económico o financiero del proyecto
- I₀** = Valor de las inversiones iniciales (por convención, agrupadas en un solo año inicial)
- n** = Número de años futuros considerados para el análisis del proyecto
- i** = Valor de la Tasa de Actualización de referencia (en % p.a.)
- B_a** = Beneficios (o ingresos) de cualquier año *a*, incluido entre 1 y *n*
- C_a** = Costos (o egresos) de cualquier año *a*, incluido entre 1 y *n*
- VR_n** = Valor Residual (o de Rescate) de las inversiones al cabo de *n* años, en moneda actual

Cada vez que la VPN es positiva, significa que el flujo neto del proyecto más, eventualmente, el valor de rescate de las inversiones, superan el costo inicial de inversión. **La selección de proyectos según el Criterio de la VPN consiste en seleccionar aquellos proyectos con la mayor VPN positiva**, lo que correspondería al criterio financiero clásico de garantizar el menor tiempo posible de recuperación de las inversiones.

La Tasa Interna de Retorno (TIR) es el valor de la Tasa de Actualización *i* que vuelve la VPN igual a cero. En otros términos, la TIR es la **tasa de rentabilidad mínima aceptable** para cualquier proyecto, puesto que la anulación de la VPN

significa que los beneficios netos actualizados sólo recuperan la inversión inicial, al cabo de n años de proyecto. La formulación matemática sería la siguiente:

$$TIR = i_0 \text{ para el cual } VPN = 0 \iff i_0 - VR_n = \sum_a [(Ba - Ca) / (1 + i_0)^a]$$

La selección de proyectos según el Criterio de la TIR consiste en retener aquellos cuya TIR alcance un valor máximo y superior a la tasa de actualización i . Si no fuera el caso, esto implicaría que el rendimiento neto de los proyectos seleccionados es inferior al costo de oportunidad del capital. Es decir que, aunque fuesen rentables (con $VPN > 0$), tendrían una rentabilidad intrínseca inferior al *costo promedio de disposición de los capitales invertidos*. Por lo que no representarían una opción económica o financiera atractiva.

Cabe subrayar que el Criterio de la TIR *no conduce necesariamente a la misma decisión de inversión* que el Criterio de la VPN, antes descrito. Por lo general, cualquier proyecto con VPN positiva muestra una TIR igualmente positiva y superior a la Tasa de Actualización i . Sin embargo, cuando la TIR alcanza valores muy grandes (superiores al 20 o 25% p.a. en moneda constante), puede significar que el proyecto es muy arriesgado o especulativo, ya que corresponde implícitamente a una tasa de actualización elevada. Por lo que su alto rendimiento posible queda asociado con un mayor riesgo-proyecto. En este caso, un proyecto con una TIR menor y una VPN positiva podría resultar más atractivo, aunque no mostrara una rentabilidad máxima. Asimismo, en el caso de una reinversión de las utilidades en el mismo proyecto (inversiones diferidas), puede ser que la VPN cambie varias veces de signo: al inicio negativa, luego positiva, enseguida negativa (debido al monto de la reinversión), otra vez positiva... En este caso, existen *varios valores de la TIR* asociados con una VPN nula. Por lo que **la TIR ya no es un criterio unívoco de decisión**. Por estas razones, es preferible usar el Criterio de la VPN máxima y positiva.

Otro aspecto importante a considerar es el periodo de recuperación de capital, es decir, es el tiempo correspondiente al primer valor positivo encontrado en el flujo de efectivo.

Las tablas 5.7 y 5.8 muestran la corrida financiera para las alternativas de concreto y acero respectivamente. Los conceptos que se incluyen en ellas son los siguientes:

Para la columna de egresos:

- **Inversión inicial:** Es la aportación realizada para el inicio de los proyectos, la cual se encuentra integrada por el costo del terreno, los gastos preliminares y los costos de las licencias de construcción.

- **Gastos por ventas:** Son los gastos por conceptos de publicidad, marketing, así como sueldos del personal contemplado para las ventas de los departamentos.
- **Impuestos:** No se consideró el pago de impuestos.
- **Crédito:** Es el pago por concepto de la mensualidad del crédito, obtenida en la sección anterior.

Para la columna de ingresos:

- **Productos financieros:** Debido a que el crédito se obtuvo para el costo total del proyecto menos la inversión inicial, se tienen excedentes antes de la ejecución de los trabajos, y se considera que dichos excedentes pueden ser colocados en algún otro instrumento de inversión.
- **Ingresos por ventas:** Son los ingresos por concepto de venta de departamentos y el local comercial. Se consideraron 8 tipos de departamentos, de acuerdo a su costo, los cuales tenían un valor más bajo en preventa, ya que lo más conveniente es obtener ingresos rápidamente, por lo que ofertar costos más bajos en preventa es una estrategia conveniente. Para cada alternativa se consideró una velocidad de ventas distinta, debido a que la construcción en acero concluirá antes su ejecución. A continuación se muestran el costo de los departamentos y la velocidad de ventas, esta última para cada alternativa.

Precios de venta de Departamentos				
Dpto tipo	Ubicación	Preventa	Venta	
A	Nivel 11	\$ 3,618,000.00	\$	4,020,000.00
B	102,1001,58	\$ 3,055,000.00	\$	3,395,000.00
C	103,202,203	\$ 2,874,000.00	\$	3,195,000.00
D	101,201	\$ 1,944,000.00	\$	2,160,000.00
E	301 al 901	\$ 1,755,000.00	\$	1,950,000.00
F	302 al 1002	\$ 1,660,500.00	\$	1,845,000.00
G	303 al 903	\$ 1,576,800.00	\$	1,752,000.00
H	Local comercial	\$ 1,800,000.00	\$	1,920,000.00

Programa de ventas para alternativa de concreto

Depto Tipo	Preventa									Venta																	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	
A						1			1																		
B				1															1							1	
C						1							2														
D								1										1									
E										1	1	2		1				1		1							
F					1				2	1	1				1	1								1			
G					1		2			1		1			1	1											
H		1																									

Programa de ventas para alternativa en acero

Depto Tipo	Preventa						Venta																				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	
A						1			1																		
B				1				1											1								
C						1						2															
D							1											1									
E										1	1	2		1				1		1							
F					1				2	1	1				1	1								1			
G			1		1		2					1			1	1											
H		1																									

Como puede apreciarse, el periodo en preventa de la alternativa de acero es menor que la de concreto, debido a que el tiempo de ejecución también lo es. Lo anterior le otorga a la alternativa de acero, no sólo la ventaja de obtener una velocidad de ventas mayor, sino la reducción del descuento por conceptos de preventa.

Para la columna de flujo de efectivo:

- **Flujo:** Corresponde al flujo en el periodo analizado
- **Flujo acumulado:** Es la suma acumulada de los flujos de efectivo
- **Flujo actualizado:** Es el valor del flujo por su correspondiente factor de actualización, conforme a la fórmula de VPN
- **Flujo acumulado actualizado:** Es la actualización del flujo acumulado, su último valor resultará ser el VPN.

Los resultados de los proyectos son:

Alternativa	VPN	TIR	Recuperación
Concreto	\$14,082,977	17.03%	6 meses
Acero	\$13,827,254	19.81%	6 meses

Tabla 5.7 Corrida financiera para alternativa de concreto

	Mes						
	1	2	3	4	5	6	7
	Egresos						
Inversión Inicial	-\$ 7,500,000.00	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Gastos por ventas	\$ -	\$ -	-\$ 8,000.00	-\$ 8,000.00	-\$ 8,000.00	-\$ 8,000.00	-\$ 15,000.00
Impuestos	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Crédito	\$ -	\$ -	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35
Total Egresos	-\$ 7,500,000.00	\$ -	-\$ 882,395.35	-\$ 882,395.35	-\$ 882,395.35	-\$ 882,395.35	-\$ 889,395.35
Ingresos							
Productos Financieros	\$ -	\$ 210,199.30	\$ 195,991.42	\$ 185,034.16	\$ 174,076.90	\$ 155,976.78	\$ 137,876.66
Ingresos por ventas	\$ -	\$ -	\$ 1,800,000.00	\$ 3,055,000.00	\$ 3,237,300.00	\$ 6,492,000.00	\$ 3,153,600.00
Total ingresos	\$ -	\$ 210,199.30	\$ 1,995,991.42	\$ 3,240,034.16	\$ 3,411,376.90	\$ 6,647,976.78	\$ 3,291,476.66
Flujo	-\$ 7,500,000.00	\$ 210,199.30	\$ 1,113,596.07	\$ 2,357,638.81	\$ 2,528,981.55	\$ 5,765,581.43	\$ 2,402,081.31
Flujo acumulado	-\$ 7,500,000.00	-\$ 7,289,800.70	-\$ 6,176,204.63	-\$ 3,818,565.82	-\$ 1,289,584.27	\$ 4,475,997.16	\$ 6,878,078.47
Flujo actualizado	-\$ 7,500,000.00	\$ 191,090.28	\$ 920,327.33	\$ 1,771,328.93	\$ 1,727,328.43	\$ 3,579,972.45	\$ 1,355,912.28
Flujo acum actualizado	-\$ 7,500,000.00	-\$ 7,308,909.72	-\$ 6,388,582.39	-\$ 4,617,253.46	-\$ 2,889,925.04	\$ 690,047.41	\$ 2,045,959.69
Factor de actualización	1.00	1.10	1.21	1.33	1.46	1.61	1.77

Tabla 5.7 Corrida financiera para alternativa de concreto (continuación)

	Mes						
	8	9	10	11	12	13	14
Egresos							
Inversión Inicial	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Gastos por ventas	-\$ 15,000.00	-\$ 25,000.00	-\$ 40,000.00	-\$ 40,000.00	-\$ 40,000.00	-\$ 25,000.00	-\$ 25,000.00
Impuestos	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Crédito	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35
Total Egresos	-\$ 889,395.35	-\$ 899,395.35	-\$ 914,395.35	-\$ 914,395.35	-\$ 914,395.35	-\$ 899,395.35	-\$ 899,395.35
Ingresos							
Productos Financieros	\$ 111,443.21	\$ 85,009.76	\$ 58,576.31	\$ 32,142.86	\$ 16,666.67	\$ 8,333.33	\$ -
Ingresos por ventas	\$ 1,944,000.00	\$ 6,939,000.00	\$ 5,547,000.00	\$ 3,795,000.00	\$ 5,652,000.00	\$ 6,390,000.00	\$ 1,950,000.00
Total ingresos	\$ 2,055,443.21	\$ 7,024,009.76	\$ 5,605,576.31	\$ 3,827,142.86	\$ 5,668,666.67	\$ 6,398,333.33	\$ 1,950,000.00
Flujo de efectivo							
Flujo	\$ 1,166,047.86	\$ 6,124,614.41	\$ 4,691,180.96	\$ 2,912,747.51	\$ 4,754,271.32	\$ 5,498,937.99	\$ 1,050,604.65
Flujo acumulado	\$ 8,044,126.33	\$ 14,168,740.74	\$ 18,859,921.70	\$ 21,772,669.21	\$ 26,526,940.53	\$ 32,025,878.52	\$ 33,076,483.17
Flujo actualizado	\$ 598,366.93	\$ 2,857,177.82	\$ 1,989,518.67	\$ 1,122,990.26	\$ 1,666,343.09	\$ 1,752,131.11	\$ 304,322.74
Flujo acum actualizado	\$ 2,644,326.62	\$ 5,501,504.44	\$ 7,491,023.11	\$ 8,614,013.37	\$ 10,280,356.46	\$ 12,032,487.57	\$ 12,336,810.31
Factor de actualización	1.95	2.14	2.36	2.59	2.85	3.14	3.45

Tabla 5.7 Corrida financiera para alternativa de concreto (continuación)

	Mes						
	15	16	17	18	19	20	21
Egresos							
Inversión Inicial	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Gastos por ventas	-\$ 25,000.00	-\$ 15,000.00	-\$ 15,000.00	-\$ 8,000.00	-\$ 8,000.00	-\$ 8,000.00	-\$ 6,000.00
Impuestos	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Crédito	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35
Total Egresos	-\$ 899,395.35	-\$ 889,395.35	-\$ 889,395.35	-\$ 882,395.35	-\$ 882,395.35	-\$ 882,395.35	-\$ 880,395.35
Ingresos							
Productos Financieros	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Ingresos por ventas	\$ 3,597,000.00	\$ 3,597,000.00	\$ -	\$ 4,110,000.00	\$ 3,395,000.00	\$ -	\$ 1,950,000.00
Total ingresos	\$ 3,597,000.00	\$ 3,597,000.00	\$ -	\$ 4,110,000.00	\$ 3,395,000.00	\$ -	\$ 1,950,000.00
Flujo de efectivo							
Flujo	\$ 2,697,604.65	\$ 2,707,604.65	-\$ 889,395.35	\$ 3,227,604.65	\$ 2,512,604.65	-\$ 882,395.35	\$ 1,069,604.65
Flujo acumulado	\$ 35,774,087.82	\$ 38,481,692.47	\$ 37,592,297.12	\$ 40,819,901.77	\$ 43,332,506.43	\$ 42,450,111.08	\$ 43,519,715.73
Flujo actualizado	\$ 710,363.62	\$ 648,179.03	-\$ 193,558.34	\$ 638,564.37	\$ 451,914.03	-\$ 144,278.69	\$ 158,989.92
Flujo acum actualizado	\$ 13,047,173.93	\$ 13,695,352.96	\$ 13,501,794.62	\$ 14,140,358.99	\$ 14,592,273.02	\$ 14,447,994.33	\$ 14,606,984.25
Factor de actualización	3.80	4.18	4.59	5.05	5.56	6.12	6.73

Tabla 5.7 Corrida financiera para alternativa de concreto (continuación)

	Mes						
	22	23	24	25	26	27	28
Egresos							
Inversión Inicial	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Gastos por ventas	-\$ 6,000.00	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Impuestos	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Crédito	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35
Total Egresos	-\$ 880,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35
Ingresos							
Productos Financieros	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Ingresos por ventas	\$ -	\$ -	\$ 1,845,000.00	\$ -	\$ 3,395,000.00	\$ -	\$ -
Total ingresos	\$ -	\$ -	\$ 1,845,000.00	\$ -	\$ 3,395,000.00	\$ -	\$ -
Flujo de efectivo							
Flujo	-\$ 880,395.35	-\$ 874,395.35	\$ 970,604.65	-\$ 874,395.35	\$ 2,520,604.65	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35
Flujo acumulado	\$ 42,639,320.38	\$ 41,764,925.03	\$ 42,735,529.68	\$ 41,861,134.34	\$ 44,381,738.99	\$ 43,507,343.64	\$ 42,632,948.29
Flujo actualizado	-\$ 118,968.33	-\$ 107,415.95	\$ 108,395.34	-\$ 88,773.51	\$ 232,641.72	-\$ 73,366.54	-\$ 66,696.85
Flujo acum actualizado	\$ 14,488,015.92	\$ 14,380,599.97	\$ 14,488,995.31	\$ 14,400,221.80	\$ 14,632,863.53	\$ 14,559,496.99	\$ 14,492,800.13
Factor de actualización	7.40	8.14	8.95	9.85	10.83	11.92	13.11

Tabla 5.7 Corrida financiera para alternativa de concreto (continuación)

	Mes						
	29	30	31	32	33	34	35
Egresos							
Inversión Inicial	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Gastos por ventas	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Impuestos	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Crédito	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35
Total Egresos	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35
Ingresos							
Productos Financieros	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Ingresos por ventas	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Total ingresos	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Flujo de efectivo							
Flujo	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35
Flujo acumulado	\$ 41,758,552.94	\$ 40,884,157.60	\$ 40,009,762.25	\$ 39,135,366.90	\$ 38,260,971.55	\$ 37,386,576.20	\$ 36,512,180.85
Flujo actualizado	-\$ 60,633.50	-\$ 55,121.37	-\$ 50,110.33	-\$ 45,554.85	-\$ 41,413.50	-\$ 37,648.63	-\$ 34,226.03
Flujo acum actualizado	\$ 14,432,166.63	\$ 14,377,045.27	\$ 14,326,934.93	\$ 14,281,380.09	\$ 14,239,966.59	\$ 14,202,317.95	\$ 14,168,091.92
Factor de actualización	14.42	15.86	17.45	19.19	21.11	23.23	25.55

Tabla 5.7 Corrida financiera para alternativa de concreto (continuación)

	Mes						
	36	37	38				
Egresos							
Inversión Inicial	\$ -	\$ -	\$ -				
Gastos por ventas	\$ -	\$ -	\$ -				
Impuestos	\$ -	\$ -	\$ -				
Crédito	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35				
Total Egresos	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35				
Ingresos							
Productos Financieros	\$ -	\$ -	\$ -				
Ingresos por ventas	\$ -	\$ -	\$ -				
Total ingresos	\$ -	\$ -	\$ -				
Flujo de efectivo							
Flujo	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35	-\$ 874,395.35				
Flujo acumulado	\$ 35,637,785.51	\$ 34,763,390.16	\$ 33,888,994.81				
Flujo actualizado	-\$ 31,114.57	-\$ 28,285.98	-\$ 25,714.52	VPN	\$ 14,082,976.85		
Flujo acum actualizado	\$ 14,136,977.35	\$ 14,108,691.37	\$ 14,082,976.85	TIR	17.03%		
Factor de actualización	28.10	30.91	34.00				

Tabla 5.8 Corrida financiera para alternativa de acero

	Mes						
	1	2	3	4	5	6	7
Egresos							
Inversión Inicial	-\$ 7,500,000.00	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Gastos por ventas	\$ -	\$ -	-\$ 8,000.00	-\$ 8,000.00	-\$ 8,000.00	-\$ 8,000.00	-\$ 15,000.00
Impuestos	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Crédito	\$ -	\$ -	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15
Total Egresos	-\$ 7,500,000.00	\$ -	-\$ 1,230,446.15	-\$ 1,230,446.15	-\$ 1,230,446.15	-\$ 1,230,446.15	-\$ 1,237,446.15
Ingresos							
Productos Financieros	\$ -	\$ 210,199.30	\$ 195,991.42	\$ 185,034.16	\$ 174,076.90	\$ 155,976.78	\$ 137,876.66
Ingresos por ventas	\$ -	\$ 1,800,000.00	\$ 1,576,800.00	\$ 3,055,000.00	\$ 3,237,300.00	\$ 6,492,000.00	\$ 3,504,000.00
Total ingresos	\$ -	\$ 2,010,199.30	\$ 1,772,791.42	\$ 3,240,034.16	\$ 3,411,376.90	\$ 6,647,976.78	\$ 3,641,876.66
Flujo de efectivo							
Flujo	-\$ 7,500,000.00	\$ 2,010,199.30	\$ 542,345.26	\$ 2,009,588.00	\$ 2,180,930.74	\$ 5,417,530.63	\$ 2,404,430.51
Flujo acumulado	-\$ 7,500,000.00	-\$ 5,489,800.70	-\$ 4,947,455.43	-\$ 2,937,867.43	-\$ 756,936.68	\$ 4,660,593.94	\$ 7,065,024.45
Flujo actualizado	-\$ 7,500,000.00	\$ 1,827,453.91	\$ 448,219.23	\$ 1,509,833.21	\$ 1,489,605.04	\$ 3,363,860.28	\$ 1,357,238.34
Flujo acum actualizado	-\$ 7,500,000.00	-\$ 5,672,546.09	-\$ 5,224,326.86	-\$ 3,714,493.65	-\$ 2,224,888.61	\$ 1,138,971.68	\$ 2,496,210.02
Factor de actualización	1.00	1.10	1.21	1.33	1.46	1.61	1.77

Tabla 5.8 Corrida financiera para alternativa de acero (continuación)

	Mes						
	8	9	10	11	12	13	14
Egresos							
Inversión Inicial	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Gastos por ventas	-\$ 15,000.00	-\$ 25,000.00	-\$ 40,000.00	-\$ 40,000.00	-\$ 40,000.00	-\$ 25,000.00	-\$ 25,000.00
Impuestos	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Crédito	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15
Total Egresos	-\$ 1,237,446.15	-\$ 1,247,446.15	-\$ 1,262,446.15	-\$ 1,262,446.15	-\$ 1,262,446.15	-\$ 1,247,446.15	-\$ 1,247,446.15
Ingresos							
Productos Financieros	\$ 111,443.21	\$ 85,009.76	\$ 58,576.31	\$ 32,142.86	\$ 16,666.67	\$ 8,333.33	\$ -
Ingresos por ventas	\$ 5,555,000.00	\$ 7,710,000.00	\$ 3,795,000.00	\$ 3,795,000.00	\$ 5,652,000.00	\$ 6,390,000.00	\$ 1,950,000.00
Total ingresos	\$ 5,666,443.21	\$ 7,795,009.76	\$ 3,853,576.31	\$ 3,827,142.86	\$ 5,668,666.67	\$ 6,398,333.33	\$ 1,950,000.00
Flujo de efectivo							
Flujo	\$ 4,428,997.06	\$ 6,547,563.61	\$ 2,591,130.16	\$ 2,564,696.71	\$ 4,406,220.51	\$ 5,150,887.18	\$ 702,553.85
Flujo acumulado	\$ 11,494,021.51	\$ 18,041,585.12	\$ 20,632,715.27	\$ 23,197,411.98	\$ 27,603,632.49	\$ 32,754,519.67	\$ 33,457,073.52
Flujo actualizado	\$ 2,272,775.80	\$ 3,054,486.75	\$ 1,098,892.13	\$ 988,801.60	\$ 1,544,353.41	\$ 1,641,231.39	\$ 203,504.82
Flujo acum actualizado	\$ 4,768,985.81	\$ 7,823,472.56	\$ 8,922,364.69	\$ 9,911,166.29	\$ 11,455,519.70	\$ 13,096,751.10	\$ 13,300,255.92
Factor de actualización	1.95	2.14	2.36	2.59	2.85	3.14	3.45

Tabla 5.8 Corrida financiera para alternativa de acero (continuación)

	Mes						
	15	16	17	18	19	20	21
Egresos							
Inversión Inicial	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Gastos por ventas	-\$ 25,000.00	-\$ 15,000.00	-\$ 15,000.00	-\$ 8,000.00	-\$ 8,000.00	-\$ 8,000.00	-\$ 6,000.00
Impuestos	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Crédito	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15
Total Egresos	-\$ 1,247,446.15	-\$ 1,237,446.15	-\$ 1,237,446.15	-\$ 1,230,446.15	-\$ 1,230,446.15	-\$ 1,230,446.15	-\$ 1,228,446.15
Ingresos							
Productos Financieros	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Ingresos por ventas	\$ 3,597,000.00	\$ 3,597,000.00	\$ -	\$ 4,110,000.00	\$ 3,395,000.00	\$ -	\$ 1,950,000.00
Total ingresos	\$ 3,597,000.00	\$ 3,597,000.00	\$ -	\$ 4,110,000.00	\$ 3,395,000.00	\$ -	\$ 1,950,000.00
Flujo de efectivo							
Flujo	\$ 2,349,553.85	\$ 2,359,553.85	-\$ 1,237,446.15	\$ 2,879,553.85	\$ 2,164,553.85	-\$ 1,230,446.15	\$ 721,553.85
Flujo acumulado	\$ 35,806,627.37	\$ 38,166,181.22	\$ 36,928,735.07	\$ 39,808,288.92	\$ 41,972,842.76	\$ 40,742,396.61	\$ 41,463,950.46
Flujo actualizado	\$ 618,710.96	\$ 564,858.43	-\$ 269,304.34	\$ 569,704.38	\$ 389,314.04	-\$ 201,187.78	\$ 107,254.38
Flujo acum actualizado	\$ 13,918,966.88	\$ 14,483,825.31	\$ 14,214,520.98	\$ 14,784,225.35	\$ 15,173,539.39	\$ 14,972,351.61	\$ 15,079,605.99
Factor de actualización	3.80	4.18	4.59	5.05	5.56	6.12	6.73

Tabla 5.8 Corrida financiera para alternativa de acero (continuación)

	Mes						
	22	23	24	25	26	27	28
Egresos							
Inversión Inicial	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Gastos por ventas	-\$ 6,000.00	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Impuestos	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Crédito	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15
Total Egresos	-\$ 1,228,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15
Ingresos							
Productos Financieros	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Ingresos por ventas	\$ -	\$ -	\$ 1,845,000.00	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Total ingresos	\$ -	\$ -	\$ 1,845,000.00	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Flujo de efectivo							
Flujo	-\$ 1,228,446.15	-\$ 1,222,446.15	\$ 622,553.85	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15
Flujo acumulado	\$ 40,235,504.31	\$ 39,013,058.16	\$ 39,635,612.00	\$ 38,413,165.85	\$ 37,190,719.70	\$ 35,968,273.55	\$ 34,745,827.40
Flujo actualizado	-\$ 166,000.63	-\$ 150,172.59	\$ 69,525.67	-\$ 124,109.58	-\$ 112,826.89	-\$ 102,569.90	-\$ 93,245.36
Flujo acum actualizado	\$ 14,913,605.36	\$ 14,763,432.78	\$ 14,832,958.44	\$ 14,708,848.87	\$ 14,596,021.98	\$ 14,493,452.08	\$ 14,400,206.72
Factor de actualización	7.40	8.14	8.95	9.85	10.83	11.92	13.11

Tabla 5.8 Corrida financiera para alternativa de acero (continuación)

	Mes						
	29	30	31	32	33	34	35
Egresos							
Inversión Inicial	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Gastos por ventas	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Impuestos	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Crédito	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15
Total Egresos	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15
Ingresos							
Productos Financieros	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Ingresos por ventas	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Total ingresos	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -	\$ -
Flujo de efectivo							
Flujo	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15
Flujo acumulado	\$ 33,523,381.24	\$ 32,300,935.09	\$ 31,078,488.94	\$ 29,856,042.79	\$ 28,633,596.64	\$ 27,411,150.49	\$ 26,188,704.33
Flujo actualizado	-\$ 84,768.51	-\$ 77,062.28	-\$ 70,056.62	-\$ 63,687.84	-\$ 57,898.03	-\$ 52,634.58	-\$ 47,849.61
Flujo acum actualizado	\$ 14,315,438.21	\$ 14,238,375.93	\$ 14,168,319.31	\$ 14,104,631.47	\$ 14,046,733.44	\$ 13,994,098.86	\$ 13,946,249.24
Factor de actualización	14.42	15.86	17.45	19.19	21.11	23.23	25.55

Tabla 5.8 Corrida financiera para alternativa de acero (continuación)

	Mes						
	36	37	38				
Egresos							
Inversión Inicial	\$ -	\$ -	\$ -				
Gastos por ventas	\$ -	\$ -	\$ -				
Impuestos	\$ -	\$ -	\$ -				
Crédito	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15				
Total Egresos	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15				
Ingresos							
Productos Financieros	\$ -	\$ -	\$ -				
Ingresos por ventas	\$ -	\$ -	\$ -				
Total ingresos	\$ -	\$ -	\$ -				
Flujo de efectivo							
Flujo	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15	-\$ 1,222,446.15				
Flujo acumulado	\$ 24,966,258.18	\$ 23,743,812.03	\$ 22,521,365.88				
Flujo actualizado	-\$ 43,499.65	-\$ 39,545.14	-\$ 35,950.12	VPN	\$ 13,827,254.34		
Flujo acum actualizado	\$ 13,902,749.60	\$ 13,863,204.46	\$ 13,827,254.34	TIR	19.81%		
Factor de actualización	28.10	30.91	34.00				

5.3.4 Análisis de Sensibilidad.

Debido a que durante el horizonte de tiempo del financiamiento del proyecto existen variables que podrían sufrir modificaciones, es necesario complementar el análisis financiero con un análisis de sensibilidad. Un análisis de sensibilidad, se realiza modificando variables y verificando que efectos traerían esas modificaciones a las razones financieras consideradas (TIR y VPN).

Para los proyectos analizados, las variables que se juzgo más conveniente modificar fueron:

- **Tiempo de ejecución del proyecto:** Un retraso en la ejecución de los trabajos, ocasionaría problemas con la velocidad de las ventas, lo que retrasaría el flujo de efectivo. Para el caso específico del proyecto, se obtuvieron resultados considerando un atraso de un mes, así como una anticipación del mismo tiempo.
- **Costos de construcción:** Es importante considerar una variación en los costos de construcción considerados, los cuales pueden aumentar, a consecuencia de la inflación, o bien, podrían disminuir, si se otorga algún descuento por volumetría. Para el caso del proyecto, se obtuvieron las razones financieras, considerando un incremento de los costos del 20%, y una disminución del mismo porcentaje.
- **Tasa de crédito:** También se consideraron variaciones en las tasa de financiamiento del proyecto, la cual fue originalmente del 15%, y se realizó el cálculo para tasas de 18, 20 y 25 por ciento.
- **Tiempo de financiamiento:** Para obtener la mejor alternativa de financiamiento, se decidió verificar las razones financieras, a plazos de 18, 24 y 30 meses.

En la tabla 5.9, se muestran los resultados del análisis de sensibilidad.

Tabla 5.9 Análisis de Sensibilidad				
Variación	Alternativa	TIR	VPN (miles de\$)	Recuperación de inv.
Original	Concreto	17.03%	\$ 14,082.98	6 meses
	Acero	19.81%	\$ 13,827.25	6 meses
Tiempo de ejecución 1 mes atraso	Concreto	11.95%	\$ 11,771.55	7 meses
	Acero	11.91%	\$ 10,042.94	7 meses
Tiempo de ejecución 1 mes adelanto	Concreto	25.47%	\$ 16,612.25	5 meses
	Acero	30.77%	\$ 15,106.62	4 meses
Costos de construcción incremento 20%	Concreto	16.02%	\$ 12,730.24	6 meses
	Acero	18.21%	\$ 11,862.18	6 meses
Costos de construcción descuento 20%	Concreto	17.83%	\$ 15,210.25	6 meses
	Acero	21.09%	\$ 15,464.82	6 meses

Tabla 5.9 Análisis de Sensibilidad (continuación)				
Variación	Alternativa	TIR	VPN (miles de\$)	Recuperación de inv.
Considerando una tasa de crédito del 18%	Concreto	16.75%	\$ 13,753.10	6 meses
	Acero	19.40%	\$ 13,365.95	6 meses
Considerando una tasa de crédito del 20%	Concreto	16.56%	\$ 13,528.63	6 meses
	Acero	19.12%	\$ 13,052.26	6 meses
Considerando una tasa de crédito del 25%	Concreto	16.02%	\$ 12,952.56	6 meses
	Acero	18.40%	\$ 12,246.87	6 meses
Tiempo de financiamiento de 18 meses	Concreto	11.73%	\$ 10,042.47	8 meses
	Acero	11.67%	\$ 8,178.44	8 meses
Tiempo de financiamiento de 24 meses	Concreto	14.40%	\$ 11,785.29	7 meses
	Acero	15.87%	\$ 10,614.98	7 meses
Tiempo de financiamiento de 30 meses	Concreto	15.99%	\$ 13,035.22	6 meses
	Acero	16.51%	\$ 10,955.26	6 meses

Como puede apreciarse, aún con todas las variaciones, tanto el VPN, como la TIR, resultaron positivas para todos los casos. Los valores más bajos para ambas alternativas, se localizaron para un tiempo de financiamiento de 18 meses, mientras que los valores más altos corresponden a un adelanto en la ejecución de los proyectos, para el caso de concreto, y una disminución del 20 por ciento de los costos para el caso de acero.

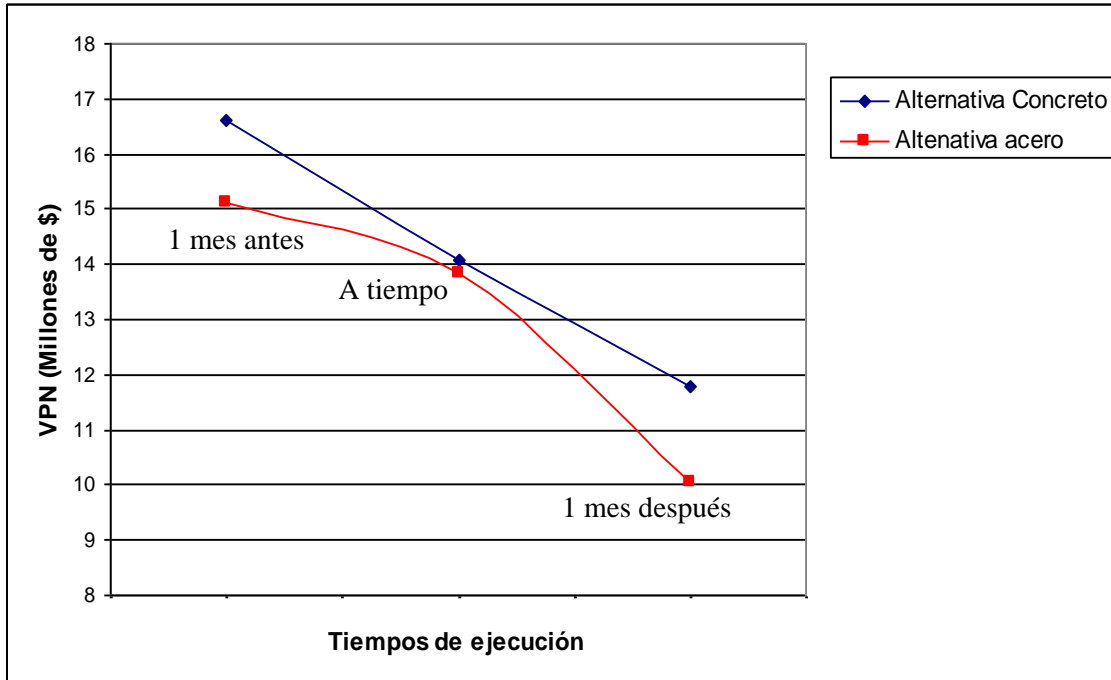


Figura 5.1 Sensibilidad VPN tiempos de ejecución.

En la Figura 5.1, se observa como la conclusión de los trabajos antes de tiempo traería mayores beneficios para la alternativa de concreto, que para la de acero. Lo anterior es lógico si analizamos que la principal desventaja de ésta alternativa respecto a la de acero, es precisamente el tiempo de ejecución del proyecto, por lo que al reducirse, el VPN del concreto, tendrá mayor diferencia respecto al del acero.

Algo similar ocurre respecto a los costos de construcción, solo que en este caso, la alternativa de acero presenta mayor sensibilidad. Si se presentara una reducción de los costos del orden del 20 por ciento, el VPN de la alternativa de acero, sería mayor que si se presentara el mismo descuento para los precios de acero. Lo anterior se muestra en la Figura 5.2.

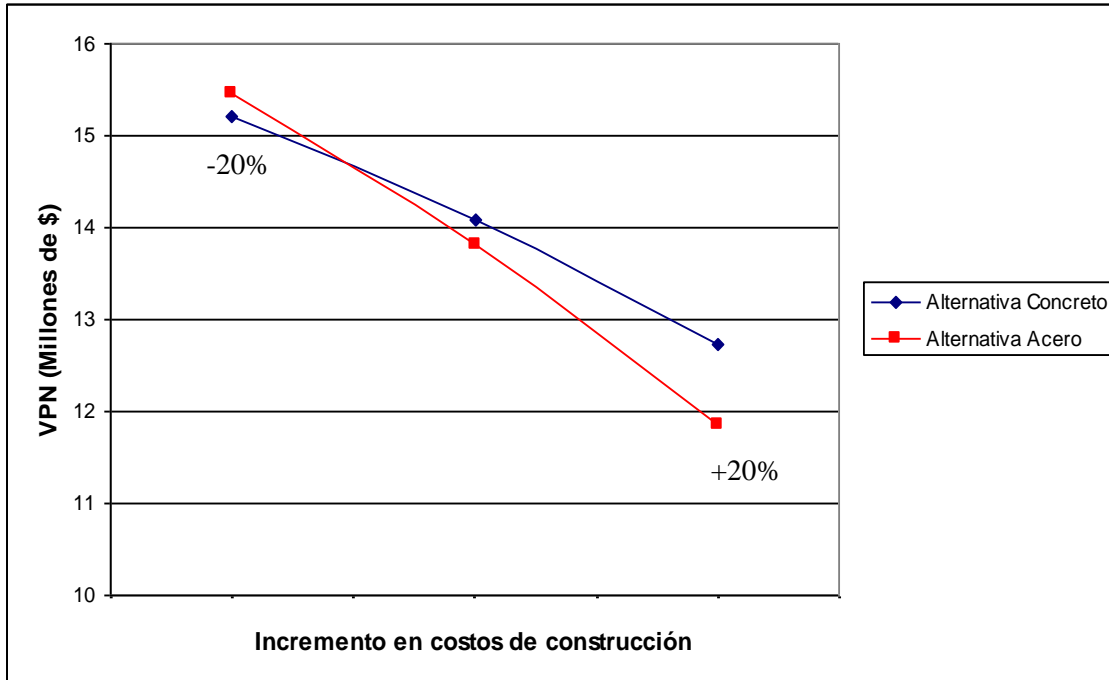


Figura 5.2 Sensibilidad VPN Costos de construcción.

Por su parte, el comportamiento observado al variar las condiciones del crédito, presenta cambios bruscos en las pendientes para ambas alternativas. Como se muestra en las figuras 5.3 y 5.4, al pasar de una tasa del 20 al 25 por ciento, la reducción del VPN es notable. Para el caso del tiempo de financiamiento, la variación es más apreciable en la alternativa de acero.

Después de realizar el análisis financiero, podemos concluir que, a pesar de que la alternativa de concreto resulta más económica, las razones financieras para ambas alternativas son similares, encontrándose un VPN, poco más elevadas para el caso de concreto y una TIR, más alta para la alternativa de acero. Por lo que ambas alternativas son viables desde una perspectiva financiera.

Aunque de manera general, el VPN fue mayor para la alternativa de concreto, el análisis de sensibilidad mostró que si se pudieran obtener descuentos por volumetría mayores del 20 por ciento, lo indicado sería realizar el proyecto en acero, de igual manera, si la existiera una variación en los tiempos de ejecución considerados mayor de un mes.

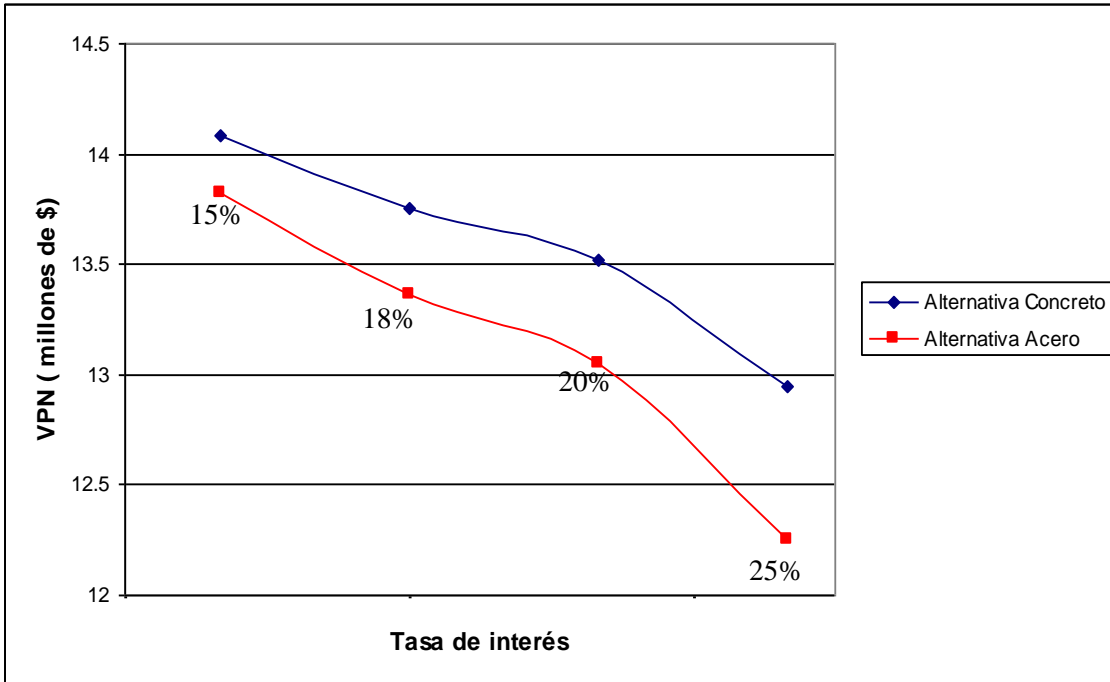


Figura 5.3 Sensibilidad VPN tasa de interés

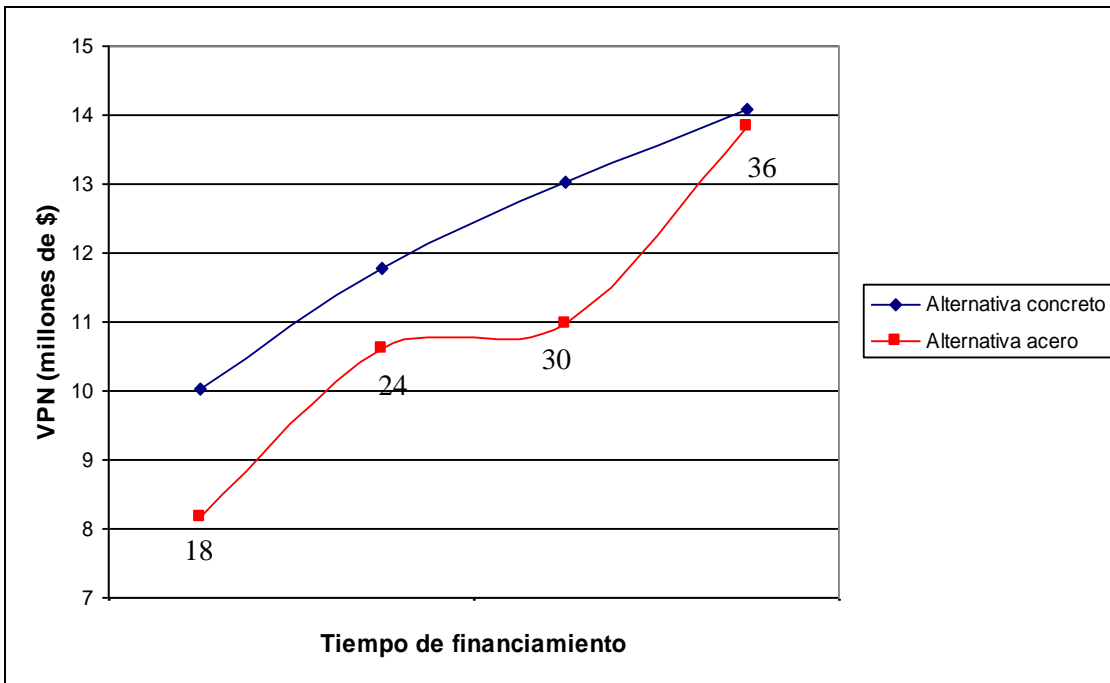


Figura 5.4 Sensibilidad VPN tiempo de financiamiento

6. Conclusiones

1. Conclusiones.

Se han presentado dos propuestas de diseño para una misma estructura, una empleando concreto reforzado y la otra de acero estructural, mostrando para cada una las características de los materiales, secciones, tipo de análisis y diseño.

Para ambas propuestas se buscó que el diseño siguiera los lineamientos que marcan los reglamentos de diseño y revisando los estados límites de servicio y los estados límite de de falla. Para el caso de la estructura del concreto en el postprocesador del programa que se empleó para el análisis se diseño en el Reglamento ACI 98 y para verificar los resultados que arrojó, se utilizó el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal con sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras de Concreto, se puede ver que ambos arrojaron resultados similares por lo que las secciones geométricas propuestas se tomaron como efectivas para esperar que la estructura tenga un comportamiento aceptable para la seguridad de quienes lo llegaran a habitar durante toda la vida útil de la estructura.

Para el caso de la estructura en acero, en el posprocesador del programa se diseño con el AISC LRFD 93, la verificación de los resultados de este diseño se hizo con el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Estructuras Metálicas, al igual que el diseño en concreto los resultados fueron muy similares por lo que también las secciones geométricas de los distintos elementos estructurales se toma como buena.

Es difícil decir que opción es mejor estructuralmente, ya que ambas están cumpliendo con no rebasar los estados límites de servicio y de falla, y ambas respetan la arquitectura del proyecto. Quizá el punto importante que pueda llevar a tomar una decisión de que alternativa tomar, es la apariencia, la imagen que el arquitecto desee, ya que para ambas opciones existen diferentes tipos de acabados que van de acuerdo al diseño arquitectónico.

Tomando en cuenta que en un proyecto de estas características, y en la mayoría de los proyectos de ingeniería, no solo el diseño estructural es el que rige para seleccionar el tipo de material a emplear. Existen otros factores que pueden ayudar a decidir cual es la más conveniente para los intereses de quienes la diseñan, la construyen y la usarán. Este otro factor de gran importancia es el costo, que implica una evaluación económica como la presentada en capítulo 5 de este trabajo, mostrando que económicamente ambas alternativas resultan ser muy viables, solo que considerando que este tipo de proyectos es difícil contar con todo el capital necesario y suficiente para su elaboración, se recurren a inversiones por parte de un grupo de socios o sociedades bancarias para que financien el proyecto, tomando en cuenta esto se puede apreciar que ya empieza a existir diferencia entre ambas alternativas, dejando ver que la opción en acero sería la más viable.

Cabe mencionar que cada proyecto, dependiendo de las características arquitectónicas, del capital inicial de inversión con el que se cuente, de la ubicación, del estatus social, del tipo de crédito que se logre obtener para su financiamiento, va a requerir de su propio análisis, ya que existen estructuras que por sus propias características no puede ser de concreto o de acero, y quizá necesite de la combinación de ambos elementos.

BIBLIOGRAFIA

1. ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO
González Cuevas Oscar M.
Robles Fernández-Villegas Francisco
Editorial: Limusa
Tercera edición
2003
2. COMENTARIOS, AYUDAS DE DISEÑO Y EJEMPLOS DE LAS NORMAS
TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE
CONCRETO, DDF.
Series del Instituto de Ingeniería
Noviembre 1991
3. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO CONSTRUCCIÓN
COMPUESTA
De Buen López de Heredia Oscar
Fundación ICA
4. DISEÑO ESTRUCTURAL
Meli Piralla Roberto
Editorial: Limusa
Segunda edición
2005
5. DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS
Enrique Bazán, Roberto Meli
Editorial: Noriega-Limusa
Tercera reimpresión
2000
6. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO MIEMBROS EN COMPRESIÓN
(LA COLUMNA AISLADA)
De Buen López de Heredia Oscar
Fundación ICA
7. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE ACERO
FLEXIÓN 1
(VIGAS SIN PANDEO LATERAL)
De Buen López de Heredia Oscar
Fundación ICA

-
8. MANUAL DE RESISTENCIA DE MATERIALES
G. S. Pisarenko, A. P. Yákovlev, V. V. Matvéev
Editorial Mir Moscú
 9. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DISTRITO FEDERAL
Año 2004
 10. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS MÉTALICAS
RCDF
 11. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y
CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
RCDF
 12. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO POR SISMO
RCDF
 13. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS SOBRE CRITERIOS Y
ACCIONES PARA EL DISEÑO ESTRUCTURAL DE LAS EDIFICACIONES
RCDF
 14. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DE DISEÑO DE
CIMENTACIONES
RCDF
 15. ANALISIS Y EVALUACIÓN DE PROYECTOS DE INVERSIÓN
Cross Bu Raúl
Editorial Limusa, Grupo Noriega Editores
2005
 16. EVALUACIÓN SOCIAL DE PROYECTOS
Fontaine Ernesto
Computec 2005
12ª Edición
 17. MÉTODOS CUANTITATIVOS PARA ADMINISTRACIÓN
Hillier Frederick, Hillier Mark, Lieberman Gerald
McGraw – Hill Interamericana Editores
2002
 18. CATALOGO DE PRECIOS Y MATRICES DE CONSTRUCCIÓN
BIMSA 2003