



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

---

FACULTAD DE INGENIERÍA

**PROYECTO ESTRUCTURAL DEL CONJUNTO DE DOS  
TORRES DE 17 NIVELES EN CONCRETO REFORZADO.**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE :

**I N G E N I E R O C I V I L**

P R E S E N T A :

**JAVIER NOVA PAREDES**

DIRECTOR DE TESIS :

**ING FRANCISCO DE JESUS CHACON GARCIA**



2013

## **AGRADECIMIENTOS:**

**A Dios**

*Con toda la humildad y agradecimiento por permitirme vivir este momento tan especial, y por no dejarme caer ante circunstancias difíciles.*

**A mi Universidad,**

*Por ser durante mucho tiempo mi segunda casa, brindándome además de estudios, una figura de admiración y respeto que siempre llevare en mi corazón.*

**A mis Profesores y mi Facultad,**

*Por compartir todos sus conocimientos y por prestar sus aulas para hacer de mi, una persona de bien y deseosa de servir a la gente, aplicando los conocimientos adquiridos.*

**A mi Madre,**

*Que ha sabido formarme con buenos sentimientos, hábitos y valores. Por su amor incondicional y sacrificios no solo en mi vida estudiantil, si no durante todos estos años.*

**A mi Padre,**

*Por sus consejos y por enseñarme el camino de la constancia, disciplina y trabajo, que finalmente me han llevado a culminar una carrera profesional.*

**A mis Hermanos,**

*Por ser amigos, compañeros y cómplices de muchas vivencias y por estar en todo momento al pendiente de mi.*

**A mi Esposa Susana,**

*Por el apoyo y ánimo que me brinda día con día para alcanzar nuevas metas, tanto profesionales como personales.*

**A mis Hijos Leonardo y Ariadna,**

*Por ser los detonadores de grandes cosas, y a los que siempre cuidare para verlos hechos personas capaces y que puedan valerse por sí mismos. Espero este trabajo sirva de ejemplo para que logren alcanzar sus metas.*

**A mi tutor,**

*Por su amistad, paciencia, y por el tiempo invertido para hacer posible la culminación de este trabajo*

**PROYECTO ESTRUCTURAL DEL CONJUNTO DE DOS TORRES DE 17 NIVELES  
EN CONCRETO REFORZADO.**

**INDICE**

INTRODUCCION

I. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

- I.1 Proyecto Arquitectónico.
- I.2 Estructuración.
- I.3 Estimaciones de Carga.

II. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

- II.1 Materiales.
- II.2 Parámetros de Diseño.
- II.3 Modelación de la estructura.
- II.4 Revisión de centros de torsión y excentricidad accidental.
- II.5 Revisión por cortante basal mínimo.
- II.6 Revisión de desplazamientos.
- II.7 Obtención de elementos mecánicos
- II.8. Revisión por resistencia.

III. DISEÑO DE CIMENTACIÓN.

- III.1 Estudio de Mecánica de Suelos.
- III.2 Elección del tipo de Cimentación.
- III.3 Diseño de Pilas.
- III.4 Diseño de Losa de Cimentación.
- III.5 Diseño de Muro de Contención Perimetral.
- III.6 Detalles y Cortes de cimentación.

IV. DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA.

- IV.1 Diseño de Columnas
- IV.2 Diseño de Trabes.
- IV.3 Diseño de losas Postensadas.
- IV.4 Detalles y Cortes de la superestructura.
- IV.5 Planos Estructurales.

V. PARAMETROS DE OBRA.

- V.1 Detalles Constructivos.
- V.2 Estimación de Costos.
- V.3 Notas y Recomendaciones.

VI. CONCLUSIONES.

## INTRODUCCIÓN

En los próximos 10 años, los cambios en la estructura de la pirámide de edades de la población indican que serán cada día más los jóvenes en edad de formar familias nuevas. Este inminente crecimiento esperado de la demanda de vivienda, requerirá de un enorme esfuerzo para satisfacer dichas necesidades.

De acuerdo con las proyecciones del CONAPO (Consejo Nacional de Población) se estima que para el año 2020 se requerirá a escala nacional cerca de 33 millones de viviendas. Considerando que actualmente se tiene un parque habitacional de aproximadamente 28 millones, se precisa que durante los próximos años el país edifique 5 millones de viviendas, esto es un poco más de 700 mil viviendas nuevas por año.

Con la finalidad de atender dichas necesidades la inmobiliaria “GRUPO CONDAK” pretende desarrollar un proyecto de vivienda denominado “PARK TOWERS” el cual consta de dos torres de 17 niveles destinadas a vivienda y 2 sótanos para uso de estacionamiento.

Con la finalidad de aportar una visión abierta y global de las etapas que conlleva la elaboración de un proyecto ejecutivo estructural, se han planteado los siguientes objetivos:

- Interpretación y conocimiento de la arquitectura del proyecto.
- Identificación de los factores arquitectónicos que influyen en el diseño estructural del proyecto.
- Elección de los materiales y valoración del sistema estructural más conveniente, tomando en cuenta los aspectos técnicos, económicos y constructivos.
- Elaboración del modelo geométrico y analítico con el uso de los nuevos programas de cómputo, para obtener la respuesta de la estructura ante las acciones que se presentaran durante su vida útil.
- Obtención de los resultados provenientes del análisis estructural, para que sean estudiados y valorados dentro del marco de la normatividad vigente.
- Diseño y detallado de algunos de los elementos estructurales.
- Generación de datos paramétricos de obra que ayuden al contratista a tomar decisiones de carácter económico.

Desde el punto de vista metodológico el presente trabajo se ha centrado en 5 capítulos que a continuación se describen:

En el capítulo I se presenta el proyecto arquitectónico y se identifican las características que están asociadas a la elección del sistema estructural más conveniente, las características mencionadas son:

- Áreas de Construcción
- Forma en Planta
- Localización del sitio.
- Numero de niveles.
- Alturas de entrepiso.
- Claros máximos y mínimos entre apoyos.
- Colindancias
- Uso que tendrá el edificio.

Tomando como base los puntos mencionados, se crea la configuración de los elementos estructurales que dotaran al edificio de un esqueleto capaz de resistir todas las acciones que pudieran presentarse durante su vida útil. Las cargas vivas y muertas son estimadas y desglosadas en esta sección.



En el capítulo II se engloban los parámetros y criterios necesarios para efectuar un análisis sísmico modal espectral con la ayuda de un programa de cómputo. Se estudio el comportamiento de la estructura y con los resultados obtenidos se revisaron los estados limite de Falla y de Servicio que establece el Actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) y sus Normas Técnicas Complementarias (NTC), vigentes desde octubre del 2004.

Algunos de los aspectos tomados en cuenta para este análisis son:

- Propiedades y características de los materiales.
- Geometría de las secciones.
- Idealización de apoyos
- Asignación de cargas.
- Combinación de acciones
- Parámetros de diseño sísmico
- Normatividad a utilizar.

En el capítulo III, se presentan algunos de los datos más relevantes para el diseño y análisis de la cimentación, todos ellos incluidos en el estudio de mecánica de suelos, como son:

- Tipos de Sondeos realizados
- Perfil Estratigráfico
- Regionalización Sísmica del predio en cuestión
- Elección del tipo de cimentación

En este capítulo se diseñaron algunos de los elementos estructurales de la cimentación.

Posteriormente en el capítulo IV, se expone la metodología y los criterios utilizados para el diseño de la superestructura. Se presentan los planos estructurales que se ejecutaran en obra.

El capítulo V, muestra algunos detalles constructivos y se hace referencia a las notas ubicadas en planos estructurales para la correcta ejecución de los mismos. Se mencionan parámetros de obra.

Finalmente en el capítulo VI, se dan una serie de comentarios y conclusiones del trabajo, a fin de considerarlos en el desarrollo de un proyecto ejecutivo estructural.

# CAPITULO I

## DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

### I.1 Proyecto Arquitectónico

#### *Antecedentes.*

El proyecto se ubica sobre uno de los ejes viales más importantes de la ciudad de México, en un lugar que cuenta en sus cercanías con un equipamiento urbano y servicios favorables para los habitantes.

En dicho lugar se pretende construir un “Edificio habitacional” amable con su entorno, a través de la utilización de un lenguaje no agresivo, la utilización de cantera y balcones que establecen un diálogo con su entorno inmediato.

#### *Descripción.*

PARK TOWERS es un conjunto habitacional conformado por 226 departamentos, divididos en dos torres. Su tipología se desarrolla en 20 tipos distintos de departamentos. Contará con servicios tales como estacionamientos, área común para uso exclusivo de los condóminos, terrazas comunes y privadas, además de contar con un área de equipamiento para contribución a la comunidad.

Está contemplado desarrollar el proyecto en el predio ubicado sobre Av. Popocatepetl No. 435 (Eje 8 Sur), esquina con Tenayuca, Colonia. Sta. Cruz Atoyac, Delegación Benito Juárez, México. D.F.



Actualmente el predio es utilizado como bodega y taller. Tiene una superficie de 4, 113.26 m<sup>2</sup> y cuenta con colindancias características de la zona donde se ubica, al norte el predio colinda con una zona habitacional cuyas casas no sobrepasan los 2 niveles, al poniente colinda de igual forma con una zona habitacional en donde existe algunos conjuntos de hasta 5 niveles. Al sur colinda con el Eje 8 Sur, Popocatépetl, y al oriente con la cerrada de Tenayuca.

### Programa Arquitectónico y Urbano.

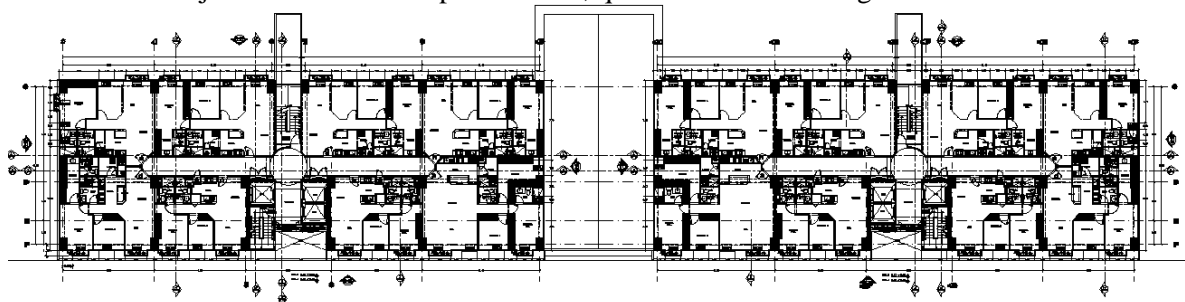
En planta baja ubicada a un nivel +0.30 (tomando como +0.15 el nivel de rodamiento), se localizan los accesos peatonal y vehicular al estacionamiento del proyecto, cuenta con un vestíbulo principal por torre, área de estacionamiento, cuarto de maquinas eléctrico, andén de servicio, así como, rampa vehicular para descender a los sótanos. Cuenta con 3 locales destinados a equipamiento, con acceso por Eje 8 Sur.

En los sótanos, tenemos 2 niveles de estacionamiento (N-3.1 y N-6.15), con dos vestíbulos para circulación vertical en cada nivel.

En el primer nivel (N+4.47) se cuenta con las áreas de amenidades y 2 departamentos en Torre A (gimnasio, salón de usos múltiples, guardería, club y alberca). En la Torre B, se cuenta con 8 tipos de departamentos con terraza 4 de ellos. Cada una de las torres, cuenta con un vestíbulo con 3 elevadores, escalera de emergencia, y además escalera de servicio.

Del nivel 2 al 13 (N+8.79 al N+45.09), cada torre contiene 8 diferentes tipos de departamentos. Sobre el nivel 14 (N+48.39) por torre, se cuenta con 5 tipos de departamentos de 1 nivel más 2 departamentos en 2 niveles, haciendo un total de 7 departamentos, de los cuales, 4 de ellos poseen terraza. En el nivel 15, por torre, se cuenta con 5 tipos de departamentos y la planta alta de los departamentos de doble nivel del nivel 14. Como plus, se cuenta en la azotea con 5 Roof Gardens por torre, que corresponderían a cada uno de los departamentos del nivel 15.

Lo anterior nos arroja un total de 226 departamentos, que se dividen de la siguiente manera.



TORRE B

TORRE A

Torre A (tipos de departamentos)

a	b	c	d	e-e'	f-f'	g-g'	h-h'	i	j	k	l	m	n	Total
12	12	13	13	4-10	4-10	4-7	4-8	1	2	2	1	1	2	110

Torre B (tipos de departamentos)

a	b	c	d	e-e'	f-f'	g-g'	h-h'	i	j	k	l	m	n	Total
13	13	13	13	5-10	5-10	5-7	5-8	1	2	2	1	1	2	116

Considerando 2 habitantes por recámara, 1 hab. por alcoba y un hab. por cuarto de servicio.

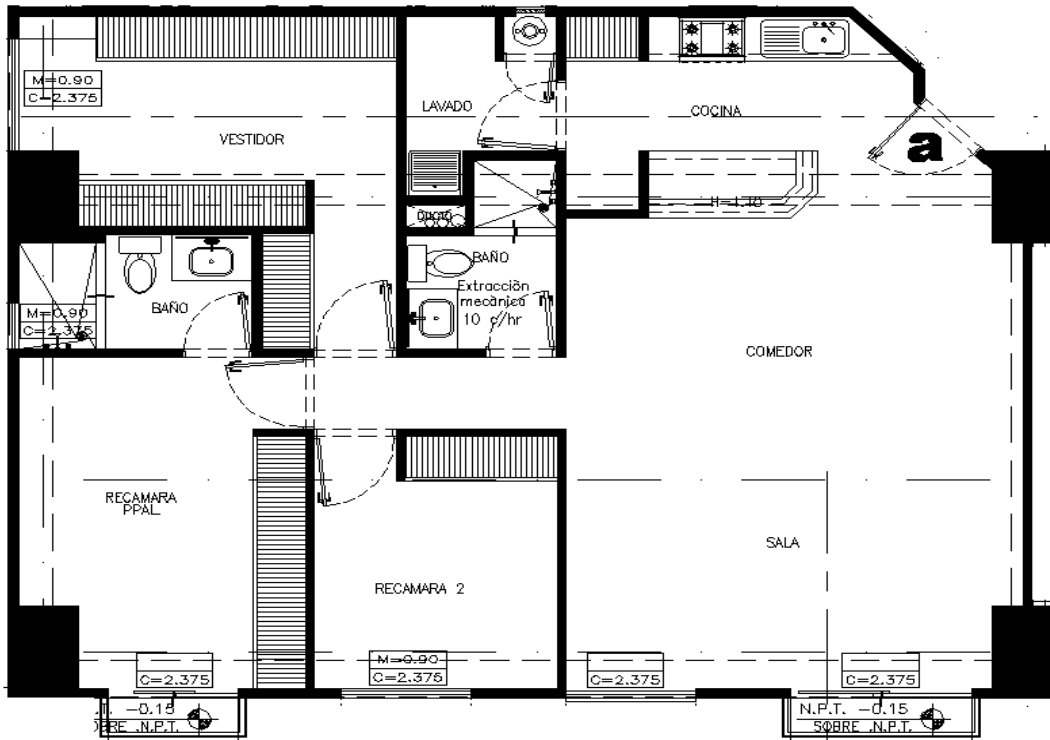
Torre 1 = 199 recámaras + 7 alcobas + 2 cto. de servicio = 199(2) + 7 + 2 = 407 habitantes.

Torre 2 = 188 recámaras + 7 alcobas + 2 cto. de servicio = 188(2) + 7 + 2 = 385 habitantes.

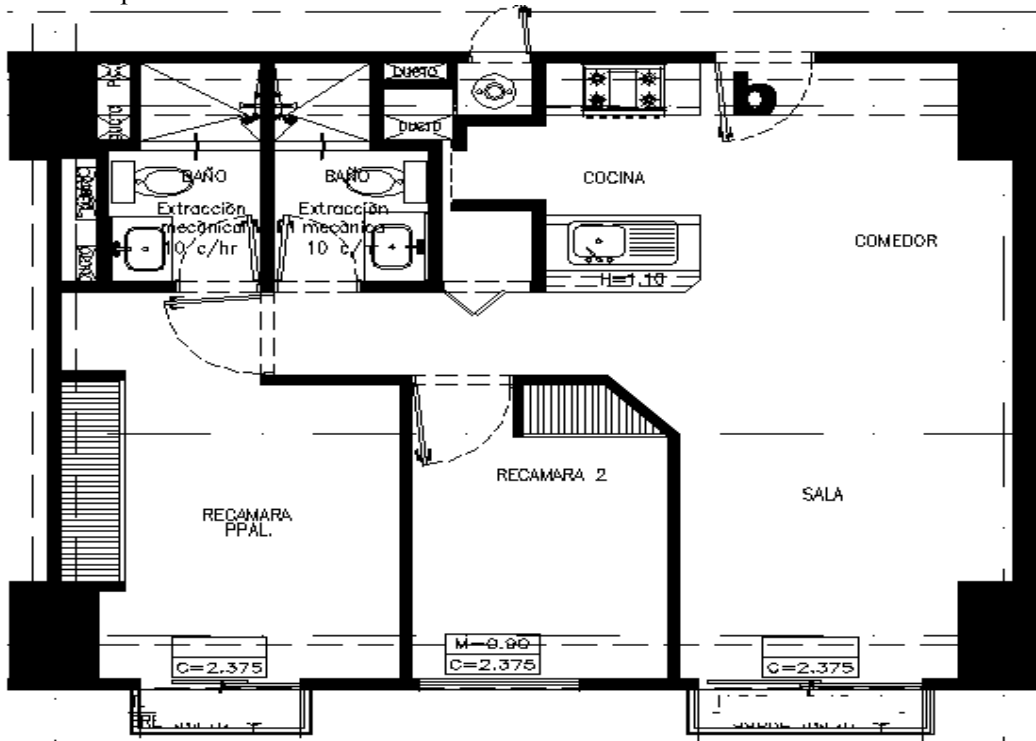
Total = 792 habitantes.

Las letras en las filas anteriores representan el tipo de departamento y a continuación se muestra la distribución de cada uno de ellos:

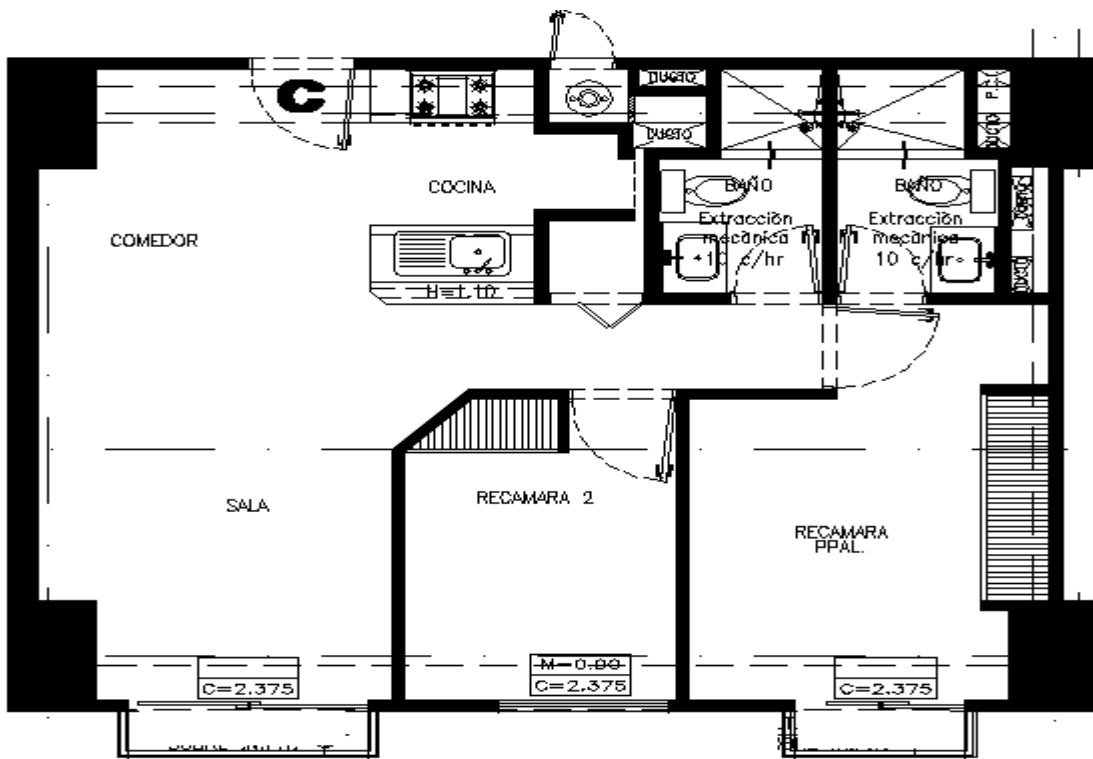
Departamento tipo "a"



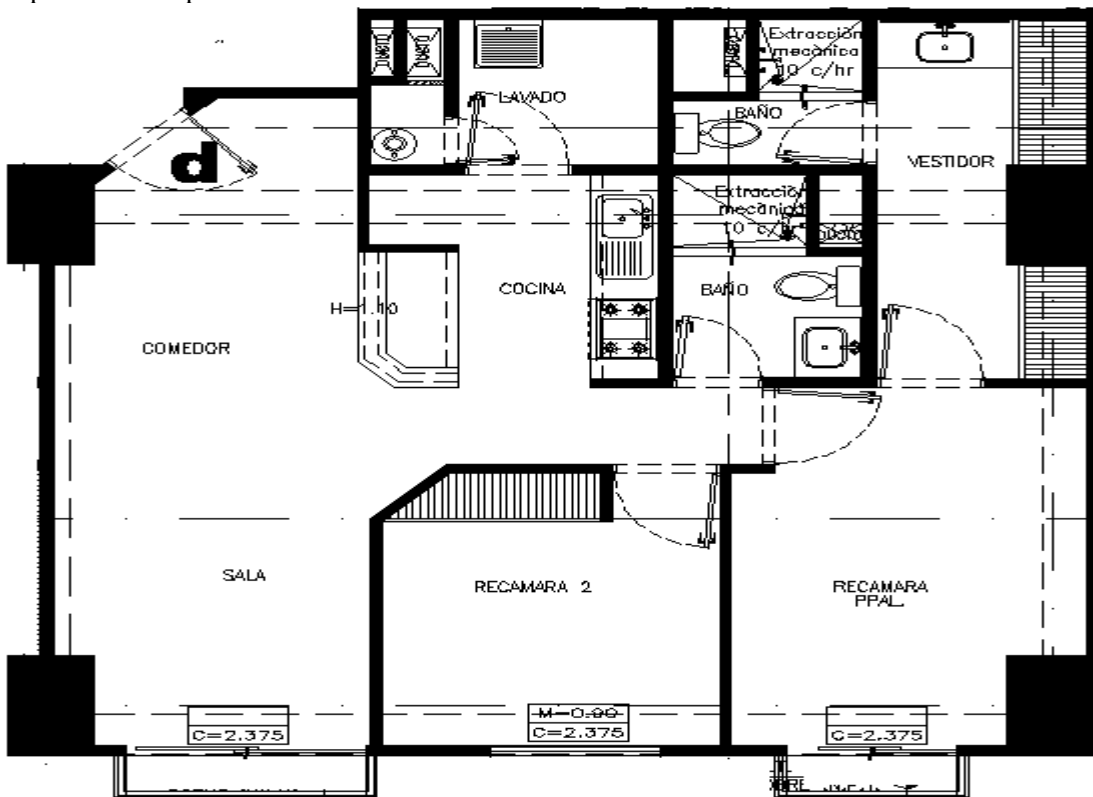
Departamento tipo "b".



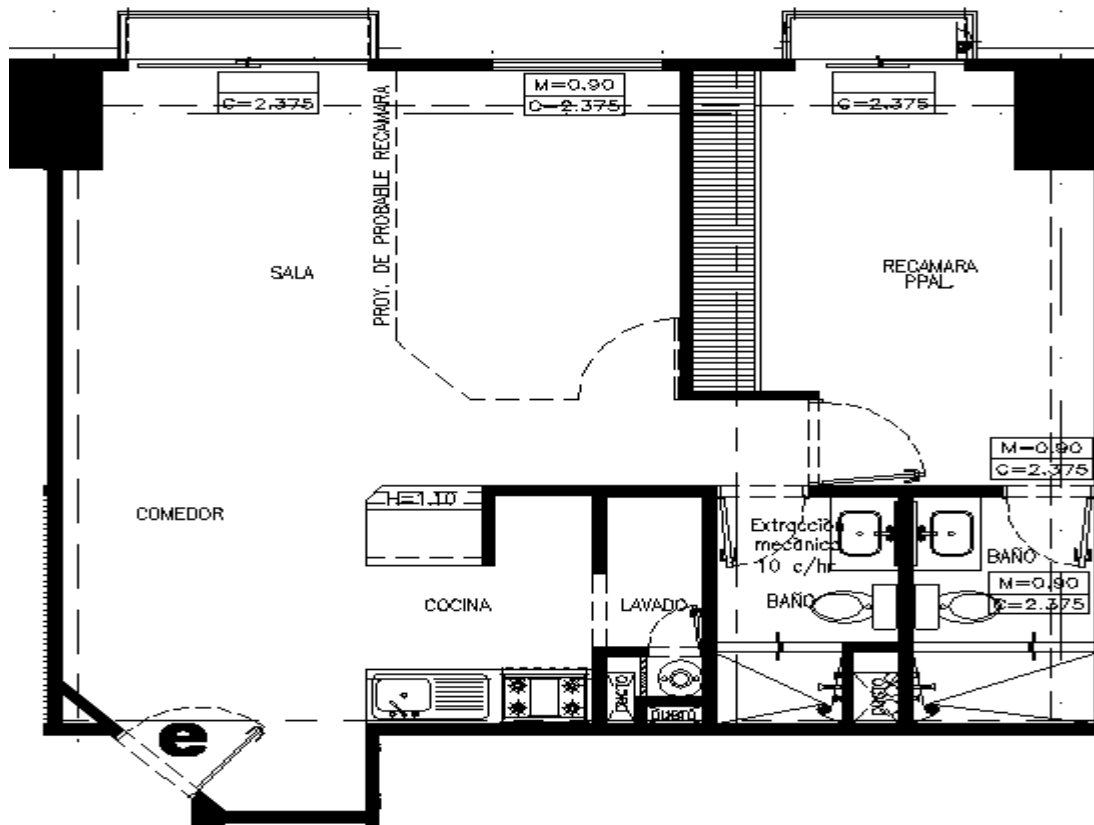
Departamento tipo "c"



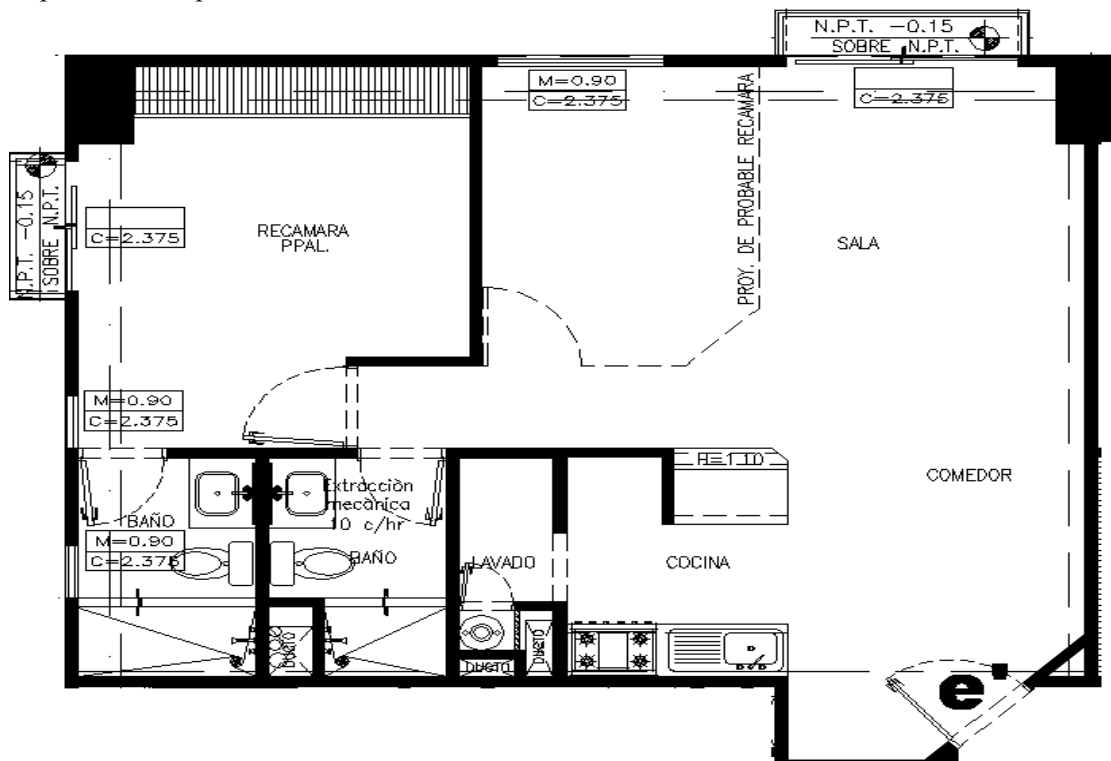
Departamento tipo "d"



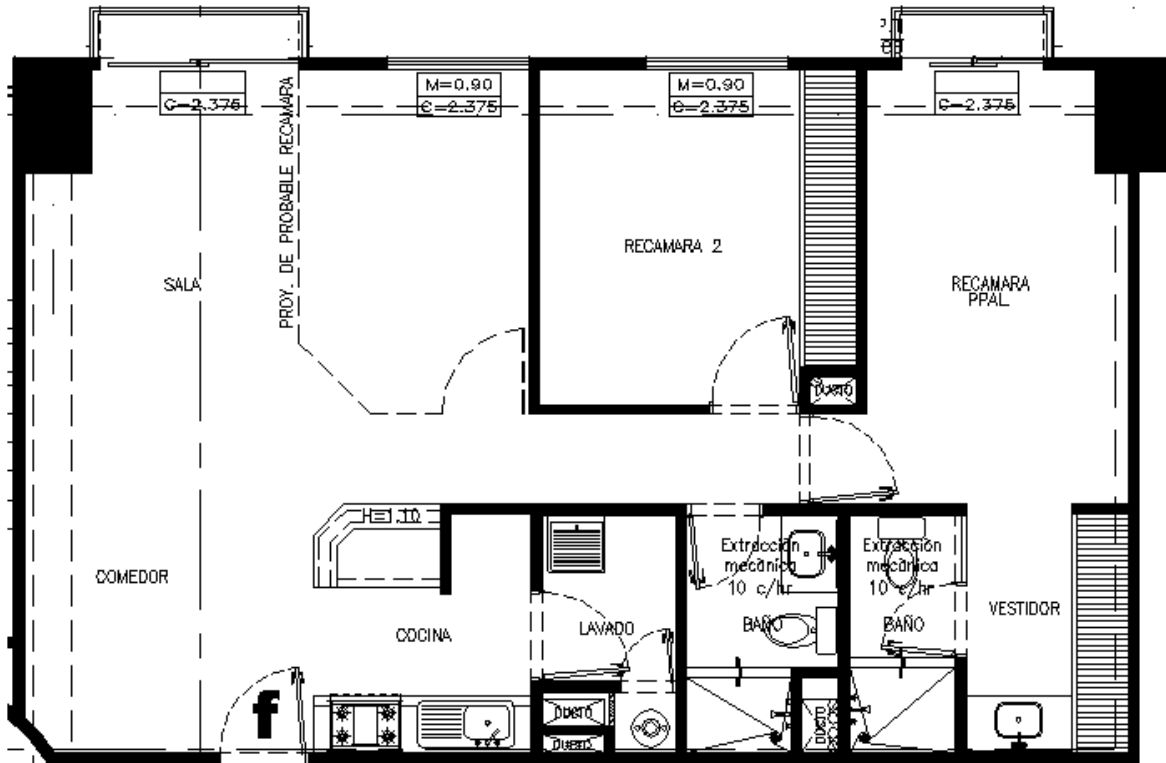
Departamento tipo "e"



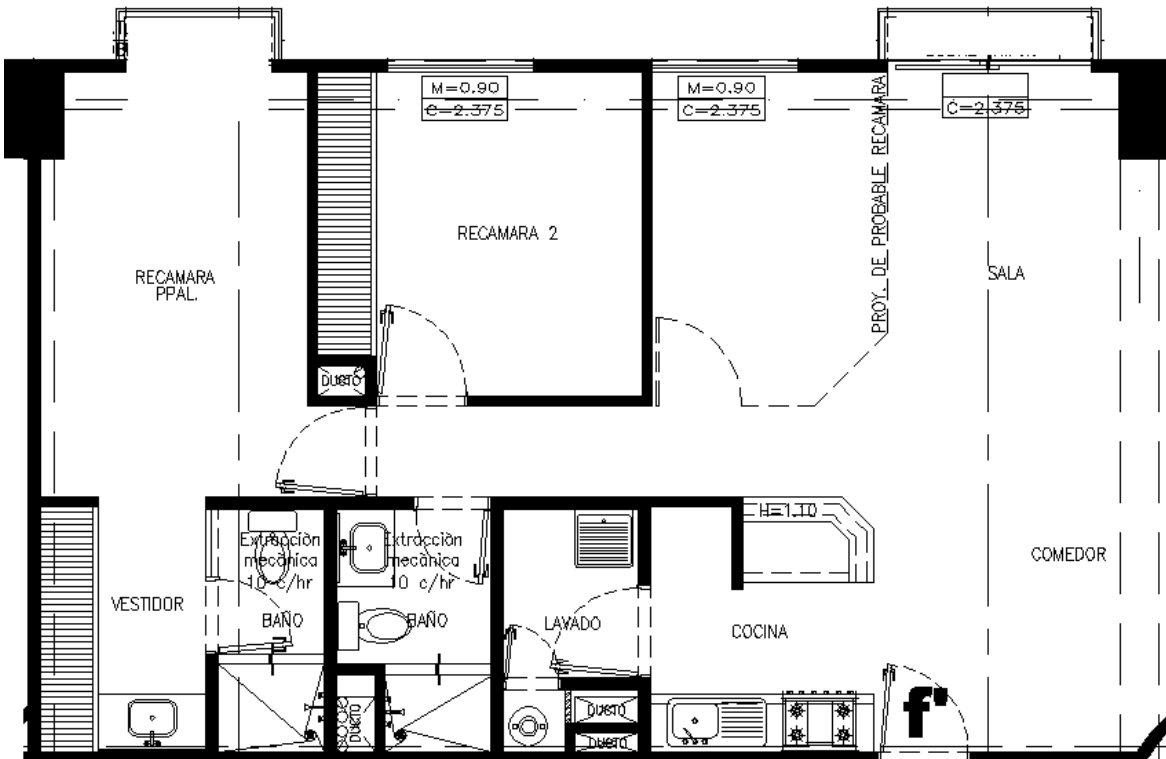
Departamento tipo "e" "



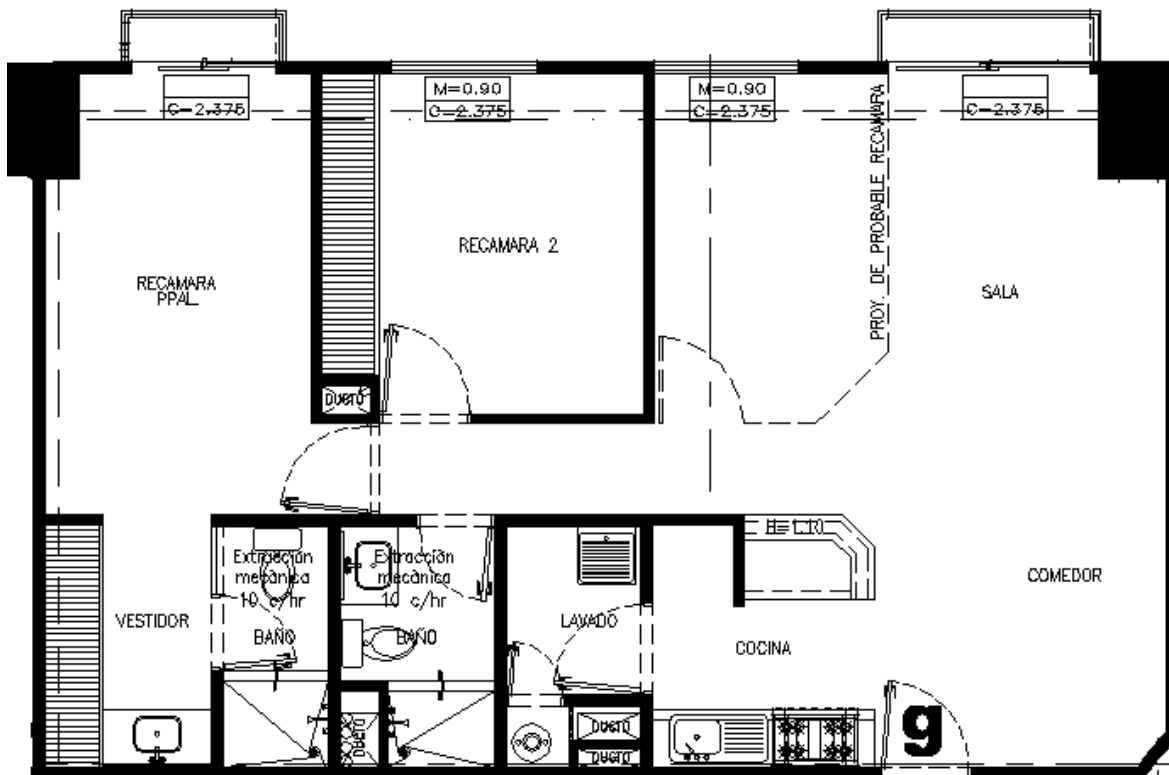
Departamento tipo “f”



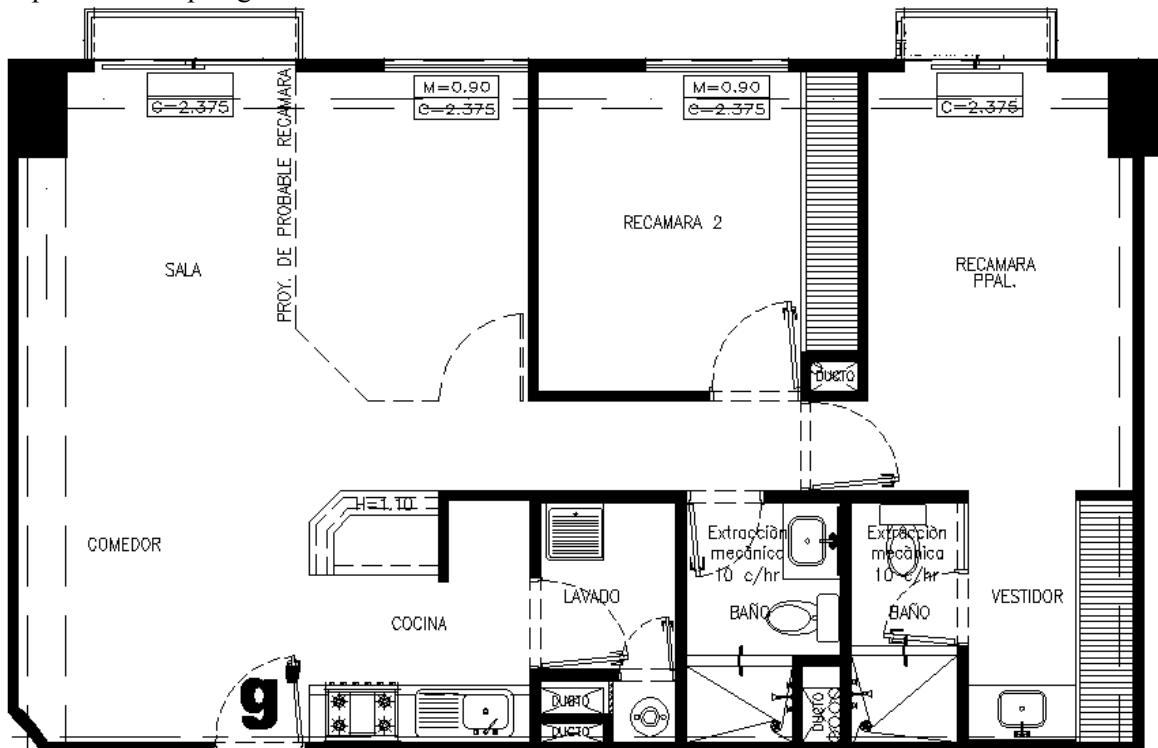
Departamento tipo “f’”



Departamento tipo "g"

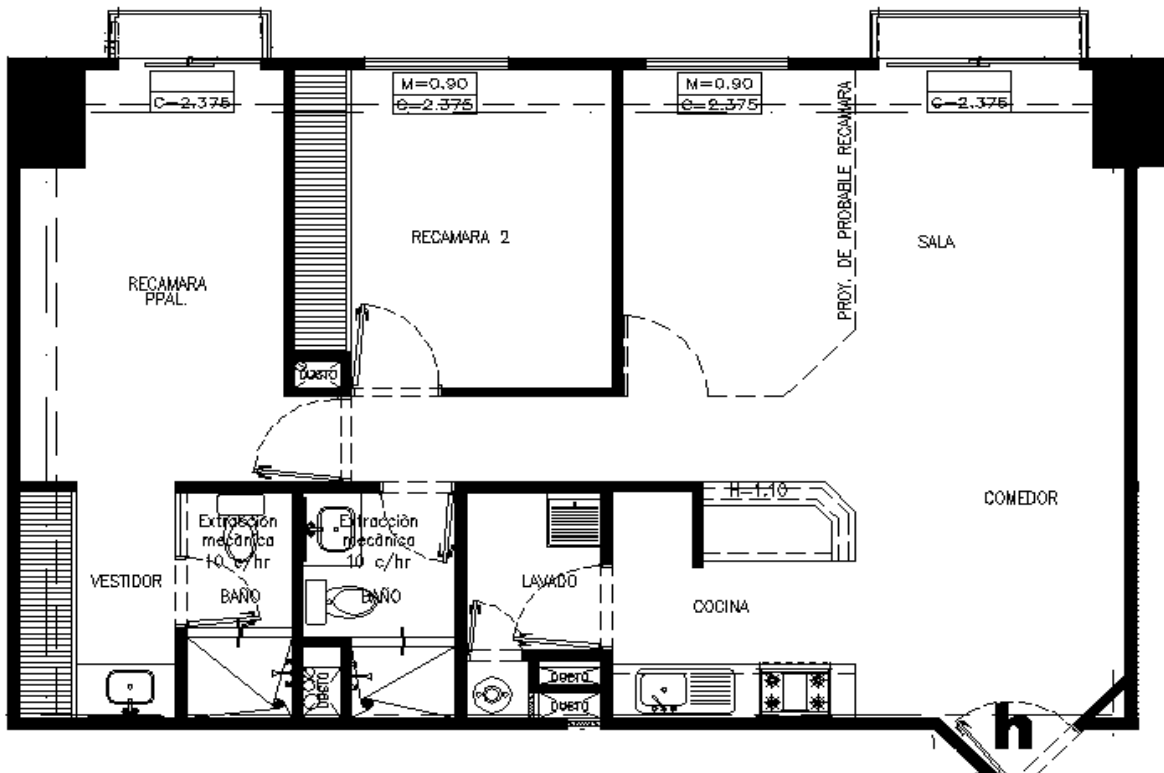


Departamento tipo "g"

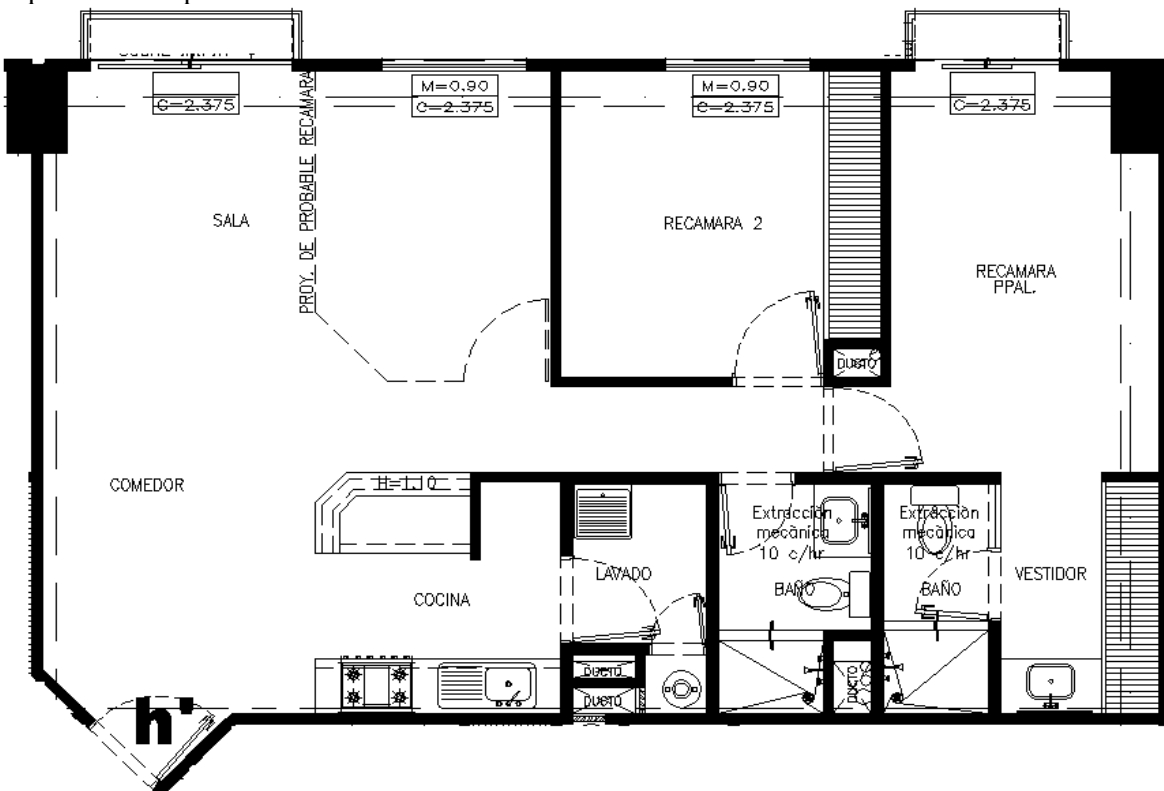




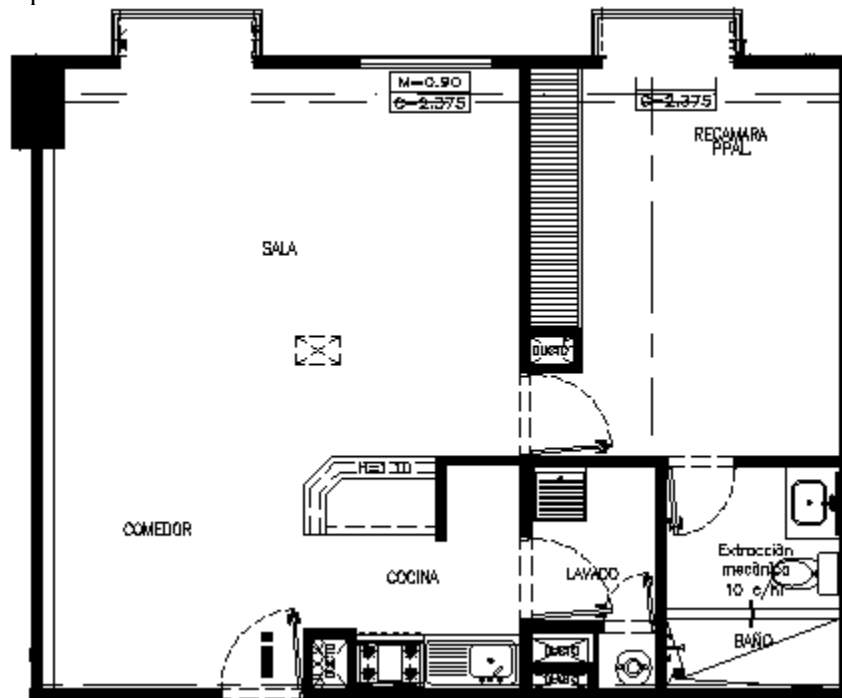
Departamento tipo “h”



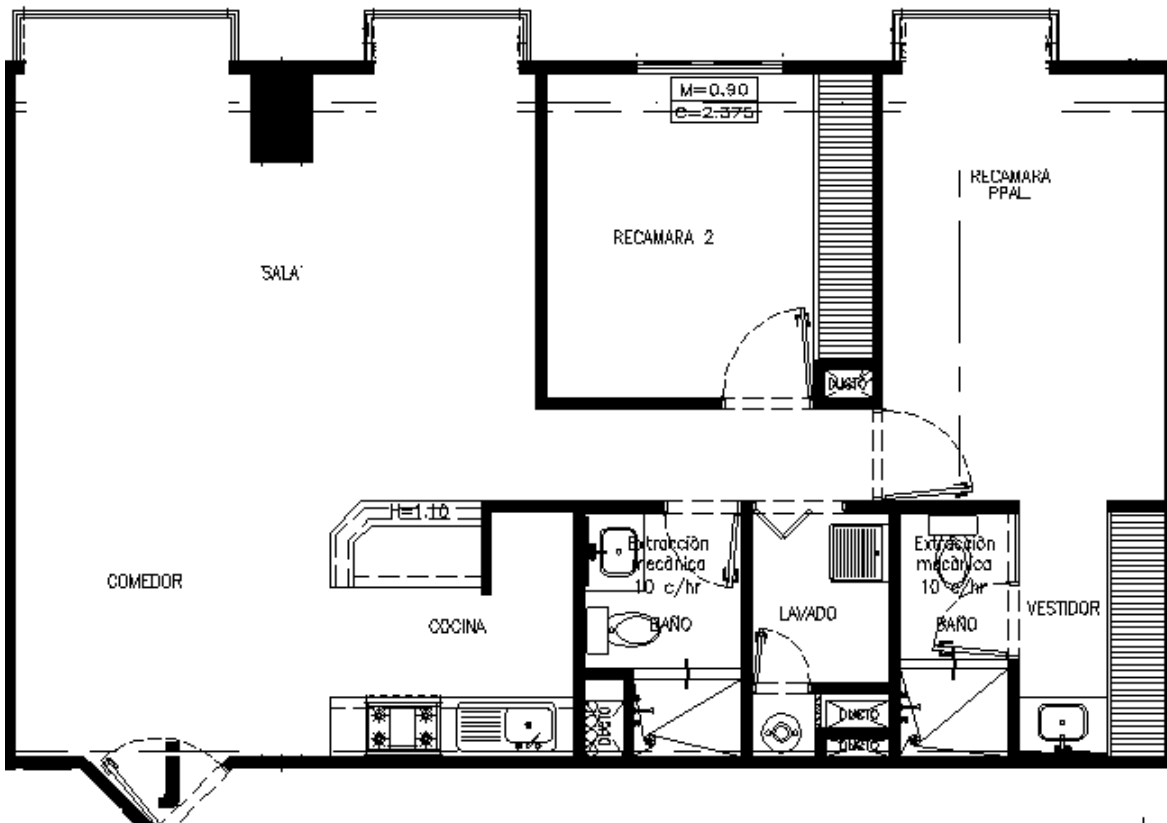
Departamento tipo “h' ”



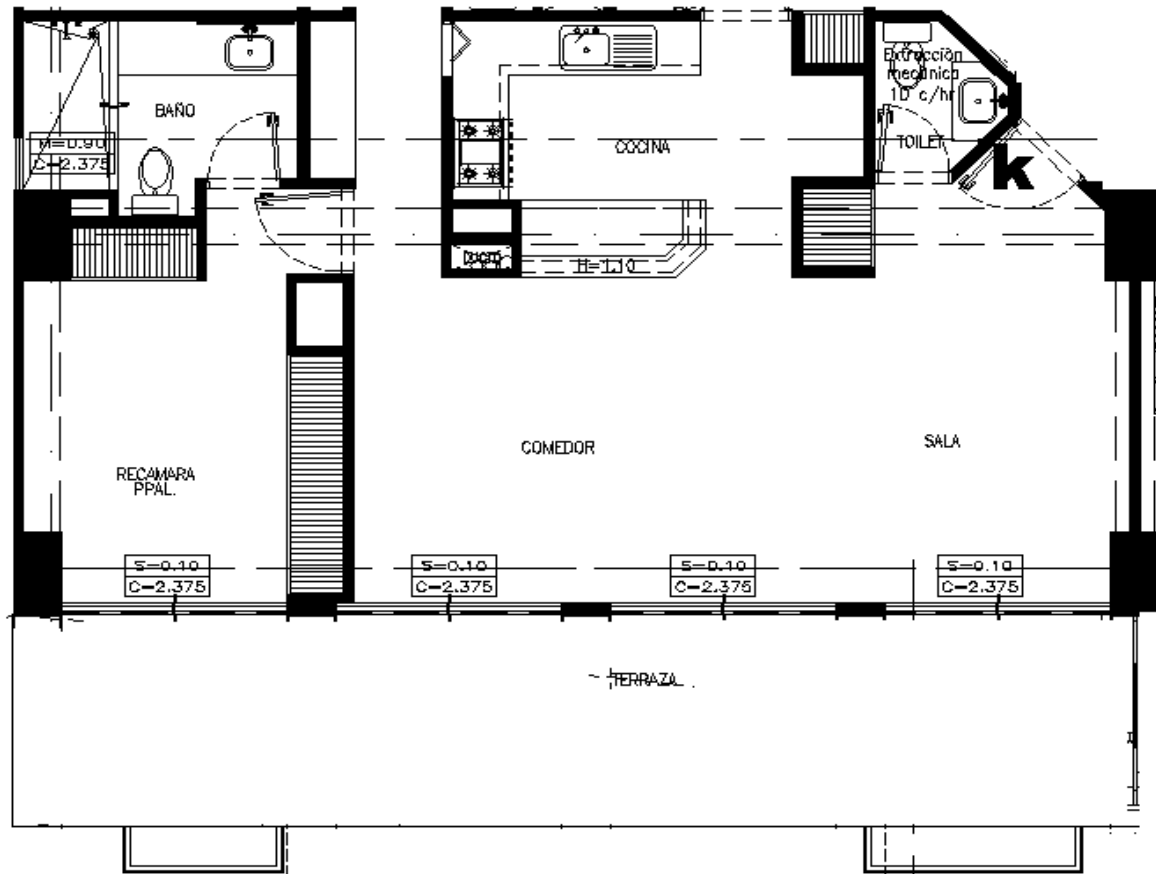
Departamento tipo "i"



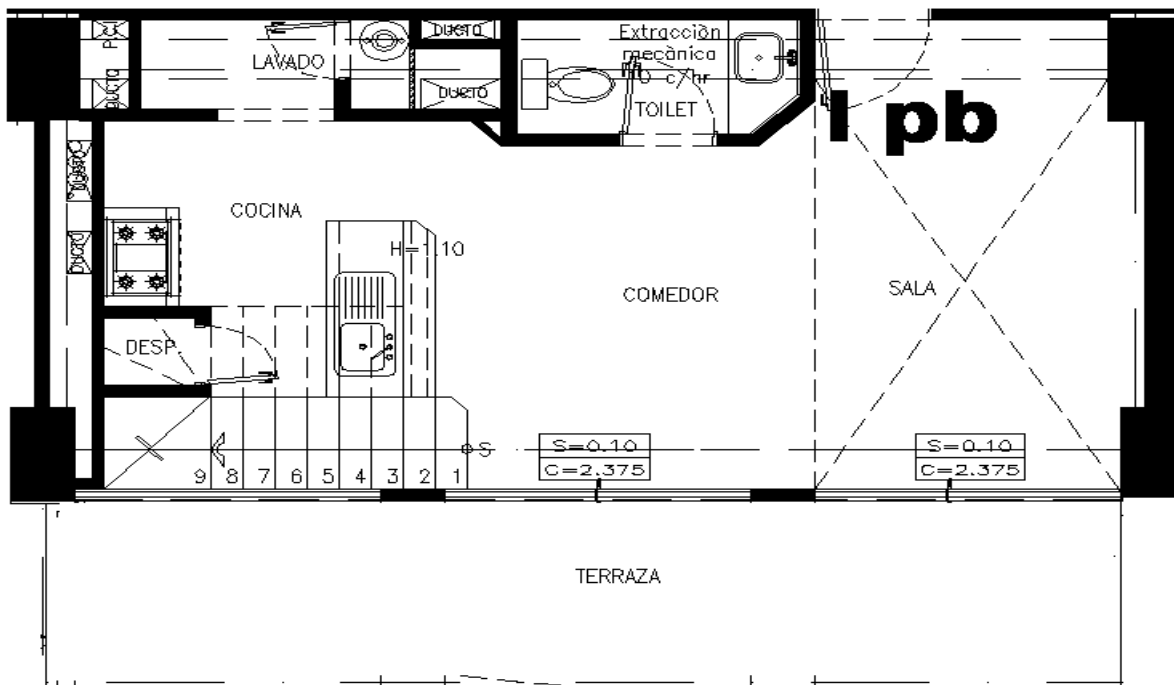
Departamento tipo "j"



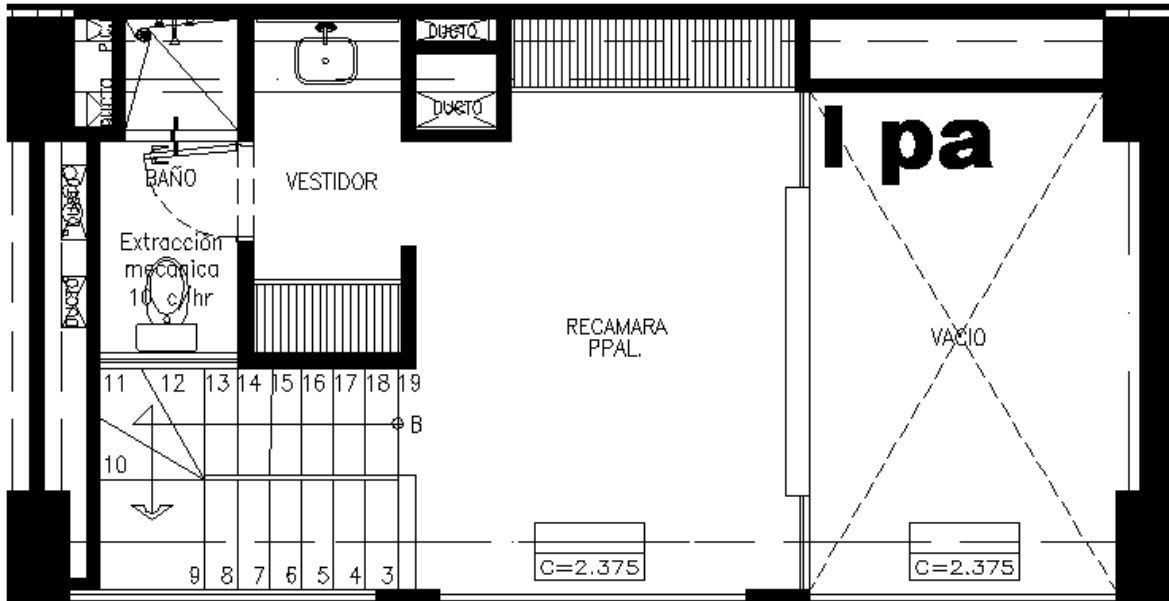
Departamento tipo "k"



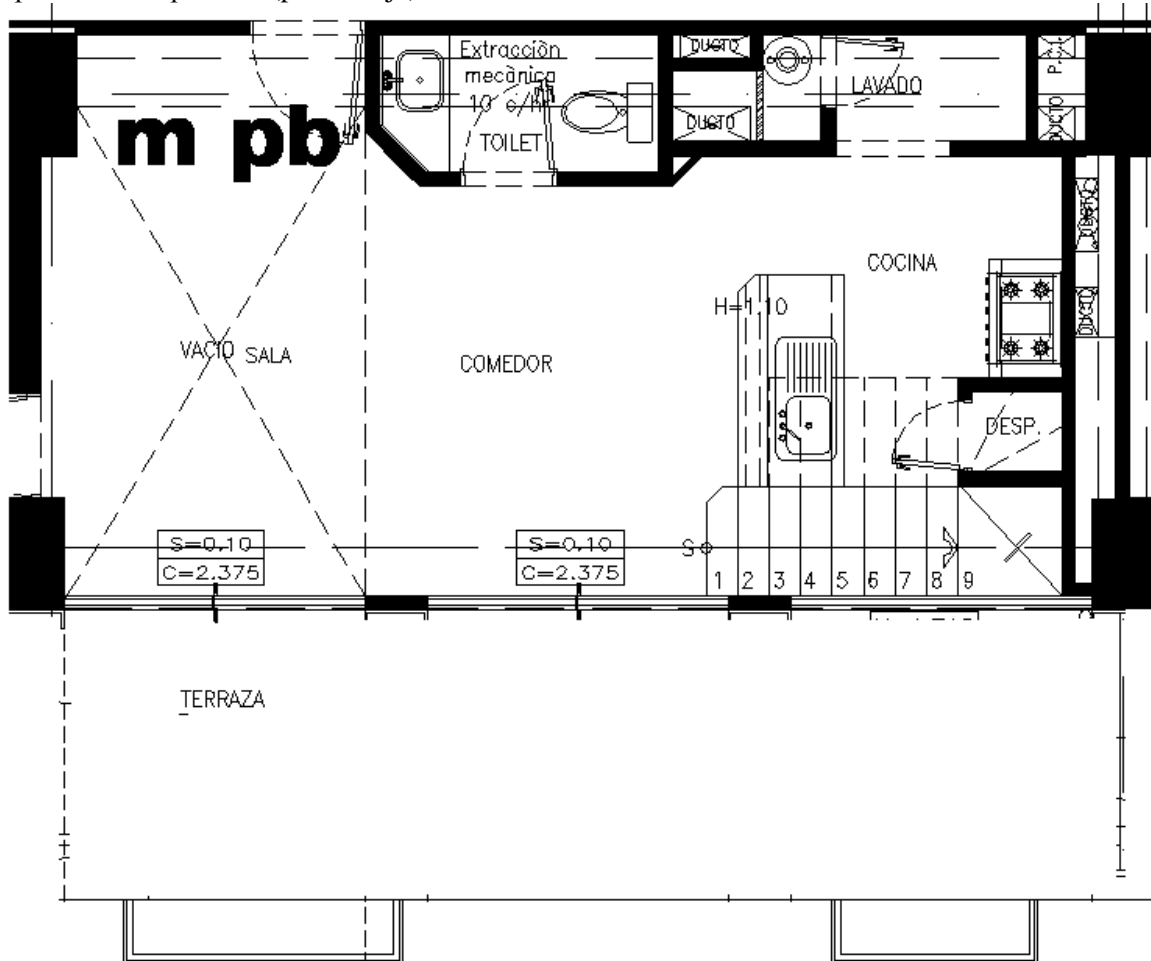
Departamento tipo "l" (planta baja)



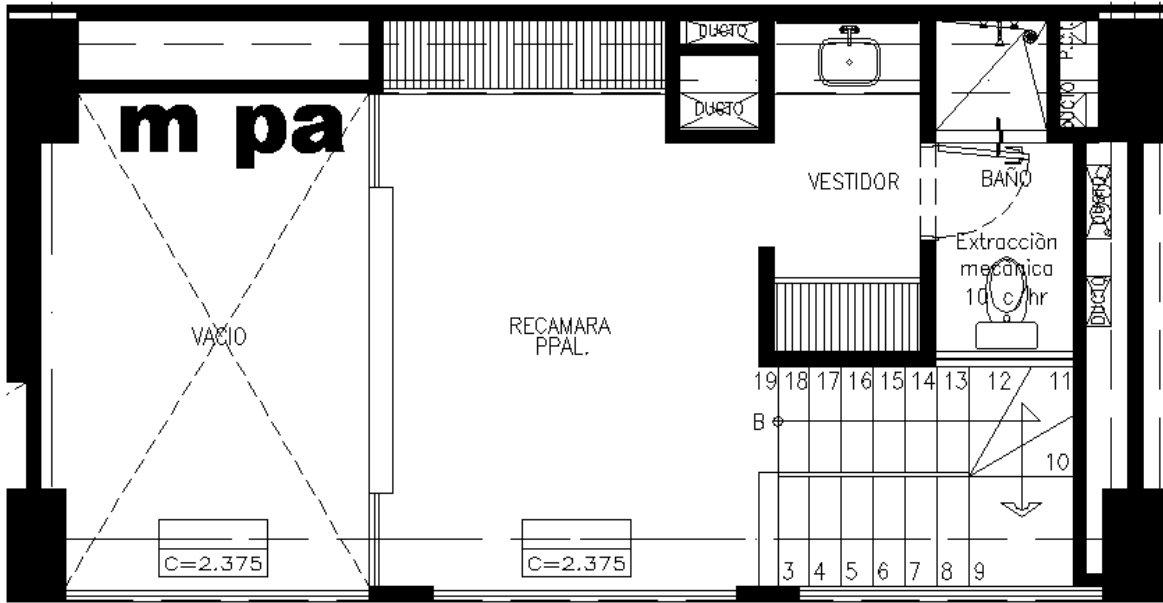
Departamento tipo "l" (planta alta)



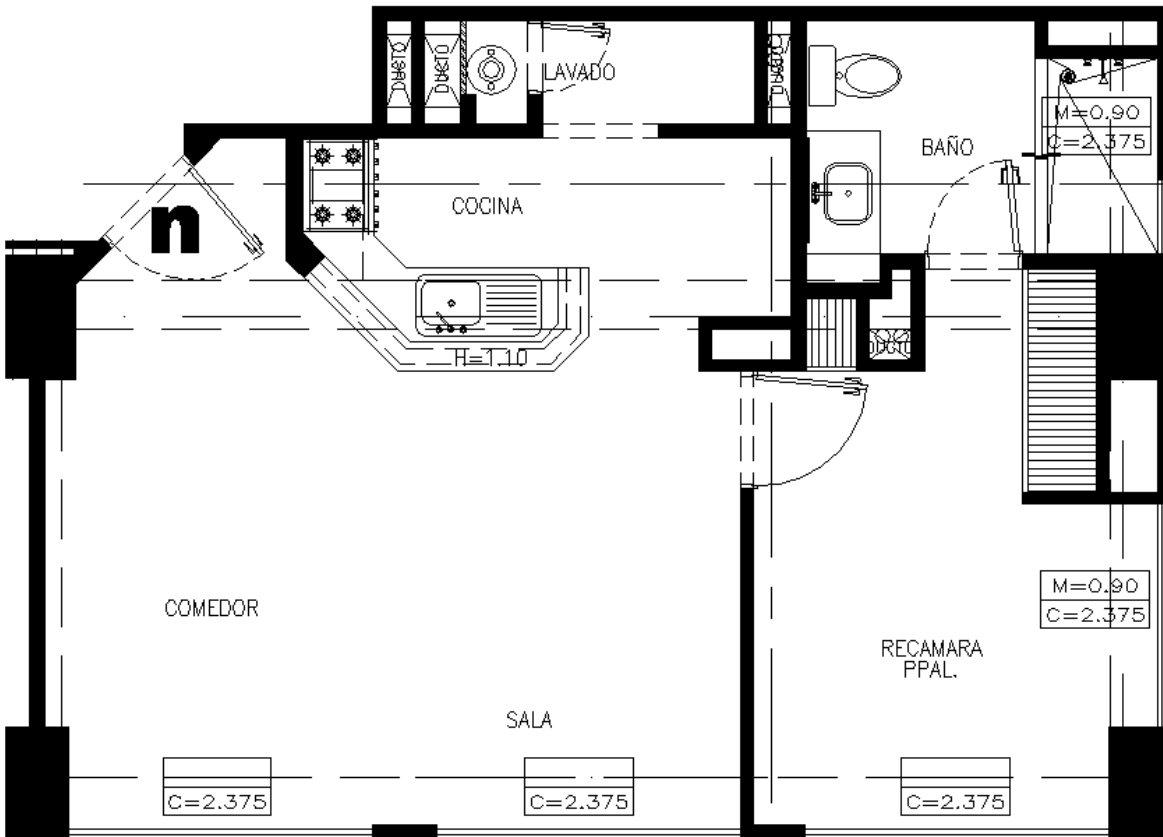
Departamento tipo "m" (planta baja)



Departamento tipo “m” (planta alta)



Departamento tipo “n”



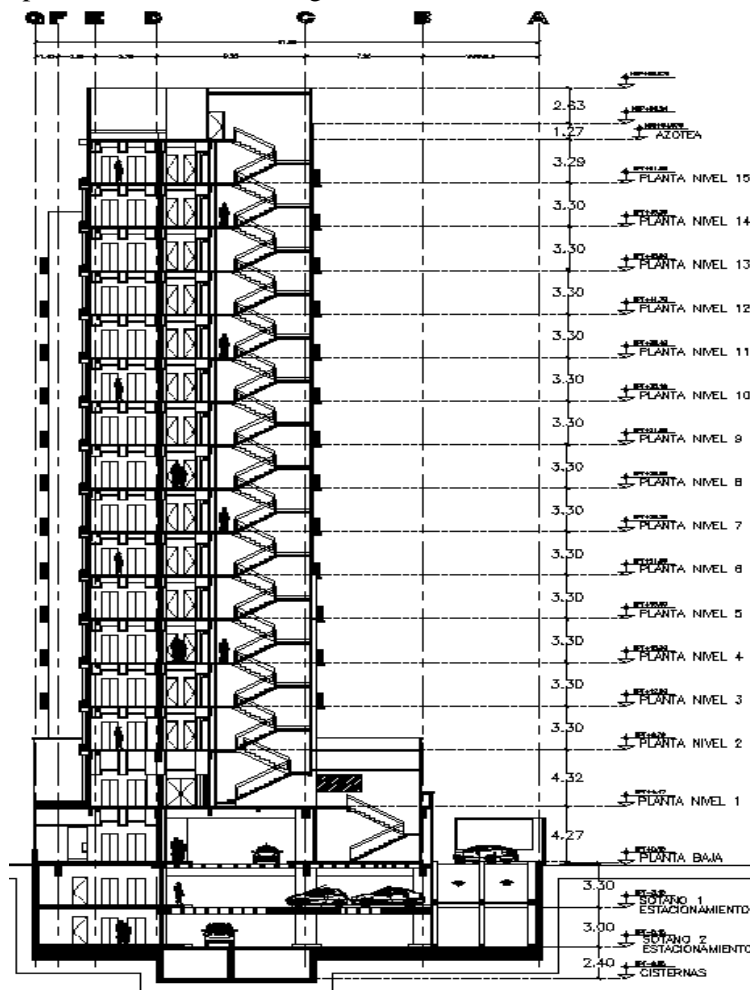
La siguiente tabla resume las características de metraje de todo el proyecto:

**TABLA DE AREAS PARK TOWERS**

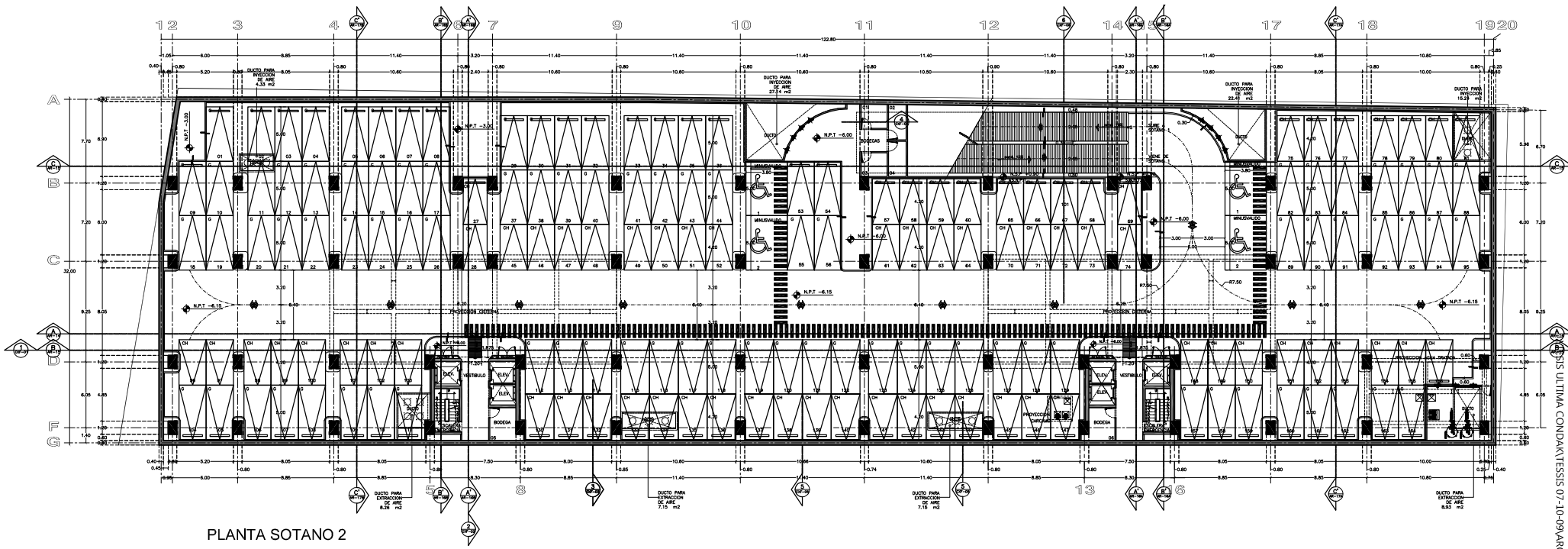
Área de Terreno	4, 113.26 m <sup>2</sup>
Área de Desplante	2, 630.52 m <sup>2</sup>
Área Libre	1, 482.74m <sup>2</sup>
Área Construida Sobre Rasante	29, 121.01 m <sup>2</sup>
Área Construida Sótanos	7, 782.36 m <sup>2</sup>
Total Área Construida	36, 903.37 m <sup>2</sup>

El proyecto arquitectónico trata de cubrir al máximo como lo estipula el actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal las condiciones de habitabilidad, accesibilidad, funcionamiento, higiene, acondicionamiento ambiental, eficiencia energética, comunicación, seguridad en emergencias, seguridad estructural, integración al contexto e imagen urbana de las edificaciones en el D.F.

Las alturas de entrepiso se muestran en la siguiente elevación:

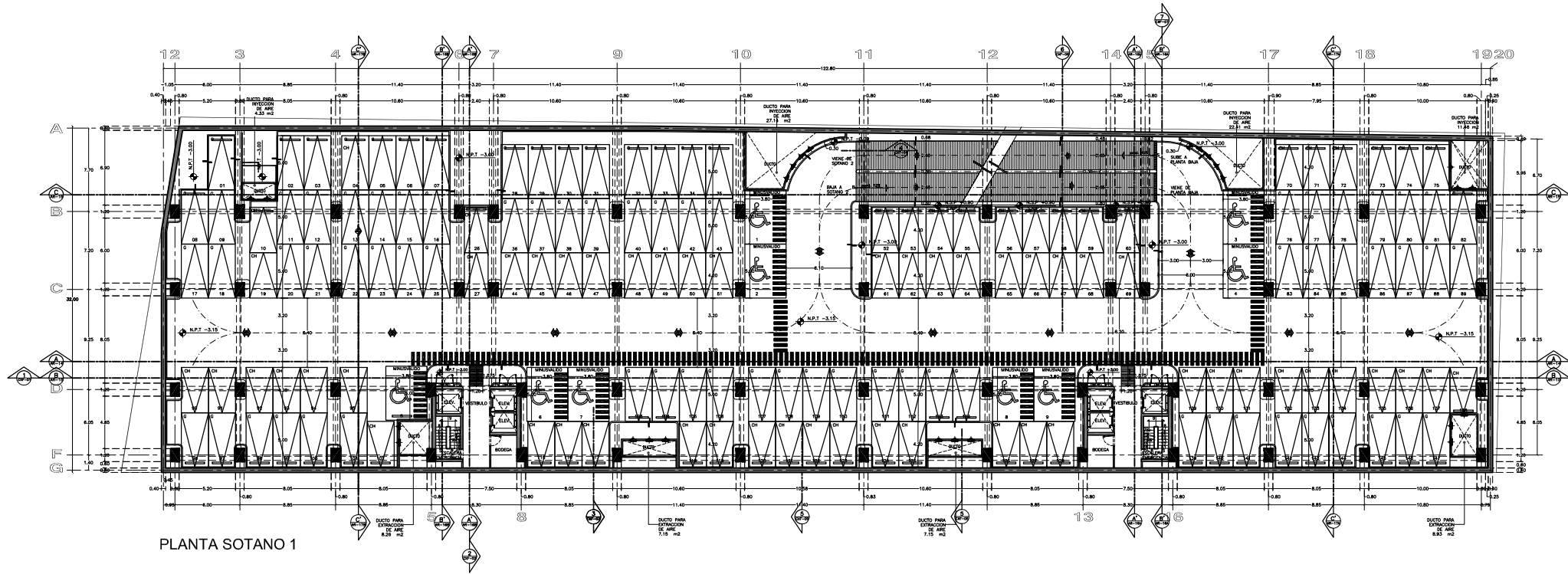


A continuación se presentan las plantas arquitectónicas del proyecto:

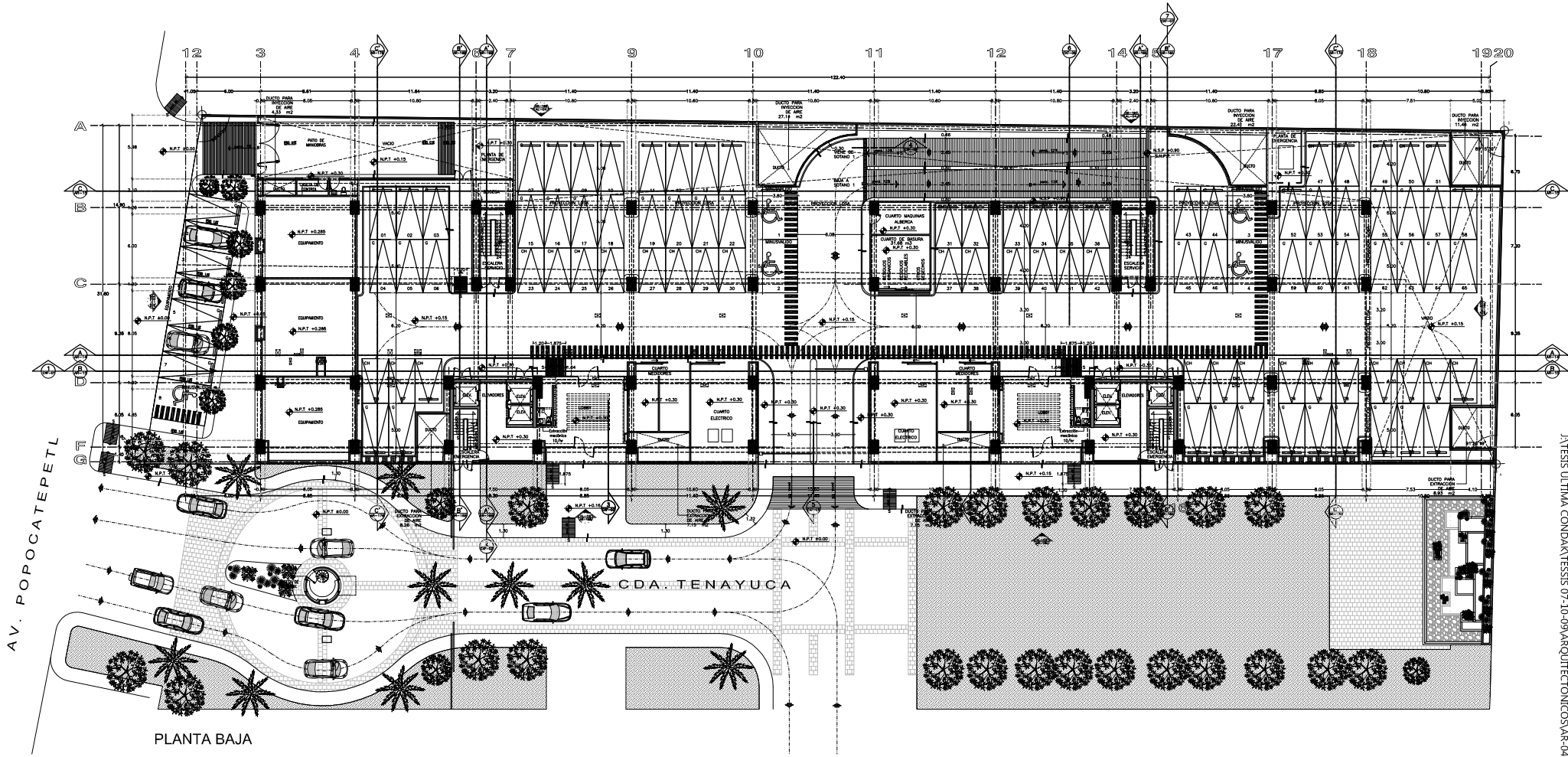


PLANTA SOTANO 2

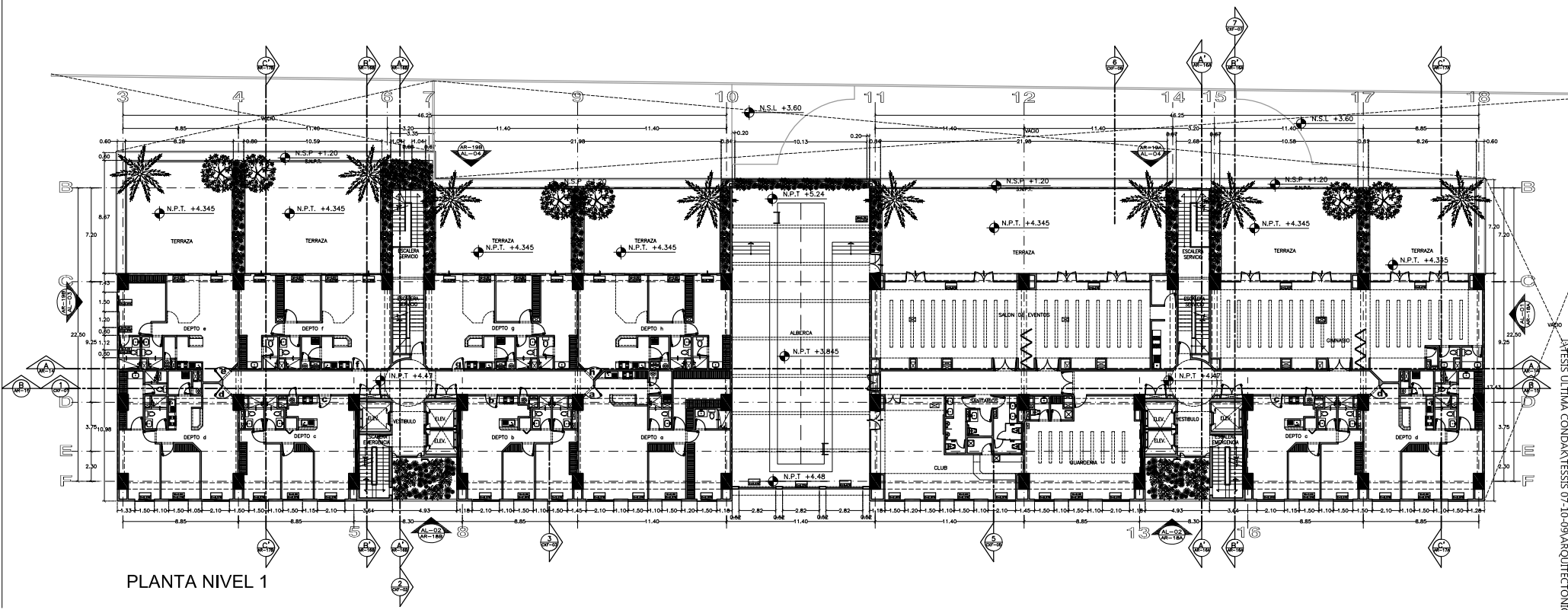
ESTRUTURA ULTIMA CONDAKATISSIS-07-10-09\ARQUITECTONICOS\AR-02.dwg 04/10/2013 11:42:47 a.m., PDF Suite 2011



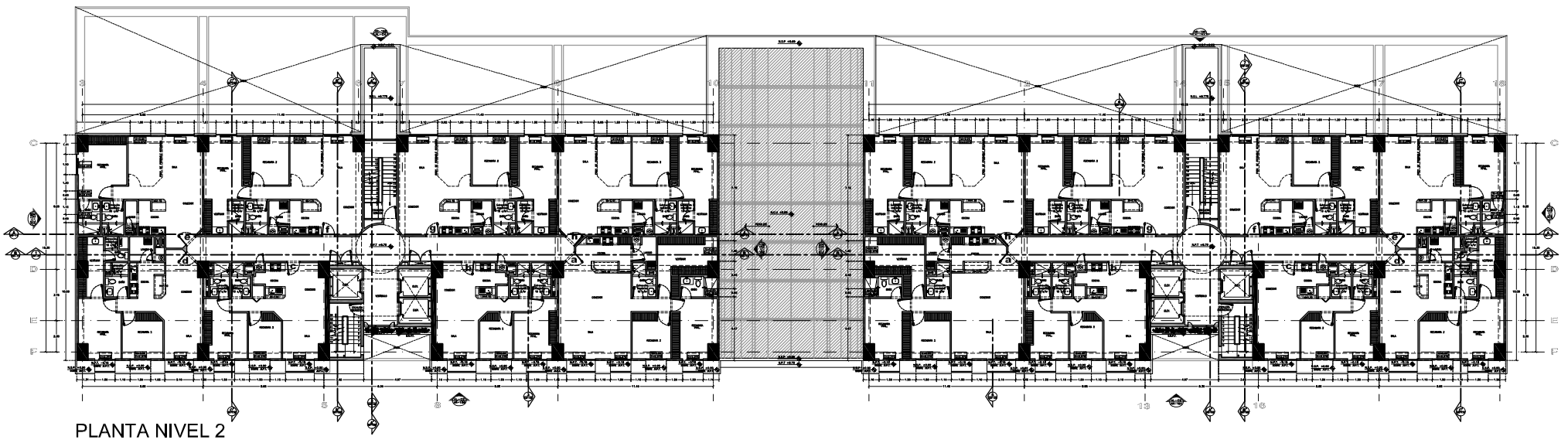




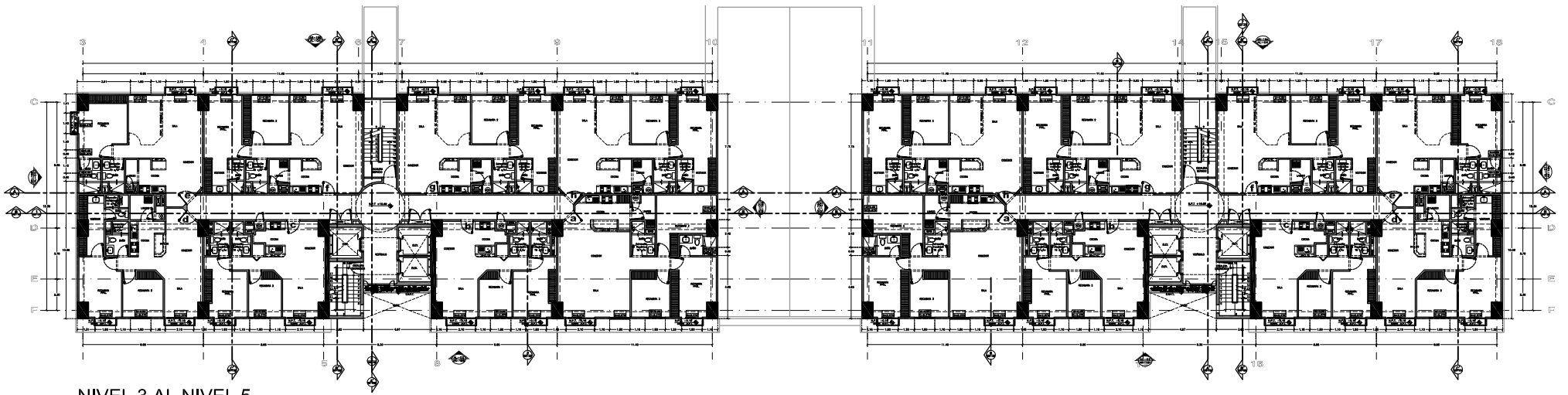
PLANTA BAJA



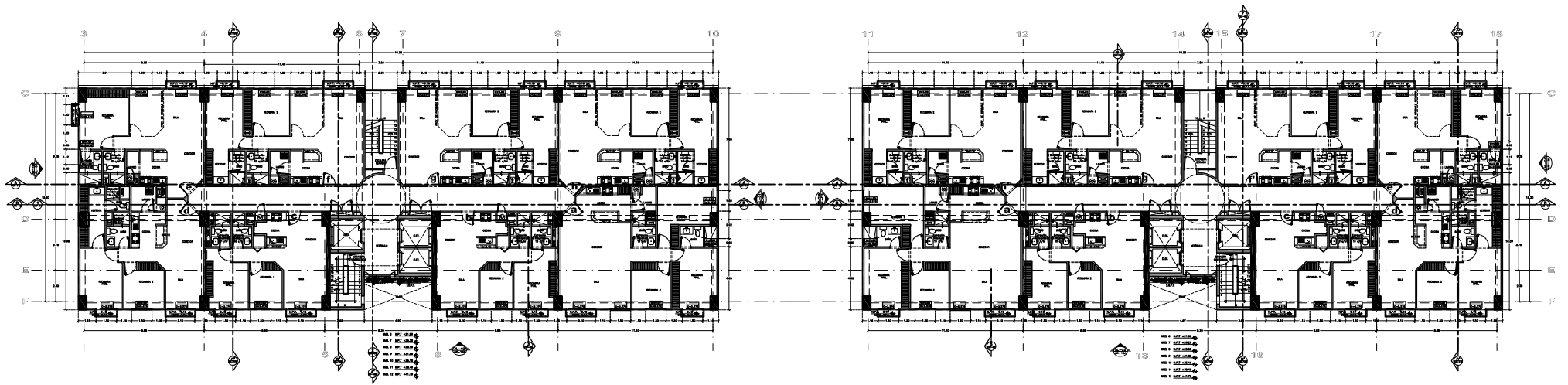
PLANTA NIVEL 1



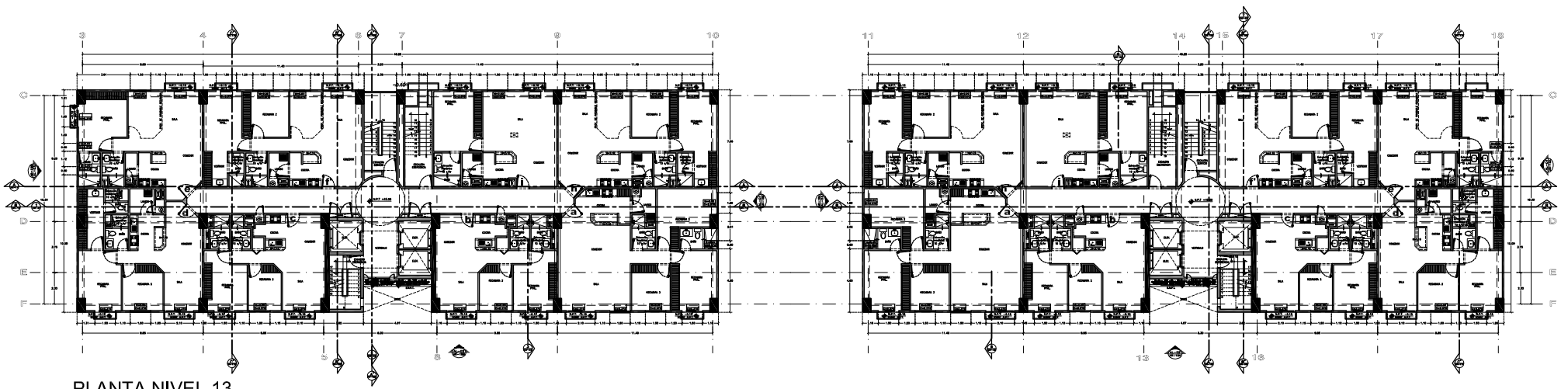
PLANTA NIVEL 2



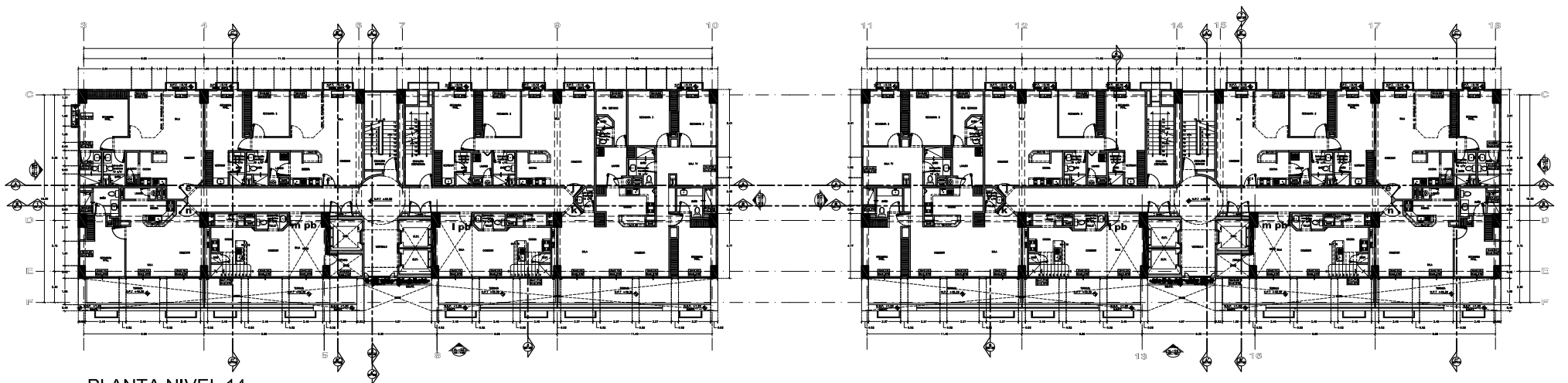
NIVEL 3 AL NIVEL 5



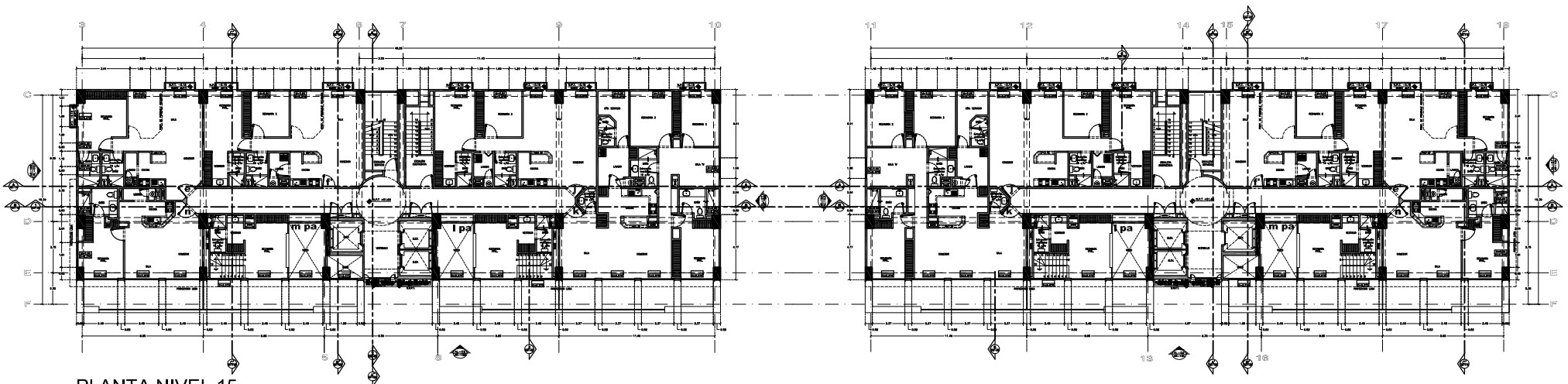
PLANTA NIVEL 6 AL NIVEL 12



PLANTA NIVEL 13

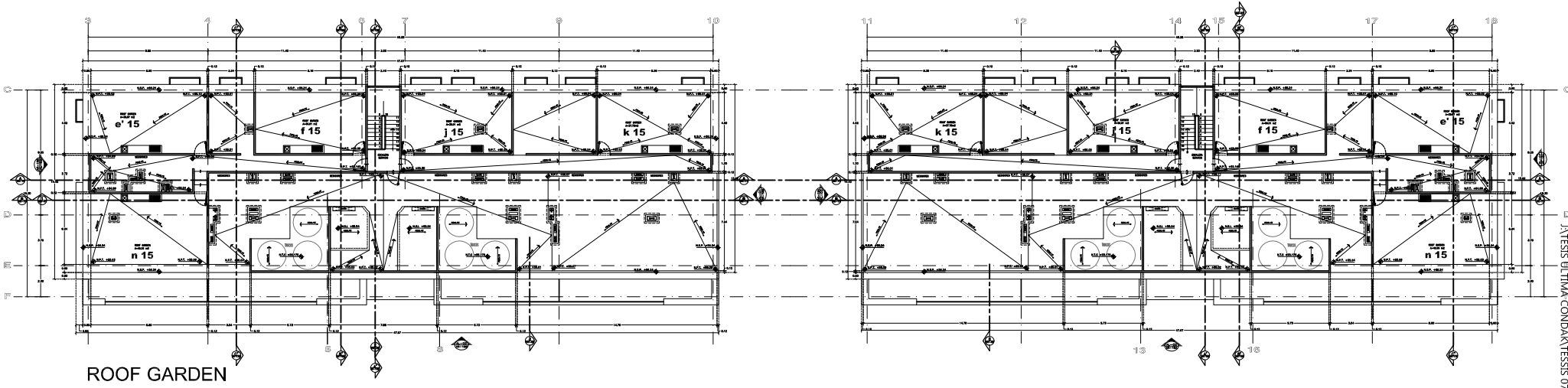


PLANTA NIVEL 14

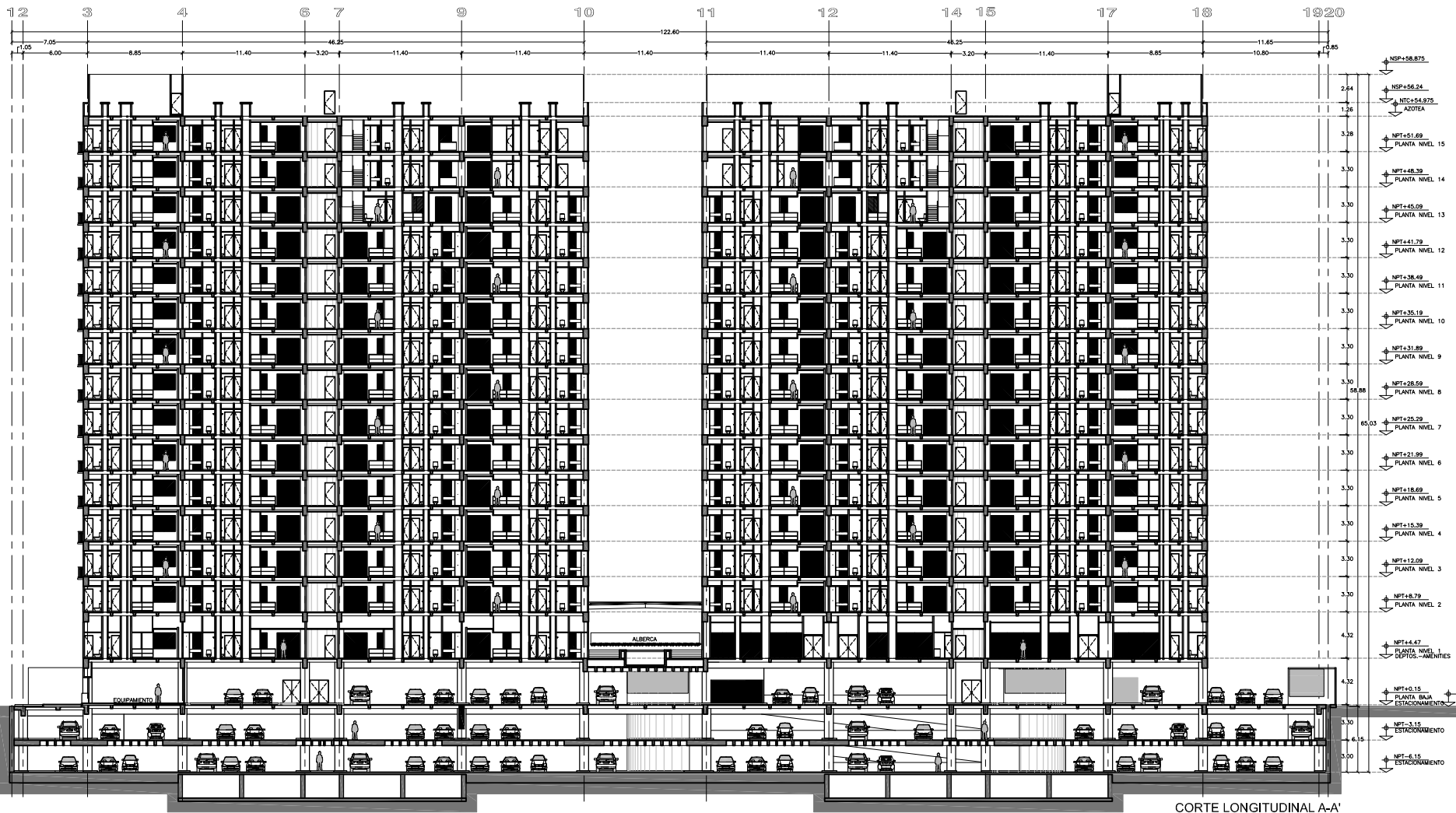


PLANTA NIVEL 15

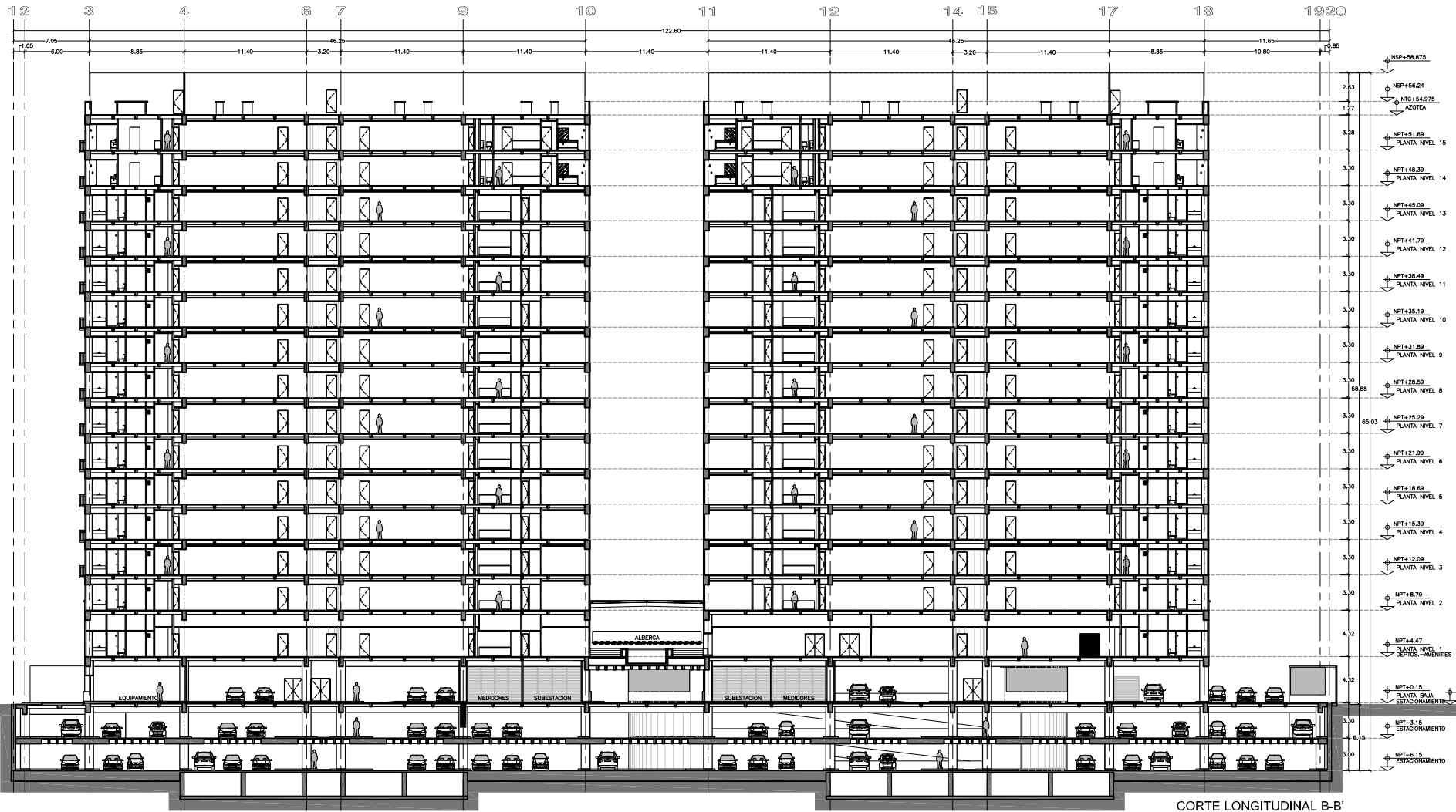




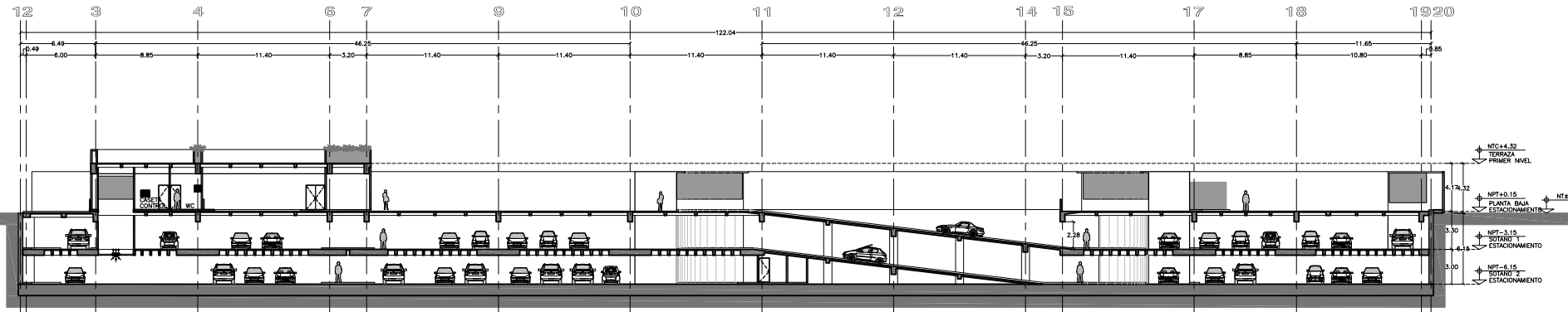
ROOF GARDEN



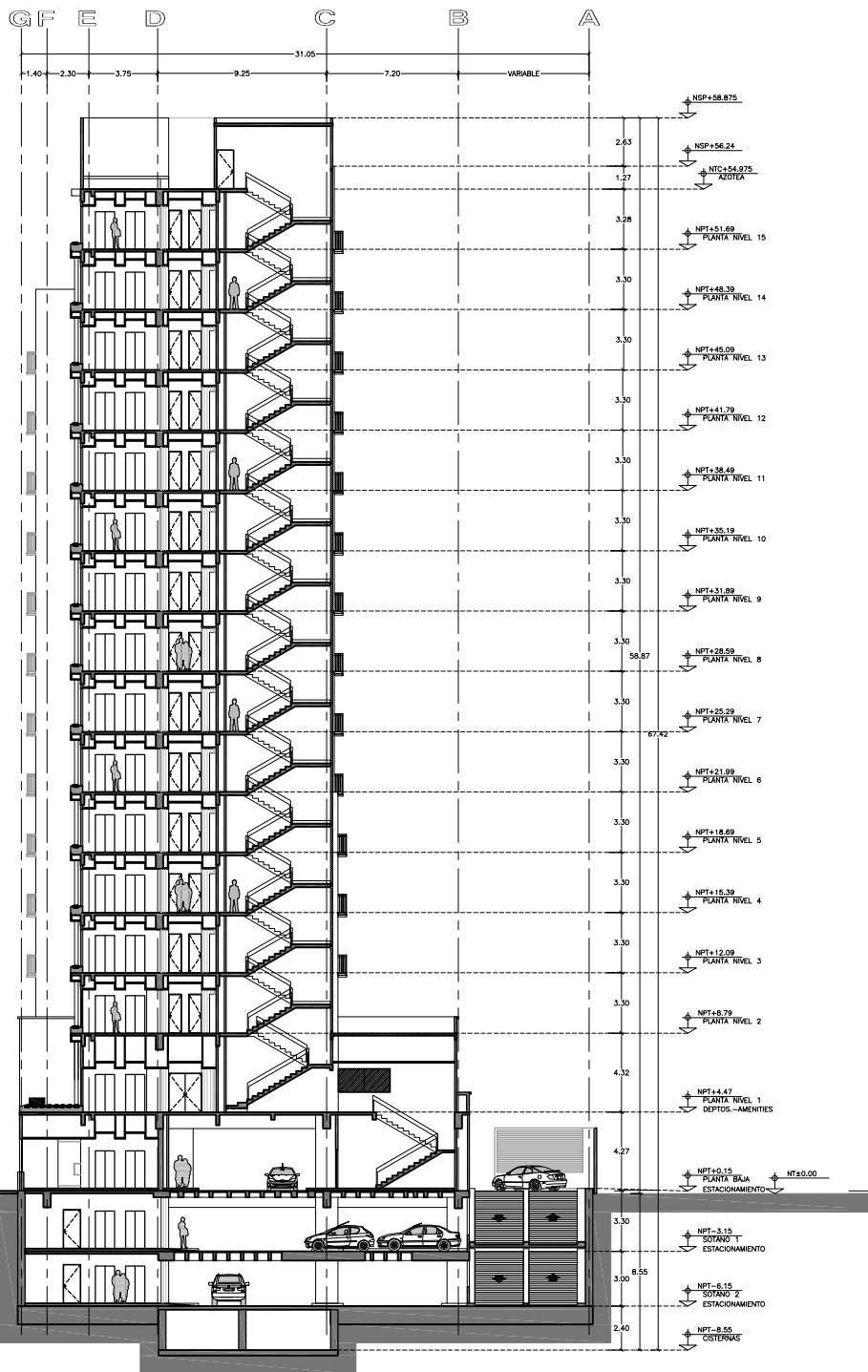
CORTE LONGITUDINAL A-A'



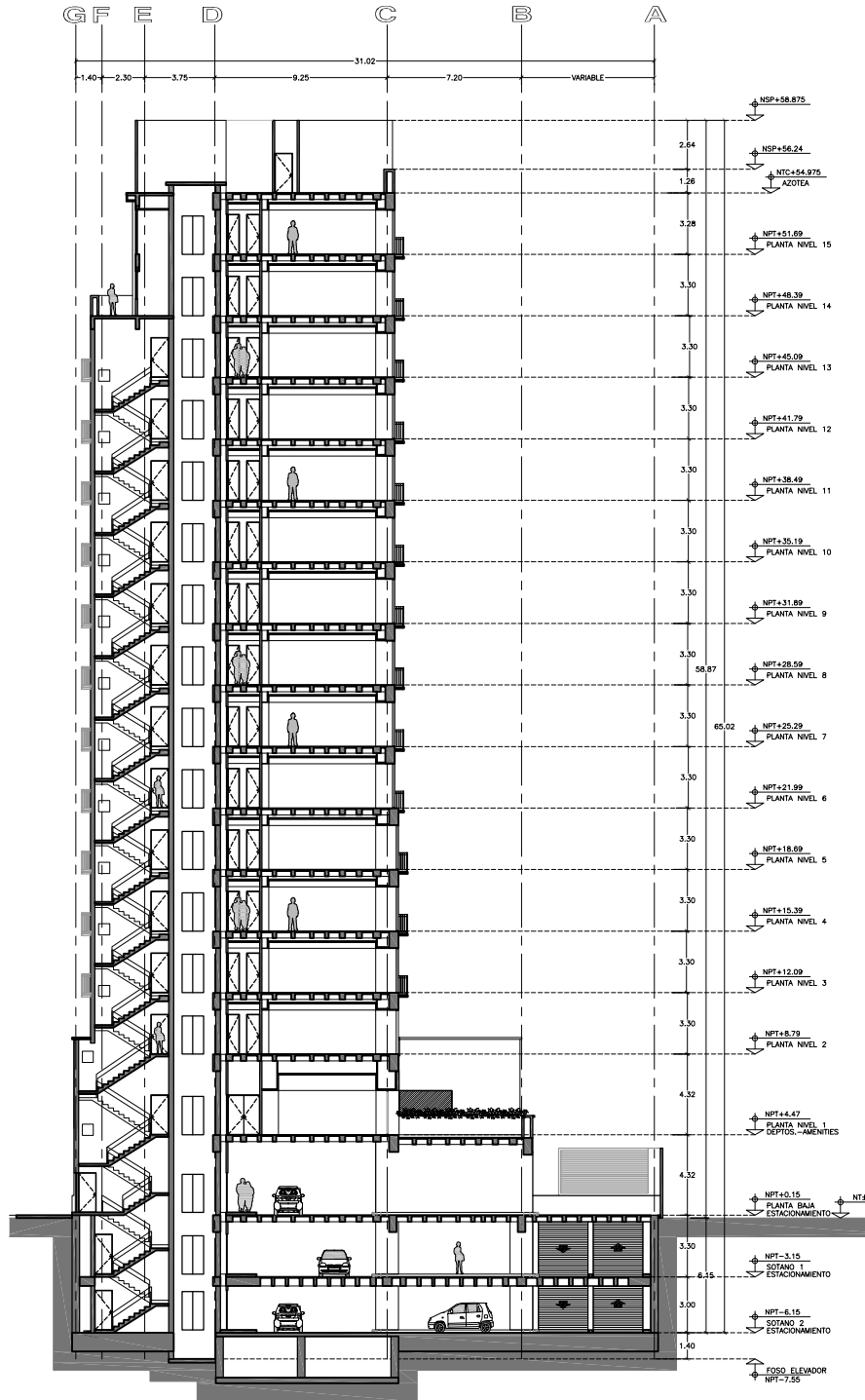
CORTE LONGITUDINAL B-B'



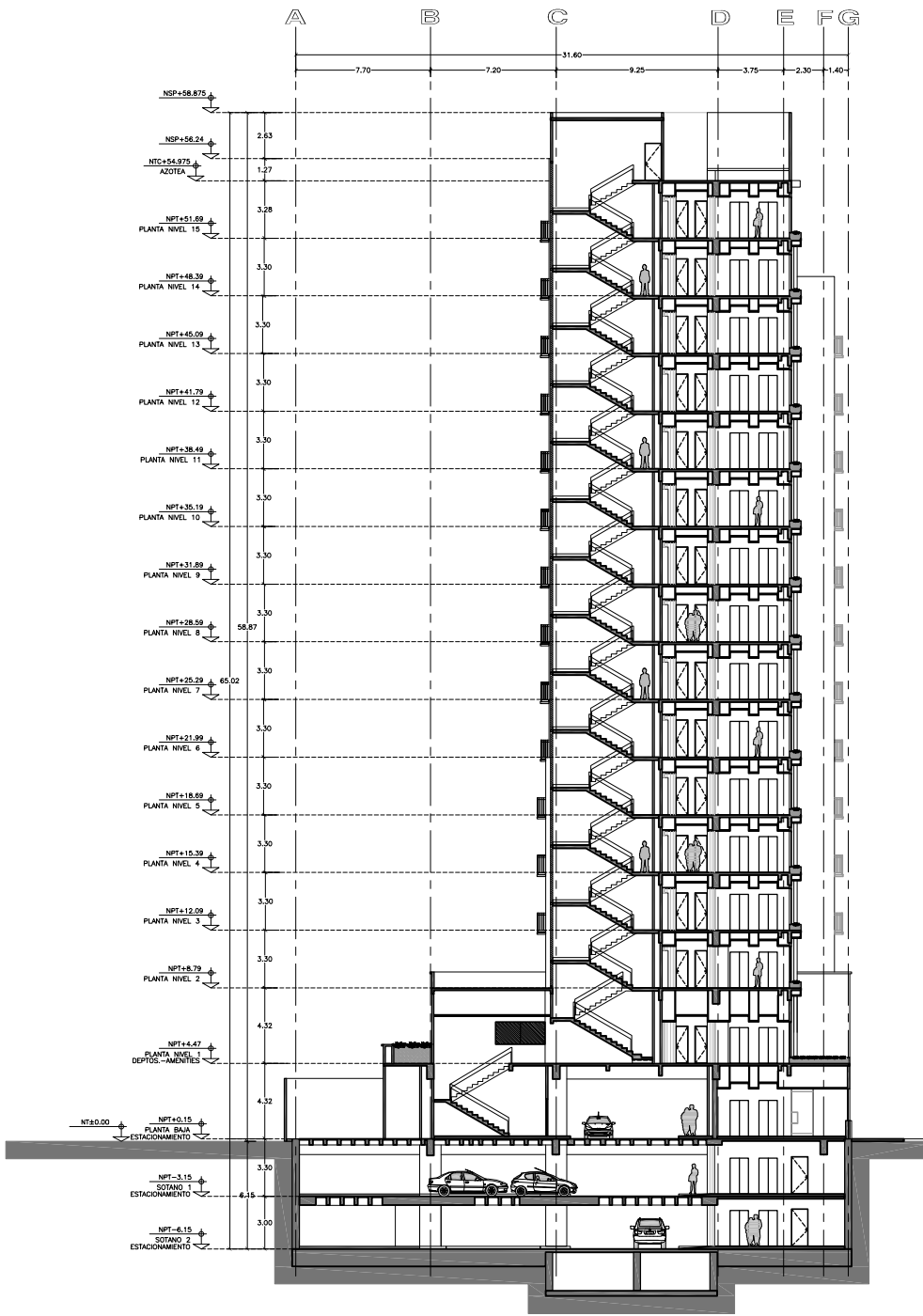
CORTE LONGITUDINAL C-C'



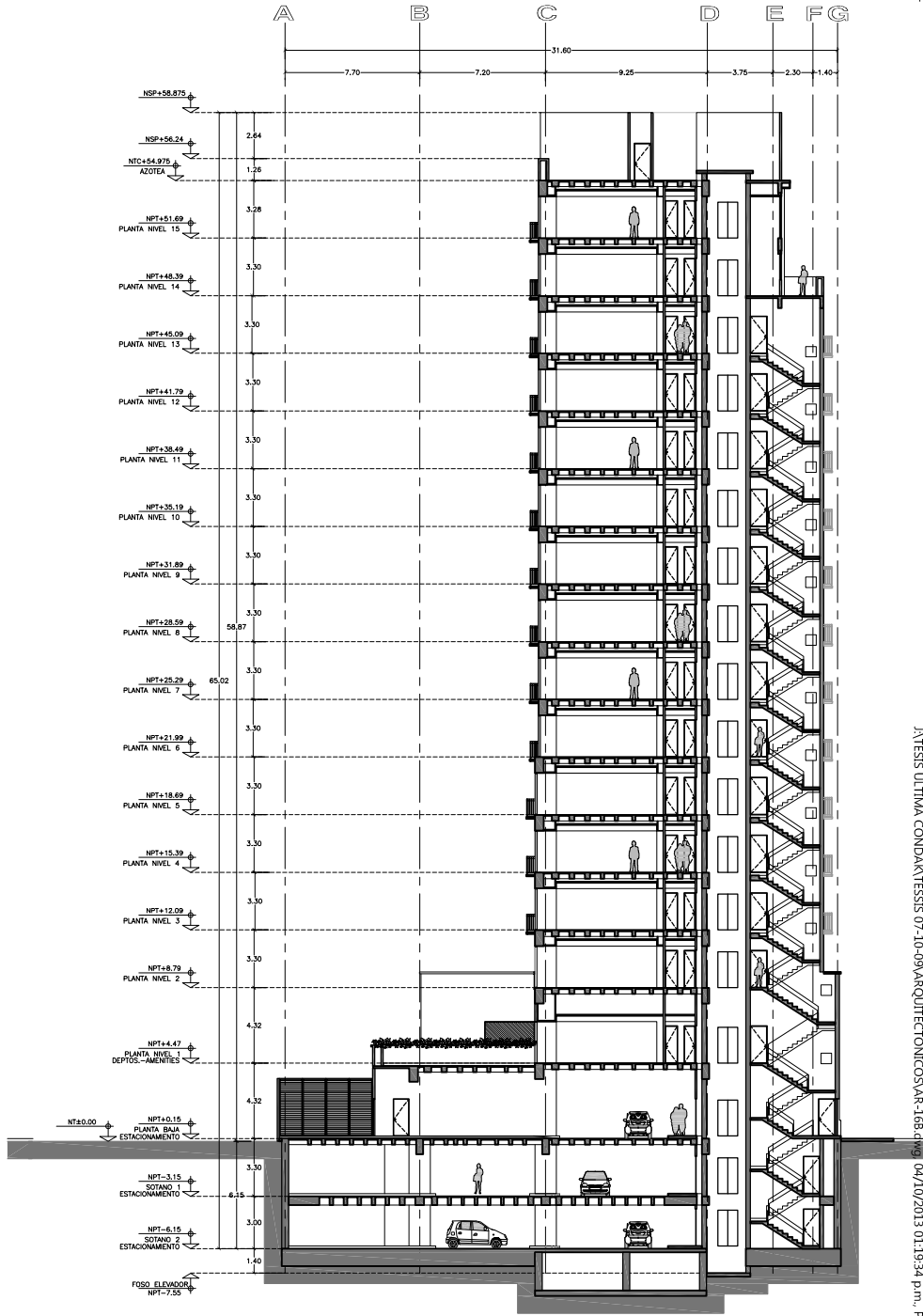
CORTE TRANSVERSAL A-A'



CORTE TRANSVERSAL B-B'



CORTE TRANSVERSAL A-A'



CORTE TRANSVERSAL B-B'

## **I.2 Estructuración.**

El proceso de estructuración es la parte del diseño estructural más importante, es la actividad en donde se definen los materiales y el arreglo de los elementos que darán una forma global a nuestra estructura, de tal manera que esta posea resistencia, rigidez y ductilidad. En esta etapa la creatividad y el criterio desempeñan un papel muy importante, pues la obtención de resultados favorables dependerá de que tan buena o mala fuera nuestra propuesta de estructuración. No existe una metodología para poder establecer cuál es la estructuración más eficiente; sin embargo el conocimiento de los materiales, de los sistemas estructurales más comunes y su funcionamiento, pueden ser una gran herramienta para la orientación hacia una buena estructuración.

De acuerdo a lo anterior se hace meritoria una definición de las tres cualidades que debe poseer una estructura:

**Resistencia:** Es la capacidad de una sección para poder soportar las cargas o acciones que se presenten sin llegar a la falla.

**Rigidez:** Es la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grandes deformaciones o desplazamientos.

**Ductilidad:** Capacidad del sistema estructural para deformarse inelásticamente ante fuerzas externas sin perder su resistencia.

A continuación presento tres pasos de los más importantes utilizados para definir la estructuración de este proyecto. Cabe mencionar que no deben tomarse como una lista de puntos a seguir metódicamente.

*-Estudio del Proyecto Arquitectónico.* Conocer plenamente las dimensiones en planta, alturas de entrepiso, colindancias, cisternas, paso de ductos, acabados y el uso que se le dará a cada espacio ubicado en el edificio. El pleno conocimiento del proyecto arquitectónico puede ahorrarnos mucho trabajo dado que pueden existir elementos que se pueden aprovechar estructuralmente.

*-Elección de Materiales.* Por lo general la elección se da por parte del contratista, pero en ocasiones se deja al criterio del Ingeniero Estructurista el cual busca una comunión entre lo económico y una seguridad estructural adecuada. En este proyecto se había acordado que la estructura debería ser de concreto reforzado.

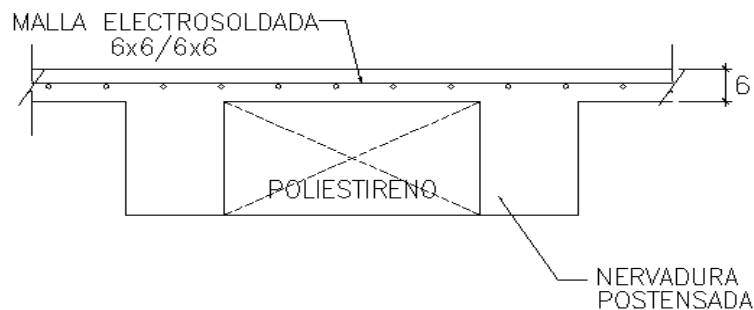
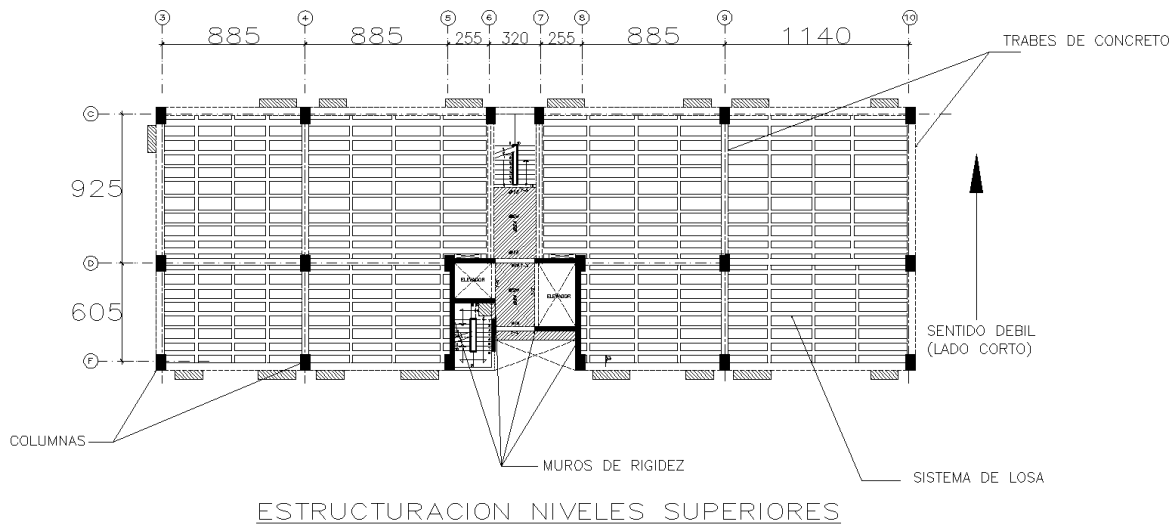
*-Bosquejo de la planta Estructural.* Se comienza a ubicar en planta la posición de los elementos estructurales como trabes, columnas, muros, etc. de tal manera que estos trabajen en forma eficiente. Para ello no debe perderse de vista la funcionalidad de cada espacio, para evitar romper con la arquitectura del proyecto.

Considerando la longitud de los claros entre columnas, los requerimientos arquitectónicos y con la finalidad de proporcionar una resistencia a fuerzas laterales, una rigidez necesaria para mantener las deformaciones ante cargas dentro de límites aceptables y una capacidad de ductilidad cuando se alcance un límite de resistencia que evite el colapso brusco; se definió que la estructuración más adecuada para los niveles superiores a Planta Baja, es un sistema sismo resistente de marcos rígidos ortogonales conformados por columnas y trabes de concreto reforzado. El sistema de piso se resolvió mediante una losa postensada aligerada con casetones de aproximadamente 60x260cm con un firme de compresión de 6cm armado con malla 6x6-6/6.

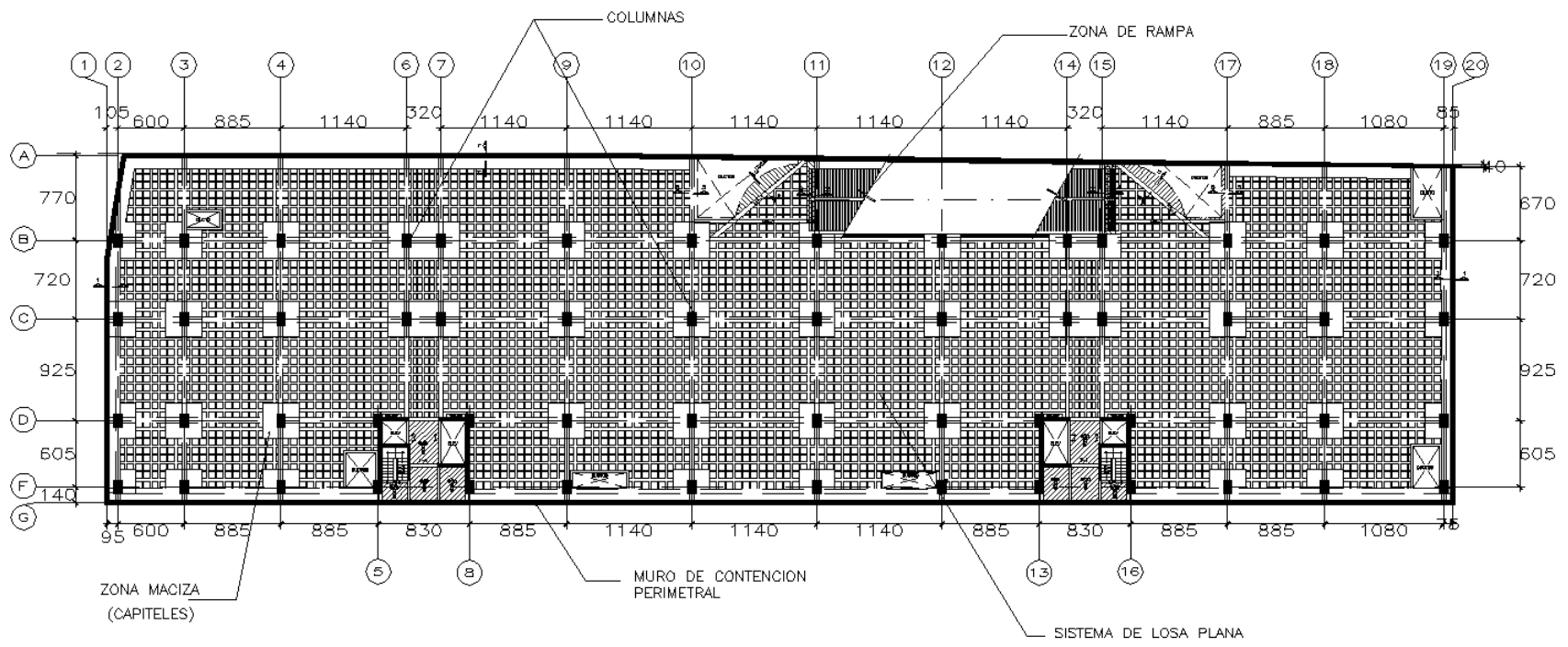
Los niveles inferiores incluyendo Planta Baja , se resolvió mediante una losa plana aligerada con casetones de poliestireno de 60x60cm con un firme de compresión de 5cm armado con malla 6x6-8/8, apoyada sobre columnas con sus respectivas zonas macizas (capiteles) adyacentes a cada columna. Se empleara la formación de marcos equivalentes con nervaduras en las franjas de columna y franjas centrales.

La forma del edificio en planta deja en claro la debilidad en su sentido transversal, por las pocas crujiás existentes que deberán tomar las fuerzas ocasionadas por un sismo en esa dirección. Si bien es cierto que la orientación de las columnas nos brinda una inercia favorable, es necesario agregar elementos que puedan ayudar a controlar los desplazamientos en el sentido más débil de la estructura, es por ello que se tomo la decisión de adicionar a estos marcos la contribución de muros de rigidez de concreto reforzado, ubicados en la zona de elevadores.

Todos los muros existentes exceptuando los mencionados serán muros divisorios de tabique que no contribuirán en la rigidez global, puesto que se desligaran de la estructura Así pues quedan conformados los marcos ortogonales que nos ayudaran a resistir las fuerzas laterales producidas por un sismo. La siguiente figura muestra la estructuración final en planta de la torre B, y es semejante a la torre A.

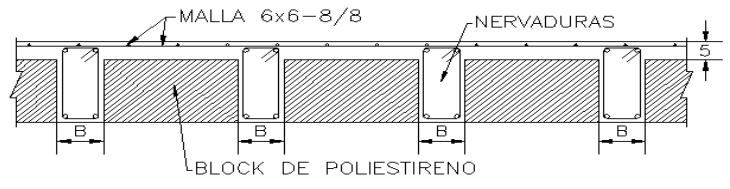


SISTEMA DE PISO



ESTRUCTURACION NIVEL SOTANO Y PLANTA BAJA

LOSA PLANA RETICULAR.—



SISTEMA DE PISO



### I.3 Estimaciones de carga.

Existen una serie de acciones o agentes externos que inducen en la estructura a lo largo de su vida útil fuerzas internas, esfuerzos y deformaciones. A estos agentes se les denomina “cargas”, y la intensidad de estas depende de muchos factores tales como el uso de la estructura, la zona geotécnica, y la probabilidad de ocurrencia. Para que la estructura no pierda sus condiciones de funcionalidad y estabilidad, existen límites establecidos en el RCDF.

*Estado límite de una estructura:* lo podemos definir como una etapa del comportamiento en la cual se presentan esfuerzos, deformaciones, desplazamientos que de acuerdo con el reglamento son excesivos e inaceptables y por lo tanto ponen en riesgo la funcionalidad o la estabilidad de la estructura.

En el proceso de diseño se debe tratar de estimar las cargas que estarán presentes en el edificio no solo durante su operación normal, sino también a condiciones excepcionales, es por ello que en realidad no se puede tener una certeza o una exactitud en estas estimaciones y por ende existen las incertidumbres.

Probablemente exista una aproximación en lo referente al peso de los materiales, pero resulta sumamente difícil poder estimar con exactitud la carga de las personas que habitaran el edificio, la resistencia de los materiales, dimensiones en obra y calidad en la mano de obra. Mas difícil aun resulta hablar de acciones externas como son los sismos y vientos, los cuales responden a fenómenos probabilísticos donde puede variar la magnitud, la intensidad, dirección y la duración.

Se han establecido tres tipos de cargas que pueden presentarse en una estructura las cuales son:

*Cargas Muertas:* Son las cargas que se producen por el peso propio de la construcción incluye peso de los elementos no estructurales como muros divisorios, instalaciones, plafones, pisos etc. De manera general podemos decir que son todas las cargas que gravitan de manera permanente sobre la estructura.

*Cargas Vivas:* La carga viva es la que se debe a la operación del inmueble, por lo tanto es todo aquello que no tiene una posición fija dentro de la estructura como pueden ser muebles, cantidad de personas, etc.. Por lo anterior la carga viva es una carga denominada carga variable.

*Cargas Accidentales:* Son tipo de acciones que pueden en forma excepcional afectar a la estructura, como pueden ser los sismos, viento, explosiones o el impacto de algún objeto.

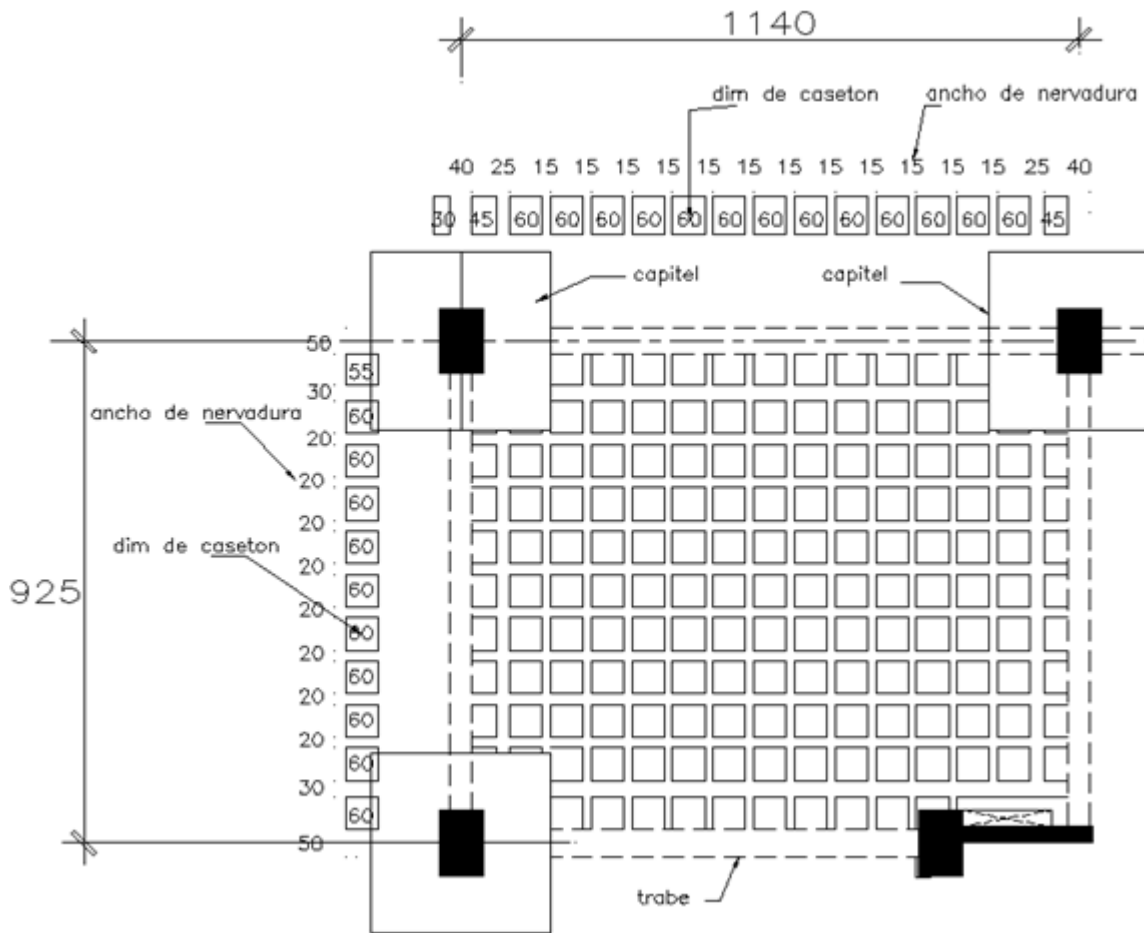
Para las cargas vivas se consideraron las que estipulan en el art 161 del RCDF para este tipo de inmueble en donde:

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

### Determinación de cargas muertas

-Estimación del peralte de las losas en los niveles de Sótano y Planta Baja.

Para la losa de sótanos y planta baja se utilizara una modulación a base de casetones de poliestireno de 60x60cm, considerando nervaduras en las franjas de columnas de 40 hasta 25 cm. de ancho y nervaduras de franja central de 15cm. De acuerdo a lo mencionado la siguiente figura ilustra el tablero con dimensiones más grandes que a su vez representa la condición más desfavorable en estos niveles



Adicionalmente a la condición de los claros más grandes entre columnas, encontramos también las condiciones de continuidad y discontinuidad en los tableros, por lo que en el análisis de estas losas se consideran los factores correspondientes en cada caso como lo estipulan las Normas Técnicas Complementarias para diseño de Estructuras de Concreto (NTCDC).

Haciendo uso de las recomendaciones de las NTCD en su apartado 8.3 correspondiente a losas planas, nos indica lo siguiente:

“Para omitirse el cálculo de las deflexiones en tableros interiores de losas planas macizas su peralte efectivo no deberá ser menor que:

$$KL \left( 1 - \frac{2c}{3L} \right)$$

L= claro mayor

c= dimensión de la columna o capitel paralela a L

K= coeficiente que se determina como sigue:

Para losas con ábacos:

$$K = 0.0006 \sqrt[4]{f_s \times w}$$

Para losas sin ábacos:

$$K = 0.00075 \sqrt[4]{f_s \times w}$$

donde w = carga de servicio y fs puede tomarse como 0.6fy.

Si se trata de una losa aligerada, los peraltes obtenidos deberán incrementarse un 20% así como también cuando se trate de tableros discontinuos.

Suponiendo que la carga en los sótanos deberá andar alrededor de los 900 kg/m<sup>2</sup> analizamos los casos y obtenemos los peraltes aproximados:

**Determinación del Peralte Mínimo en una Losa Plana Aligerada**

$$d_{min} = k L \left( 1 - \frac{2c}{3L} \right) \times 1.2$$

donde :

L = claro mayor

k = coeficiente que se determina como sigue :

a) Concreto Clase 1

Losas con ábaco →  $k = 0.0006 \sqrt[4]{f_s W} \geq 0.020$

Losas sin ábaco →  $k = 0.00075 \sqrt[4]{f_s W} \geq 0.025$

b) Concreto Clase 2

El valor de k que resulte con los criterios de a) se multiplicará por 1.5 si es concreto clase2

en las expresiones anteriores :

fs = esfuerzo en el acero en condiciones de servicio, kg/cm<sup>2</sup>

puede suponerse igual 0.6fy

W = es la carga en condiciones de servicio, kg/m<sup>2</sup>

c = la dimensión de la columna o capitel paralela a L

Los valores obtenidos con la ecuación deben aumentarse en 20% en tableros exteriores

Tablero No.	Concreto Clase	Abaco	Tablero Exterior	fy (kg/cm <sup>2</sup> )	W (kg/m <sup>2</sup> )	L (cm)	c (cm)	k	d min (cm)	rec (cm)	H (cm)
1	1	no	no	4200	900	1140	280	0.029	33.3	3.0	36
2	1	no	si	4200	900	1140	280	0.029	40.0	3.0	43

Con la expresión del reglamento se obtienen peraltes de 36 cm para tableros interiores y de 43 cm para tableros exteriores. Para este cálculo se consideraron dimensiones de capiteles igual a  $2.5h$  y estimando  $h=40\text{cm}$  y columnas de  $80 \times 120\text{cm}$   $c = 80 + 200 = 280\text{cm}$  adyacente a la columna. Finalmente se tomo un peralte de 45 cm de espesor para las losas de sótano y planta baja.

*Estimación de peralte de losas en los niveles superiores.*

Para los niveles superiores a planta baja se tomo un peralte para las losas postensadas igual a 35 cm con la idea de mantener una relación de claro/peralte en un intervalo entre 22 y 28, que por lo general resulta un buen punto de partida en el diseño de las mismas. En el capítulo IV se revisa el cumplimiento de las condiciones de servicio y resistencia.

*Peso propio de losas planas.*

El peso propio se obtiene de manera aproximada con la diferencia entre el volumen de concreto total de cada tablero y el volumen ocupado por los casetones de poliestireno, multiplicado por el peso volumétrico del concreto. La siguiente tabla muestra el análisis de cuatro tableros con diferentes dimensiones:

Calculo de Peso/Area de Losas Nervadas													
Proyecto: <b>LOSA NERVADA CONDAK</b> Calculo: JNP Reviso: AGS													
Peso Volumetrico del concreto : $\gamma = 2.4$ t/m3 Peso Volumetrico de casetones : $\gamma = 0$ t/m3 Peralte de losa : $d = 0.45$ m Peralte de firme : $e = 0.05$ m													
TABLERO	Dim de tablero		Huecos							Area del Tablero	vol tot huecos	e kg/m2	
	Lado1 m	Lado 2 m	# tipo 1	# tipo 2	# tipo 3	# tipo 4	# tipo 5	# tipo 6	# tipo 7				
T-1	11.4	9.25	120	0	0	0	0	0	0	0	105.45	17.28	686.71
T-2	9.25	8.85	112	0	0	0	0	0	0	0	81.86	16.13	607.17
T-3	7.2	6	56	0	0	0	0	0	0	0	43.20	8.06	632.00
T-4	10.8	6.05	78	0	0	0	0	0	0	0	65.34	11.23	667.44
											prom:		648.33
			b	h	Area	vol.	peso						
			m	m	m2	m3	ton						
Huecos tipo 1:			0.6	0.6	0.36	0.144	0						
Huecos tipo 2:			0	0	0	0	0						
Huecos tipo 3:			0	0	0	0	0						
Huecos tipo 4:			0	0	0	0	0						
Huecos tipo 5:			0	0	0	0	0						
Huecos tipo 6:			0	0	0	0	0						
Huecos tipo 7:			0	0	0	0	0						

De los diferentes tableros en los niveles de sótano y planta baja obtenemos un peso promedio de 648 kg/m2.

*Peso propio de losas postensadas en niveles superiores.*

De la misma manera, se calculo el peso de las losas de los niveles superiores:

Calculo de Peso/Area de Losas Nervadas												
Proyecto: <b>LOSA NERVADA POSTENSADA COND</b>												
Calculo: JNP												
Reviso: AGS												
Peso Volumetrico del concreto : $\gamma = 2.4$ t/m3												
Peso Volumetrico de casetones : $\gamma = 0$ t/m3												
Peralte de losa : $d = 0.35$ m												
Peralte de firme : $e = 0.06$ m												
TABLERO	Dim de tablero		Huecos							Area del Tablero	vol tot huecos	$\omega$ kg/m2
	Lado1 m	Lado 2 m	# tipo 1	# tipo 2	# tipo 3	# tipo 4	# tipo 5	# tipo 6	# tipo 7			
T-1	11.4	9.25	40	0	0	0	0	0	0	105.45	18.10	428.14
T-2	9.25	8.85	40	0	0	0	0	0	0	81.86	18.10	309.47
T-3	8.85	6.05	28	0	0	0	0	0	0	53.54	12.67	272.20
											prom:	336.61
	b m	h m	Area m2	vol. m3	peso ton							
Huecos tipo 1:	0.6	2.6	1.56	0.4524	0							
Huecos tipo 2:	0	0	0	0	0							
Huecos tipo 3:	0	0	0	0	0							
Huecos tipo 4:	0	0	0	0	0							
Huecos tipo 5:	0	0	0	0	0							
Huecos tipo 6:	0	0	0	0	0							
Huecos tipo 7:	0	0	0	0	0							

En este caso el peso promedio es de 336 kg/m2, pero revisando la condición del tablero más desfavorable se tomo con criterio un peso propio de 380 kg/m2.

*Acabado de piso.*

Una vez coladas las losas de los diferentes entrepisos, por lo general quedan con un acabado rugoso, y desnivelado. Es por ello que adicionalmente se coloca un sobrefirmé de 5 cm aproximadamente, con el cual se cubren todas las imperfecciones que pudieron haber quedado por el mal colado o diversas situaciones en obra, quedando la losa lista para la colocación de su piso que por lo general es algún tipo de loseta. Este sobrefirmé se realiza con un concreto pobre (2100kg/m3) con lo que podemos determinar qué:

$$\text{Sobrefirmé} = 2100 \times 0.05 = 105 \text{ kg/m}^2$$

Una vez realizado el sobrefirmé de concreto, se coloca una loseta de cerámica con un peso aproximado de 15kg/m2 con lo cual tenemos:

$$\text{Acabado de piso} = 105 + 15 = 120 \text{ kg/m}^2$$

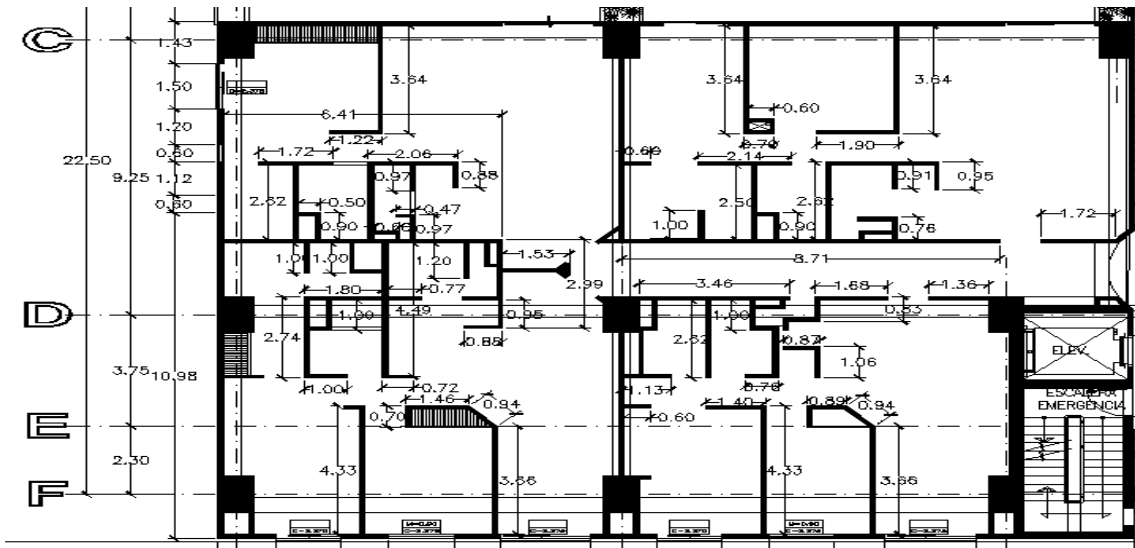
*Densidad de Muros divisorios.*

Todos los muros no estructurales que darán forma a cada departamento y que no son soportados por alguna trabe, es decir aquellos que estén apoyados directamente sobre la losa, constituyen un peso adicional que debe considerarse en el análisis y diseño.

La forma aproximada para hacer esta consideración, es midiendo la longitud total de todos los muros que gravitan sobre la losa, para multiplicarla por la altura de los muros y el peso volumétrico del material con el que estarán hechos.

Para obtener la carga uniformemente repartida equivalente a los muros, se divide el peso entre el área en el que estarán distribuidos.

En los niveles de Sótano y Planta Baja existe una cantidad pequeña de muros divisorios debido a que son niveles destinados a estacionamientos, donde se requiere área de circulación.  
 Para los niveles superiores tomamos la longitud de muros en un área específica como se muestra a continuación:



Área= 342.5m<sup>2</sup>  
 Longitud de muros= 122 m  
 Altura de muros = 3.30 m  
 Tabimax = 90kg/m<sup>2</sup>  
 Área de muros = 122 x 3.3 = 402.6 m<sup>2</sup>  
 Peso total de muros = 402.6 x 90 = 36234 kg  
 Densidad de muros = 36234/342.5 = 106 kg/m<sup>2</sup>

*Plafón de Yeso.*

Considerando un peso volumétrico del yeso de 1100kg/m<sup>3</sup> y un espesor de 1.5cm del plafón tenemos:

$$P \text{ plafón} = 0.015 \times 1100 = 16.5 \text{ kg/m}^2$$

*Instalaciones.*

Se propuso con criterio una carga de 10kg/m<sup>2</sup>.

*Relleno para pendientes en azotea.*

Para dar las pendientes adecuadas en el nivel de azotea se considera un material de relleno (por lo general tezontle) con un peso volumétrico aproximado de 1600 kg/m<sup>3</sup> de aproximadamente 10cm de espesor.

$$P \text{ relleno} = 1600 \times 0.10 = 160 \text{ kg/m}^2$$

### *Enladrillado.*

El enladrillado consiste en colocar ladrillo de barro en azotea en medidas de 6x12x1.5cm dispuesto en forma clásica del llamado “petatillo” sobre la losa o entortado de la misma.

Este sistema es muy común en nuestros días, siendo muy efectivo para evitar el paso del agua y la humedad. Este procedimiento, no utiliza ningún producto asfáltico, únicamente recurre a terminar esta colocación con una lechada de cemento gris, arena y agua, el cual endurece formando una capa permeable.

Peso volumétrico del ladrillo = 1500kg/m<sup>3</sup>

Espesor del ladrillo = 1.5cm

P enladrillado= .015x1500=22.5 kg/m<sup>2</sup>

### *Entortado.*

El entortado es la mezcla ocupada para pegar el ladrillo y se considero un peso volumétrico de 2200kg/m<sup>3</sup> con un espesor de 1.5cm

P entortado= 0.015x2200= 33 kg/m<sup>2</sup>

### *Impermeabilizante*

De acuerdo a las especificaciones de diversos catálogos de productos de impermeabilización, se tiene para todos los productos un peso promedio de 1.34g/cm<sup>3</sup>=1340kg/m<sup>3</sup>. Si consideramos un espesor de 2.5mm sobre la losa de azotea tenemos:

P impermeabilizante= 0.0025x1340=3.35kg/m<sup>2</sup>

Si se agrega un material de refuerzo como tela de fibra de vidrio para formar una membrana y una pintura de acabado podemos agregar 2kg/m<sup>2</sup> por lo cual :

P impermeabilizante total = 5kg/m<sup>2</sup>

### *Peso propio de los elementos estructurales*

El programa de cómputo empleado para el análisis estructural, ya considera el peso propio de todos los elementos adicionales a las losas como son: trabes, columnas y muros de concreto reforzado.

### *Carga de fachadas.*

La fachada del edificio estará compuesta por muros de tabimax con un acabado de cantera en sus dos primeros niveles y en los niveles superiores será con un acabado de pasta. También se consideraron los cristales a media altura en todos los entresijos.

Peso del tabimax = 90kg/m<sup>2</sup>

Altura de entresijo = 3.3m

Peso del cristal de 6mm= 15 kg/m<sup>2</sup>

Peso de cantera 5mm = 12kg/m<sup>2</sup>

Carga de muros = 3.3x90=297 kg/m

Carga de cristal = 1.65x15= 25 kg/m

Peso de cantera = 12x3.3 = 39.6 kg/m

Carga total de fachadas = 362 kg/m, para fines prácticos tomaremos 400 kg/m<sup>2</sup>

### Determinación de cargas vivas

Como se explico anteriormente el RCDF establece las cargas vivas que deben considerarse de acuerdo al uso que tendrá el edificio, la siguiente tabla muestra los diversos casos:

**Tabla 6.1 Cargas vivas unitarias, kN/m<sup>2</sup> (kg/m<sup>2</sup>)**

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

Los incisos marcados en la lista anterior abarcan todos los casos que se presentan en este proyecto.



Finalmente a continuación se muestra la tabla resumen de todas las cargas vivas y muertas, así como el desglose (del lado derecho) por estados de carga, tal y como fueron definidos en el modelo de análisis.

<b>Especificaciones de Cargas</b>								
Proyecto: PARK TOWERS CONDAK								
Ubicacion: EJE 8 #435 COL. SANTA CRUZ ATOYAC DEL. BENITO JUAREZ								
	C. Vertical	Sismo	Cimentación	Popo	SCM	CVMax	CVSis	
	(kg/m <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )					
<b>Azotea</b>								
Losa Reticular H=35cm	380	380	380	380				
Instalaciones	10	10	10		10			
Plafon	17	17	17		17			
Relleno	160	160	160		160			
Entortado	33	33	33		33			
Enladrillado	23	23	23		23			
Impermeabilizante	5	5	5		5			
C. Adic. RDF2004	40	40	40	20	20			
<b>C. Muerta</b>	<b>668</b>	<b>668</b>	<b>668</b>					
<b>C. Viva</b>	<b>100</b>	<b>70</b>	<b>15</b>			<b>100</b>	<b>70</b>	
<b>TOTAL</b>	<b>768</b>	<b>738</b>	<b>683</b>	<b>400</b>	<b>268</b>	<b>100</b>	<b>70</b>	
<b>Planta Nivel 15 (losacero)</b>								
	C. Vertical	Sismo	Cimentación	Popo	SCM	CVMax	Cvsis	
	(kg/m <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )					
Losacero sec4 cal 22	203	203	203	203				
Acabado de piso	120	120	120		120			
Instalaciones	10	10	10		10			
Plafon	17	17	17		17			
C. Adic. RDF2004	20	20	20	10	10			
<b>C. Muerta</b>	<b>370</b>	<b>370</b>	<b>370</b>					
<b>C. Viva</b>	<b>170</b>	<b>90</b>	<b>70</b>			<b>170</b>	<b>90</b>	
<b>TOTAL</b>	<b>540</b>	<b>460</b>	<b>440</b>	<b>213</b>	<b>157</b>	<b>170</b>	<b>90</b>	
<b>Planta Tipo (niv 2 a niv 15)</b>								
	C. Vertical	Sismo	Cimentación	Popo	SCM	CVMax	Cvsis	
	(kg/m <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )					
Losa Reticular H=35cm	380	380	380	380				
Acabado de piso	120	120	120		120			
Densidad de muros	106	106	106		106			
Instalaciones	10	10	10		10			
Plafon	17	17	17		17			
C. Adic. RDF2004	20	20	20	10	10			
<b>C. Muerta</b>	<b>653</b>	<b>653</b>	<b>653</b>					
<b>C. Viva</b>	<b>170</b>	<b>90</b>	<b>70</b>			<b>170</b>	<b>90</b>	
<b>TOTAL</b>	<b>823</b>	<b>743</b>	<b>723</b>	<b>390</b>	<b>263</b>	<b>170</b>	<b>90</b>	
<b>Planta Nivel 1 (amenities)</b>								
	C. Vertical	Sismo	Cimentación	Popo	SCM	CVMax	Cvsis	
	(kg/m <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )					
Losa Reticular H=35cm	380	380	380	380				
Acabado de piso	120	120	120		120			
Densidad de muros	106	106	106		106			
Instalaciones	10	10	10		10			
Plafon	17	17	17		17			
C. Adic. RDF2004	20	20	20	10	10			
<b>C. Muerta</b>	<b>653</b>	<b>653</b>	<b>653</b>					
<b>C. Viva</b>	<b>350</b>	<b>250</b>	<b>40</b>			<b>350</b>	<b>250</b>	
<b>TOTAL</b>	<b>1003</b>	<b>903</b>	<b>693</b>	<b>390</b>	<b>263</b>	<b>350</b>	<b>250</b>	
<b>Sotano y Planta Baja</b>								
	C. Vertical	Sismo	Cimentación	Popo	SCM	CVMax	Cvsis	
	(kg/m <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )	(kg/m <sup>2</sup> )					
Losa Reticular H=45cm	648	648	648	648				
instalaciones	10	10	10		10			
C. Adic. RDF2004	20	20	20	10	10			
<b>C. Muerta</b>	<b>678</b>	<b>678</b>	<b>678</b>					
<b>C. Viva</b>	<b>250</b>	<b>100</b>	<b>40</b>			<b>250</b>	<b>100</b>	
<b>TOTAL</b>	<b>928</b>	<b>778</b>	<b>718</b>	<b>658</b>	<b>20</b>	<b>250</b>	<b>100</b>	
<b>Zona de Alberca</b>				<b>Zona de Tincacos</b>				
Profundidad=	1.60 m			1 litro =	1 kg			
Peso volumetrico agua=	1 t/m3			3 tinacos de 5000 litros =	15 ton			
considerando un ancho unitario				Area =	20.5 m2			
Presion del agua sobre la losa fondo =	1.6 t/m2			Peso sobre losa =	730 kg/m2			
<i>Adicionalmente se considero una carga por fachada en todo el perimetro del edificio de 0.4t/m considerando tambien los volados.</i>								

## CAPITULO II

### ANÁLISIS ESTRUCTURAL

#### II.1 Materiales

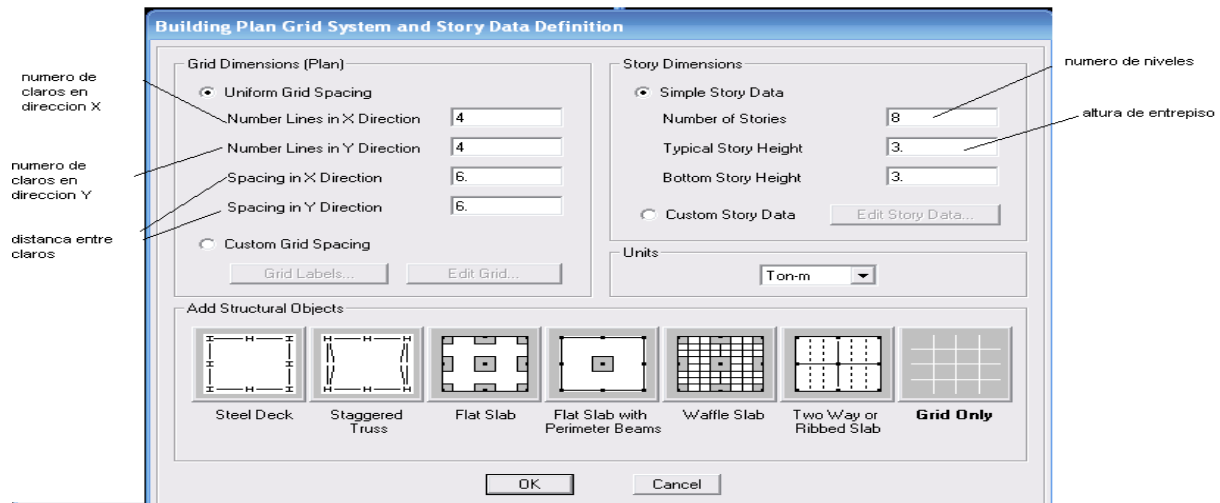
Esta etapa inicia con la conformación de un modelo geométrico que nos permita definir exactamente qué elementos estructurales van a influir en la respuesta de la estructura. La idea general es llegar de un modelo geométrico, a un modelo analítico del cual obtengamos resultados que puedan ser evaluados en el marco de una normatividad. Es importante establecer las condiciones de continuidad en los elementos para garantizar una transmisión de esfuerzos adecuada entre cada uno de los miembros. La atención se centra en obtener un modelo analítico que represente claramente las condiciones a las que estará sujeta la estructura durante su vida útil.

Esta estructura fue analizada en forma tridimensional haciendo uso de un programa de análisis llamado (ETABS v 9.2.0). El concepto básico es el modelado de la estructura a través de la idealización de un sistema de piso congruente con los sistemas de marcos verticales y horizontales. El análisis de la estructura se realizó obteniendo fuerzas sísmicas de diseño a partir de la respuesta calculada en el espectro de diseño que se estipula en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTCDS).

De manera muy general la información que se debe proporcionar al programa de cómputo es la siguiente:

- Distancia entre claros.
- Número y alturas de entrepiso.
- Elegir el sistema de coordenadas en planta.
- Propiedades de los materiales..
- Parámetros de diseño sísmico ( de acuerdo a las NTCDS)
- Dimensiones de elementos estructurales
- Código de diseño.

Las siguientes figuras ejemplifican la introducción de los datos en el programa de cómputo:



Etiqueta para cada uno de los ejes de referencia en direccion paralela a Y

Etiqueta para las lines de referencia paralelas al eje X

distancia entre claros direccion Y

Distancia entre claros direccion X

Vista previa de Reticula

Sistema de unidades

se especifica si las distancias seran introcidas como coordenadas o como distancia absoluta

Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	6	Primary	Show	Top
2	B	6	Primary	Show	Top
3	C	6	Primary	Show	Top
4	D	0	Primary	Show	Top
5					
6					
7					
8					
9					
10					

Grid ID	Spacing	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	6	Primary	Show	Left
2	2	6	Primary	Show	Left
3	3	6	Primary	Show	Left
4	4	0	Primary	Show	Left
5					
6					
7					
8					
9					
10					

Etiqueta del Nivel

Alturas de Entrepiso

Altura acumulada

Sistema de Unidades

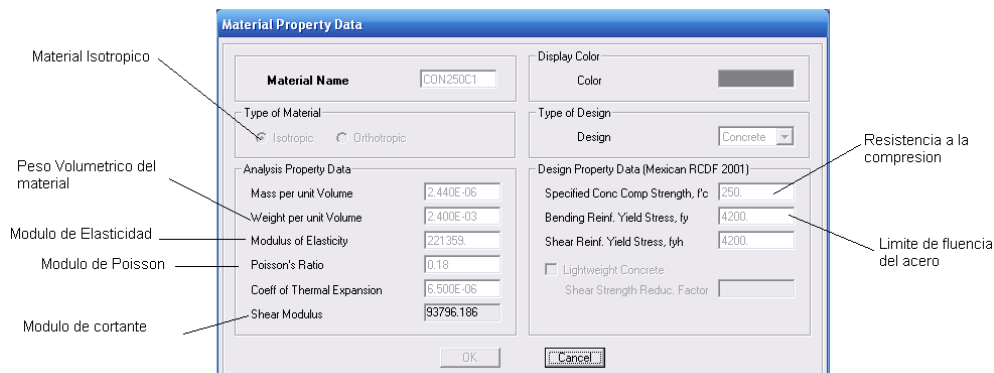
	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
9	STORY8	3.	24.	Yes		No	0.
8	STORY7	3.	21.	No	STORY8	No	0.
7	STORY6	3.	18.	No	STORY8	No	0.
6	STORY5	3.	15.	No	STORY8	No	0.
5	STORY4	3.	12.	No	STORY8	No	0.
4	STORY3	3.	9.	No	STORY8	No	0.
3	STORY2	3.	6.	No	STORY8	No	0.
2	STORY1	3.	3.	No	STORY8	No	0.
1	BASE		0.				

Debe existir una relación ACCION-RESPUESTA, por lo que se deben definir las propiedades de los materiales para que sean consideradas en el modelo analítico y obtener deformaciones y desplazamientos acordes a dichas propiedades.

Como ya lo mencionamos en el capítulo anterior, la estructura a petición del contratista será de concreto reforzado. Se presenta el desglose de características de los materiales a utilizar para cada concepto estructural:

Concepto:	Resistencia
Cimentación	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Clase I $E = 14,000\sqrt{250} \text{ kg/cm}^2$
Columnas y Trabes	$f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$ Clase I $E = 14,000\sqrt{300} \text{ kg/cm}^2$
Losas de Sótano y Planta Baja	$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ Clase I $E = 14000\sqrt{250} \text{ kg/cm}^2$
Losa Postensada	$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$ Clase I $E = 14000\sqrt{350} \text{ kg/cm}^2$
Peso Volumétrico	Mayor a $2200 \text{ kg/m}^3$ clase 1.
Acero de refuerzo R-42	$f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ para #3 y mayores $E = 2,1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
Alambrón #2	$f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$ .
Acero de Presfuerzo	Grado 270
Acero en placas y perfiles tipo A-36.	$f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$

Cada material con sus respectivas características es dado de alta en nuestro programa de cómputo como lo muestra la siguiente imagen:



## II.2 Parámetros de Diseño

Se consideraron los criterios del RCDF, y sus NTC que toman en cuenta el diseño con base en la resistencia última del concreto reforzado.

Por lo anterior se afectaron las acciones por los siguientes factores de cargas:

- 1.4 para la combinación de cargas permanentes más acciones variables (carga viva) con intensidad máxima.
- 1.1 para la combinación de cargas permanentes más cargas variables (carga viva) con intensidad instantánea, más cargas accidentales (sismo).

Para los elementos de acero, se emplearon los criterios del LRFD (diseño por resistencia última)

Las resistencias fueron afectadas por los siguientes factores:

a) Elementos de concreto reforzado:

Fr = 0.9 para flexión

Fr = 0.8 para cortante y torsión.

Fr = 0.7 para transmisión de flexión y cortantes

Fr = 0.8 para falla por tensión.

Fr = 0.7 si el núcleo no está confinado y la falla es por compresión.

Fr = 0.7 para aplastamiento.

Para esta estructura se empleo el diseño por sismo dado que el Distrito Federal está considerado como una zona de alto riesgo sísmico y se reviso el cumplimiento de todos los requerimientos que establecen las NTCDS

De acuerdo al RCDF la zona del Distrito Federal se divide en 3 zonas sísmicas, las cuales presentan las siguientes características:

**Zona I.** Es la zona de terreno firme en que a profundidades menores de 3 m se encuentran estratos rocosos o de suelo muy compacto. Esta zona es llamada comúnmente como “Zona de Loma”.

**Zona II.** Conocida también como “Zona de transición” y en esta zona los estratos compactos se encuentran a profundidades de entre 3 y 20 metros de profundidad.

**Zona III.** Esta zona es nombrada también “Zona de Lago” y en ella los estratos compactos se encuentran a más de 20 metros de profundidad.

Para la determinar el tipo de zona que le corresponde al predio donde se realizara este proyecto, se utilizo el mapa de zonificación de las NTCDS.

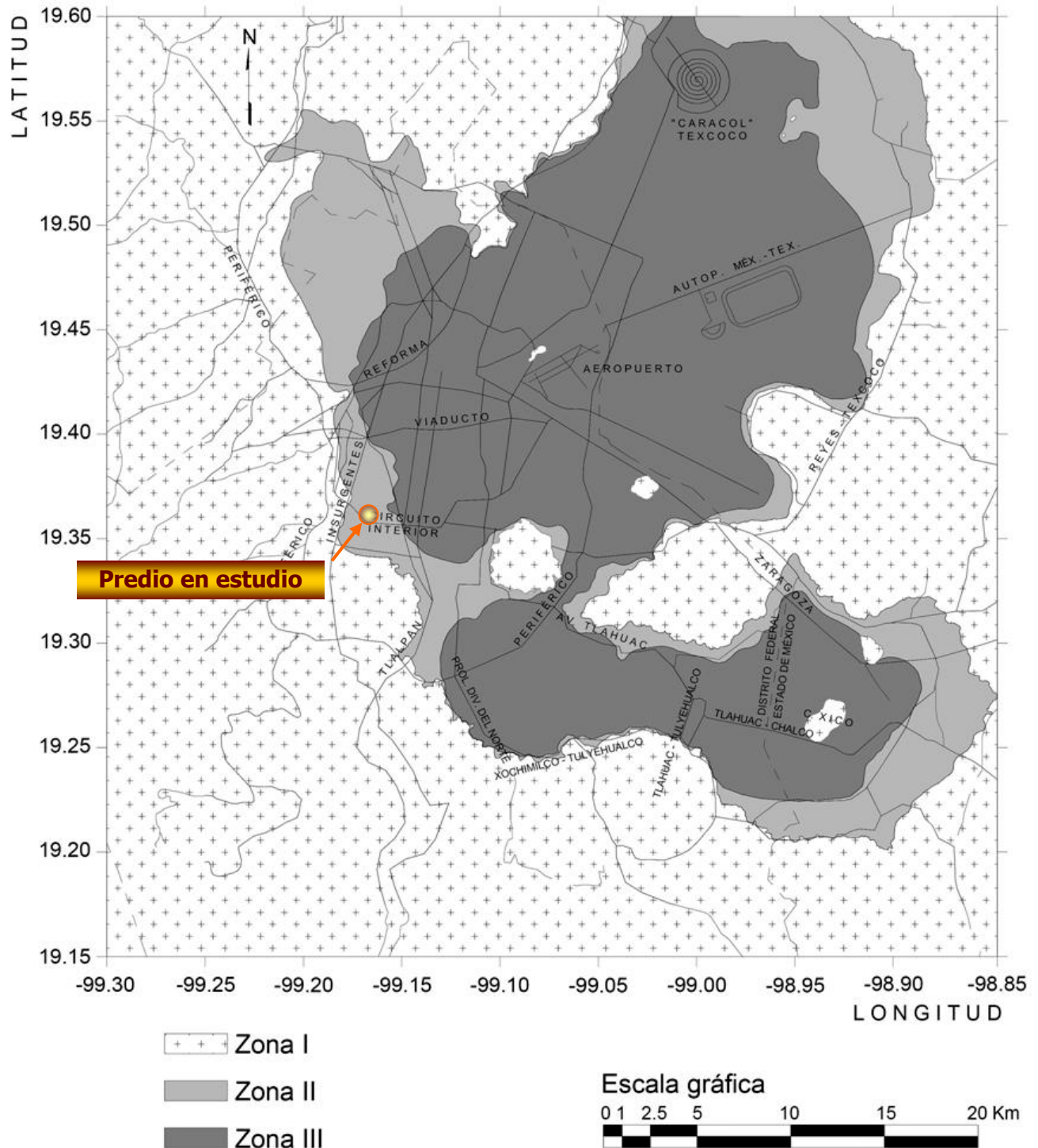


Figura. Ubicación del predio en estudio, atendiendo a la Zonificación Estratigráfica indicada en el RCDF y sus NTCDS.

Con este mapa se determino que el sitio en cuestión esta justamente en la zona II. Para poder confirmar la zona, nos apoyamos en el estudio de mecánica de suelos, que de acuerdo a sus pruebas y a la determinación de la estratigrafía del sitio establece lo siguiente:

“De acuerdo con la zonificación estratigráfica de la Ciudad de México, establecida en el RCDF y sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC), el predio en cuestión se ubica en la Zona II denominada como “Zona de Transición”

Debido a la zonificación estratigráfica con los sondeos realizados, el coeficiente sísmico es:

$$C= 0.32$$

En la descripción de los resultados de los trabajos geotécnicos de campo desarrollados, se indican los diferentes espesores de las capas localizadas en el sitio, que corroboran la ubicación estratigráfica del predio.”

Los aspectos relevantes del estudio de mecánica de suelos se anexan en el capítulo III del presente trabajo

*Coeficiente sísmico.*

El coeficiente sísmico es una cantidad adimensional que define la fuerza cortante horizontal (V) que actúa en la base del edificio como una fracción del peso total (W) del edificio esto es:

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

V= Fuerza Cortante horizontal en la base.  
W= Peso total de la construcción

El coeficiente sísmico sirve de base para la construcción del espectro de aceleraciones de diseño que se emplea para el análisis dinámico. Este coeficiente varía de acuerdo a la zona de construcción, y la importancia de la estructura.

El RCDF hace la siguiente clasificación del tipo de construcciones:

**Grupo A:** Edificaciones cuya falla estructural podría constituir un peligro significativo por contener sustancias tóxicas o explosivas, así como edificaciones cuyo funcionamiento es esencial a raíz de una emergencia urbana y edificios que alojen archivos o registros públicos de particular importancia.

**Grupo B:** Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales no incluidas en el grupo A.

El edificio que estamos tratando tendrá un uso futuro de vivienda en condominio, por lo cual está catalogado como una construcción perteneciente al “Grupo B”.

### *Factor de Comportamiento Sísmico (Q)*

Sería realmente poco práctico diseñar edificios para que resistan sismos severos manteniendo un comportamiento elástico; por esta razón se acepta una reducción en las fuerzas sísmicas que permita a la estructura incursionar en el rango inelástico y disipar energía por medio de deformaciones sin llegar a la falla.

Las NTCDS permiten reducir las fuerzas sísmicas por medio de un factor de ductilidad (Q) o también conocido como factor de comportamiento sísmico. El coeficiente sísmico tendrá que dividirse por este factor. Los valores de Q dependen del tipo de sistema estructural que suministra la resistencia a fuerzas laterales y de los detalles de dimensionamiento que se adopten.

Al dividir el coeficiente sísmico por el valor de “Q”, las fuerzas sísmicas generadas con el espectro de diseño disminuyen, y de esa manera asumimos que el edificio posee una capacidad de deformación y a su vez un medio de disipación de energía sísmica.

Para este proyecto se utilizó un factor  $Q=2$ , esto quiere decir en términos simplistas, que la estructura deberá ser capaz de disipar el 50% de las fuerzas laterales a través de ductilidad.

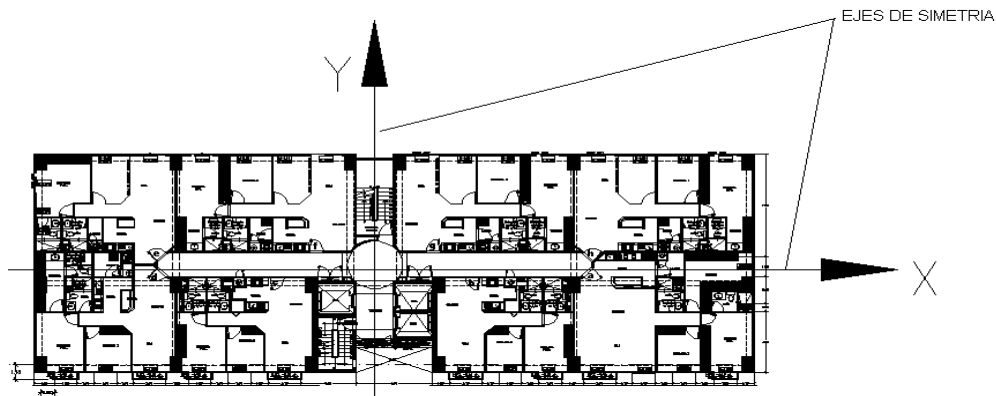
### *Condiciones de Regularidad*

La forma de la construcción, el tipo y arreglo de los elementos estructurales y la distribución de masas del edificio, tienen una influencia decisiva para el diseño.

Las NTCDS establecen una clasificación y asignan un factor que corresponde a las condiciones de regularidad del edificio. Son once requisitos que deben revisarse para determinar si la estructura que estamos analizando puede ser catalogada como regular o irregular.

A continuación se muestra la revisión de los requisitos de regularidad y se establece si nuestra estructura satisface cada uno de ellos:

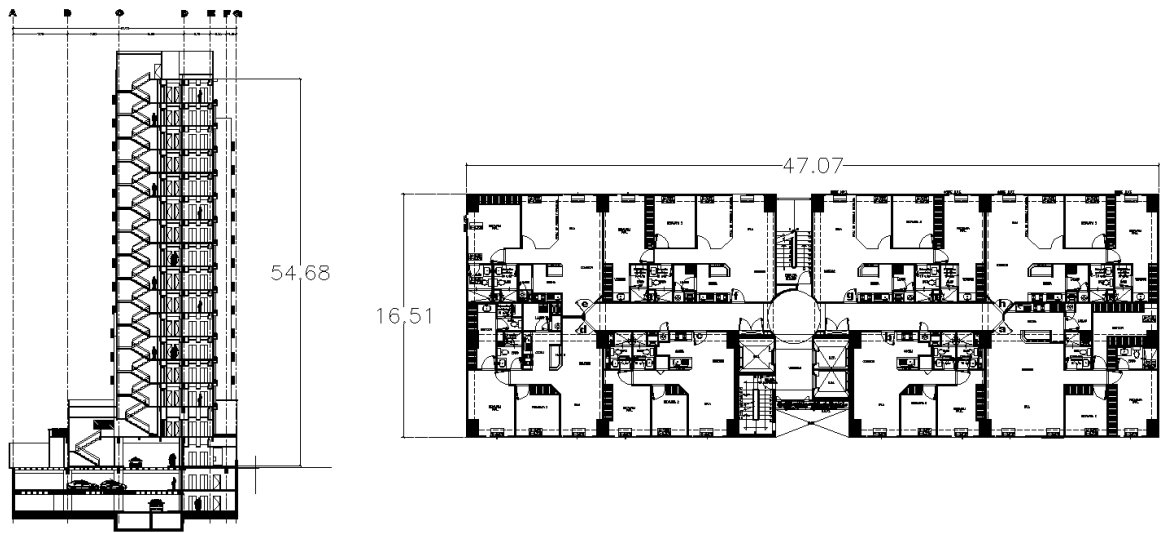
- 1) Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Éstos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio.



**“Por lo tanto se satisface la condición 1”**



2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.



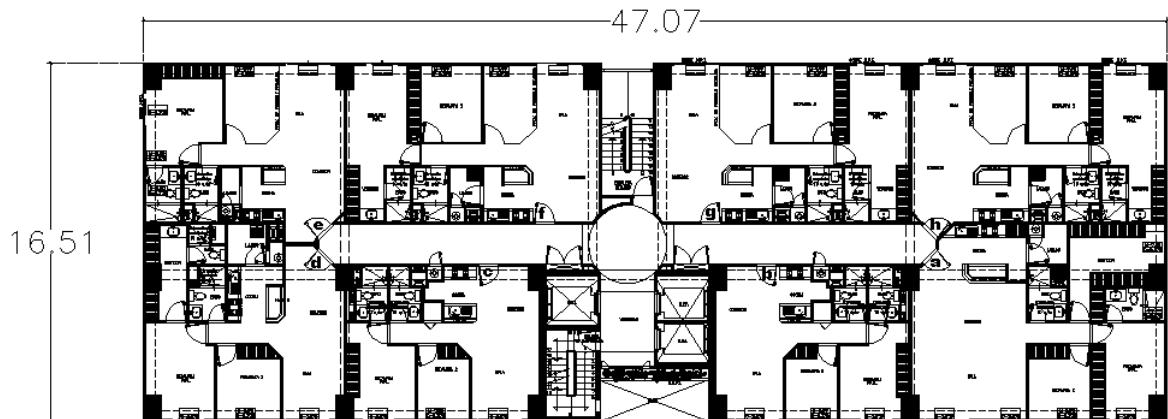
L menor= 16.51m

Altura = 54.68m

A/L = 3.31

**“Por lo tanto no se satisface la condición 2”**

3) La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5.



Largo =47.07m

Ancho=16.51m

L/A= 2.85

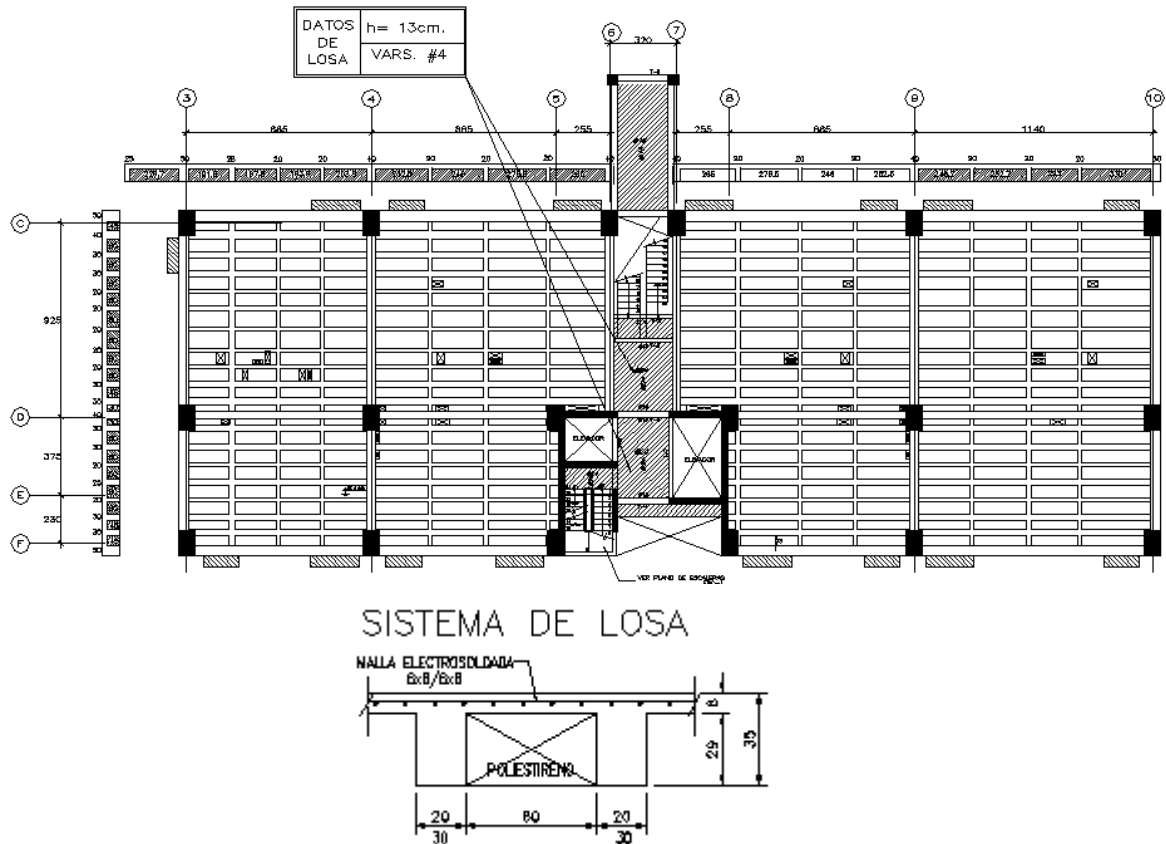
**“Por lo tanto no se satisface la condición 3”**

- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente.

Existe un entrante en la zona de elevadores pero no rebasa el 20% de la dimensión en el sentido corto del edificio.

**“Por lo tanto se satisface la condición 4”**

- 5) En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.



**“Por lo tanto se satisface la condición 5”**

- 6) No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta.

**“Se satisface la condición 6”**

- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso.

Con las especificaciones de carga del capítulo I obtenemos aproximadamente los pesos en cada nivel:

DIAFRAGMA 1

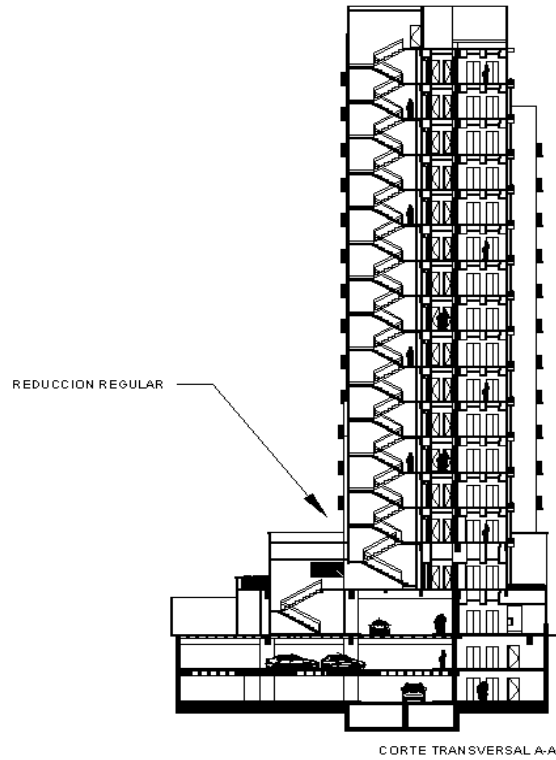
Nivel	Masa en sismo	Peso en sismo
	ton s2/m	ton
AZOTEA	80.5838	791
NIVEL 15	68.0031	667
NIVEL 14	93.0445	913
NIVEL 13	90.3371	886
NIVEL 12	91.4273	897
NIVEL 11	91.4273	897
NIVEL 10	91.4273	897
NIVEL 9	91.4273	897
NIVEL 8	91.4273	897
NIVEL 7	91.5834	898
NIVEL 6	91.4273	897
NIVEL 5	93.576	918
NIVEL 4	96.1926	944
NIVEL 3	96.1926	944
NIVEL 2	99.3141	974
AMENITIES	366.2151	3,593

DIAFRAGMA 2

Nivel	Masa en sismo	Peso en sismo
	ton s2/m	ton
AZOTEA	81.7028	802
NIVEL 15	69.8564	685
NIVEL 14	93.486	917
NIVEL 13	90.7697	890
NIVEL 12	91.86	901
NIVEL 11	91.86	901
NIVEL 10	91.86	901
NIVEL 9	91.86	901
NIVEL 8	91.86	901
NIVEL 7	92.016	903
NIVEL 6	91.86	901
NIVEL 5	93.991	922
NIVEL 4	96.6077	948
NIVEL 3	96.6077	948
NIVEL 2	99.7291	978
AMENITIES	366.2151	3,593

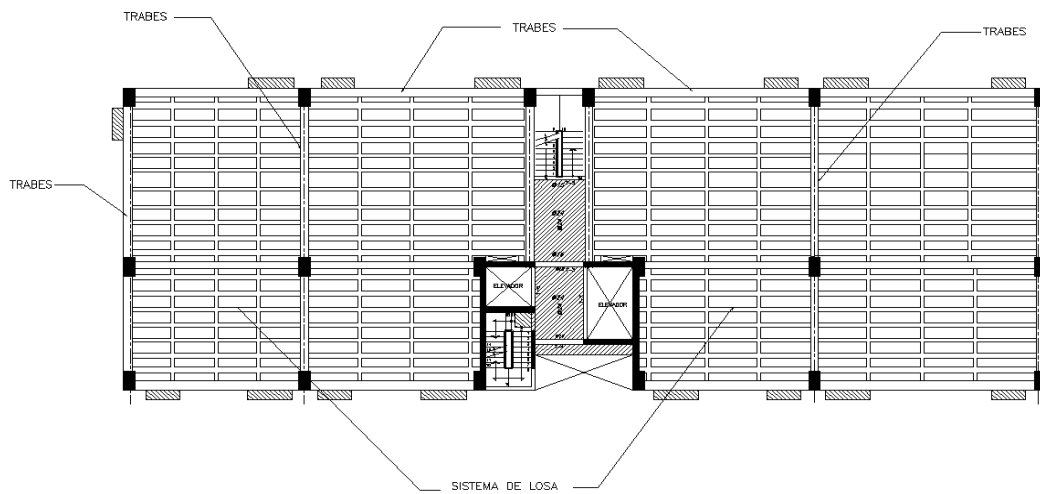
“Se satisface la condición 7”

- 8) Ningún piso tiene un área delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exige de este último requisito únicamente al último piso de la construcción. Además, el área de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la menor de los pisos inferiores.



**“Se satisface la condición 8”**

- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas.



**“Se satisface la condición 9”**

10) Ni la rigidez ni la resistencia al corte de ningún entrepiso difieren en más de 50 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Sabiendo que la Rigidez = Fuerza/Desplazamiento, obtenemos la fuerza cortante de cada nivel y la dividimos entre su respectivo desplazamiento, para obtener la rigidez de cada entrepiso y así determinar si se satisface esta condición.

<b><u>RIGIDECES DE ENTREPISO</u></b>								
<b>Sismo en X</b>							<b>Rigidez</b>	
<b>Story</b>	<b>Load</b>	<b>Loc</b>	<b>VX</b>	<b>VY</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>
AZOTEA	SX	Bottom	417.12	31.32	11.332	0.0678	36.81	461.95
NIVEL 15	SX	Bottom	757.89	46.51	10.8382	0.0443	69.93	1049.89
NIVEL 14	SX	Bottom	1151.85	49.45	10.4419	0.0435	110.31	1136.78
NIVEL 13	SX	Bottom	1494	41.5	9.882	0.042	151.18	988.10
NIVEL 12	SX	Bottom	1801.74	25.89	9.2906	0.0412	193.93	628.40
NIVEL 11	SX	Bottom	2075.18	17.47	8.6501	0.0428	239.90	408.18
NIVEL 10	SX	Bottom	2320.23	34.89	7.9638	0.0469	291.35	743.92
NIVEL 9	SX	Bottom	2543.11	55.56	7.2357	0.0525	351.47	1058.29
NIVEL 8	SX	Bottom	2748.7	69.33	6.4723	0.059	424.69	1175.08
NIVEL 7	SX	Bottom	2939.2	72.22	5.6812	0.0629	517.36	1148.17
NIVEL 6	SX	Bottom	3112.27	63.48	4.873	0.072	638.68	881.67
NIVEL 5	SX	Bottom	3267.85	47.34	4.0587	0.0776	805.15	610.05
NIVEL 4	SX	Bottom	3404.22	40.89	3.279	0.0803	1038.19	509.22
NIVEL 3	SX	Bottom	3517.8	58.67	2.5073	0.08	1403.02	733.38
NIVEL 2	SX	Bottom	3614.39	82	1.7619	0.0777	2051.42	1055.34
AMENITIES	SX	Bottom	3727.97	100.95	0.8536	0.0134	4367.35	7533.58

<b>Sismo en Y</b>								
<b>Sismo en Y</b>							<b>Rigidez</b>	
<b>Story</b>	<b>Load</b>	<b>Loc</b>	<b>VX</b>	<b>VY</b>	<b>UX</b>	<b>UY</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>
AZOTEA	SY	Bottom	28.29	411.6	0.7102	12.6955	39.83	32.42
NIVEL 15	SY	Bottom	42.45	723.91	0.8206	12.0137	51.73	60.26
NIVEL 14	SY	Bottom	44.88	1051.01	0.5305	11.2616	84.60	93.33
NIVEL 13	SY	Bottom	36.68	1312.76	0.5168	10.446	70.98	125.67
NIVEL 12	SY	Bottom	29.19	1529.89	0.4809	9.61	60.70	159.20
NIVEL 11	SY	Bottom	37.41	1711.93	0.4426	8.754	84.52	195.56
NIVEL 10	SY	Bottom	51.66	1872.08	0.4018	7.8827	128.57	237.49
NIVEL 9	SY	Bottom	58.65	2020.98	0.3589	7.0025	163.42	288.61
NIVEL 8	SY	Bottom	55.67	2164.47	0.3144	6.1216	177.07	353.58
NIVEL 7	SY	Bottom	52.53	2303.7	0.2687	5.2515	195.50	438.67
NIVEL 6	SY	Bottom	64.42	2435.99	0.2222	4.3999	289.92	553.65
NIVEL 5	SY	Bottom	82.76	2561.99	0.1747	3.5828	473.73	715.08
NIVEL 4	SY	Bottom	87.22	2681.36	0.132	2.8223	660.76	950.06
NIVEL 3	SY	Bottom	69.04	2789.74	0.0909	2.1094	759.52	1322.53
NIVEL 2	SY	Bottom	59.62	2887.63	0.0525	1.4621	1135.62	1974.99
AMENITIES	SY	Bottom	153.4	3016.31	0.0213	0.7557	7201.88	3991.41

Ningún entrepiso difiere en más del 50% al nivel inmediato inferior por lo tanto:

**“Se satisface la condición 10”**

11) En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede del 10% de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

Nivel	Centro de masas		Centro de rigidez		Excentricidad calculada		Base		10%Bx	10%By	Estatus		porcentaje excedido	
	CMx m	CMy m	CRx m	CRy m	Ex m	Ey m	Bx m	By m			X	Y	X	Y
AZOTEA	29.968	9.598	29.447	8.487	-0.52	-1.11	46.25	13.00	4.625	1.3	OK	OK	-----	-----
NIVEL 15	30.175	10.311	29.46	8.411	-0.72	-1.90	46.25	13.00	4.625	1.3	OK	excede	-----	14.6153846
NIVEL 14	30.056	8.78	29.472	8.351	-0.58	-0.43	46.25	15.30	4.625	1.53	OK	OK	-----	-----
NIVEL 13	30.024	8.908	29.492	8.346	-0.53	-0.56	46.25	15.30	4.625	1.53	OK	OK	-----	-----
NIVEL 12	30.015	8.903	29.512	8.345	-0.50	-0.56	46.25	15.30	4.625	1.53	OK	OK	-----	-----
NIVEL 11	30.015	8.903	29.538	8.343	-0.48	-0.56	46.25	15.30	4.625	1.53	OK	OK	-----	-----
NIVEL 10	30.015	8.903	29.572	8.337	-0.44	-0.57	46.25	15.30	4.625	1.53	OK	OK	-----	-----
NIVEL 9	30.015	8.903	29.617	8.323	-0.40	-0.58	46.25	15.30	4.625	1.53	OK	OK	-----	-----
NIVEL 8	30.015	8.903	29.679	8.299	-0.34	-0.60	46.25	15.30	4.625	1.53	OK	OK	-----	-----
NIVEL 7	30.055	8.903	29.765	8.261	-0.29	-0.64	46.25	15.30	4.625	1.53	OK	OK	-----	-----
NIVEL 6	30.015	8.903	29.89	8.206	-0.13	-0.70	46.25	15.30	4.625	1.53	OK	OK	-----	-----
NIVEL 5	30	8.892	30.093	8.131	0.09	-0.76	46.25	15.30	4.625	1.53	OK	OK	-----	-----
NIVEL 4	29.982	8.882	30.422	7.994	0.44	-0.89	46.25	15.30	4.625	1.53	OK	OK	-----	-----
NIVEL 3	29.982	8.882	31.066	7.789	1.08	-1.09	46.25	15.30	4.625	1.53	OK	OK	-----	-----
NIVEL 2	29.956	8.837	32.955	7.527	3.00	-1.31	46.25	15.30	4.625	1.53	OK	OK	-----	-----
AMENITIES	59.655	11.772	58.168	7.854	-1.49	-3.92	103.90	24.10	10.39	2.41	OK	excede	-----	16.2572614

En algunos niveles la excentricidad excede el 10% de la base por lo cual:

**“No se satisface la condición 11”**

*Después de la revisión de todos los puntos, se puede observar que no se satisface más de una de las condiciones, por lo cual la estructura puede clasificarse como irregular y se revisan las condiciones de fuertemente irregular para saber en qué rango estamos:*

1) La excentricidad torsional calculada estáticamente,  $e_s$ , excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.

De acuerdo punto 11 de los requisitos anteriores ningún entrepiso excede el 20%

2) La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso exceden en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior.

En el inciso 10 de las condiciones anteriores ningún entrepiso excede en más del 100% la rigidez del piso inmediato inferior.

Las NTCDS indican que el factor de reducción de fuerzas sísmicas  $Q'$  se multiplicara por 0.9, cuando no se cumpla uno de los primeros 11 requisitos de regularidad, por 0.8 cuando no se cumpla con dos o mas y por 0.7 cuando la estructura sea fuertemente irregular.

Verificando todos los criterios, se establece que el inmueble que estamos tratando en este proyecto puede clasificarse como una **Estructura Irregular** el factor que se utilizo es de **Fr =0.8**.

Para este caso el factor de reducción de fuerzas sísmicas incluyendo los efectos de irregularidad, será igual a:

**Q= 2**

**Fr= 0.8**

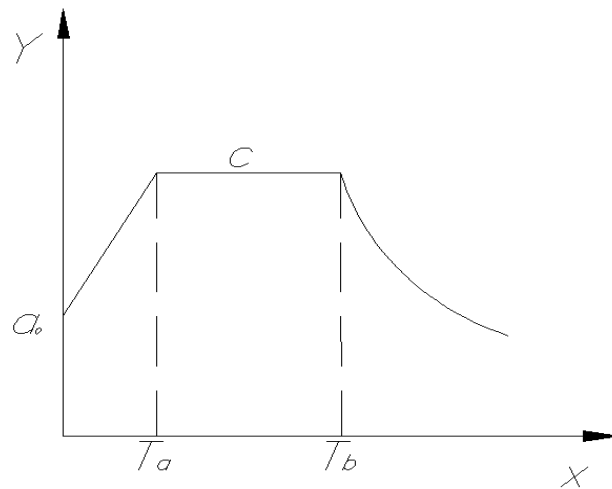
**Q'= 1.6 (factor de reducción de fuerzas sísmicas)**

### *Espectro de Diseño Sísmico.*

El espectro de diseño sísmico es una relación del periodo y las aceleraciones del terreno, la idea es obtener el periodo fundamental de nuestra estructura y determinar así su respuesta en base a las aceleraciones especificadas en el espectro.

Las NTCDs proporcionan las expresiones necesarias para dar la forma al espectro de diseño, las cuales son:

$$\begin{aligned} a &= a_0 + (c-a_0)(T/T_a) ; & \text{si } T \text{ es menor que } T_a \\ a &= c ; & \text{si } T \text{ está entre } T_a \text{ y } T_b \\ a &= c(T_b/T)^r ; & \text{si } T > T_b \end{aligned}$$



donde:

*c = coeficiente sísmico*  
*a<sub>0</sub> = aceleración inicial.*  
*T<sub>a</sub> y T<sub>b</sub> = periodos naturales que definen la forma del espectro.*

Los valores característicos para la definición del espectro en Zona II son:

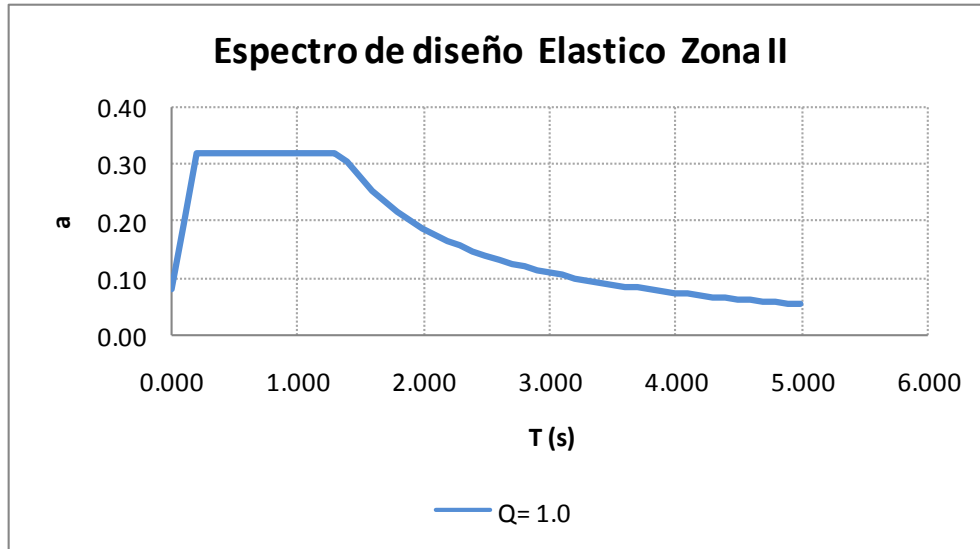
$$\begin{aligned} a_0 &= 0.08 \\ c &= 0.32 \\ T_a &= 0.2 \\ T_b &= 1.35 \\ r &= 1.33 \end{aligned}$$

Se presenta la tabulación de los valores obtenidos con las formulas mencionadas y la forma grafica del espectro.

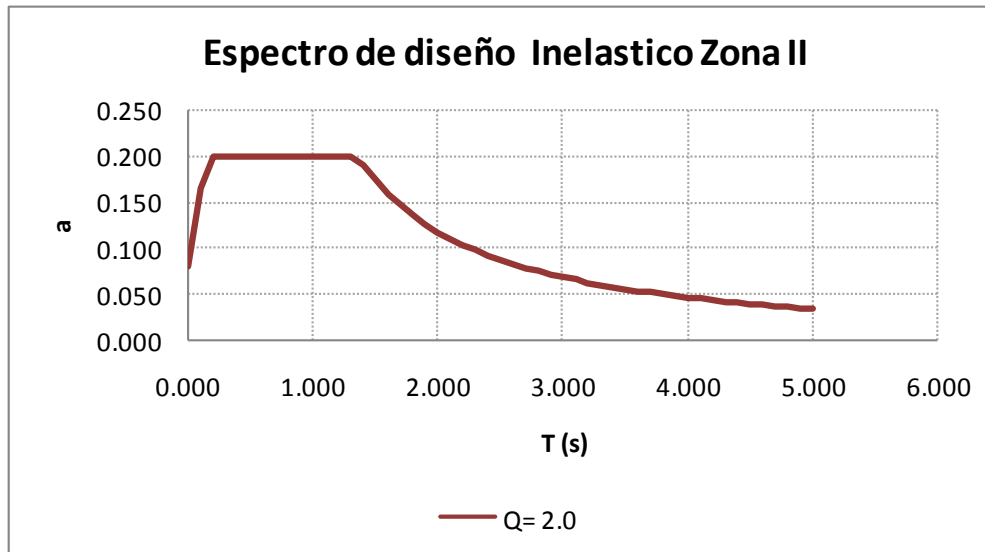
<b>ESPECTROS RCDF</b>					
<b>ZONA</b>	<b>c</b>	<b>a0</b>	<b>Ta (s)</b>	<b>Tb (s)</b>	<b>r</b>
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
III <sub>a</sub>	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
III <sub>b</sub>	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
III <sub>c</sub>	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
III <sub>d</sub>	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00
Q=	<b>2.0</b>	T <sub>a</sub> =	0.20	s	c= 0.32
zona	<b>II</b>	T <sub>b</sub> =	1.35	s	a <sub>0</sub> = 0.08
GRUPO	<b>B</b>	F. I.=	<b>0.8</b>		r= 1.33
<b>T (s)</b>	<b>a/Q (inelastico)</b>	<b>Q'</b>	<b>q</b>	<b>Q= 1 (elastico)</b>	
0.000	0.080	1.00		0.08	
0.100	0.167	1.20		0.20	
0.200	0.200	1.60		0.32	
0.300	0.200	1.60		0.32	
0.400	0.200	1.60		0.32	
0.500	0.200	1.60		0.32	
0.600	0.200	1.60		0.32	
0.700	0.200	1.60		0.32	
0.800	0.200	1.60		0.32	
0.900	0.200	1.60		0.32	
1.000	0.200	1.60		0.32	
1.100	0.200	1.60		0.32	
1.200	0.200	1.60		0.32	
1.300	0.200	1.60		0.32	
1.400	0.191	1.60	0.95	0.30	
1.500	0.174	1.60	0.87	0.28	
1.600	0.160	1.60	0.80	0.26	
1.700	0.147	1.60	0.74	0.24	
1.800	0.136	1.60	0.68	0.22	
1.900	0.127	1.60	0.63	0.20	
2.000	0.119	1.60	0.59	0.19	
2.100	0.111	1.60	0.56	0.18	
2.200	0.104	1.60	0.52	0.17	
2.300	0.098	1.60	0.49	0.16	
2.400	0.093	1.60	0.47	0.15	
2.500	0.088	1.60	0.44	0.14	
2.600	0.084	1.60	0.42	0.13	
2.700	0.080	1.60	0.40	0.13	
2.800	0.076	1.60	0.38	0.12	
2.900	0.072	1.60	0.36	0.12	
3.000	0.069	1.60	0.35	0.11	
3.100	0.066	1.60	0.33	0.11	
3.200	0.063	1.60	0.32	0.10	
3.300	0.061	1.60	0.30	0.10	
3.400	0.059	1.60	0.29	0.09	
3.500	0.056	1.60	0.28	0.09	
3.600	0.054	1.60	0.27	0.09	
3.700	0.052	1.60	0.26	0.08	
3.800	0.050	1.60	0.25	0.08	
3.900	0.049	1.60	0.24	0.08	
4.000	0.047	1.60	0.24	0.08	
4.100	0.046	1.60	0.23	0.07	
4.200	0.044	1.60	0.22	0.07	
4.300	0.043	1.60	0.21	0.07	
4.400	0.042	1.60	0.21	0.07	
4.500	0.040	1.60	0.20	0.06	
4.600	0.039	1.60	0.20	0.06	
4.700	0.038	1.60	0.19	0.06	
4.800	0.037	1.60	0.19	0.06	
4.900	0.036	1.60	0.18	0.06	
5.000	0.035	1.60	0.18	0.06	



De los valores obtenidos en la tabla anterior, tomamos los periodos y aceleraciones para su representación grafica. El eje de las abscisas representa todos los posibles valores del periodo que pudiera tomar nuestra estructura, y el eje de las ordenadas la aceleración como fracción de la gravedad.



Afectando todas las aceleraciones por el factor de comportamiento sísmico y por el factor de irregularidad obtenemos:



La NTCDS en su apéndice A, permiten para las zonas II y III tener en cuenta los efectos del periodo dominante más largo del terreno, y así generar un espectro de diseño sísmico específico del lugar en donde se construirá el edificio. El contratista decidió echar mano de esta consideración con la intención de poder reducir el coeficiente sísmico, que a su vez se traduciría en un ahorro en cuestión de materiales al tener secciones menos robustas.

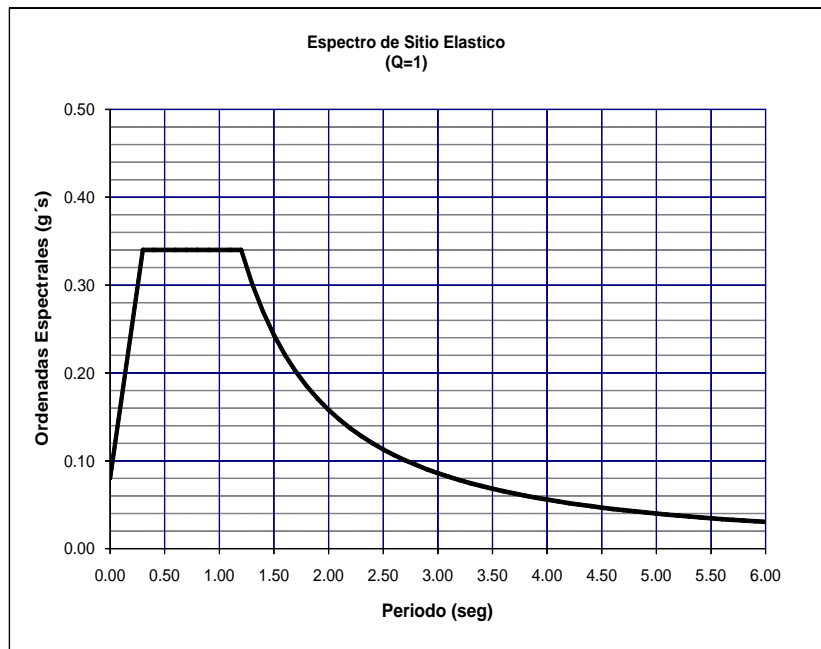
Dado que el presente trabajo no tiene como alcance mostrar detalladamente todo el procedimiento y cálculos del estudio de respuesta sísmica del terreno, solo se muestran los datos con los que se genero el espectro de sitio y su comparativa con el estipulado para Zona II por las NTCDS.

**Parametros de Espectro de Sitio**

Q= **1**  
 Grupo **B**  
 Zona: **DF**  
 Suelo: **II**  
 AUX **DFII**  
 c= **0.34**  
 a= **0.08**  
 Ta= **0.3**  
 Tb= **1.2**  
 r= **1.5**

**Espectro Reglamento/Q**

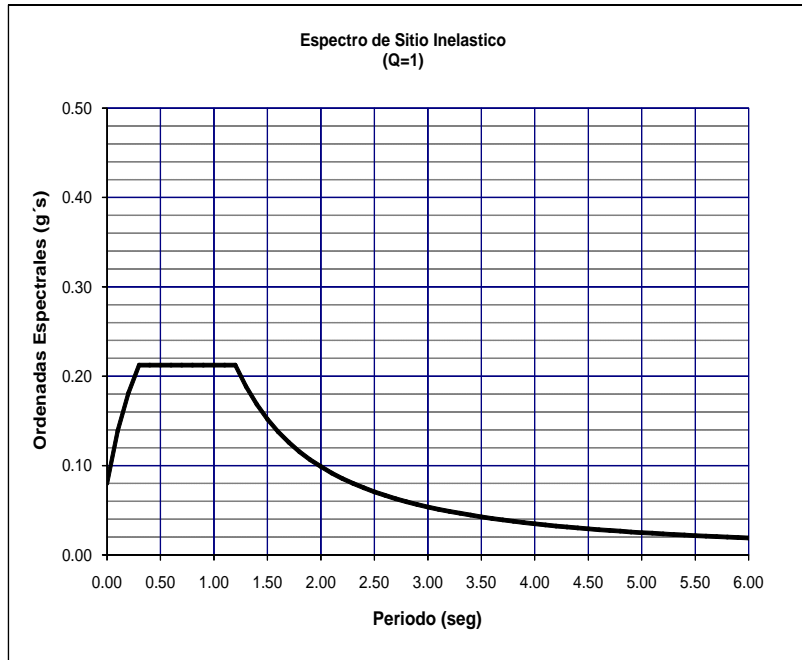
Ta=	T	Q	c/Q
	0	1	0.0800
	0.1	1	0.1667
	0.2	1	0.2533
	0.3	1	0.3400
	0.4	1	0.3400
	0.5	1	0.3400
	0.6	1	0.3400
	0.7	1	0.3400
	0.8	1	0.3400
	0.9	1	0.3400
	1	1	0.3400
	1.1	1	0.3400
	1.2	1	0.3400
	1.3	1	0.3015
	1.4	1	0.2698
	1.5	1	0.2433
	1.6	1	0.2208
	1.7	1	0.2016
	1.8	1	0.1851
	1.9	1	0.1707
	2	1	0.1580
	2.1	1	0.1469
	2.2	1	0.1370
	2.3	1	0.1281
	2.4	1	0.1202
	2.5	1	0.1131
	2.6	1	0.1066
	2.7	1	0.1007
	2.8	1	0.0954
	2.9	1	0.0905
	3	1	0.0860

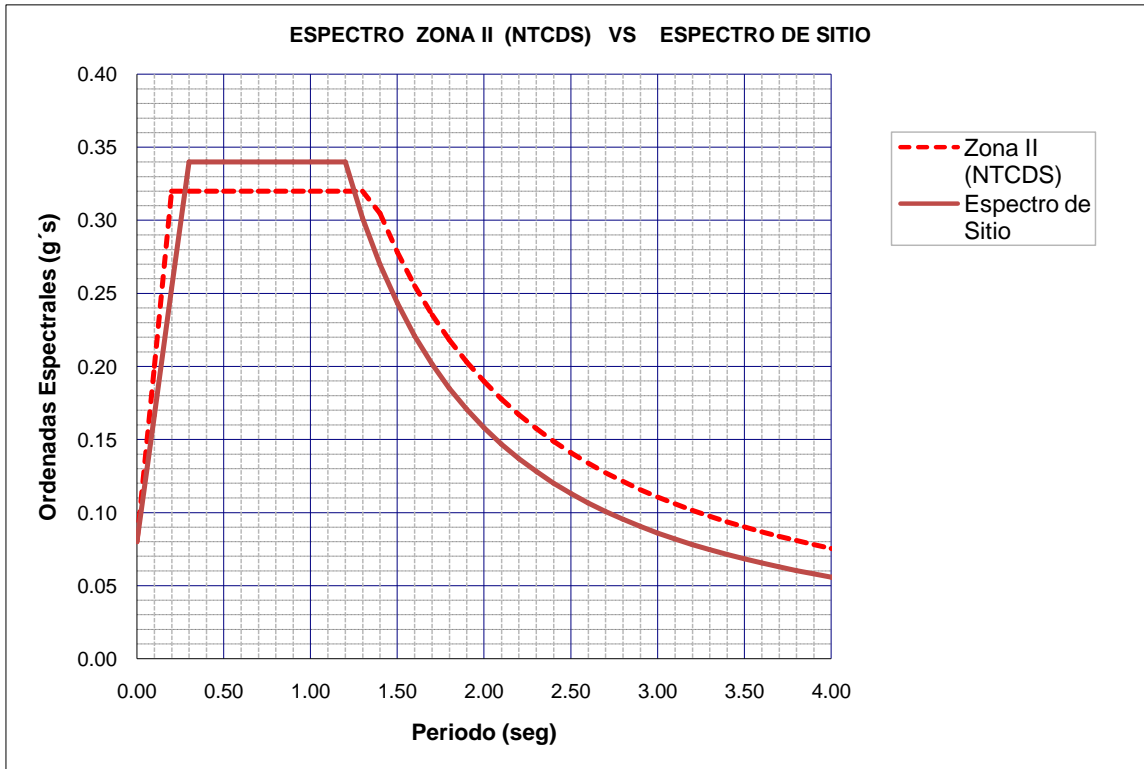


Parametros de Espectro de Sitio

Q= 1.6  
 Grupo B  
 Zona: DF  
 Suelo: II  
 AUX DFII  
 c= 0.34  
 a= 0.08  
 Ta= 0.3  
 Tb= 1.2  
 r= 1.5

Ta=	Espectro Reglamento/Q	
T	Q	c/Q
0	1	0.0800
0.1	1.2	0.1389
0.2	1.4	0.1810
0.3	1.6	0.2125
0.4	1.6	0.2125
0.5	1.6	0.2125
0.6	1.6	0.2125
0.7	1.6	0.2125
0.8	1.6	0.2125
0.9	1.6	0.2125
1	1.6	0.2125
1.1	1.6	0.2125
1.2	1.6	0.2125
1.3	1.6	0.1885
1.4	1.6	0.1686
1.5	1.6	0.1521
1.6	1.6	0.1380
1.7	1.6	0.1260
1.8	1.6	0.1157
1.9	1.6	0.1067
2	1.6	0.0988
2.1	1.6	0.0918
2.2	1.6	0.0856
2.3	1.6	0.0801
2.4	1.6	0.0751
2.5	1.6	0.0707
2.6	1.6	0.0666
2.7	1.6	0.0630
2.8	1.6	0.0596
2.9	1.6	0.0566
3	1.6	0.0538





Como se puede observar, el espectro de diseño sugerido para el sitio presenta una configuración similar al espectro de diseño reglamentario para la zona II, con una meseta acortada y menores valores de aceleración espectral para estructuras con periodo fundamental superior a 1.2 s.

#### *Combinaciones de Carga.*

La estructura debe analizarse bajo dos componentes ortogonales, sin embargo estudios indican que la probabilidad de que ambas componentes actúen al máximo en el mismo instante es prácticamente nula, por ello se considera que simultáneamente al máximo en una dirección solo puede actuar el 30% del máximo en otra ortogonal.

La seguridad de una estructura deberá revisarse por el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir, el RCDF nos indica:

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

*Cargas Estáticas*

- POPO: Peso propio de elementos estructurales.  
 SCM: Carga muerta adicional.  
 CVM: Carga viva Máxima  
 CVR: Carga viva Instantánea.

*Cargas Dinámicas*

- SX1: Sismo en la dirección “X” excentricidad positiva  
 SX2: Sismo en la dirección “X” excentricidad negativa  
  
 SY1: Sismo en la dirección “Y” excentricidad positiva  
 SY2: Sismo en la dirección “Y” excentricidad negativa

Con estos estados de carga se generaron las siguientes 9 combinaciones de carga, de las cuales alternando los signos se generan un total de 33 combinaciones:

# DE COMB.	POPO	SCM	CVM	CVI	Sx1	Sy1	Sx2	Sy2	Casos
1	1.4	1.4	1.4						Carga Vertical
2	1.1	1.1		1.1	±1.1	±0.33			Sismo en direccion X
3	1.1	1.1		1.1		±0.33	±1.1		
4	1.1	1.1		1.1	±1.1			±0.33	
5	1.1	1.1		1.1			±1.1	±0.33	
6	1.1	1.1		1.1	±0.33	±1.1			Sismo en direccion Y
7	1.1	1.1		1.1	±0.33			±1.1	
8	1.1	1.1		1.1		±1.1	±0.33		
9	1.1	1.1		1.1			±0.33	±1.1	

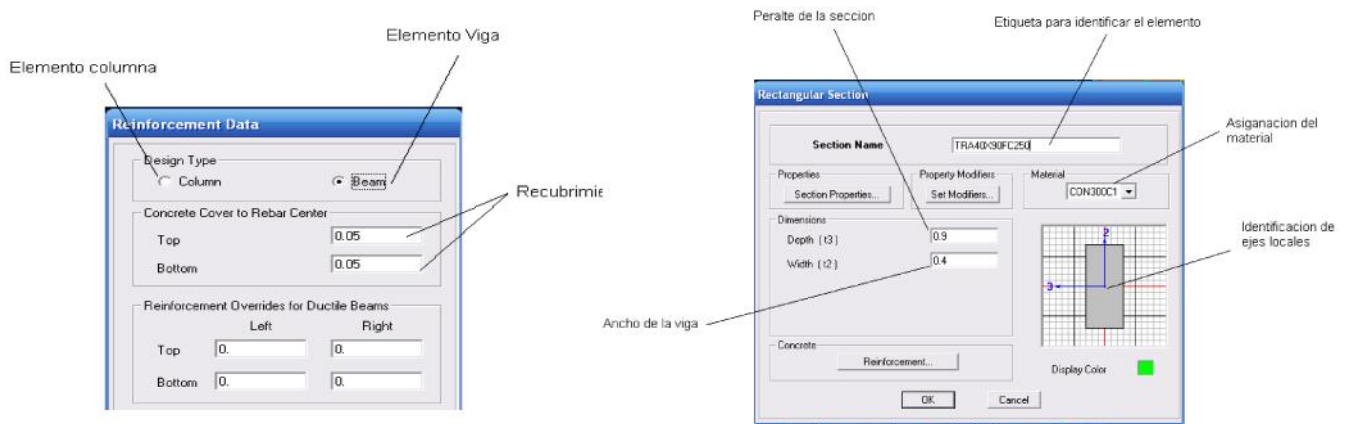
### II.3 Modelación de la estructura.

Con la estructuración definida y los parámetros de diseño establecidos, se realizó la configuración del modelo geométrico en el programa de cómputo que nos permitió obtener la respuesta y los esfuerzos internos de cada elemento estructural.

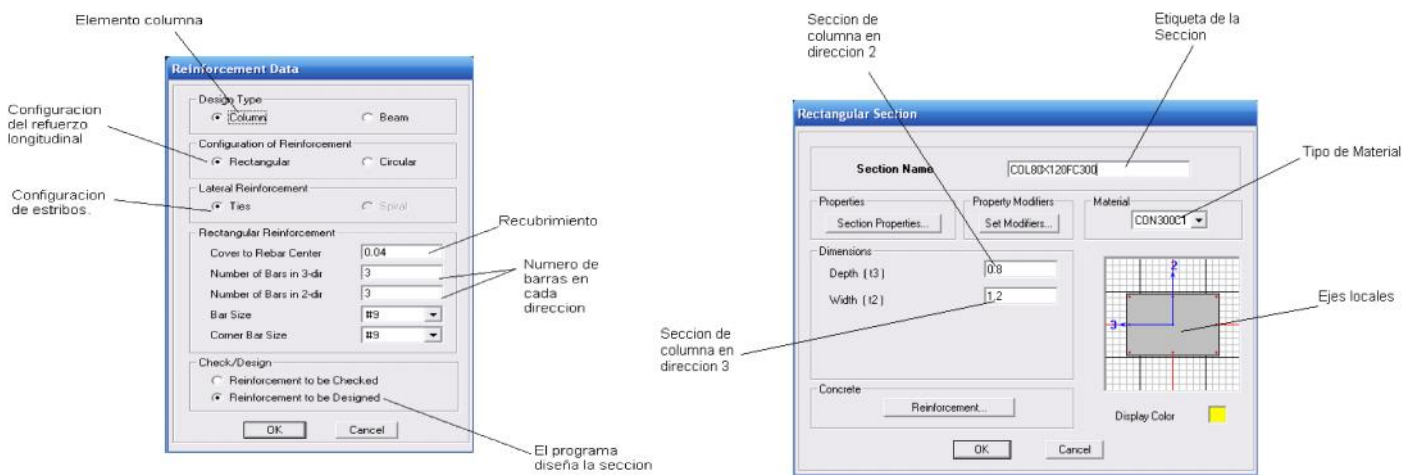
La idealización de las vigas y columnas se hizo mediante el acoplamiento de elementos “barra”, que dieron forma a los marcos que estarán sujetos a las fuerzas laterales. A estos elementos se les asignó características como: sección transversal, materiales y el papel que desempeñarán en la estructuración propuesta; es decir, si serán elementos que trabajen únicamente a flexión, compresión o tendrán el efecto de ambas. Las losas se representaron mediante elementos llamados “membrana” que tienen la función de distribuir las cargas a las vigas perimetrales o en un solo sentido según sea el caso. Los muros de rigidez están representados por elemento tipo “shell” y estos proporcionan la rigidez lateral trabajando como un elemento a flexo-compresión.

En las siguientes figuras se ilustra la definición de algunos elementos en el programa de análisis.

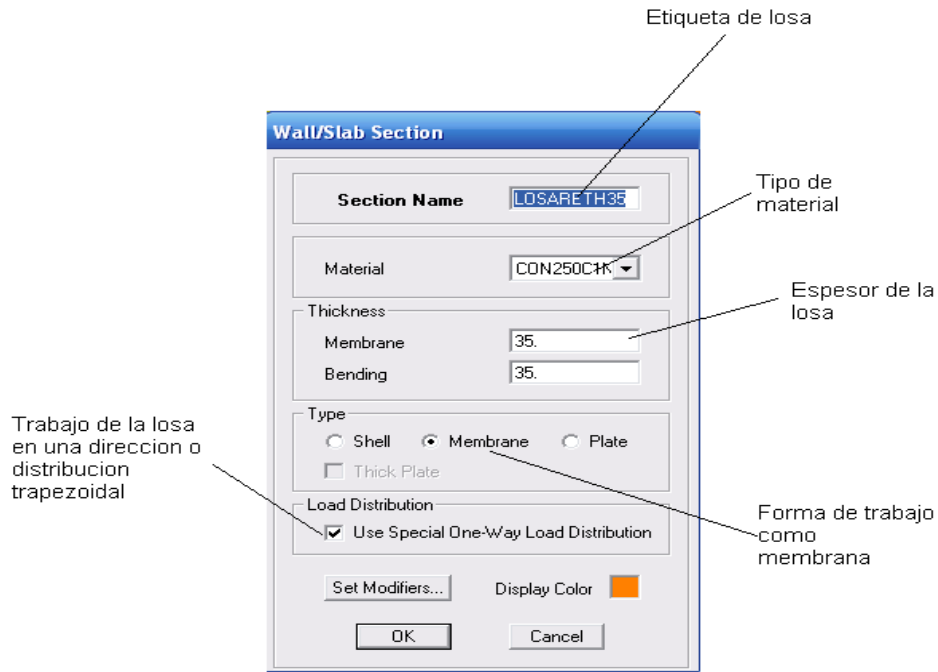
Para un elemento viga tenemos:



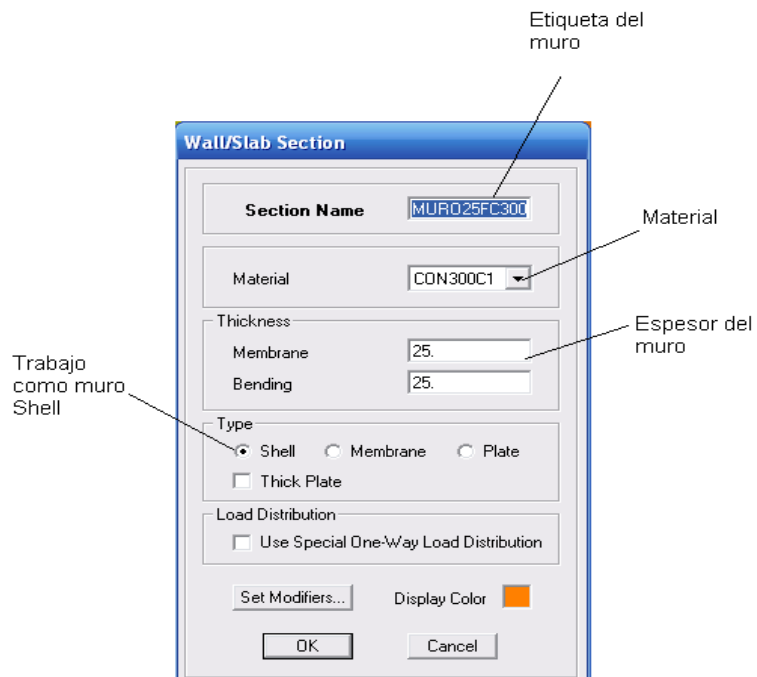
Para un elemento columna:



Para las losas se emplea un elemento tipo “membrana” la cual únicamente tiene la función de repartir la carga a los elementos perimetrales, el esquema es el siguiente:



Finalmente los muros modelados como elementos tipo “Shell” son definidos de la siguiente manera:



En el capítulo I del presente trabajo se definió el tipo de estructuración más conveniente de acuerdo a los requerimientos arquitectónicos y a la búsqueda de un buen comportamiento del edificio. La siguiente etapa es representar esa estructuración en el modelo geométrico, tomando en cuenta todas las herramientas que nos brinda el programa de análisis.

A continuación se presenta la modelación de las plantas que componen al edificio y se mencionan las consideraciones que se hicieron en algunos niveles en particular:

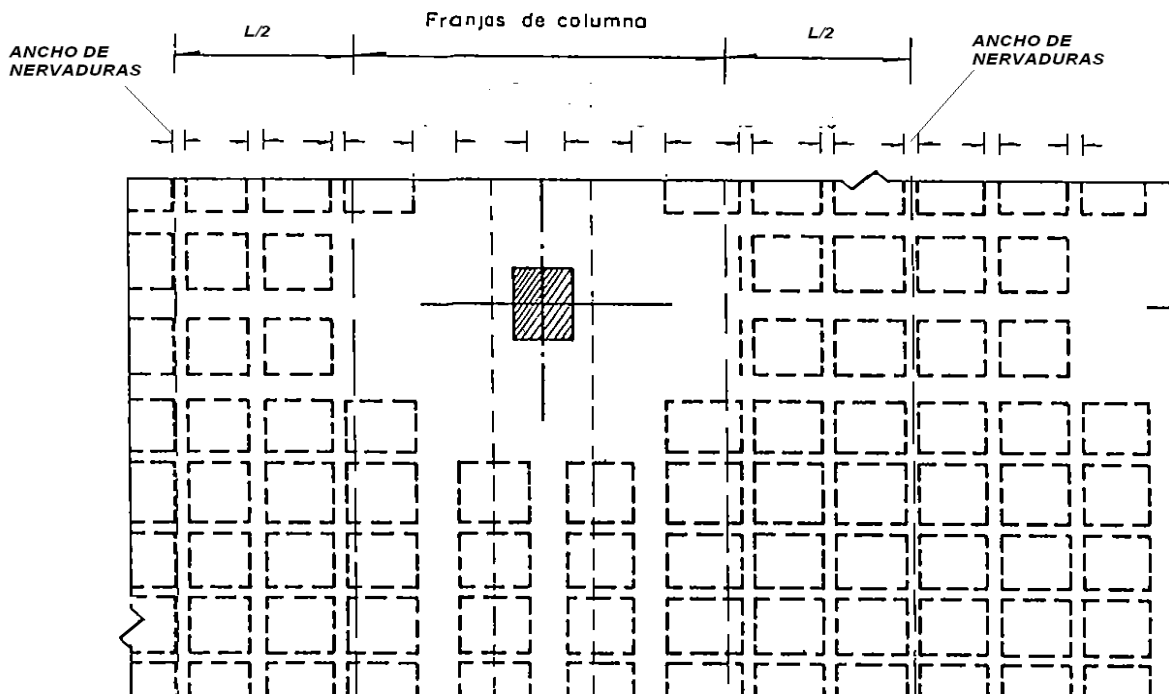
#### *Modelación de Sótano y Planta Baja.*

Estos niveles fueron estructurados con una losa plana reticular con casetones de 60x60cm con una distribución de nervaduras en franjas centrales y franjas de columna. Dentro de la modelación de ambas torres, resulta poco práctico la representación de todas las nervaduras en el modelo de análisis, considerando que la matriz de rigideces se hace demasiado densa y esto retrasa el tiempo de obtención de resultados y de iteraciones posibles.

Considerando que los niveles de Planta Baja y Sótano se encuentran enterrados y confinados por los muros de concreto perimetrales, las fuerzas sísmicas no influyen en los elementos estructurales de estos niveles, por lo cual la condición de diseño que rige suele ser la debida únicamente a cargas gravitacionales y es aceptable de acuerdo a las NTC el método de análisis mediante marcos equivalentes, el cual consiste en obtener secciones "T" con una inercia equivalente a la que proporcionan las nervaduras. Esta consideración proporciona un método eficaz donde la rigidez de estos entresijos es reflejada por las traveses de sección "T" y por lo tanto hace más rápido el proceso de análisis.

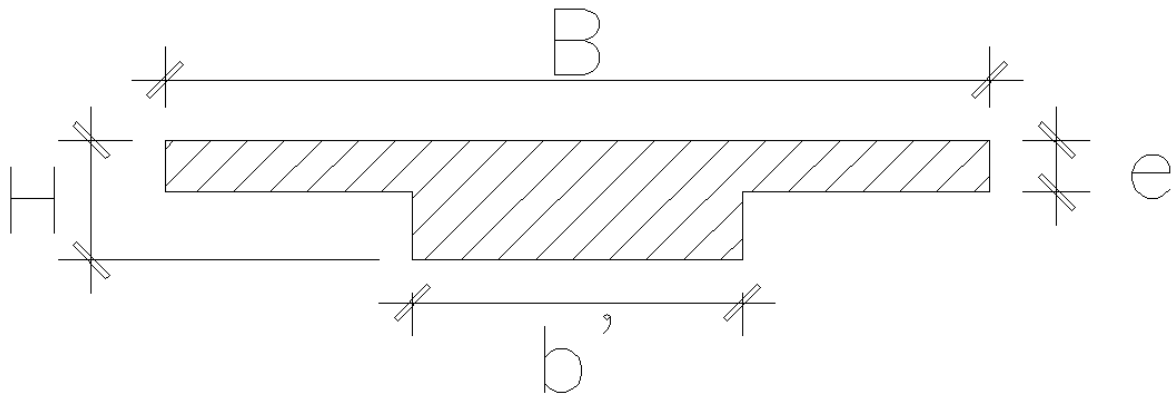
Para carga vertical el método de marcos equivalentes es el siguiente:

Se divide la estructura por marcos planos ortogonales limitados por las líneas medias de los tableros adyacentes al eje de columnas consideradas.





La sección equívale está representada por una sección “T” con las siguientes características:



Donde:

$B = \text{Distancia } L1/2 + L2/2 + \text{franja de columnas.}$

$B' = \text{Suma de los anchos de las nervaduras que entran en B.}$

$e = \text{Espesor del firme de compresión.}$

$H = \text{Peralte total de la losa.}$

Con estas consideraciones y con la modulación que se presenta a continuación, se establecieron las secciones para todas las traves de acuerdo a su eje correspondiente. Es importante recordar que esta idealización se efectuó con fines de brindar al programa la posibilidad de determinar las rigideces de los niveles de Planta Baja y Sótano de una manera práctica y que nos permitiera hacer las iteraciones necesarias en el menor tiempo posible.

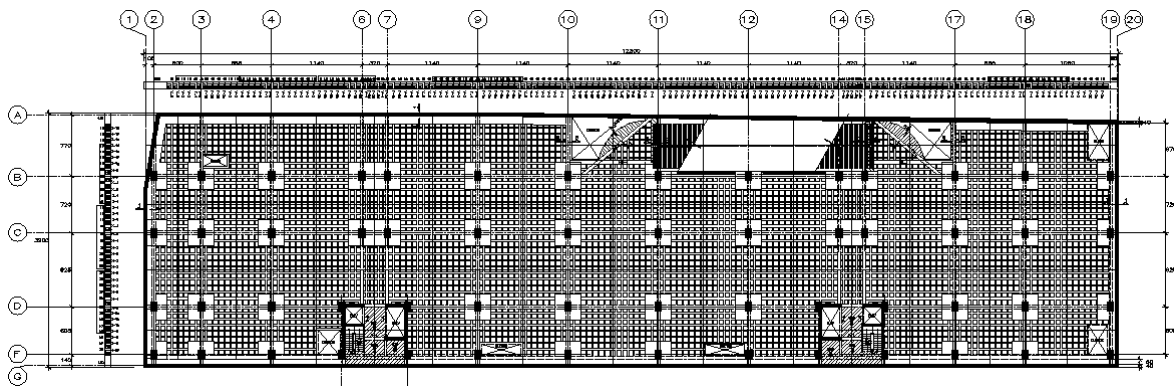


Fig. Modulación de planta baja y sótano

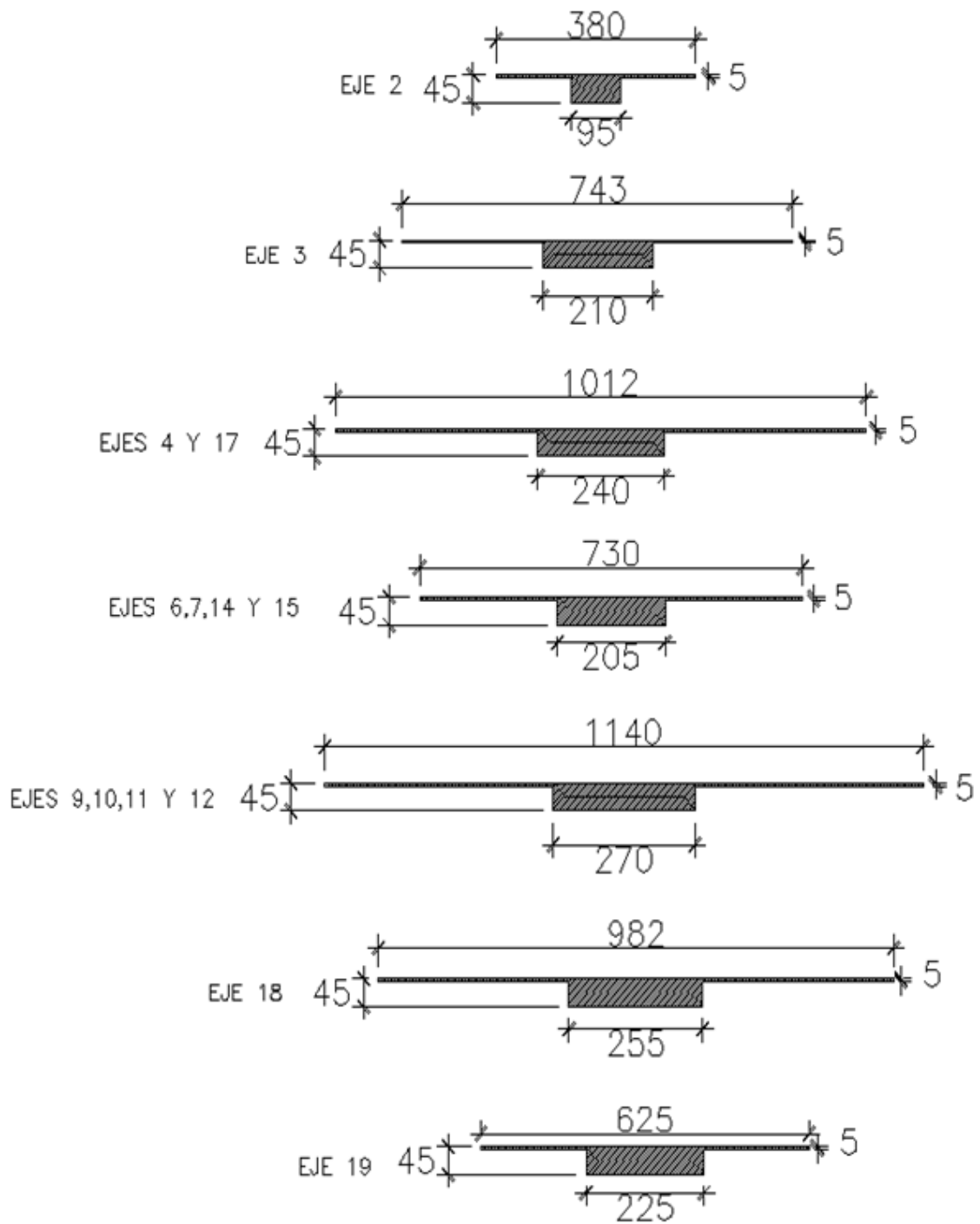


Fig. Trabes equivalentes en el sentido vertical.

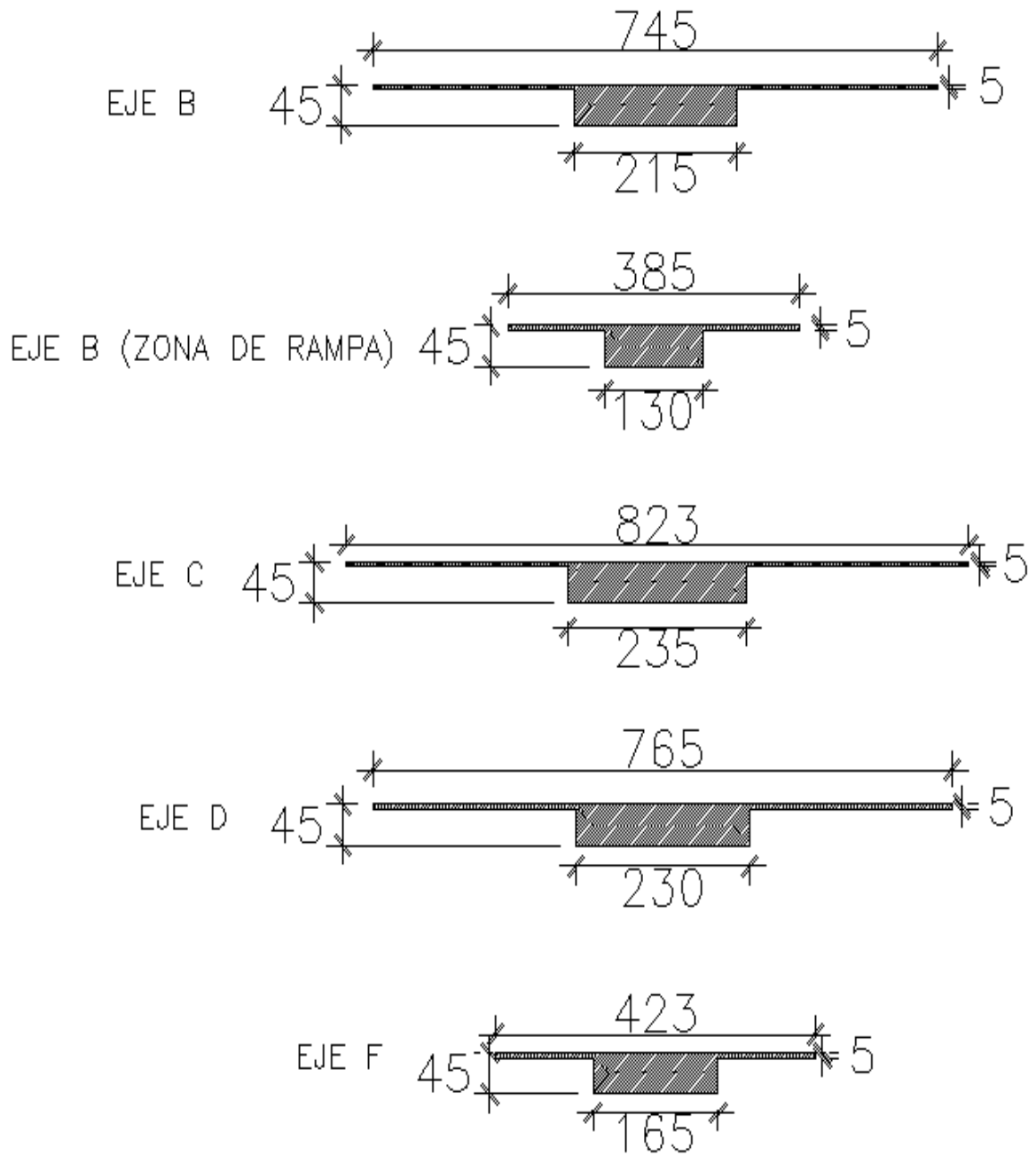


Fig. Traves equivalentes en el sentido horizontal.

La modelación de la Planta Baja y Sótano, queda representada por traves y columnas como se observa a continuación:

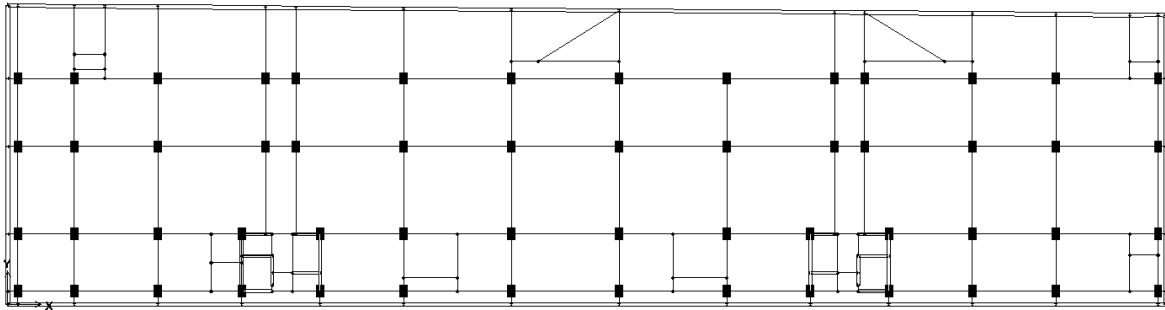


Fig. Planta nivel sótano y planta baja.

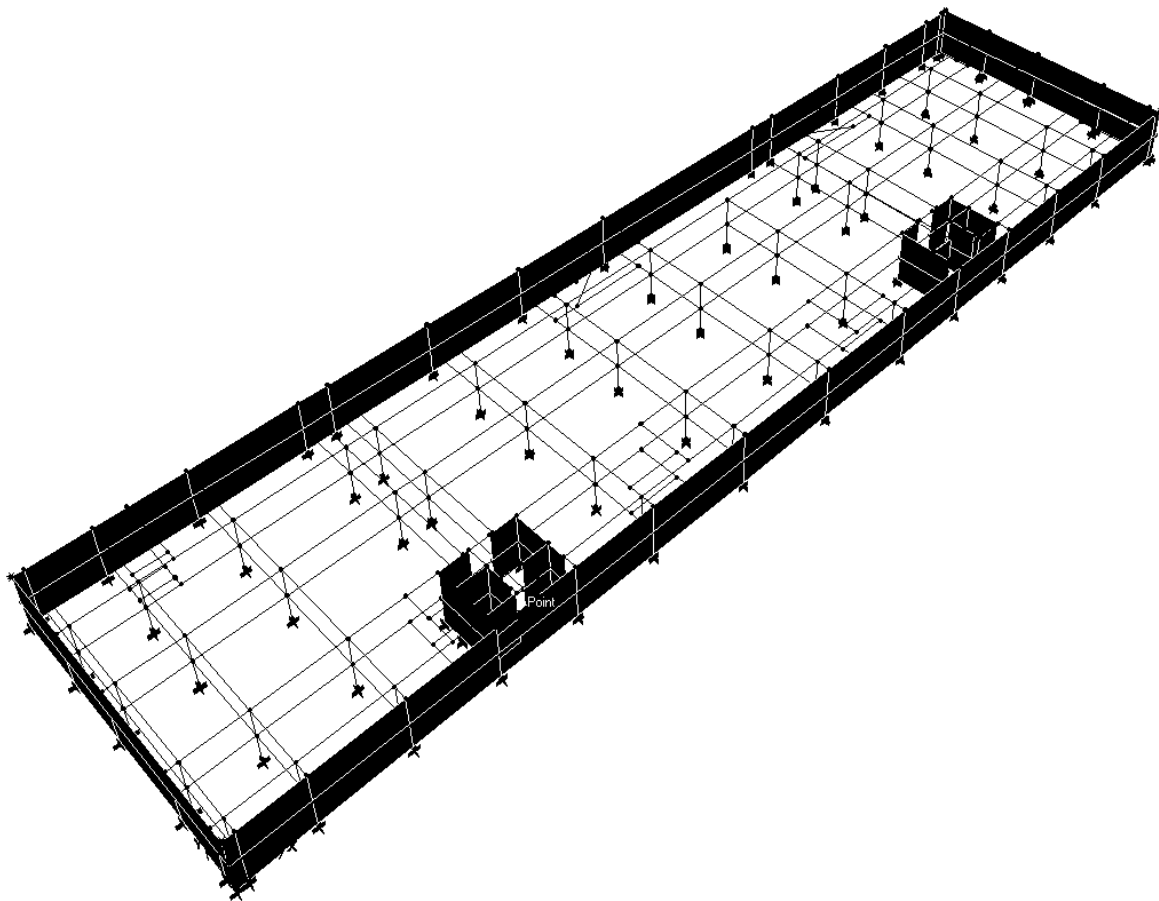
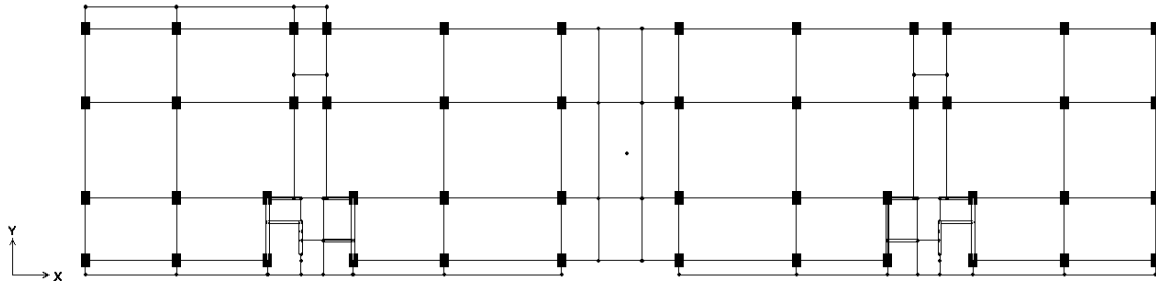


Fig. Sistema de marcos equivalentes.

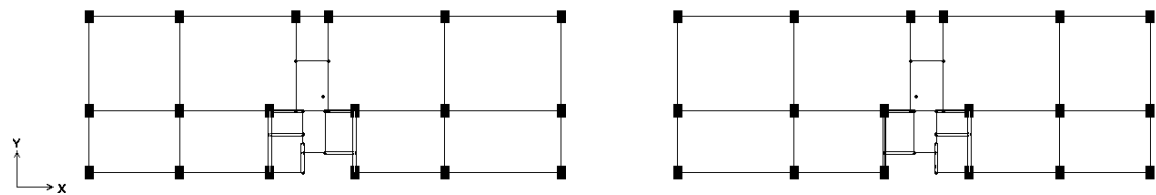
### Modulación de Plantas de Niveles 1 a Azotea.

Estos niveles están resueltos por un sistema de piso nervado de losa postensada, apoyada perimetralmente en traveses. Las traveses y columnas son los elementos encargados de tomar el sismo, por lo cual el diseño de la losa se realizó únicamente bajo cargas gravitacionales de manera independiente y su revisión se muestra en el capítulo IV.

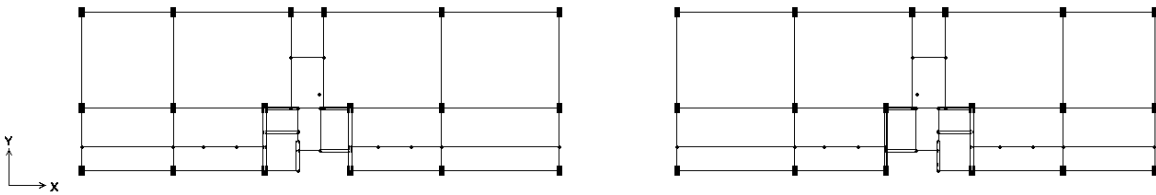
Planta Nivel 1



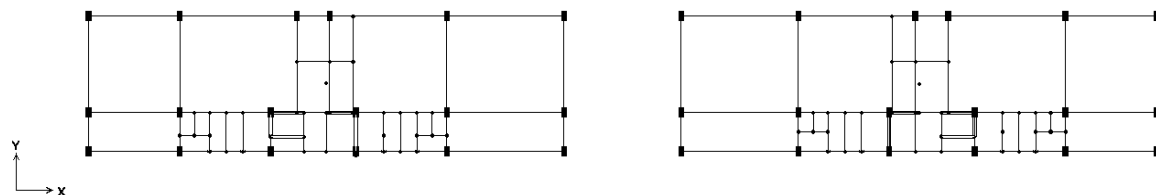
Planta Nivel 2 a Nivel 13



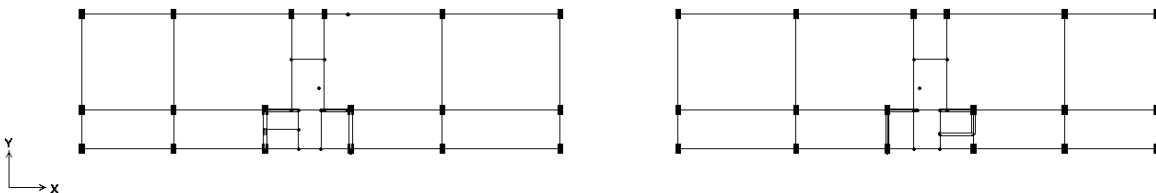
Planta Nivel 14



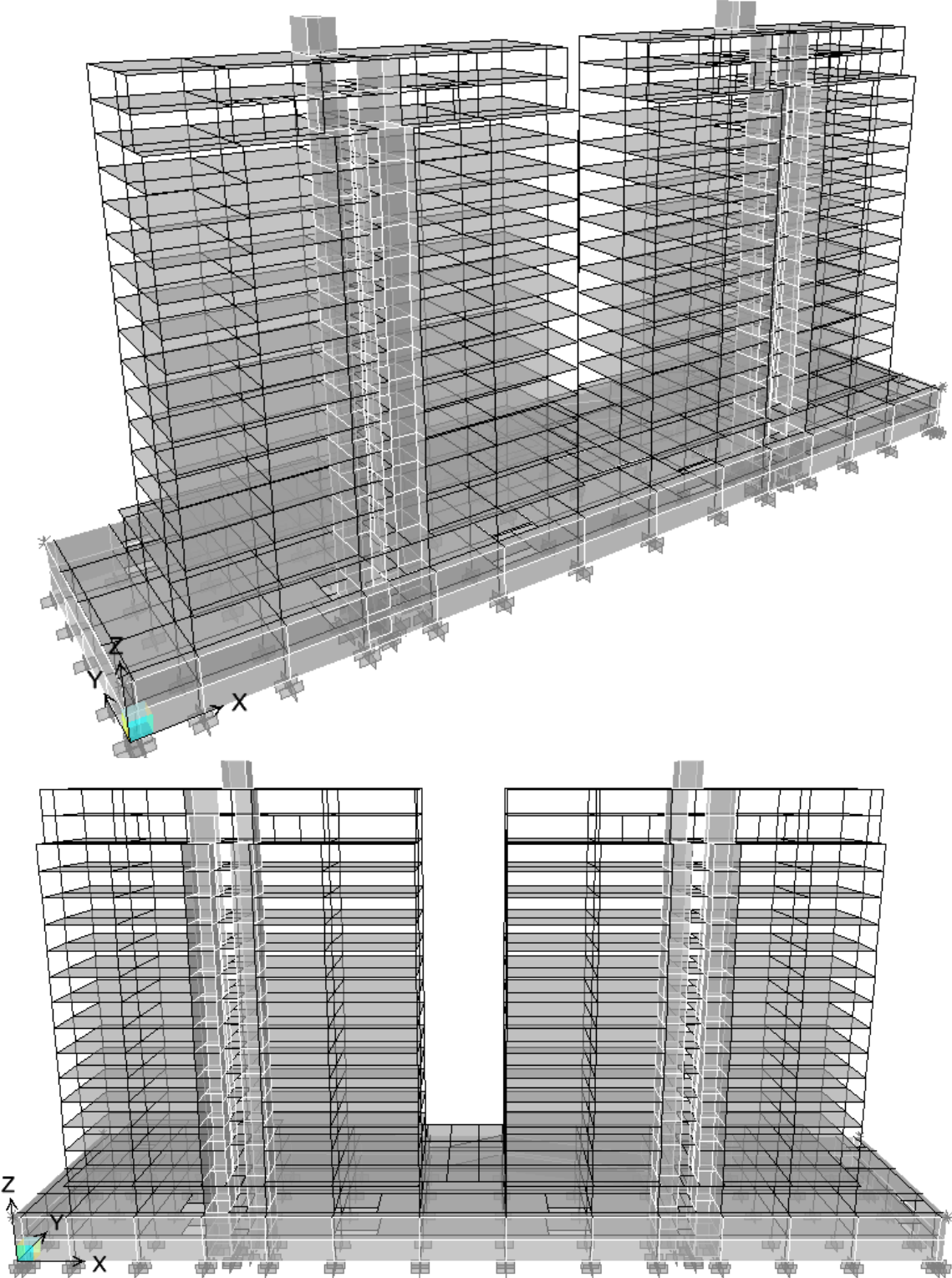
Planta Nivel 15

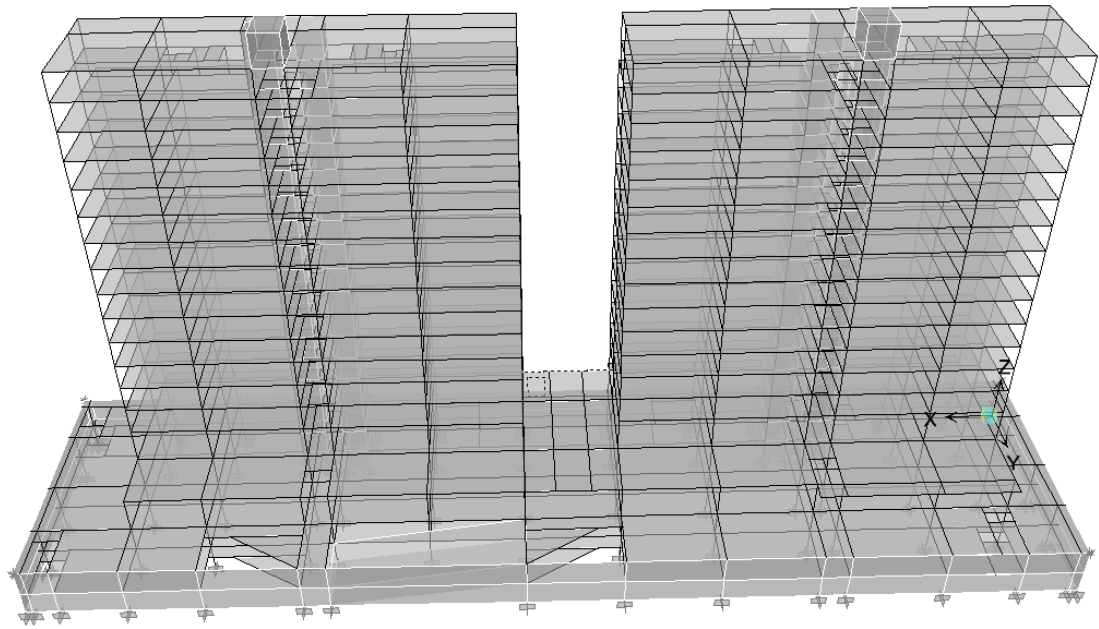
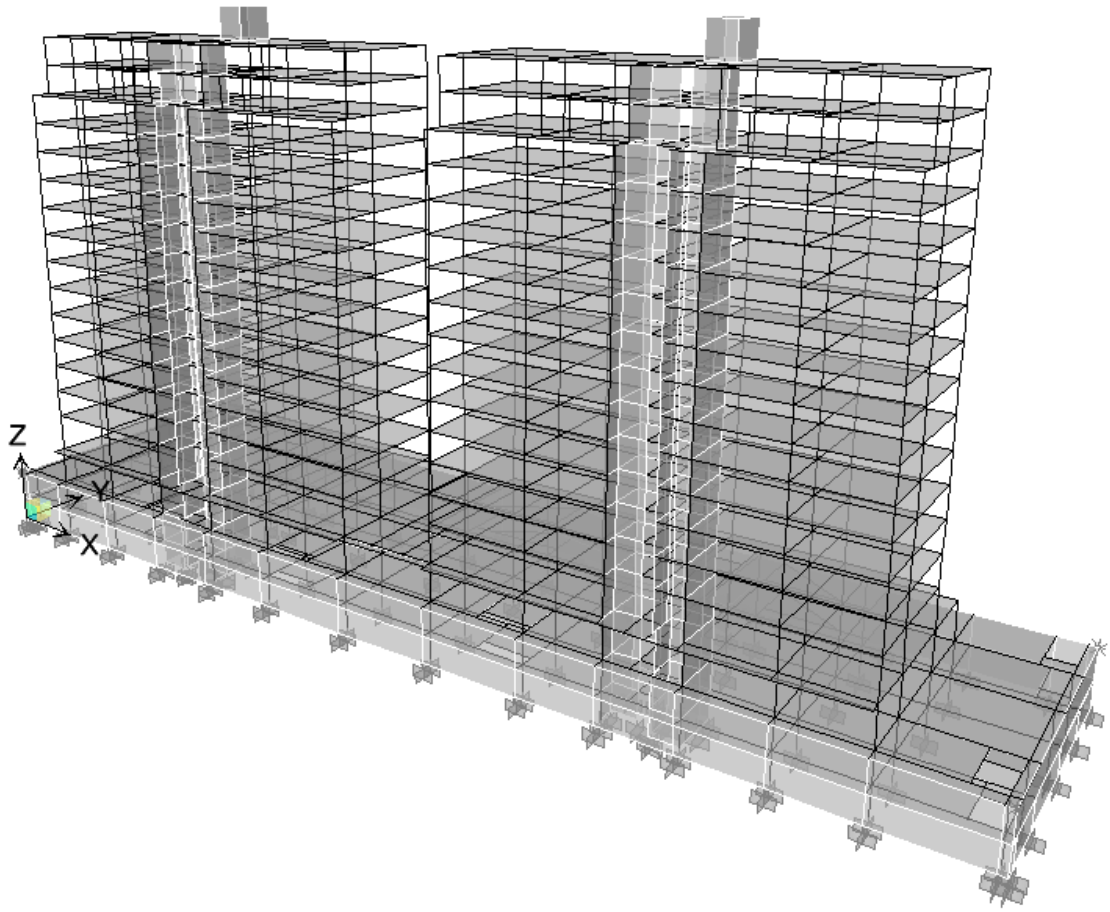


Planta Nivel Azotea



El acoplamiento de todas las planas nos lleva a la definición del modelo 3D:



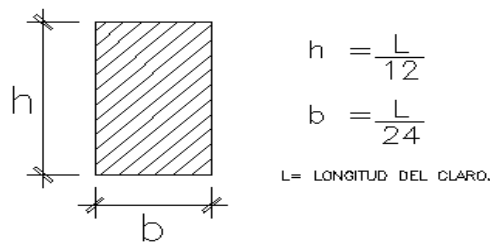


Con esto quedo definido el modelo geométrico que refleja la estructuración propuesta inicialmente, y que será sometido a todas las consideraciones de carga mencionadas para evaluar su respuesta y determinar si su comportamiento es el adecuado de acuerdo a los lineamientos del RCDF y sus NTC.

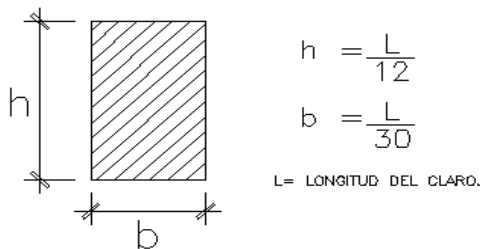
Como siguiente paso se asignan las secciones a cada elemento estructural, anteriormente ya se mostro la forma de introducir los datos al programa de cómputo, pero la pregunta sería: ¿Cómo poder definir las secciones de todos los elementos adecuadamente? En realidad no existe un método ni expresiones que nos lleven a obtener en primera instancia las secciones que hagan que nuestra estructura satisfaga todas las condiciones de servicio y de seguridad; el dimensionamiento es un proceso iterativo, que nos conduce hacia una serie de ajustes en el modelo, pero que finalmente constituye la base de un buen diseño.

A través del tiempo y la experiencia en el diseño estructural, se han generado expresiones que carecen de un sustento teórico o de alguna justificación experimental, pero han ayudado a dar en primera instancia un acertado pre-dimensionamiento, que beneficia en los tiempos y nos acerca fácilmente a la solución óptima.

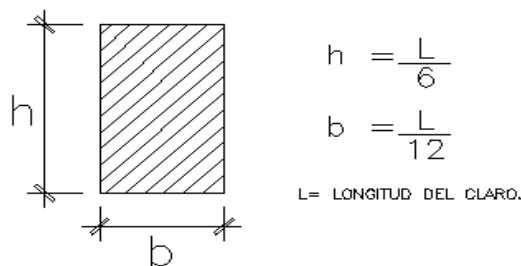
Las expresiones mencionadas son reglas simples y que fundamentalmente dependen de la distancia entre los claros y de las condiciones de apoyo, por ejemplo para una viga que descansa en columnas y existen condiciones de continuidad tenemos:



Para una trabe secundaria apoyada en traves principales:



Para una viga en cantiliver:





Utilizando estas sencillas expresiones se asignan dimensiones a cada barra, para así poder iniciar con las iteraciones que nos confirmen o descarten las secciones propuestas. Al final de este capítulo se muestra una tabla con las secciones definitivas como resultado de todo el análisis estructural.

Dentro de esta lista de pasos importantes a seguir en el análisis de nuestra estructura, resulta importante la asignación de cargas en el modelo y la idealización de las mismas. En el capítulo I se estimaron las cargas vivas y muertas a las que estará sujeto el edificio durante su vida útil. En el análisis hay que establecer la forma en que se distribuirán las cargas en nuestra estructura, para que así los elementos trabajen tal y como lo habíamos previsto.

Para la losa nervada de los niveles Sótano y Planta Baja se considero una distribución de cargas en ambos sentidos, es decir estamos definiendo que las nervaduras repartirán las cargas en las traveses perimetrales. En los niveles cuya solución es a base de losa postensada, se considero una distribución de cargas en una sola dirección, partiendo de la idea de colocar mas nervaduras que se apoyen en las traveses que están en el sentido corto y evitar el problema de obtener grandes peraltes.

La forma de introducir estas cargas en el modelo de análisis, es separándolas según su origen, es decir: peso propio, carga muerta, carga viva máxima y carga viva instantánea; este desglose ayuda mucho en la consulta de los resultados del análisis. La asignación de cargas en el modelo se realiza mediante la formación de tableros delimitados por las vigas, a los cuales se les aplica la carga por metro cuadrado. El programa se encarga de distribuir dichas acciones a los elementos perimetrales y estos a su vez a las columnas que llevaran la carga hasta la cimentación.

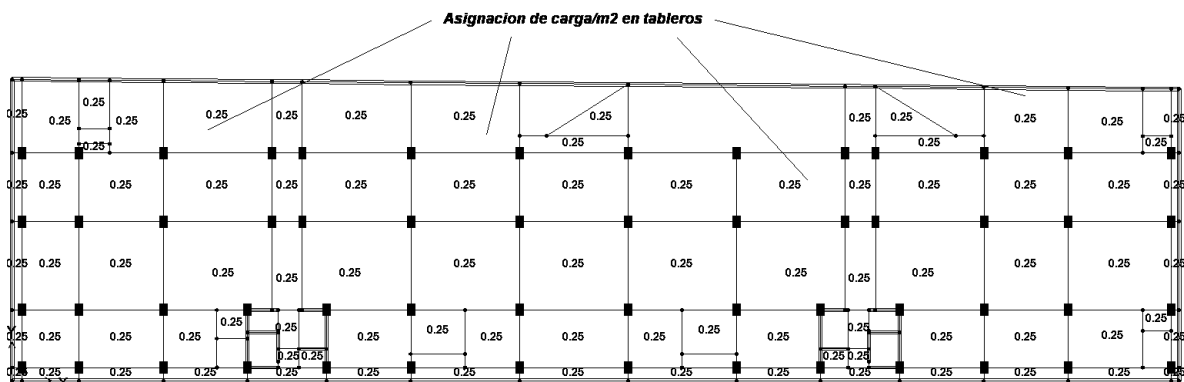


Fig. Asignación de cargas/m2 en tableros de sótano y planta baja.

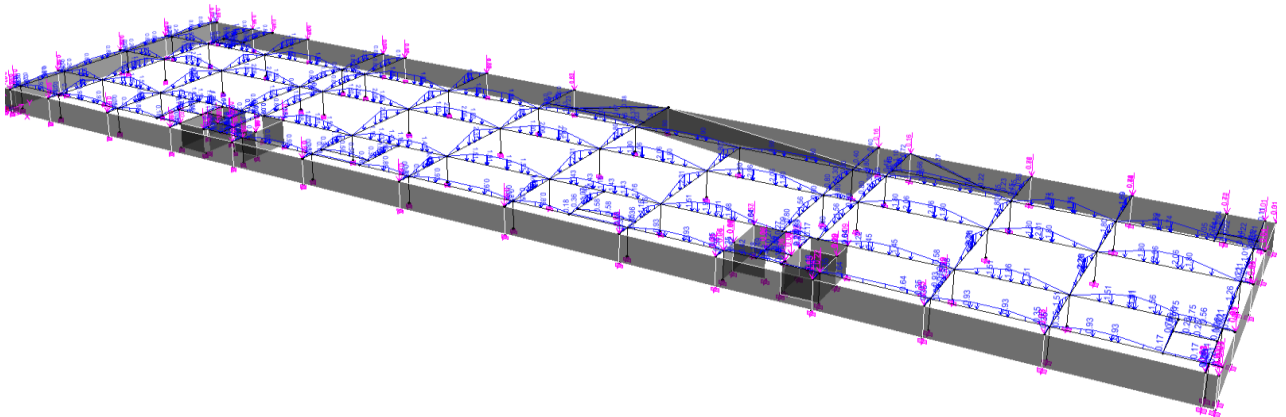


Fig. Distribución de cargas en elementos perimetrales de sótano y planta baja.

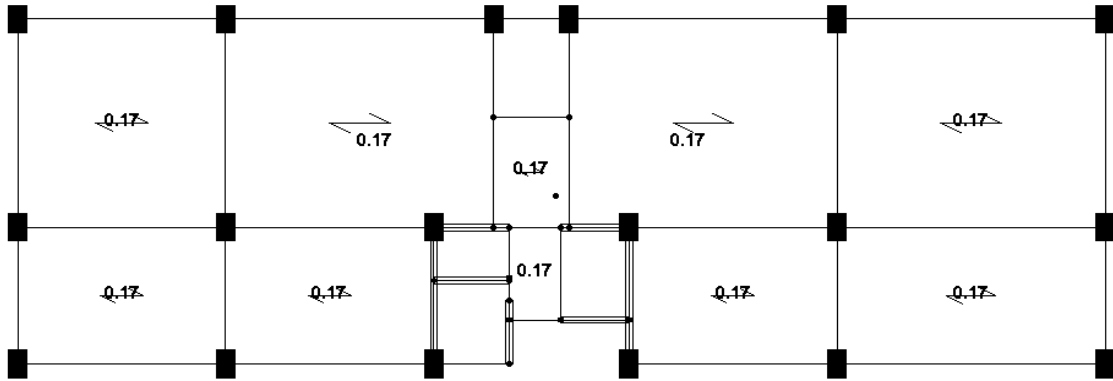


Fig Distribucion de cargas/m2 en niveles superiores.

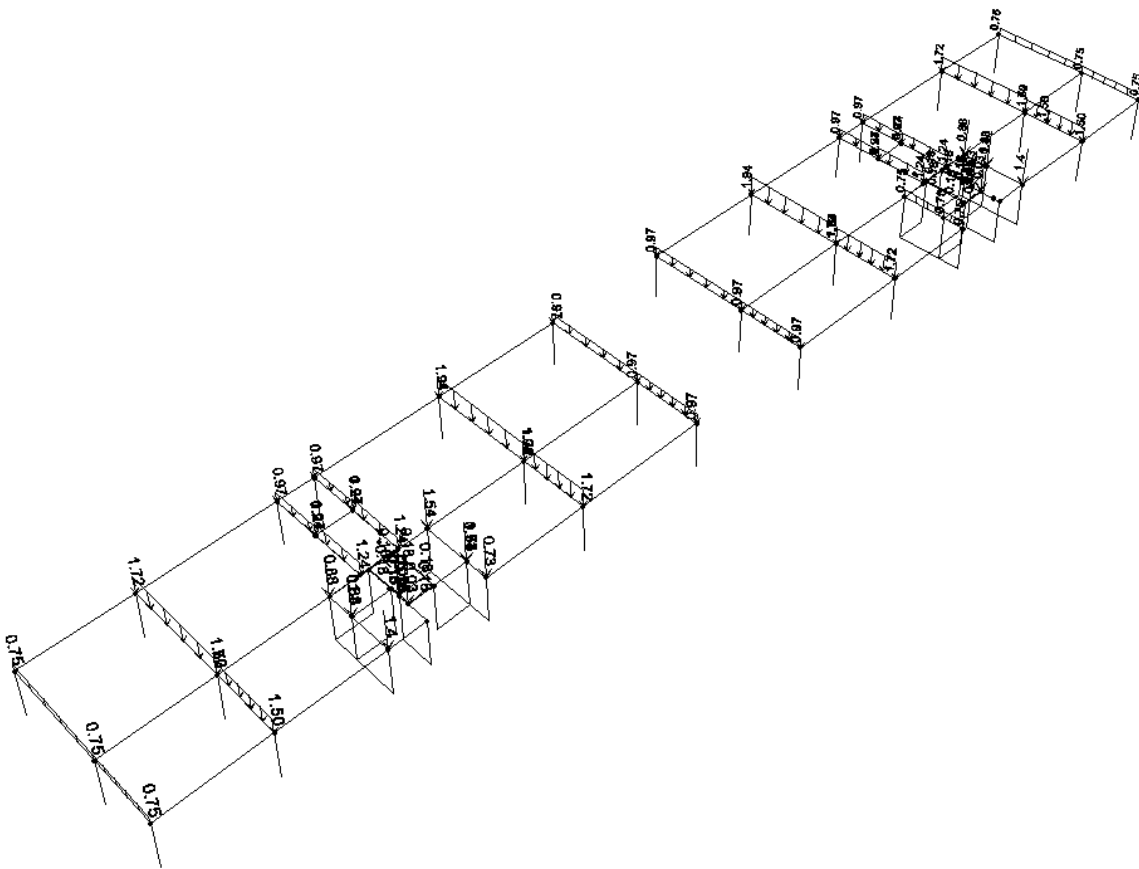
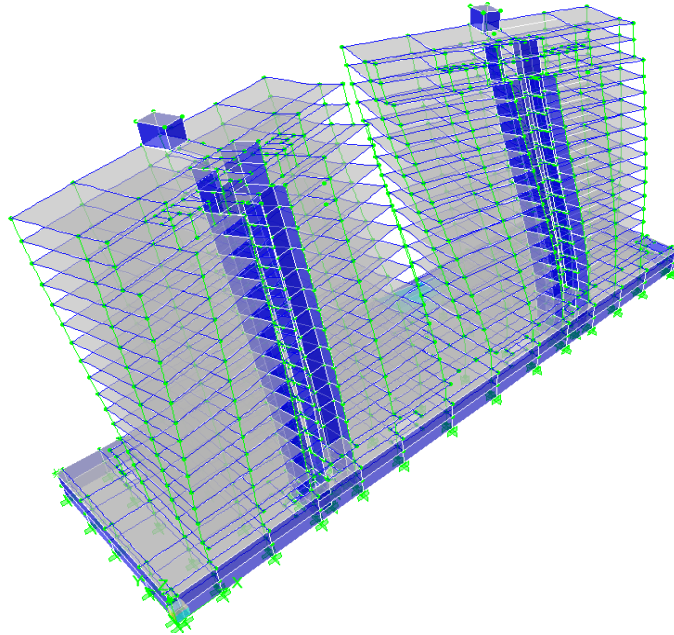


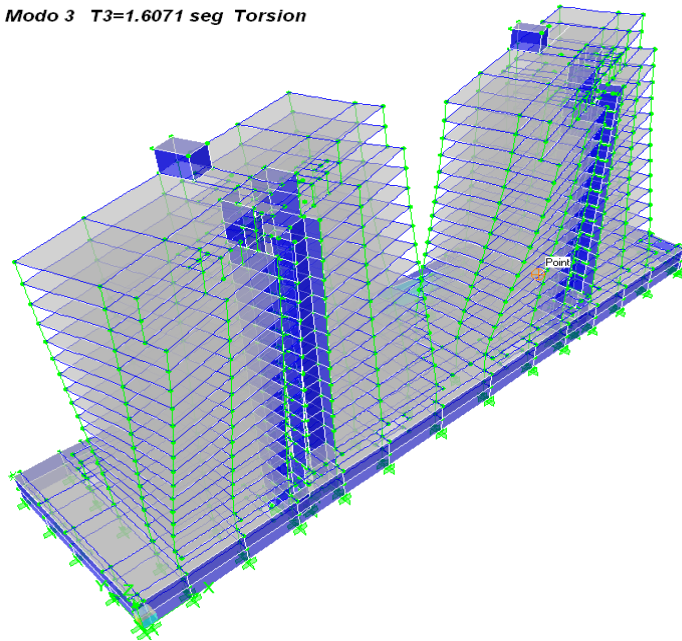
Fig. Distribución de cargas en un solo sentido en niveles superiores.

Con la asignación de cargas se termina la introducción de datos al programa y se comienza la ejecución de los cálculos internos y la revisión de todos los estados límite. La finalidad es evaluar el comportamiento, verificando el cumplimiento de todos los requisitos del RCDF y sus NTC. Como primera medida de la respuesta del edificio, se presentan los valores de los tres principales modos de vibración de la estructura.

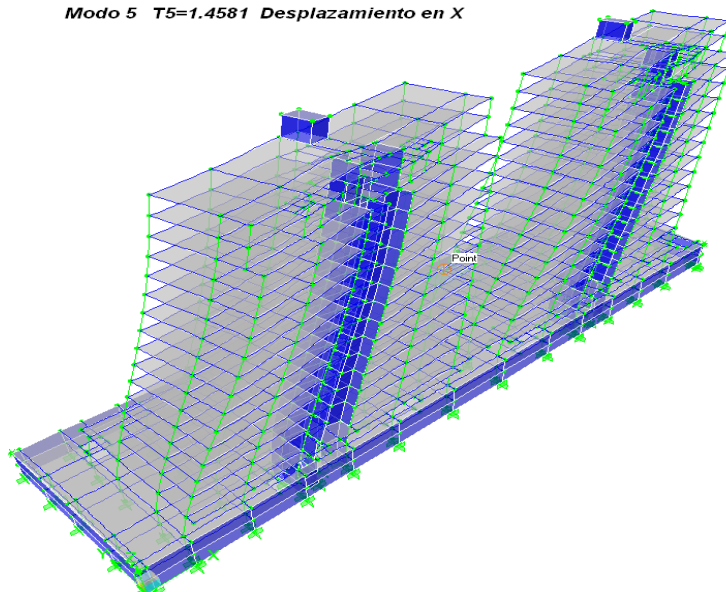
**Modo 1  $T_1=1.6902$  seg dirección Y**



**Modo 3  $T_3=1.6071$  seg Torsion**



Modo 5 T5=1.4581 Desplazamiento en X



Se emplearon 15 modos de vibrar con el cual se obtiene un acumulado de factores de participación modal arriba del 90% como lo sugiere el reglamento para que el cálculo del cortante basal dinámico sea considerado como aceptable. El porcentaje de los pesos efectivos en cada dirección es: en dirección X= 90.03% y en dirección Y= 94.42%

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY
1	1.690217	0.0003	48.7337	0	0.0003	48.7337
2	1.634761	0.0047	0.3333	0	0.0049	49.0671
3	1.607105	3.0967	0.0007	0	3.1017	49.0678
4	1.572889	0.0117	7.8705	0	3.1134	56.9383
5	1.458122	56.8431	0.0008	0	59.9565	56.9391
6	1.331547	0.0749	0.042	0	60.0314	56.9811
7	0.501701	0.5462	0.0029	0	60.5776	56.984
8	0.496247	0	0.6014	0	60.5776	57.5855
9	0.444542	11.3498	0.0073	0	71.9274	57.5928
10	0.428311	0.0039	15.7546	0	71.9313	73.3473
11	0.29358	0.2848	0.0829	0	72.216	73.4302
12	0.224497	5.2123	0.2288	0	77.4283	73.659
13	0.198775	0.247	8.0463	0	77.6753	81.7054
14	0.10629	1.4446	11.1881	0	79.1199	92.8935
15	0.091566	10.9154	1.527	0	90.0353	94.4205

La identificación de los periodos fundamentales se da a través de el porcentaje de masa involucrada en cada dirección, por ejemplo observamos que para el modo 1 existe un porcentaje de 48.73% en dirección Y, y para el modo 5 56.84% en dirección X. El modo de torsión fue identificado por la animación que nos permite el programa de análisis y los periodos restantes contienen una contribución de masa menor al 11% por lo cual no participan significativamente en la respuesta.

## II.4 Revisión de centros de torsión y excentricidad accidental.

Partiendo de las condiciones de equilibrio, la fuerza cortante de cada nivel debida al sismo, esta situada en el “centro de masa” y la resultante de las fuerzas que resiste cada elemento se encuentra en el llamado “centro de torsión”. Cuando existe una diferencia entre ambos centros, se genera un momento torsionante que deberá ser considerado en el análisis.

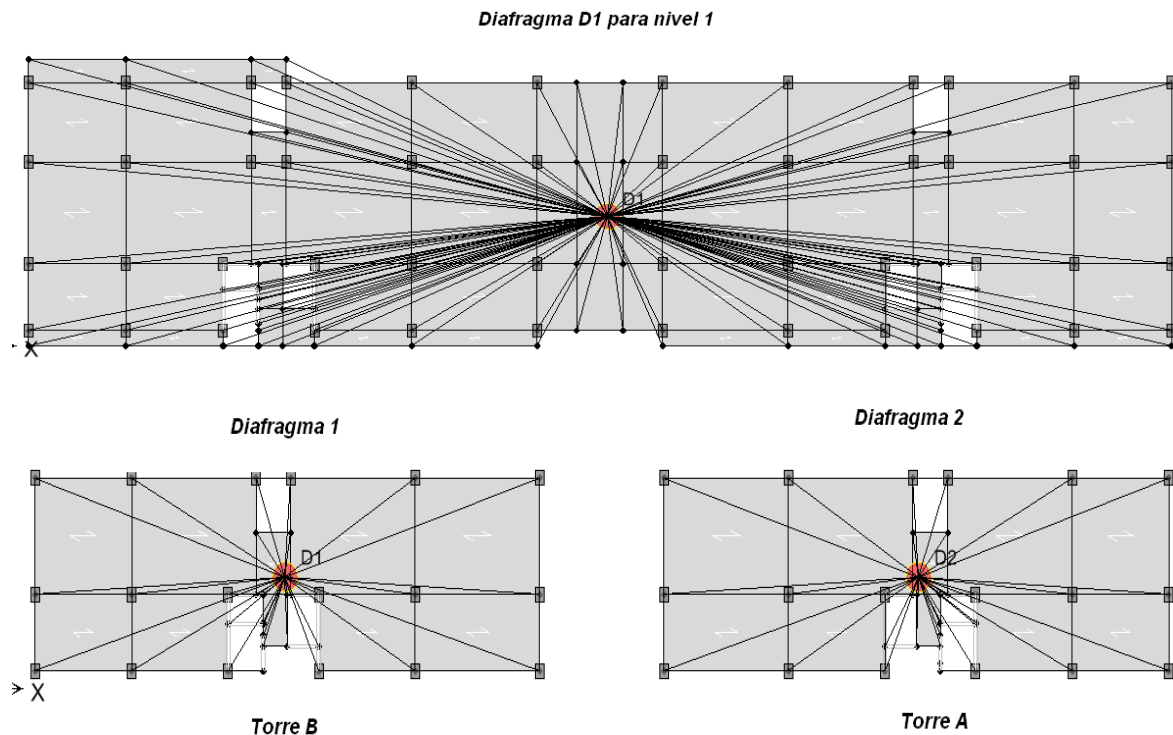
Para el análisis modal las NTCDS establecen lo siguiente:

“El efecto de la torsión accidental se tendrá en cuenta trasladando transversalmente  $\pm 0.1b$  las fuerzas sísmicas resultantes para cada dirección de análisis, considerando el mismo signo en todos los niveles”.

Para definir los niveles que se ven afectados por las fuerzas sísmicas, se asignan diafragmas rígidos que acoplan todos los nudos de un entrepiso, haciendo con esto posible el cálculo del centro de masa y el centro de rigidez de cada diafragma.

El centro de rigidez es la posición de la resultante de las fuerzas resistentes de los elementos en cada nivel, pero sin considerar la excentricidad accidental, es decir, la diferencia entre el centro de masas y el centro de rigidez nos proporcionaría la excentricidad directa “ $e_s$ ”.

Debido a que la estructura está compuesta por dos torres que comparten el Nivel 1 (amenities), se asigna un diafragma diferente para cada torre como se observa a continuación:



Los puntos centrales que se observan en cada diafragma determinan el nudo maestro donde se aplicara la fuerza sísmica en cada nivel.

Se presenta los centros de masa y centros de rigidez calculados por el programa, para cada diafragma.

**Para diafragma D1**

Nivel	Centro de masas		Centro de rigidez	
	CMx	CMy	CRx	CRy
	m	m	m	m
AZOTEA	29.968	9.598	29.447	8.487
NIVEL 15	30.175	10.311	29.46	8.411
NIVEL 14	30.056	8.78	29.472	8.351
NIVEL 13	30.024	8.908	29.492	8.346
NIVEL 12	30.015	8.903	29.512	8.345
NIVEL 11	30.015	8.903	29.538	8.343
NIVEL 10	30.015	8.903	29.572	8.337
NIVEL 9	30.015	8.903	29.617	8.323
NIVEL 8	30.015	8.903	29.679	8.299
NIVEL 7	30.055	8.903	29.765	8.261
NIVEL 6	30.015	8.903	29.89	8.206
NIVEL 5	30	8.892	30.093	8.131
NIVEL 4	29.982	8.882	30.422	7.994
NIVEL 3	29.982	8.882	31.066	7.789
NIVEL 2	29.956	8.837	32.955	7.527
AMENITIES	59.655	11.772	58.168	7.854

**Para diafragma D2**

Nivel	Centro de masas		Centro de rigidez	
	CMx	CMy	CRx	CRy
	m	m	m	m
AZOTEA	88.046	9.543	88.568	8.493
NIVEL 15	87.852	10.193	88.544	8.427
NIVEL 14	87.929	8.76	88.522	8.377
NIVEL 13	87.961	8.886	88.5	8.381
NIVEL 12	87.97	8.882	88.479	8.387
NIVEL 11	87.97	8.882	88.452	8.39
NIVEL 10	87.97	8.882	88.417	8.389
NIVEL 9	87.97	8.882	88.37	8.38
NIVEL 8	87.97	8.882	88.307	8.361
NIVEL 7	87.93	8.882	88.22	8.329
NIVEL 6	87.97	8.882	88.093	8.281
NIVEL 5	87.986	8.873	87.89	8.216
NIVEL 4	88.005	8.863	87.559	8.09
NIVEL 3	88.005	8.863	86.911	7.902
NIVEL 2	88.03	8.819	84.985	7.674
AMENITIES	59.655	11.772	58.168	7.854

Se calculo la diferencia entre ambos centros para determinar la excentricidad directa:

Diafragma 1 Torre B

Nivel	Centro de masas		Centro de rigidez		Excentricidad calculada	
	CMx m	CMy m	CRx m	CRy m	Ecx m	Ecy m
AZOTEA	29.968	9.598	29.447	8.487	-0.52	-1.11
NIVEL 15	30.175	10.311	29.46	8.411	-0.72	-1.90
NIVEL 14	30.056	8.78	29.472	8.351	-0.58	-0.43
NIVEL 13	30.024	8.908	29.492	8.346	-0.53	-0.56
NIVEL 12	30.015	8.903	29.512	8.345	-0.50	-0.56
NIVEL 11	30.015	8.903	29.538	8.343	-0.48	-0.56
NIVEL 10	30.015	8.903	29.572	8.337	-0.44	-0.57
NIVEL 9	30.015	8.903	29.617	8.323	-0.40	-0.58
NIVEL 8	30.015	8.903	29.679	8.299	-0.34	-0.60
NIVEL 7	30.055	8.903	29.765	8.261	-0.29	-0.64
NIVEL 6	30.015	8.903	29.89	8.206	-0.13	-0.70
NIVEL 5	30	8.892	30.093	8.131	0.09	-0.76
NIVEL 4	29.982	8.882	30.422	7.994	0.44	-0.89
NIVEL 3	29.982	8.882	31.066	7.789	1.08	-1.09
NIVEL 2	29.956	8.837	32.955	7.527	3.00	-1.31
AMENITIES	59.655	11.772	58.168	7.854	-1.49	-3.92

Diafragma 2 Torre A

Nivel	Centro de masas		Centro de rigidez		Excentricidad calculada	
	CMx m	CMy m	CRx m	CRy m	Ecx m	Ecy m
AZOTEA	88.046	9.543	88.568	8.493	0.52	-1.05
NIVEL 15	87.852	10.193	88.544	8.427	0.69	-1.77
NIVEL 14	87.929	8.76	88.522	8.377	0.59	-0.38
NIVEL 13	87.961	8.886	88.5	8.381	0.54	-0.50
NIVEL 12	87.97	8.882	88.479	8.387	0.51	-0.49
NIVEL 11	87.97	8.882	88.452	8.39	0.48	-0.49
NIVEL 10	87.97	8.882	88.417	8.389	0.45	-0.49
NIVEL 9	87.97	8.882	88.37	8.38	0.40	-0.50
NIVEL 8	87.97	8.882	88.307	8.361	0.34	-0.52
NIVEL 7	87.93	8.882	88.22	8.329	0.29	-0.55
NIVEL 6	87.97	8.882	88.093	8.281	0.12	-0.60
NIVEL 5	87.986	8.873	87.89	8.216	-0.10	-0.66
NIVEL 4	88.005	8.863	87.559	8.09	-0.45	-0.77
NIVEL 3	88.005	8.863	86.911	7.902	-1.09	-0.96
NIVEL 2	88.03	8.819	84.985	7.674	-3.05	-1.15
AMENITIES	59.655	11.772	58.168	7.854	-1.49	-3.92

El centro de torsión lo obtenemos sumando a la excentricidad +/- 0.1b. Donde “b” es la dimensión de la base paralela al sentido en el que se mide la excentricidad.

Proyecto: PARK TOWERS CONDAK																						
version : corrida Q=2 DIAFRAGMA 1																						
Nivel	Masa en sismo	Peso en sismo	Area	Peso/Area	Centro de masas		Centro de rigidez		Excentricidad calculada		sentido		Base		Excentricidades accidentales				Centro de Torsión			
	ton s2/m	ton	m2	kg/m2	CMx m	CMy m	CRx m	CRy m	Ecx m	Ecy m	x	y	Bx m	By m	ecx + 0.1B m	ecx - 0.1B m	ecy + 0.1B m	ecy - 0.1B m	Excentricidad + x	Excentricidad + y	Excentricidad - x	Excentricidad - y
AZOTEA	80.5838	791	707.00	1.118	29.968	9.598	29.447	8.487	-0.52	-1.11	+	+	46.25	13.00	5.15	-4.10	2.41	-0.19	34.59	10.90	25.34	8.30
NIVEL 15	68.0031	667	707.00	944	30.175	10.311	29.46	8.411	-0.72	-1.90	+	+	46.25	13.00	5.34	-3.91	3.20	0.60	34.80	11.61	25.55	9.01
NIVEL 14	93.0445	913	736.00	1.240	30.056	8.78	29.472	8.351	-0.58	-0.43	+	+	46.25	15.30	5.21	-4.04	1.96	-1.10	34.68	10.31	25.43	7.25
NIVEL 13	90.3371	886	736.00	1.204	30.024	8.908	29.492	8.346	-0.53	-0.56	+	+	46.25	15.30	5.16	-4.09	2.09	-0.97	34.65	10.44	25.40	7.38
NIVEL 12	91.4273	897	736.00	1.219	30.015	8.903	29.512	8.345	-0.50	-0.56	+	+	46.25	15.30	5.13	-4.12	2.09	-0.97	34.64	10.43	25.39	7.37
NIVEL 11	91.4273	897	736.00	1.219	30.015	8.903	29.538	8.343	-0.48	-0.56	+	+	46.25	15.30	5.10	-4.15	2.09	-0.97	34.64	10.43	25.39	7.37
NIVEL 10	91.4273	897	736.00	1.219	30.015	8.903	29.572	8.337	-0.44	-0.57	+	+	46.25	15.30	5.07	-4.18	2.10	-0.96	34.64	10.43	25.39	7.37
NIVEL 9	91.4273	897	736.00	1.219	30.015	8.903	29.617	8.323	-0.40	-0.58	+	+	46.25	15.30	5.02	-4.23	2.11	-0.95	34.64	10.43	25.39	7.37
NIVEL 8	91.4273	897	736.00	1.219	30.015	8.903	29.679	8.299	-0.34	-0.60	+	+	46.25	15.30	4.96	-4.29	2.13	-0.93	34.64	10.43	25.39	7.37
NIVEL 7	91.5834	898	736.00	1.221	30.055	8.903	29.765	8.261	-0.29	-0.64	+	+	46.25	15.30	4.92	-4.34	2.17	-0.89	34.68	10.43	25.43	7.37
NIVEL 6	91.4273	897	736.00	1.219	30.015	8.903	29.89	8.206	-0.13	-0.70	+	+	46.25	15.30	4.75	-4.50	2.23	-0.83	34.64	10.43	25.39	7.37
NIVEL 5	93.576	918	736.00	1.247	30	8.892	30.093	8.131	0.09	-0.76	-	+	46.25	15.30	4.72	-4.53	2.29	-0.77	25.38	10.42	34.63	7.36
NIVEL 4	96.1926	944	736.00	1.282	29.982	8.882	30.422	7.994	0.44	-0.89	-	+	46.25	15.30	5.07	-4.19	2.42	-0.64	25.36	10.41	34.61	7.35
NIVEL 3	96.1926	944	736.00	1.282	29.982	8.882	31.066	7.789	1.08	-1.09	-	+	46.25	15.30	5.71	-3.54	2.62	-0.44	25.36	10.41	34.61	7.35
NIVEL 2	99.3141	974	736.00	1.324	29.956	8.837	32.955	7.527	3.00	-1.31	-	+	46.25	15.30	7.62	-1.63	2.84	-0.22	25.33	10.37	34.58	7.31
AMENITIES	366.2151	3.593	2.553.00	1.407	59.655	11.772	58.168	7.854	-1.49	-3.92	+	+	103.90	24.10	11.88	-8.90	6.33	1.51	70.05	14.18	49.27	9.36



Proyecto: PARK TOWERS CONDAK																						
version : corrida Q=2																						
DIAFRAGMA 2																						
Nivel	Masa en sismo		Peso en sismo		Area	Peso/Area	Centro de masas		Centro de rigidez		Excentricidad calculada		sentido		Base		Excentricidades accidentales				Centro de Torsión	
	ton s2/m	ton	m2	kg/m2			CMx	CMy	CRx	CRy	Exc	Ecy	x	y	Bx	By	exc + 0.1B	exc - 0.1B	ecy + 0.1B	ecy - 0.1B	Excentricidad +	Excentricidad -
					m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	m	x	y	x	y
AZOTEA	81.7028	802	707.00	1.134	88.046	9.543	88.568	8.493	0.52	-1.05	-	+	46.25	13.00	5.15	-4.10	2.35	-0.25	83.42	10.84	92.67	8.24
NIVEL 15	69.8564	685	707.00	969	87.852	10.193	88.544	8.427	0.69	-1.77	-	+	46.25	13.00	5.32	-3.93	3.07	0.47	83.23	11.49	92.48	8.89
NIVEL 14	93.486	917	736.00	1.246	87.929	8.76	88.522	8.377	0.59	-0.38	-	+	46.25	15.30	5.22	-4.03	1.91	-1.15	83.30	10.29	92.55	7.23
NIVEL 13	90.7697	890	736.00	1.210	87.961	8.886	88.5	8.381	0.54	-0.50	-	+	46.25	15.30	5.16	-4.09	2.04	-1.03	83.34	10.42	92.59	7.36
NIVEL 12	91.86	901	736.00	1.224	87.97	8.882	88.479	8.367	0.51	-0.49	-	+	46.25	15.30	5.13	-4.12	2.03	-1.04	83.35	10.41	92.60	7.35
NIVEL 11	91.86	901	736.00	1.224	87.97	8.882	88.452	8.39	0.48	-0.49	-	+	46.25	15.30	5.11	-4.14	2.02	-1.04	83.35	10.41	92.60	7.35
NIVEL 10	91.86	901	736.00	1.224	87.97	8.882	88.417	8.389	0.45	-0.49	-	+	46.25	15.30	5.07	-4.18	2.02	-1.04	83.35	10.41	92.60	7.35
NIVEL 9	91.86	901	736.00	1.224	87.97	8.882	88.37	8.38	0.40	-0.50	-	+	46.25	15.30	5.03	-4.22	2.03	-1.03	83.35	10.41	92.60	7.35
NIVEL 8	91.86	901	736.00	1.224	87.97	8.882	88.307	8.361	0.34	-0.52	-	+	46.25	15.30	4.96	-4.29	2.05	-1.01	83.35	10.41	92.60	7.35
NIVEL 7	92.016	903	736.00	1.226	87.93	8.882	88.22	8.329	0.29	-0.55	-	+	46.25	15.30	4.91	-4.34	2.08	-0.98	83.31	10.41	92.56	7.35
NIVEL 6	91.86	901	736.00	1.224	87.97	8.882	88.093	8.261	0.12	-0.60	-	+	46.25	15.30	4.75	-4.50	2.13	-0.93	83.35	10.41	92.60	7.35
NIVEL 5	93.991	922	736.00	1.253	87.986	8.873	87.89	8.216	-0.10	-0.66	+	+	46.25	15.30	4.72	-4.53	2.19	-0.87	92.61	10.40	83.36	7.34
NIVEL 4	96.6077	948	736.00	1.288	88.005	8.863	87.559	8.09	-0.45	-0.77	+	+	46.25	15.30	5.07	-4.18	2.30	-0.76	92.63	10.39	83.38	7.33
NIVEL 3	96.6077	948	736.00	1.288	88.005	8.863	86.911	7.902	-1.09	-0.96	+	+	46.25	15.30	5.72	-3.53	2.49	-0.57	92.63	10.39	83.38	7.33
NIVEL 2	99.7291	978	736.00	1.329	88.03	8.819	84.965	7.674	-3.05	-1.15	+	+	46.25	15.30	7.67	-1.58	2.68	-0.39	92.66	10.35	83.41	7.29
AMENITIES	366.2151	3.593	2.553.00	1.407	59.655	11.772	58.168	7.854	-1.49	-3.92	+	+	103.90	24.10	11.88	-8.90	6.33	1.51	70.05	14.18	49.27	9.36

Una vez obtenidas las coordenadas del centro de torsión para cada nivel, calculamos las fuerzas cortantes para aplicarlas en dichos puntos y así considerar lo efectos de torsión como lo estipulan las NTCDS.

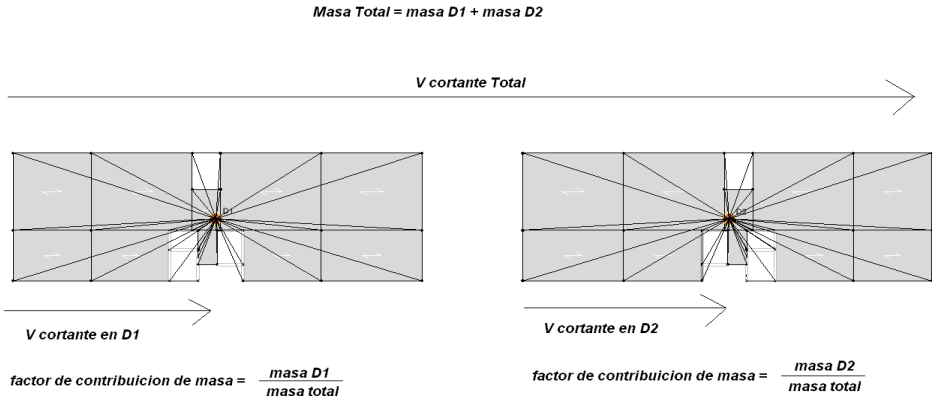
### II.5 Revisión de Cortante Basal Mínimo.

Se verificará el cortante mínimo en la base que de acuerdo a las normas debe ser:

$$V_{min} = 0.8a \times \frac{W}{Q'}$$

Donde la aceleración  $a$  corresponde al período fundamental en la dirección que se revisa, de acuerdo con el inciso 9.3 de las NTCS.

El programa determina los cortantes de entrepiso de forma uniforme, es decir no lo calcula para cada diafragma. Para poder definir la fuerza cortante que le corresponde a cada torre, empleamos un factor que está en función de la participación de masa por nivel; este valor no es más que el cociente de la masa del diafragma en cuestión y la masa total del nivel considerado. Este factor se multiplica por el cortante de entrepiso y se obtiene la magnitud de la fuerza que le corresponde al diafragma. Para los casos en donde no existe una variación de masa significativa en ambas torres, esta fuerza es casi el 50% en cada diafragma.





A continuación se presentan los cortantes de entrepiso obtenidos del análisis para cada dirección:

<i>Story</i>	<b>CORTANTES DE ENTREPISO</b>			
	<b>SISMO EN X</b>		<b>SISMO EN Y</b>	
	<b>VX</b>	<b>VY</b>	<b>VX</b>	<b>VY</b>
AZOTEA	417.12	31.32	28.29	411.6
NIVEL 15	757.89	46.51	42.45	723.91
NIVEL 14	1151.85	49.45	44.88	1051.01
NIVEL 13	1494	41.5	36.68	1312.76
NIVEL 12	1801.74	25.89	29.19	1529.89
NIVEL 11	2075.18	17.47	37.41	1711.93
NIVEL 10	2320.23	34.89	51.66	1872.08
NIVEL 9	2543.11	55.56	58.65	2020.98
NIVEL 8	2748.7	69.33	55.67	2164.47
NIVEL 7	2939.2	72.22	52.53	2303.7
NIVEL 6	3112.27	63.48	64.42	2435.99
NIVEL 5	3267.85	47.34	82.76	2561.99
NIVEL 4	3404.22	40.89	87.22	2681.36
NIVEL 3	3517.8	58.67	69.04	2789.74
NIVEL 2	3614.39	82	59.62	2887.63

Se presenta la masa involucrada por cada diafragma

<i>Story</i>	<b>MASAS</b>		<b>MASA TOTAL POR NIVEL</b>
	<b>DIAFRAGMA 1</b>	<b>DIAFRAGMA 2</b>	<b>100%</b>
AZOTEA	80.5838	81.7028	162.3
NIVEL 15	68.0031	69.8564	137.9
NIVEL 14	93.0445	93.486	186.5
NIVEL 13	90.3371	90.7697	181.1
NIVEL 12	91.4273	91.86	183.3
NIVEL 11	91.4273	91.86	183.3
NIVEL 10	91.4273	91.86	183.3
NIVEL 9	91.4273	91.86	183.3
NIVEL 8	91.4273	91.86	183.3
NIVEL 7	91.5834	92.016	183.6
NIVEL 6	91.4273	91.86	183.3
NIVEL 5	93.576	93.991	187.6
NIVEL 4	96.1926	96.6077	192.8
NIVEL 3	96.1926	96.6077	192.8
NIVEL 2	99.3141	99.7291	199.0
AMENITIES	366.21		

Teniendo las masas por cada diafragma obtenemos el factor de contribución de masas para cada torre:

Story	MASAS		MASA TOTAL POR NIVEL	FACTOR DE MASAS	
	DIAFRAGMA 1	DIAFRAGMA 2	100%	D1	D2
AZOTEA	80.5838	81.7028	162.3	0.4965524	0.5034476
NIVEL 15	68.0031	69.8564	137.9	0.4932783	0.5067217
NIVEL 14	93.0445	93.486	186.5	0.49881655	0.50118345
NIVEL 13	90.3371	90.7697	181.1	0.49880568	0.50119432
NIVEL 12	91.4273	91.86	183.3	0.49881961	0.50118039
NIVEL 11	91.4273	91.86	183.3	0.49881961	0.50118039
NIVEL 10	91.4273	91.86	183.3	0.49881961	0.50118039
NIVEL 9	91.4273	91.86	183.3	0.49881961	0.50118039
NIVEL 8	91.4273	91.86	183.3	0.49881961	0.50118039
NIVEL 7	91.5834	92.016	183.6	0.49882189	0.50117811
NIVEL 6	91.4273	91.86	183.3	0.49881961	0.50118039
NIVEL 5	93.576	93.991	187.6	0.49889373	0.50110627
NIVEL 4	96.1926	96.6077	192.8	0.4989235	0.5010765
NIVEL 3	96.1926	96.6077	192.8	0.4989235	0.5010765
NIVEL 2	99.3141	99.7291	199.0	0.49895751	0.50104249

De esta tabla puede determinarse que la distribución corresponde aproximadamente en un 50% en cada torre, por lo cual la fuerza cortante en cada diafragma es:

Story	FACTOR DE MASAS		CORTANTES DE ENTREPISO				FUERZA CORTANTE POR DIAFRAGMA							
	D1	D2	SISMO EN X		SISMO EN Y		SISMO EN X		SISMO EN Y		SISMO EN X		SISMO EN Y	
			VX	VY	VX	VY	Vx D1	Vy D1	Vy D1	Vx D1	Vx D2	Vy D2	Vy D2	Vx D2
AZOTEA	0.4965524	0.5034476	417.12	31.32	28.29	411.6	207.12	15.55	204.38	14.05	210.00	15.77	207.22	14.24
NIVEL 15	0.4932783	0.5067217	757.89	46.51	42.45	723.91	373.85	22.94	357.09	20.94	384.04	23.57	366.82	21.51
NIVEL 14	0.49881655	0.50118345	1151.85	49.45	44.88	1051.01	574.56	24.67	524.26	22.39	577.29	24.78	526.75	22.49
NIVEL 13	0.49880568	0.50119432	1494	41.5	36.68	1312.76	745.22	20.70	654.81	18.30	748.78	20.80	657.95	18.38
NIVEL 12	0.49881961	0.50118039	1801.74	25.89	29.19	1529.89	898.74	12.91	763.14	14.56	903.00	12.98	766.75	14.63
NIVEL 11	0.49881961	0.50118039	2075.18	17.47	37.41	1711.93	1035.14	8.71	853.94	18.66	1040.04	8.76	857.99	18.75
NIVEL 10	0.49881961	0.50118039	2320.23	34.89	51.66	1872.08	1157.38	17.40	933.83	25.77	1162.85	17.49	938.25	25.89
NIVEL 9	0.49881961	0.50118039	2543.11	55.56	58.65	2020.98	1268.55	27.71	1008.10	29.26	1274.56	27.85	1012.88	29.39
NIVEL 8	0.49881961	0.50118039	2748.7	69.33	55.67	2164.47	1371.11	34.58	1079.68	27.77	1377.59	34.75	1084.79	27.90
NIVEL 7	0.49882189	0.50117811	2939.2	72.22	52.53	2303.7	1466.14	36.02	1149.14	26.20	1473.06	36.20	1154.56	26.33
NIVEL 6	0.49881961	0.50118039	3112.27	63.48	64.42	2435.99	1552.46	31.67	1215.12	32.13	1559.81	31.81	1220.87	32.29
NIVEL 5	0.49889373	0.50110627	3267.85	47.34	82.76	2561.99	1630.31	23.62	1278.16	41.29	1637.54	23.72	1283.83	41.47
NIVEL 4	0.4989235	0.5010765	3404.22	40.89	87.22	2681.36	1698.45	20.40	1337.79	43.52	1705.77	20.49	1343.57	43.70
NIVEL 3	0.4989235	0.5010765	3517.8	58.67	69.04	2789.74	1755.11	29.27	1391.87	34.45	1762.69	29.40	1397.87	34.59
NIVEL 2	0.49895751	0.50104249	3614.39	82	59.62	2887.63	1803.43	40.91	1440.80	29.75	1810.96	41.09	1446.83	29.87

<b>LA FUERZA CORTANTE EN EL AMENITIES ES TOTAL PUES SE CONSIDERO UN SOLO DIAFRAGMA PARA ESTE NIVEL</b>					
Story	Load	Loc	VX	VY	
AMENITIES	SX	Bottom	3727.97	100.95	
AMENITIES	SY	Bottom	153.4	3016.31	

El procedimiento que se realiza en las consideraciones de torsión y fuerzas sísmicas, puede asociarse con un enfoque de análisis híbrido, en el cual los cortantes de entrepiso son determinados de manera dinámica y los efectos de torsión se incorporan con métodos estáticos.

Para la verificación del cortante basal mínimo estipulado en las NTCDS, calculamos las fuerzas sísmicas, sabiendo que los cortantes de entrepiso obtenidos del análisis son el acumulado de las fuerzas sísmicas por nivel. La obtención de dichas fuerzas nos permitirá introducir los efectos de torsión por el método estático en el programa de cómputo.

Cuando el efecto del sismo es considerado en una dirección, el programa arroja valores en ambos sentidos, es decir aunque la fuerza de sismo sea 100% en una sola dirección, siempre se presentaran efectos en la otra y por ende se arrojan valores de cortantes en ambas direcciones.

Para considerar los efectos en ambas direcciones el cortante basal dinámico lo calculamos de la siguiente manera para las dos direcciones ortogonales:

$$V_{dinamico} = \sqrt{(Vx^2 + Vy^2)}$$

Esta expresión es la magnitud vectorial de la resultante de la fuerza cortante en ambas direcciones. El cortante mínimo se calcula de la expresión:

$$V_{mínimo} = W \times 0.8 \times a_e$$

Donde:

$a_e$  = es la ordenada espectral según el periodo fundamental de la estructura en cada dirección.

Para los periodos obtenidos tenemos:

Dirección X	aceleración	Dirección Y	aceleración
$a_o(X)$ para $T=1.4581$	0.15866	$a_o(Y)$ para $T=1.6902s$	0.127145

Se realiza el cociente de  $\frac{V_{mínimo}}{V_{dinamico}}$

Si el resultado es mayor a 1 se toma este valor como un factor de corrección de las fuerzas sísmicas para que se cumpla con el cortante basal mínimo. Las fuerzas obtenidas deberán estar aplicadas en el centro de torsión de cada nivel de acuerdo a las coordenadas calculadas anteriormente.

A continuación se presentan todos los cálculos realizados para la obtención de fuerzas sísmicas que cumplan con el cortante basal mínimo.

DATOS PARA REVISION DE CORTANTE BASAL MINIMO PARA DIAFRAGMA 1					
SISMO EN DIRECCION X				CORTANTES DE ENTREPISO	
Story	Load	Loc	P	VX	VY
AZOTEA	SX	Bottom	0	207.12	15.55
NIVEL 15	SX	Bottom	0	373.85	22.94
NIVEL 14	SX	Bottom	0	574.56	24.67
NIVEL 13	SX	Bottom	0	745.22	20.70
NIVEL 12	SX	Bottom	0	898.74	12.91
NIVEL 11	SX	Bottom	0	1035.14	8.71
NIVEL 10	SX	Bottom	0	1157.38	17.40
NIVEL 9	SX	Bottom	0	1268.55	27.71
NIVEL 8	SX	Bottom	0	1371.11	34.58
NIVEL 7	SX	Bottom	0	1466.14	36.02
NIVEL 6	SX	Bottom	0	1552.46	31.67
NIVEL 5	SX	Bottom	0	1630.31	23.62
NIVEL 4	SX	Bottom	0	1698.45	20.40
NIVEL 3	SX	Bottom	0	1755.11	29.27
NIVEL 2	SX	Bottom	0	1803.43	40.91
SISMO EN DIRECCION Y					
Story	Load	Loc	P	VX	VY
AZOTEA	SY	Bottom	0	14.05	204.38
NIVEL 15	SY	Bottom	0	20.94	357.09
NIVEL 14	SY	Bottom	0	22.39	524.26
NIVEL 13	SY	Bottom	0	18.30	654.81
NIVEL 12	SY	Bottom	0	14.56	763.14
NIVEL 11	SY	Bottom	0	18.66	853.94
NIVEL 10	SY	Bottom	0	25.77	933.83
NIVEL 9	SY	Bottom	0	29.26	1008.10
NIVEL 8	SY	Bottom	0	27.77	1079.68
NIVEL 7	SY	Bottom	0	26.20	1149.14
NIVEL 6	SY	Bottom	0	32.13	1215.12
NIVEL 5	SY	Bottom	0	41.29	1278.16
NIVEL 4	SY	Bottom	0	43.52	1337.79
NIVEL 3	SY	Bottom	0	34.45	1391.87
NIVEL 2	SY	Bottom	0	29.75	1440.80



<b>DATOS PARA REVISION DE CORTANTE BASAL MINIMO PARA DIAFRAGMA 2</b>					
SISMO EN DIRECCION X				CORTANTES DE ENTREPISO	
Story	Load	Loc	P	VX	VY
AZOTEA	SX	Bottom	0	209.998	15.768
NIVEL 15	SX	Bottom	0	384.039	23.568
NIVEL 14	SX	Bottom	0	577.288	24.784
NIVEL 13	SX	Bottom	0	748.784	20.800
NIVEL 12	SX	Bottom	0	902.997	12.976
NIVEL 11	SX	Bottom	0	1040.040	8.756
NIVEL 10	SX	Bottom	0	1162.854	17.486
NIVEL 9	SX	Bottom	0	1274.557	27.846
NIVEL 8	SX	Bottom	0	1377.595	34.747
NIVEL 7	SX	Bottom	0	1473.063	36.195
NIVEL 6	SX	Bottom	0	1559.809	31.815
NIVEL 5	SX	Bottom	0	1637.540	23.722
NIVEL 4	SX	Bottom	0	1705.775	20.489
NIVEL 3	SX	Bottom	0	1762.687	29.398
NIVEL 2	SX	Bottom	0	1810.963	41.085
SISMO EN DIRECCION Y					
Story	Load	Loc	P	VX	VY
AZOTEA	SY	Bottom	0	14.243	207.219
NIVEL 15	SY	Bottom	0	21.510	366.821
NIVEL 14	SY	Bottom	0	22.493	526.749
NIVEL 13	SY	Bottom	0	18.384	657.948
NIVEL 12	SY	Bottom	0	14.629	766.751
NIVEL 11	SY	Bottom	0	18.749	857.986
NIVEL 10	SY	Bottom	0	25.891	938.250
NIVEL 9	SY	Bottom	0	29.394	1012.876
NIVEL 8	SY	Bottom	0	27.901	1084.790
NIVEL 7	SY	Bottom	0	26.327	1154.564
NIVEL 6	SY	Bottom	0	32.286	1220.870
NIVEL 5	SY	Bottom	0	41.472	1283.829
NIVEL 4	SY	Bottom	0	43.704	1343.566
NIVEL 3	SY	Bottom	0	34.594	1397.873
NIVEL 2	SY	Bottom	0	29.872	1446.825

Obtención de fuerzas sísmicas por nivel para D2:

Proyecto: PARK TOWERS CONDAK															
version : corrida Q=2		DIAFRAGMA 2				0									
Story	Load	VX kg	VY kg	Fuerzas ton	Fuerzas ton	Fuerzas corregidas X	Fuerzas corregidas Y	Story	Load	VX kg	VY kg	Fuerzas ton	Fuerzas ton	Fuerzas corregidas X	Fuerzas corregidas Y
AZOTEA	SX	210.0	15.8	210.0	15.8	216.6	15.8	AZOTEA	SY	14.24253	207.219	14.2	207.2	14.2	211.5
NIVEL 15	SX	384.0	23.6	174.0	7.8	179.5	7.8	NIVEL 15	SY	21.51034	366.8209	7.3	159.6	7.3	162.9
NIVEL 14	SX	577.3	24.8	193.2	1.2	199.3	1.2	NIVEL 14	SY	22.49311	526.7488	1.0	159.9	1.0	163.2
NIVEL 13	SX	748.8	20.8	171.5	-4.0	176.9	-4.0	NIVEL 13	SY	18.38381	657.9479	-4.1	131.2	-4.1	133.9
NIVEL 12	SX	903.0	13.0	154.2	-7.8	159.1	-7.8	NIVEL 12	SY	14.62946	766.7509	-3.8	108.8	-3.8	111.1
NIVEL 11	SX	1040.0	8.8	137.0	-4.2	141.4	-4.2	NIVEL 11	SY	18.74916	857.9857	4.1	91.2	4.1	93.1
NIVEL 10	SX	1162.9	17.5	122.8	8.7	126.7	8.7	NIVEL 10	SY	25.89098	938.2498	7.1	80.3	7.1	81.9
NIVEL 9	SX	1274.6	27.8	111.7	10.4	115.2	10.4	NIVEL 9	SY	29.39423	1012.876	3.5	74.6	3.5	76.2
NIVEL 8	SX	1377.6	34.7	103.0	6.9	106.3	6.9	NIVEL 8	SY	27.90071	1084.79	-1.5	71.9	-1.5	73.4
NIVEL 7	SX	1473.1	36.2	95.5	1.4	98.5	1.4	NIVEL 7	SY	26.32689	1154.564	-1.6	69.8	-1.6	71.2
NIVEL 6	SX	1559.8	31.8	86.7	-4.4	89.5	-4.4	NIVEL 6	SY	32.28604	1220.87	6.0	66.3	6.0	67.7
NIVEL 5	SX	1637.5	23.7	77.7	-8.1	80.2	-8.1	NIVEL 5	SY	41.47156	1283.829	9.2	63.0	9.2	64.3
NIVEL 4	SX	1705.8	20.5	68.2	-3.2	70.4	-3.2	NIVEL 4	SY	43.70389	1343.566	2.2	59.7	2.2	61.0
NIVEL 3	SX	1762.7	29.4	56.9	8.9	58.7	8.9	NIVEL 3	SY	34.59432	1397.873	-9.1	54.3	-9.1	55.4
NIVEL 2	SX	1811.0	41.1	48.3	11.7	49.8	11.7	NIVEL 2	SY	29.87215	1446.825	-4.7	49.0	-4.7	50.0
AMENITIES	SX	3728.0	101.0	1917.0	59.9	1977.5	59.9	AMENITIES	SY	153.4	3016.31	123.5	1569.5	123.5	1602.0
				3728.0	101.0					153.4	3016.3				

CORTANTE BASAL DIN. =	3729.3	ton	CORTANTE BASAL DIN. =	3020.2	ton
PESO TOTAL EN SISMO =	30,308	ton	PESO TOTAL EN SISMO =	30,308	ton
ao (X) para T=1.4581	0.1587		ao (Y) para T=1.6902s	0.1271	
Q' (x) =	1.6		Q' (Y) =	1.6	
COTANTE BASAL MINIMO =	3.847	ton	COTANTE BASAL MINIMO =	3.083	ton
Factor de correcion =	1.03		Factor de correcion =	1.02	

correccion del 3%  
de las fuerzas

correccion del 2%  
de las fuerzas

El cortante que se muestra en el nivel 1 (amenities) es el cortante en la base y para la determinación de la fuerza sísmica en este nivel, se sumaron los cortantes del nivel 2 de ambos diafragmas como se muestra a continuación:

PARA EL NIVEL DE AMENITIES									
<b>DIAFRAGMA 1</b>									
	SISMO EN X		SISMO EN Y						
	VX	VY	VX	VY					
NIVEL 2	1803.00	40.90	29.74	1440.80					
<b>DIAFRAGMA 2</b>									
	SISMO EN X		SISMO EN Y						
	VX	VY	VX	VY					
NIVEL 2	1810.96	41.09	29.87	1446.83					
<b>SUMA DE CORTANTES EN AMBOS DIAFRAGMAS</b>									
	SISMO EN X		SISMO EN Y						
	VX	VY	VX	VY					
NIVEL 2	3613.962956	81.9855	59.6122	2887.63					
<b>DETERMINACION DE LA FUERZA SISMICA EN EL NIVEL DE AMENITIES</b>									
	SISMO EN X					SISMO EN Y			
	VX	VY	FX	FY		VX	VY	FX	FY
NIVEL 2	3613.962956	81.9855			59.61215309	2887.625317			
AMENITIES	3728.0	101.0	117.427	19.5335	153.4	3016.31	95.6636038	131.26	

fuerzas sismicas  
aumentadas en un 3%

fuerzas sismicas  
aumentadas en un 2%



Se presenta el resumen de fuerzas introducidas de manera estática en el programa:

		SISMO EN X				SISMO EN Y	
Diafragma		FX	FY	Diafragma		FX	FY
D1	AZOTEA	213.654949	15.552021	D1	AZOTEA	14.0474673	208.618992
D2	AZOTEA	216.621797	15.767979	D2	AZOTEA	14.2425327	211.51591
D1	NIVEL 15	171.987694	7.39035277	D1	NIVEL 15	6.89219663	155.874672
D2	NIVEL 15	179.53083	7.79964723	D2	NIVEL 15	7.26780337	162.911361
D1	NIVEL 14	207.041954	1.72410447	D1	NIVEL 14	1.44722275	170.63855
D2	NIVEL 14	199.344282	1.21589553	D2	NIVEL 14	0.98277725	163.244167
D1	NIVEL 13	176.036583	-3.96604267	D1	NIVEL 13	-4.09069441	133.258054
D2	NIVEL 13	176.905469	-3.98395733	D2	NIVEL 13	-4.10930559	133.919571
D1	NIVEL 12	158.370114	-7.78599583	D1	NIVEL 12	-3.73564774	110.573256
D2	NIVEL 12	159.076581	-7.82400417	D2	NIVEL 12	-3.75435226	111.059133
D1	NIVEL 11	140.699459	-4.20006114	D1	NIVEL 11	4.10029722	92.6880494
D2	NIVEL 11	141.365351	-4.21993886	D2	NIVEL 11	4.11970278	93.1267162
D1	NIVEL 10	126.09129	8.68943765	D1	NIVEL 10	7.10817948	81.5424693
D2	NIVEL 10	126.688045	8.73056235	D2	NIVEL 10	7.14182052	81.9283871
D1	NIVEL 9	114.683643	10.3106014	D1	NIVEL 9	3.48674909	75.8143845
D2	NIVEL 9	115.226409	10.3593986	D2	NIVEL 9	3.50325091	76.1731929
D1	NIVEL 8	105.787017	6.86874607	D1	NIVEL 8	-1.48648245	73.0598122
D2	NIVEL 8	106.287677	6.90125393	D2	NIVEL 8	-1.49351755	73.4055839
D1	NIVEL 7	98.0293163	1.44175326	D1	NIVEL 7	-1.56617387	70.8961361
D2	NIVEL 7	98.4794105	1.44824674	D2	NIVEL 7	-1.57382613	71.220925
D1	NIVEL 6	89.0468333	-4.35984799	D1	NIVEL 6	5.93084549	67.3518268
D2	NIVEL 6	89.4821186	-4.38015201	D2	NIVEL 6	5.95915451	67.681327
D1	NIVEL 5	80.3040443	-8.0474399	D1	NIVEL 5	9.15448553	64.3483714
D2	NIVEL 5	80.1832402	-8.0925601	D2	NIVEL 5	9.18551447	64.2643536
D1	NIVEL 4	70.2845982	-3.2166473	D1	NIVEL 4	2.22766247	60.8693053
D2	NIVEL 4	70.386767	-3.2333527	D2	NIVEL 4	2.23233753	60.9759406
D1	NIVEL 3	58.4551372	8.87085979	D1	NIVEL 3	-9.07042919	55.1945885
D2	NIVEL 3	58.7073887	8.90914021	D2	NIVEL 3	-9.10957081	55.4327697
D1	NIVEL 2	49.8378778	11.6426744	D1	NIVEL 2	-4.69783136	49.9526154
D2	NIVEL 2	49.7987517	11.6873256	D2	NIVEL 2	-4.72216864	49.9672231
	AMENITIES	117	19.56		AMENITIES	95.66	131.26



Estas fuerzas se colocaron en el centro de torsión en el nivel correspondiente, de manera automática indicándole al programa una excentricidad accidental del 10% de la siguiente manera:

**Fuerzas sísmicas**

**SX1 CON EXCENTRICIDAD POSITIVA**

The screenshot shows the 'User Seismic Loading' dialog box with the 'Apply at Center of Mass' option selected. The 'Additional Ecc. Ratio (all Diaph.)' is set to 0.1. A callout line points from the text 'excentricidad del 10% positiva' to this input field.

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ
AZOTEA	D1	213.6549	15.552	0.
AZOTEA	D2	216.6218	15.768	0.
NIVEL 15	D1	171.9877	7.3904	0.
NIVEL 15	D2	179.5308	7.7996	0.
NIVEL 14	D1	207.042	1.7241	0.
NIVEL 14	D2	199.3443	1.2159	0.
NIVEL 13	D1	176.0366	-3.966	0.
NIVEL 13	D2	176.9055	-3.984	0.
NIVEL 12	D1	158.3701	-7.786	0.
NIVEL 12	D2	159.0766	-7.824	0.
NIVEL 11	D1	140.6995	-4.2001	0.
NIVEL 11	D2	141.3654	-4.2199	0.
NIVEL 10	D1	126.0913	8.6894	0.
NIVEL 10	D2	126.688	8.7306	0.
NIVEL 9	D1	114.6836	10.3106	0.
NIVEL 9	D2	115.2264	10.3594	0.

**excentricidad del 10% positiva**

**Fuerzas sísmicas**

**SX2 CON EXCENTRICIDAD NEGATIVA**

The screenshot shows the 'User Seismic Loading' dialog box with the 'Apply at Center of Mass' option selected. The 'Additional Ecc. Ratio (all Diaph.)' is set to -0.1. A callout line points from the text 'excentricidad de -10%' to this input field.

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ
AZOTEA	D1	213.6549	15.552	0.
AZOTEA	D2	216.6218	15.768	0.
NIVEL 15	D1	171.9877	7.3904	0.
NIVEL 15	D2	179.5308	7.7996	0.
NIVEL 14	D1	207.042	1.7241	0.
NIVEL 14	D2	199.3443	1.2159	0.
NIVEL 13	D1	176.0366	-3.966	0.
NIVEL 13	D2	176.9055	-3.984	0.
NIVEL 12	D1	158.3701	-7.786	0.
NIVEL 12	D2	159.0766	-7.824	0.
NIVEL 11	D1	140.6995	-4.2001	0.
NIVEL 11	D2	141.3654	-4.2199	0.
NIVEL 10	D1	126.0913	8.6894	0.
NIVEL 10	D2	126.688	8.7306	0.
NIVEL 9	D1	114.6836	10.3106	0.
NIVEL 9	D2	115.2264	10.3594	0.

**excentricidad de -10%**

**SY1 CON EXCENRICIDAD POSITIVA**

*Fuerzas sismicas*

User Seismic Loading

Edit

User Seismic Loads on Diaphragms

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ
AZOTEA	D1	14.0475	208.619	0.
AZOTEA	D2	14.2425	211.5159	0.
NIVEL 15	D1	6.8922	155.8747	0.
NIVEL 15	D2	7.2678	162.9114	0.
NIVEL 14	D1	1.4472	170.6386	0.
NIVEL 14	D2	0.9828	163.2442	0.
NIVEL 13	D1	-4.0907	133.2581	0.
NIVEL 13	D2	-4.1093	133.9196	0.
NIVEL 12	D1	-3.7356	110.5733	0.
NIVEL 12	D2	-3.7544	111.0591	0.
NIVEL 11	D1	4.1003	92.688	0.
NIVEL 11	D2	4.1197	93.1267	0.
NIVEL 10	D1	7.1082	81.5425	0.
NIVEL 10	D2	7.1418	81.9284	0.
NIVEL 9	D1	3.4867	75.8144	0.
NIVEL 9	D2	3.5033	76.1732	0.

User Specified Application Point  
 Apply at Center of Mass

Additional Ecc. Ratio (all Diaph.)

OK Cancel

*excentricidad del 10%*

**SY2 EXCENRICIDAD NEGATIVA**

*Fuerzas sismicas*

User Seismic Loading

Edit

User Seismic Loads on Diaphragms

Story	Diaphragm	FX	FY	MZ
AZOTEA	D1	14.0475	208.619	0.
AZOTEA	D2	14.2425	211.5159	0.
NIVEL 15	D1	6.8922	155.8747	0.
NIVEL 15	D2	7.2678	162.9114	0.
NIVEL 14	D1	1.4472	170.6386	0.
NIVEL 14	D2	0.9828	163.2442	0.
NIVEL 13	D1	-4.0907	133.2581	0.
NIVEL 13	D2	-4.1093	133.9196	0.
NIVEL 12	D1	-3.7356	110.5733	0.
NIVEL 12	D2	-3.7544	111.0591	0.
NIVEL 11	D1	4.1003	92.688	0.
NIVEL 11	D2	4.1197	93.1267	0.
NIVEL 10	D1	7.1082	81.5425	0.
NIVEL 10	D2	7.1418	81.9284	0.
NIVEL 9	D1	3.4867	75.8144	0.
NIVEL 9	D2	3.5033	76.1732	0.

User Specified Application Point  
 Apply at Center of Mass

Additional Ecc. Ratio (all Diaph.)

OK Cancel

*excentricidad del -10%*

## II.6 Revisión de Desplazamientos

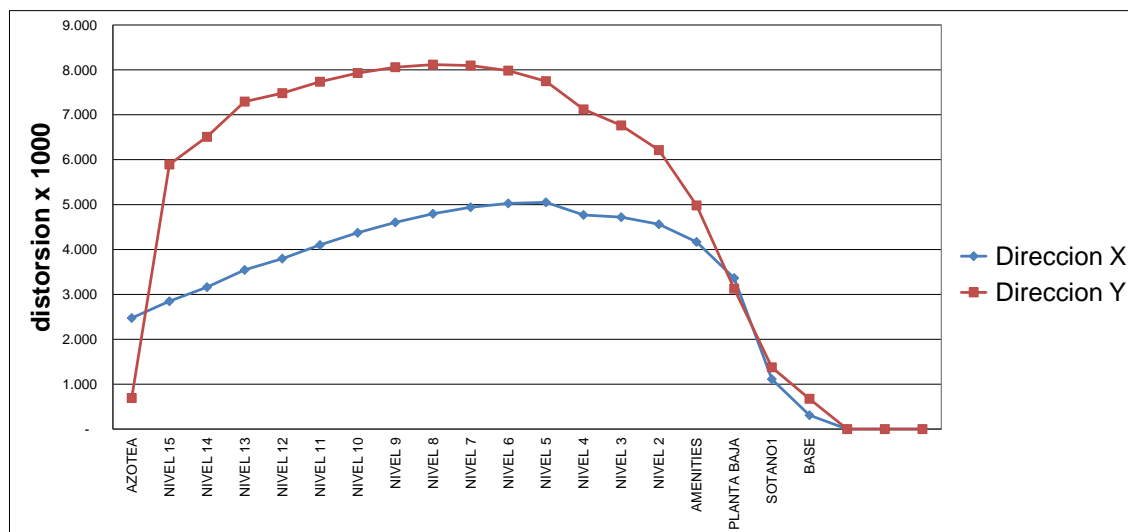
El índice más importante para la valoración de los posibles daños en la estructura es la distorsión de entrepiso que se define como la relación entre el desplazamiento relativo entre dos pisos sucesivos y la altura de entrepiso. Esta relación está limitada por dos valores que establecen las NTCDS y que dependen fundamentalmente de los elementos que pudieran dañarse en caso de existir deformaciones.

Cuando existen elementos que pudieran dañarse se limitan los valores de las distorsiones a 0.006, en caso contrario puede emplearse un límite de 0.012.

Los desplazamientos relativos obtenidos en el análisis del edificio son:

DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS CONSIDERANDO EFECTOS P-DELTA				
	Elasticos con factor		Inelasticos sin factor	
	Drift X	Drift Y	Drift X	Drift Y
max	0.0035	0.0056	5.052	8.12
AZOTEA	0.0017	0.0005	2.474	0.69
NIVEL 15	0.0020	0.0041	2.847	5.89
NIVEL 14	0.0022	0.0045	3.162	6.51
NIVEL 13	0.0024	0.0050	3.545	7.29
NIVEL 12	0.0026	0.0051	3.798	7.48
NIVEL 11	0.0028	0.0053	4.100	7.74
NIVEL 10	0.0030	0.0055	4.372	7.93
NIVEL 9	0.0032	0.0055	4.605	8.06
NIVEL 8	0.0033	0.0056	4.796	8.12
NIVEL 7	0.0034	0.0056	4.941	8.10
NIVEL 6	0.0035	0.0055	5.027	7.98
NIVEL 5	0.0035	0.0053	5.052	7.75
NIVEL 4	0.0033	0.0049	4.769	7.12
NIVEL 3	0.0032	0.0047	4.720	6.76
NIVEL 2	0.0031	0.0043	4.561	6.21
AMENITIES	0.0029	0.0034	4.169	4.98
PLANTA BAJA	0.0023	0.0022	3.364	3.13
SOTANO1	0.0008	0.0009	1.111	1.38
BASE	0.0002	0.0005	0.308	0.67

La siguiente grafica ilustra el comportamiento del edificio:



Con los datos anteriores se determino, que las máximas distorsiones son de 0.005 y 0.008 para la dirección X y Y respectivamente, mismas que se encuentran dentro de los límites aceptables que en este proyecto es de 0.012. Estos desplazamientos ya están multiplicados por el factor "Q".

## II.7 Obtención de elementos mecánicos.

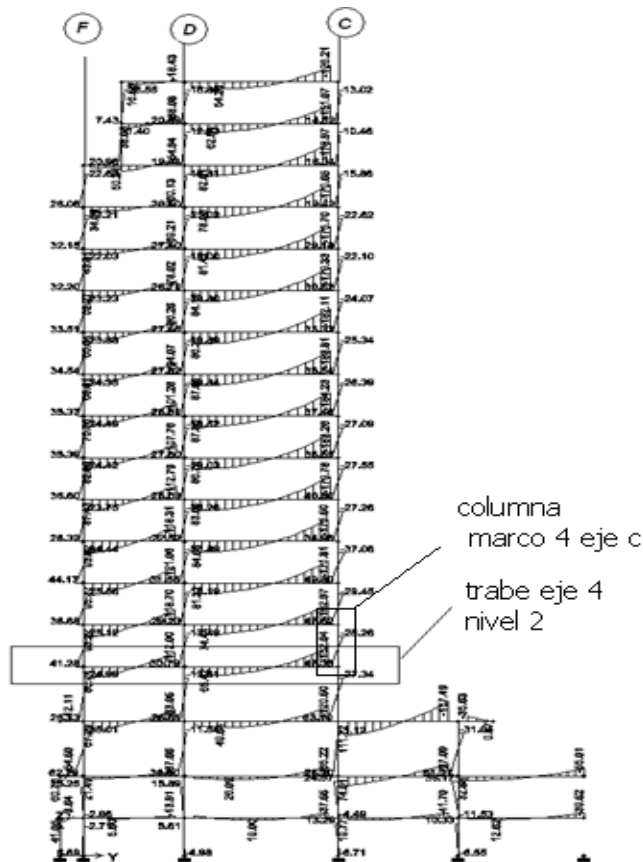
Revisados los requerimientos de las NTCDS, se da comienzo a la interpretación de los resultados producto del análisis estructural. Los primeros valores importantes son los esfuerzos internos en cada uno de los elementos que componen la estructura, a fin de determinar que el trabajo de los mismos sea el correcto y que no existan concentraciones de esfuerzos no previstas en la estructuración inicial.

El programa realizó la revisión para las 33 combinaciones de carga establecidas anteriormente y tomo la más desfavorable para el diseño de cada elemento. El alcance de este trabajo se limita a la presentación del procedimiento de revisión que efectúa el programa en cada uno de los miembros, por lo cual, únicamente se tomara una trabe y una columna pertenecientes al marco 4 para poder comparar las fuerzas actuantes con las fuerzas resistentes y dejar en claro la forma en que el programa establece si las secciones tienen la capacidad adecuada.

Los valores mostrados a continuación, son los elementos mecánicos (momento y cortante) provenientes de la combinación más desfavorable marcada por el análisis. Los elementos elegidos para revisión fueron: la trabe del eje 4 nivel 2, entre los ejes eje D -C y la columna del eje C marco 4 entre los niveles 2 y 3

Marco eje 4

Para la trabe y la columna indicada, la combinación 20 resulta como la más desfavorable y los diagramas son los siguientes:



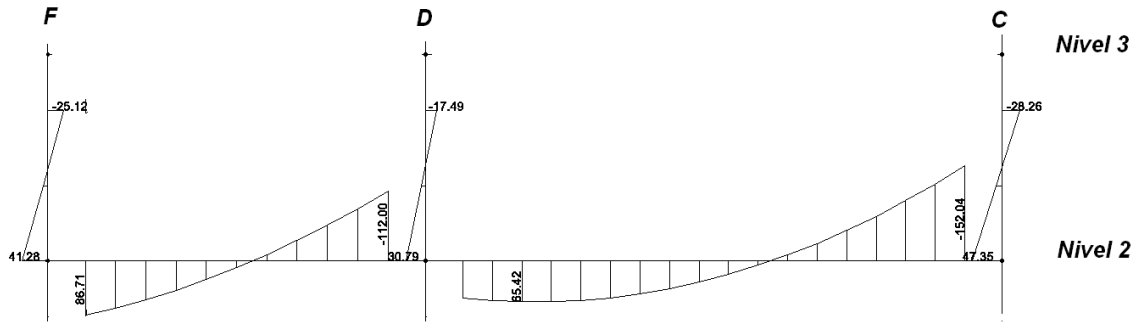


Fig. Diagrama de momentos en trabe del eje 4 nivel 2 (combinación 20)

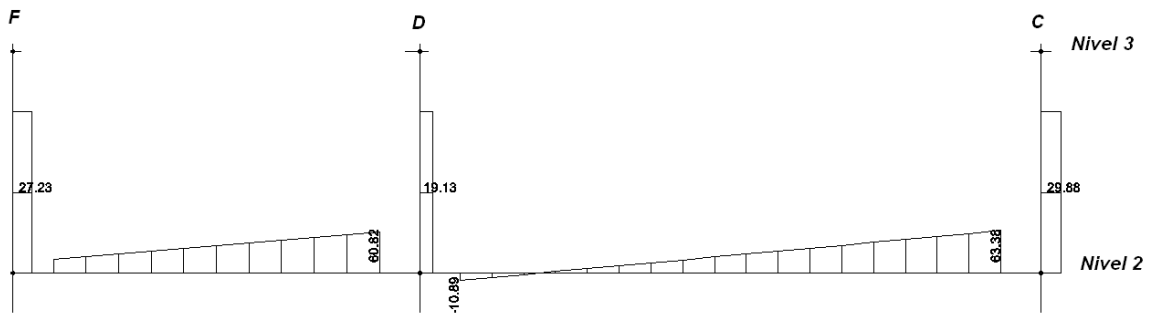


Fig. Diagrama de fuerza cortante en trabe del eje 4 nivel 2 (combinación 20)

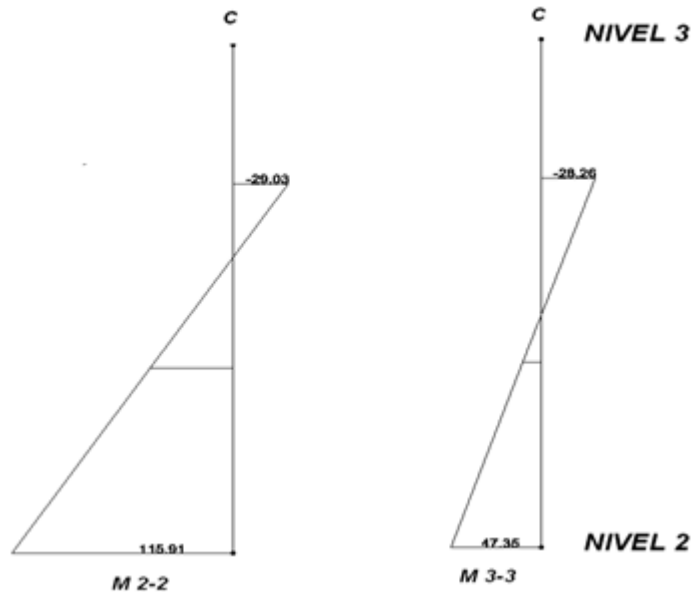


Fig. Diagrama de momentos en columna del eje C del nivel 2 a nivel 3 (combinación 20)

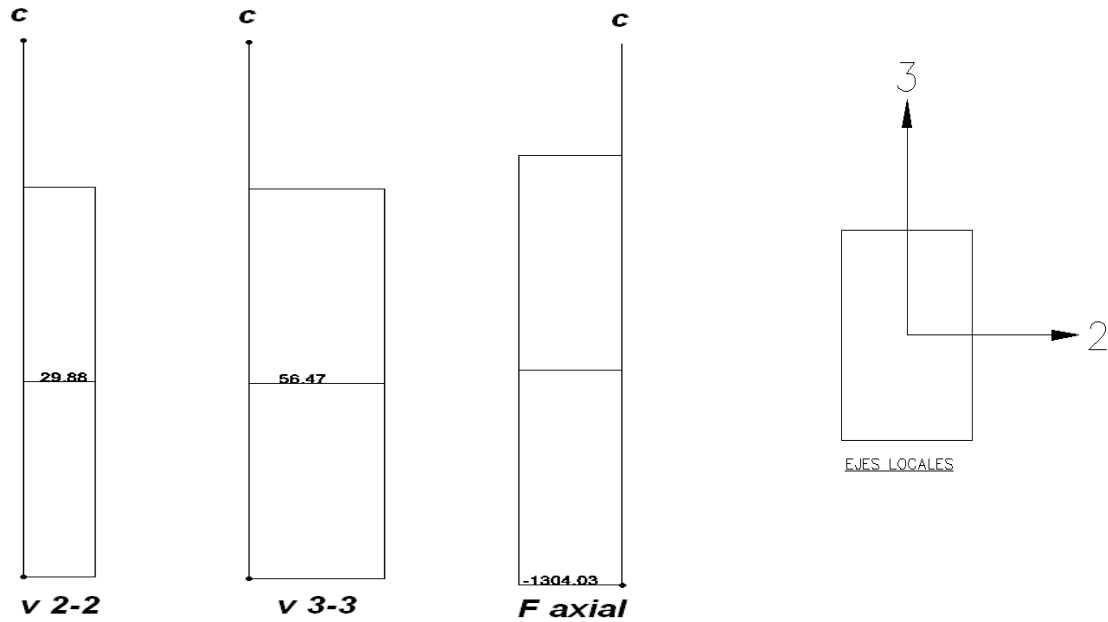


Fig. Diagramas de fuerza cortante y carga axial en columna del eje C del nivel 2 a nivel 3 (combinación 20)

En resumen los elementos mecánicos para cada elemento son:

*Para la trabe:*

$M_u = 152.04 \text{ t-m}$

$V_u = 63.37 \text{ ton}$

*Para columna:*

$M_{3-3} = 47.36 \text{ t-m}$

$M_{2-2} = 115.91 \text{ t-m}$

$V_{3-3} = 56.47 \text{ ton}$

$V_{2-2} = 29.88 \text{ ton}$

$F_{axial} = 1304.03 \text{ ton}$

Las acciones en columnas están referidas a los ejes locales mostrados en la figura anterior, los momentos son indicados alrededor y los cortantes en dirección de los mismos.

La combinación 20 es proveniente de los efectos simultáneos de carga vertical y sismo, por ello los valores ya están afectados por su factor de carga igual a 1.1.

## II. 8 Revisión por resistencia.

En general la resistencia de la estructura se determino por medio de procedimientos analíticos basados en el conocimiento de las propiedades geométricas de los elementos y las propiedades de los materiales que la componen.

Existen diversas teorías y expresiones que nos brindan una aproximación de la capacidad de cada elemento según las acciones a las que se verá afectado. En el presente trabajo se consideraron los criterios del reglamento de construcciones para el D.F. y sus normas técnicas complementarias que consideran el criterio de resistencia última del concreto reforzado

Tomaremos las características y los elementos mecánicos de la viga indicada en el apartado anterior para la revisión de capacidad por flexión y cortante:

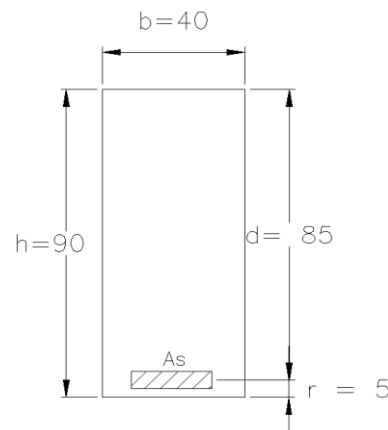
### Revisión por flexión

Características de la sección:

b=40 cm  
h=90 cm  
Recubrimiento= 5cm  
d=85cm  
 $f'_c = 300 \text{ kg/cm}^2$  (concreto clase 1)  
 $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$   
 $A_s$  (obtenido del análisis)= $57 \text{ cm}^2$

Elementos mecánicos:

$M_u = 152.04 \text{ t-m}$   
 $V_u = 63.37 \text{ ton}$



La resistencia a flexión se calculo usando las condiciones de equilibrio y las hipótesis simplificadoras que toman en cuenta las deformaciones y los esfuerzos del concreto reforzado como material homogéneo.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, el momento resistente de una sección rectangular, despreciando la contribución del acero a compresión es:

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q)$$

Donde:

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

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

b ancho de la sección

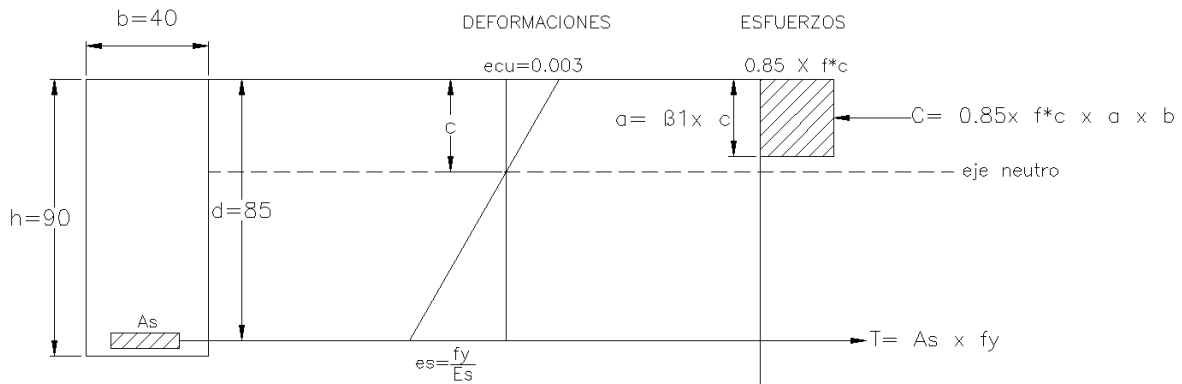
d peralte efectivo

$f_c''$  esfuerzo uniforme de compresión

$A_s$  área del refuerzo de tensión.

$F_r$  = factor de reducción por flexión igual a 0.9

Esta fórmula surge de la definición del estado de equilibrio, donde se establece que las compresiones en las fibras superiores, son iguales a las tensiones generadas en la posición del acero, y por ende si tomamos momentos en cualquier punto a lo largo del peralte efectivo el momento resultante será igual al momento resistente de la sección.



Para calcular la capacidad de la trabe, se tomara el área de acero a tensión requerido por el análisis, en el capítulo IV se verificara este acero. Sustituyendo los valores tenemos:

$$p = \frac{57}{40 \times 85} = 0.016 \quad \text{----- cuantía de acero}$$

$$q = \frac{0.016 \times 4200}{0.85 \times 0.8 \times f' c} = 0.3294 \quad \text{----- índice de refuerzo}$$

Por lo tanto:

$$M_R = 0.9 \times 57 \times 4200 \times 85 (1 - 0.5 \times 0.3294) = 152.97 \text{ t-m}$$

$$M_u = 152.04 \text{ t-m}$$

$M_R \geq M_u$  la sección es adecuada.

#### Revisión por cortante

El efecto de la fuerza cortante se manifiesta con el desarrollo de grietas inclinadas (aproximadamente a 45°) que inician a una distancia “d (peralte efectivo)” a partir del paño del apoyo.



Fig. Grietas inclinadas originadas por la fuerza cortante.



La forma convencional para evitar la falla por cortante es agregando refuerzo transversal en el alma del elemento, el cual será el encargado de tomar los esfuerzos originados por la tensión diagonal. El refuerzo transversal, es prácticamente innecesario antes del agrietamiento, sin embargo una vez generada la primera grieta, este refuerzo debe ser capaz de resistir todas las tensiones hasta alcanzar su límite de fluencia que en este caso es de 4200 kg/cm<sup>2</sup>.

Tomando como base lo anterior, la revisión de la capacidad de un elemento a fuerza cortante se divide en dos etapas: antes del agrietamiento y después del mismo. Es importante mencionar que estudios y ensayos realizados han determinado que para ciertos porcentajes de refuerzo longitudinal a tensión, existe una influencia en la capacidad del elemento a fuerza cortante.

Las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto sugieren dos expresiones con las cuales puede calcularse el cortante que es capaz de tomar el concreto:

Si  $p < 0.015$

$$V_{cr} = Frbd(0.2 + 20p)\sqrt{f^*c} \quad \text{----- Donde influye el porcentaje de acero a tensión.}$$

Si  $p \geq 0.015$

$$V_{cr} = 0.5Frbd\sqrt{f^*c} \quad \text{----- Únicamente la contribución de concreto}$$

El factor de reducción de resistencia para el caso de cortante es igual a 0.8.

Retomando el caso de la trabe que estamos revisando, tenemos que el porcentaje de acero a flexión calculado es de  $p=0.016$ , esto nos lleva a utilizar la expresión que únicamente involucra la capacidad del concreto. Sustituyendo los datos tenemos:

$$f^*c = 0.8 * 300 = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cr} = 0.5 \times 0.8 \times 40 \times 85 \times \sqrt{240}$$

$$V_{cr} = 21.06 \text{ ton} \quad \text{-----Fuerza cortante que resiste el concreto.}$$

Como  $V_u$  es mayor que  $V_{cr}$  la diferencia entre ambos valores lo llamaremos  $V_{sr}$  y este será la fuerza cortante que tomaremos con el refuerzo transversal (estribos).

$$V_u - V_{cr} = 63.37 - 21.06 = 42.31 \text{ ton}$$

Por lo tanto:

$$V_{sr} = 42.31 \text{ ton} \quad \text{-----Fuerza cortante que se tomara con estribos.}$$

El  $V_u$  nunca deberá ser mayor a:  $2.5Frbd\sqrt{f^*c}$

$$2.5 \times 0.8 \times 85 \times \sqrt{240} = 105.34 \geq V_u \quad \text{----- es aceptable la sección.}$$

### Revisión de la capacidad a flexión y cortante de la columna del eje C de nivel 2 a nivel 3

El problema radica en determinar si la sección propuesta es adecuada para resistir los elementos mecánicos obtenidos del análisis. Existen diversos métodos para poder dimensionar una columna, la metodología de la construcción del diagrama de interacción a través del análisis de compatibilidad de deformaciones y el bloque equivalente de esfuerzos, proporcionan una buena aproximación de la resistencia, pero implica un procedimiento numérico laborioso que queda fuera del alcance de este trabajo. Existen graficas y tablas que han sido elaboradas con programas de cómputo que abarcan algunos de los casos más frecuentes en el diseño y que facilitan los cálculos para obtener la resistencia de elementos sujetos a flexión biaxial.

Debido a que el programa de análisis (ETABS V 9.2.0) verifica la capacidad y proporciona el diseño del elemento, el objetivo es corroborar los resultados arrojados por el programa y dejar en claro la confiabilidad del mismo.

Los diagramas mencionados involucran valores que están en función de las propiedades geométricas y de las condiciones de carga, las cuales se presenta a continuación:

#### Geometría

$$b=80 \text{ cm}$$

$$h=120 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento}= 5 \text{ cm}$$

$$f'c= 300 \text{ kg/cm}^2 \text{ (concreto clase 1)}$$

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

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

#### Elementos mecánicos (combinación 20)

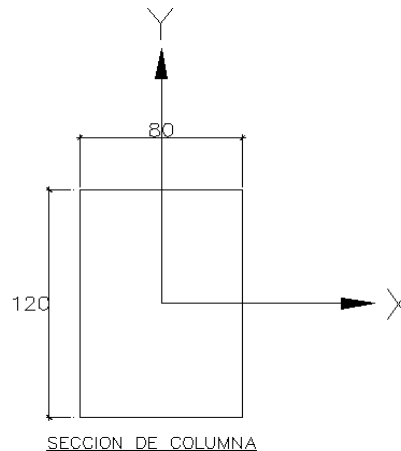
$$M_x = 115.91 \text{ t-m}$$

$$M_y = 47.36 \text{ t-m}$$

$$V_x = 29.88 \text{ ton}$$

$$V_y = 56.47 \text{ ton}$$

$$F_{\text{axial}} = 1304.03 \text{ ton}$$



La fórmula que se presenta a continuación, es la empleada por Bresler, con la cual se reduce el problema a una combinación de soluciones más simples: dos de flexocompresión y una de compresión axial.

$$PR = \frac{1}{\frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_{ro}}}$$

Donde:

$P_R$  carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades  $e_x$  y  $e_y$ ;

$P_{R0}$  carga axial resistente de diseño, suponiendo  $e_x=e_y=0$ ;

$P_{R_x}$  carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_x$  en un plano de simetría; y

$P_{R_y}$  carga normal resistente de diseño, aplicada con una excentricidad  $e_y$  en el otro plano de simetría.

Se calcularon las excentricidades en cada dirección, recordando que las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDC) establecen lo siguiente:

“La excentricidad de diseño no será menor que  $0.05 h \geq 20$  mm, donde h es la dimensión de la sección en la dirección en que se considera la flexión.”

*Excentricidad en dirección X*

Excentricidad mínima =  $0.05 \times 80 = 4$ cm

$$e_x = \frac{M_y}{P}$$

$$e_x = \frac{47.36}{1304} = 0.036 \text{ cm} \text{ ----- se ajusta a 4 cm para cumplir con la mínima.}$$

*Excentricidad en dirección Y*

Excentricidad mínima =  $0.05 \times 120 = 6$  cm

$$e_x = \frac{M_x}{P}$$

$$e_x = \frac{115.91}{1304} = 0.088 = 8.8 \text{ cm} > \text{min}$$

*-Calculo de Pro*

$$Pro = Fr (f' c Ag + As fy)$$

Fr= 0.7 cuando la falla es a compresión y el núcleo no está confinado.

Ag= área de la sección descontando el área que ocupa el acero de refuerzo longitudinal.

As= área de acero longitudinal

fy= esfuerzo de fluencia del acero

f'c= resistencia del concreto a la compresión.

Suponemos un porcentaje de acero de refuerzo longitudinal igual a  $p=0.015$

$$As = p \times b \times d$$

$$As = 0.015 \times 80 \times 115 = 138 \text{ cm}^2$$

$$Ag = (80 \times 120) - 138 = 9462 \text{ cm}^2$$

Sustituyendo los valores tenemos:

$$Pro = 0.7 ((204 \times 9462) + (138 \times 4200)) = 1756893.6 \text{ kg}$$

$$Pro = 1756.89 \text{ ton}$$

-Calculo de Prx:

$$\frac{d}{h} = \frac{75}{80} = 0.93$$

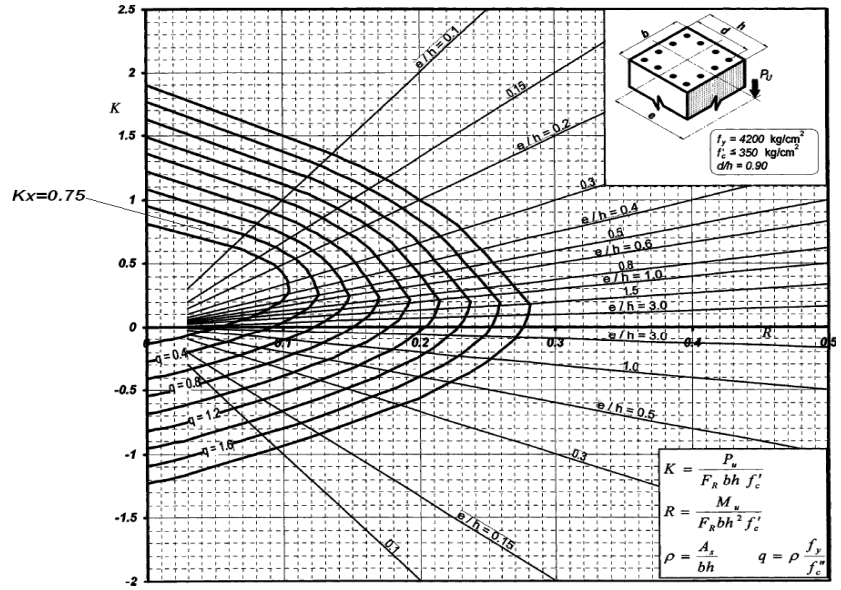
$$\frac{ex}{h} = \frac{4}{80} = 0.05$$

$$P = 0.015$$

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

$$q = 0.015 \frac{4200}{204} = 0.3$$

Con estos datos entramos a la siguiente grafica:



El valor de Prx es igual a:

$$Prx = Fr Kx bhf'c$$

Sustituyendo los valores obtenidos tenemos:

$$Prx = 0.7 \times 0.75 \times 80 \times 120 \times 300 = 152000 \text{ kg}$$

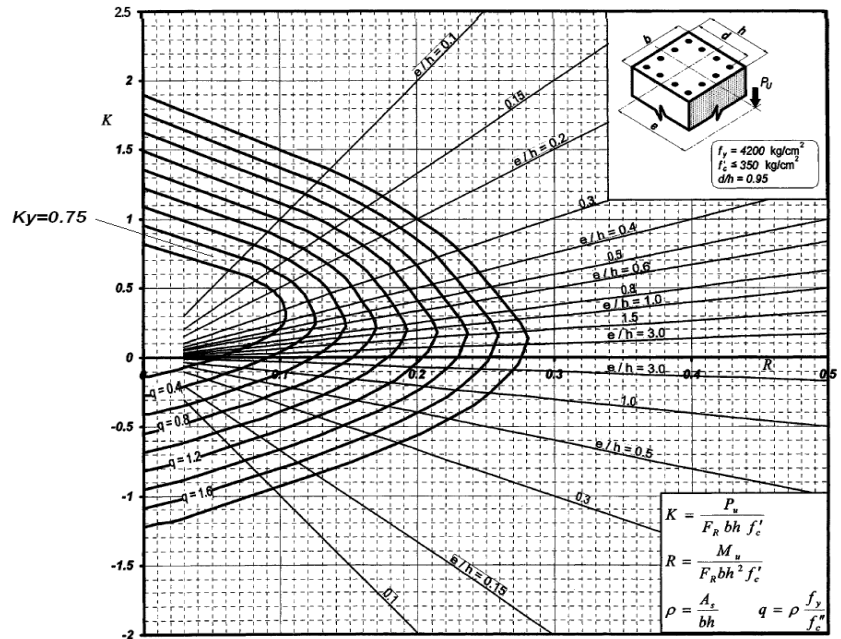
$$Prx = 1512 \text{ ton}$$

-Calculo de Pry

$$\frac{d}{h} = \frac{115}{120} = 0.95$$

$$\frac{ey}{h} = \frac{8.8}{120} = 0.073$$

$$q = 0.3$$



El valor de Pry es igual a:

$$Pry = Fr Ky bhf'c$$

Sustituyendo los valores obtenidos:

$$Pry = 0.7 \times 0.75 \times 80 \times 120 \times 300 = 152000 \text{ kg}$$

$$Pry = 1512 \text{ ton}$$

Teniendo los tres valores sustituyendo en la formula de Bresler tenemos:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{Rx} + 1/P_{Ry} - 1/P_{R0}}$$

$$Pr = \frac{1}{\frac{1}{1512} + \frac{1}{1512} - \frac{1}{1756.89}} = 1327 \text{ ton}$$

Como  $Pr > Pu=1304$  -----la sección es adecuada.

La resistencia de la columna resulto ligeramente mayor a la fuerza actuante, este valor puede ajustarse variado el porcentaje de acero en la columna hasta llegar a un valor optimo, sin embargo consideraremos aceptable la cuantía de 0.015 propuesta inicialmente.

La capacidad de la columna a fuerza cortante se determino de la misma manera que en elementos sujetos a flexión, únicamente considerando también el efecto de la carga de compresión

Se estableció que la mitad del acero colocado trabaja a tensión, por lo cual la cuantía de acero es de  $p=0.0075$ ; la expresión para el cálculo del cortante es igual a:

$$\left( V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \right) \text{ -----expresión para elementos sujetos a flexión pura}$$

Las NTDDC, establecen que para considerar el efecto de la fuerza de compresión; la fuerza cortante deberá multiplicarse por el factor:

$$1 + 0.007 P_u / A_g$$

Siempre y cuando  $P_u$  no exceda:

$$Fr (0.7 f_c^* A_g + 2000 A_s)$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$Pu = 1304 \text{ ton}$$

$$0.7 (0.7 \times 240 \times 9462 + 2000 \times 138) = 1305.93 \text{ ----- } Pu \text{ no excede}$$

El factor es:

$$1 + 0.007 \left( \frac{1304000}{9600} \right) = 1.95$$

$$V_{cr} = 0.8 \times 80 \times 115 (0.2 + 20(0.0075)) \sqrt{240} = 39907.220 \text{ kg}$$

$$V_{cr} = 39.907 \text{ ton}$$

Por lo tanto la fuerza cortante que deberá tomarse con estribos es de:

$$Vu - V_{cr} = 56.47 - 39.90 = 16.57 \text{ ton} = V_{sr}$$

El arreglo del refuerzo longitudinal y transversal se muestra en el capítulo IV.

## CAPITULO III

### DISEÑO DE CIMENTACION

#### III.1 Estudio de mecánica de suelos.

El reglamento de construcciones para el Distrito Federal establece que toda edificación deberá ser soportada por medio de una cimentación que cumpla con los requisitos relativos al diseño y a construcción que se definen en las Normas. De acuerdo a la magnitud e importancia de la obra, se eligen los métodos de exploración del suelo que brinden parámetros confiables para el diseño de la cimentación.

##### *Objetivo del estudio*

Además del conocimiento del tipo de subsuelo, se pretende con el estudio, determinar las características estratigráficas del mismo, identificando los diferentes horizontes que lo componen, así como sus parámetros de resistencia y deformabilidad. Esto se logró por medio de los trabajos de campo y laboratorio realizados por la empresa especialista en mecánica de suelos.

Dado que la intención del presente escrito no es dar detalle de todo el trabajo y pruebas realizadas por los especialistas de suelos, nos enfocaremos a mencionar únicamente los puntos que son más relevantes para el diseño de la cimentación.

##### *Ubicación estratigráfica del sitio.*

De acuerdo con la zonificación estratigráfica de la Ciudad de México, establecida en el RCDF y sus NTCDC, el predio en cuestión se ubica en la Zona II denominada como “Zona de Transición” caracterizada por contar con depósitos lacustres de arcilla compresible, inter-estratificados con lentes de arena, cubiertos por suelos de origen aluvial y algunos rellenos artificiales que conforman la denominada Costra Superficial (CS). En el predio hasta una profundidad de 15 m se encuentra una capa superficial de arcilla, conocida como Formación Arcillosa Superior (FAS), la cual cuenta con una resistencia al corte baja, lo cual genera capacidades de carga también bajas ante cargas concentradas. Subyaciendo a la capa de arcilla superior se localiza una sucesión de lentes de material areno-arcilloso y limoso de mayor consistencia y resistencia denominada Capa Dura (CD). Sin embargo en la zona de transición no se puede aseverar que existe una capa dura de espesor indefinido, sino por el contrario este material areno arcilloso empieza a inter-estratificarse generando espesores pequeños de arena intercalados con otros de arcilla. Si bien es cierto que la presencia de material granular permite el flujo de agua y por ende la desecación parcial de la arcilla circundante, de ninguna forma se pueden despreciar las características propias de la arcilla aun cuando su espesor relativo de capa decrezca con la profundidad.

## Hundimiento Regional

Como es característico en la Ciudad de México, debido a la explotación de agua de los acuíferos existentes en el suelo y a la historia de cargas superficiales impuestas al mismo, se tiene el fenómeno del Hundimiento Regional. En el área donde se encuentra el predio y atendiendo a los datos proporcionados por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH), por medio de un plano con curvas de igual hundimiento para el periodo comprendido entre 1983 y 1994, mostrado en la figura 11, se cuenta con un valor del Hundimiento Regional del orden de 1 a 2 cm por año, que es el valor de hundimiento que experimenta toda la zona independientemente de los propios asentamientos que pueda presentar una estructura por si misma ante las cargas particulares transmitidas al suelo.

## Trabajos de campo

Atendiendo a los lineamientos señalados en las NTCDC del RCDF en la tabla 2.1, y dado que las presiones transmitidas al suelo serán muy superiores a 4.0 t/m<sup>2</sup>, y que el perímetro de la construcción es mayor a 120 m, además de que la profundidad de desplante de la cimentación está muy por debajo de 2.50 m, la estructura está clasificada como Construcción Pesada para efectos de los Requisitos Mínimos para la Investigación del Subsuelo. Por lo anterior, se programó y realizaron 3 sondeos profundos, con técnicas diferentes de exploración.

Se utilizó el “cono eléctrico” para las profundidades relativas de arcilla de la formación arcillosa superior así como para un par de estratos inferiores a 15 m, mientras que para materiales más resistentes así como para corroborar los datos de la arcilla, se utilizó el penetrometro estándar. En el caso de los estratos profundos de material areno-limoso, se utilizó el Presiómetro Menard dadas las características del material predominantemente granular, el cual resulta difícil de muestrear.

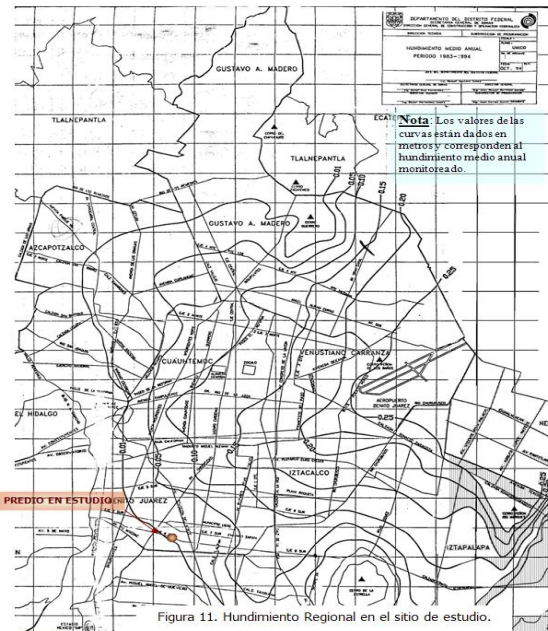


Figura 11. Hundimiento Regional en el sitio de estudio.

Tabla 2.1	
<b>a)</b>	<b>Construcciones ligeras o medianas de poca extensión y con excavaciones someras</b>
Son de esta categoría las edificaciones que cumplen con los siguientes tres requisitos:	
Peso unitario medio de la estructura $W \leq 40$ kPa (4 t/m <sup>2</sup> )	
Perímetro de la construcción:	
$P \leq 80$ m en las zonas I y II, o	
$P \leq 120$ m en la zona III	
Profundidad de desplante $D_f \leq 2.5$ m	
<b>ZONA I</b>	
1) Detección por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras irregularidades.	
2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.	
3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 80 kPa (8 t/m <sup>2</sup> ), el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.	
<b>ZONA II</b>	
1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.	
2) Pozos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.	
3) En caso de considerarse en el diseño del cimiento un incremento neto de presión mayor de 50 kPa (5 t/m <sup>2</sup> ), bajo zapatas o de 20 kPa (2 t/m <sup>2</sup> ), bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.	
<b>ZONA III</b>	
1) Inspección superficial detallada después de limpieza y despalme del predio para detección de rellenos sueltos y grietas.	
2) Pozos a cielo abierto complementados con exploraciones más profundas, por ejemplo con postadora, para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante.	
3) En caso de considerarse en el diseño de cimiento un incremento neto de presión mayor de 40 kPa (4 t/m <sup>2</sup> ), bajo zapatas o de 15 kPa (1.5 t/m <sup>2</sup> ) bajo losa general, el valor recomendado deberá justificarse a partir de los resultados de las pruebas de laboratorio o de campo realizadas.	
<b>b)</b>	<b>Construcciones pesadas, extensas o con excavaciones profundas</b>
Son de esta categoría las edificaciones que tienen al menos una de las siguientes características:	
Peso unitario medio de la estructura $W > 40$ kPa (4 t/m <sup>2</sup> )	
Perímetro de la construcción:	
$P > 80$ m en las Zonas I y II, o	
$P > 120$ m en la Zona III	
Profundidad de desplante $D_f > 2.5$ m	
<b>ZONA I</b>	
1) Detección, por procedimientos directos, eventualmente apoyados en métodos indirectos, de rellenos sueltos, galerías de minas, grietas y otras irregularidades.	
2) Sondeos o pozos profundos a cielo abierto para determinar la estratigrafía y propiedades de los materiales y definir la profundidad de desplante. La profundidad de la exploración con respecto al nivel de desplante será al menos igual al ancho en pilas del elemento de cimentación, pero deberá abarcar todos los estratos sueltos o compresibles que puedan afectar el comportamiento de la cimentación del edificio.	

A continuación se presentan la ubicación de los sondeos exploratorios, los sondeos correspondientes a este predio son los SM-435 y SM-435-2 (sondeos mixto) y el SC-435 (sondeo de cono), además de que se tiene la información de los sondeos SM-415, y SC-415, del predio contiguo al oriente.

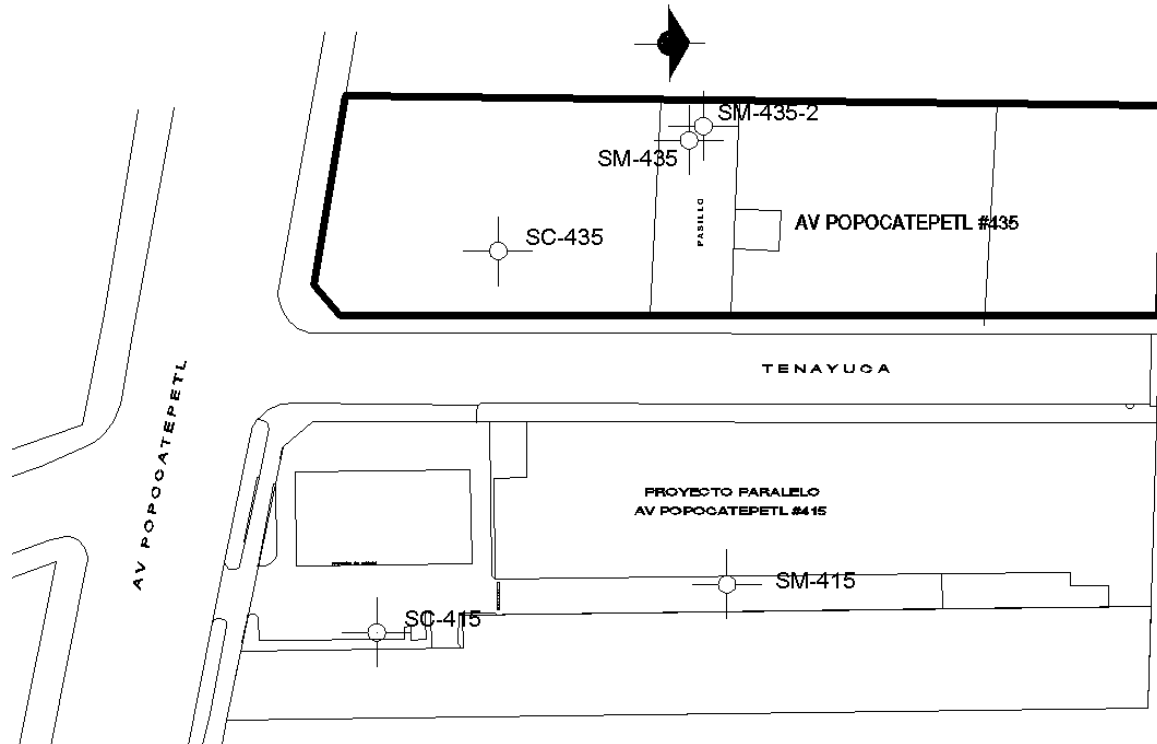


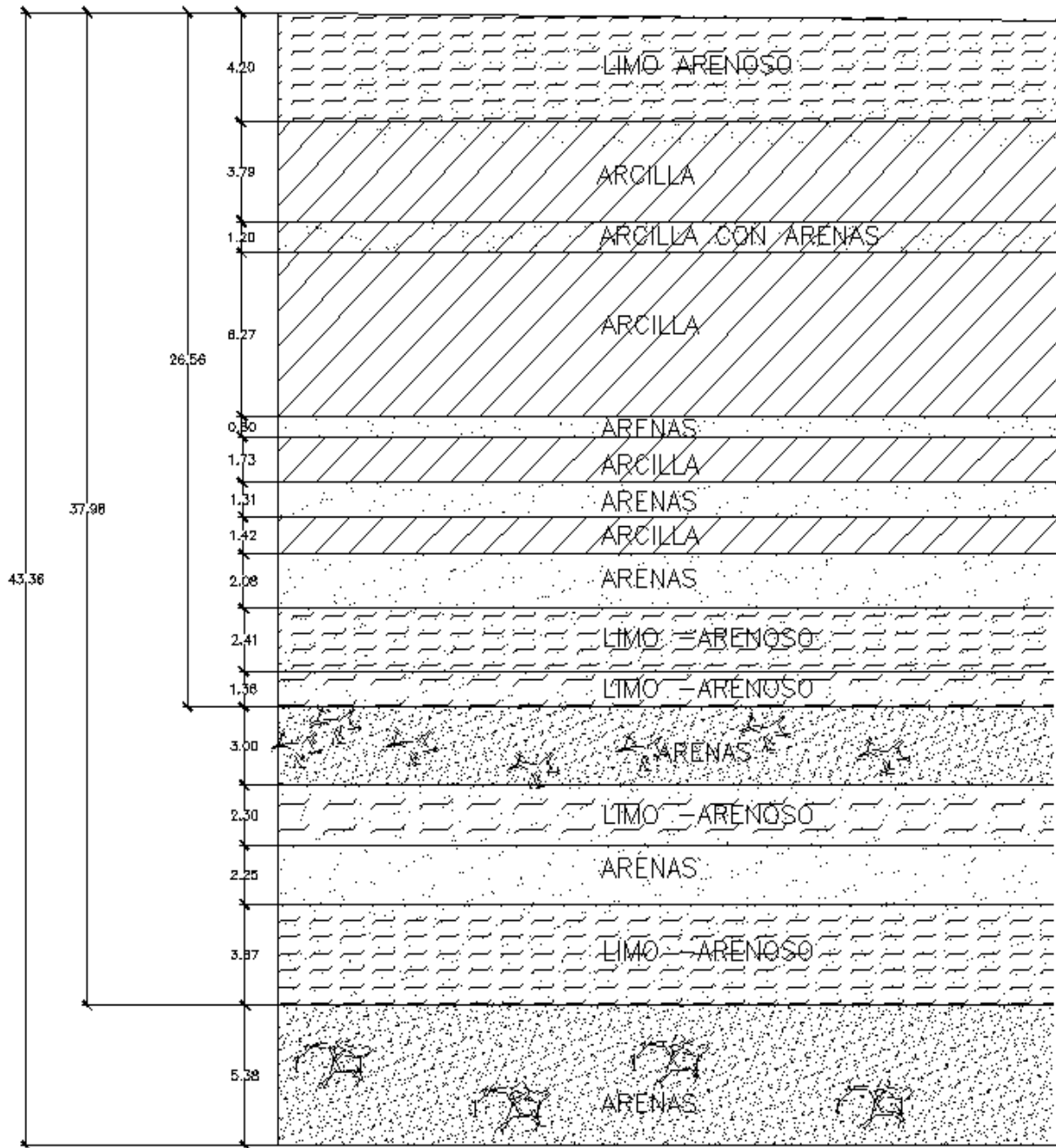
Figura 12 Croquis de ubicación de los trabajos de campo.

El objetivo de los sondeos de cono eléctrico (SC-415 y SC-435) es el de conocer un perfil continuo de resistencias del suelo en el horizonte blando de la formación arcillosa superior, obteniendo la información necesaria de resistencia de los diferentes estratos encontrados. Por otro lado la finalidad del sondeo de penetración estándar (SM-435 y SM-435-2) es la obtención de las propiedades índice del suelo. El sondeo mixto SM-415 se realizó desde la superficie hasta una profundidad de 21.50 m con el fin de obtener un perfil continuo de contenidos de agua y registros de golpes en penetración estándar. También de este sondeo SM-415 se obtuvieron muestras inalteradas con el tubo de pared delgada, comúnmente llamado Shelby, y que se enviaron a laboratorio para obtener propiedades de resistencia al corte y deformabilidad. En el sondeo SM-435 se hicieron pruebas puntuales de carga in situ, por ello se programaron y se ejecutaron 5 pruebas con el presiómetro Menard. En el sondeo SM-435-2 se llevó hasta una profundidad de 42 m, realizándose este prácticamente en materiales granulares propios del sur oriente de la cuenca del Valle de México.

Siguiendo la descripción de los sondeos realizados y atendiendo a las características particulares de cada prueba, las cuales quedan fuera del alcance de este trabajo, se genera la estratigrafía de diseño mostrada en la siguiente figura, la cual se utilizó en la realización de los análisis geotécnicos para la revisión de los Estados Límite de Falla y de Servicio que definieron la solución de cimentación correspondiente.

En los sondeos se detectó el nivel de aguas freáticas a una profundidad de 2.60 m.





**Figura. Estratigrafía de diseño**

## II.2 Elección del tipo de cimentación.

Dadas las características de la estructura por construir con 17 niveles superiores, y 2 inferiores cabe pensar en resolver la cimentación por medio de elementos que transmitan la carga a estratos profundos para evitar asentamientos excesivos y lograr una capacidad de carga adecuada a las exigencias del nivel de cargas esperado. La cimentación estará resuelta por medio de pilas desplantadas a 38.5m de profundidad ligadas con contratraves de concreto reforzado.

Las pilas tendrán remates a diferentes niveles, esto en función de las características arquitectónicas del inmueble en lo referente a los sótanos de estacionamiento y cisternas. La cimentación estará por debajo del nivel aguas freáticas; por cual, habrá que tomar en cuenta el efecto de la subpresión para el diseño de la losa fondo y la retícula de contratraves.

El estudio de mecánica de suelos detalla las expresiones necesarias para obtener la capacidad de carga y realizar la verificación de los estados límite de falla y de servicio. Para el presente trabajo se obviara el cumplimiento de todos los requisitos, puesto que el análisis de los términos involucrados en las expresiones mencionadas nos lleva a tocar temas que por sí solos requieren un análisis exhaustivo y que para el presente escrito no son de interés.

Definido el tipo de cimentación y asumiendo el cumplimiento de los estados límites, se presenta a continuación la tabla de capacidades de carga de las pilas, en función de su diámetro.

TABLA 1 CAPACIDAD DE CARGA EN PILAS

$\phi$ (m)	$D_f$ (m)	$W_{pp}$ (t)	FN (t)	$Q_{pu}$ (t)	$Q_{fu}$ (t)	$Q_{tu}$ (t)	$Q_{ta}$ , (t)		$Q_T$ (t)
							Estáticas	Accidentales	
0.60	26.20	13.4	100.0	776.0	193.0	855.0	241.0	388.0	127.0
0.80	26.60	24.3	134.0	1,407.0	267.0	1,516.0	444.0	703.0	181.0
1.00	27.00	38.7	167.0	2,243.0	346.0	2,383.0	715.0	1,119.0	242.0
1.20	27.40	56.9	200.0	3,293.0	429.0	3,465.0	1,055.0	1,642.0	309.0
1.40	27.80	78.9	234.0	4,569.0	519.0	4,775.0	1,470.0	2,277.0	384.0
1.60	28.20	105.0	267.0	6,081.0	613.0	6,322.0	1,962.0	3,029.0	466.0
1.80	28.60	135.3	301.0	7,840.0	713.0	8,117.0	2,534.0	3,904.0	555.0
2.00	29.00	170.0	334.0	9,856.0	819.0	10,171.0	3,191.0	4,906.0	652.0

### NOMENCLATURA

$\phi$	diámetro de la pila
$D_f$	profundidad de desplante
$W_{pp}$	peso propio de la pila
FN	fricción negativa
$Q_{pu}$	capacidad de carga última por punta
$Q_{fu}$	capacidad de carga última por fricción
$Q_{tu}$	capacidad de carga última total
$Q_{ta}$	capacidad de carga admisible total
$Q_T$	capacidad a tensión

### III.3 Diseño de Pilas.

El diseño de pilas está regido básicamente por tres aspectos fundamentales: la capacidad del elemento para no presentar falla estructural, el confinamiento lateral que brinda el terreno y la capacidad por punta.

El dimensionamiento estructural de las pilas se realiza mediante los procedimientos normales para columnas, se procura siempre que la capacidad estructural de la pila excediera a su resistencia por capacidad del suelo; es decir, es más grave la falla estructural que el vencimiento de la capacidad de soporte del terreno.

En ocasiones es muy adecuado considerar que existe el suficiente apoyo lateral del suelo sobre la pila, al grado de que puedan ignorarse los efectos del pandeo ante carga vertical; excepto cuando se trate de un suelo blando y pilas de gran longitud. Cuando los estratos superiores del terreno no brindan el suficiente confinamiento, existe una sección de pila donde deben considerarse los efectos de esbeltez. Por lo general el diseño de este tipo de cimentación, se realiza considerando el elemento como "columna corta", es decir se supone un confinamiento total y en la parte superior de la pila (aproximadamente  $H/4$ ) se coloca un acero adicional para reforzar la zona que pudiera tener movimientos por la falta de rigidez lateral.

Otro procedimiento adoptado para la determinación de la rigidez del suelo, es bajo la suposición de que existe una distribución lineal en la relación esfuerzo-deformación del suelo. En términos generales esto quiere decir que la presión con la que el suelo reacciona ante la carga transmitida, es proporcional al hundimiento que se presenta en un punto; la expresión que involucra estos términos es la siguiente:

$$P = k_s y$$

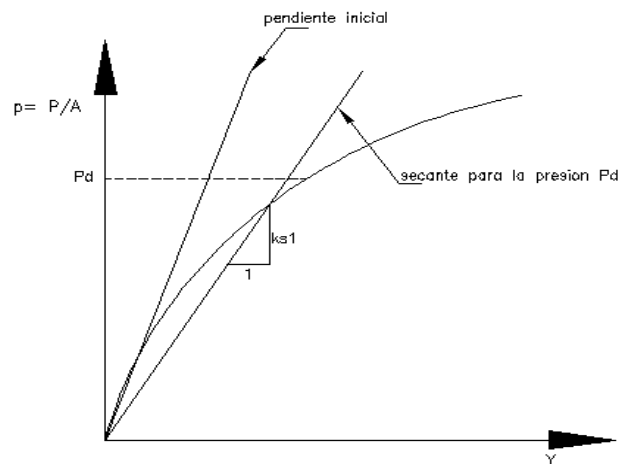
donde:

$P$  = presión

$y$  = asentamiento en el punto considerado

$k_s$  = constante de proporcionalidad (modulo de reacción)

El modulo de reacción se suele determinar mediante la aplicación de carga a una placa de 30.5cm de lado, apoyada sobre el estrato que se desea analizar y se obtiene la relación esfuerzo deformación



Para el nivel medio de presiones que se prevé va estar sujeta la cimentación se determina la rigidez de la secante la cual se toma como modulo de reacción unitario.

El programa de análisis (Etabs 9.2.0) permite simular la rigidez del terreno mediante resortes elásticos, basta con introducir el valor del modulo de reacción vertical y horizontal calculados para el perfil estratigráfico. Por ello se tomo la decisión de realizar el diseño y dimensionamiento de las pilas de este proyecto añadiendo al modelo de análisis original la cimentación. Esto se logra liberando los empotramientos en la base e idealizando las pilas como columnas de sección circular restringidas en dos direcciones mediante resortes.

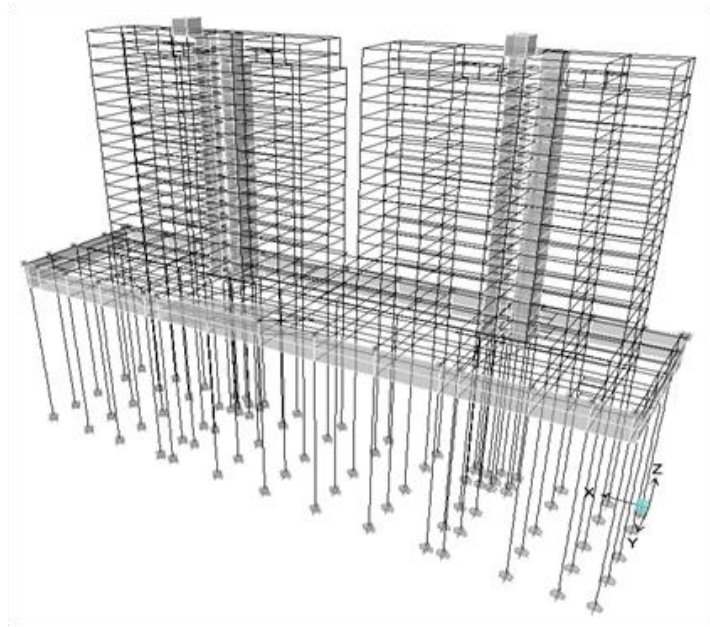


Fig. Modelo con pilas de cimentación.

#### Módulo de reacción

De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos el módulo de reacción vertical que se utilizo para el diseño de las pilas, se determinó como sigue:

$$K_v = \frac{Q_{ta}}{\delta}$$

donde:

$K_v$  = módulo de reacción vertical

$Q_{ta}$  = capacidad de carga total admisible

$\delta$  = asentamiento bajo la pila

#### MÓDULOS DE REACCIÓN HORIZONTALES

#### ASENTAMIENTOS Y MÓDULOS DE REACCIÓN VERTICAL

Diámetro	Hundimiento	Constante de resorte, kg/cm
m	cm	
0.6	2.39	108,263.9
0.8	2.77	169,099.2
1.0	3.20	233,859.0
1.2	3.65	301,048.4
1.4	4.12	369,841.7
1.6	4.61	439,747.9
1.8	5.12	510,457.1
2.0	5.65	581,764.5

PROF	Kh, t/m <sup>2</sup> cm							
	Cajón de estacionamientos							
0.0-3.3	9.37							
3.3-4.5	11.24							
4.5-5.0	5.06							
5.0-6.6	14.05							
	Pilas de cimentación							
	D=0.6 m	D=0.8 m	D=1.0 m	D=1.2 m	D=1.4 m	D=1.6 m	D=1.8 m	D=2.0 m
6.6-13.0	7.49	5.62	4.50	3.75	3.21	2.81	2.50	2.25
13.0-13.5	886.3	664.7	531.8	443.2	379.9	332.4	295.4	265.9
13.5-15.0	7.21	5.41	4.33	3.61	3.09	2.70	2.40	2.16
15.0-16.0	1,573.1	1,179.9	943.9	786.6	674.2	589.9	524.4	471.9
16.0-18.0	7.49	5.62	4.50	3.75	3.21	2.81	2.50	2.25
18.0-19.0	2,731.1	2,408.3	1,638.7	1,365.6	1,170.5	1,024.2	910.36	819.3
19.0-21.0	9.37	7.03	5.62	4.68	4.01	3.51	3.12	2.81
21.0-22.5	3,461.7	2,596.3	2,077.0	1,730.9	1,483.6	1,298.2	1,153.9	1,038.5
22.5-25.0	8.90	6.67	5.34	4.45	3.81	3.37	2.97	2.67
25.0-30.0	4,376.9	3,282.7	2,626.7	2,188.4	1,875.8	1,641.3	1,459.0	1,313.1

#### NOMENCLATURA

$K_h$  módulo de reacción horizontal  
 $D$  diámetro de pila

Los valores del modulo de reacción horizontal se multiplicaron por el área de contacto del fuste con el terreno, para así determinar la rigidez del suelo expresada en (t/m).

Dado que la magnitud de la rigidez lateral está en función del diámetro de las pilas, se realizo un pre-dimensionamiento considerando únicamente la carga axial proveniente de la envolvente de diseño, es decir la mayor de todas las combinaciones.

La capacidad de una pila puede variar de acuerdo al origen de las cargas a las que se verá sometida. Por lo general si la condición que rige para el diseño de la pila proviene de la combinación de cargas gravitacionales (combinación 1), la capacidad de carga de esta, es menor que la que se hubiese obtenido si rigiera la combinación involucrada con cargas accidentales. Esta disminución obedece a la naturaleza de las acciones, pues se considera que las cargas accidentales a pesar de que pudieran ser mayores a las gravitacionales, solo ocurren en un instante y por lo tanto el incremento no es sostenido.

Para establecer el factor de carga asociado a los resultados de la envolvente, estos se compararon con la fuerza axial originada por las acciones gravitacionales; si estas fuerzas eran diferentes entre si, el factor de carga es 1.1 y si resultaban iguales, 1.4. Una vez divididas las cargas por su respetivo factor, se obtuvo la carga de servicio, la cual debería ser menor o igual a la carga admisible mostrada en la tabla de capacidades.

Debido a que en el análisis estructural todos los elementos que llegan a la base del edificio son considerados como empotrados, se genera una reacción en cada uno de los nudos. Únicamente las columnas, el muro de contención del eje “A” y las bases de los muros de rigidez en la zona de elevadores estarán soportados por pilas.

La razón de colocar pilas en el eje “A” del muro de contención, es el efecto de emersión que puede tener el edificio, esta situación pudiera provocar que la losa de cimentación perdiera contacto con el terreno y por lo tanto trabajaría en cantiliver. La colocación de pilas en la base de los muros de rigidez, obedece a la concentración de esfuerzos que se pudieran presentar debido al trabajo a flexocompresión de estos elementos.

Enseguida se presenta la ubicación y tipificación de los apoyos de acuerdo al modelo de análisis, y se muestra una tabla con los valores de carga axial y el diámetro de pila que le corresponde.

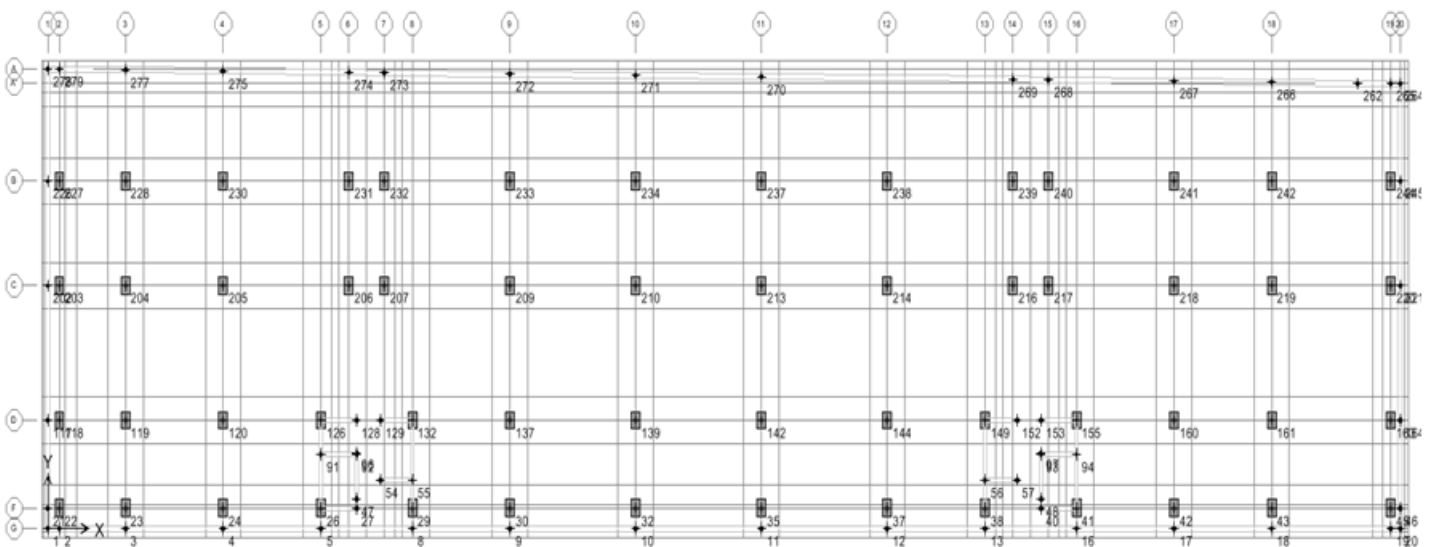


Fig. Tipificación de apoyos en planta.

DIMENSIONAMIENTO DE PILAS											
Envolvente				Combinacion 1				Estatus	CARGA ULTIMA	CARGA ADMISIBLE	Diametro de pila requerido
Nivel	Nudo	Combinacion	FZ	Nivel	Nudo	Combinacion+	FZ		ton	ton	cm
BASE	1	COMB34 MAX	57.88	BASE	1	COMB1	21.36	Rige Sismo	57.88	52.62	60
BASE	2	COMB34 MAX	168.44	BASE	2	COMB1	95.43	Rige Sismo	168.44	153.13	60
BASE	3	COMB34 MAX	639.81	BASE	3	COMB1	325.2	Rige Sismo	639.81	581.65	80
BASE	4	COMB34 MAX	818.11	BASE	4	COMB1	425.2	Rige Sismo	818.11	743.74	100
BASE	5	COMB34 MAX	541.97	BASE	5	COMB1	174.55	Rige Sismo	541.97	492.70	80
BASE	8	COMB34 MAX	489.41	BASE	8	COMB1	158.67	Rige Sismo	489.41	444.92	80
BASE	9	COMB34 MAX	673.48	BASE	9	COMB1	389.56	Rige Sismo	673.48	612.25	80
BASE	10	COMB34 MAX	941.23	BASE	10	COMB1	534.05	Rige Sismo	941.23	855.66	100
BASE	11	COMB34 MAX	960.84	BASE	11	COMB1	536.88	Rige Sismo	960.84	873.49	100
BASE	12	COMB34 MAX	694.69	BASE	12	COMB1	392.95	Rige Sismo	694.69	631.54	80
BASE	13	COMB34 MAX	512.85	BASE	13	COMB1	161.17	Rige Sismo	512.85	466.23	80
BASE	16	COMB34 MAX	540.63	BASE	16	COMB1	176.22	Rige Sismo	540.63	491.48	80
BASE	17	COMB34 MAX	830.05	BASE	17	COMB1	431.68	Rige Sismo	830.05	754.59	100
BASE	18	COMB34 MAX	811.5	BASE	18	COMB1	417.53	Rige Sismo	811.5	737.73	100
BASE	19	COMB34 MAX	221.17	BASE	19	COMB1	137.36	Rige Sismo	221.17	201.06	60
BASE	20	COMB34 MAX	36.37	BASE	20	COMB1	15.02	Rige Sismo	36.37	33.06	60
BASE	21	COMB34 MAX	57.47	BASE	21	COMB1	42.79	Rige Sismo	57.47	52.25	60
BASE	22	COMB34 MAX	53.13	BASE	22	COMB1	53.13	carga vertical	53.13	37.95	60
BASE	23	COMB34 MAX	849.53	BASE	23	COMB1	560.77	Rige Sismo	849.53	772.30	100
BASE	24	COMB34 MAX	769.63	BASE	24	COMB1	684.98	Rige Sismo	769.63	699.66	80
BASE	26	COMB34 MAX	2759.6	BASE	26	COMB1	746.5	Rige Sismo	2759.6	2508.73	160
BASE	27	COMB34 MAX	607.48	BASE	27	COMB1	124.19	Rige Sismo	607.48	552.25	80
BASE	29	COMB34 MAX	2429.38	BASE	29	COMB1	816.23	Rige Sismo	2429.38	2208.53	140
BASE	30	COMB34 MAX	1080.47	BASE	30	COMB1	918.24	Rige Sismo	1080.47	982.25	100
BASE	32	COMB34 MAX	828.38	BASE	32	COMB1	662.98	Rige Sismo	828.38	753.07	100
BASE	35	COMB34 MAX	837.19	BASE	35	COMB1	667.41	Rige Sismo	837.19	761.08	100
BASE	37	COMB34 MAX	1098.55	BASE	37	COMB1	929.3	Rige Sismo	1098.55	998.68	100
BASE	38	COMB34 MAX	2586.61	BASE	38	COMB1	851.54	Rige Sismo	2586.61	2351.46	160
BASE	40	COMB34 MAX	576.23	BASE	40	COMB1	123.52	Rige Sismo	576.23	523.85	80
BASE	41	COMB34 MAX	2675.88	BASE	41	COMB1	764.66	Rige Sismo	2675.88	2432.62	160
BASE	42	COMB34 MAX	758.25	BASE	42	COMB1	703.06	Rige Sismo	758.25	689.32	80
BASE	43	COMB34 MAX	767.31	BASE	43	COMB1	564.81	Rige Sismo	767.31	697.55	80
BASE	45	COMB34 MAX	63.16	BASE	45	COMB1	63.16	carga vertical	63.16	45.11	60
BASE	46	COMB34 MAX	40.98	BASE	46	COMB1	33.04	Rige Sismo	40.98	37.25	60
BASE	47	COMB34 MAX	481.22	BASE	47	COMB1	180.52	Rige Sismo	481.22	437.47	80
BASE	48	COMB34 MAX	544.98	BASE	48	COMB1	185.11	Rige Sismo	544.98	495.44	80
BASE	54	COMB34 MAX	400.91	BASE	54	COMB1	207.53	Rige Sismo	400.91	364.46	60
BASE	55	COMB34 MAX	420.22	BASE	55	COMB1	214.96	Rige Sismo	420.22	382.02	60
BASE	56	COMB34 MAX	436.53	BASE	56	COMB1	224.26	Rige Sismo	436.53	396.85	80
BASE	57	COMB34 MAX	417.16	BASE	57	COMB1	217.44	Rige Sismo	417.16	379.24	60
BASE	91	COMB34 MAX	378.78	BASE	91	COMB1	246.47	Rige Sismo	378.78	344.35	60
BASE	92	COMB34 MAX	288.81	BASE	92	COMB1	243.08	Rige Sismo	288.81	262.55	60
BASE	93	COMB34 MAX	295.19	BASE	93	COMB1	249.81	Rige Sismo	295.19	268.35	60
BASE	94	COMB34 MAX	382.57	BASE	94	COMB1	252.11	Rige Sismo	382.57	347.79	60
BASE	96	COMB34 MAX	319.81	BASE	96	COMB1	209.75	Rige Sismo	319.81	290.74	60
BASE	97	COMB34 MAX	350.02	BASE	97	COMB1	220.93	Rige Sismo	350.02	318.20	60
BASE	117	COMB34 MAX	69.67	BASE	117	COMB1	55.55	Rige Sismo	69.67	63.34	60
BASE	118	COMB34 MAX	84.89	BASE	118	COMB1	84.89	carga vertical	84.89	60.64	60
BASE	119	COMB34 MAX	1215.69	BASE	119	COMB1	1178.31	Rige Sismo	1215.69	1105.17	100
BASE	120	COMB34 MAX	1543.82	BASE	120	COMB1	1543.82	carga vertical	1543.82	1102.73	140
BASE	126	COMB34 MAX	3383.91	BASE	126	COMB1	1463.7	Rige Sismo	3383.91	3076.28	160
BASE	128	COMB34 MAX	763.26	BASE	128	COMB1	335	Rige Sismo	763.26	693.87	80
BASE	129	COMB34 MAX	683.66	BASE	129	COMB1	321.06	Rige Sismo	683.66	621.51	80
BASE	132	COMB34 MAX	3380.62	BASE	132	COMB1	1584.41	Rige Sismo	3380.62	3073.29	160
BASE	137	COMB34 MAX	1762.44	BASE	137	COMB1	1762.44	carga vertical	1762.44	1258.89	140

DIMENSIONAMIENTO DE PILAS											
Envolvente				Combinacion 1				Estatus	CARGA ULTIMA	CARGA ADMISIBLE	Diametro de pila requerido
Nivel	Nudo	Combinacion	FZ	Nivel	Nudo	Combinacion+	FZ		ton	ton	cm
BASE	139	COMB34 MAX	1517.25	BASE	139	COMB1	1517.25	carga vertical	1517.25	1083.75	140
BASE	142	COMB34 MAX	1528.76	BASE	142	COMB1	1528.76	carga vertical	1528.76	1091.97	140
BASE	144	COMB34 MAX	1785.54	BASE	144	COMB1	1785.54	carga vertical	1785.54	1275.39	140
BASE	149	COMB34 MAX	3295.09	BASE	149	COMB1	1634.07	Rige Sismo	3295.09	2995.54	160
BASE	152	COMB34 MAX	689.43	BASE	152	COMB1	331.12	Rige Sismo	689.43	626.75	80
BASE	153	COMB34 MAX	789	BASE	153	COMB1	341.98	Rige Sismo	789	717.27	100
BASE	155	COMB34 MAX	3559.15	BASE	155	COMB1	1492.73	Rige Sismo	3559.15	3235.59	160
BASE	160	COMB34 MAX	1565.9	BASE	160	COMB1	1565.9	carga vertical	1565.9	1118.50	140
BASE	161	COMB34 MAX	1286.47	BASE	161	COMB1	1237.03	Rige Sismo	1286.47	1169.52	120
BASE	163	COMB34 MAX	112.25	BASE	163	COMB1	112.25	carga vertical	112.25	80.18	60
BASE	164	COMB34 MAX	69.61	BASE	164	COMB1	59.12	Rige Sismo	69.61	63.28	60
BASE	202	COMB34 MAX	71.59	BASE	202	COMB1	54.73	Rige Sismo	71.59	65.08	60
BASE	203	COMB34 MAX	89.13	BASE	203	COMB1	89.13	carga vertical	89.13	63.66	60
BASE	204	COMB34 MAX	1356.73	BASE	204	COMB1	1164.28	Rige Sismo	1356.73	1233.39	120
BASE	205	COMB34 MAX	1627.28	BASE	205	COMB1	1627.28	carga vertical	1627.28	1162.34	140
BASE	206	COMB34 MAX	1386.32	BASE	206	COMB1	1287.12	Rige Sismo	1386.32	1260.29	120
BASE	207	COMB34 MAX	1424.4	BASE	207	COMB1	1302.29	Rige Sismo	1424.4	1294.91	120
BASE	209	COMB34 MAX	1832.4	BASE	209	COMB1	1832.4	carga vertical	1832.4	1308.86	140
BASE	210	COMB34 MAX	1665.45	BASE	210	COMB1	1508.73	Rige Sismo	1665.45	1514.05	120
BASE	213	COMB34 MAX	1664.95	BASE	213	COMB1	1521.35	Rige Sismo	1664.95	1513.59	120
BASE	214	COMB34 MAX	1855.23	BASE	214	COMB1	1855.23	carga vertical	1855.23	1325.16	140
BASE	216	COMB34 MAX	1416.08	BASE	216	COMB1	1312.3	Rige Sismo	1416.08	1287.35	120
BASE	217	COMB34 MAX	1417.38	BASE	217	COMB1	1297.24	Rige Sismo	1417.38	1288.53	120
BASE	218	COMB34 MAX	1648.74	BASE	218	COMB1	1648.74	carga vertical	1648.74	1177.67	140
BASE	219	COMB34 MAX	1428.33	BASE	219	COMB1	1231.35	Rige Sismo	1428.33	1298.48	120
BASE	220	COMB34 MAX	121.01	BASE	220	COMB1	121.01	carga vertical	121.01	86.44	60
BASE	221	COMB34 MAX	75.36	BASE	221	COMB1	60.43	Rige Sismo	75.36	68.51	60
BASE	226	COMB34 MAX	72.2	BASE	226	COMB1	61.52	Rige Sismo	72.2	65.64	60
BASE	227	COMB34 MAX	71.44	BASE	227	COMB1	71.44	carga vertical	71.44	51.03	60
BASE	228	COMB34 MAX	245.06	BASE	228	COMB1	245.06	carga vertical	245.06	175.04	60
BASE	230	COMB34 MAX	357.2	BASE	230	COMB1	357.2	carga vertical	357.2	255.14	80
BASE	231	COMB34 MAX	325.08	BASE	231	COMB1	263.24	Rige Sismo	325.08	295.53	60
BASE	232	COMB34 MAX	319.25	BASE	232	COMB1	245.72	Rige Sismo	319.25	290.23	60
BASE	233	COMB34 MAX	350.61	BASE	233	COMB1	350.61	carga vertical	350.61	250.44	80
BASE	234	COMB34 MAX	371.15	BASE	234	COMB1	371.15	carga vertical	371.15	265.11	80
BASE	237	COMB34 MAX	324.94	BASE	237	COMB1	324.94	carga vertical	324.94	232.10	60
BASE	238	COMB34 MAX	259.72	BASE	238	COMB1	259.72	carga vertical	259.72	185.51	60
BASE	239	COMB34 MAX	268.26	BASE	239	COMB1	191.07	Rige Sismo	268.26	243.87	60
BASE	240	COMB34 MAX	300.94	BASE	240	COMB1	249.83	Rige Sismo	300.94	273.58	60
BASE	241	COMB34 MAX	327.72	BASE	241	COMB1	327.72	carga vertical	327.72	234.09	60
BASE	242	COMB34 MAX	268.23	BASE	242	COMB1	268.23	carga vertical	268.23	191.59	60
BASE	244	COMB34 MAX	98.02	BASE	244	COMB1	98.02	carga vertical	98.02	70.01	60
BASE	245	COMB34 MAX	76.75	BASE	245	COMB1	63.8	Rige Sismo	76.75	69.77	60
BASE	262	COMB34 MAX	112.43	BASE	262	COMB1	96.61	Rige Sismo	112.43	102.21	60
BASE	264	COMB34 MAX	90.29	BASE	264	COMB1	68.87	Rige Sismo	90.29	82.08	60
BASE	265	COMB34 MAX	44.95	BASE	265	COMB1	37	Rige Sismo	44.95	40.86	60
BASE	266	COMB34 MAX	134.72	BASE	266	COMB1	134.72	carga vertical	134.72	96.23	60
BASE	267	COMB34 MAX	152.25	BASE	267	COMB1	152.25	carga vertical	152.25	108.75	60
BASE	268	COMB34 MAX	117.56	BASE	268	COMB1	117.56	carga vertical	117.56	83.97	60
BASE	269	COMB34 MAX	157.51	BASE	269	COMB1	147.7	Rige Sismo	157.51	143.19	60
BASE	270	COMB34 MAX	206.68	BASE	270	COMB1	206.68	carga vertical	206.68	147.63	60
BASE	271	COMB34 MAX	165.96	BASE	271	COMB1	165.96	carga vertical	165.96	118.54	60
BASE	272	COMB34 MAX	198.74	BASE	272	COMB1	198.74	carga vertical	198.74	141.96	60
BASE	273	COMB34 MAX	130.51	BASE	273	COMB1	130.51	carga vertical	130.51	93.22	60
BASE	274	COMB34 MAX	128.36	BASE	274	COMB1	128.36	carga vertical	128.36	91.69	60
BASE	275	COMB34 MAX	180.65	BASE	275	COMB1	180.65	carga vertical	180.65	129.04	60
BASE	277	COMB34 MAX	145.18	BASE	277	COMB1	141.26	Rige Sismo	145.18	131.98	60
BASE	278	COMB34 MAX	100.56	BASE	278	COMB1	79.33	Rige Sismo	100.56	91.42	60
BASE	279	COMB34 MAX	82.8	BASE	279	COMB1	75.13	Rige Sismo	82.8	75.27	60

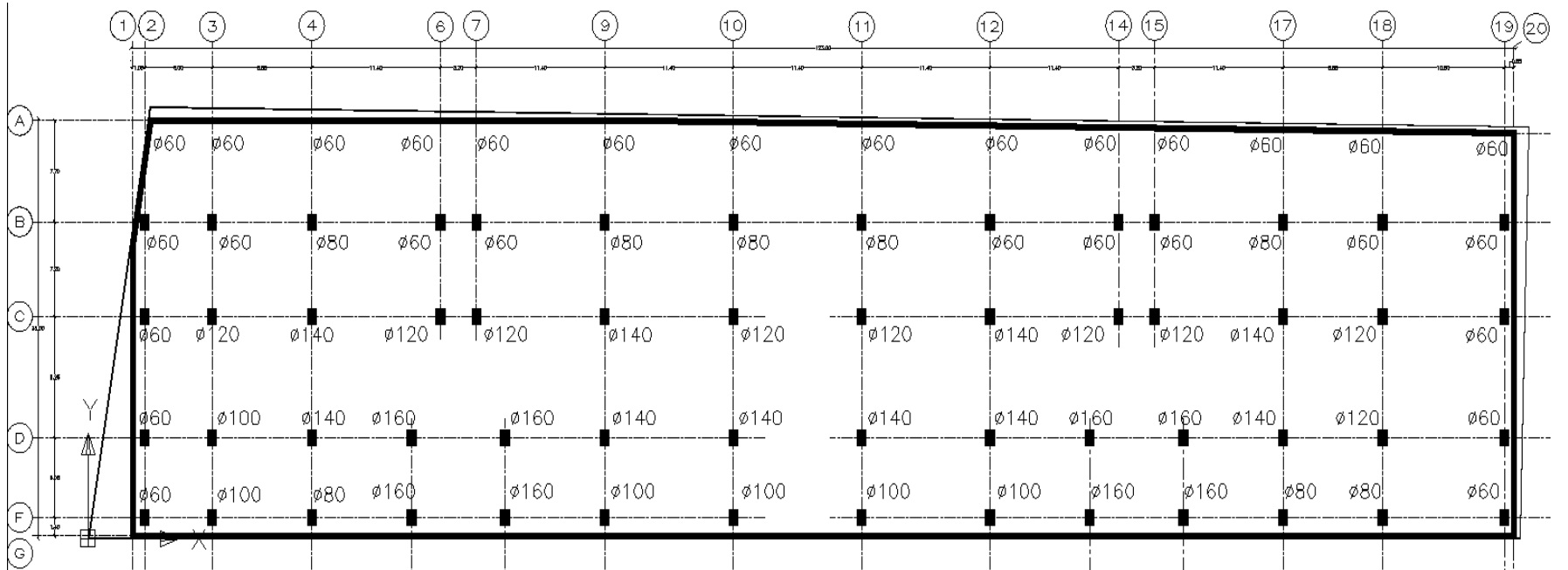


Fig. Planta con diámetro de pil



Las pilas tendrán una longitud aproximada de 32 m y se dividieron en secciones de 1 metro que es la distancia a la cual estarán separados los resortes. Únicamente se considero una contribución del 80% de la dimensión del diámetro, por lo cual los valores de rigidez para los diferentes estratos, se obtuvieron de la siguiente manera:

$$K_h = k_h \times A_t \times 100 \text{ ( t/m )}$$

donde:

$K_h$ = rigidez lateral en t/m

$k_h$ = modulo de reacción en  $t/m^2 - cm$

$A_t$ = área tributaria de contacto con el terreno.

El rango de diámetros resulto de 60 a 160cm y el área tributaria de contacto con el terreno para dicho intervalo se calculo con la siguiente expresión:

$$A_t = 0.8 \times D \times \text{distancia entre resortes}$$

Con una separación unitaria de los resortes las áreas tributarias para cada pila son:

<i>Diámetros</i>	<i>área tributaria (m2)</i>
0.6	0.48
0.8	0.64
1	0.8
1.2	0.96
1.4	1.12
1.6	1.28
1.8	1.44

Con las áreas de contacto calculamos la rigidez lateral del suelo para cada diámetro de pila y se obtuvieron los siguientes valores:

Diámetro de 60cm			
<i>Profundidad</i>	Modulo de Reacción (t/m2 cm)	Área tributaria	$K_h$ (t/m)
6.6-13.0	7.49	0.48	359.52
13-13.5	886.3	0.48	42542.4
13.5-15	7.21	0.48	346.08
15-16	1573.1	0.48	75508.8
16-18	7.49	0.48	359.52
18-19	2731.1	0.48	131092.8
19-21	9.37	0.48	449.76
21-22.5	3461.7	0.48	166161.6
22.5-25	8.9	0.48	427.2
25-31	4376.9	0.48	210091.2

Diámetro de 80cm			
<i>Profundidad</i>	Modulo de Reacción (t/m2 cm)	Área tributaria	Kh (t/m)
6.6-13.0	5.62	0.64	359.68
13-13.5	664.7	0.64	42540.8
13.5-15	5.41	0.64	346.24
15-16	1179.9	0.64	75513.6
16-18	5.62	0.64	359.68
18-19	2408.3	0.64	154131.2
19-21	7.03	0.64	449.92
21-22.5	2596.3	0.64	166163.2
22.5-25	6.67	0.64	426.88
25-31	3282.7	0.64	210092.8

Diámetro de 100cm			
<i>Profundidad</i>	Modulo de Reacción (t/m2 cm)	Área tributaria	Kh (t/m)
6.6-13.0	4.5	0.8	360
13-13.5	531.8	0.8	42544
13.5-15	4.33	0.8	346.4
15-16	943.9	0.8	75512
16-18	4.5	0.8	360
18-19	1638.7	0.8	131096
19-21	5.62	0.8	449.6
21-22.5	2077	0.8	166160
22.5-25	5.34	0.8	427.2
25-31	2626.7	0.8	210136

Diámetro de 120cm			
<i>Profundidad</i>	Modulo de Reacción (t/m2 cm)	Área tributaria	Kh (t/m)
6.6-13.0	3.75	0.96	360
13-13.5	443.2	0.96	42547.2
13.5-15	3.61	0.96	346.56
15-16	786.6	0.96	75513.6
16-18	3.75	0.96	360
18-19	1365.6	0.96	131097.6
19-21	4.68	0.96	449.28
21-22.5	1730.9	0.96	166166.4
22.5-25	4.45	0.96	427.2
25-31	2188.4	0.96	210086.4

Diámetro de 140cm			
<i>Profundidad</i>	Modulo de Reacción (t/m2 cm)	Área tributaria	Kh (t/m)
6.6-13.0	3.21	1.12	359.52
13-13.5	379.9	1.12	42548.8
13.5-15	3.09	1.12	346.08
15-16	674.2	1.12	75510.4
16-18	3.21	1.12	359.52
18-19	1170.5	1.12	131096
19-21	4.01	1.12	449.12
21-22.5	1483.6	1.12	166163.2
22.5-25	3.81	1.12	426.72
25-31	1875.8	1.12	210089.6

Diámetro de 160cm			
<i>Profundidad</i>	Modulo de Reacción (t/m2 cm)	Área tributaria	Kh (t/m)
6.6-13.0	2.81	1.28	359.68
13-13.5	332.4	1.28	42547.2
13.5-15	2.7	1.28	345.6
15-16	589.9	1.28	75507.2
16-18	2.81	1.28	359.68
18-19	1024.2	1.28	131097.6
19-21	3.51	1.28	449.28
21-22.5	1298.2	1.28	166169.6
22.5-25	3.37	1.28	431.36
25-31	1641.3	1.28	210086.4

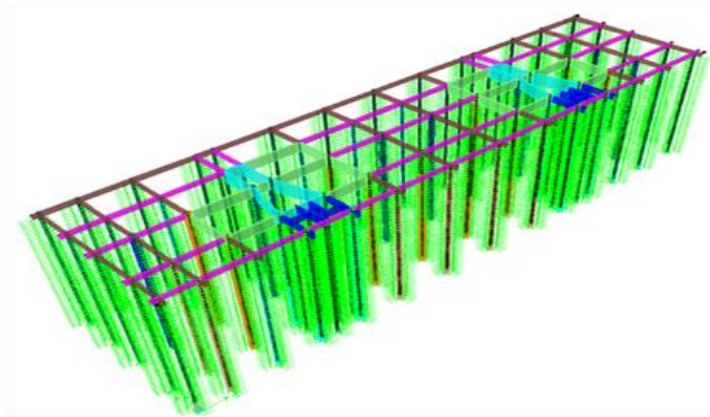


Fig. Retícula de cimentación y pilas de cimentación con resortes.

La siguiente figura muestra la idealización del confinamiento de la pila a través de resortes elásticos que simulan la rigidez lateral y vertical del suelo. En el modelo de análisis se realizó el confinamiento en los dos sentidos ortogonales.

La finalidad de haber aplicado este método para el diseño de las pilas de cimentación, es considerar la transmisión no solo de la carga axial, si no de los momentos y cortantes que se generan en la base.

Asignadas las secciones, y aplicando los valores de rigidez lateral que corresponden a cada diámetro, se ejecuto el programa de análisis para obtener los resultados que corroboraron las dimensiones y se obtuvo el diseño final de las pilas.

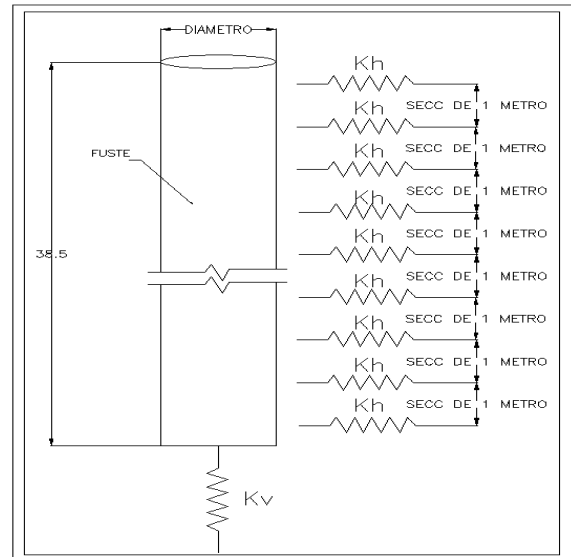


Fig. Pila confinada con resortes elásticos.

Con el área de acero arrojada por el análisis se reviso la resistencia de la pila considerándola como “columna corta” es decir depreciando los efectos de esbeltez.

Para elementos sujetos a compresión pura, se destacan dos etapas antes de alcanzar la resistencia máxima; la primera denominada como “primer máximo” es cuando se considera únicamente la contribución del concreto y el acero longitudinal, la siguiente es denominada “segundo máximo” y en esta etapa se considera la recuperación que tiene el elemento después de haber alcanzado el primer máximo debido al confinamiento que produce la hélice en el núcleo central. Las expresiones para el cálculo de ambos máximos son:

$$P_1 = 0.85f^*c Ag + As fy \text{ -----Primer máximo}$$

$$P_2 = 0.85f^*c Ac + 2ps fy Ac \text{ -----Segundo máximo}$$

donde;

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

Ag= área bruta de la sección transversal

fy= esfuerzo de fluencia del acero

Ac= área confinada por la hélice

ps= porcentaje de acero helicoidal

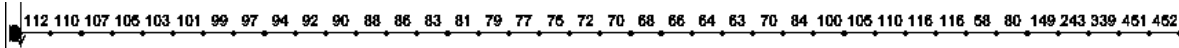
As= área de acero longitudinal

Para asegurar que el segundo máximo sea ligeramente mayor al primero debe cumplirse que:

$$ps > 0.45 \left( \frac{Ag}{Ac} - 1 \right)$$

$$ps > 0.12 \left( \frac{f'c}{fy} \right)$$

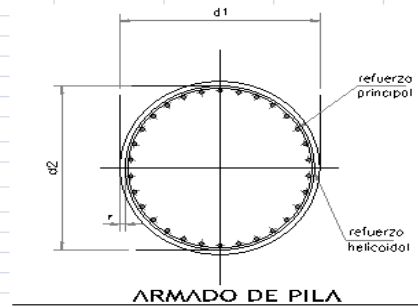
Tomaremos la pila asociada al nudo 26, el cual de acuerdo a las tablas mostradas nos demanda una pila de 1.6m de diámetro y la cantidad de acero requerida por el programa se indica en la siguiente figura:



Dado que en la parte superior de la pila el confinamiento es menor, el acero requerido es de  $452 \text{ cm}^2$  (2.25%), conforme aumenta la profundidad la demanda de acero disminuye hasta llegar a  $112 \text{ cm}^2$  (0.5%) en promedio, lo que es casi equivalente a  $(20/f_y)$  que es el acero mínimo para una columna. Para calcular la resistencia total de la pila, únicamente se considero el acero de la parte inferior que es equivalente a 13 var #10 y un zuncho del #4 como refuerzo transversal.

Enseguida se muestra la hoja de cálculo elaborada para el nudo 26.

DATOS			CONSTANTES		
$f_c =$	250	kg/cm <sup>2</sup>	$f'_c =$	200	kg/cm <sup>2</sup>
$f_y =$	4200	kg/cm <sup>2</sup>	$f'_c =$	170	kg/cm <sup>2</sup>
recubrimiento libre =	5	cm	$A_g =$	20106.24	cm <sup>2</sup>
paso de la helice =	4	cm	$A_c =$	17671.5	cm <sup>2</sup>
helice del No =	4		$A_e =$	1.27	cm <sup>2</sup>
diámetro de pila =	160	cm	$\rho_s =$	0.0084	
refuerzo principal Var. # =	10		$A_s =$	102.92	cm <sup>2</sup>
No de Var. =	13		$FR =$	0.8	
<b>ELEMENTOS MECANICOS</b>					
$P_u =$	2760	Ton			
<b>CALCULO DE LA RESISTENCIA</b>					
a) Primer maximo					
$P_o = 0.85 f_c A_g + A_s f_y$					
$P_o =$	3850345.6	kg			
$P_o =$	3850.3	Ton			
b) Revision del refuerzo helicoidal					
$\rho = 0.45 (A_g / A_c - 1) f_c / f_y$					
$\rho =$	0.0037				
ademas :					
$0.12 f_c / f_y = 0.0071$					
$\rho_s =$	>	0.0071	es correcto		
$s =$	4	es correcto			
$\rho_s =$	0.0084				
c) Segundo maximo					
$P_o = 0.85 f_c A_c + A_s f_y + 2\rho_s f_y A_c$					
$P_o =$	4690042.1	kg			
$P_o =$	4690.0	Ton			
<b>CALCULO DE LA RESISTENCIA DE DISEÑO</b>					
$P_{RO} = FR P_o$					
$P_{RO} =$	3752.03	Ton			
$P_{RO} >$	$P_u$				
3752.034	>	2760	Ton		
<b>RESISTENCIA = 3752.03 Ton</b>					



Los resultados obtenidos nos indica que con  $100\text{cm}^2$  la capacidad de la pila es adecuada bajo carga axial e ignorando los efectos de esbeltez, y que por lo tanto se colocaran  $352\text{cm}^2$ (adicionales) de acero como bastón, aproximadamente a un cuarto de la longitud total de la pila. Para los fines del presente trabajo únicamente se muestran los cálculos realizados para el nudo 26, sin embargo quedan establecidos los criterios y la metodología que se llevo a cabo para el diseño y revisión de las pilas de cimentación.

Cabe mencionar que a pesar de considerar que las pilas de cimentación tomaran los efectos de carga axial y flexión, es indudable que la retícula de contratrabes proporciona una rigidez que ocasiona una distribución de esfuerzos sobre las mismas, no obstante que su diseño estará regido por las presiones ejercidas por el empuje del agua sobre la losa fondo .

### III.4 Diseño de Losa de Cimentación.

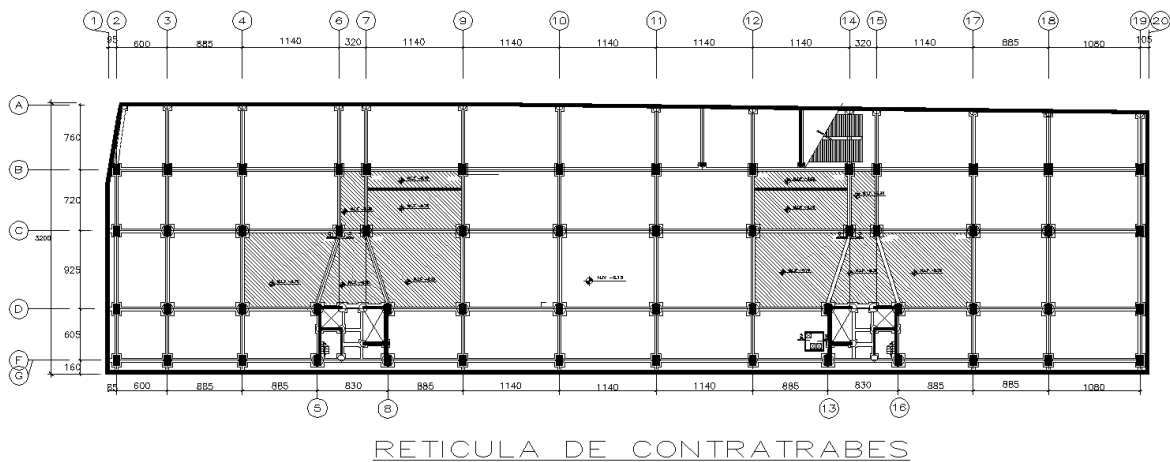
La transmisión de cargas a través de las pilas permitirá que no exista una reacción del terreno sobre la losa fondo e inclusive con el tiempo podemos asegurar que el edificio emergerá y la losa perderá contacto con el suelo; por lo cual la condición crítica estará en función del fenómeno conocido como “subpresión”, que se define como la presión que se genera por el desalojo de agua en el volumen que ocupara el cajón del edificio. De acuerdo con los datos de mecánica de suelos, el nivel de agua se detecto a una profundidad de 2.6m y dado que la profundidad de excavación para los sótanos es de 6.80m; la presión ejercida por el agua se cálculo de la siguiente manera:

$$\text{Presión} = \text{Profundidad} \times \text{Peso volumétrico del agua.}$$

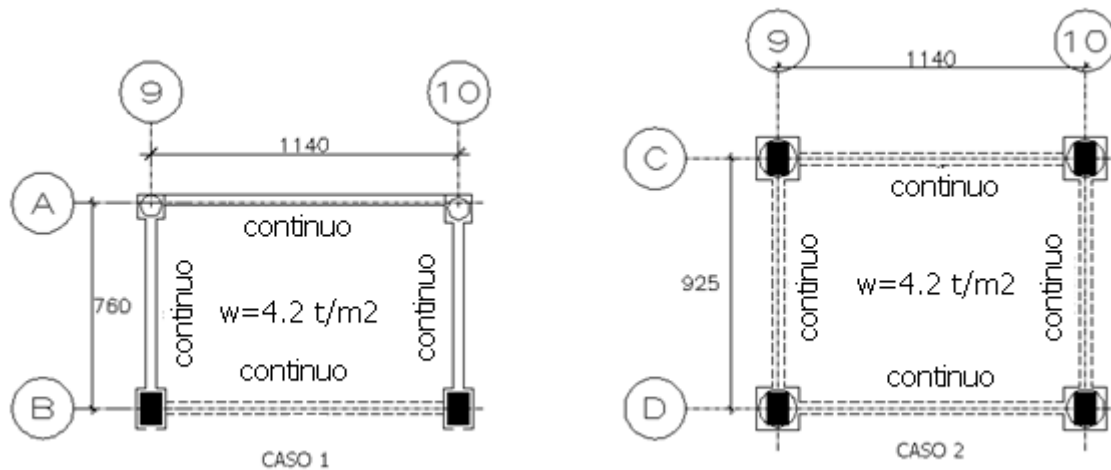
Considerando  $\gamma_{\text{agua}} = 1 \text{ t/m}^3$

$$\text{Presión de losa fondo} = (6.8 - 2.6) \times 1 = 4.2 \text{ t/m}^2$$

La presión será contenida por la losa de cimentación, la cual distribuirá perimetralmente la carga sobre la retícula de contratrabes propuesta. El arreglo geométrico y la definición de los tableros de losa se muestran enseguida:



Se analizaron dos casos que envuelven las características generales de todos los tableros por sus dimensiones y condiciones de apoyo. Las características de cada uno de ellos se ilustran a continuación:



El diseño y revisión de la losa se hizo como lo indica el apartado 6.3 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDC)

#### *Peralte mínimo*

Las NTCDC establecen que puede omitirse el cálculo de deflexiones de una losa perimetralmente apoyada, cuando el peralte efectivo no sea menor que el perímetro del tablero entre 250 para concreto clase 1 y 170 para concreto clase 2. La longitud de los claros discontinuos se incrementará en un 50% si los apoyos de la losa no son monolíticos con ella y 25% cuando lo sean.

Si la carga es mayor a 380kg/m<sup>2</sup> el peralte efectivo debe multiplicarse por el siguiente factor:

$$f \text{ correccion} = 0.032 \sqrt[4]{f_s w}$$

Donde:

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

$$f_s = 0.6 f_y$$

w = carga uniformemente distribuida en condiciones de servicio.

Se presentan los cálculos realizados para la estimación del peralte mínimo tomando la distancia a ejes de apoyo y considerando que existe continuidad entre los bordes de la losa con el muro de contención.

Caso 1	Caso 2
$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ (concreto clase 1) $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $w = 4200 \text{ kg/m}^2$ Lado largo = 1140 cm Lado corto = 760 cm Perímetro = $(1140 + 760) \times 2 = 3800 \text{ cm}$ Perímetro/250 = $3800/250 = 15.20 \text{ cm}$ Factor de corrección = $0.032 \sqrt[4]{2520 \times 4200} = 1.825$	$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ (concreto clase 1) $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ $w = 4200 \text{ kg/m}^2$ Lado largo = 1140 cm Lado corto = 925 cm Perímetro = $(1140 + 925) \times 2 = 4130$ Perímetro/250 = $4130/250 = 16.52 \text{ cm}$ Factor de corrección = $0.032 \sqrt[4]{2520 \times 4200} = 1.825$
Peralte total = $15.20 \times 1.825 = 27.74 \text{ cm}$ + 5.00 cm (recubrimiento) 32.74 cm	Peralte total = $16.52 \times 1.825 = 30.149 \text{ cm}$ + 5.00 cm (recubrimiento) 35.15 cm

### Revisión por cortante

Siguiendo con la normatividad, la fuerza cortante que actúa en un ancho unitario puede calcularse con la siguiente expresión:

$$V_{actuante} = \left( \frac{a_1}{2} - d \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{a_1}{a_2} \right) x w$$

donde:

a1= claro corto

a2= claro largo

d= peralte efectivo de la losa

w= carga de servicio

Sustituyendo los valores correspondientes para cada caso y considerando un espesor de losa de 35 cm tenemos:

Caso 1

a1= 760

a2=1140

d=30 cm

$$V_{actuante} = \left( \frac{7.6}{2} - 0.30 \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{7.6}{11.4} \right) x 4200 = 9065 \text{ kg} = 9.06 \text{ ton}$$

$$V_u = 9.06 x 1.4 = 12.68 \text{ ton}$$

La resistencia de la losa a fuerza cortante es:

$$V_{cr} = 0.5 Fr b d \sqrt{f^* c}$$

Fr= 0.8 para cortante

$$V_{cr} = 0.5 x 0.8 x 100 x 30 \sqrt{200} = 16970 \text{ kg} = 16.97 \text{ ton} \quad \text{-----Ok}$$

Caso 2

a1= 925

a2=1140

d=30 cm

$$V_{actuante} = \left( \frac{9.25}{2} - 0.30 \right) \left( 0.95 - 0.5 \frac{9.25}{11.4} \right) x 4200 = 10573 \text{ kg} = 10.57 \text{ ton}$$

$$V_u = 10.57 x 1.4 = 14.80 \text{ ton}$$

La resistencia de la losa a fuerza cortante es:

$$V_{cr} = 0.5 Fr b d \sqrt{f^* c}$$

Fr= 0.8 para cortante

$$V_{cr} = 0.5 x 0.8 x 100 x 30 \sqrt{200} = 16970 \text{ kg} = 16.97 \text{ ton} \quad \text{----Ok}$$

Como  $V_u < V_{cr}$  en ambos casos se acepta el peralte de 35 cm para la losa fondo.



Para la determinación del refuerzo de la losa, se utilizaron los coeficientes de momentos mencionados en las NTCC en su tabla 6.1 en el apartado de losas, dicha tabla se muestra a continuación:

**Tabla 6.1 Coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, franjas centrales<sup>1</sup>**

Tablero	Momento	Claro	Relación de lados corto a largo, $m = a_1/a_2$													
			0		0.5		0.6		0.7		0.8		0.9		1.0	
			I <sup>2</sup>	II <sup>3</sup>	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II
<b>Interior</b> Todos los bordes continuos	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	553	565	489	498	432	438	381	387	333	338	288	292
		largo	516	544	409	431	391	412	371	388	347	361	320	330	288	292
	Positivo	corto	630	668	312	322	268	276	228	236	192	199	158	164	126	130
		largo	175	181	139	144	134	139	130	135	128	133	127	131	126	130
<b>De borde</b> Un lado corto discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	998	1018	568	594	506	533	451	478	403	431	357	388	315	346
		largo	516	544	409	431	391	412	372	392	350	369	326	341	297	311
	Neg. en bordes dis.	largo	326	0	258	0	248	0	236	0	222	0	206	0	190	0
	Positivo	corto	630	668	329	356	292	306	240	261	202	219	167	181	133	144
		largo	179	187	142	149	137	143	133	140	131	137	129	136	129	135
<b>De borde</b> Un lado largo discontinuo	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	583	624	514	548	453	481	397	420	346	364	297	311
		largo	587	687	465	545	442	513	411	470	379	426	347	384	315	346
	Neg. en bordes dis.	corto	651	0	362	0	321	0	283	0	250	0	219	0	190	0
	Positivo	corto	751	912	334	366	285	312	241	263	202	218	164	175	129	135
		largo	185	200	147	158	142	153	138	149	135	146	134	145	133	144
<b>De esquina</b> Dos lados adyacentes discontinuos	Neg. en bordes interiores	corto	1060	1143	598	653	530	582	471	520	419	464	371	412	324	364
		largo	600	713	475	564	455	541	429	506	394	457	360	410	324	364
	Neg. en borde discontinuos	corto	651	0	362	0	321	0	277	0	250	0	219	0	190	0
	Positivo	corto	751	912	358	416	306	354	259	298	216	247	176	199	137	153
		largo	191	212	152	168	146	163	142	158	140	156	138	154	137	153
<b>Extremo</b> Tres bordes discontinuos un lado largo continuo	Neg. en borde cont.	corto	1060	1143	970	1070	890	1010	810	940	730	870	650	790	570	710
	Neg. en bordes disc.	corto	651	0	370	0	340	0	310	0	280	0	250	0	220	0
		largo	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
Positivo	corto	751	912	730	800	670	760	610	710	550	650	490	600	430	540	
		largo	185	200	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520	430	520
<b>Extremo</b> Tres bordes discontinuos un lado corto continuo	Neg. en borde cont.	largo	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710	570	710
	Neg. en borde disc.	corto	570	0	480	0	420	0	370	0	310	0	270	0	220	0
		largo	330	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0	220	0
	Positivo	corto	1100	1670	960	1060	840	950	730	850	620	740	540	660	430	520
		largo	200	250	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540	430	540
<b>Aislado</b> Cuatro lados discontinuos	Neg. en bordes discontinuos	corto	570	0	550	0	530	0	470	0	430	0	380	0	330	0
		largo	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0	330	0
	Positivo	corto	1100	1670	830	1380	800	1330	720	1190	640	1070	570	950	500	830
		largo	200	250	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830	500	830

<sup>1</sup> Para las franjas extremas multiplíquense los coeficientes por 0.60.

<sup>2</sup> Caso I. Losa colada monolíticamente con sus apoyos.

<sup>3</sup> Caso II. Losa no colada monolíticamente con sus apoyos.

Los coeficientes multiplicados por  $10^{-4} w a_1^2$ , dan momentos flexionantes por unidad de ancho; si  $w$  está en  $kN/m^2$  (en  $kg/m^2$ ) y  $a_1$  en m, el momento da en  $kN-m/m$  (en  $kg-m/m$ )

Para el caso I,  $a_1$  y  $a_2$  pueden tomarse como los claros libres entre paños de vigas; para el caso II se tomarán como los claros entre ejes, pero sin exceder del claro libre más dos veces el espesor de la losa.

El cálculo de los momentos en las franjas centrales de los tableros para los casos que estamos revisando, se obtuvieron con los coeficientes que pertenecen a la situación número 1 (todos los lados continuos) y por unidad de ancho.

### Determinación del refuerzo

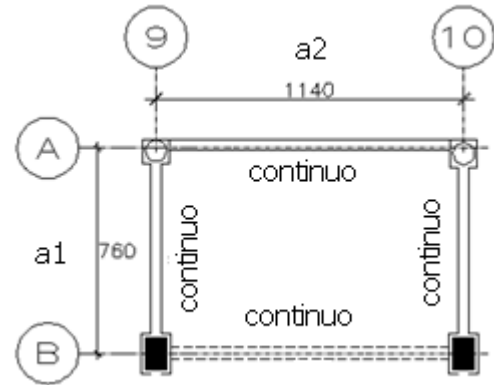
#### Caso 1

Considerando un ancho de contratraves igual a 45cm y suponiendo un espesor de muro de contención igual a 35cm tenemos:

$$a1 = 760 - \left(\frac{35}{2}\right) - \left(\frac{45}{2}\right) = 720 \text{ cm}$$

$$a2 = 1140 - 45 = 1095 \text{ cm}$$

$$m = \frac{a1}{a2} = \frac{720}{1095} = 0.65$$



Dado que la relación resultó 0.65 se interpolaron los valores correspondientes a relaciones de 0.6 y 0.7, y se consideró la condición monolítica.

Los coeficientes obtenidos de la interpolación considerando continuidad en todos los bordes son:

- 461----Negativo en bordes interiores claro corto
- 381----Negativo en bordes interiores claro largo
- 248----Positivo en claro corto
- 132----Positivo en claro largo

En el caso de losas de cimentación, el peso propio actúa en sentido contrario a la subpresión, por lo cual realizamos un ajuste para obtener la carga última:

$$Wu = 4200 - (0.35 \times 2400) \times 1.4 = 4704 \text{ kg/m}^2$$

Para el cálculo de los momentos se multiplicaron los coeficientes mencionados por el factor común:

$$10^{-4} \times Wu \times a1^2 = 24.38 \text{ kg - m}$$

En la tabla siguiente se resumen los momentos calculados:

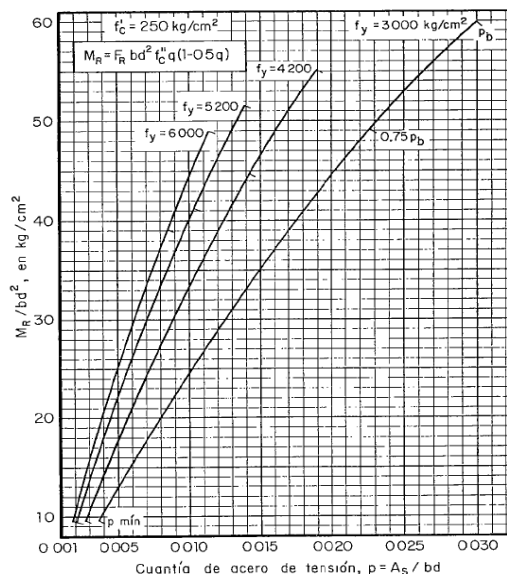
Caso	Factor común	Momento (kg-m/m)	Momento (t-m/m)
Negativo claro corto	24.38	11239.18	11.239
Negativo claro largo	24.38	9288.78	9.288
Positivo claro corto	24.38	6046.24	6.046
Positivo claro largo	24.38	3218.16	3.218

La determinación del acero requerido se realizó empleando las expresiones para elementos sometidos a flexión considerando un ancho unitario y echando mano de las ayudas de diseño acordes a las características de la losa.

La grafica mostrada relaciona el momento resistente de una sección de concreto rectangular con  $f'c=250\text{kg/m}^2$  y el porcentaje de acero requerido. Cada una de las líneas marcadas representa diversos valores de  $f_y$ , que en este caso será de  $4200\text{ kg/cm}^2$ .

Se calculo la relación  $Mu/bd^2$  para cada uno de los momentos y se determino el porcentaje de acero requerido para cada caso. Sabiendo que  $p=As/bd$  despejamos el área de acero requerido en cada apoyo y al centro de la losa.

Los resultados obtenidos se presentan en la siguiente tabla:



Caso	Momento Kg-cm	$\frac{Mu}{bd^2}$	P (cuantía de acero)	As (requerido) $\text{cm}^2/\text{m}$
Negativo claro corto	$11.23 \times 10^5$	12.5	0.0038	11.4
Negativo claro largo	$9.29 \times 10^5$	10.32	0.00264	7.92 (min)
Positivo claro corto	$6.046 \times 10^5$	6.71	0.00264	7.92 (min)
Positivo claro corto	$3.218 \times 10^5$	3.57	0.00264	7.92 (min)

Si utilizamos var#6 cuya área de acero es de  $2.85\text{ cm}^2$  las separaciones se obtienen de la siguiente manera:

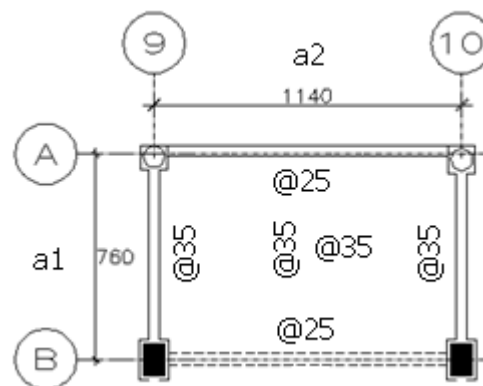
$$sep = \frac{Av \times 100}{As}$$

donde;

$Av$ = área de acero de la varilla a utilizar.

$As$ = área de acero requerido.

Caso	As (requerido)	Separación de varillas
Negativo claro corto	11.4	25 cm
Negativo claro largo	7.92 (min)	35 cm
Positivo claro corto	7.92 (min)	35 cm
Positivo claro corto	7.92 (min)	35 cm



Como se comento anteriormente el trabajo de una losa de cimentación es de manera invertida, por lo cual el acero requerido en los apoyos (negativo) se colocara en la parte inferior y es muy común en la práctica, armar este tipo de losas con una doble parrilla para evitar agrietamientos.

Caso 2

Considerando un ancho de contratabes igual a 45cm tenemos:

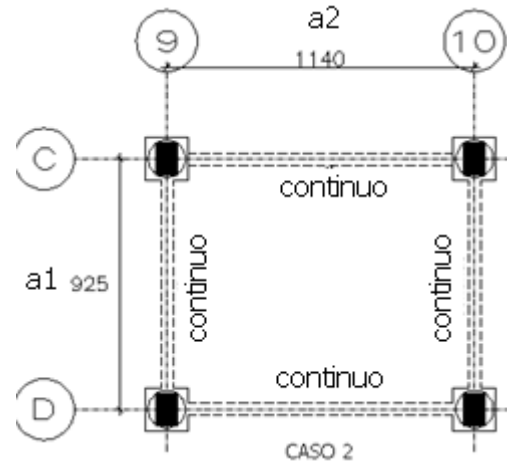
$$a1 = 925 - 45 = 880 \text{ cm}$$

$$a2 = 1140 - 45 = 1095 \text{ cm}$$

$$m = \frac{a1}{a2} = \frac{880}{1095} = 0.80$$

Los coeficientes obtenidos con la relación igual a 0.8 y estableciendo la continuidad en todos los bordes son:

- 381----Negativo en bordes interiores claro corto
- 347----Negativo en bordes interiores claro largo
- 192----Positivo en claro corto
- 128----Positivo en claro largo



De la misma manera que en el caso anterior se obtuvieron los momentos al centro y en los bordes de la losa, los resultados se presentan a continuación:

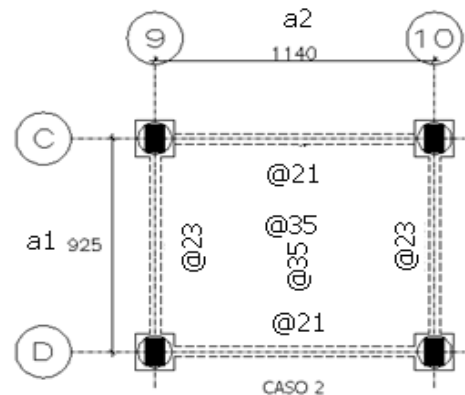
$$Wu = 4200 - (0.35 \times 2400) \times 1.4 = 4704 \text{ kg/m}^2$$

$$10^{-4} \times Wu \times a1^2 = 36.42 \text{ kg - m}$$

Caso	Factor común	Momento (kg-m/m)	Momento (t-m/m)
Negativo claro corto	36.42	13876.02	13.876
Negativo claro largo	36.42	12637.74	12.637
Positivo claro corto	36.42	6992.64	6.992
Positivo claro largo	36.42	4661.76	4.661

Caso	Momento Kg-cm	$\frac{Mu}{bd^2}$	P (cuantía de acero)	As (requerido) cm <sup>2</sup> /m
Negativo claro corto	13.87 x 10 <sup>5</sup>	15.41	0.0045	13.5
Negativo claro largo	12.63x 10 <sup>5</sup>	14.03	0.004	12.0
Positivo claro corto	6.99 x 10 <sup>5</sup>	7.76	0.00264	7.92 (min)
Positivo claro largo	4.66 x 10 <sup>5</sup>	5.17	0.00264	7.92 (min)

Caso	As (requerido)	Separación de varillas
Negativo claro corto	13.5	21 cm
Negativo claro largo	12.0	23 cm
Positivo claro corto	7.92 (min)	35 cm
Positivo claro largo	7.92 (min)	35 cm



Las figuras y tablas anteriores indican separaciones de varillas que en la práctica no son viables, es por ello que se busco una distribución uniforme con la finalidad de que el acero se pueda colocar de manera adecuada y que no se generen problemas de colado o de procedimiento constructivo. Se escogió un arreglo a través de una doble parrilla; la parrilla inferior será una retícula con var#6 espaciada a cada 20cm y una parrilla superior con var#6 a cada 30 cm. La colocación de una doble parrilla facilita el trabajo en obra puesto que en ocasiones es complicado el bastoneo y el doblado de varillas debido al trabajo inverso de la losa.

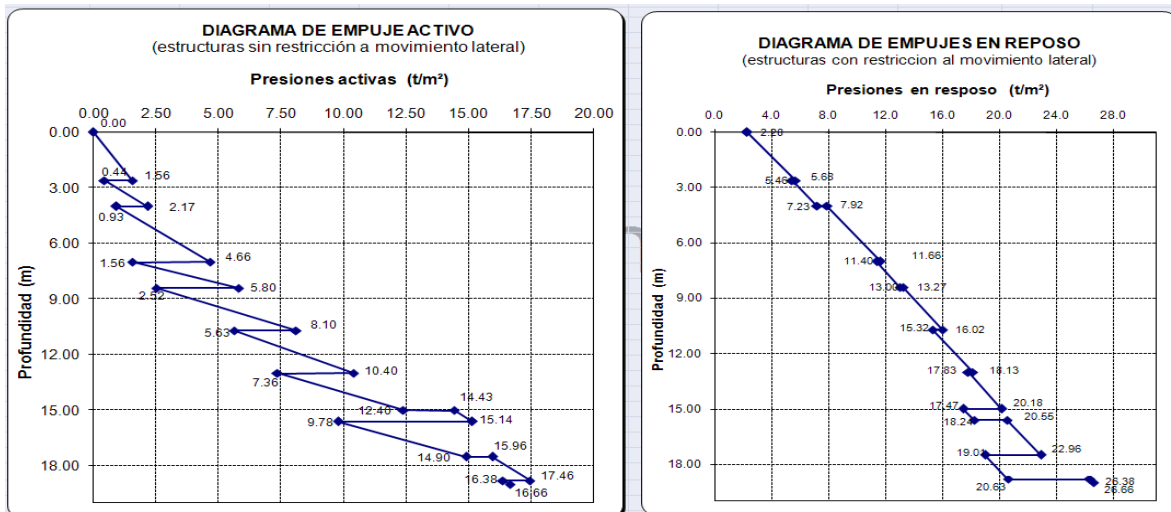
### III.5 Diseño de Muro de Contención Perimetral.

Para diseñar los muros perimetrales del cajón de cimentación, las paredes de fosos de elevador y cisternas, el estudio de mecánica de suelos nos brindo el cálculo de los empujes de tierra, y para condiciones sin restricción de deformación del suelo que empuja y para cuando si existen restricciones. Antes de presentar las graficas proporcionadas por el estudio, es conveniente resaltar dos definiciones que esclarecen el caso de análisis:

*Presión en reposo*- es la presión del suelo que se efectúa sobre una pared rígida que no sufre desplazamientos,

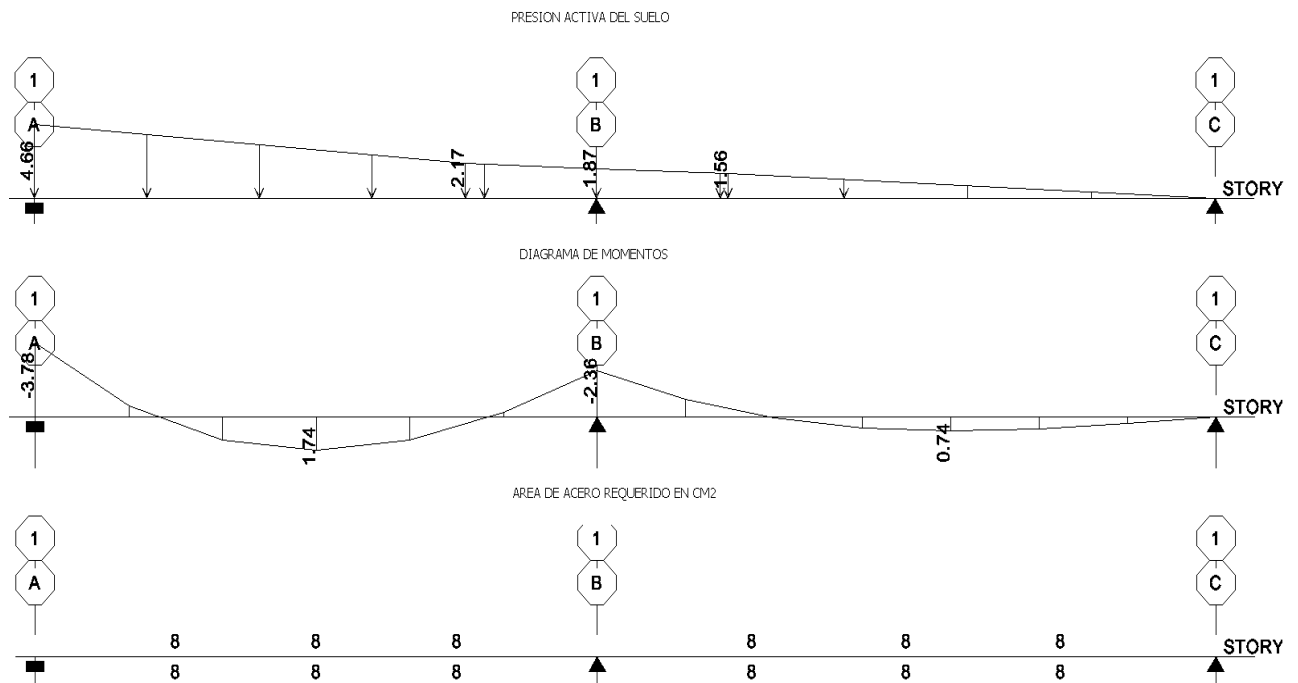
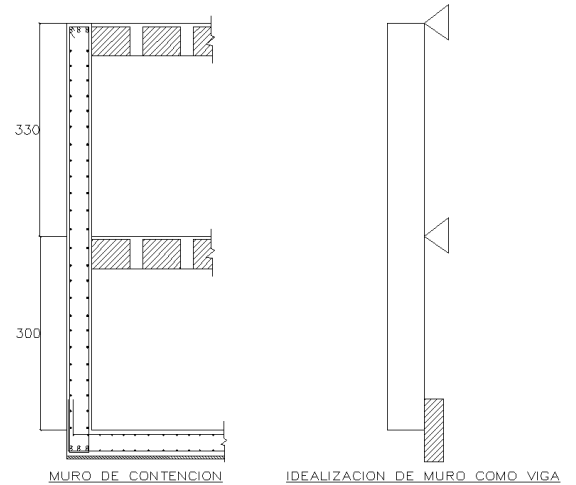
*Empuje Activo*- es el empuje de tierras que se efectúa sobre una pared que resiste, cediendo a una cierta magnitud que dependen de sus características estructurales.

Cualquier deformación o desplazamiento que pudiera sufrir el muro de contención debido a la presión de reposo, nos llevara la generación de un empuje activo. Considerando que el muro de contención pueda tener deformaciones dentro de los límites permisibles por el reglamento, se tomaron las presiones activas mostradas en las siguientes graficas:



Teniendo las presiones que ejercerá el terreno, se idealizo el muro de contención como una viga de ancho unitario y 35cm de espesor cuyos apoyos son representados por las losas de planta baja, sótano 1 y sótano 2; se considero un empotramiento en la base debido a la rigidez y la restricción que proporciona la losa de cimentación, para los niveles superiores se considero un apoyo simple. El esquema que se muestra es la representación del modelo de análisis para el muro.

La solución de la viga se realizo con el programa Etabs y los resultados fueron los siguientes:



Se puede observar que con la distribución de presiones indicada el área de acero requerida es de  $8\text{cm}^2$  la cual es equivalente al área de acero mínimo con una cuantía de aproximadamente  $p=0.00264$ .

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7\sqrt{f'c}}{f_y} bd$$

$$A_{s \text{ min}} = \frac{0.7\sqrt{250}}{4200} 100 \times 30 = 7.9\text{cm}^2$$

Si utilizamos var#5 con un área de  $1.98\text{cm}^2$  la separación es:

$$s = \frac{1.98 \times 100}{8} = 24.75 = 25\text{cm}$$

Por lo tanto dejamos var#5@25 en el sentido vertical del muro.

En el sentido horizontal se colocó acero por cambios volumétricos, en este caso se utilizó una cuantía de 0.003 como lo marcan las NTCDC en su apartado 5.7 para elementos expuestos a la intemperie.

$$\text{As horizontal} = 0.003 \times 100 \times 30 = 9 \text{ cm}^2$$

Los 9 cm<sup>2</sup> se colocaran en dos caras por lo tanto:

$$\text{As horizontal por cara} = 4.5 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas del #4 con un área de 1.27cm<sup>2</sup> la separación es:

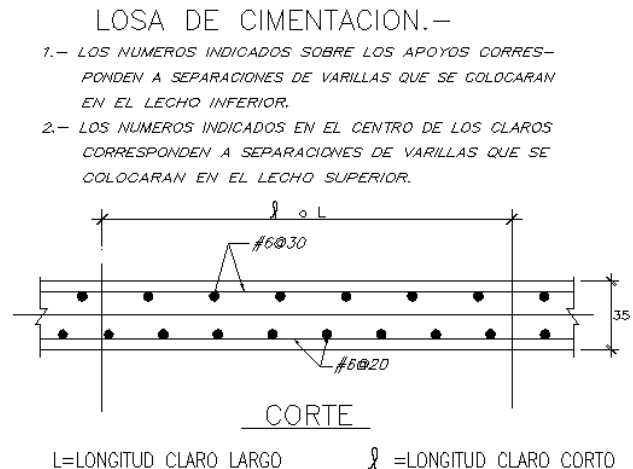
$$s = \frac{1.27 \times 100}{4.5} = 28.2 \text{ cm}$$

Por lo tanto dejamos var#4@25 en el sentido horizontal del muro.

### III.6 Detalles y Cortes de Cimentación.

En este apartado se presenta algunos de los detalles que conforman los planos de cimentación y se describen brevemente cada uno de ellos. La ilustración mostrada a la derecha es el arreglo de la doble parrilla colocada en la losa de cimentación. La nomenclatura para todos los planos de construcción es:

@= indica el término “a cada” y el número que le sigue es el espaciamiento de varillas.  
# = número de varilla en octavos de pulgada a utilizar



En este caso la separación de varillas en la parrilla superior resultó del #6@30 y la inferior del #6@20, se tiene que indicar también el espesor de la losa. Este corte por lo general complementa la información que se observa en la planta estructural de cimentación donde se indican las separaciones en cada tablero.

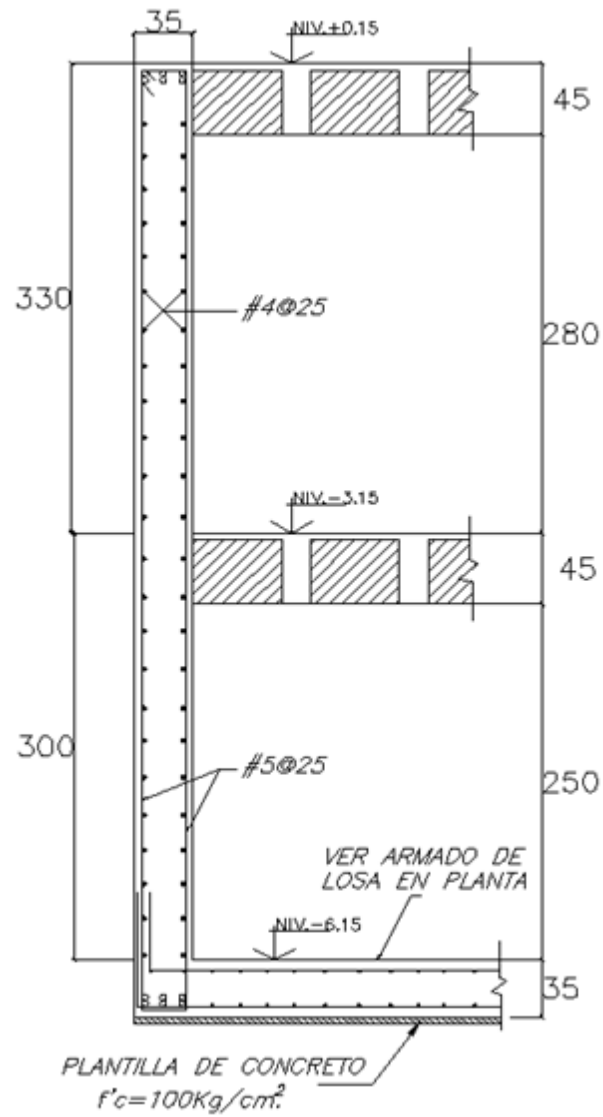


Fig. Se muestra el acomodo de varillas horizontales y verticales del muro de contención perimetral; se aprecia la unión con la losa de cimentación así como las especificaciones de la plantilla en la cual se desplantara.



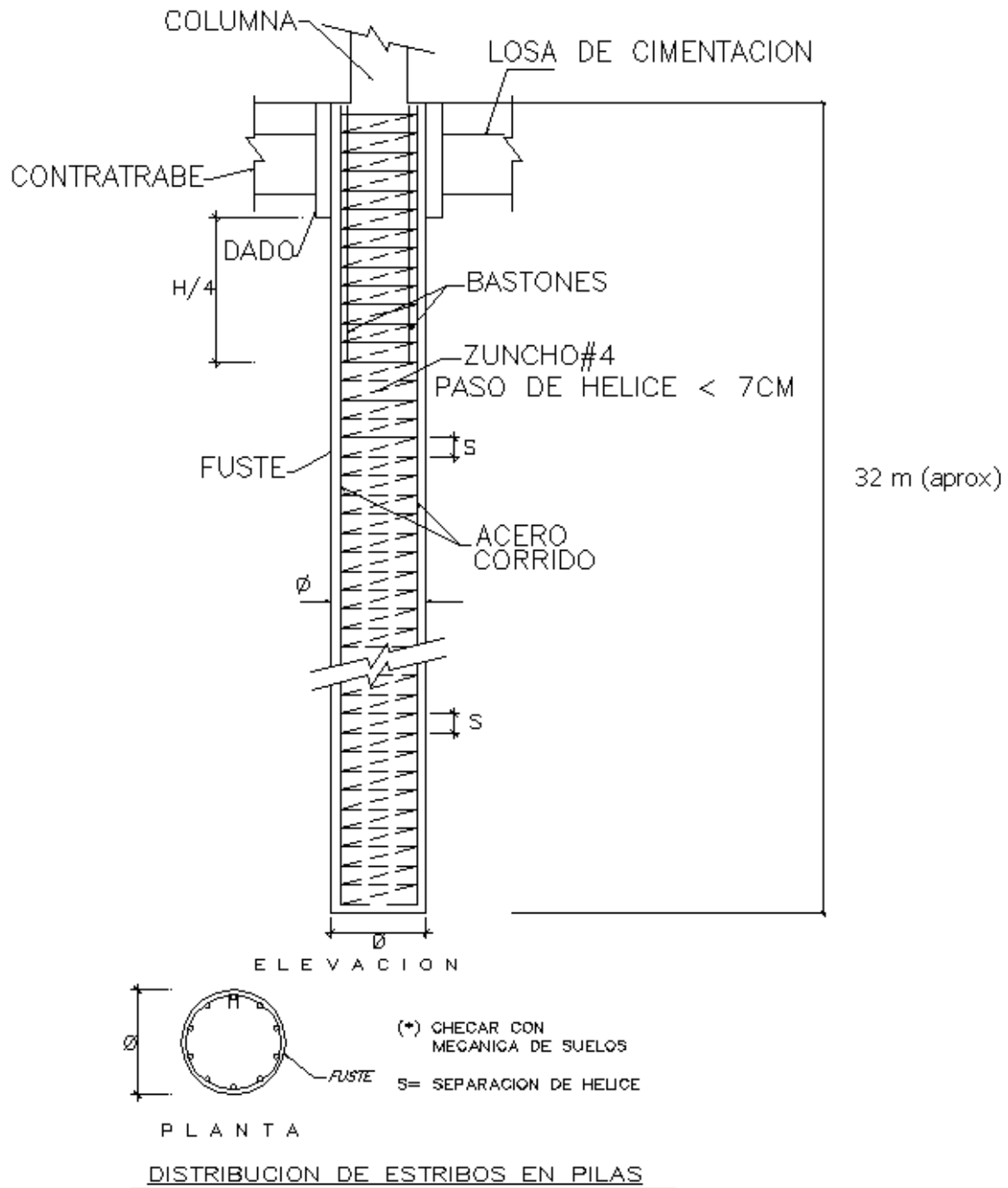


Fig. Elevación que muestra las indicaciones del zuncho y colocación de bastones

## CAPITULO IV

### DISEÑO DE SUPERESTRUCTURA

#### IV.1 Diseño de columnas.

Retomando el caso de la columna que se reviso en el capítulo II, se plantea la distribución de refuerzo longitudinal y transversal correspondiente a los resultados obtenidos anteriormente. Los elementos mecánicos y cuantías calculadas se resumen a continuación:

Elementos mecánicos (combinación 20)

$M_x = 115.91 \text{ t-m}$

$M_y = 47.36 \text{ t-m}$

$V_x = 29.88 \text{ ton}$

$V_y = 56.47 \text{ ton}$

$F_{\text{axial}} = 1304.03 \text{ ton}$

Fuerzas Resistentes

$P_{\text{resistente}} = 1327 \text{ ton}$

$V_{cr} = 39.907 \text{ ton}$ -----capacidad del concreto a cortante

$V_{sr} = 16.57 \text{ ton}$ -----cortante que se tomara con estribos.

$p = 0.015$  -----porcentaje de acero requerido

*Configuración del Refuerzo longitudinal.*

$A_s = 0.015 \times 80 \times 115 = 138 \text{ cm}^2$ ----- área de acero requerida

Utilizando varillas #10 cuya área de acero es de  $7.92 \text{ cm}^2$  obtenemos:

$$N_{\text{var}} = \frac{138}{7.92} = 17.42 = 18 \text{ var \#10}$$

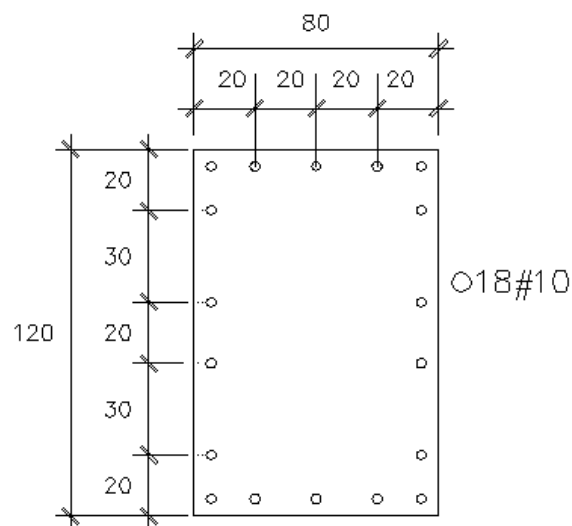


Fig. Distribución de Refuerzo longitudinal

### Refuerzo transversal

Sin considerar los efectos de la fuerza cortante las NTCDC indican que todas las barras o paquetes longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos a una separación no mayor que:

$$\frac{850}{\sqrt{fy}} db = \frac{850}{\sqrt{4200}} (3.2) = 42 \text{ cm}$$

$$48 de = 48(0.9525) = 46 \text{ cm}$$

$$\frac{b}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

Donde:

db= diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete.

de= diámetro de la barra del estribo.

b=dimensión menor de la columna

Considerando los valores anteriores se utilizaría una separación de 40 cm con estribos del #3, sin embargo se reviso el requerimiento de refuerzo transversal debido a la fuerza cortante, para determinar si la separación anteriormente calculada cubre estas acciones.

Vsr= 16.57 ton

Fr = 0.8

Var#3= 0.71cm<sup>2</sup>

Av = área de acero según el numero de ramas

Considerando 4 ramas en la dirección en la que actúa el cortante máximo Av =2.84 cm<sup>2</sup>

Sustituyendo lo anterior en la siguiente expresión obtenemos:

$$\text{separacion} = \frac{Fr Av Fy d}{Vsr}$$
$$\text{separacion} = \frac{0.8 \times 2.84 \times 4200 \times 115}{16570} = 66.2 \text{ cm} > 40\text{cm}$$

Por lo tanto la separación máxima será de 40cm la cual se reducirá a la mitad en una longitud no menor que:

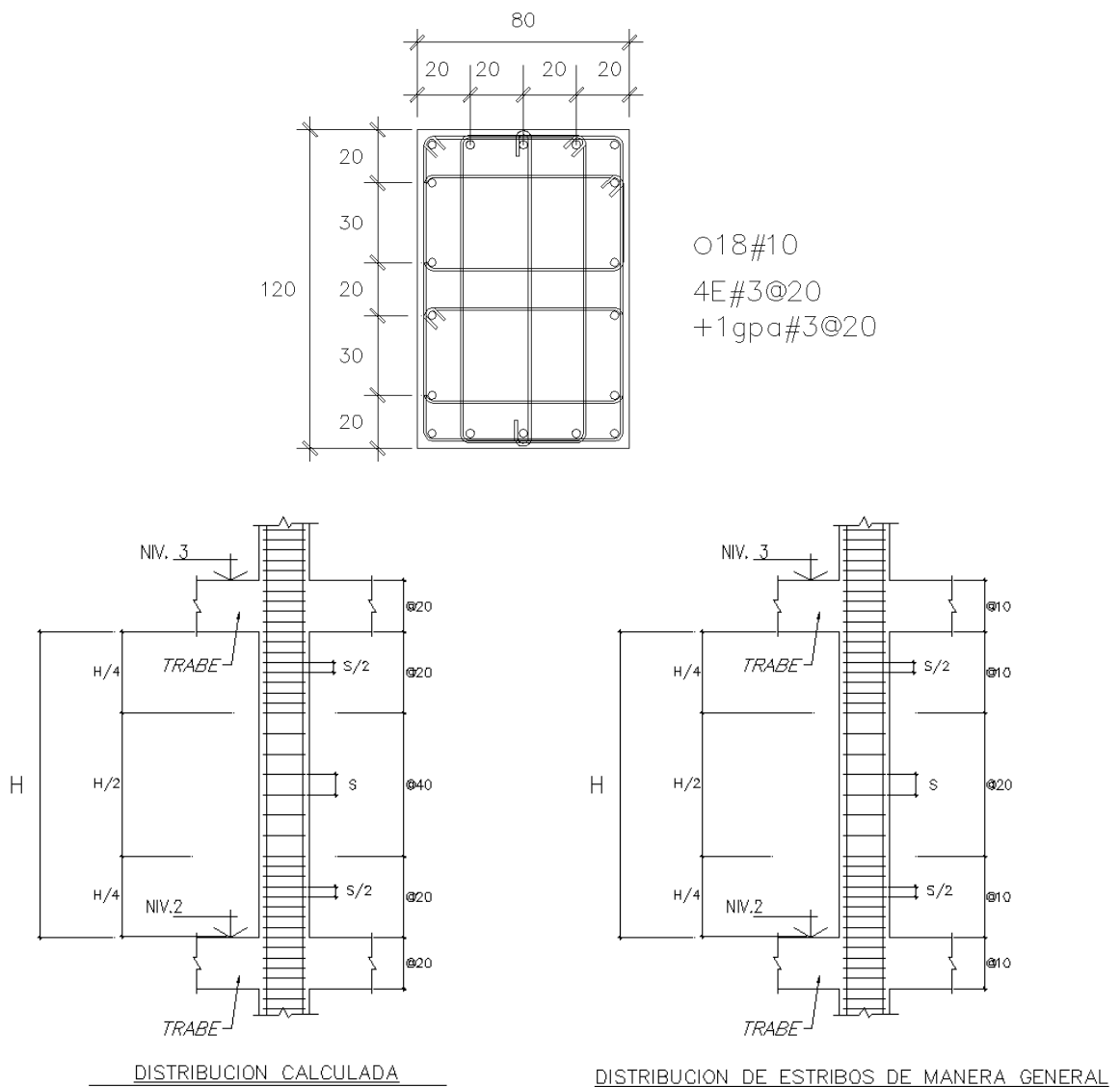
- La dimensión transversal máxima de la columna (120cm)
- Un sexto de su altura libre (H libre= 3.30 – 0.4 =2.9 H/6= 48 cm )
- 600mm

Por lo tanto la separación de estribos se debe reducir a la mitad de la calculada en una distancia de 120cm medida a partir del paño superior e inferior de las trabes que delimitan la altura libre.

Dado que la altura libre es de 290cm, se presenta una situación de incongruencia en la distribución de estribos, puesto que al reducirse la separación en una distancia de 120 cm, prácticamente todos los estribos quedaría a cada 20 cm, aun cuando la columna no lo requiera. Debido a esta situación se tomo el criterio de cerrar los estribos a un cuarto de la altura libre (en este caso 70cm) en las cercanías a las intersecciones y dejar la separación calculada en la parte central (H/2).

Los cálculos realizados corresponden únicamente a un nivel de toda la columna y por ende estrictamente hablando tendría que calcularse la separación en cada tramo hasta cubrir todos los niveles y para todas las columnas del edificio, lo cual es completamente impráctico. Para considerar todos los casos que se pudieran presentar se tomo la decisión de disminuir la separación calculada a la mitad es decir se dejaran los estribos a cada 20 cm y se reducirán a cada 10 cm en las intersecciones y en los nudos. En el caso donde la separación que se requiera fuera a un menor que la establecida se trato como un caso particular.

En las siguientes figuras se ilustra el arreglo geométrico del refuerzo longitudinal y transversal así como la distribución de estribos en elevación:



## IV.2 Diseño de trabes.

Retomamos la revisión de la trabe vista en el capítulo II para realizar el detallado del refuerzo y la comprobación del acero longitudinal obtenido del análisis.

La ecuación que surge del principio de equilibrio de fuerzas internas en la sección de concreto está definida de a siguiente manera:

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

Donde;

$$q = \frac{p f_y}{f_c''} \text{----- índice de refuerzo}$$

Esta expresión puede desarrollarse de la siguiente manera:

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

$$F_R b d^2 f_c'' q - 0.5 F_R b d^2 f_c'' q^2 - M_R = 0$$

Dividendo los términos entre el factor común -  $F_R b d^2 f_c''$  tenemos:

$$0.5 q^2 - q + \frac{M_R}{F_R b d^2 f_c''} = 0$$

Resolviendo la ecuación anterior determinamos el valor de q:

$$q = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$a = 0.5$$

$$b = -1$$

$$c = \frac{M_R}{F_R b d^2 f_c''}$$

Sustituyendo los valores obtenemos:

$$q = \frac{1 \pm \sqrt{-1^2 - 4(0.5)\left(\frac{M_R}{F_R b d^2 f_c''}\right)}}{2(0.5)}$$

$$q = 1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2M_R}{F_R b d^2 f_c''}\right)}$$

Igualando el momento resistente con el momento último tenemos que la expresión para determinar el índice de refuerzo es:

$$q = 1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2Mu}{FR b d^2 f_c''} \right)}$$

Los elementos mecánicos obtenidos del análisis son:

Sección 40x90 cm

Fr = 0.9 (por flexión)

Mu= 152.04 t-m

Vu= 63.37 ton

f'c=300 kg/cm<sup>2</sup>

f'y= 204 kg/cm<sup>2</sup>

Sustituyendo el valor de Mu en la ecuación anterior obtenemos un valor de q= 0.34661

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

$$p = \frac{0.34661 \times 204}{4200} = 0.016835$$

$$As = p \times b \times d$$

$$As = 0.016835 \times 40 \times 85 = 57.24$$

$$As = 57.24 \text{ cm}^2 \text{----- acero requerido por flexión}$$

Se considero un porcentaje de acero correspondiente al 75% de la falla balanceada como máxima cuantía a tensión y así lograr una sección sub-reforzada.

Las secciones rectangulares simplemente armadas tienen falla balanceada cuando:

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

$$\beta_1 = 0.85 ; \text{ si } f_c^* \leq 28 \text{ MPa (280 kg/cm}^2\text{)}$$

$$A \text{ balanceado} = \frac{204}{4200} \times \frac{6000 \times 0.85}{4200 + 6000} \times 40 \times 85 = 82.57 \text{ cm}^2$$

$$A \text{ max} = 0.75 \times 82.57 = 65.25 \text{ cm}^2$$

El acero mínimo se calculo con la siguiente expresión:

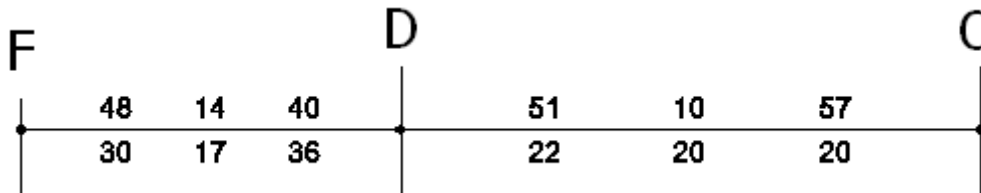
$$\left( A_{s,min} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} b d \right)$$

$$A_{s,min} = 9.81 \text{ cm}^2$$

Como  $A_{s,min} < A_{s,requerido} > A_{s,max}$ , la cantidad de acero es adecuada.

Se puede observar que el acero calculado con las expresiones de las NTCDC coincide con el arrojado por el análisis; de tal manera que se considero aceptable el diseño que nos brinda el programa y se detallo el refuerzo con los resultados del mismo.

La revisión se efectuó con los elementos mecánicos más desfavorables de la trabe del eje 4 nivel 2 mostrada anteriormente, sin embargo en el detallado del refuerzo se considero el acero requerido a lo largo de todo el marco, el cual se muestra a continuación:

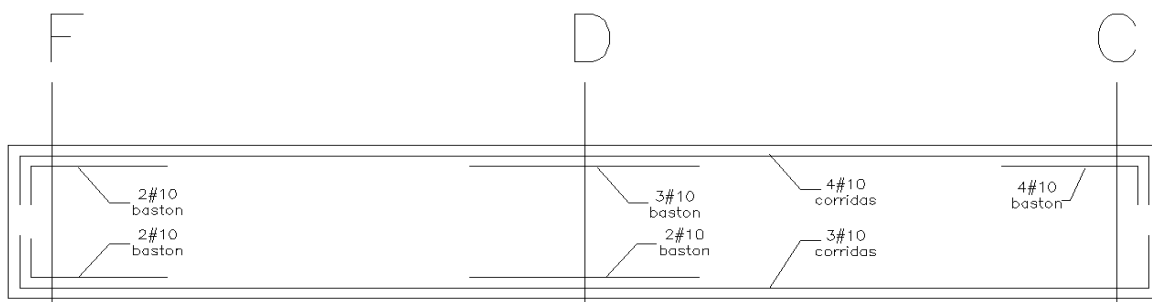


Para el lecho superior dejaremos corrido el 50% del acero y el resto se completara con bastones en los apoyos. Tomando los 57 cm<sup>2</sup> correremos 29 cm<sup>2</sup> y utilizando varillas del # 10 tenemos una cantidad de 4 varillas corridas. Los bastones que se colocaran en el lecho superior son:

- Eje C 4 bast#10
- Eje D 3 bast#10
- Eje F 2 bast#10

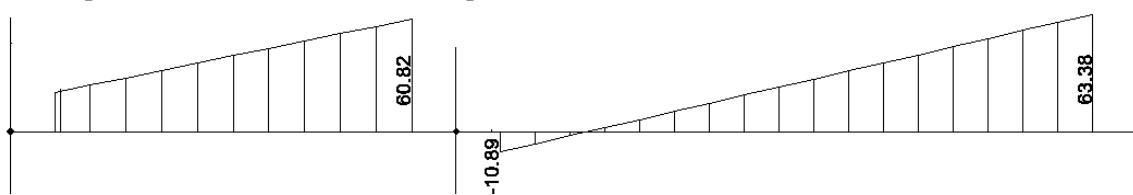
Para el lecho inferior correremos 20 cm<sup>2</sup> lo que es aproximadamente equivalente a 3var #10 y los bastones quedarían de la siguiente manera:

- Eje D 2 bast#10
- Eje F 2 bast#10



Con la configuración del refuerzo longitudinal se deja en claro el procedimiento de diseño por flexión, cabe mencionar que se tomaron en cuenta los requisitos de las NTCDC en lo que respecta a longitud de desarrollo para los cortes varillas.

Finalmente se presenta el cálculo y arreglo del refuerzo transversal con los datos obtenidos de la revisión por fuerza cortante vista en el capítulo II:



$V_{cr} = 21.06$  ton -----Fuerza cortante que resiste el concreto.

$V_u - V_{cr} = 63.38 - 21.06 = 42.31$  ton

Por lo tanto:

$V_{sr} = 42.31$  ton -----Fuerza cortante que se tomara con estribos.

La separación del refuerzo por tensión diagonal se calculo con la siguiente expresión:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_{sR}}$$

donde:

$A_v$  área transversal del refuerzo por tensión diagonal comprendido en una distancia  $s$ ;

$\theta$  ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza; y

$V_{sR}$  fuerza cortante de diseño que toma el acero transversal ( $V_{sR} = V_u - V_{cr}$ ).

Como los estribos estarán colocados a  $90^\circ$  el término trigonométrico tiene un valor unitario y el área transversal del refuerzo se toma de acuerdo al número de ramas que se coloquen.

Utilizando varillas del #4 en dos ramas  $A_v = 2.54 \text{ cm}^2$

$$s = \frac{0.8 \times 2.54 \times 4200 \times 85}{42310} = 17.14 \text{ cm}$$

Esta separación se respetara a lo largo de la sección crítica la cual corresponde a una separación “d” a partir del paño del apoyo. En el centro de los claros el cortante disminuye de modo tal que la fuerza cortante es tomada casi en su totalidad por el concreto y la separación que rige en esta zona está dada por las restricciones de separación máxima que marcan las NTCDC las cuales son:

a) Si  $V_u$  es mayor que  $V_{cr}$  pero menor o igual que:

$$\left( 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right) = 1.5 \times 0.8 \times 40 \times 85 \times \sqrt{240} = 63.20 \text{ ton}$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que  $0.5d$ .

$V_u = 63.38 \text{ ton} > 63.2$

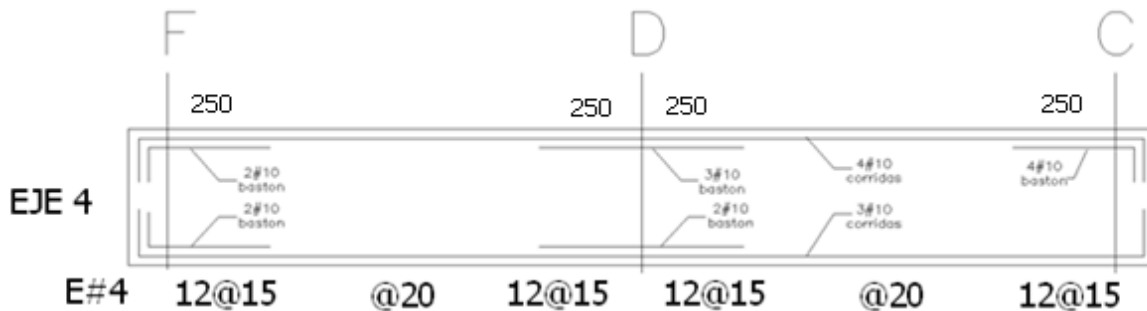


b) Si  $V_u$  es mayor que:

$$\left( 1.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que 0.25 d.  
Por lo tanto la separación máxima de estribos es igual a  $0.25 \times 85 = 21.2 \text{ cm}$

El arreglo de estribos se definió con base a los resultados obtenidos y a las distancias que facilitan la colocación del acero en obra, es decir; las separaciones de 17 cm obtenidas en los apoyos de las traves las cerramos a cada 15cm y al centro del claro estribos separados a cada 20cm como lo ilustra la siguiente figura:



Si tomamos en cuenta que la dimensión de la columna en el sentido de la trabe es de 120cm, la distancia crítica a partir del eje de apoyo es de  $120/2 + d = 145\text{cm}$ . Con una distribución de 12 estribos a cada 15cm logramos cubrir una distancia de 180 cm y se cubre de manera adecuada la sección crítica.

El corte del refuerzo longitudinal se hizo como lo marcan las NTCDC, prolongando el refuerzo a una distancia  $L_d + d$ ; donde “ $L_d$ ” es la longitud de desarrollo y “ $d$ ” es el peralte efectivo de la sección.

La expresión para el cálculo de  $L_d$  es la siguiente:

$$\left( L_{db} = \frac{a_s f_y}{3(c + K_{tr})\sqrt{f_c'}} \geq 0.11 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c'}} \right)$$

Considerando  $K_{tr} = 0$ ,  $c = 5 \text{ cm}$  y varilla del #10

$$L_{db} = \frac{7.92 \times 4200}{15 \times \sqrt{300}} = 128\text{cm}$$

Esta longitud se multiplica por 1.3 para varillas del lecho superior, por lo tanto la longitud de desarrollo total es de:

$$L_{db} = 1.3 \times 128 = 166 \text{ cm}$$

La longitud de corte de varillas es de:  $L_{db} + d = 166 + 85 = 250 \text{ cm}$

### IV.3 Diseño de losas postensadas.

El presfuerzo puede definirse en términos generales como el precargado de un elemento estructural, antes de la aplicación de las cargas de diseño requeridas, hecho en forma tal que mejore su comportamiento general. El presforzado de miembros de concreto puede dividirse en dos categorías: *pretensado o postensado*.

Los miembros de concreto pretensado se producen estirando o tensando los tendones entre anclajes externos antes de vaciar el concreto. Al endurecerse el concreto fresco, se adhiere al acero. Cuando el concreto alcanza la resistencia requerida, se retira la fuerza presforzante aplicada por gatos, y esa misma fuerza es transmitida por el efecto de adherencia entre del acero y el concreto.

Cuando se hace un elemento postensado, generalmente se colocan en los moldes o formas de la viga conductos huecos que contienen a los tendones no esforzados y que siguen un perfil deseado, antes del vaciado del concreto. Cuando el concreto ha alcanzado la suficiente resistencia, se usa la misma viga de concreto para proporcionar la reacción para el gato, un extremo del tendón permanece fijo y en el otro extremo se tensa. La fuerza de tensado es transmitida por accesorios de anclaje en los extremos de la viga, normalmente se rellenan de mortero los conductos de los tendones después de que estos han sido presforzados y esto mejora el comportamiento del elemento en caso de que llegara a sobrecargarse.

#### *Fuerza de Presforzado*

La magnitud de la fuerza de presfuerzo no permanece constante en todas las etapas de construcción. Pueden existir cambios instantáneos, otros dependientes del tiempo y otros que se presentan de acuerdo a la aplicación de las cargas.

La mayor fuerza que actúa en el miembro es la que ocurre durante la operación de los gatos. La fuerza aplicada por los gatos se denomina  $P_j$ . En el momento que los gatos son retirados es decir cuando comienza el fenómeno de transferencia de la fuerza de presfuerzo al concreto, ya sea por medio de anclajes o por adherencia, existe una reducción inmediata en la fuerza  $P_j$ . Esta reducción obedece básicamente por el deslizamiento que puede existir en las cuñas de anclaje y por el acortamiento resultante del tendón que se traduce en una pérdida de esfuerzo.

La fuerza resultante después de las pérdidas mencionadas se le denomina *fuerza inicial de presforzado* ( $P_i$ ).

Las principales causas de pérdidas dependientes del tiempo son las provocadas por la contracción y el escurrimiento plástico del concreto bajo un esfuerzo sostenido de compresión, las cuales ocasionan un acortamiento del miembro, que también es reflejado en una pérdida de esfuerzo en el acero. Como consecuencia de lo anterior la fuerza inicial de presfuerzo se reduce gradualmente a lo que se conoce como *Fuerza efectiva de presfuerzo* ( $P_e$ ).

Es importante que tanto en el análisis como en el diseño de elementos presforzados, se tengan en cuenta los diferentes efectos que provoca cada estado de carga como son los siguientes:

Presfuerzo inicial

Presfuerzo inicial + Peso propio del elemento

Presfuerzo inicial + Carga muerta total.

Presfuerzo inicial + Carga muerta total.

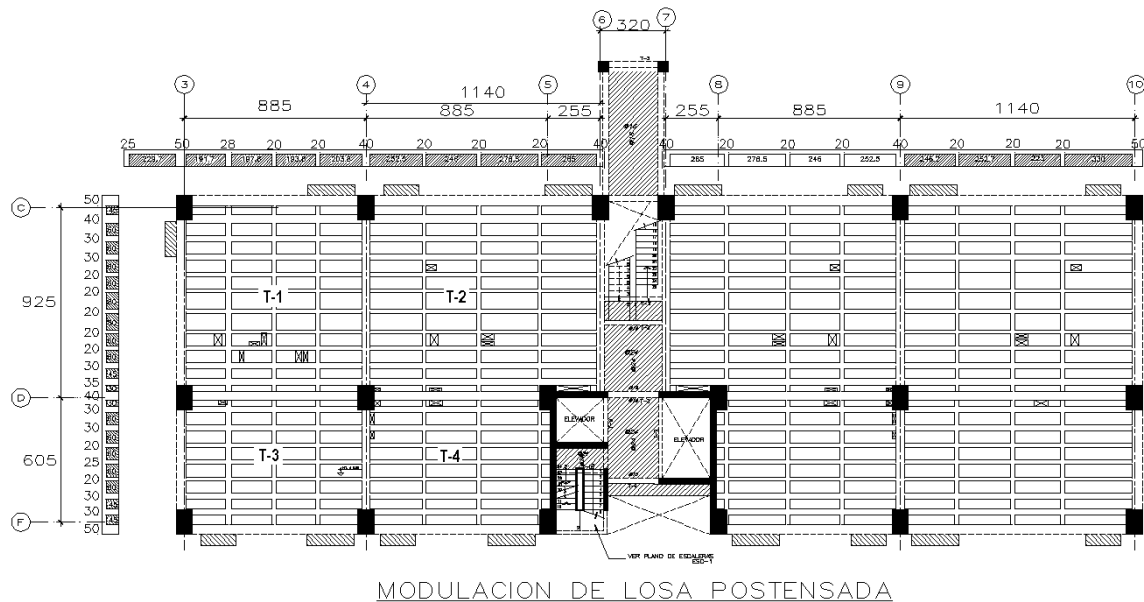
Presfuerzo efectivo + Carga muerta total + Cargas vivas máximas.

Presfuerzo efectivo + Carga muerta + Fracción de la carga viva.

### Estimación del peralte de la losa

El diseño de losas se baso en el concepto denominado “**balanceo de cargas**”, el cual tiene como objetivo proporcionar una carga equivalente hacia arriba mediante tendones curvos, tal que balancee exactamente las cargas gravitatorias como son el peso propio, carga muerta y carga viva.

El arreglo geométrico de la nervaduras se realizo utilizando un casetón de aproximadamente 60x260cm, orientando su parte más larga en dirección horizontal, dando así como consecuencia una modulación en la cual se proporciona una mayor cantidad de nervaduras en el sentido largo y dejando aproximadamente 3 nervaduras en el sentido corto. La finalidad de este arreglo es llevar la carga a las traveses apoyadas en dirección vertical, las cuales por tener una claro más corto no requerirán un peralte mayor. La modulación y el ancho de las nervaduras se muestran en la siguiente figura:



Las recomendaciones prácticas indican que para losas macizas continuas presforzadas en dos direcciones, es recomendable tener una relación del claro promedio a peralte total entre 45 y 55. Considerando una relación igual a 50 y tomando el tablero T-2 el peralte requerido seria:

$$L_{prom} = \frac{1140 + 925}{2} = 1032.5 \text{ cm}$$

$$h = \frac{1032.5}{50} = 21 \text{ cm}$$

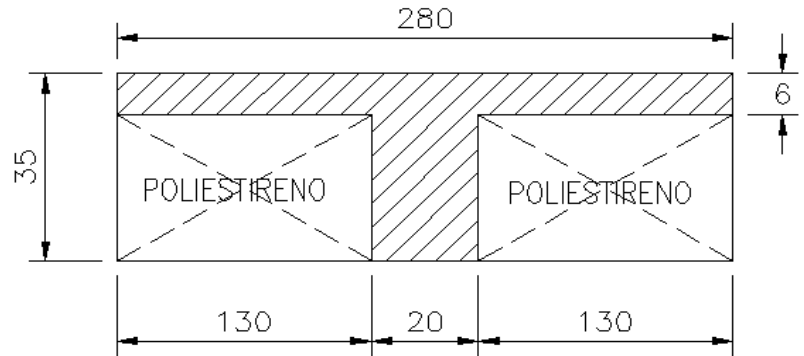
El peralte calculado es una aproximación con la cual aparentemente no se debería tener problemas de deflexión ni de esfuerzos en el concreto, sin embargo es importante a pesar de ello revisar la resistencia y los estados límite de servicio.

Como la losa será aligerada mediante casetones, se deberá buscar un sistema equivalente a una losa maciza con un peralte de 21cm; esto se logra mediante la igualación de inercias, es decir la inercia de la sección “T” deberá ser igual o mayor que la de la losa maciza.

Se tomo un peralte de 35 cm con el cual se tienen las siguientes dimensiones y propiedades geométricas en cada dirección:

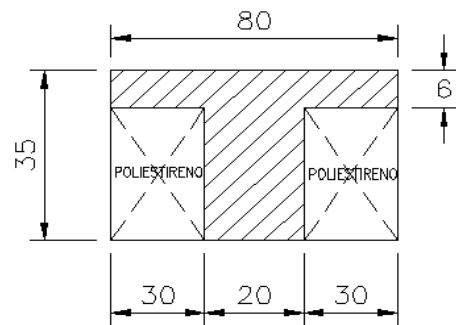
*Nervadura sentido corto*

Área = 2260 cm<sup>2</sup>  
 Modulo de sección (S) = 6460 cm<sup>3</sup>  
 Inercia = 177728.16 cm<sup>4</sup>



*Nervadura sentido largo*

Área = 1060 cm<sup>2</sup>  
 Modulo de sección (S) = 5464 cm<sup>3</sup>  
 Inercia = 122522 cm<sup>4</sup>



Dado que la carga será soportada en su mayoría por las nervaduras del sentido largo, comparamos su inercia, con una franja de 80cm de losa maciza:

$$I_{maciza} = \frac{80 \times 21^3}{12} = 61740 \text{ cm}^4$$

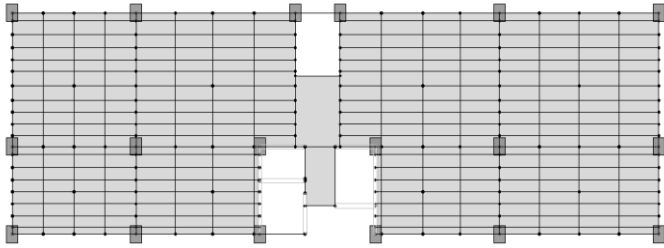
Se puede concluir que la losa nervada posee una inercia mucho mayor que la requerida como losa maciza; hasta este punto podría parecer que se requiere disminuir el peralte, sin embargo la inercia de la sección “T” varía sensiblemente y una disminución de algunos centímetros en el peralte provoca una reducción drástica de la inercia como lo muestra la siguiente tabla:

Cálculo de Inercias en Losas Aligeradas											
H	f	h	t	c	a1	a2	y1	y2	yg	I	
cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm <sup>4</sup>	
35	6	29	20	60	480	580	32	14.5	22.42	122.522	
30	6	24	20	60	480	480	27	12	19.50	78.480	
25	6	19	20	60	480	380	22	9.5	16.48	46.011	no pasa
20	6	14	20	60	480	280	17	7	13.32	23.698	no pasa

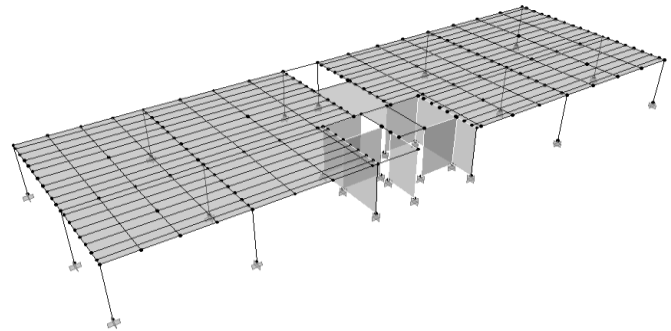
### Obtención de elementos mecánicos.

Las cargas que se presentaran en la losa deberán ser equilibradas con la contribución de las nervaduras en los dos sentidos, es decir la suma de las contribuciones de presfuerzo de cada nervadura debe darnos el 100% del presfuerzo requerido para que la losa se encuentre en un estado libre de esfuerzos de flexión.

La manera de observar el trabajo de cada nervadura es obteniendo los elementos mecánicos en cada dirección, por ello se realizo un modelo de emparrillado como se muestra en las siguientes figuras:

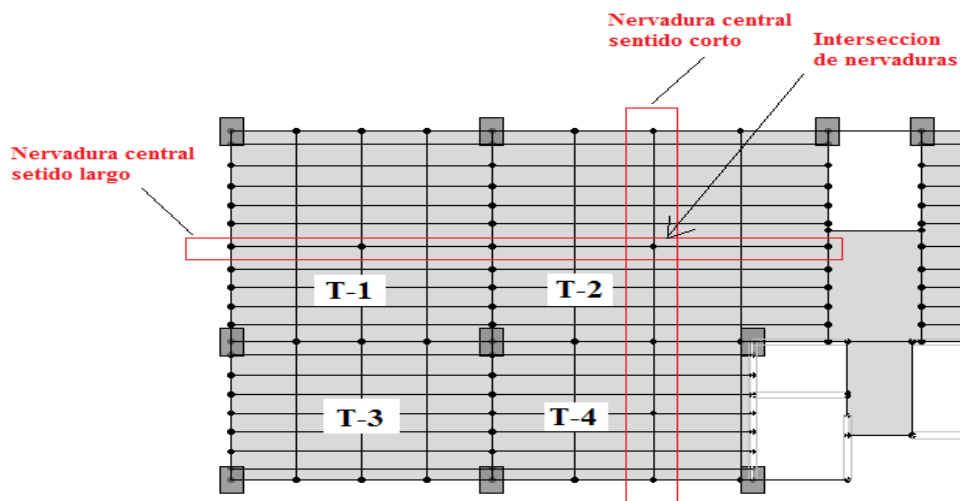


Modelacion en planta



Vsta 3d

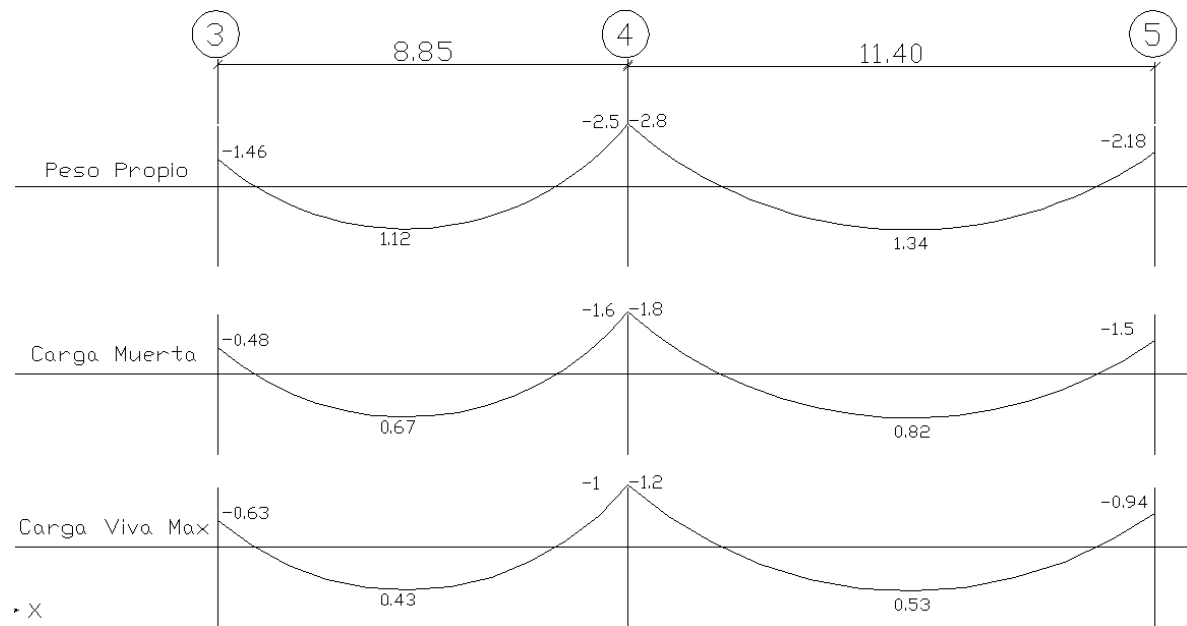
Tomando en cuenta que la losa no es continua en todo lo largo de la planta del edificio, y que la condición más desfavorable está asociada con las franjas centrales de la losa, aislamos para el análisis y diseño los tableros y las nervaduras centrales que se muestran a continuación:



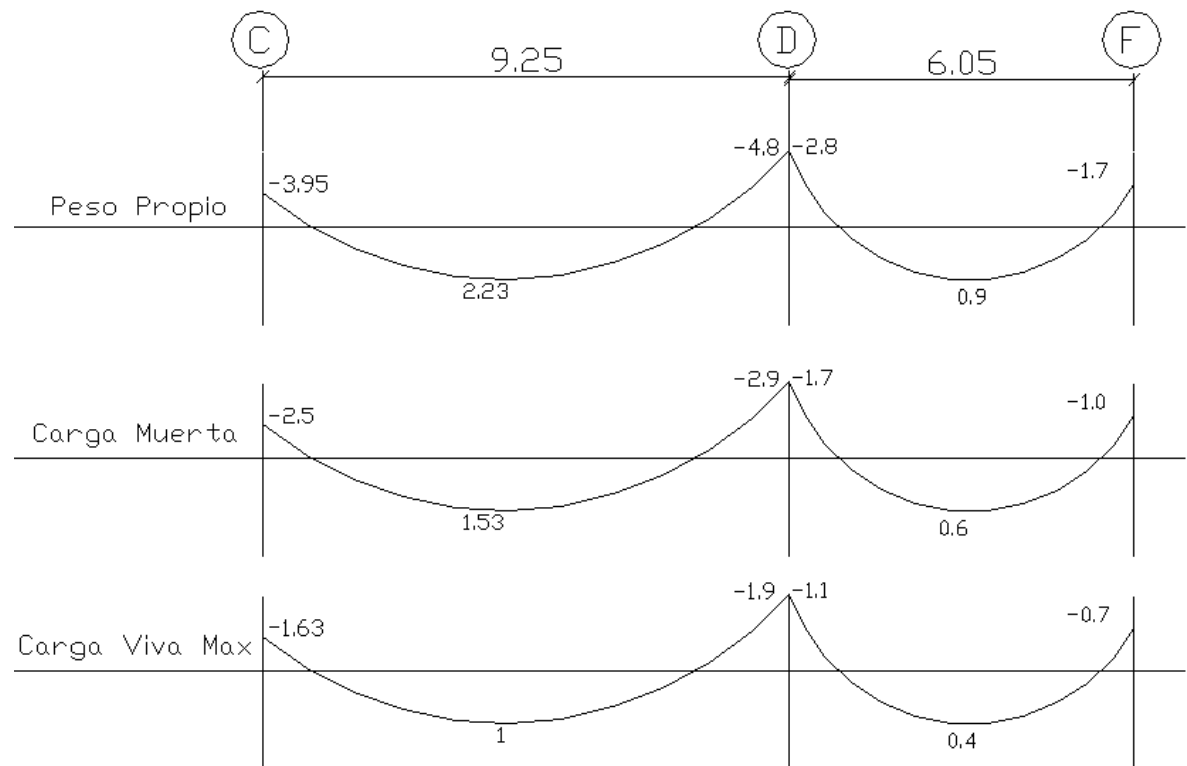
Cada intersección de nervaduras posee dos momentos asociados a la dirección larga y corta de cada tablero. Debido a que la mayor parte de la carga será tomada con las nervaduras del sentido largo, se les asignará a estas un mayor porcentaje del momento máximo, y las nervaduras del sentido corto tomaran el momento restante.

Los momentos en las nervaduras marcadas en la figura anterior son los siguientes:

*Sentido Largo*



*Sentido Corto*



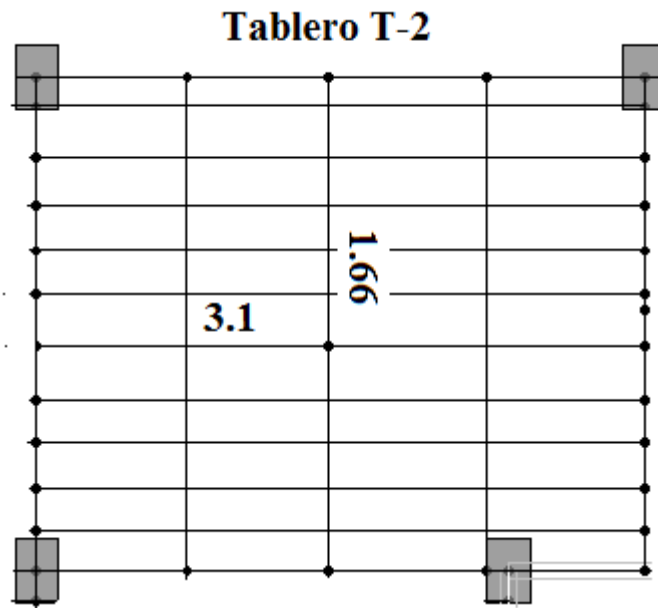
Para el presente escrito se desarrollo el análisis y el diseño correspondiente a la intersección de nervaduras centrales comprendida en el tablero T-2. El momento al centro de lo claros mostrados en los diagramas anteriores, deberá de ser balanceado con una configuración del tendón de presfuerzo tal que se produzca un momento contrario al originado por las cargas de servicio.

Para el tablero T-2 tenemos que en el claro largo se presento un momento debido al peso propio de 1.34 t-m y en el sentido corto de 2.23 t-m, esto quiere decir que en este punto deberá de balancearse un momento de 2.23 t-m, y como ambas nervaduras serán presforzadas cada una contribuye para hacerlo. Se asigno una mayor cantidad de momento a las nervaduras del sentido largo por las razones mencionadas anteriormente y de ello resulta que para el sentido largo tomamos 1.5 t-m y en el sentido corto 0.73t-m; la suma de ambos nos proporcionara un estado balanceado libre de esfuerzos de flexión. Para los demás estados de carga se presenta la tabla siguiente:

Tabla de distribución de momentos en nervaduras.

Sentido Largo

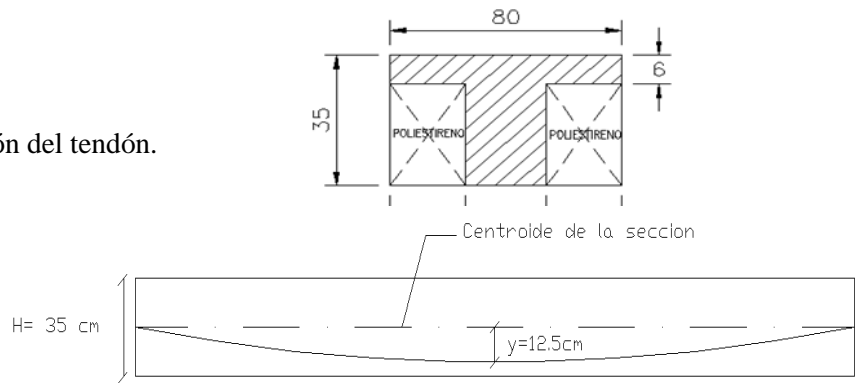
Edo de Carga	Nervadura Claro Largo (t-m)	Nervadura Claro corto (t-m)	Momento Total (t-m)
Peso propio	1.5	0.73	2.23
Carga Muerta	1	0.53	1.53
Carga Viva Max	0.6	0.4	1
Momento de diseño	3.1	1.66	



*Diseño de nervadura en el sentido largo*

Propiedades de la sección y configuración del tendón.

Área = 1060 cm<sup>2</sup>  
 Modulo de sección (S) = 5464 cm<sup>3</sup>  
 Inercia = 122522 cm<sup>4</sup>  
 Momento = 3.1 t-m



*Fuerza efectiva de presfuerzo.*

La configuración del tendón mostrada sabemos el momento producido por el presfuerzo es igual a:

$$Mp = Pe \times y \quad \text{donde;}$$

y = Excentricidad del tendón con respecto al centroide de la sección  
 Pe = Fuerza efectiva de presfuerzo  
 Mp = momento que se pretende balancear.

Despejando tenemos que la fuerza efectiva de presfuerzo es:

$$Pe = \frac{Mp}{y}$$

$$Pe = \frac{3.1 \times 10^5}{12.5} = 24800$$

**Pe = 24800 kg** ----- Fuerza efectiva después de las pérdidas

*Fuerza inicial de presfuerzo.*

Considerando pérdidas del 15% tenemos:

$$Pi = \frac{Pe}{R}$$

$$R = 1 - 0.15 = 0.85$$

$$Pi = \frac{24800}{0.85} = 29176$$

**Pi = 29176 kg** ----- Fuerza requerida antes de las pérdidas



*Revisión de esfuerzos en el concreto durante la transferencia*

Una vez que el concreto alcance al menos el 70% de su resistencia en la obra, se aplicara la fuerza pretensora y la losa se levantara de la cimbra y automáticamente se superpondrán los esfuerzos que produce el peso propio de la losa. Los esfuerzos resultantes durante la transferencia debe ser obtenidos y compararlos con los límites de acuerdo a las NTCDC.

El esfuerzo de compresión debido al presfuerzo es:

$$f_{cp} = \frac{P_i}{A_c} \text{ ----- } f_{cp} = \frac{29176}{1060} = 27.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

P<sub>i</sub>= fuerza de presfuerzo inicial.

f<sub>cp</sub>= esfuerzo de compresión debido al presfuerzo inicial.

$f_{cp} = 27.52 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
--

El esfuerzo debido al momento que produce el presfuerzo inicial es igual a:

$$f_{mp} = \frac{M_p}{S}$$

f<sub>mp</sub>= esfuerzo producido por el momento ocasionado por el presfuerzo

S= modulo de sección.

M<sub>p</sub>= momento ocasionado por el presfuerzo

$$M_{pr} = P_i \times y \text{ ----- } M_{pr} = 29176 \times 12.5 = 364700 \text{ kg}$$

$$f_{mp} = \frac{364700}{5464} = 66.74$$

$f_{mp} = 66.74 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
--

El esfuerzo debido al peso propio de la losa es:

$$f_{pp} = \frac{M_{pp}}{S}$$

f<sub>pp</sub>= esfuerzo debido al peso propio

M<sub>pp</sub>= momento producido por el peso propio de la losa

S= modulo de sección

$$M_{pp} = 1.5 \text{ t-m (véase la tabla de distribución de momentos)}$$

$$f_{pp} = \frac{1.5 \times 10^5}{5464} = 27.45$$

$f_{pp} = 27.45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$
--

Los esfuerzos debido al peso propio y al presfuerzo se superponen y se determino el estado de resultante para la fibra superior y la fibra inferior de la losa como se muestra a continuación:

f1= esfuerzo en la fibra superior

f2=esfuerzo en la fibra inferior

Fibra superior

Considerando la siguiente convención de signos obtenemos los esfuerzos:

(-) = Compresión

(+) = Tensiones

$$f1 = -fcp - fpp + fmp$$

$$f1 = -27.52 - 27.45 + 66.74 = +11.77$$

$f1 = +11.77 \frac{kg}{cm^2}$	Esfuerzo resultante de tensión
-------------------------------	--------------------------------

Fibra inferior

$$f2 = -fcp + fpp - fmp$$

$$f1 = -27.52 + 27.45 - 66.74 = -66.81$$

$f1 = -66.81 \frac{kg}{cm^2}$	Esfuerzo resultante de compresión
-------------------------------	-----------------------------------

*Esfuerzos permisibles durante la transferencia*

A continuación se presentan las expresiones que nos brindan las NTCDC para obtener los esfuerzos permisibles durante la transferencia:

Esfuerzo permisible de compresión:

$$0.60f_{ci}'$$

Esfuerzo permisible de Tensión

$$0.8 \sqrt{f_{ci}'} ; \text{ en } kg/cm^2$$

$f_{ci}'$ , es la resistencia a compresión del concreto a la edad en que ocurre la transferencia

$$f_{ci} = 0.7 \times 300 = 210 \frac{kg}{cm^2}$$

Tabla comparativa de esfuerzos en la transferencia

	Esfuerzo resultante	Esfuerzo permisible	estatus
<b>Compresión</b>	-66.72	-126	<i>ok</i>
<b>Tensión</b>	11.77	11.6	<i>ok</i>

Se puede concluir que los esfuerzos en la transferencia se encuentran dentro de los límites aceptables de acuerdo con la normatividad.

*Revisión de esfuerzos después de la transferencia.*

Las cargas muertas así como las vivas, son generalmente superpuestas lo suficientemente después como para que hayan ocurrido la mayor parte de las pérdidas del presfuerzo. En consecuencia el siguiente estado de interés es el estado correspondiente a la totalidad de las cargas de servicio, cuando actúa la fuerza efectiva de presfuerzo con los momentos debido al peso propio, a la carga muerta y a la carga viva.

Como se indico anteriormente la suma de todos los momentos es igual a 3.1 t-m y la fuerza efectiva de presfuerzo para balancear este momento es de 24800 kg, esto quiere decir que cuando actúe la totalidad de la carga la losa se encontrara en un estado de compresión uniforme igual a:

$$f_{ce} = \frac{P_e}{A_c} \quad \dots \quad f_{ce} = \frac{24800}{1060} = 23.4 \frac{kg}{cm^2}$$

Pe= fuerza efectiva de presfuerzo.

fce= esfuerzo de compresión debido al presfuerzo después de las pérdidas

$f_{ce} = - 23.4 \frac{kg}{cm^2}$
-----------------------------------

Es bien sabido que las cargas vivas que se estipulan en el RCDF son cargas máximas que se presentan solo en algunas ocasiones o inclusive puede que nunca se lleguen a presentar durante la vida útil de la estructura. El balanceo de cargas con el que se determino la fuerza efectiva pretensora, se realizo considerando la totalidad de la carga viva, si alguna porción o la totalidad de ella fuera removida se rompería el balance y se tendrían que revisar los esfuerzos en ambas fibras de la losa para compararlos con los permisibles. Considerando que se remueve la totalidad de la carga viva tenemos que:

Mpp= 1.5 t-m

Mcm=1 t-m

Mpp + Mcm= 2.5 t-m

$$f_{pp} + c_m = \frac{2.5 \times 10^5}{5464} = 45.75$$

$f_{pp} + c_m = 45.75 \frac{kg}{cm^2}$
--

Esfuerzo de compresión originado por  $P_e$

$$f_{cpe} = \frac{P_e}{A_c} \dots\dots\dots f_{cpe} = \frac{24800}{1060} = 23.4$$

$P_e$ = fuerza efectiva de presfuerzo.

$f_{cpe}$ = esfuerzo de compresión debido al presfuerzo efectivo.

$f_{cpe} = 23.4 \frac{kg}{cm^2}$
----------------------------------

El esfuerzo debido al momento que produce el presfuerzo efectivo es igual a:

$$f_{mp} = \frac{M_{pe}}{S}$$

$f_{mpe}$ = esfuerzo producido por el momento ocasionado por el presfuerzo efectivo.

$S$ = modulo de sección.

$M_{pe}$ = momento ocasionado por el presfuerzo efectivo.

$$M_{pe} = P_e \times y \dots\dots\dots M_{pe} = 24800 \times 12.5 = 310000 \text{ kg}$$

$$f_{mpe} = \frac{310000}{5464} = 56.73$$

$f_{mpe} = 56.73 \frac{kg}{cm^2}$
-----------------------------------

Superponiendo los esfuerzos obtenemos lo siguiente:

*Fibra superior*

$$f_1 = -f_{cpe} - f_{pp+cm} + f_{mp}$$

$$f_1 = - 23.4 - 45.75 + 56.73 = - 12.43$$

$f_1 = - 12.43 \frac{kg}{cm^2}$
---------------------------------

---esfuerzo resultante de compresión

*Fibra inferior*

$$f_2 = -f_{cpe} + f_{pp+cm} - f_{mp}$$

$$f_2 = - 23.4 + 45.75 - 56.73 = - 34.4$$

$f_2 = - 34.4 \frac{kg}{cm^2}$
--------------------------------

---esfuerzo resultante de compresión

Esfuerzos permisibles después de que han ocurrido todas las pérdidas.

Compresión

$$0.45f'c = 135 \frac{kg}{cm^2}$$

Tensión

$$1.6\sqrt{f'c} = 28 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f1 < 135 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f2 < 135 \frac{kg}{cm^2}$$

Los esfuerzos resultantes obtenidos se encuentran muy por debajo de los límites que establecen las NTCDC y por lo tanto hasta este punto la sección puede considerarse adecuada.

Determinación del acero de Presfuerzo.

La fuerza de presfuerzo inicial es de 29176 kg, usando torones de siete cables de grado 270 con un esfuerzo a la falla de  $f_{pu}=19000kg/cm^2$  tenemos:

$$f_{permisible} = 0.8f_{pu} = 0.8 \times 19000 = 15200 \frac{kg}{cm^2}$$

Sabiendo que:

$$f_{permisible} = \frac{P_i}{A_{presfuerzo}}$$

$$A_{presfuerzo} = \frac{29176}{1500} = 1.92cm^2$$

Para determinar la cantidad de torones nos apoyamos en la tabla que se muestra a la derecha, la cual incluye las características y propiedades más importantes de los aceros de presfuerzo.

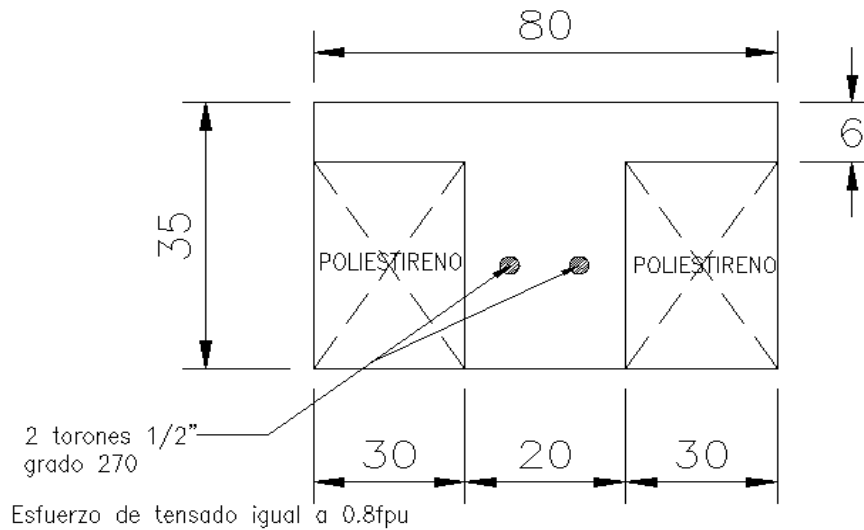
Si utilizamos 2 torones de  $\frac{1}{2}$ '' grado 270 tenemos un área de acero de  $0.306 \text{ pulg}^2$ , lo cual es equivalente a  $1.97 \text{ cm}^2$  y con esta cantidad quedaría cubierta nuestra demanda de acero.

TABLA A.1 Propiedades de los Aceros de Presfuerzo

Cable de siete alambres Grado 250						
Diámetro nominal, pulg.	$\frac{1}{4}$	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{8}$	$\frac{7}{16}$	$\frac{1}{2}$	0.600
Area, $A_p$ , pulg. <sup>2</sup>	0.036	0.058	0.080	0.108	0.144	0.215
Peso, Lb/pie	0.12	0.20	0.27	0.37	0.49	0.74
$0.7f_{pu}A_p$ , kilolibras	6.3	10.2	14.0	18.9	25.2	37.6
$0.8f_{pu}A_p$ , kilolibras	7.2	11.6	16.0	21.6	28.8	43.0
$f_{pu}A_p$ , kilolibras	9.0	14.5	20.0	27.0	36.0	54.0

Cable de siete alambres Grado 270				
Diámetro nominal, pulg.	$\frac{3}{8}$	$\frac{7}{16}$	$\frac{1}{2}$	0.600
Area, $A_p$ , pulg. <sup>2</sup>	0.085	0.115	0.153	0.217
Peso, Lb/pie	0.29	0.39	0.52	0.74
$0.7f_{pu}A_p$ , kilolibras	16.1	21.7	28.9	41.0
$0.8f_{pu}A_p$ , kilolibras	18.4	24.8	33.0	46.9
$f_{pu}A_p$ , kilolibras	23.0	31.0	41.3	58.6

Por lo tanto el arreglo final de torones de cada nervadura en el sentido largo es como se muestra a continuación:



#### Calculo de la resistencia a flexión.

La propiedad más importante de una estructura es su resistencia, debido a que está directamente relacionada con su seguridad. La resistencia de un miembro de concreto presforzado no está automáticamente asegurada por la limitación de los esfuerzos en el concreto bajo cargas de servicio. Si el miembro tuviera que sobrecargarse, ocurrirían importantes cambios en su comportamiento debido al agrietamiento y a que los esfuerzos alcanzarían niveles dentro del rango inelástico.

La resistencia a flexión de un miembro presforzado puede calcularse por medio del método de compatibilidad de deformaciones tal y como lo menciona el ACI (American Concrete Institute) por medio de la siguiente expresión:

$$Mn = Ap \times fps \times \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

Donde:

$A_p$  = área de acero de presfuerzo

$f_{ps}$  = esfuerzo del acero a la falla, el cual puede tomarse como:

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - 0.5 \left( p \times \frac{f_{pu}}{f'_c} \right) \right)$$

$a$  = profundidad del bloque de esfuerzos de compresión igual a:

$$a = Ap \times \frac{fps}{0.85 f'_c \times b}$$

p= cuantía de acero de presfuerzo la cual se determino de la siguiente manera:

$$p = \frac{Ap}{bd} = \frac{1.96}{20 \times 30} = 0.00326$$

Con el valor de la cuantía de acero calculamos fsp:

$$f_{sp} = 19000 \left( 1 - 0.5 \left( 0.0036 \times \frac{19000}{300} \right) \right) = 17038.6 \frac{kg}{cm^2}$$

Una vez determinado el valor del esfuerzo del acero en la falla, obtenemos la profundidad del bloque de esfuerzos.

$$a = 1.96 \times \frac{17038.6}{255 \times 20} = 6.5 \text{ cm}$$

Por lo tanto el momento resistente de la sección es :

$$M_n = 1.96 \times 17038.6 \times \left( 30 - \frac{6.5}{2} \right) = 893333.8 \text{ kg-cm}$$

$M_n = 8.93 \text{ t-m}$

 -----momento resistente de la sección.

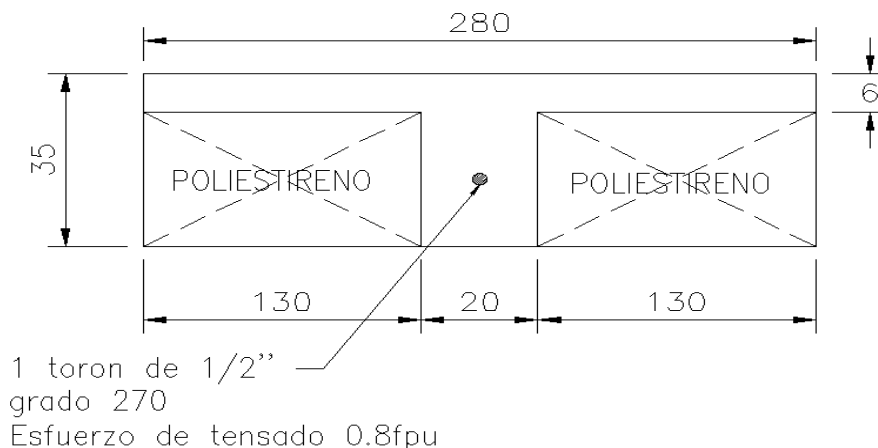
Si usamos un factor de reducción de 0.9 para flexión tenemos:

$M_r = 0.9 \times 8.93 = 8 \text{ t-m}$

 -----momento resistente de la sección.

El cual es mayor que 3.1 t-m provenientes del análisis, por lo tanto puede concluirse que el diseño es adecuado y la sección cumple con los requisitos de esfuerzo y de resistencia.

Para las nervaduras del sentido corto se realizo el mismo procedimiento y se llego a la siguiente configuración:



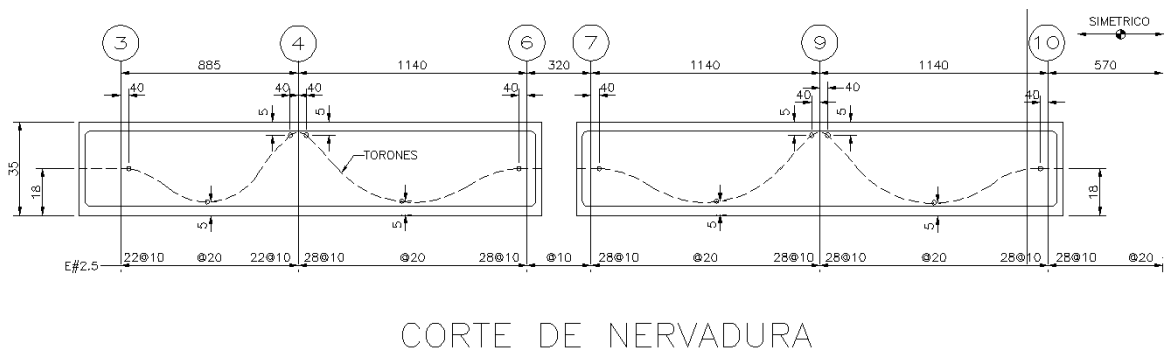
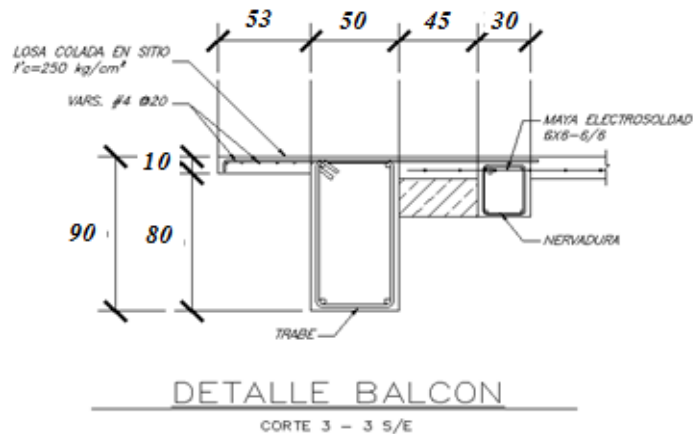
Además del acero presfuerzo, se debe proporcionar acero de refuerzo ordinario que ayude a controlar las grietas debidas a la contracción del concreto y al descenso de temperatura. También servirá para distribuir de manera adecuada cualquier carga concentrada que se pudiera presentar.

El diseño por fuerza cortante se realizó a través de las mismas expresiones utilizadas para miembros de concreto sin presfuerzo. Aunque se debe recordar que la fuerza de compresión transmitida por el torón contribuye a cerrar las grietas originadas por la tensión diagonal.

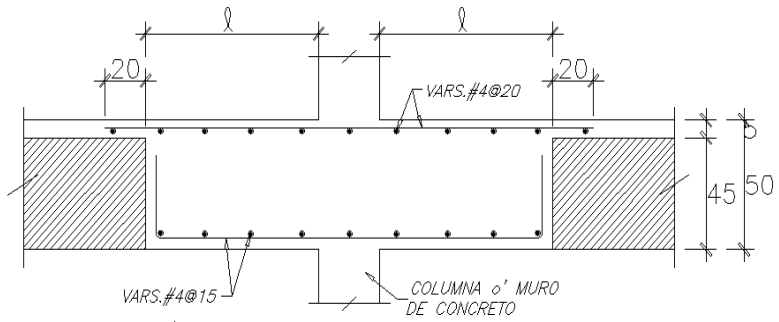
Aunque queda fuera del alcance de este trabajo, es importante mencionar que se revisaron los esfuerzos en los apoyos mediante la determinación de los momentos primarios y secundarios provocados por el presfuerzo.

#### IV.4 Detalles y cortes de la superestructura.

Se presentan algunos de los cortes y detalles generados e incluidos en los planos estructurales para su correcta ejecución en obra.

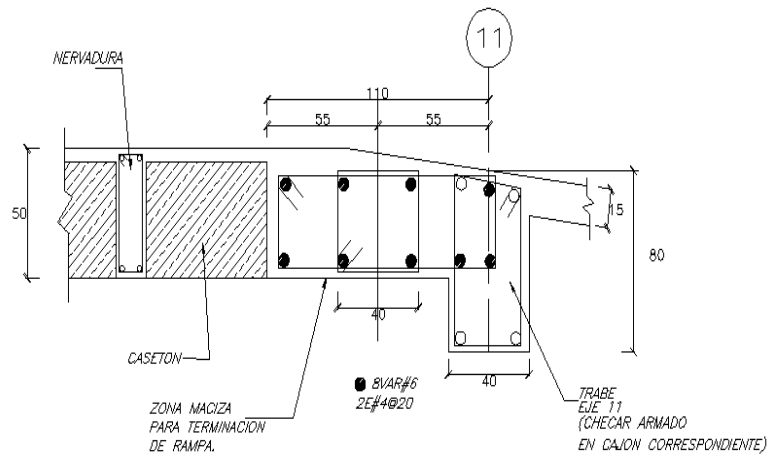




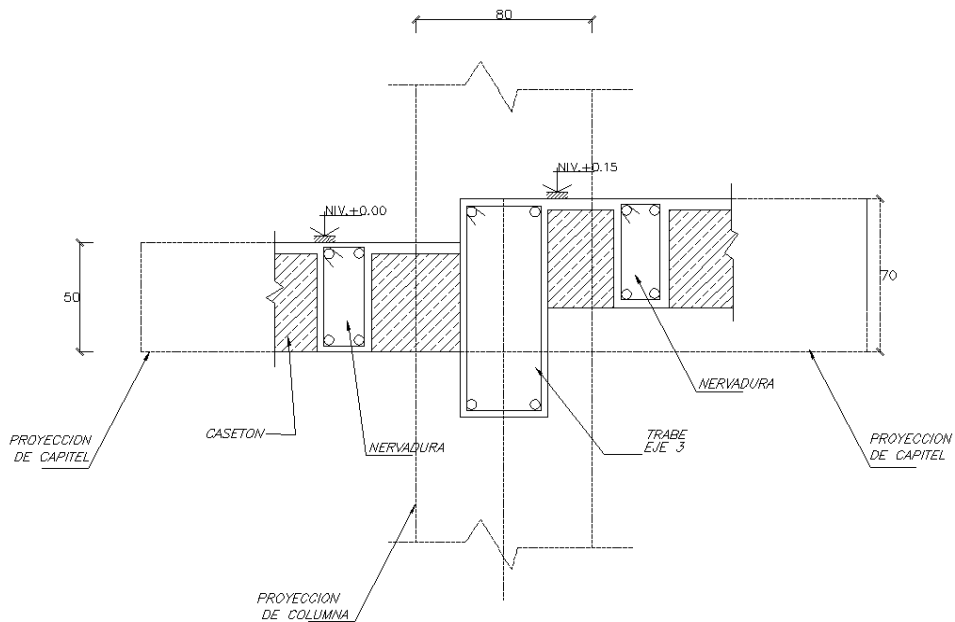


LA LONGITUD "l" NO SERA MAYOR QUE 110cm.  
 NI MENOR QUE 80cm.

ARMADO DE CAPITELES EN ZONAS MACIZAS

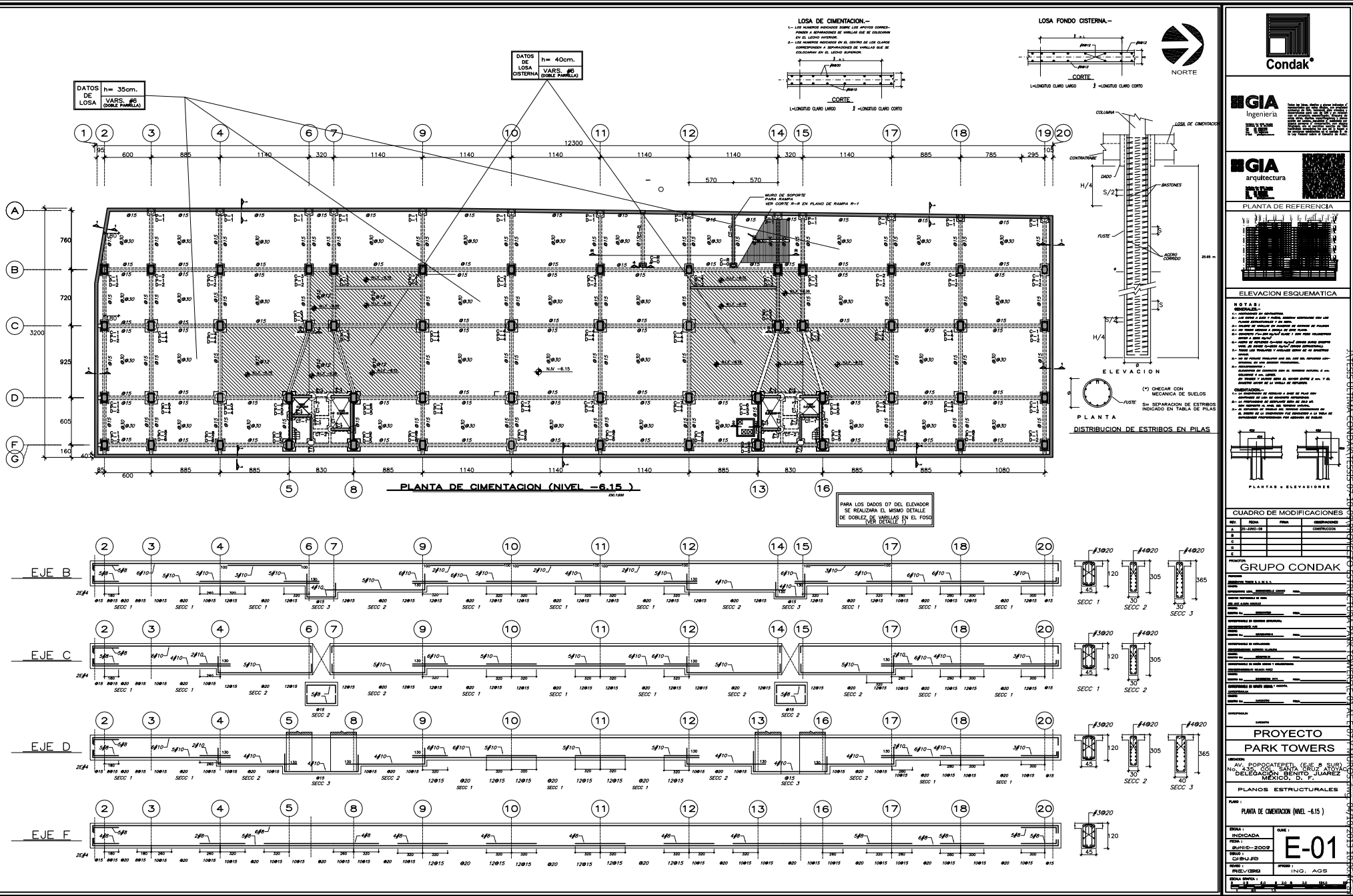


CORTE 2-2 LLEGADA DE RAMPA A PLANTA BAJA



CORTE 4-4 DETALLE DE DESNIVEL EN LOSA NERVADA

# IV.5 Planos Estructurales



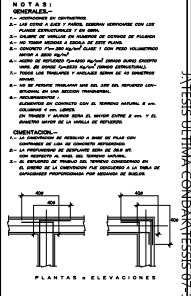


**GIA**  
Ingeniería

**GIA**  
arquitectura

PLANTA DE REFERENCIA

ELEVACION ESQUEMATICA



CUADRO DE MODIFICACIONES

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	21 JUNIO 09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			

**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**

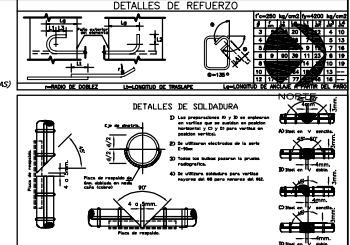
UBICACION:  
AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
NO. 350 COL. SANTA CRUZ AYUDA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO, D. F.

PLANOS ESTRUCTURALES

PLANO:  
GEOMETRIA Y ARMADO DE CONTRAVIGAS

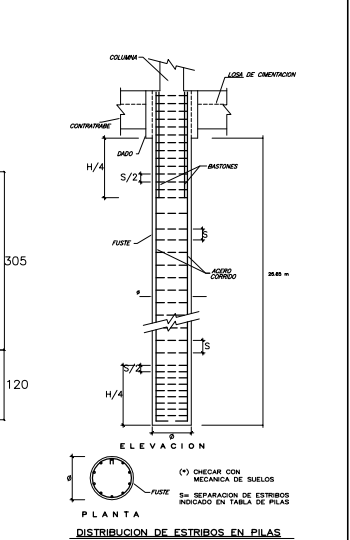
ESCALA:  
INDICADA  
FECHA:  
JUNIO 2009  
DISEÑADO:  
J. J. P.  
REVISADO:  
ING. GRM  
INGENIERO EN CARGA:  
ING. AGS

**E-02**

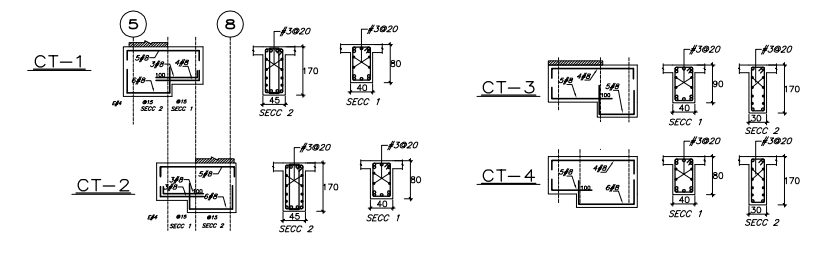
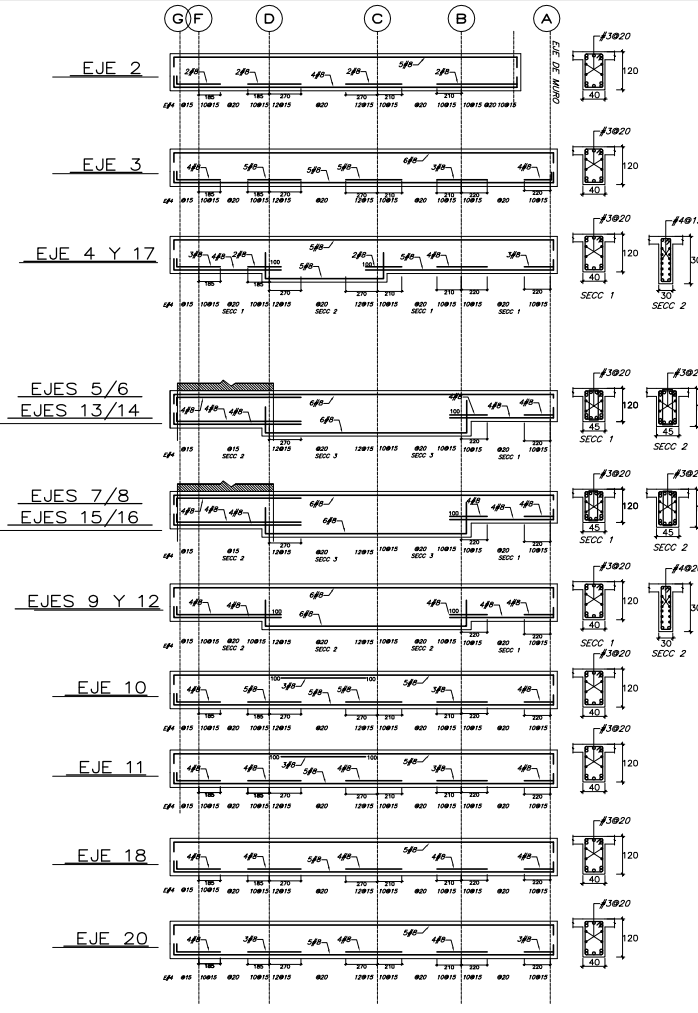
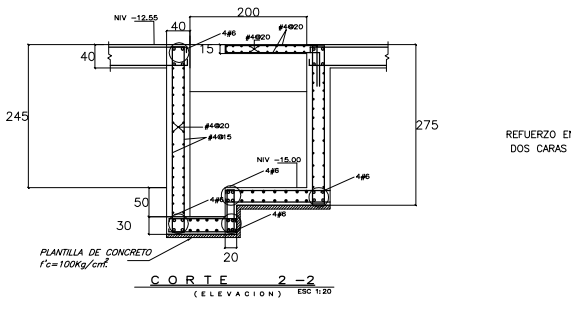
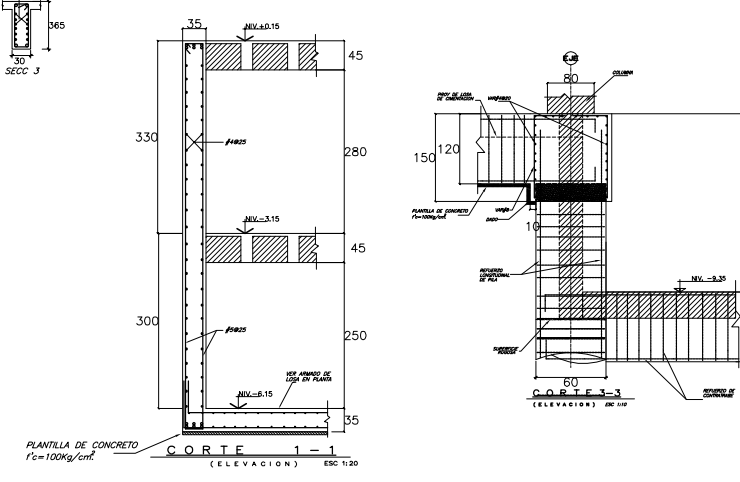
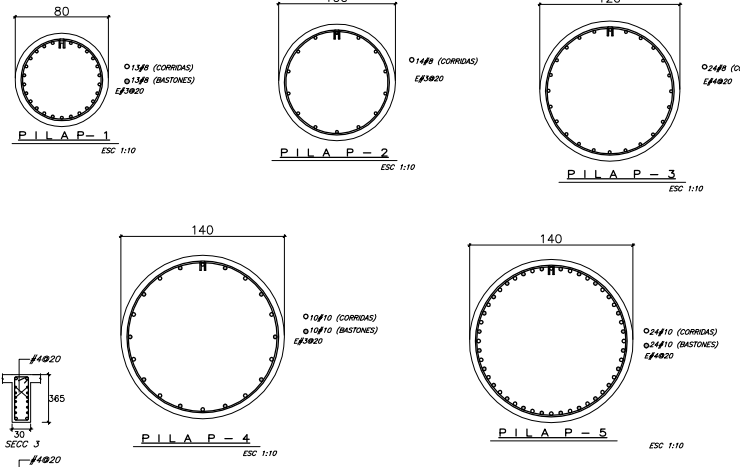
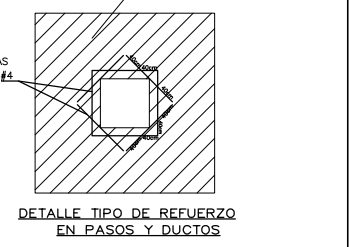


**TABLA DE PILAS**

TIPO DE PILA	FUSTE Ø (cm)	ARMADO LONGITUDINAL ACERO CORRIDO	ARMADO LONGITUDINAL BASTONES	ARMADO TRANSVERSAL
P-1	80	13#8	13#8	E#3#20
P-2	100	14#8	---	E#3#20
P-3	120	24#8	---	E#3#20
P-4	140	10#10	10#10	E#4#20
P-5	140	24#10	24#10	E#4#20



DISTRIBUCION DE ESTRIBOS EN PILAS

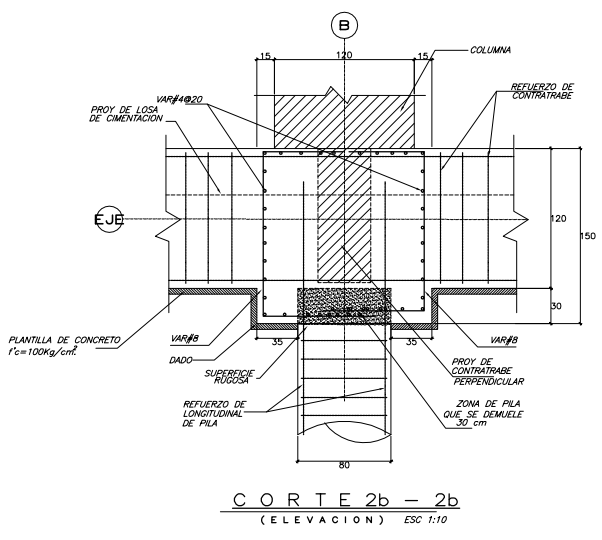
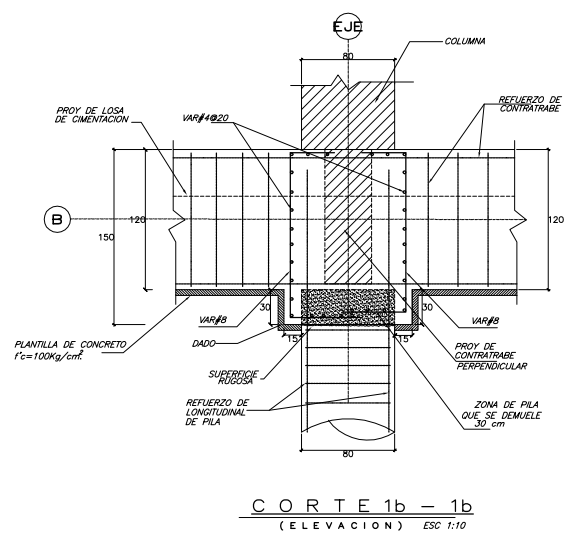
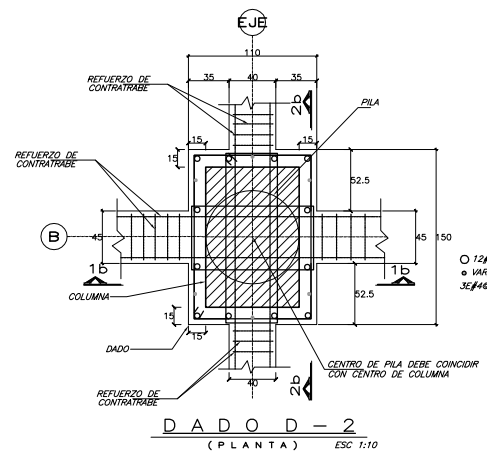
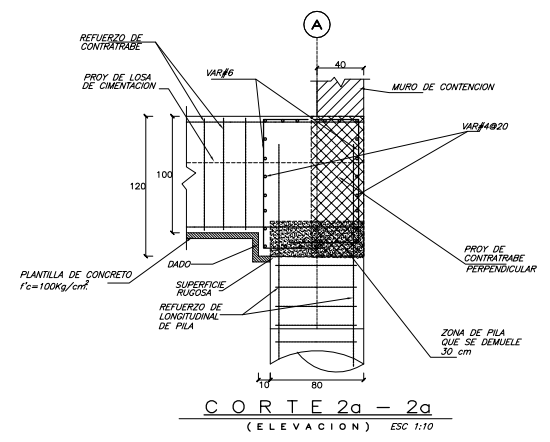
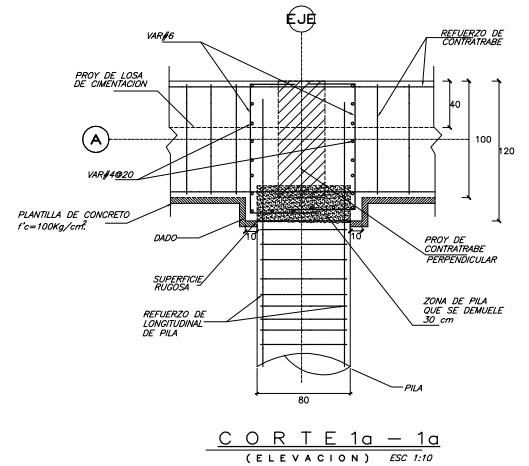
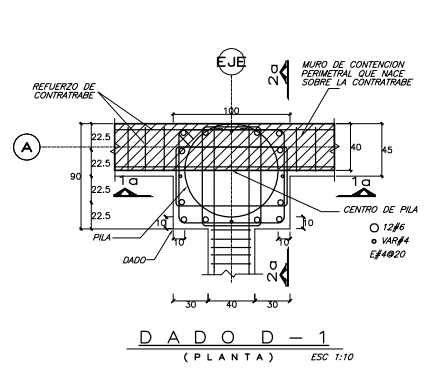


ARCHITECTA: CONDAPTESIS DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA S. DE CV. CARRILLO DE LA ROSA, CARLOS



**Condak**  
Ingeniería

**Condak**  
arquitectura



**PLANTA DE REFERENCIA**

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

**ELEVACION ESQUEMATICA**

**M O T A S :**

**GENERAL:**

1. Dimensiones de construcción.
2. Las medidas de obra se toman desde el centro de la pila.
3. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
4. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
5. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
6. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
7. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
8. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
9. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
10. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
11. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
12. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
13. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
14. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
15. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
16. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
17. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
18. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
19. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.
20. Los muros de contención se toman desde el centro de la pila.

**CUADRO DE MODIFICACIONES**

REV.	FECHA	DESCRIPCIONES
A	15-JUNIO-03	CONDICIONES
B		
C		
D		

**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**

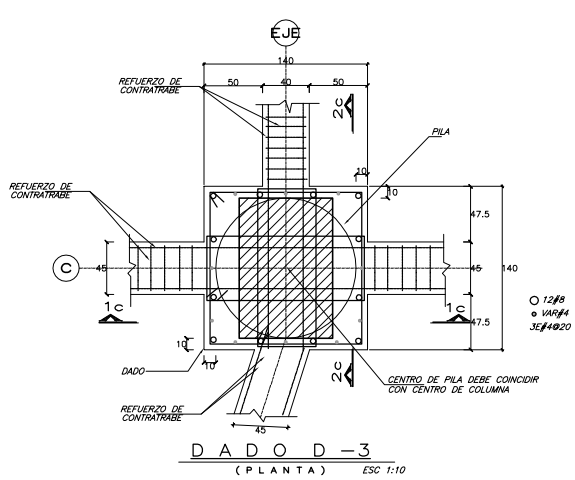
UBICACION:  
AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
NO. 400, COL. SANTA CRUZ AYUDA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO, D. F.

**PLANOS ESTRUCTURALES**

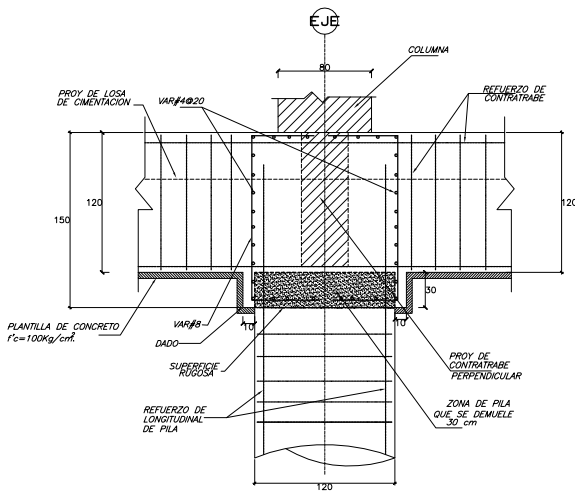
PLANO:  
GEOMETRIA Y ARMADO DE DADOS

ESCALA INDICADA:	ESCALA:	E-03
FECHA:	JUNIO 2003	
REVISOR:	ING. GRM	
PROYECTANTE:	ING. GRM	ING. AGS

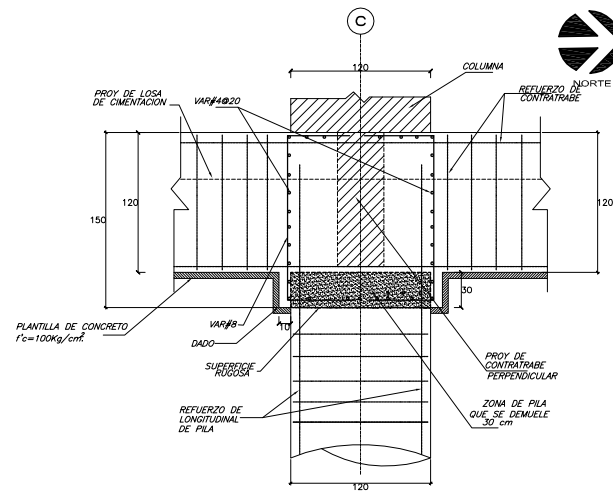
CONDAC INGENIERIA CONSULTORES S DE RL AV. POPocatepetl 400, COL. SANTA CRUZ AYUDA, DELEGACION BENTON JUAREZ, MEXICO, D.F. TEL: 55 53 54 11 11 FAX: 55 53 54 11 12



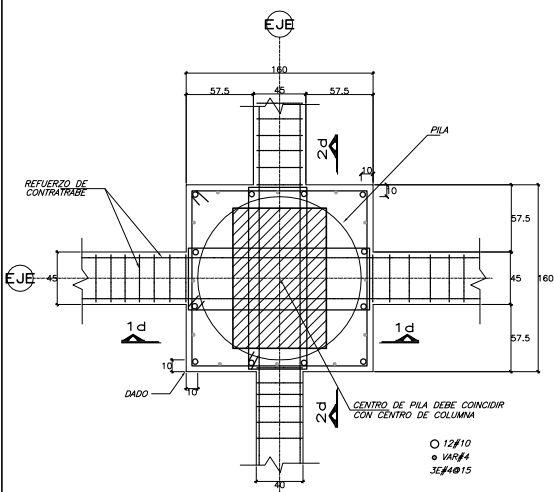
DADO D-3  
(PLANTA) ESC 1:10



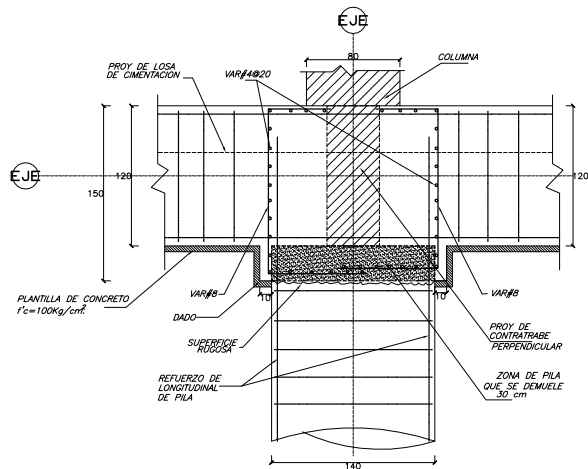
CORTE 1c-1c  
(ELEVACION) ESC 1:10



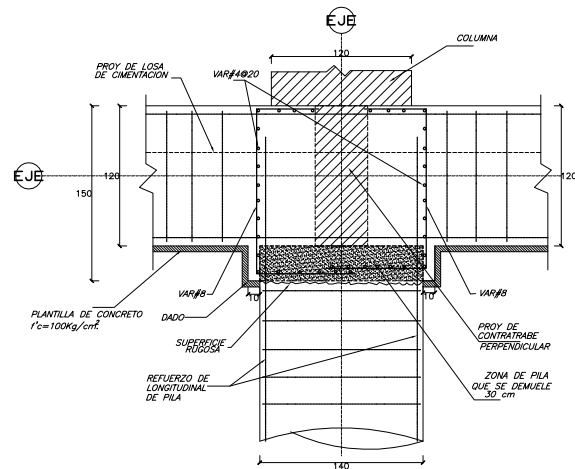
CORTE 2c-2c  
(ELEVACION) ESC 1:10



DADO D-4  
(PLANTA) ESC 1:10



CORTE 1d-1d  
(ELEVACION) ESC 1:10



CORTE 2d-2d  
(ELEVACION) ESC 1:10



**GIA**  
Ingeniería

**GIA**  
arquitectura

PLANTA DE REFERENCIA



ELEVACION ESQUEMATICA

NOTAS:

- 1.- Verificar el proyecto.
- 2.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 3.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 4.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 5.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 6.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 7.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 8.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 9.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 10.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.

COMENTARIOS:

- 1.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 2.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 3.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 4.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 5.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 6.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 7.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 8.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 9.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.
- 10.- Los datos de obra de campo, deben compararse con los datos del proyecto.

PLANTAS Y ELEVACIONES

CUADRO DE MODIFICACIONES

REV.	FECHA	DESCRIPCION
A	15 JUNIO 18	CONSTRUCCION
B		
C		
D		

REVISOR	FECHA	DESCRIPCION
PROYECTADO POR: [Nombre]		
REVISADO POR: [Nombre]		
APROBADO POR: [Nombre]		
REVISOR		
FECHA		
DESCRIPCION		
REVISOR		
FECHA		
DESCRIPCION		

PROYECTO  
PARK TOWERS

UBICACION:  
AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
No. 400 COL. SANTA CRUZ AYALA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO, D. F.

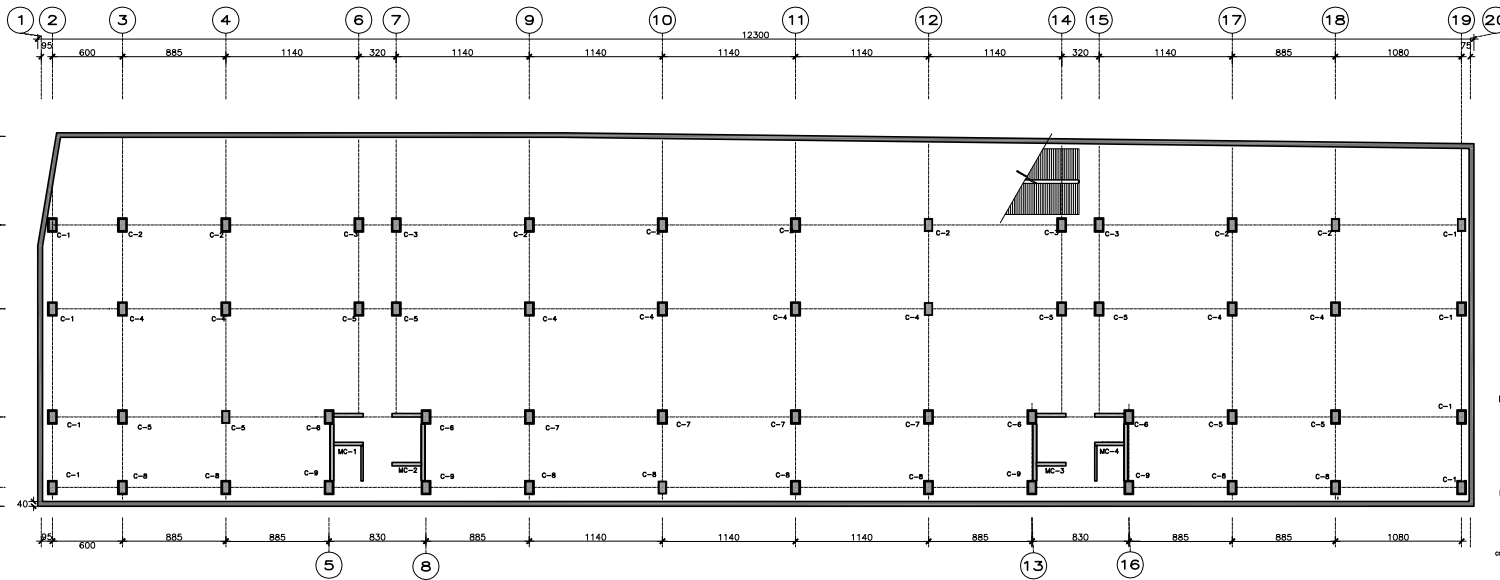
PLANOS ESTRUCTURALES

PLANO:  
GEOMETRIA Y ARMADO DE DADOS

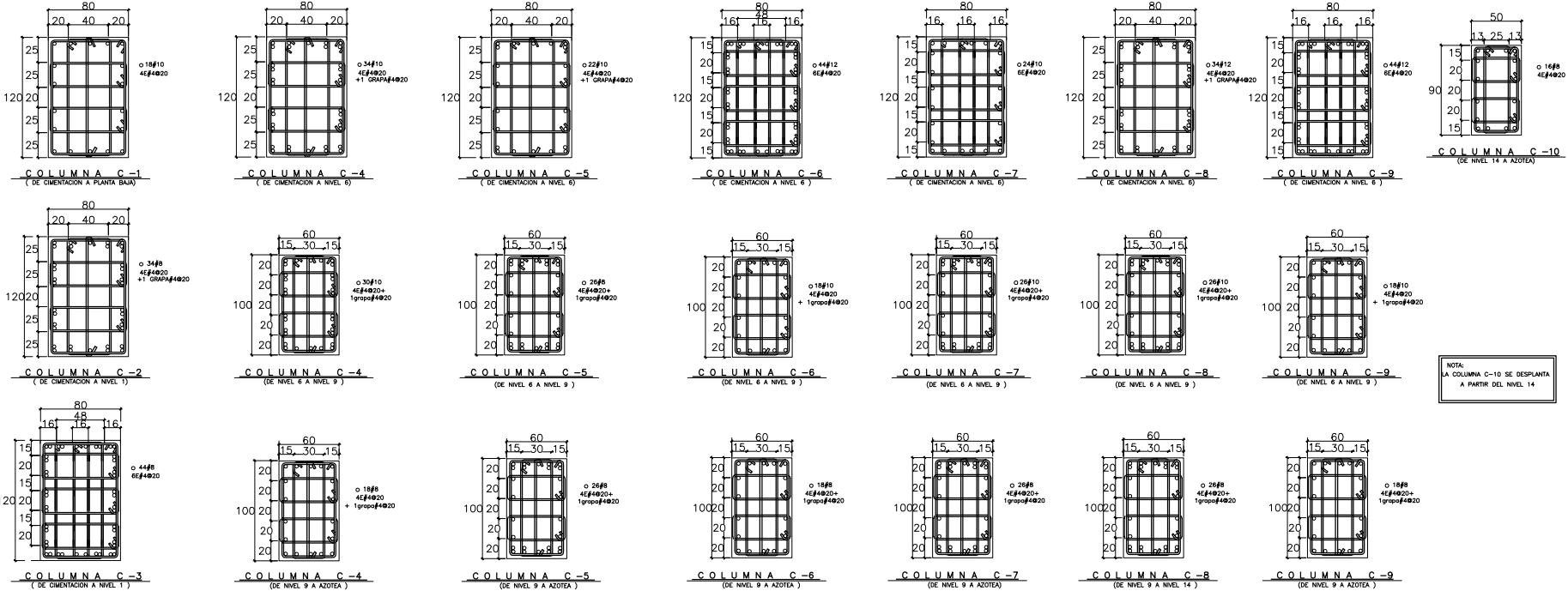
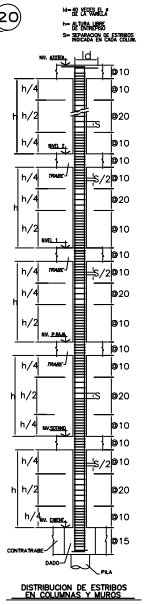
ESCALA	INDICADA	QUE
PLANO	JUNIO 2009	E-04
REVISOR	JNJ	
REVISOR	ING. GRM	ING. AGS







**PLANTA DE COLUMNAS**



**Condak**

**GIA**  
Ingeniería

**GIA**  
arquitectura

**TVE**

**PLANTA DE REFERENCIA**

**ELEVACION ESQUEMATICA**

**NOTAS:**

1. Verificar el proyecto.
2. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
3. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
4. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
5. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
6. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
7. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
8. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
9. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
10. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
11. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
12. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
13. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
14. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
15. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
16. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
17. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
18. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
19. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.
20. La obra se ejecutará de acuerdo a las especificaciones técnicas de la obra.

**CUADRO DE MODIFICACIONES**

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
1	15-JUN-19		CONSTRUCCION
2			
3			
4			
5			

**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**

AV. POPocatepetl (Eje 8 Sur)  
No. 450 Col. Santa Cruz Avila  
Delegación Benito Juárez  
México, D. F.

**PLANOS ESTRUCTURALES**

PLANTA Y ARMADO DE COLUMNAS

**E-07**

ING. GRM      ING. AGS





**GIA**  
Ingeniería

**GIA**  
arquitectura  
**INE**  
PLANTA DE REFERENCIA



**CROQUIS DE LOCALIZACIÓN**

**M O T A S I**  
**GENERAL:**  
1. - Construcción de estructura.  
2. - Los muros de losa y vigas, columnas, columnas con losa y losa de cimentación.  
3. - Cimentación de columna y columna con losa y losa de cimentación.  
4. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
5. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
6. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
7. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
8. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
9. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
10. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
11. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
12. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
13. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
14. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
15. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
16. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
17. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
18. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
19. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
20. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.

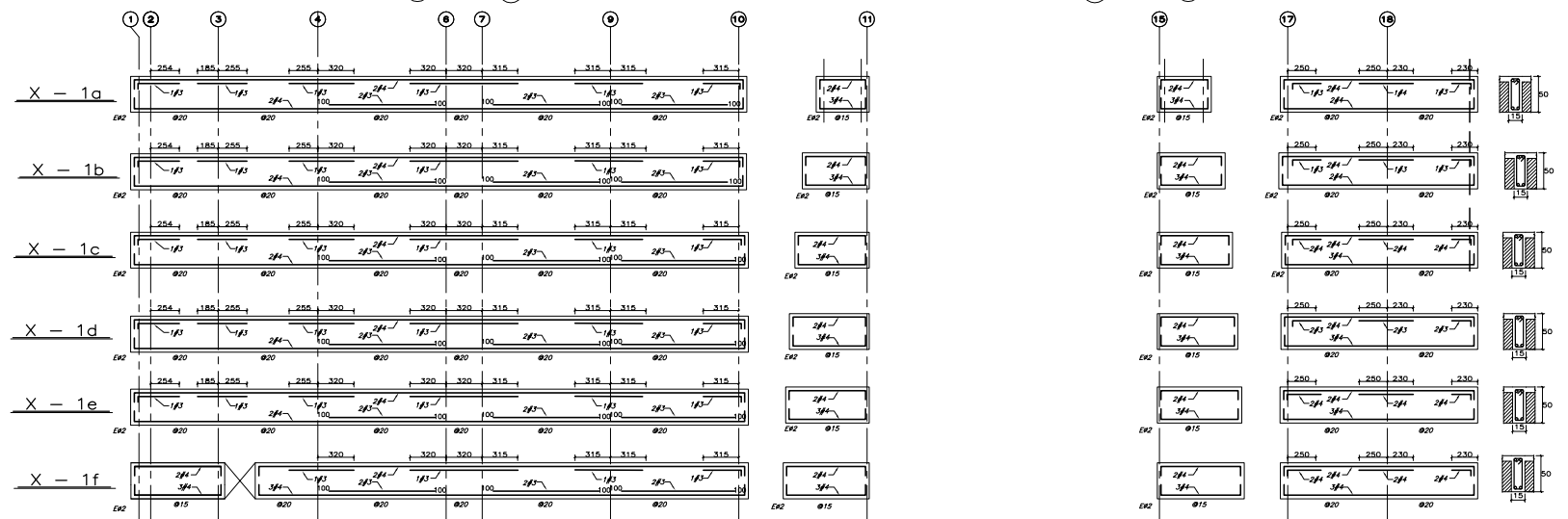
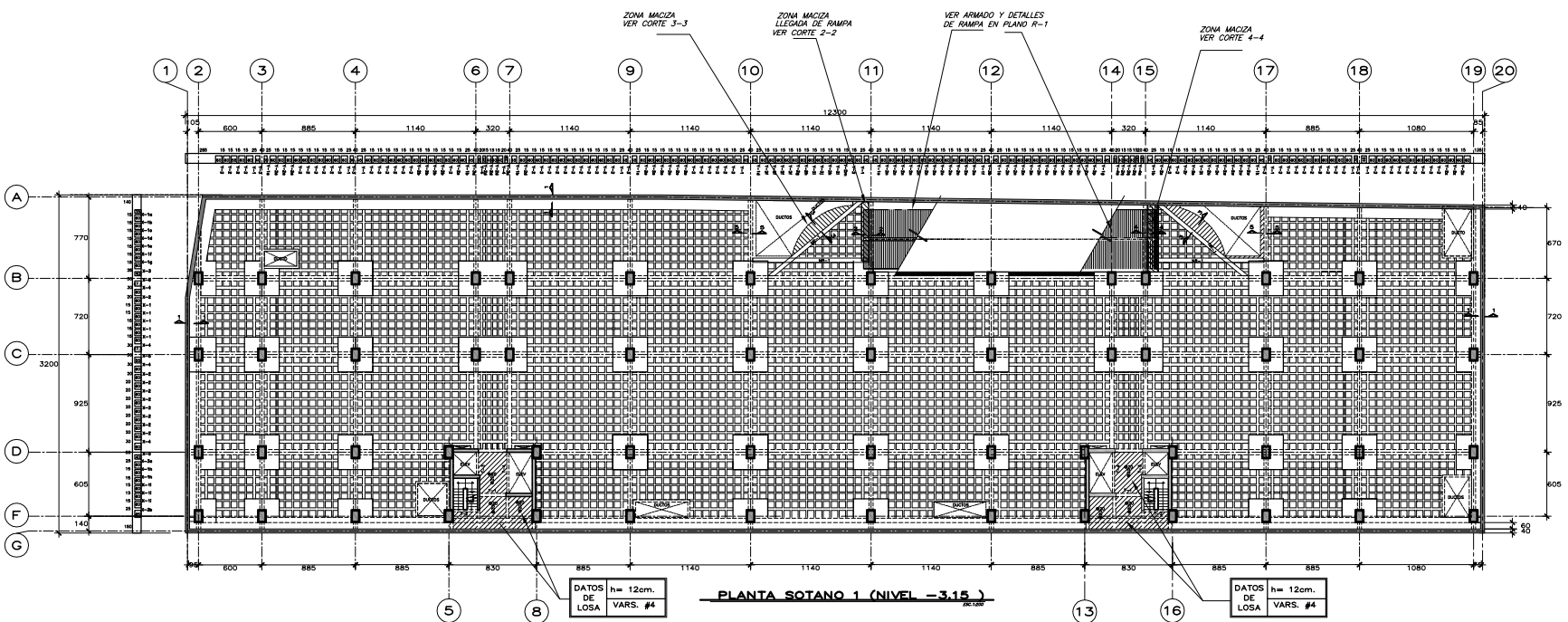
**LOSA RETICULAR:**  
1. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
2. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
3. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
4. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
5. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
6. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
7. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
8. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
9. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
10. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
11. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
12. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
13. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
14. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
15. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
16. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
17. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
18. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
19. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.  
20. - Losa de cimentación y columna con losa y losa de cimentación.

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	21 JUNIO 09		CONSTRUCCIÓN
B			
C			
D			

**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**  
UBICACION:  
AV. BOGOTATEPEL (EJE 8 SUR)  
NO. 450 COL. SANTA CRUZ AVILA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO, D. F.  
**PLANOS ESTRUCTURALES**  
PLANTA: PLANTA SOTANO 1 (NIVEL -3.15)

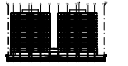
ESCALA	INDICADA	ESCALA	INDICADA
FECHA	JUNIO 2009	FECHA	JUNIO 2009
PROYECTO	ING. GRM	PROYECTO	ING. GRM
ESCALA IMPRESA		ESCALA IMPRESA	

**E-08**





PLANTA DE REFERENCIA



CROQUIS DE LOCALIZACION

- NOTAS:**
1. Verificar el estado de conservación de las obras.
  2. En caso de trabajos en altura se deberá de utilizar el sistema de seguridad colectiva.
  3. Mantener el estado de conservación de las obras.
  4. Mantener el estado de conservación de las obras.
  5. Mantener el estado de conservación de las obras.
  6. Mantener el estado de conservación de las obras.
  7. Mantener el estado de conservación de las obras.
  8. Mantener el estado de conservación de las obras.
  9. Mantener el estado de conservación de las obras.
  10. Mantener el estado de conservación de las obras.
  11. Mantener el estado de conservación de las obras.
  12. Mantener el estado de conservación de las obras.
  13. Mantener el estado de conservación de las obras.
  14. Mantener el estado de conservación de las obras.
  15. Mantener el estado de conservación de las obras.
  16. Mantener el estado de conservación de las obras.
  17. Mantener el estado de conservación de las obras.
  18. Mantener el estado de conservación de las obras.
  19. Mantener el estado de conservación de las obras.
  20. Mantener el estado de conservación de las obras.



CUADRO DE MODIFICACIONES

NO.	FECHA	DESCRIPCION
1	2009-06-01	ELABORACION
2		
3		
4		
5		

PROYECTO: COMPLEMENTO DE NERENDURAS PLANTA SOMA 1 (Nivel -1.15)

FECHA: JUNIO 2009

INGENIERO: E-09

PROYECTO: COMPLEMENTO DE NERENDURAS PLANTA SOMA 1 (Nivel -1.15)

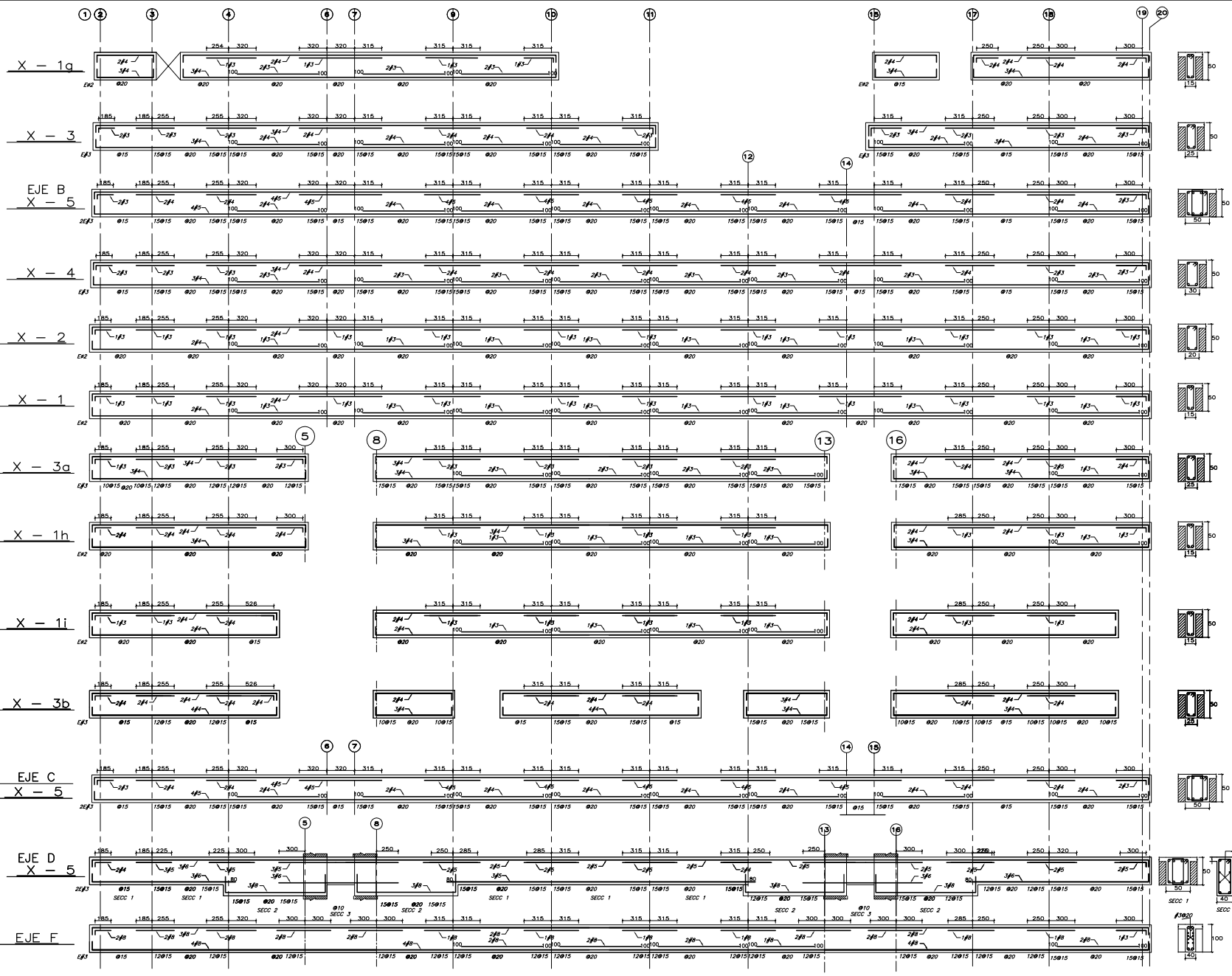
PROYECTO PARK TOWERS

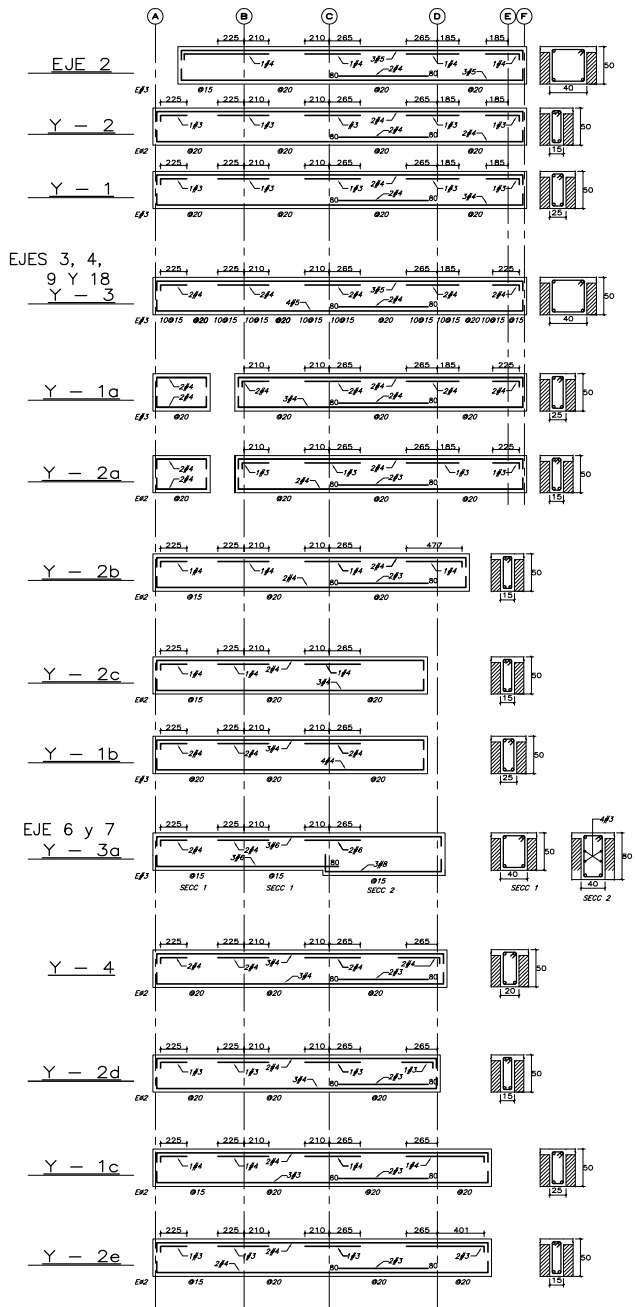
AV. POPocatepetl, (Eje B Sur) No. 100, Colonia Santa Fe, Delegación Benito Juárez, México, D. F.

PLANOS ESTRUCTURALES

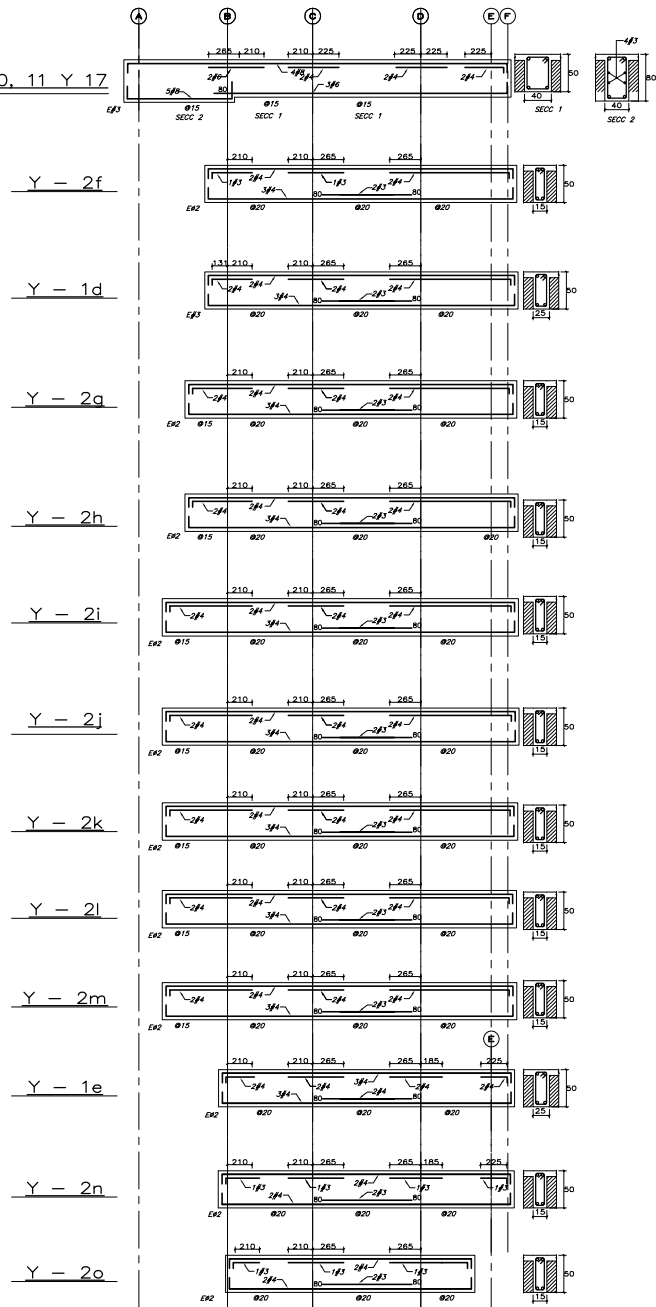
PLANO: COMPLEMENTO DE NERENDURAS PLANTA SOMA 1 (Nivel -1.15)

INDICADA	NO.
JUNIO 2009	E-09
ING. GRM	ING. GRM
ING. GRM	ING. GRM





EJES 10, 11 Y 17





**Condak**


**GIA**  
Ingeniería

**GIA**  
arquitectura

**INTEC**

PROYECTO DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DEL PÁRK TOWERS EN LA CALLE DE LOS RÍOS, DELEGACIÓN BENTON JUÁREZ, ESTADO DE COAHUILA DE ZARAGOZA, MÉXICO.

**PLANTA DE REFERENCIA**



**CROQUIS DE LOCALIZACIÓN**

**M. O. T. A. S. I.**

**GENERALES**

1. Aprobación de planos.
2. Calificación de planos.
3. Calificación de planos de ejecución de obra.
4. Calificación de planos de ejecución de obra.
5. Calificación de planos de ejecución de obra.
6. Calificación de planos de ejecución de obra.
7. Calificación de planos de ejecución de obra.
8. Calificación de planos de ejecución de obra.
9. Calificación de planos de ejecución de obra.
10. Calificación de planos de ejecución de obra.

**CONDICIONES DE CONSTRUCCIÓN DE LOS MUROS DE CONCRETO:**

1. Los muros de concreto serán de 15 cm de espesor y se construirán con concreto de resistencia mínima de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

2. Los muros de concreto serán de 15 cm de espesor y se construirán con concreto de resistencia mínima de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

3. Los muros de concreto serán de 15 cm de espesor y se construirán con concreto de resistencia mínima de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

4. Los muros de concreto serán de 15 cm de espesor y se construirán con concreto de resistencia mínima de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

5. Los muros de concreto serán de 15 cm de espesor y se construirán con concreto de resistencia mínima de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

6. Los muros de concreto serán de 15 cm de espesor y se construirán con concreto de resistencia mínima de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

7. Los muros de concreto serán de 15 cm de espesor y se construirán con concreto de resistencia mínima de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

8. Los muros de concreto serán de 15 cm de espesor y se construirán con concreto de resistencia mínima de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

9. Los muros de concreto serán de 15 cm de espesor y se construirán con concreto de resistencia mínima de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

10. Los muros de concreto serán de 15 cm de espesor y se construirán con concreto de resistencia mínima de 200 kg/cm<sup>2</sup>.

**CUADRO DE MODIFICACIONES**

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	20-06-09		CONSTRUCCIÓN
B			
C			
D			
E			

**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**

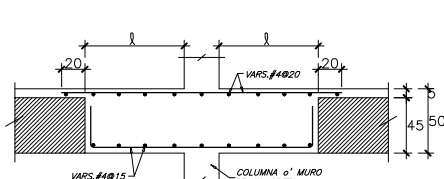
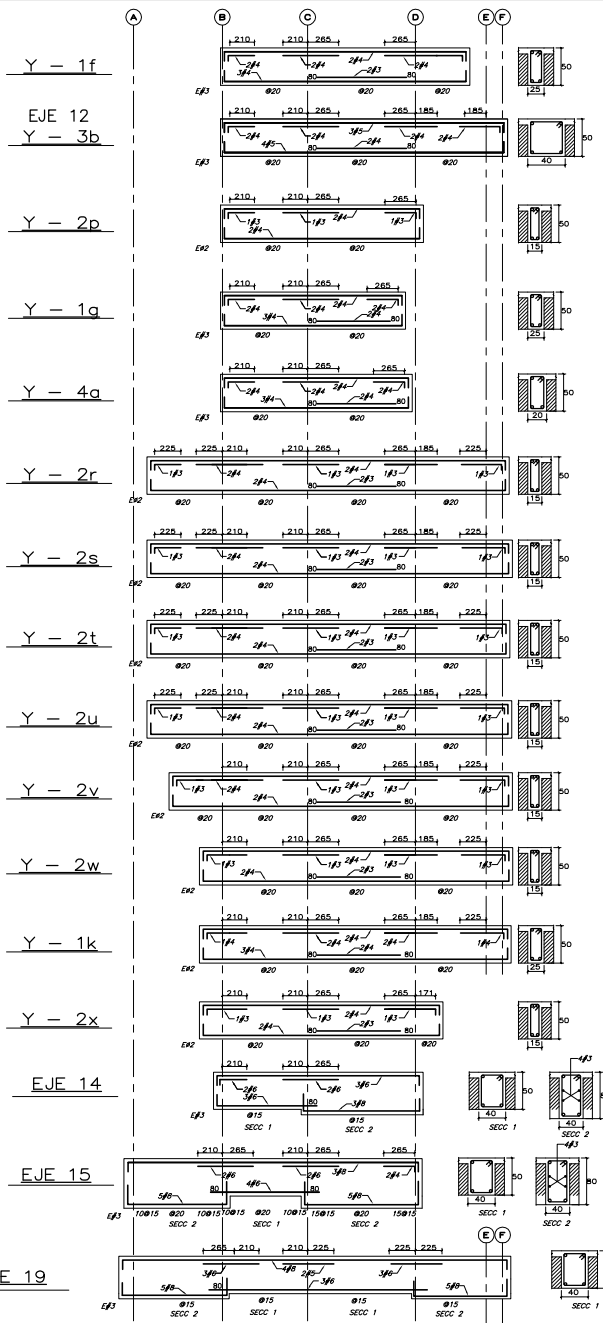
UBICACION:  
AV. BOGOTATEPELI (EJE 8 SUR)  
NO. 400 COL. SANTA CRUZ AVILA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO, D. F. C.

**PLANOS ESTRUCTURALES**

PLANO:  
CERRAMIENTO DE MUROS PARA TORRES I (M2-15)

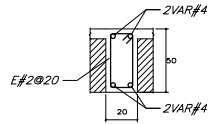
ESCALA INDICADA	ESCALA
FECHA JUNIO 2009	
PROYECTO ING. GRM	PROYECTO ING. A.G.S.
ESCALA IMPRESA	

E-10

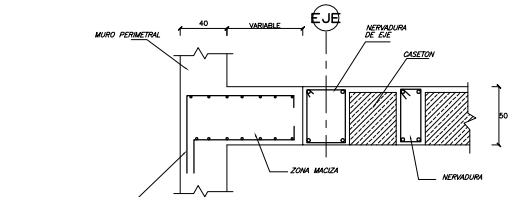


ARMADO DE CAPITELES EN ZONAS MACIZAS

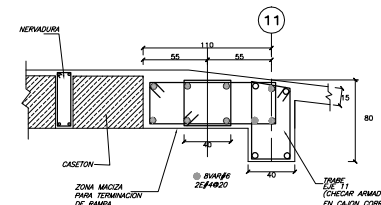
NOTA:  
TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVADURA DE BORDE DE 20X50.



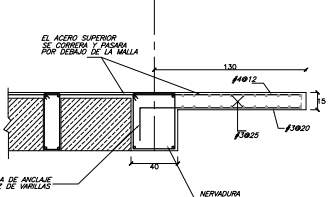
NERVADURA DE BORDE



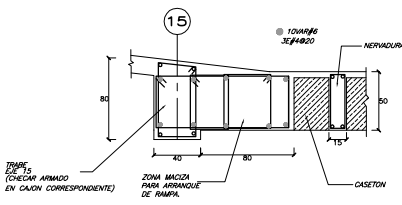
DETALLE DE ZONA MACIZA EN MURO PERIMETRAL



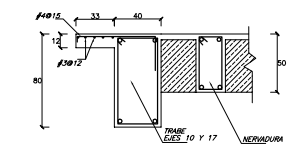
CORTE 2-2 LLEGADA DE RAMPA A LOSA DE SOTANO 1



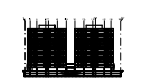
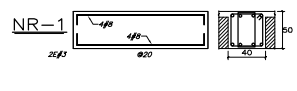
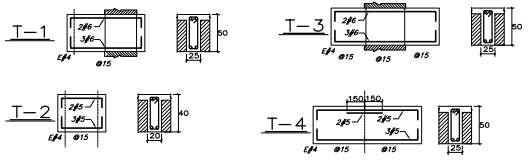
CORTE 3-3 DETALLE DE LOSA MACIZA EN DUCTO



CORTE 4-4 ARRANQUE DE RAMPA A LOSA DE P. BAJA



CORTE 5-5 DETALLE DE LOSA MACIZA EN DUCTO



CROQUIS DE LOCALIZACION

1. Definición de estructura.
2. Definición de losa de concreto.
3. Definición de columnas de concreto.
4. Definición de ductos de concreto.
5. Definición de nervaduras de concreto.
6. Definición de casetones de concreto.
7. Definición de muros de concreto.
8. Definición de losas de concreto.
9. Definición de losas de concreto.
10. Definición de losas de concreto.
11. Definición de losas de concreto.
12. Definición de losas de concreto.
13. Definición de losas de concreto.
14. Definición de losas de concreto.
15. Definición de losas de concreto.

LOSA RETICULAR:

1. Definición de losa de concreto.
2. Definición de losa de concreto.
3. Definición de losa de concreto.
4. Definición de losa de concreto.
5. Definición de losa de concreto.
6. Definición de losa de concreto.
7. Definición de losa de concreto.
8. Definición de losa de concreto.
9. Definición de losa de concreto.
10. Definición de losa de concreto.
11. Definición de losa de concreto.
12. Definición de losa de concreto.
13. Definición de losa de concreto.
14. Definición de losa de concreto.
15. Definición de losa de concreto.

CUADRO DE MODIFICACIONES

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	15/06/2000		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			
F			
G			
H			
I			
J			
K			
L			
M			
N			
O			
P			
Q			
R			
S			
T			
U			
V			
W			
X			
Y			
Z			

PROYECTO  
PARK TOWERS

AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
NO. 100 COL. SANTA CRUZ AVILA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO D.F.

PLANOS ESTRUCTURALES

PLANO:  
CONCRETO DE MURAS PARA SOTANO 1 (M-15)

ESCALA 1	ESCALA 2
INDICADA	QUE 1
FECHA	JUNIO 2000
PROYECTO	ING. GRM
REVISOR	ING. GRM
ESCALA IMPRESA	ING. GRM
ESCALA DISEÑO	ING. GRM

E-11



**GIA**  
Ingeniería

**GIA**  
arquitectura  
**INE**

PLANTA DE REFERENCIA



ELEVACION ESQUEMATICA

**NOTAS:**  
1. Consultar el proyecto.  
2. Ver detalles de losa y columnas.  
3. Ver detalles de losa y columnas.  
4. Ver detalles de losa y columnas.  
5. Ver detalles de losa y columnas.  
6. Ver detalles de losa y columnas.  
7. Ver detalles de losa y columnas.  
8. Ver detalles de losa y columnas.  
9. Ver detalles de losa y columnas.  
10. Ver detalles de losa y columnas.  
11. Ver detalles de losa y columnas.  
12. Ver detalles de losa y columnas.  
13. Ver detalles de losa y columnas.  
14. Ver detalles de losa y columnas.  
15. Ver detalles de losa y columnas.  
16. Ver detalles de losa y columnas.  
17. Ver detalles de losa y columnas.  
18. Ver detalles de losa y columnas.  
19. Ver detalles de losa y columnas.  
20. Ver detalles de losa y columnas.

**LOSA RETICULAR:**  
1. Ver detalles de losa y columnas.  
2. Ver detalles de losa y columnas.  
3. Ver detalles de losa y columnas.  
4. Ver detalles de losa y columnas.  
5. Ver detalles de losa y columnas.  
6. Ver detalles de losa y columnas.  
7. Ver detalles de losa y columnas.  
8. Ver detalles de losa y columnas.  
9. Ver detalles de losa y columnas.  
10. Ver detalles de losa y columnas.  
11. Ver detalles de losa y columnas.  
12. Ver detalles de losa y columnas.  
13. Ver detalles de losa y columnas.  
14. Ver detalles de losa y columnas.  
15. Ver detalles de losa y columnas.  
16. Ver detalles de losa y columnas.  
17. Ver detalles de losa y columnas.  
18. Ver detalles de losa y columnas.  
19. Ver detalles de losa y columnas.  
20. Ver detalles de losa y columnas.

MURO DE CONCRETO

CUADRO DE MODIFICACIONES

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	21 JUNIO 2000		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			
F			
G			
H			
I			
J			
K			
L			
M			
N			
O			
P			
Q			
R			
S			
T			
U			
V			
W			
X			
Y			
Z			

**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**

UBICACION:  
AV. BOGOTATEPEL (EJE 8 SUR)  
NO. 430 COL. SANTA CRUZ AVILA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO D.F.

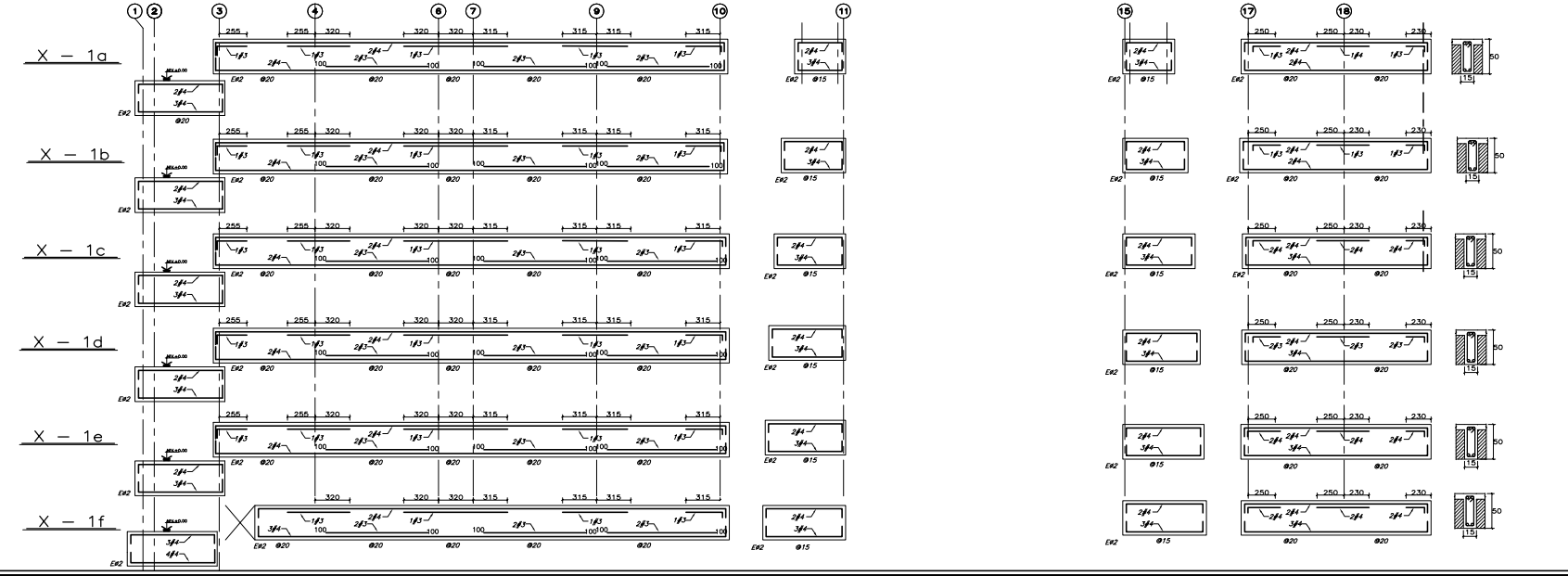
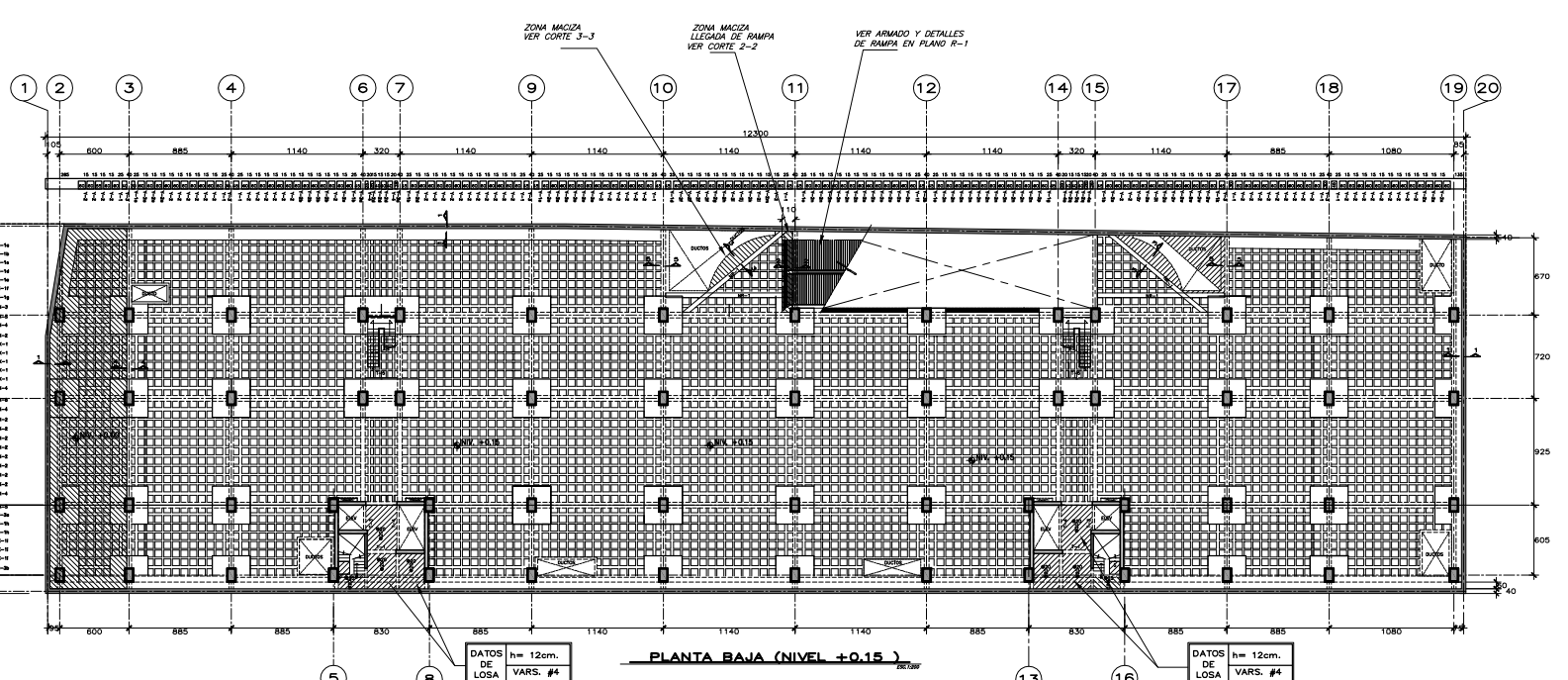
**PLANOS ESTRUCTURALES**

PLANTA BAJA (NIVEL +0.15)

ESCALA INDICADA: JUNIO 2000

ING. GRM / ING. AGS

**E-12**





**GIA**  
Ingeniería

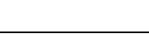
**GIA**  
arquitectura  
**INC**



ELEVACION ESQUEMATICA

- NOTAS:**
1. APROBACION DE PROYECTO.
  2. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  3. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  4. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  5. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  6. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  7. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  8. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  9. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  10. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  11. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  12. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  13. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  14. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  15. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  16. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  17. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  18. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  19. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.
  20. CANTON DE MANTENIMIENTO DE LA OBRA.

LEYENDA:



MURO DE CONCRETO

CUADRO DE MODIFICACIONES

NO.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	15-JUNIO-09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			

**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**

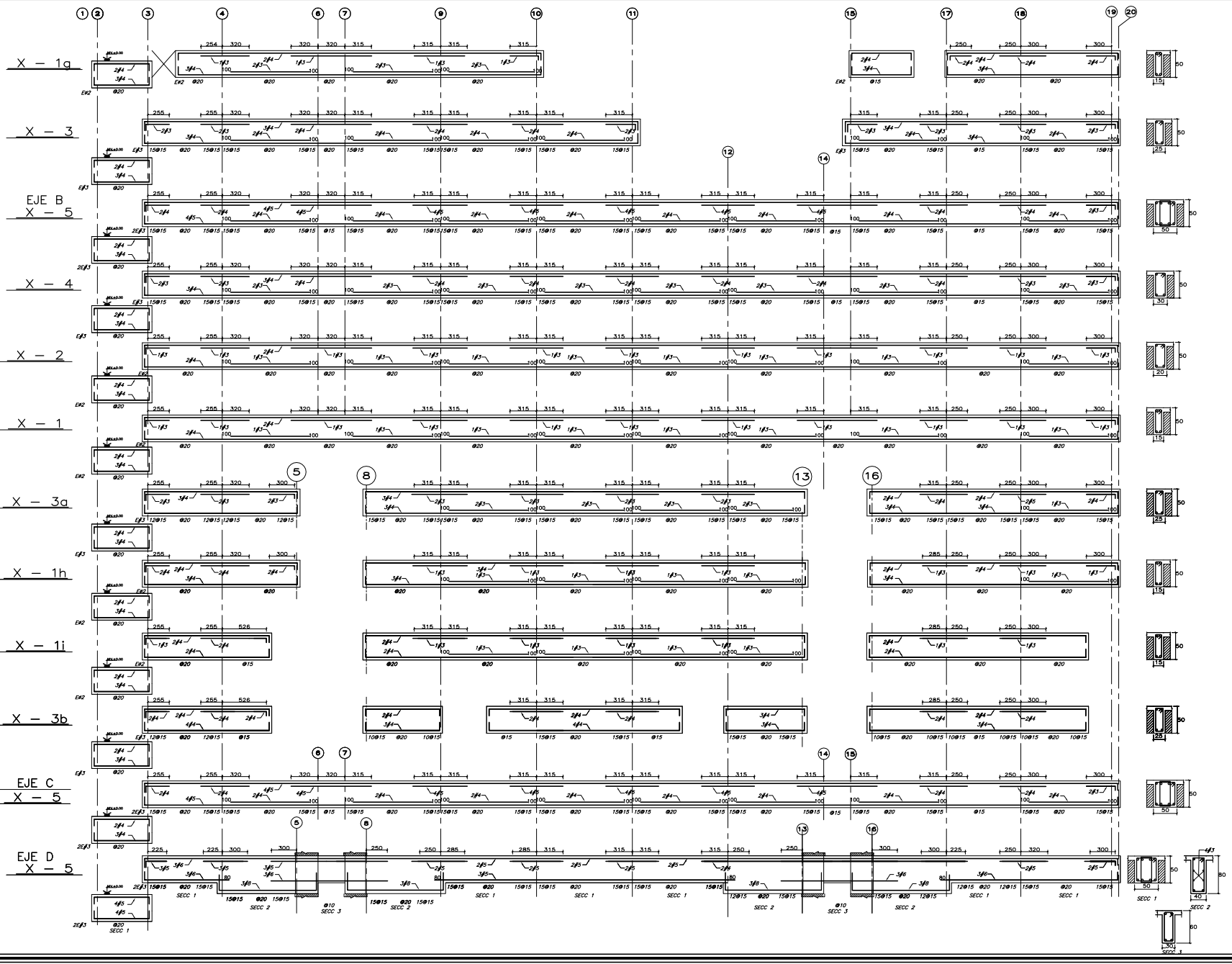
UBICACION:  
AV. BOGOTATEPELI (EJE B SUR)  
NO. 400 COL. SAN RAFAEL, CIUDAD DE MEXICO  
DELEGACION BENITO JUAREZ  
MEXICO, D. F. C.

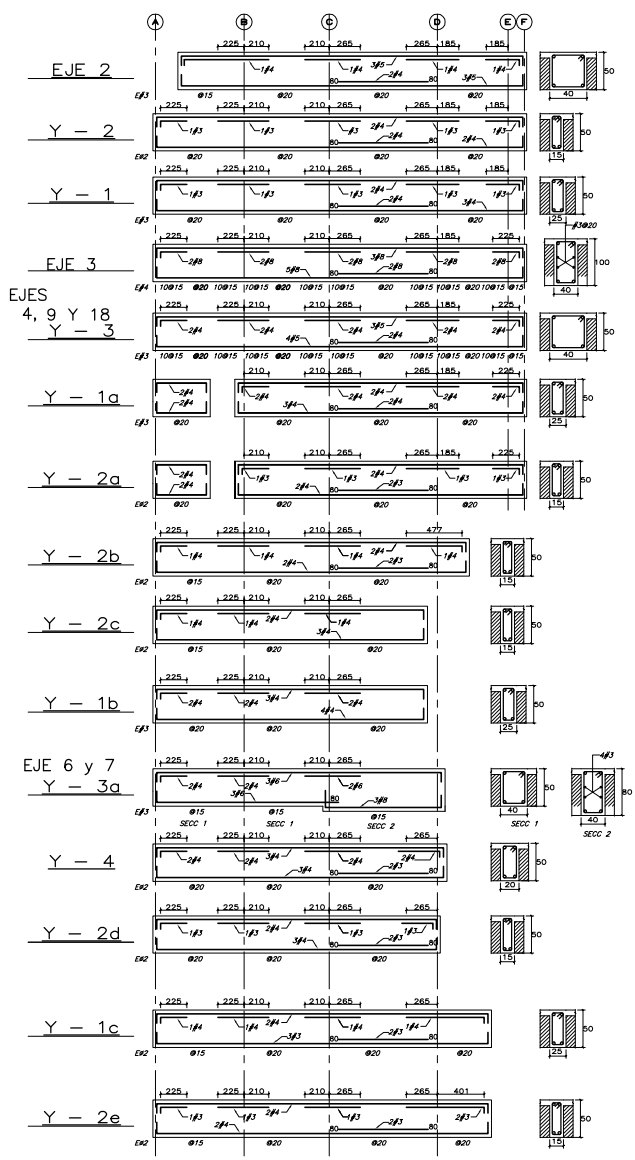
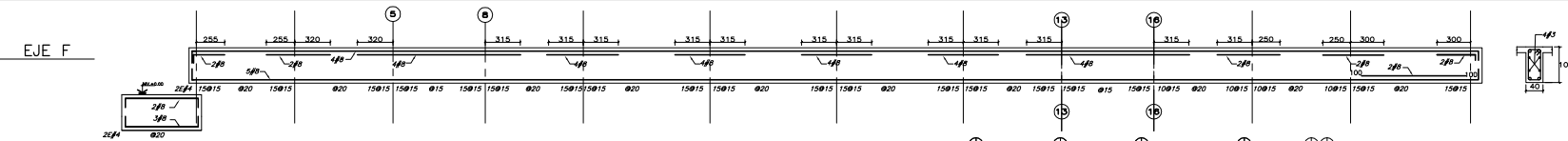
**PLANOS ESTRUCTURALES**

PLANO:  
COMPLETO DE VENTANAS PARA BA (NO. 115)

ESCALA	INDICADA	ESCALA	INDICADA
1:100		1:100	
1:100		1:100	
1:100		1:100	
1:100		1:100	

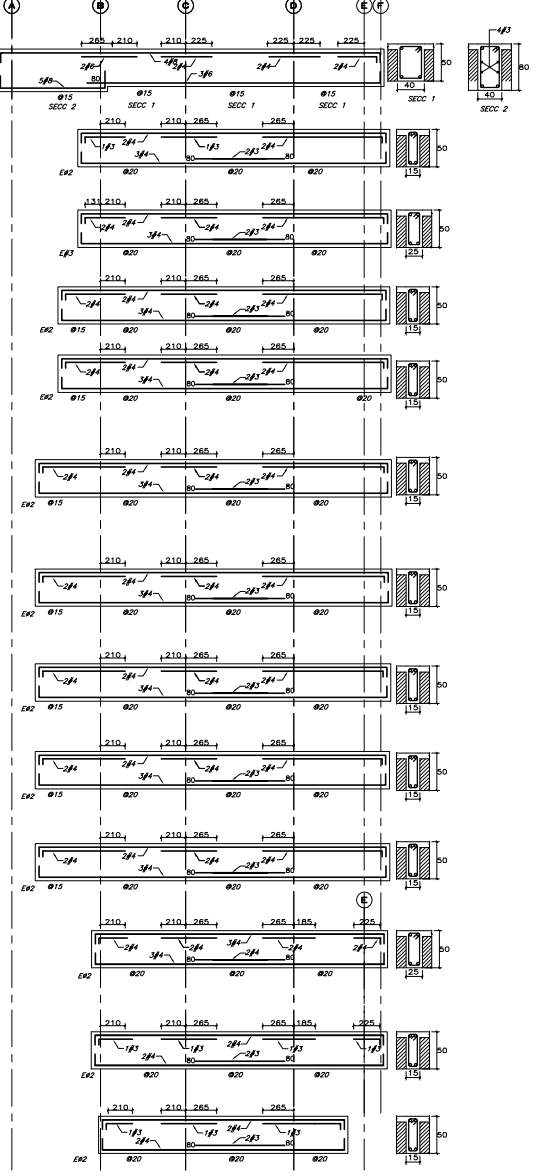
**E-13**





EJES 10, 11 Y 17

- Y - 2f
- Y - 1d
- Y - 2g
- Y - 2h
- Y - 2i
- Y - 2j
- Y - 2k
- Y - 2l
- Y - 2m
- Y - 1e
- Y - 2n
- Y - 2o



**Condak**

**GIA**  
Ingeniería

**GIA**  
arquitectura

PLANTA DE REFERENCIA

ELEVACION ESQUEMATICA

**NOTAS:**

1. APROBACION DE PROYECTO.
2. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
3. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
4. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
5. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
6. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
7. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
8. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
9. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
10. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
11. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
12. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
13. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
14. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
15. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
16. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
17. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
18. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
19. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
20. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
21. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
22. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
23. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
24. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
25. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
26. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
27. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
28. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
29. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
30. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
31. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
32. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
33. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
34. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
35. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
36. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
37. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
38. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
39. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
40. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
41. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
42. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
43. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
44. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
45. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
46. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
47. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
48. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
49. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
50. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
51. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
52. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
53. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
54. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
55. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
56. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
57. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
58. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
59. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
60. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
61. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
62. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
63. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
64. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
65. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
66. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
67. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
68. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
69. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
70. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
71. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
72. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
73. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
74. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
75. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
76. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
77. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
78. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
79. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
80. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
81. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
82. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
83. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
84. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
85. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
86. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
87. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
88. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
89. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
90. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
91. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
92. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
93. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
94. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
95. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
96. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
97. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
98. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
99. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.
100. CANTIDAD DE MATERIAL DE ACABADO DE PARED Y PISO.

**CUADRO DE MODIFICACIONES**

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	20-06-09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			

**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**

AV. BOGOTEPETL (EJE 8 SUR)  
NO. 400 COL. SANTA CRUZ AVILA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO, D. F.

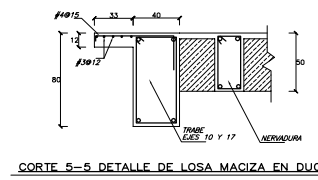
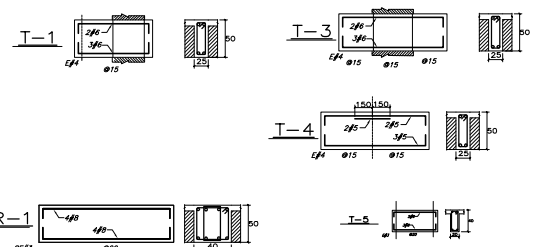
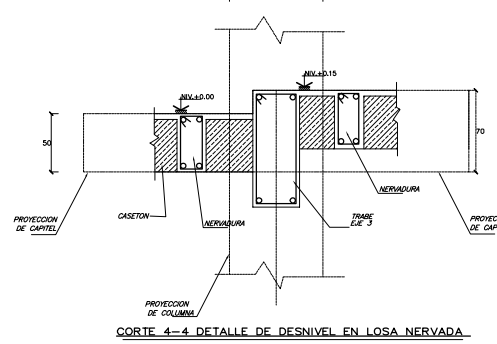
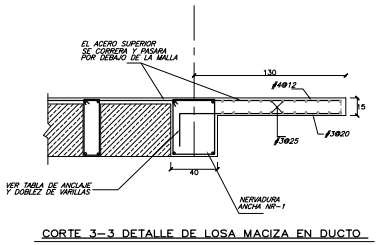
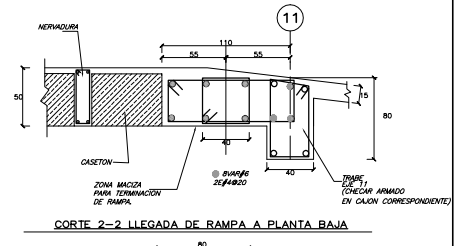
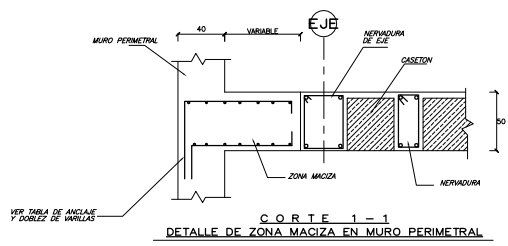
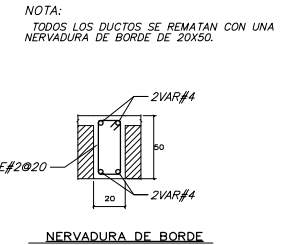
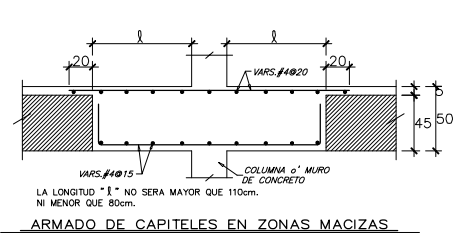
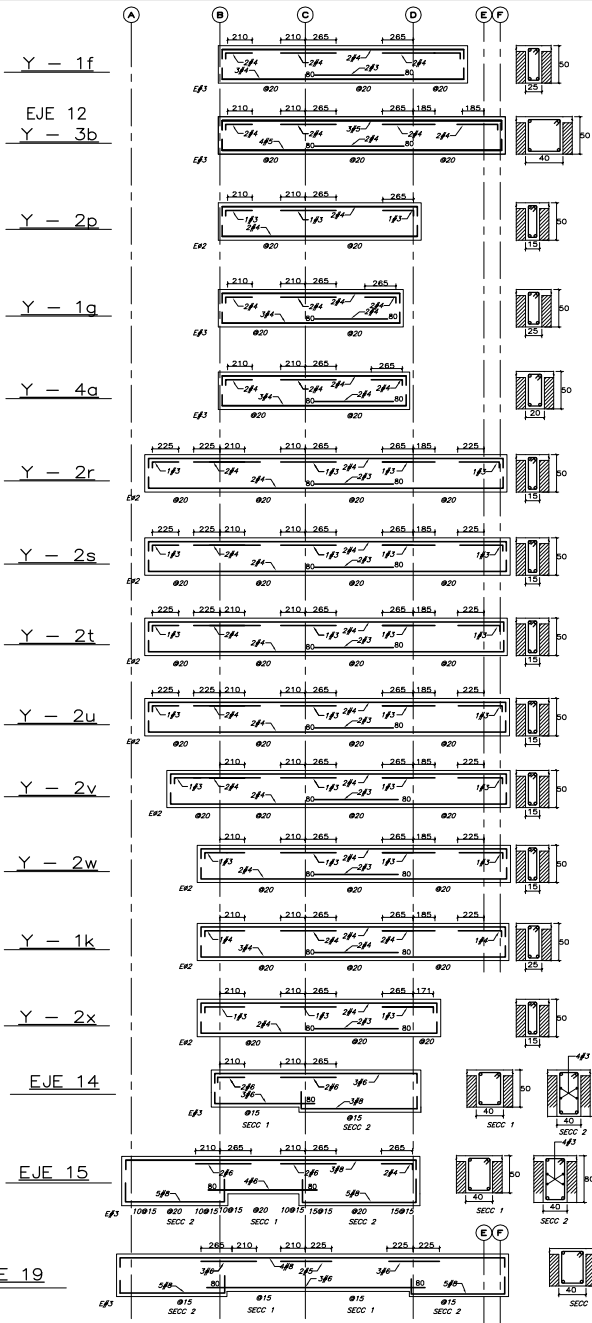
**PLANOS ESTRUCTURALES**

COMPONENTE DE TORRES PARA (M2 115)

ESCALA INDICADA: JUNIO 2009

ESCALA: **E-14**

ING. GRM      ING. AGS



NOTA:  
TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVADURA DE BORDE DE 20X50.

LA LONGITUD "L" NO SERA MAYOR QUE 110cm. NI MENOR QUE 80cm.

ARMADO DE CAPITELES EN ZONAS MACIZAS

NERVADURA DE BORDE

CORTE 1-1 DETALLE DE ZONA MACIZA EN MURO PERIMETRAL

CORTE 2-2 LLEGADA DE RAMPA A PLANTA BAJA

CORTE 3-3 DETALLE DE LOSA MACIZA EN DUCTO

CORTE 4-4 DETALLE DE DESNIVEL EN LOSA NERVADA

CORTE 5-5 DETALLE DE LOSA MACIZA EN DUCTO

**Condak**

**GIA** Ingeniería

**GIA** arquitectura

**EVE**

PLANTA DE REFERENCIA

ELEVACION ESQUEMATICA

NOTAS:

1. Verificar el proyecto.
2. Los ductos de cableado deben ser protegidos con un tubo de PVC de 20mm de diámetro.
3. El ducto de cableado debe estar protegido con un tubo de PVC de 20mm de diámetro.
4. El ducto de cableado debe estar protegido con un tubo de PVC de 20mm de diámetro.
5. El ducto de cableado debe estar protegido con un tubo de PVC de 20mm de diámetro.
6. El ducto de cableado debe estar protegido con un tubo de PVC de 20mm de diámetro.
7. El ducto de cableado debe estar protegido con un tubo de PVC de 20mm de diámetro.
8. El ducto de cableado debe estar protegido con un tubo de PVC de 20mm de diámetro.
9. El ducto de cableado debe estar protegido con un tubo de PVC de 20mm de diámetro.
10. El ducto de cableado debe estar protegido con un tubo de PVC de 20mm de diámetro.

LEYENDA:

1. Muro de concreto.

2. Muro de concreto.

3. Muro de concreto.

4. Muro de concreto.

5. Muro de concreto.

6. Muro de concreto.

7. Muro de concreto.

8. Muro de concreto.

9. Muro de concreto.

10. Muro de concreto.

CUADRO DE MODIFICACIONES

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	15-JUN-00		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			

REVISOR: [ ]

PROYECTANTE: [ ]

APROBADO: [ ]

ELABORADO: [ ]

VERIFICADO: [ ]

REVISADO: [ ]

PROYECTANTE: [ ]

APROBADO: [ ]

ELABORADO: [ ]

VERIFICADO: [ ]

REVISADO: [ ]

**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**

UBICACION:  
AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
NO. 400 COL. SANTA CRUZ AVILA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO D.F.

PLANOS ESTRUCTURALES

PLANO:  
CONCRETO DE ZONAS MACIZAS (MEL 15)

ESCALA:  
INDICADA

FECHA:  
JUNIO 2000

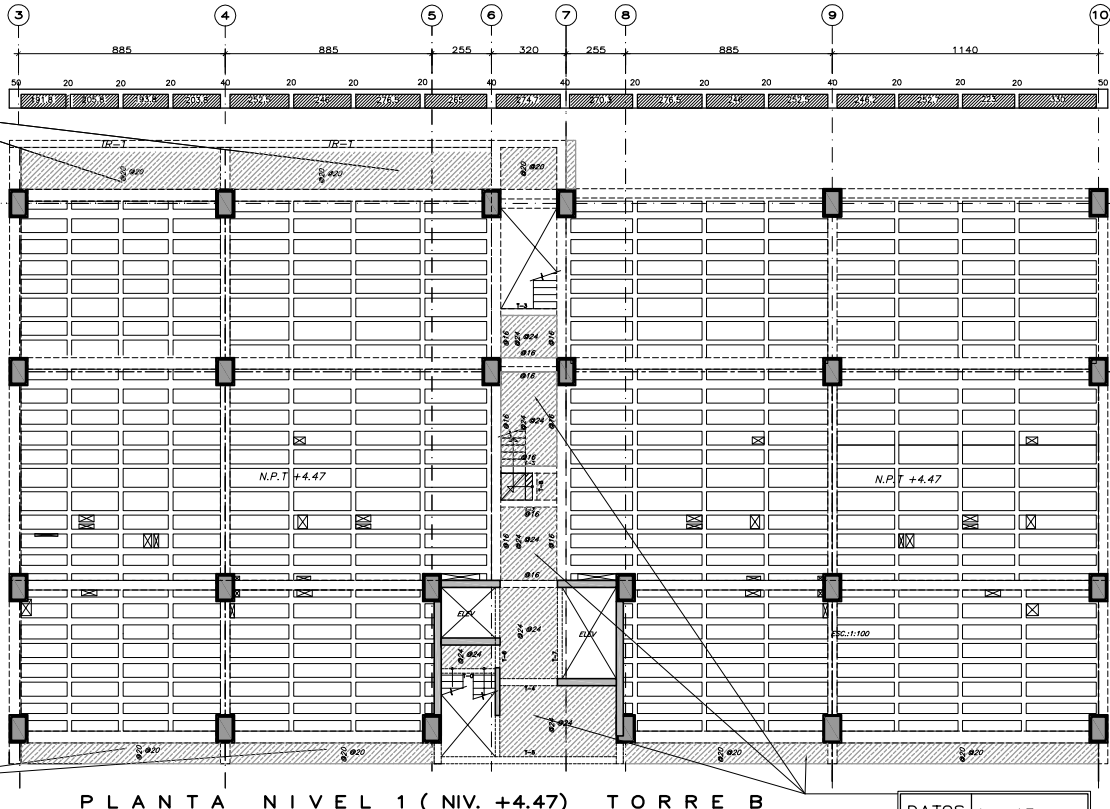
PROYECTANTE:  
ING. GRM

PROYECTANTE:  
ING. AGS

**E-15**



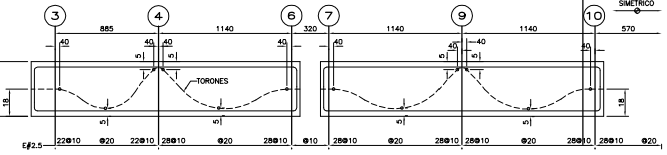
DATOS DE LOSA  
h = 13cm.  
VARS. #4



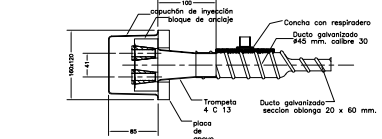
DATOS DE LOSA  
h = 13cm.  
VARS. #4

DATOS DE LOSA  
h = 13cm.  
VARS. #4

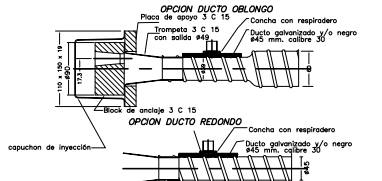
PLANTA NIVEL 1 (NIV. +4.47) TORRE B



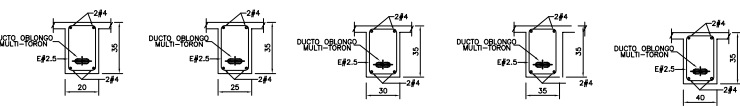
NERVADURA TIPO



ANCLAJE FREYSSINET TIPO 4 C13



ANCLAJE FREYSSINET TIPO 3 C13



SECCIONES

SISTEMA DE LOSA



SECCION DUCTO OBLONGO 20 x 55 cm.

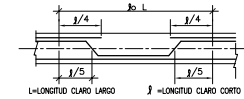
LOSA POSTENSADA		
LOSA	ACERO DE REFUERZO MINIMO kg/m <sup>2</sup>	FORMA DE TENSADO
PLANTA BAJA	5.23	AMBOS LADOS
PLANTA NIVEL 1	4.80	AMBOS LADOS
PLANTA NIVEL 2	4.80	AMBOS LADOS

- NOTAS GENERALES**
- 1.- TODAS LAS ACOTACIONES, PANDOS, FLUJOS, EJES Y NIVELES, DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ESTRUCTURALES.
  - 2.- EN LOS RIBELLOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBERAN LAS COTAS SOBRE LA ESCALA.
  - 3.- LAS ACOTACIONES ESTAN EN CENTIMETROS Y LOS NIVELES EN METROS, EXCEPTO CUANDO SE INDICAN EXPLICITAMENTE EN OTRAS UNIDADES.
  - 4.- EL REFORZAMIENTO MINIMO LIBRE NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DEL REFUERZO LONGITUDINAL NI DE 1.5cm EN LOSAS Y 2cm EN TRABES, EN EL CASO DE USAR PAQUETES DE VARRILLAS SERA 1.5 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GROSA.
  - 5.- DE TENDIENDO MANERA ORDENADA MODIFICARSE LAS DIMENSIONES Y LOS ARMADOS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL INGENIERO ESTRUCTURISTA.

- MATERIALES**
- 1.- SE UTILIZARA CONCRETO f'c=300 kg/cm<sup>2</sup> CLASE 1.
  - 2.- ACERO DE REFUERZO CON f'y=4200 kg/cm<sup>2</sup> EN VARRILLAS DEL #3 EN ADELANTE Y f'y=2530 kg/cm<sup>2</sup> EN VARRILLAS DEL #2.
  - 3.- EL ACERO DE REFUERZO UTILIZADO SERA TORONES DE SIETE HILOS DE  $\phi=0.57$ , 270 KSI DE BAJA RELAJACION.
  - 4.- EL TAMAÑO MAXIMO DEL ARREDO GROSO SERA 3/4".

- REFUERZO**
- 1.- LA SEPARACION LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA NI QUE 1.5 VECES EL TAMAÑO MAXIMO DEL ARREDO GROSO.
  - 2.- LA SEPARACION VERTICAL LIBRE ENTRE LECHOS DE VARRILLAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS, NI QUE 2 cm.
  - 3.- NO SE PODRAN HACER PAQUETES DE MAS DE 2 BARRAS SALVO QUE SE INDICAN CLARAMENTE LO CONTRARIO EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES. ESTOS PAQUETES DEBERAN QUEDAR ALOJADOS EN UN ANGULO DE LOS ESTIBOS.
  - 4.- EN TRABES NO SE DEBERA SOLDAR O ACOPLAR MAS DEL SOPE DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SOLA SECCION, LA INSTALACION EN SECCIONES DONDE SE REALICEN TRASLAPES NO SERA MENOR DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GROSA.
  - 5.- NO DEBERAN EFECTUARSE TRASLAPES DENTRO DE LOS NUDOS, NI EN UNA DISTANCIA DE DOS ESPALDES MEDIDA A PARTIR DEL PARO DE LOS APOYOS COLOCANDO EL PRIMER ESTIBO A 5 cm.
  - 6.- LA SEPARACION DE LOS ESTIBOS SE EMPICAZA A PARTIR DEL PARO DE LOS APOYOS COLOCANDO EN LA TABLA DE VARRILLAS.
  - 7.- LAS LONGITUDES DE ANCLAJE RECTO Y TRASLAPE PARA VARRILLAS CORRUGADAS SE EFECTUARAN EN LA TABLA DE VARRILLAS.
  - 8.- SI NO SE HACE OTRA INDICACION, TODAS LAS VARRILLAS TERMINADAS EN ESCUARAS SE ANCLARAN EN LOS ELEMENTOS NORMALES COMO SE INDICA EN LA FIGURA 1.
  - 9.- EL ANGULO DE ESTIBOS Y OTRAS SE HARA CON UN DOBLEZ A 135° Y 160° RESPECTIVAMENTE, RESPETANDO LOS RADIOS (R) INDICADOS EN LA TABLA DE VARRILLAS, SELECCIONADO UN TRAMO RECTO DE 10R COMO SE INDICA EN LA TABLA DE VARRILLAS.

- LOSA MACIZA**
- 1.- LOS NUMEROS INDICADOS SOBRE LOS APOYOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARRILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR.
  - 2.- LOS NUMEROS INDICADOS EN EL CENTRO DE LOS CLAROS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARRILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO INFERIOR.



- 3.- UNA DE CADA 2 VARRILLAS DEBERAN CORRERSE HASTA EL APOYO, LA OTRA SE LEVANTARA EL ARMADO NEGATIVO SE COMPLETARA CON BASTONES.

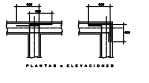
TABLA DE VARRILLAS f'c=300 Kg/cm <sup>2</sup>										
VARRILLA No.	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	LAT (cm)	LIZ (cm)	LTI (cm)	L2 (cm)	L3 (cm)	L4 (cm)	L5 (cm)	L6 (cm)	r
2.5	0.79	0.45	30	30	30	40	15	10	5	4
3	0.95	0.71	30	35	35	50	20	15	5	4
4	1.27	1.27	35	45	50	65	25	15	5	5
5	1.59	1.68	40	60	60	80	30	20	10	7
6	1.91	2.85	50	70	70	100	35	25	10	8
8	2.54	5.07	75	100	100	140	60	50	10	10
10	3.18	7.92	115	165	165	200	80	60	15	13
12	3.81	11.40	170	235	235	280	100	80	15	16

LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARRILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS: LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARRILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS: LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARRILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS: LONGITUD DE TRASLAPES PARA VARRILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS



ELEVACION ESQUEMATICA

- TRABES Y NERVADURAS**
- LECHO SUPERIOR
  - LECHO INFERIOR
  - MUR DE CARGA DE TABIQUE
  - MUR DE CONCRETO



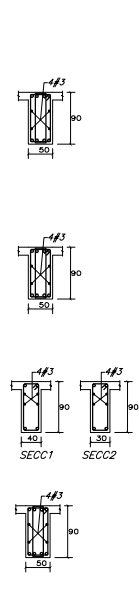
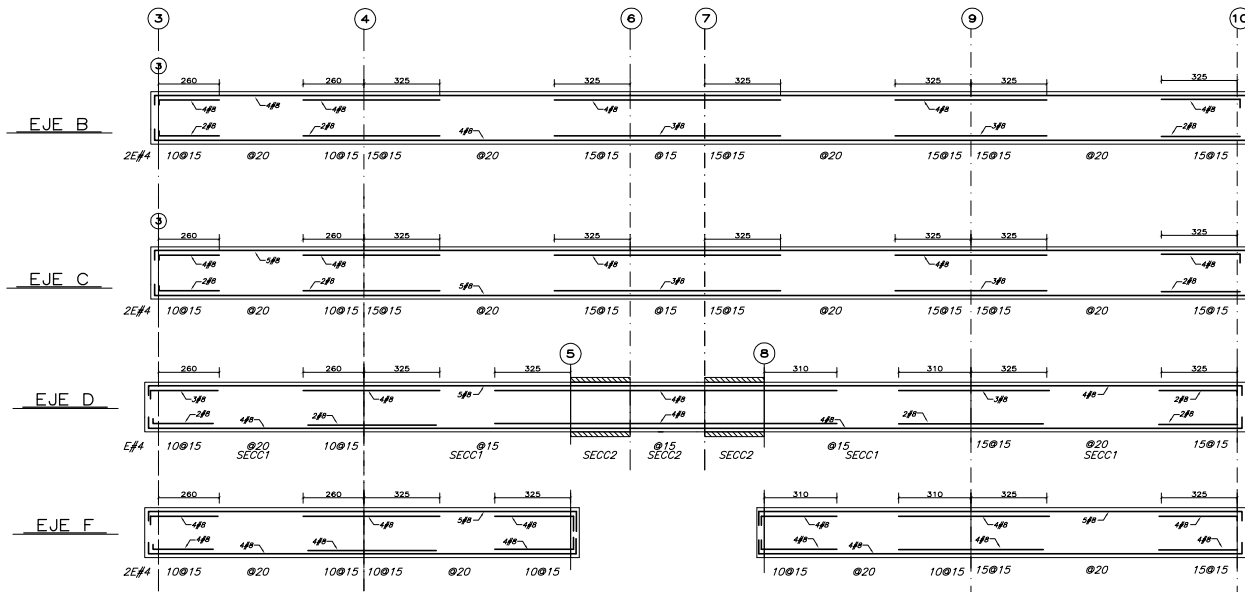
MUROS

CUADRO DE MODIFICACIONES

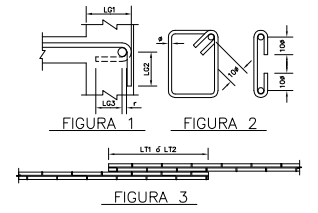
REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			

PROYECTO	
NO. 430, COL. SANTA CRUZ AYOTLA	
DELEGACION BENTON JUAREZ	
MEXICO, D. F.	
PLANTAS ESTRUCTURALES	
PLANTA NIVEL 1 (NIV. +4.47) TORRE B	
ESCALA INDICADA	ESCALA 1
FECHA JUNIO 2008	
ING. GRM	ING. AGS

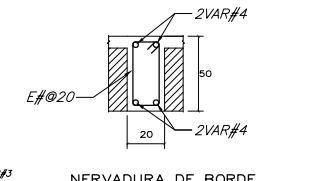
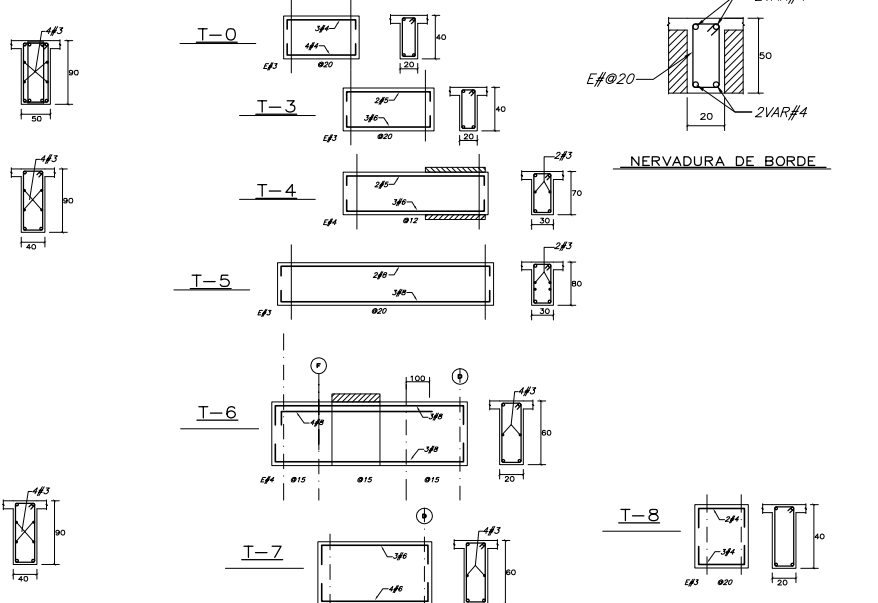
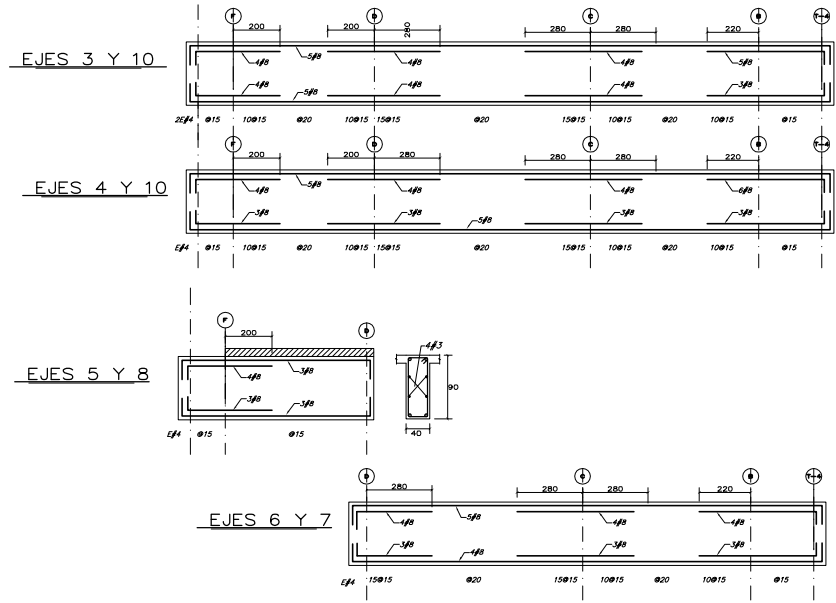
E-16



- NOTAS DE ACERO DE PRESFUERZO**
- EL CABLE DE ACERO DE PRESFUERZO DEBE SER DE  $f = 1/2"$  DE BAJA RELAJACION DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM-A116, DE GRADO 270 KSI Y CON LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:  
 DIÁMETRO NOMINAL  $\frac{1}{2}"$   
 ÁREA DEL TORÓN  $0.987 \text{ cm}^2$   
 MÓDULO DE ELASTICIDAD  $2,000,000 \text{ Kg/cm}^2$   
 ESFUERZO ÚLTIMO  $18,900 \text{ Kg/cm}^2$   
 FUERZA INICIAL  $14,200 \text{ Kg}$
  - LOS ALARGAMIENTOS DE LOS CABLES SERÁN MEDIDOS EN OBRA Y REPORTADOS AL PROYECTISTA PARA SU VERIFICACIÓN.
  - LOS ANCLAJES DEBERÁN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ESTABLECIDAS EN EL ACI Y EL PTL.
  - LOS ANCLAJES SERÁN PRESYSNET TIPO PLANO.
  - LOS DUCTOS SE COLOCARÁN EN LA LOSA DE ACUERDO CON LOS PLANOS, EN LA ZONA DE TENSIÓN EL CONSTRUCTOR DEBERÁ COLOCAR LA CALA DE ANCLAJE Y PERFORACIONES PARA PERMITIR LA SALIDA DE LOS TORONES.
  - TODOS LOS DUCTOS DEBERÁN SUJETARSE A LOS ESTRIBOS DE LAS NERVIADURAS UTILIZANDO GRAPAS DE ALAMBRE O ACERO DE REFUERZO DE DEBIDERO.
  - EL PUNTO DE ANCLAJE Y EL TIPO (MUERTO O VIVO) DE LOS TORONES SE INDICA EN LOS PLANOS.
  - EL CONCRETO DEBERÁ SER COLOCADO DE FORMA QUE SE CONSERVE LA POSICIÓN DE LOS DUCTOS, LOS TRABAJADORES DEBERÁN TENER CUIDADO DE NO PISAR LOS DUCTOS Y CUALQUIER DESPLAZAMIENTO DE ESTOS SE DEBE REPARAR A SU POSICIÓN ORIGINAL.
  - LOS TRABAJOS DE TENSIÓN SE REALIZARÁN POR PERSONAL CALIFICADO DE PRESYSNET, EL RESPONSABLE VERIFICARÁ Y CONTROLARÁ TODAS LAS OPERACIONES.
  - EL TENSIÓN SE REALIZARÁ CUANDO EL CONCRETO ALCANCE EL BOM DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN DE PROYECTO, LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DEBERÁ SER VERIFICADA EN ENSAYOS DE CILINDROS CURADOS BAJO LAS MISMAS CONDICIONES DE LA OBRA.
  - LOS CABLES DE PRESFUERZO SERÁN TENSIÓNADOS UTILIZANDO LOS "DATOS MORFOLÓGICOS PRESYSNET" EQUIPADOS CON CON MANÓMETROS PARA MEDIR LA TENSIÓN ANCLAJADA.
  - LAS LOSAS SERÁN PRESFUERZADAS EN AMBOS SENTIDOS Y LAS CANTIDADES MÍNIMAS DE PRESFUERZO ESTÁN INDICADAS EN TABLA.



NOTA:  
 TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVIADURA DE BORDE DE 20X50.



**Condak**  
**GIA Ingeniería**  
**GIA arquitectura**  
**PLANTA DE REFERENCIA**  
**ELEVACION ESQUEMATICA**  
**TUBOS Y NERVIADURAS**  
**MUROS**  
**CUADRO DE MODIFICACIONES**  
**PROYECTO PARK TOWERS**  
**PLANOS ESTRUCTURALES**  
**PLANTA NIVEL 1 (H-H) TORRE B**  
**E-17**  
 JUNIO 2000  
 ING. GRM  
 ING. AGS

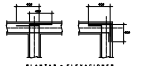


PLANTA DE REFERENCIA



ELEVACION ESQUEMATICA

TUBOS Y HERRAJES...
1.- LOS TUBOS DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINALES DE...
2.- DEBERAN CORRERSE HASTA LA CADA DE ANCLAJE...
3.- LAS BARRAS DE ANCLAJE DEBERAN CORRERSE EN...
4.- EL ANCLAJE DEBERA SER...
5.- EL ANCLAJE DEBERA SER...



MUROS...
■ MURO DE CARGA DE TABICAO
■ MURO DE CONCRETO

CUADRO DE MODIFICACIONES

Table with 4 columns: REV., FECHA, FORMA, OBSERVACIONES

Table with 4 columns: REV., FECHA, FORMA, OBSERVACIONES

PROYECTO PARK TOWERS

PLANTA NIVEL 1 (NIV. +4.47) TORRE A

PLANTA NIVEL 1 (NIV. +4.47) TORRE A

PLANTA NIVEL 1 (NIV. +4.47) TORRE A

PLANTA NIVEL 1 (NIV. +4.47) TORRE A

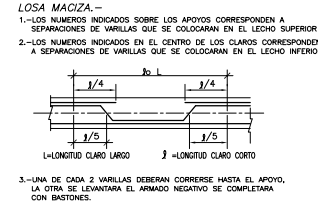
PLANTA NIVEL 1 (NIV. +4.47) TORRE A

PLANTA NIVEL 1 (NIV. +4.47) TORRE A

PLANTA NIVEL 1 (NIV. +4.47) TORRE A

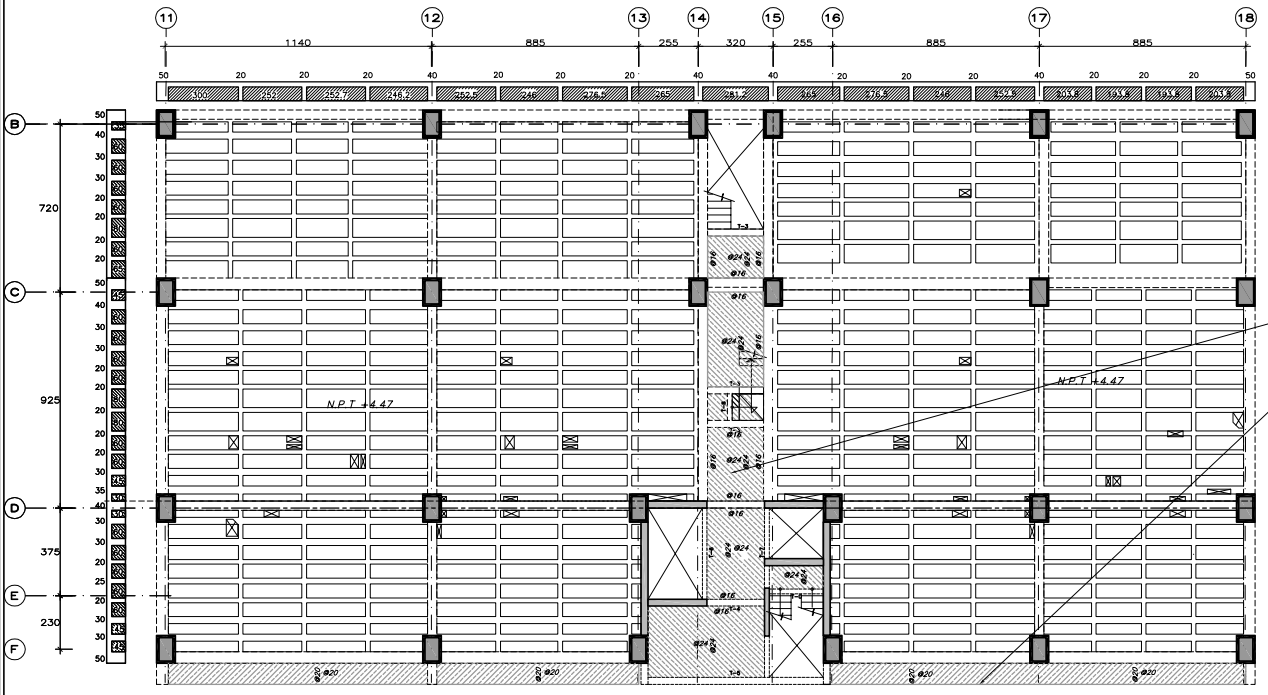
- NOTAS GENERALES
1.- LAS SEPARACIONES LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA NI QUE 1.5 VECES EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO.
2.- EN LOS DUCTOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEBERAN SER LAS CORTAS SOBRE LA ESCALA.
3.- LAS ANOTACIONES ESTAN EN CENTIMETROS Y LOS MUEDES EN METROS, EXCEPTO CUANDO SE INDICAN EXPLICITAMENTE EN OTRAS UNIDADES.
4.- EL REQUERIMIENTO MINIMO LIBRE NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DEL REFUERZO LONGITUDINAL NI DE 1.5cm EN LOSAS Y 2cm EN TABICAO. EN EL CASO DE USAR PAQUETES DE VARILLAS SERA 1.5 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRUESA.
5.- EN MINUDANA BARRAS DEBERAN AGREGARSE LAS DIMENSIONES Y LOS ARMADOS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL INGENIERO ESTRUCTURALISTA.
MATERIALES
1.- SE UTILIZARA CONCRETO Fc=300 kg/cm² CLASE 1.
2.- ASERO DE REFUERZO CON fy=4200 kg/cm² EN VARILLAS DEL #3 EN ADELANTE Y fy=2500 kg/cm² EN VARILLAS DEL #2.
3.- EL ASERO DE PRESUFIERZO UTILIZADO SERA TORONES DE SIETE HILOS DE e=0.57, 270 KSI DE BAJA RELAJACION.
4.- EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO SERA 3/4".

- REFUERZO
1.- LA SEPARACION LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA NI QUE 1.5 VECES EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO.
2.- LA SEPARACION VERTICAL LIBRE ENTRE LECHOS DE VARILLAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS NI QUE 3 cm.
3.- NO SE PODRAN HACER PAQUETES DE MAS DE 2 BARRAS SALVO QUE SE INDIQUE CLARAMENTE LO CONTRARIO EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES. ESTOS PAQUETES DEBERAN QUEDAR ALGODADOS EN UN ANGULO DE LOS ESTRIBOS.
4.- EN TABICAO NO SE DEBERA SOLDAR O ACOPLAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SOLA SECCION. LA DISTANCIA ENTRE SECCIONES DONDE LAS VARILLAS INCLAPES NO SERA MENOR DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRUESA.
5.- NO DEBERAN EFECTUARSE TRASLAPES DENTRO DE LOS NUDOS, NI EN UNA DISTANCIA DE DOS DIAMETROS MEDIDA A PARTIR DEL PAÑO DEL NUDO.
6.- LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS SE EMPEZARA A PARTIR DEL PAÑO DE LOS APYOS COLOCANDO EL PRIMER ESTRIBO A 5 cm.
7.- LAS LONGITUDES DE ANCLAJE RECTO Y TRASLAPA PARA VARILLAS CORRUGADAS SE EFECTUARAN EN LA TABLA DE VARILLAS.
8.- SI NO SE HACE OTRA INDICACION, TODAS LAS VARILLAS TERMINADAS EN ESCUARIAS SE ANCLARAN EN LOS ELEMENTOS CORRUJADOS COMO SE INDICA EN LA FIGURA 1.
9.- EL ANCLAJE DE ESTRIBOS Y GRAPAS SE HARA CON UN DORBEZ A 135° Y 180° RESPECTIVAMENTE, RESPECTANDO LOS RADIOS (r) INDICADOS EN LA TABLA DE VARILLAS, SEGURO DE UN TRAMO RECTO DE 10r COMO SE INDICA EN LA TABLA DE VARILLAS.
LOSA MACIZA.-
1.- LOS NUMEROS INDICADOS SOBRE LOS APOYOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR.
2.- LOS NUMEROS INDICADOS EN EL CENTRO DE LOS CLAROS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO INFERIOR.



- NOTAS DE ACERO DE PRESUFIERZO
1.- EL CABLE DE ACERO DE PRESUFIERZO DEBE SER DE F = 1/2" DE BAJA RELAJACION DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM-A416, DE GRADO 270 KSI Y CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:
DIAMETRO NOMINAL: 1/2"
AREA DEL TORON: 1.27 cm²
MODULO DE ELASTICIDAD: 2,000,000 kg/cm²
ESFUERZO ULTIMO: 18,900 kg/cm²
FUERZA INICIAL: 14,500 kg
2.- LOS ALARGAMIENTOS DE LOS CABLES SERAN MEDIDOS EN OBRA Y REPORTADOS AL PROYECTISTA PARA SU VERIFICACION.
3.- LOS ANCLAJES DEBERAN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ESTABLECIDAS EN EL ACI Y EL FTA.
4.- LOS ANCLAJES SERAN FREYSSINET TIPO PLANO.
5.- LOS DUCTOS SE COLOCARAN EN LA LOSA DE ACUERDO CON LOS PLANOS. EN LA ZONA DE TENSIÓN EL CONSTRUCTOR DEBERA COLOCAR LA CADA DE ANCLAJE Y PERFORACIONES PARA PERMITIR LA SALIDA DE LOS TORONES.
6.- TODOS LOS DUCTOS DEBERAN SUJETARSE A LOS ESTRIBOS DE LAS NERVAJURAS UTILIZANDO GRAPAS DE ALAMBRO O ACERO DE REFUERZO DE DESPERDIGADO.
7.- EL PUNTO DE ANCLAJE Y EL TIPO (MUERTO O VIVO) DE LOS TORONES SE INDICAN EN LOS PLANOS.
8.- EL CONCRETO DEBERA SER COLOCADO DE FORMA QUE SE CONSERVE LA POSICION DE LOS DUCTOS. LOS TRABAJADORES DEBERAN TENER CUIDADO DE NO PISAR LOS DUCTOS Y CUALQUIER DESPLAZAMIENTO DE ESTOS SE DEBE REVERSER A SU POSICION ORIGINAL POR PERSONAL CALIFICADO. EL RESPONSABLE VERIFICARA Y CONTROLARA TODAS LAS OPERACIONES.
9.- EL TENSIÓN SE REALIZARA CUANDO EL CONCRETO ALCANCE EL 80% DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE PROYECTO. LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DEBERA SER VERIFICADA EN ENYES DE CUATROSILOS CUANDO BAJO LAS MISMAS CONDICIONES DE LA OBRA.
10.- LOS CABLES DE PRESUFIERZO SERAN TENSIÓNADOS UTILIZANDO LOS 'GATOS HIDRAULICOS' EQUIPADOS CON CON MANOMETROS PARA MEDIR LA TENSION APLICADA.
11.- LAS LOSAS SERAN PRESUFIERZADAS EN AMBOS SENTIDOS Y LAS CANTIDADES MINIMAS DE PRESUFIERZO ESTAN INDICADAS EN TABLA.

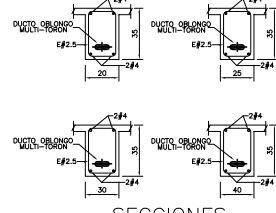
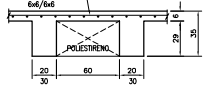
DATOS DE LOSA h = 13cm. VARS. #4



PLANTA NIVEL 1 (NIV. +4.47) TORRE A

ESC:1:100

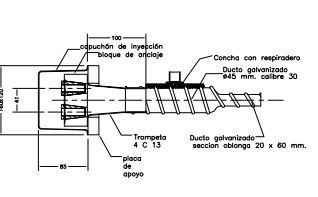
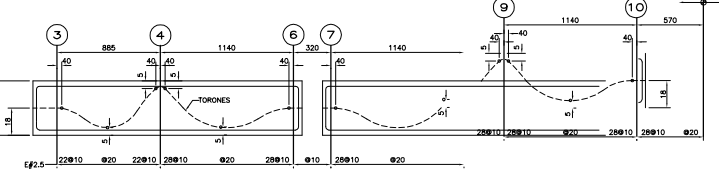
SISTEMA DE LOSA



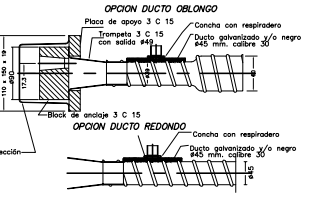
SECCIONES

LECHO SUPERIOR

NERVAJURA TIPO



ANCLAJE FREYSSINET TIPO 4 C13



ANCLAJE FREYSSINET TIPO 3 C13

Table with 3 columns: LOSA, ASERO DE PRESUFIERZO MINIMO, FORMA DE TENSIÓN



SECCION DUCTO OBLONGO 20 x 55 cm.

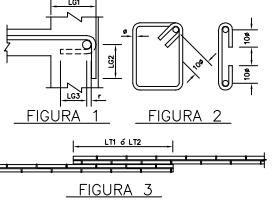
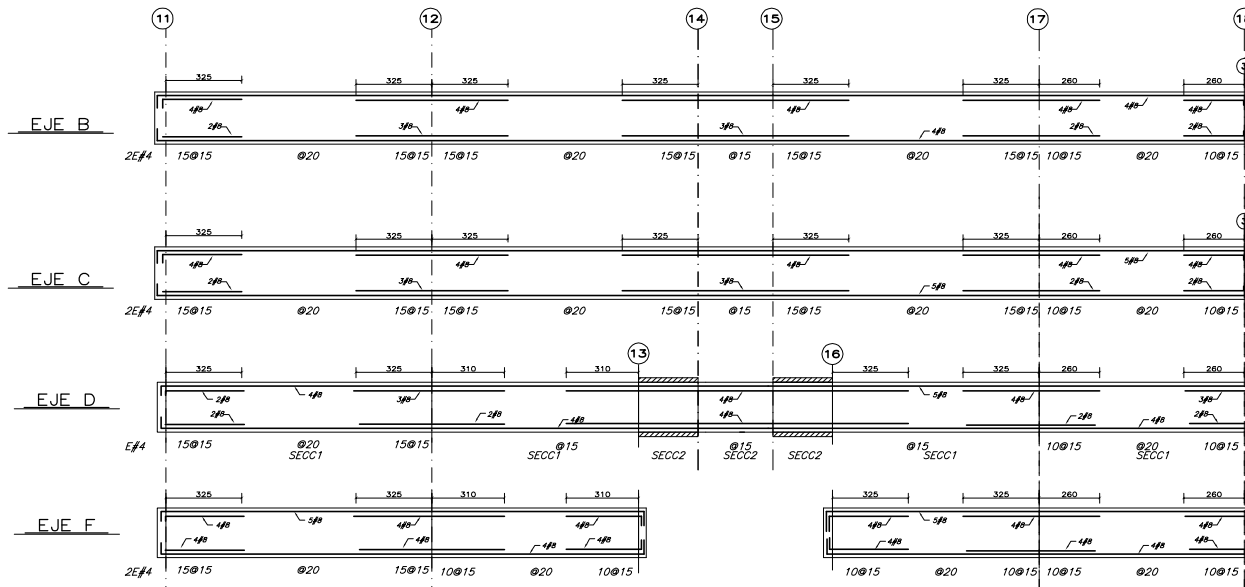
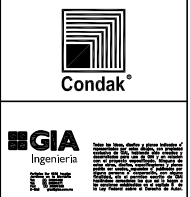
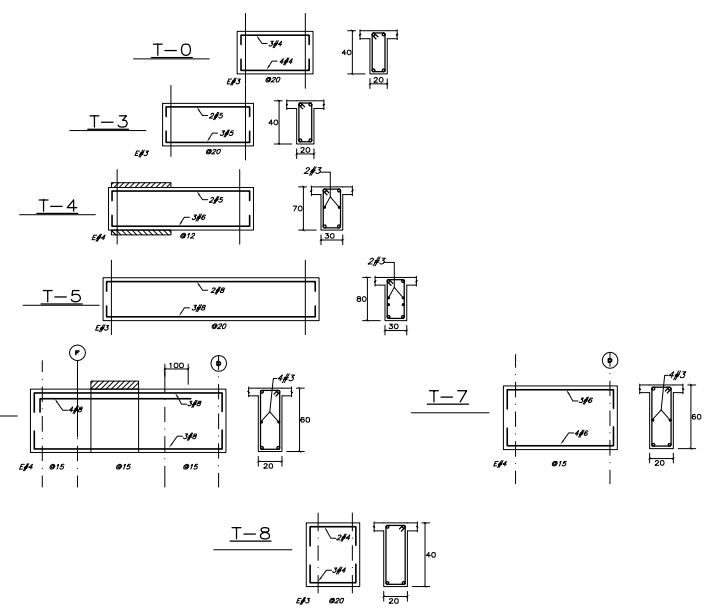
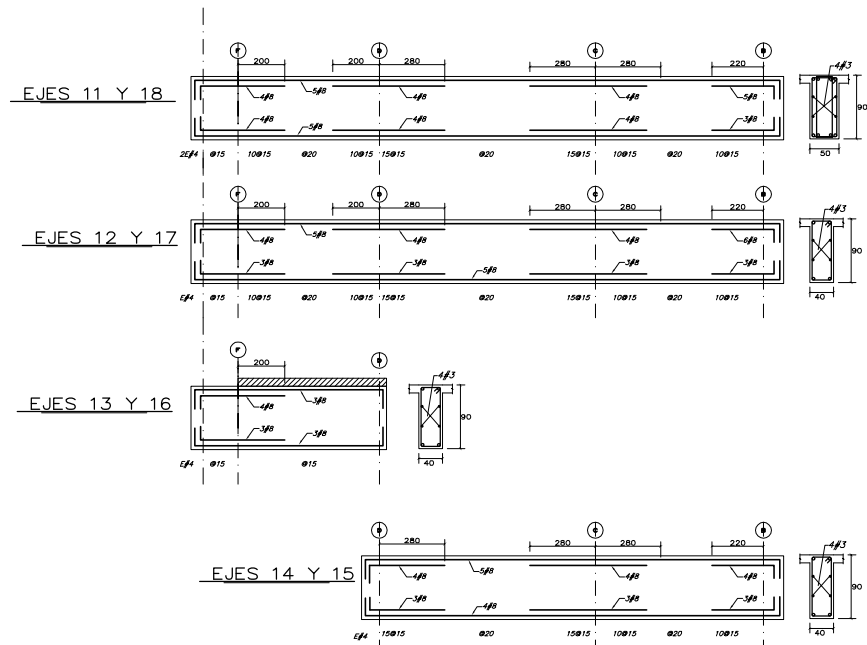
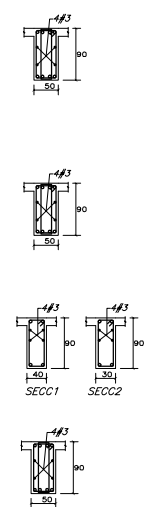
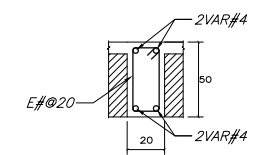


Table with 10 columns: VARILLA, No., As (cm²), LA1, LA2, L1, L11, L12, L13, L2, L3, r

(LA)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS
(LA2)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS
(L1)-LONGITUD DE TRASLAPA PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS
(L12)-LONGITUD DE TRASLAPA PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS



NOTA:  
TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVADURA DE BORDE DE 20X50.



**TIJAS Y NERVADURAS-**  
 1- LAS TIJAS DE CADA UNO DE LOS MUROS DE REFERENCIA LONGITUDINA SON...  
 2- LAS TIJAS DE CADA UNO DE LOS MUROS DE REFERENCIA LONGITUDINA SON...  
 3- LAS TIJAS DE CADA UNO DE LOS MUROS DE REFERENCIA LONGITUDINA SON...  
 4- LAS TIJAS DE CADA UNO DE LOS MUROS DE REFERENCIA LONGITUDINA SON...  
 5- LAS TIJAS DE CADA UNO DE LOS MUROS DE REFERENCIA LONGITUDINA SON...

**MUROS-**  
 ■ MURO DE CARGA DE TABICADO  
 ■ MURO DE CONCRETO

**CUADRO DE MODIFICACIONES**

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			

**PROYECTO  
PARK TOWERS**

UBICACION:  
AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
No. 420, COL. SANTA CRUZ ATIZAPALCOA  
DELEGACION BENTON JUAREZ, MEXICO, D. F.

**PLANOS ESTRUCTURALES**

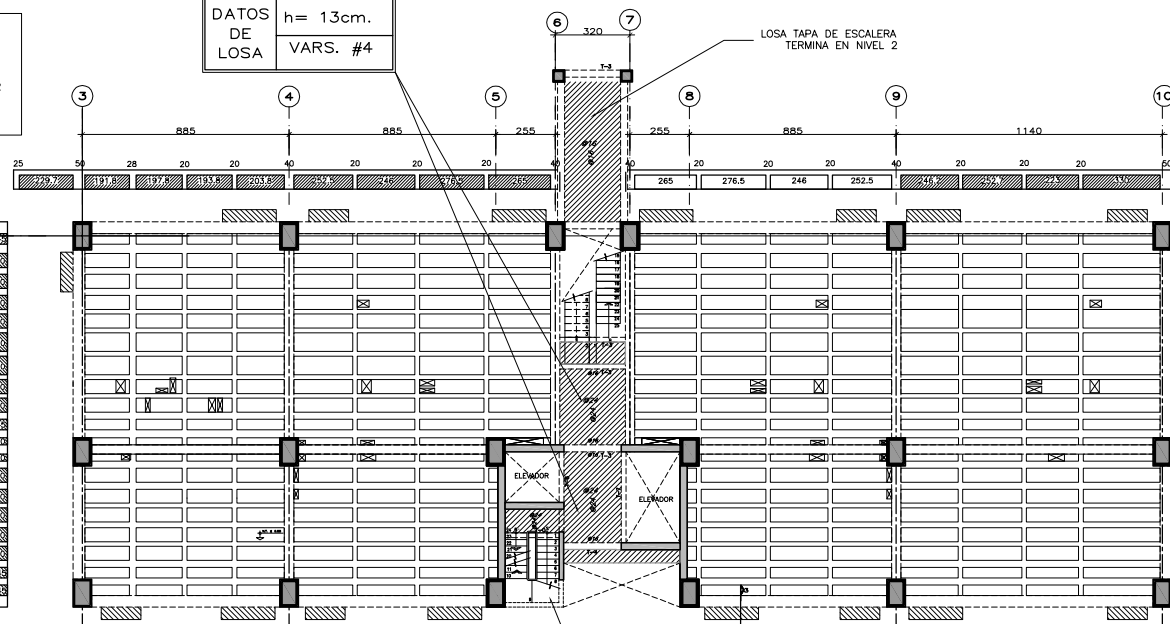
PLANTA NIVEL 1 (M-H) TORRE B

ESCALA	INDICADA	ESCALA	INDICADA
FECHA	JUNIO 2009	FECHA	JUNIO 2009
PROYECTO	PARK TOWERS	PROYECTO	PARK TOWERS
PROYECTISTA	ING. GRM	PROYECTISTA	ING. GRM
PROYECTISTA	ING. GRM	PROYECTISTA	ING. GRM

**E-19**

NOTA:  
ZONA DE BALCONES APARTIR DEL NIVEL 3

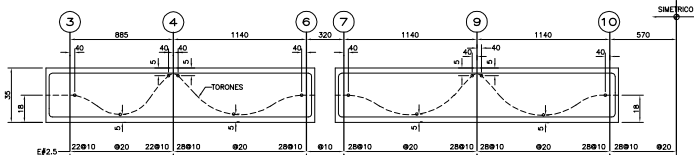
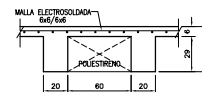
DATOS DE LOSA  
h = 13cm.  
VARS. #4



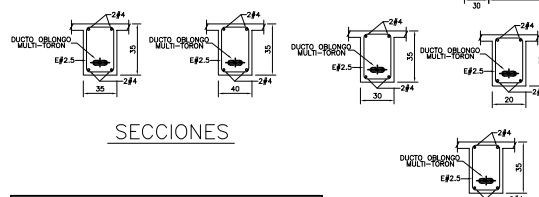
PLANTA NIVEL 2 A NIVEL 6 (TORRE B)

ESC-1:100

SISTEMA DE LOSA



NERVADURA TIPO



SECCIONES

LOSA POSTENSADA

LOSA	ACERO DE PRESFUERZO MÍNIMO kg/m <sup>2</sup>	FORMA DE TENGAO
PLANTA BARR	5.25	AMBOS LADOS
PRESFUERZO	4.80	AMBOS LADOS
COMPLEMENTOS TORRE ELEVADOR	4.80	AMBOS LADOS

VARRILA No.	Ø (cm)	Am (cm <sup>2</sup> )	LAT (cm)	LAZ (cm)	L1 (cm)	L2 (cm)	L1 L2 (cm)	LOG 1 (cm)	LOG 2 (cm)	LOG 3 (cm)
1	2.5	0.29	5.49	30	35	30	40	15	10	5
2	3	0.65	1.71	30	35	35	50	20	15	5
3	4	1.27	1.27	35	45	50	65	25	15	5
4	5	1.59	1.98	40	60	60	80	30	20	10
5	6	1.91	2.85	50	70	70	100	35	25	10
6	8	2.54	5.07	75	105	100	140	50	30	10
10	10	3.18	7.92	115	155	150	200	60	40	15
12	12	3.81	11.43	135	235	230	300	70	50	15

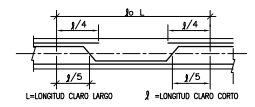
L1=L1-ONGDUD DE ANCLAJE PARA VARRILAS CON MENOS DE 30 cm de CONCRETO BAJO ELLAS  
L1=L1-ONGDUD DE ANCLAJE PARA VARRILAS CON MAS DE 30 cm de CONCRETO BAJO ELLAS  
L1=L1-ONGDUD DE TRASLAPES PARA VARRILAS CON MENOS DE 30 cm de CONCRETO BAJO ELLAS  
L1=L1-ONGDUD DE TRASLAPES PARA VARRILAS CON MAS DE 30 cm de CONCRETO BAJO ELLAS

- NOTAS GENERALES
- TODAS LAS ACOTACIONES, PANDOS, FLEJES, EJES Y NIVELES, DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ESTRUCTURALES.
  - EN LOS DIBUJOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES RIGEN LAS COTAS SOBRE LA ESCALA.
  - LAS ACOTACIONES ESTAN EN CENTIMETROS Y LOS NIVELES EN METROS, EXCEPTO CUANDO SE INDICA EXPRESAMENTE EN OTROS LENGUAJES.
  - EL REQUISITO MÍNIMO LIBRE NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DEL REFUERZO LONGITUDINAL NI DE 1.50 m EN LOSAS Y 2.00 m EN TRABES; EN EL CASO DE USAR PAQUETES DE VARRILAS SERA 1.5 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GROSERA.
  - DE NINGUNA MANERA DEBERAN MODIFICARSE LAS DIMENSIONES Y LOS ARMADOS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL INGENIERO ESTRUCTURISTA.

- MATERIALES
- SE UTILIZARA CONCRETO f<sub>c</sub>=300 kg/cm<sup>2</sup> CLASE 1.
  - ACERA DE REFUERZO CON f<sub>y</sub>=4200 kg/cm<sup>2</sup> EN VARRILAS DEL #3 EN ADELANTE Y f<sub>y</sub>=2500 kg/cm<sup>2</sup> EN VARRILAS DEL #2.
  - EL ACERO DE PRESFUERZO UTILIZADO SERA TORONES DE SIETE HILOS DE Ø=2.5 270 KG DE BAJA RELACION.
  - EL TAMARZO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO SERA 3/4".

- REFUERZO
- LA SEPARACION LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS, NI QUE 2 cm.
  - LA SEPARACION VERTICAL LIBRE ENTRE LECHOS DE VARRILAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS, NI QUE 2 cm.
  - NO SE PODRAN HACER PAQUETES DE MAS DE 2 BARRAS SALVO QUE SE INDIQUE CLARAMENTE LO CONTRARIO EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES, ESTOS PAQUETES DEBERAN QUEDAR ALICADOS EN UN ANGLULO DE LOS ESTRIBOS.
  - EN TRABES NO SE DEBERA SOLDAR O ADOPLAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SECCION, LA DISTANCIA ENTRE SECCIONES DONDE SE REALIZEN TRASLAPES NO SERA MENOR DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GROSERA.
  - NO DEBERAN EFECTUARSE TRASLAPES DENTRO DE LOS NUDOS, NI EN UNA DISTANCIA DE DOS VECES MEDIDA A PARTIR DEL PAÑO DEL NUDO.
  - LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS SE EMPEZARA A PARTIR DEL PAÑO DE LOS ARJOTES COLOCANDO AL PRIMER ARJOTE A 5 cm.
  - LAS LONGITUDES DE ANCLAJE RECTO Y TRASLAPA PARA VARRILAS CORRUJADAS SE ESPECIFICAN EN LA TABLA DE VARRILAS.
  - SI NO SE HACE OTRA INDICACION TODAS LAS VARRILAS TERMINADAS EN ESCUADRAS SE ANCLARAN EN LOS ELEMENTOS NORMALES COMO SE INDICA EN LA FIGURA 1.
  - EL ANCLAJE DE ESTRIBOS Y GRAPAS SE HARA CON UN DOBLEZ A 135° Y 180° RESPECTIVAMENTE, RESPECTANDO LOS RAYOS (R) INDICADOS EN LA TABLA DE VARRILAS, SEGUIDO DE UN TRAMO RECTO DE 10Ø COMO SE INDICA EN LA TABLA DE VARRILAS.

- LOSA MAJIZA
- LOS NUMEROS INDICADOS SOBRE LOS APOYOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARRILAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR A SEPARACIONES DE VARRILAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO INFERIOR.



- UNA DE CADA 2 VARRILAS DEBERAN CORRERSE HASTA EL APOYO, LA OTRA SE LEVANTARA EL ARMADO NEGATIVO SE COMPLETARA CON BASTONES.

NOTAS DE ACERO DE PRESFUERZO

- EL CABLE DE ACERO DE PRESFUERZO, DEBE SER DE F = 1/2" DE BAJA RELACION DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM-A116, DE GRADO 270 KSI Y CON LAS SIGUIENTES CARACTERÍSTICAS:  
DIAMETRO NOMINAL: 1/2"  
AREA DEL TORON: 0.987 cm<sup>2</sup>  
MODULO DE ELASTICIDAD: 2,000,000 Kg/cm<sup>2</sup>  
ESFUERZO ULTIMO: 16,900 Kg/cm<sup>2</sup>  
FUERZA INICIAL: 14,500 Kg
- LOS ALARGAMIENTOS DE LOS CABLES SERAN MEDIDOS EN OBRA Y REPORTADOS AL PROYECTISTA PARA SU VERIFICACION.
- LOS ANCLAJES DEBERAN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ESTABLECIDAS EN EL ACI Y EL PCI.
- LOS ANCLAJES SERAN FREYSSINET TIPO PLANO.
- LOS DUCTOS SE COLOCARAN EN LA LOSA DE ACUERDO CON LOS PLANOS, EN LA ZONA DE TENGAO EL CONTRATISTA DEBERA COLOCAR LA CADA DE ANCLAJE Y PERFORACIONES PARA PERMITIR LA SALIDA DE LOS TORONES.
- TODOS LOS DUCTOS DEBERAN SUJETARSE A LOS ESTRIBOS DE LAS NERVADURAS UTILIZANDO GRAPAS DE ALAMBRE O ACERO DE REFUERZO DE PRESFUERZO.
- EL PUNTO DE ANCLAJE Y EL TIPO (MUERTO O VIVO) DE LOS TORONES SE INDICAN EN LOS PLANOS.
- EL CONCRETO DEBERA SER COLOCADO DE FORMA QUE SE CONSERVE LA POSICION DE LOS DUCTOS, LOS TRABAJADORES DEBERAN TENER CUIDADO DE NO MOVER LOS TORONES Y REALIZAR DESPLAZAMIENTO DE ESTOS SE DEBE REGRESAR A SU POSICION ORIGINAL POR PERSONAL CALIFICADO, EL RESPONSABLE VERIFICARA Y CONTROLARA TODAS LAS OPERACIONES.
- EL TENGAO SE REALIZARA CUANDO EL CONCRETO ALCANCE EL 80% DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE PROYECTO, LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DEBERA SER VERIFICADA EN ENSAYES DE CILINDROS CURADOS BAJO LAS MISMAS CONDICIONES DE LA OBRA.
- LOS CABLES DE PRESFUERZO SERAN TENGADOS UTILIZANDO LOS "GATOS HOMOLOGADOS" EQUIPADOS CON CON MANOMETROS PARA MEDIR LA TENSION APLICADA.
- LAS LOSAS SERAN PRESFUERZADAS EN AMBOS SENTIDOS Y LAS CANTIDADES MINIMAS DE PRESFUERZO ESTAN INDICADAS EN TABLA.

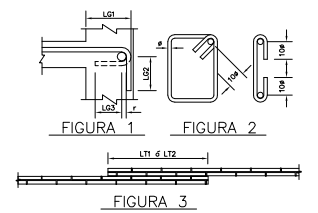


FIGURA 1 FIGURA 2 FIGURA 3

ANCLAJE FREYSSINET TIPO 4 C13

ANCLAJE FREYSSINET TIPO 3 C13

Condak

GIA Ingeniería

GIA arquitectura

PLANTA DE REFERENCIA

ELEVACION ESQUEMATICA

TRABES Y NERVADURAS...

CUADRO DE MODIFICACIONES

NO.	FECHA	PRIM.	OPORTUNIDADES
1	20-JUNIO-09	1	CONSTRUCCION
2			
3			
4			
5			

PROYECTO  
PARK TOWERS

PLANTAS ESTRUCTURALES

PLANTA NIVEL 2 A NIVEL 6 (TORRE B)

ING. GRM

ING. AGS

E-20

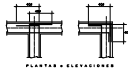


PLANTA DE REFERENCIA



ELEVACION ESQUEMATICA

**TRABES Y NERVADURAS.-**  
 1.- LAS LOSAS DE C/DE SE MUEVEN EN SENTIDO LONGITUDINAL SIN FLEXIONARSE.  
 2.- SE DEBE COMPROBAR PARALELO A LOS EJES DE LAS VIGAS Y PERPENDICULAR A LOS EJES DE LOS MUEBLES.  
 3.- LAS VIGAS DE UN ANALISIS DEBE COMPROBAR EN DIFERENTES SECCIONES TRANSVERSALES DE CADA UNO DE ELLOS.  
 4.- SE DEBE COMPROBAR PARALELO A LOS EJES DE LAS VIGAS SEGUN EL DISEÑO DE LOS MUEBLES.



**MUROS.-**  
 ■ MURO DE CARGA DE TABIQUE  
 ■ MURO DE CONCRETO

CUADRO DE MODIFICACIONES

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			

PROYECTO  
**PARK TOWERS**

UBICACION:  
 AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
 No. 400 COL. SANTA CRUZ AYOTLA  
 DELEGACION BENTON JUAREZ  
 MEXICO, D. F.

PLANOS ESTRUCTURALES

TRABES NIVEL 2 AL 6 (TORRE B)

ESCALA	INDICADA	ESCALA	INDICADA
FECHA	JUNIO 2009	FECHA	JUNIO 2009
REVISOR	JNJ	PROYECTISTA	ING. AGS
REVISOR	ING. GRM	PROYECTISTA	ING. AGS
ESCALA	INDICADA	FECHA	INDICADA

PROYECTO  
**PARK TOWERS**

UBICACION:  
 AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
 No. 400 COL. SANTA CRUZ AYOTLA  
 DELEGACION BENTON JUAREZ  
 MEXICO, D. F.

PLANOS ESTRUCTURALES

TRABES NIVEL 2 AL 6 (TORRE B)

ESCALA	INDICADA	ESCALA	INDICADA
FECHA	JUNIO 2009	FECHA	JUNIO 2009
REVISOR	JNJ	PROYECTISTA	ING. AGS
REVISOR	ING. GRM	PROYECTISTA	ING. AGS
ESCALA	INDICADA	FECHA	INDICADA

PROYECTO  
**PARK TOWERS**

UBICACION:  
 AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
 No. 400 COL. SANTA CRUZ AYOTLA  
 DELEGACION BENTON JUAREZ  
 MEXICO, D. F.

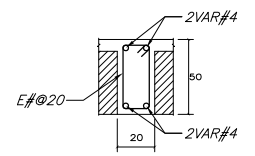
PLANOS ESTRUCTURALES

TRABES NIVEL 2 AL 6 (TORRE B)

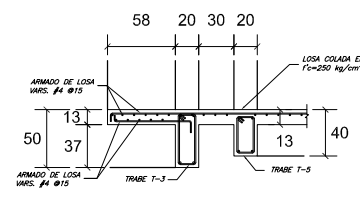
PROYECTO  
**PARK TOWERS**

UBICACION:  
 AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
 No. 400 COL. SANTA CRUZ AYOTLA  
 DELEGACION BENTON JUAREZ  
 MEXICO, D. F.

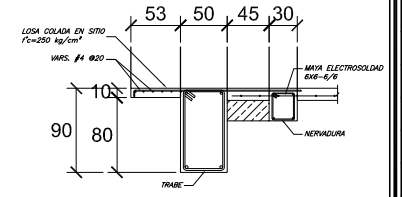
NOTA:  
 TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVADURA DE BORDE DE 20X50.



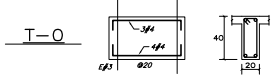
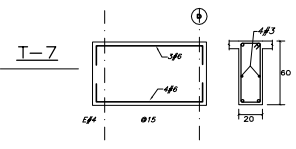
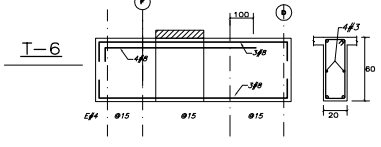
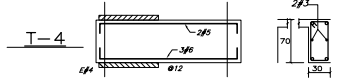
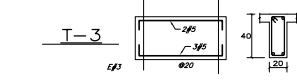
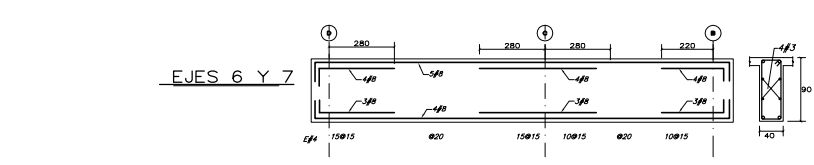
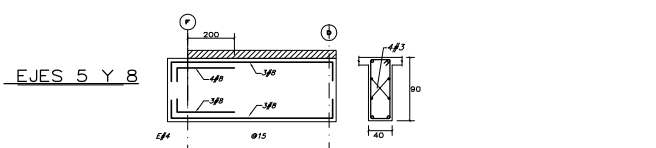
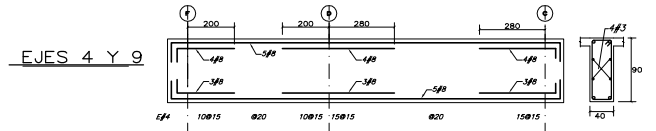
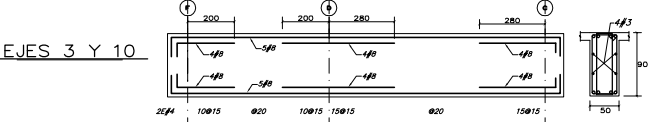
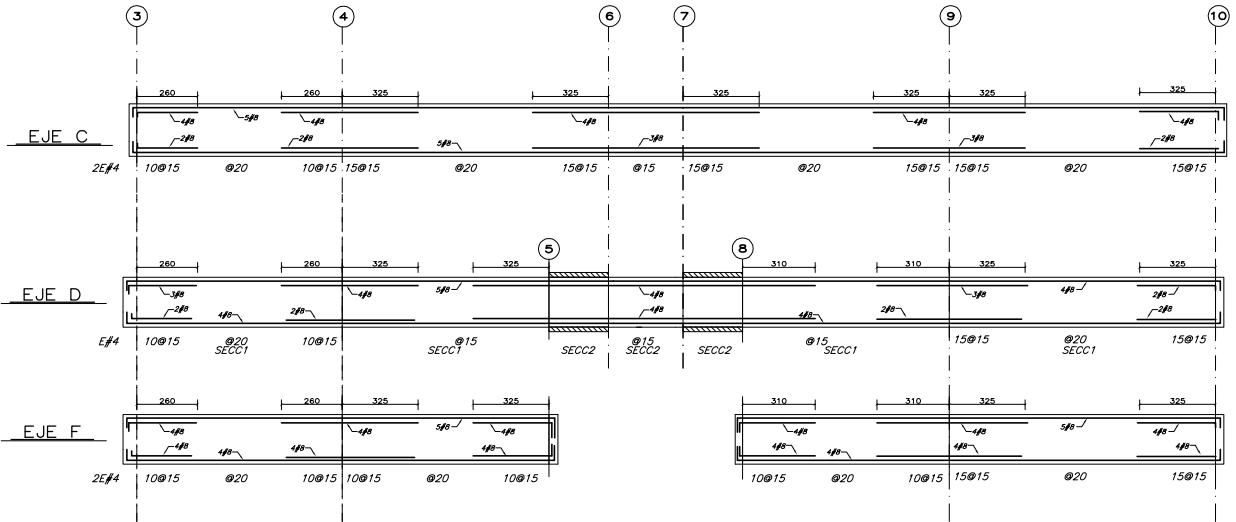
NERVADURA DE BORDE



DETALLE JARDINERA

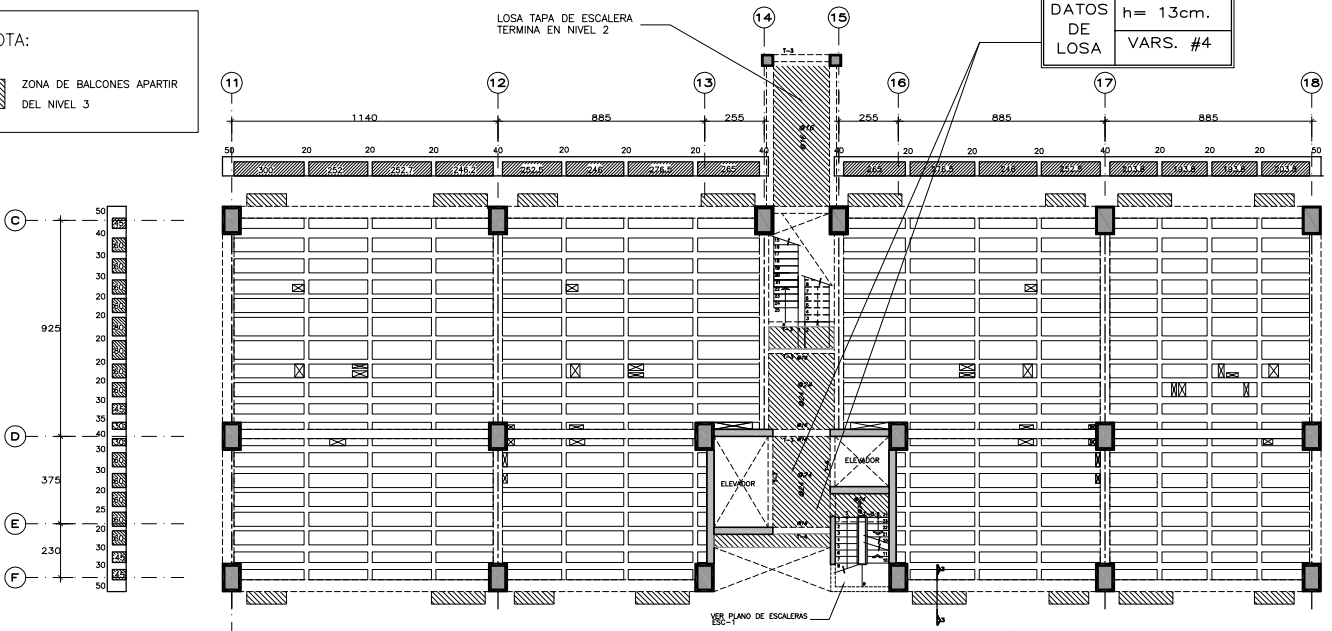


DETALLE BALCON



NOTA:  
 ZONA DE BALCONES APARTIR DEL NIVEL 3

DATOS DE LOSA  
 h = 13cm.  
 VARS. #4



PLANTA NIVEL 2 AL NIVEL 6 (TORRE A)

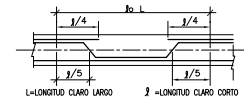
Esc:1/100

- NOTAS GENERALES**
- TODAS LAS ACOTACIONES, Pisos, FLOS, EJES Y NIVELES, DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ESTRUCTURALES.
  - EN LOS DIBUJOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES RIGEN LAS COTAS SOBRE LA ESCALA.
  - LAS ACOTACIONES ESTAN EN CENTIMETROS Y LOS NIVELES EN METROS, EXCEPTO CUANDO SE INDICAN EXPLICITAMENTE EN OTRAS UNIDADES.
  - EL REBESO DEBEN MANDAR LIBRE NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DEL REFUERZO LONGITUDINAL NI DE 30 CM EN LOS BARRAS Y 20 CM EN TRABES. EN EL CASO DE BARRAS DEBEN SER MENORES A UN VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRUESA.
  - DE NINGUNA MANERA DEBERAN MODIFICARSE LAS DIMENSIONES Y LOS ARMADOS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL INGENIERO ESTRUCTURISTA.

- MATERIALES**
- SE UTILIZARA CONCRETO  $f_c=350$  kg/cm<sup>2</sup> CLASE 1.
  - ACERO DE REFUERZO CON  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup> EN VARILLAS DEL #3 EN ADELANTE Y  $f_y=2500$  kg/cm<sup>2</sup> EN VARILLAS DE MENOS DE #3.
  - EL ACERO DE PRESFUERZO UTILIZADO SERA TORONES DE SIETE HILOS DE  $\phi=0.57$ , 270 KSI DE BAJA RELAJACION.
  - EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO SERA 3/4".

- REFUERZO**
- LA SEPARACION LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS, NI QUE 2 CM.
  - LA SEPARACION VERTICAL LIBRE ENTRE LECHOS DE VARILLAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS, NI QUE 2 CM.
  - NO SE PODRAN HACER PAQUETES DE MAS DE 2 BARRAS SALVO QUE SE INDIQUE CLARAMENTE LO CONTRARIO EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES. ESTOS PAQUETES DEBERAN QUEDAR ALIGADOS EN UN ANGULO DE LOS ESTRIBOS.
  - EN TRINCHES NO SE DEBERA SOLDAR O ACOPLE MAS DE DOS DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SOLA SECCION. LA DISTANCIA ENTRE SECCIONES CONDE SE REALIZEN TRINCHES NO SERA MENOR DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRUESA.
  - NO DEBERAN EFECTUARSE TRINCHES DENTRO DE LOS NUDOS, NI EN UNA DISTANCIA DE DOS PERALTES MEDIDA A PARTIR DEL PISO DEL NUDO.
  - LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS SE EMPIZARA A PARTIR DEL PISO DE LOS APYOS COLOCANDO EL PRIMER ESTRIBO A 5 CM.
  - LAS LONGITUDES DE ANCLAJE RECTO Y TRASLAPSE PARA VARILLAS CORRUGADAS SE EFECTUARAN EN LA TABLA DE VARILLAS.
  - SI NO SE HACE OTRA INDICACION, TODAS LAS VARILLAS TERMINADAS EN ESCUADRAS SE ANCLARAN EN LOS ELEMENTOS NORMALES COMO SE MUECA EN LA FIGURA 1.
  - EL ANCLAJE DE ESTRIBOS Y GRAPAS SE HARA CON UN DOBLEZ A 135° Y 180° RESPECTIVAMENTE, RESPETANDO LOS RADIOS (R) INDICADOS EN LA TABLA DE VARILLAS, SEGUN DE UN TRAMO RECTO DE 10R COMO SE MUECA EN LA TABLA DE VARILLAS.

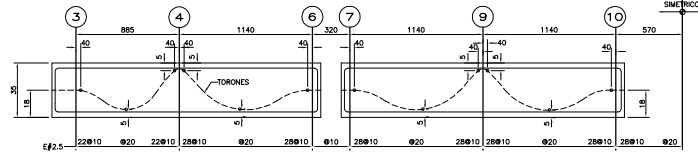
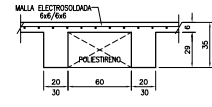
- LOSAS MACIZAS**
- LOS NUMEROS INDICADOS SOBRE LOS APOYOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR.
  - LOS NUMEROS INDICADOS EN EL CENTRO DE LOS CLAROS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO INFERIOR.



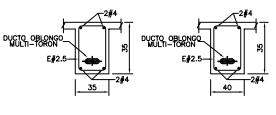
- UNA DE CADA 2 VARILLAS DEBERAN CORRERSE HASTA EL APOYO, LA OTRA SE LEVANTARA EL ARMADO NEGATIVO SE COMPLETARA CON BASTONES.

- NOTAS DE ACERO DE PRESFUERZO**
- EL CABLE DE ACERO DE PRESFUERZO, DEBE SER DE  $F = 1/2"$  DE BAJA RELAJACION DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM-A116, DE GRADO 270 KSI Y CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:  
 DIAMETRO NOMINAL: 1/2"  
 AREA DEL TORON: 2,000.000 kg/cm<sup>2</sup>  
 ESFUERZO ULTIMO: 18,000 kg/cm<sup>2</sup>  
 FUERZA INICIAL: 14,500 kg/cm<sup>2</sup>  
 MODULO DE ELASTICIDAD: 2,087 cm<sup>2</sup>
  - LOS ALAMANTOS DE LOS CABLES SERAN MEDIDOS EN OBRA Y REFORZADOS AL PROYECTISTA PARA SU VERIFICACION.
  - LOS ANCLAJES DEBERAN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ESTABLECIDAS EN EL ACI Y EL PTL.
  - LOS ANCLAJES SERAN FREYSSINET TIPO PLANO.
  - LOS DUCTOS SE COLOCARAN EN LA LOSA DE AGUERO CON LOS PLANOS EN LA ZONA DE TENSADO EL CONSTRUCTOR DEBERA COLOCAR LA CABLE DE ANCLAJE Y PERFORACIONES PARA PERMITIR LA SALIDA DE LOS TORONES.
  - TODOS LOS DUCTOS DEBERAN SUJETARSE A LOS ESTRIBOS DE LAS NERVADURAS UTILIZANDO GRAPAS DE ALAMBRE O ACERO DE REFUERZO DE DESPRENSIVO.
  - EL PLUNTO DE ANCLAJE Y EL TIPO (MUERTO O VIVO) DE LOS TORONES SE INDICA EN LOS PLANOS.
  - EL CONCRETO DEBERA SER COLOCADO FORMA QUE SE CONSERVE LA POSICION DE LOS DUCTOS. LOS TRABAJADORES DEBERAN TENER CUIDADO DE NO PISAR LOS DUCTOS Y CUALQUIER DESPLAZAMIENTO DE ESTOS SE DEBE REPARAR A SU POSICION ORIGINAL.
  - LOS TRABAJOS DE TENSADO SE REALIZARAN POR PERSONAL CALIFICADO. EL RESPONSABLE VERIFICARA Y CONTROLARA TENSAS LAS OPERACIONES.
  - EL TENSADO SE REALIZARA CUANDO EL CONCRETO ALCANCE EL BOX DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE PROYECTO. LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DEBERA SER VERIFICADA EN ENSAYOS DE CILINDROS CURADOS BAJO LAS MISMAS CONDICIONES DE LA OBRA.
  - LOS CABLES DE PRESFUERZO SERAN TENSADOS UTILIZANDO LOS "GATOS HIDRAULICOS" EQUIPADOS CON MANOMETROS PARA MEDIR LA TENSION APLICADA.
  - LAS LOSAS SERAN PRESFUERZADAS EN AMBOS SENTIDOS Y LAS CANTIDADES MINIMAS DE PRESFUERZO ESTAN INDICADAS EN TABLA.

SISTEMA DE LOSA



NERVADURA TIPO



SECCION

LOSAS POSTENSADAS			
LOSAS	ACERO DE PRESFUERZO MINIMO kg/m <sup>2</sup>	FORMA DE TENSADO	
PLANTA BARR	5.25	AMBOS LADOS	
REPERFORACIONES	4.80	AMBOS LADOS	
TORONES	4.80	AMBOS LADOS	

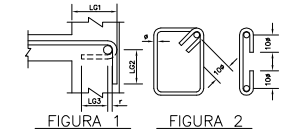


FIGURA 1 FIGURA 2

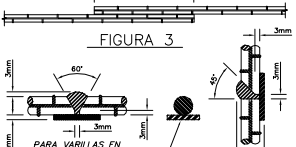
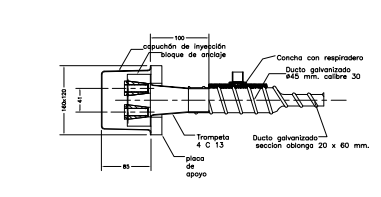
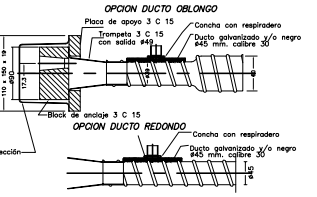


FIGURA 3 FIGURA 4



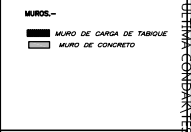
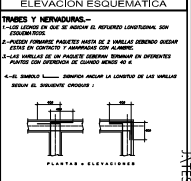
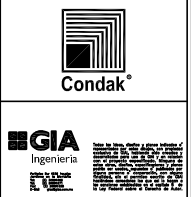
ANCLAJE FREYSSINET TIPO 4 C13



ANCLAJE FREYSSINET TIPO 3 C13

TABLA DE VARILLAS $f_c=350$ Kg/cm <sup>2</sup>											
VARILLA	Ø	A <sub>s</sub>	LA1	LA2	LT1	LT2	LT3	LT4	LT5	LT6	R
2.5	0.79	0.49	30	30	30	40	15	10	5	4	
3	0.95	0.71	30	35	35	50	20	15	5	4	
4	1.27	1.27	40	50	50	50	25	15	5	5	
5	1.59	1.98	40	60	60	80	30	20	10	7	
6	1.91	2.85	50	70	70	100	35	25	15	8	
8	2.54	5.07	75	100	100	140	50	30	10	10	
10	3.18	7.92	110	150	150	200	60	40	15	13	
12	3.81	11.40	170	225	225	300	70	50	15	16	

(L1)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (L2)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (L3)-LONGITUD DE TRASLAPSE PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (L4)-LONGITUD DE TRASLAPSE PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS



CUADRO DE MODIFICACIONES			
REV.	FECHA	FORMA	MODIFICACIONES
A	20-JUNIO-00		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			

PROYECTO  
**PARK TOWERS**

INGENIERO: AV. BOGOTAVEPEL (EJE B SUR) NO. 400-000 SANATA, CRISTÓBAL AYOVAN DE LADEACION BENTO JUAREZ MEXICO, D. F.

PLANO ESTRUCTURALES  
 PLANTA NIVEL 2 A NIVEL 6 (TORRE A)

ESCALA: 1/200  
 JUNIO 2000

ING. GRM  
 ING. AGS

**E-22**



**GIA**  
Ingeniería

**GIA**  
arquitectura



ELEVACION ESQUEMATICA

**TRABES Y NERVADURAS-**  
 1- LAS LOSAS DE C/4 SE MUEVEN EN SENTIDO LONGITUDINAL SIN DESPLAZARSE.  
 2- DEBE CONSERVARSE PAREDES AREA DE 2 UNIDADES CIRCUNDADEAS DEL DUCTO DE CONCRETO ARMADO CON ALAMBRE.  
 3- LAS BARRAS DE UN ANCHO DESEAN COLOCAR EN DIFERENTES NIVELES LOS EXTREMOS DE CADA UNIDAD DE C/4.  
 4- EL BARRIDO DEBERA HACERSE EN LA LINEA DE LAS BARRAS SEGUN EL DISEÑO DE LOS DUCTOS.

**MUROS-**  
 ■ MURO DE CARGA DE TABIQUE  
 ■ MURO DE CONCRETO

CUADRO DE MODIFICACIONES

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			

PROYECTO  
**PARK TOWERS**

UBICACION:  
AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
No. 430, COL. SANTA CRUZ AYOTLA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO, D. F.

PLANOS ESTRUCTURALES

TRABES NIVEL 2 AL 6 (TORRE A)

ESCALA INDICADA: JUNIO 2009

REVISOR: ING. GRM

ESCALA IMPRESA: JUNIO 2009

PROYECTO: ING. AGS

**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**

UBICACION:  
AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
No. 430, COL. SANTA CRUZ AYOTLA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO, D. F.

PLANOS ESTRUCTURALES

TRABES NIVEL 2 AL 6 (TORRE A)

ESCALA INDICADA: JUNIO 2009

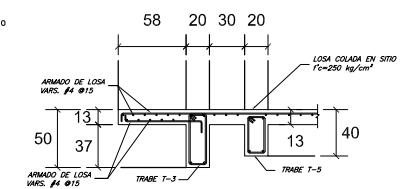
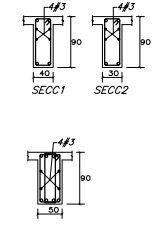
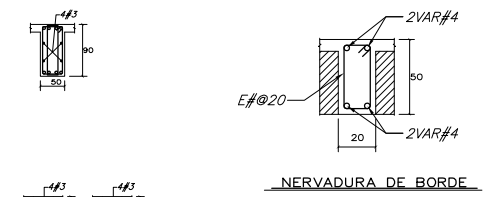
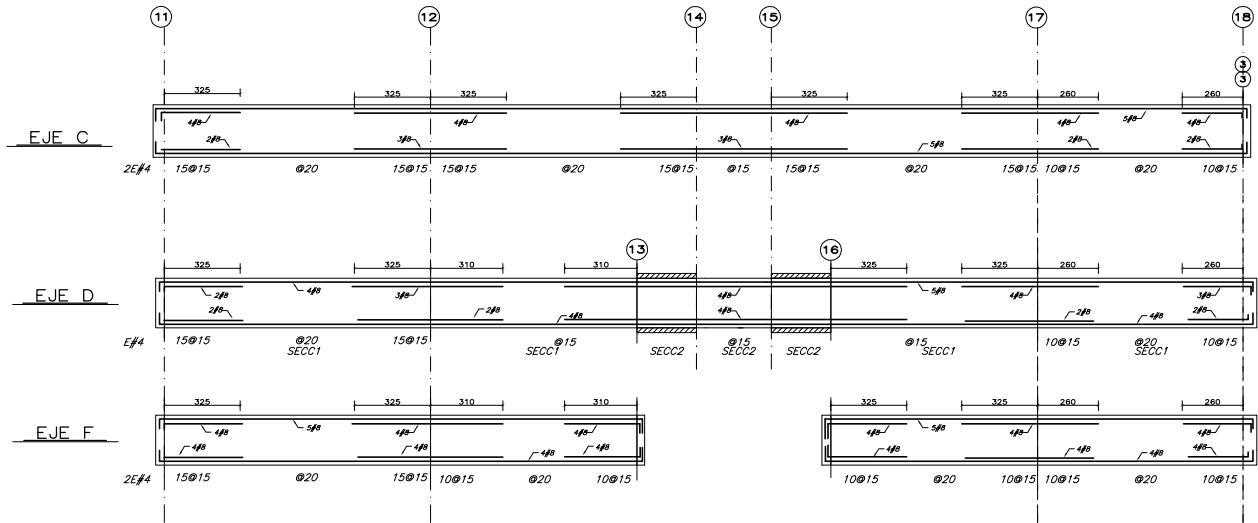
REVISOR: ING. GRM

ESCALA IMPRESA: JUNIO 2009

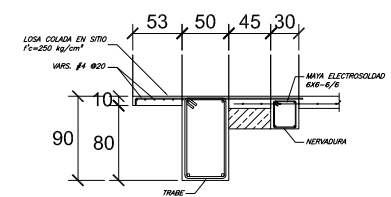
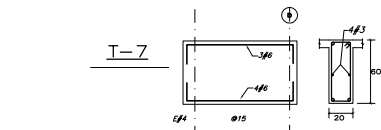
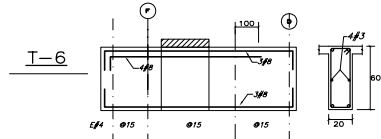
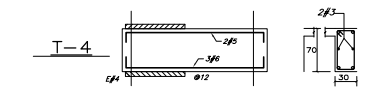
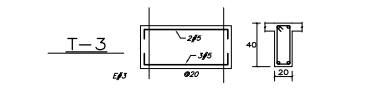
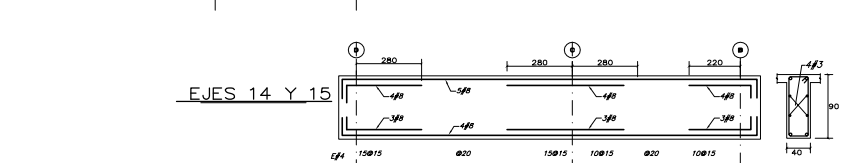
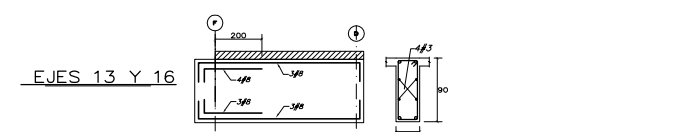
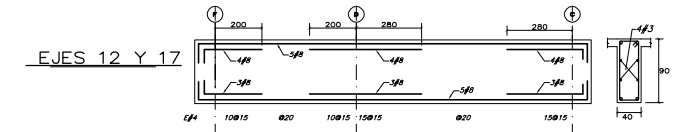
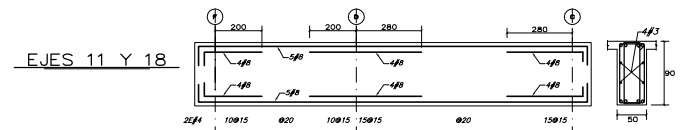
PROYECTO: ING. AGS

**E-23**

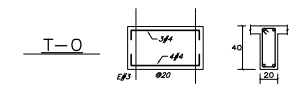
NOTA:  
TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVADURA DE BORDE DE 20X30.



DETALLE JARDINERA  
CORTE 2 - 2 5/8



DETALLE BALCON  
CORTE 3 - 3 5/8

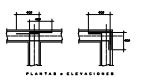






ELEVACION ESQUEMATICA

**TRABES Y HERMANOS**  
 1- LAS TRABES DE ACERO DE REFUERZO LONGITUDINAL SON DE TIPO **FRANCO**.  
 2- DEBERAN CUMPLIR PASES MENOS DE 4 VECES EL DIAMETRO DEL ACERO.  
 3- LAS VARRILLAS DE ACERO DEBERAN CUMPLIR EN DIVERTIDOS UN ESPACIO ENTRE VARRILLAS DE CUANTO MENOR DE 4.  
 4- DEBEN SER EN FORMA DE TUBO PARA LA LIMPIEZA DE LAS VARRILLAS DESPUES DEL DOLADO DE LOS CILINDROS.



**MUROS**  
 ■ MURO DE CARGA DE TABICAO  
 ■ MURO DE CONCRETO

CUADRO DE MODIFICACIONES

REV.	FECHA	FORMA	MODIFICACIONES
1	20-JUNIO-2000	1	CONSTRUCCION
2			
3			
4			
5			

PROYECTO  
 PARK TOWERS

DELEGACION BENITO JUAREZ  
 MEXICO, D. F.

PLANTAS ESTRUCTURALES

PLANTA NIVEL 7 A NIVEL 12 (TORRE B)

ESCALA: 1/20

ING. GRM  
 ING. AGS

PROYECTO  
 PARK TOWERS

AV. BOGOTATEPEL (EJE 8 SUR)  
 NO. 400 COL. SANTA CRUZ ATAYACA  
 MEXICO, D. F.

PLANTAS ESTRUCTURALES

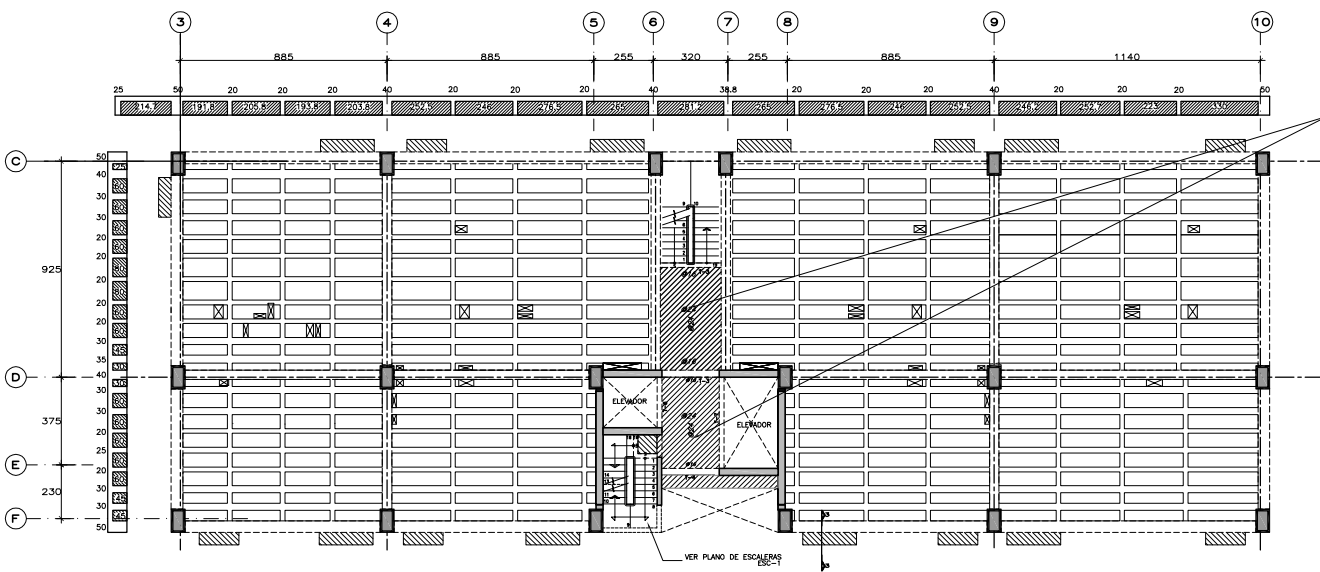
PLANTA NIVEL 7 A NIVEL 12 (TORRE B)

ESCALA: 1/20

ING. GRM  
 ING. AGS

**E-24**

DATOS DE LOSA  
 h= 13cm.  
 VARS. #4



PLANTA NIVEL 7 A NIVEL 12 (TORRE B)

ESC: 1/100

NOTAS GENERALES

- 1.- TENDAS LAS ACOTACIONES, PASES FIJOS, Ejes Y NIVELES. DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ESTRUCTURALES. DEBERAN VERIFICARSE LAS COTAS SOBRE LA ESCALA.
- 2.- EN LOS DIVULOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES RIGEN LAS COTAS SOBRE LA ESCALA.
- 3.- LAS ACOTACIONES ESTAN EN CENTIMETROS Y LOS NIVELES EN METROS, EXCEPTO CUANDO SE INDICA EXPLICITAMENTE EN OTRAS UNIDADES.
- 4.- EL REQUERIMIENTO MINIMO LIBRE NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DEL REFUERZO LONGITUDINAL NI DE 1.5cm EN LOSAS Y 2cm EN TRABES. EN EL CASO DE USAR PAQUETES DE VARRILLAS SERA 1.5 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRESA.
- 5.- DE NINGUNA MANERA DEBERAN MODIFICARSE LAS DIMENSIONES Y LOS ARMADOS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL INGENIERO ESTRUCTURISTA.

MATERIALES

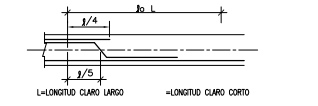
- 1.- SE UTILIZARA CONCRETO  $f_c=300 \text{ kg/cm}^2$  CLASE 1.
- 2.- ACERO DE REFUERZO CON  $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$  EN VARRILLAS DEL #3 EN ADELANTADO Y  $f_y=2530 \text{ kg/cm}^2$  EN VARRILLAS DEL #2.
- 3.- EL ACERO DE PRESFUERZO UTILIZADO SERA TORONES DE SIETE HILOS DE  $\phi=0.5, 270 \text{ KSI}$  DE BAJA RELAJACION.
- 4.- EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO SERA 3/4".

REFUERZO

- 1.- LA SEPARACION LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA NI QUE 1.5 VECES EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO.
- 2.- LA SEPARACION VERTICAL LIBRE ENTRE LECHOS DE VARRILLAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS, NI QUE 2 cm.
- 3.- NO SE PODRAN HACER PAQUETES DE MAS DE 2 BARRAS SALVO QUE SE INDIQUE CLARAMENTE LO CONTRARIO EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES. ESTOS PAQUETES DEBERAN QUEDAR ALICADOS EN UN ANGULO DE LOS ESTRIBOS.
- 4.- EN TRABES NO SE DEBERA SOLDAR O ADOPLAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SECCION. LA DISTANCIA ENTRE SECCIONES DONDE SE REALICEN TRASLAPES NO SERA MENOR DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRESA.
- 5.- NO DEBERAN EFECTUARSE TRASLAPES DENTRO DE LOS NUDOS, NI EN UNA DISTANCIA DE DOS PUNTES MEDIDA A PARTIR DEL PARO DEL NUDO.
- 6.- LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS SE EMPEZARA A PARTIR DEL PARO DE LOS ARITOS COLOCANDO EL PRIMER ESTRIBO A 5 CM.
- 7.- LAS LONGITUDES DE ANCLAJE RECTO Y TRASLAPA PARA VARRILLAS CORRUJADAS SE ESPECIFICAN EN LA TABLA DE VARRILLAS.
- 8.- SI NO SE HACE OTRA INDICACION, TODAS LAS VARRILLAS TERMINADAS EN ESCALERAS SE ANCLARAN EN LOS ELEMENTOS NORMALES COMO SE INDICA EN LA FIGURA 1.
- 9.- EL ANCLAJE DE ESTRIBOS Y GRAPAS SE HARA CON UNA COBREJA A 135° Y 180° RESPECTIVAMENTE, RESPECTANDO LOS RAZOS (r) INDICADOS EN LA TABLA DE VARRILLAS. SEGUIENDO DE UN TRAMO RECTO DE 10# COMO SE INDICA EN LA TABLA DE VARRILLAS.

LOSA MACIZA

- 1.- LOS NUMEROS INDICADOS SOBRE LOS APOYOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARRILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR.
- 2.- LOS NUMEROS INDICADOS EN EL CENTRO DE LOS CLAVOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARRILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO INFERIOR.



- 3.- UNA DE CADA 2 VARRILLAS DEBERAN CORRERSE HASTA EL APOYO, LA OTRA SE LEVANTARA EL ARMADO NEGATIVO SE COMPLETARA CON BASTONES.

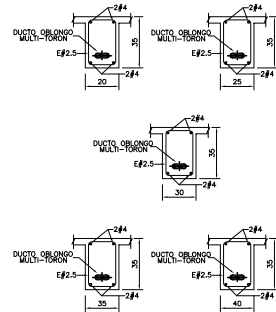
TABLA DE VARRILLAS  $f_c=300 \text{ Kg/cm}^2$

VARRILLA	#	As	LA1	LA2	LT1	LT2	LT1	LT2	LT1	LT2	r
1	2	0.79	0.49	30	30	30	40	15	10	5	4
2	3	0.95	0.71	30	35	35	50	20	15	5	4
3	4	1.27	1.27	30	40	50	60	25	15	5	5
4	5	1.59	1.98	40	60	60	80	30	20	10	7
5	6	1.91	2.85	50	70	70	100	35	25	10	8
6	8	2.54	5.07	75	105	100	140	50	30	10	10
7	10	3.18	7.92	110	160	160	200	60	40	15	13
8	12	3.81	11.40	150	210	210	270	80	50	15	16

(LA)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARRILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (LA2)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARRILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (LT)-LONGITUD DE TRASLAPA PARA VARRILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (LT2)-LONGITUD DE TRASLAPA PARA VARRILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS

NOTAS DE ACERO DE PRESFUERZO

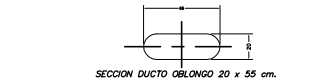
1. EL CABLE DE ACERO DE PRESFUERZO, DEBE SER DE  $f = 1/2"$  DE BAJA RELAJACION DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM-A116, DE GRADO 270 KSI Y CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:  
 DIAMETRO NOMINAL: 1/2"  
 AREA DEL TORON: 0.187 cm<sup>2</sup>  
 MÓDULO DE ELASTICIDAD: 2,000,000 kg/cm<sup>2</sup>  
 ESFUERZO ULTIMO: 18,560 kg/cm<sup>2</sup>  
 FUERZA INICIAL: 14,500 kg
2. LOS ALARGAMIENTOS DE LOS CABLES SERAN MEDIDOS EN OBRA Y REPORTADOS AL PROYECTISTA PARA SU VERIFICACION.
3. LOS ANCLAJES DEBERAN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ESTABLECIDAS EN EL ART. 7° Y 11°.
4. LOS ANCLAJES SERAN FREYSSINET TIPO PLANO.
5. LOS DUCTOS SE COLOCARAN EN LA LOSA DE ACUERDO CON LOS PLANOS. EN LA ZONA DE TENGAO EL CONSTRUCTOR DEBERA COLOCAR LA CAYA DE ANCLAJE Y PERFORACIONES PARA PERMITIR LA SALIDA DE LOS TORONES.
6. TODOS LOS DUCTOS DEBERAN SUJETARSE A LOS ESTRIBOS DE LAS VARRILLAS UTILIZANDO GRAPAS DE ALAMBRO O ACERO DE REFUERZO DE DESPERDICIO.
7. EL PUNTO DE ANCLAJE Y EL TIPO (ABIERTO O VIVO) DE LOS TORONES SE INDICA EN LOS PLANOS.
8. EL CONCRETO DEBERA SER COLOCADO DE FORMA QUE SE CONSERVE LA POSICION DE LOS DUCTOS. LOS TRABAJADORES DEBERAN TENER CUIDADO DE NO PISAR LOS DUCTOS Y CUALQUIER DESPLAZAMIENTO DE ESTOS SE DEBE REGRESAR A SU POSICION ORIGINAL.
9. LOS TRABAJOS DE TENGAO SE REALIZARAN POR PERSONAL CALIFICADO. EL RESPONSABLE VERIFICARA Y CONTROLARA TODAS LAS OPERACIONES.
10. EL TENGAO SE REALIZARA CUANDO EL CONCRETO ALCANCE EL 80% DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE PROYECTO. LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DEBERA SER VERIFICADA EN ENAYES DE CILINDROS CURADOS BAJO LAS MISMAS CONDICIONES DE LA OBRA.
11. LOS CABLES DE PRESFUERZO SERAN TENGAOS UTILIZANDO LOS "GATOS HERNAULDOS" EQUIPADOS CON CON MANOMETROS PARA MEDIR LA TENSION APLICADA.
12. LAS LOSAS SERAN PRESFUERZADAS EN AMBOS SENTIDOS Y LAS CANTIDADES MINIMAS DE PRESFUERZO ESTAN INDICADAS EN TABLA.



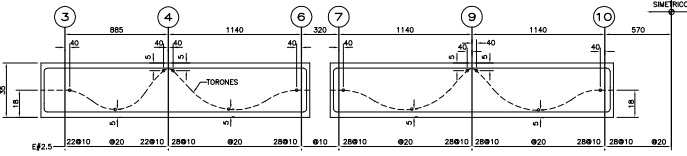
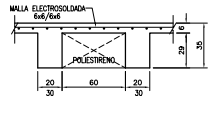
SECCIONES

LOSA POSTENSADA

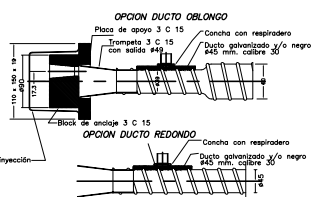
LOSA	ACERO DE PRESFUERZO MINIMO kg/m <sup>2</sup>	FORMA DE TENGAO
PLANTA BARR	5.25	AMBOS LADOS
PERFORACIONES	4.80	AMBOS LADOS
TRABAJADORES	4.80	AMBOS LADOS



SISTEMA DE LOSA

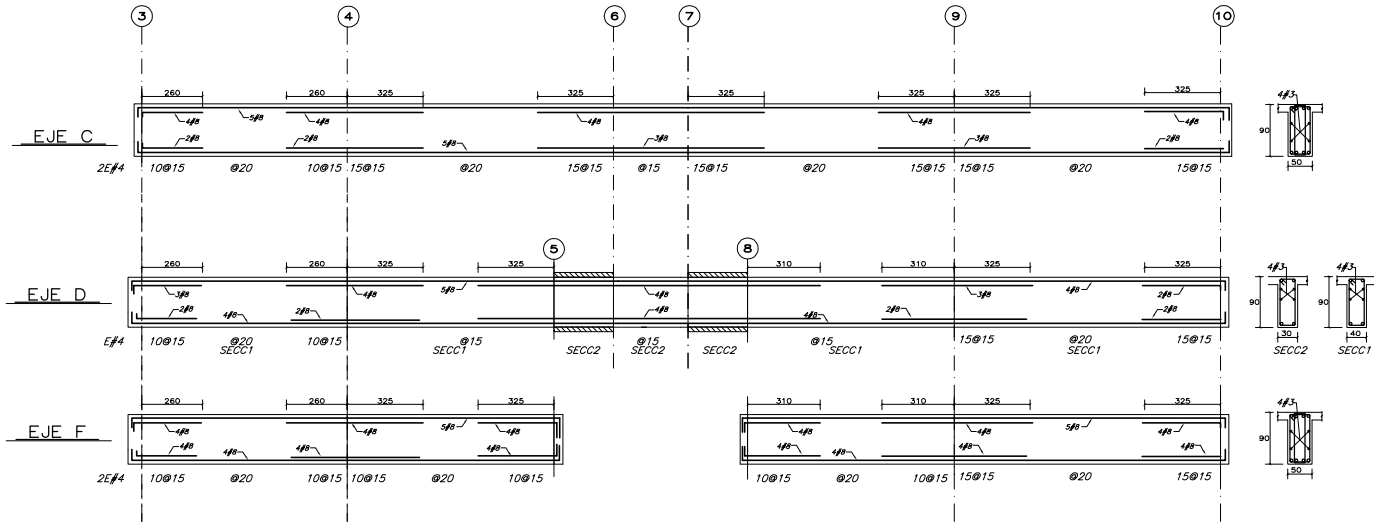


NERVADURA TIPO

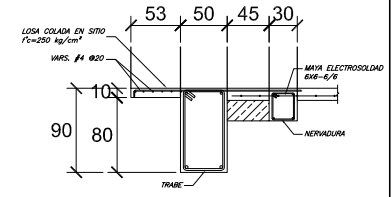
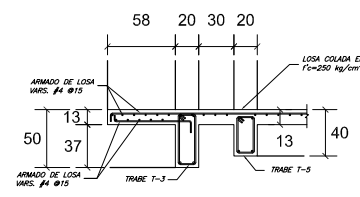
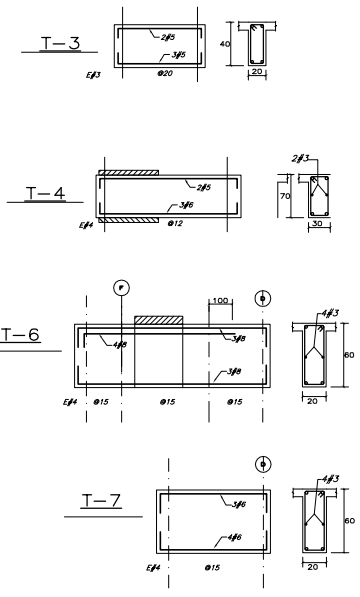
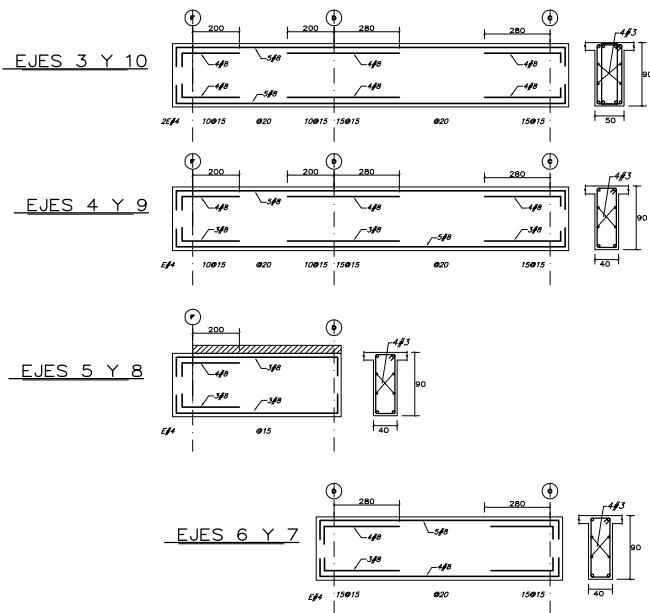
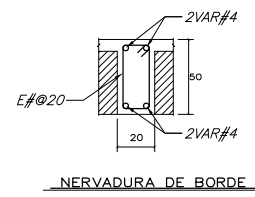


ANCLAJE FREYSSINET TIPO 4 C13

ANCLAJE FREYSSINET TIPO 3 C13



NOTA:  
TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVADURA DE BORDE DE 2ØX50.



**Condak**

**GIA** Ingeniería

**GIA** arquitectura

PLANTA DE REFERENCIA

ELEVACION ESQUEMATICA

**TRABES Y NERVADURAS-**  
 1-LAS LOSAS DE C/DE SE MUEVEN EN SENTIDO LONGITUDINAL SIN FLEXIONARSE.  
 2-SE DEBE COMPROBAR PAREDES MUEVA DE 5 UNIDADES CADA UNIDAD EN EL CASO DE CONCRETOS ARMADOS CON ALAMBRE.  
 3-LAS BARRAS DE UN MISMO ORDEN SE COMBINAN EN DIFERENTES SECCIONES DE LOSAS EN CASO DE QUE.  
 4-SE DEBE COMPROBAR LA LONGITUD DE LAS BARRAS SEGUN EL DISEÑO DE LOSAS.

**MUROS-**  
 ■ MURO DE CARGA DE TABIQUE  
 ■ MURO DE CONCRETO

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			

PROYECTO  
**PARK TOWERS**

UBICACION:  
AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
No. 430, COL. SANTA CRUZ AYOTLA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO, D. F.

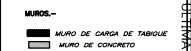
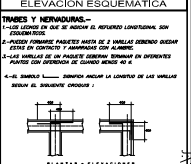
PLANOS ESTRUCTURALES

TRABES NIVEL 7 AL 12 (TORRE B)

ESCALA	INDICADA	ESCALA
FECHA	JUNIO 2009	E-25
REVISOR	ING. GRM	ING. AGS

PROYECTO: 04747303-001-01

PDF Suite 2011



FECHA	FECHA	FECHA	OPORTUNIDAD
1	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
2			
3			
4			
5			

FECHA	FECHA	FECHA	OPORTUNIDAD
1	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
2			
3			
4			
5			

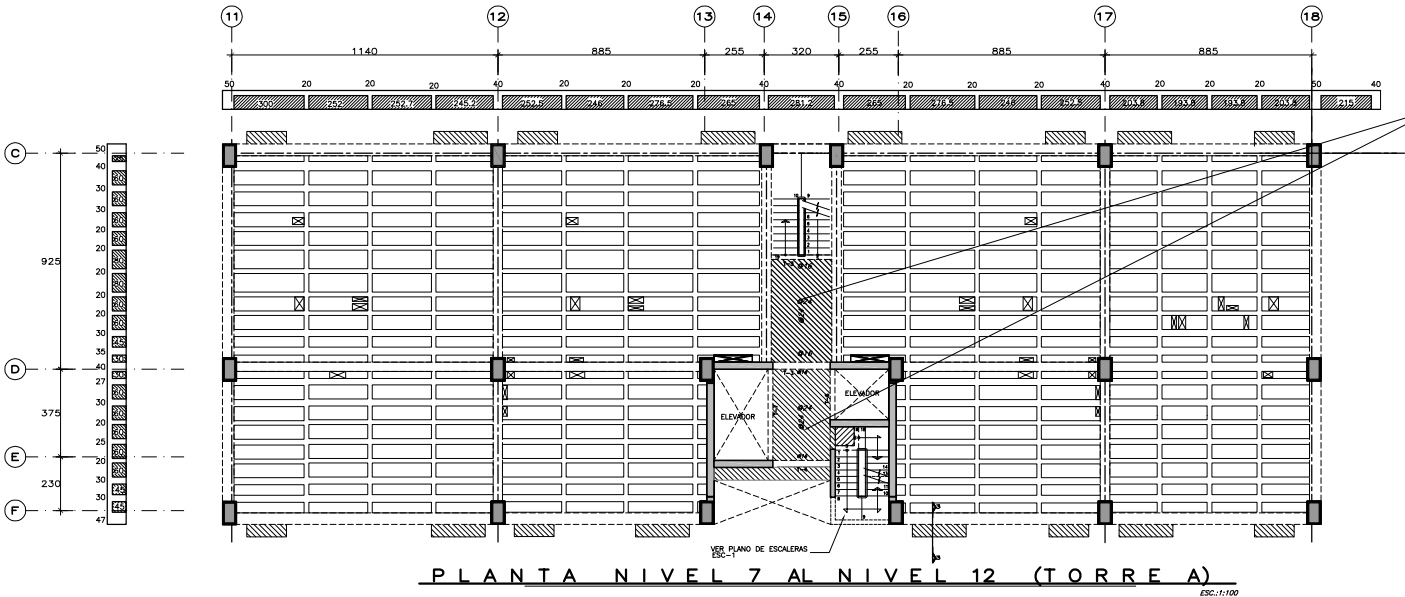
PROYECTO  
PARK TOWERS

PLANTAS ESTRUCTURALES

PLANTA NIVEL 7 A NIVEL 12 (TORRE A)

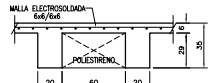
E-26

DATOS DE LOSA h= 13cm. VARS. #4



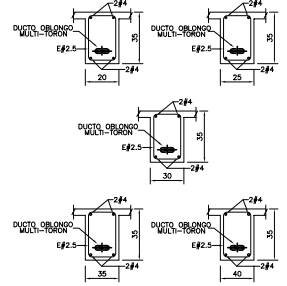
PLANTA NIVEL 7 AL NIVEL 12 (TORRE A) ESC:1:100

SISTEMA DE LOSA

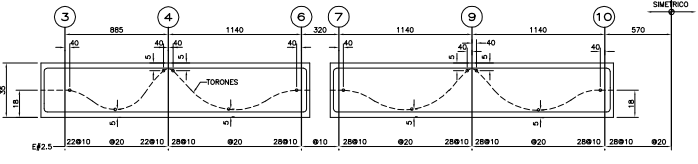


NOTAS DE ACERO DE PRESFUERZO

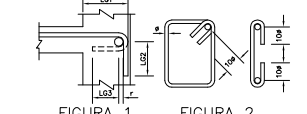
- EL CABLE DE ACERO DE PRESFUERZO, DEBE SER DE  $f = 1/2"$  DE BAJA RELAJACION DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM-A116, DE GRADO 270 KSI Y CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:  
DIAMETRO NOMINAL: 1/2"  
AREA DEL TORON: 0.987 cm<sup>2</sup>  
MODULO DE ELASTICIDAD: 2,000,000 kg/cm<sup>2</sup>  
ESFUERZO ULTIMO: 14,860 kg/cm<sup>2</sup>  
FUERZA INICIAL: 4,200 kg
- LOS ANCLAJES DEBERAN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ESTABLECIDAS EN EL ART. 7.1 DEL P.I.
- LOS ANCLAJES SERAN FREYSSINET TIPO PLANO.
- LOS DUCTOS SE COLOCARAN EN LA LOSA DE ACUERDO CON LOS PLANOS, EN LA ZONA DE TENGAO EL CONSTRUCTOR DEBERA COLOCAR LA CAJA DE ANCLAJE Y PERFORACIONES PARA PERMITIR LA SALIDA DE LOS TORONES.
- LOS DUCTOS DEBERAN SUJETARSE A LOS ESTRIBOS DE LAS NERVIJERAS UTILIZANDO GRAPAS DE ALAMBRON O ACERO DE REFUERZO DE DESPERDICIO.
- EL PUNTO DE ANCLAJE Y EL TIPO (ABIERTO O CERRADO) DE LOS TORONES SE INDICA EN LOS PLANOS.
- EL CONCRETO DEBERA SER COLOCADO DE FORMA QUE SE CONSERVE LA POSICION DE LOS DUCTOS, LOS TRABAJADORES DEBERAN TENER CUIDADO DE NO PISAR LOS DUCTOS Y CUALQUIER DESPLAZAMIENTO DE ESTOS SE DEBE REGISTAR A SU POSICION ORIGINAL.
- LOS TRABAJOS DE TENGAO SE REALIZARAN POR PERSONAL CALIFICADO, EL RESPONSABLE VERIFICARA Y CONTROLARA TODAS LAS OPERACIONES.
- EL TENGAO SE REALIZARA CUANDO EL CONCRETO ALCANCE EL 80% DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE PROYECTO, LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DEBERA SER VERIFICADA EN ENAYES DE CILINDROS CURADOS BAJO LAS MISMAS CONDICIONES DE LA OBRA.
- LOS CABLES DE PRESFUERZO SERAN TENGAOS UTILIZANDO LOS "GATOS NERVIJEROS" EQUIPADOS CON "MANOMETROS PARA MEDIR LA TENSION APLICADA".
- LAS LOSAS SERAN PRESFORZADAS CON ANCHOS SENSIBLES Y LAS CANTIDADES MINIMAS DE PRESFUERZO ESTAN INDICADOS EN TABLA.



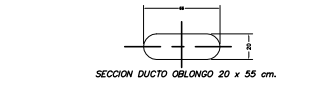
NERVIJERA TIPO



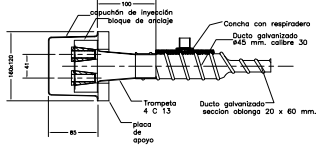
SECCIONES



LOSA	ACERO DE PRESFUERZO MINIMO kg/m <sup>2</sup>	FORMA DE TENGAO
PLANTA BARR	5.25	AMBOS LADOS
PERFORACIONES	4.80	AMBOS LADOS
TRABAJOS DE TENGAO	4.80	AMBOS LADOS



ANCLAJE FREYSSINET TIPO 4 C13



ANCLAJE FREYSSINET TIPO 3 C13

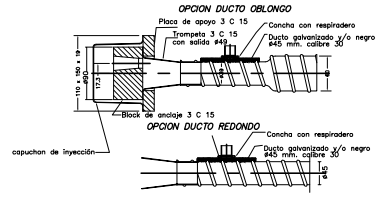


TABLA DE VARRILLAS f <sub>c</sub> =300 Kg/cm <sup>2</sup>										
VARRILLA	Ø	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	r
2.5	0.79	0.49	30	30	30	40	15	10	5	4
3	0.95	0.71	30	35	35	50	20	15	5	4
4	1.27	1.27	30	40	50	65	25	15	5	5
5	1.59	1.98	40	60	60	80	30	20	10	7
6	1.91	2.65	50	70	70	100	35	25	10	8
8	2.54	5.07	75	105	100	140	50	30	10	10
10	3.18	7.92	115	165	160	200	60	40	15	13
12	3.81	11.40	170	230	220	270	70	50	15	16

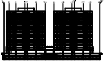
(L1)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARRILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS  
(L2)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARRILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS  
(L3)-LONGITUD DE TRASLAPSE PARA VARRILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS  
(L4)-LONGITUD DE TRASLAPSE PARA VARRILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS



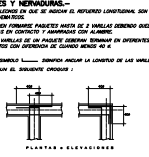
**GIA**  
Ingeniería

**GIA**  
arquitectura

PLANTA DE REFERENCIA



ELEVACION ESQUEMATICA



MUROS:-  
■ MURO DE CARGA DE TABIQUE  
■ MURO DE CONCRETO

CUADRO DE MODIFICACIONES

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			

PROYECTO  
**PARK TOWERS**

UBICACION:  
AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
No. 430 COL. SANTA CRUZ AYOTLA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO, D. F.

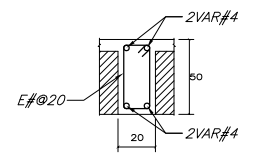
PLANOS ESTRUCTURALES

TRABES NIVEL 7 AL12 (TORRE A)

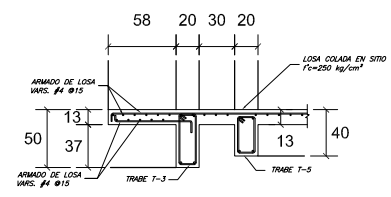
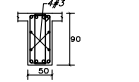
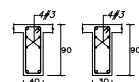
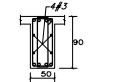
ESCALA	INDICADA	ESCALA
FECHA	JUNIO 2009	
REVISOR	JNJ	PROYECTO
ING. GRM		ING. AGS

ESCALA: 1:100

NOTA:  
TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVADURA DE BORDE DE 20X50.

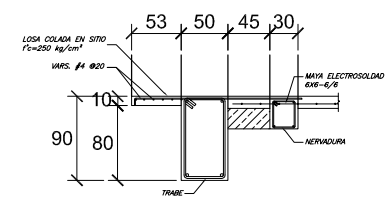


NERVADURA DE BORDE



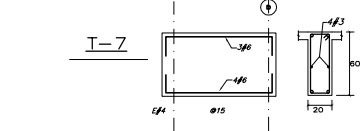
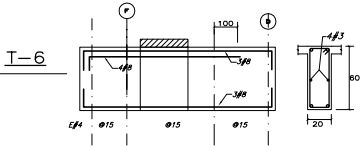
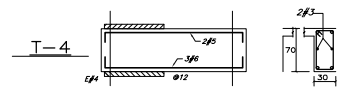
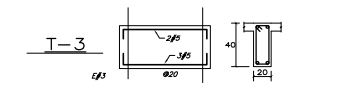
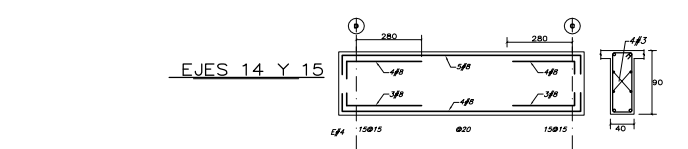
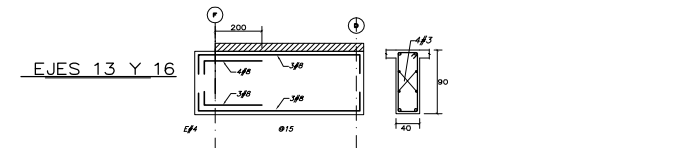
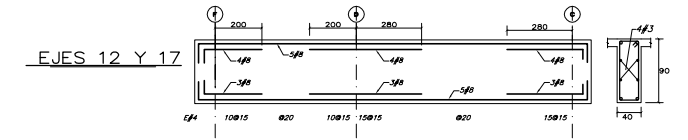
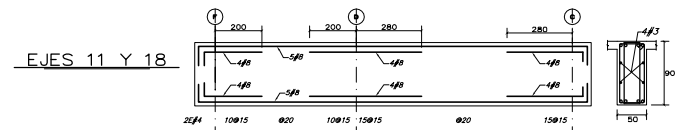
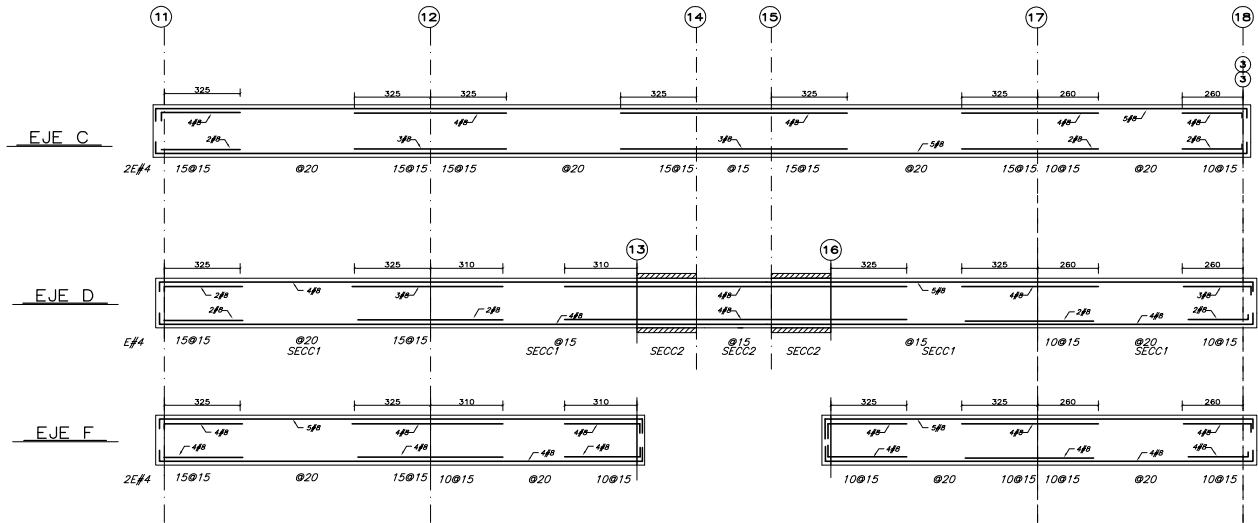
DETALLE JARDINERA

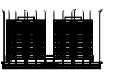
CORTE 2 - 2 S/E



DETALLE BALCON

CORTE 3 - 3 S/E

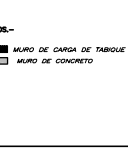




ELEVACION ESQUEMATICA

**TUBOS Y HERMOJUNAS**  
 1.- SE DEBERAN HACER DE ACIERTO DE REFUERZO LONGITUDINAL CON DIAMETRO DE 12mm.  
 2.- DEBERAN USARSE TUBOS DE 100mm DE DIAMETRO Y DE 2000mm DE LONGITUD.  
 3.- LAS HERMOJUNAS DEBEN SER HECHAS EN UN ANGULO DE 45 GRADOS.  
 4.- EL TUBO DEBE SER DE ACIERTO DE REFUERZO LONGITUDINAL CON DIAMETRO DE 12mm.  
 5.- EL TUBO DEBE SER DE ACIERTO DE REFUERZO LONGITUDINAL CON DIAMETRO DE 12mm.

PLANTAS DE REFERENCIA



MUROS

■	MURO DE CARGA DE TABICAO
■	MURO DE CONCRETO

CUADRO DE MODIFICACIONES

NO.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
1	20-JUNIO-2000		CONSTRUCCION
2			
3			
4			
5			

PROYECTO PARK TOWERS

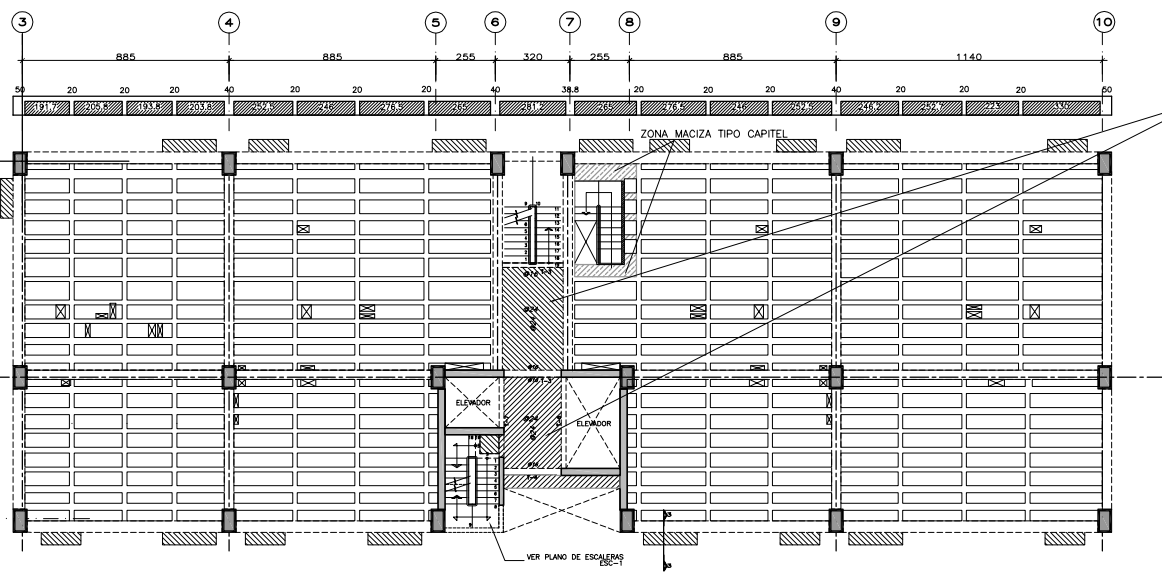
AV. BOGOTEPETEL (EJE 8 SUR)  
 DELEGACION BENTON JUAREZ  
 MEXICO, D. F.

PLANTAS ESTRUCTURALES

PLANTA NIVEL 13 (TORRE B)

ESCALA:	1:100	QUE:	1
FECHA:	JUNIO 2000	PROYECTO:	ING. GRM
REVISOR:	ING. GRM	PROYECTO:	ING. AGS
ESCALA:	1:100	PROYECTO:	ING. AGS

**E-28**

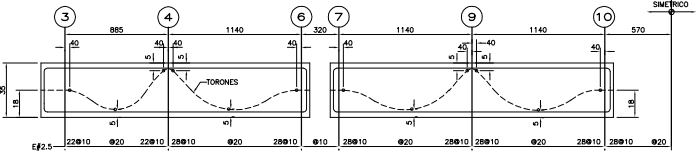
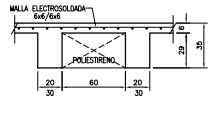


DATOS DE LOSA  
 h= 13cm.  
 VARS. #4

NOTA:  
 ZONA DE BALCONES APARTIR DEL NIVEL 3

PLANTA NIVEL 13 (TORRE B)

SISTEMA DE LOSA



NERVADURA TIPO

SECCIONES

LOSA POSTENSADA		
LOSA	ACERO DE PRESFUERZO MINIMO kg/m <sup>2</sup>	FORMA DE TENIENDO
PLANTA BARR	5.25	AMBOS LADOS
PERIFERICO	4.80	AMBOS LADOS
INTERMEDIO	4.80	AMBOS LADOS
TORRE INTERMEDIO	4.80	AMBOS LADOS

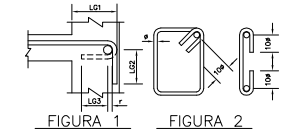


FIGURA 1 FIGURA 2

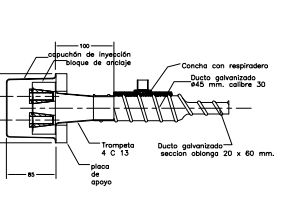
FIGURA 3

LOSA MACIZA

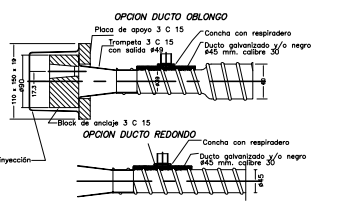
- 1.- LOS NUMEROS INDICADOS SOBRE LOS APOYOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARRILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR.
- 2.- LOS NUMEROS INDICADOS EN EL CENTRO DE LOS CLAVOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARRILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO INFERIOR.

TABLA DE VARRILLAS f <sub>c</sub> =300 kg/cm <sup>2</sup>									
VARRILLA	Ø	As	LA1	LA2	LA3	LA4	LA5	LA6	LA7
2.5	0.79	0.49	30	30	30	40	15	10	5
3	0.95	0.71	30	35	35	50	20	15	5
4	1.27	1.27	30	40	50	65	25	15	5
5	1.59	1.98	40	60	60	80	30	20	10
6	1.91	2.65	50	70	70	100	35	25	10
8	2.54	5.07	75	100	100	140	50	30	10
10	3.18	7.92	110	150	150	200	70	40	15
12	3.81	11.40	150	200	200	250	90	50	20

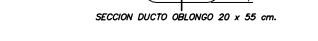
(LA1)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARRILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS  
 (LA2)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARRILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS  
 (LA3)-LONGITUD DE TRASLAPES PARA VARRILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS  
 (LA4)-LONGITUD DE TRASLAPES PARA VARRILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELLAS



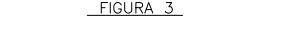
ANCLAJE FREYSSINET TIPO 4 C13



ANCLAJE FREYSSINET TIPO 3 C13



SECCION DUCTO OBLONGO 20 x 55 cm.





**GIA**  
Ingeniería

**GIA**  
arquitectura



**TRABES Y NERVADURAS-**  
 1- LAS LOSAS DE CIE DE ANCHO DE NERVENO LONGITUDINA SON  
 2- LAS LOSAS DE CIE DE ANCHO DE NERVENO TRANSVERSAL SON  
 3- LAS LOSAS DE CIE DE ANCHO DE NERVENO SON  
 4- LAS LOSAS DE CIE DE ANCHO DE NERVENO SON  
 5- LAS LOSAS DE CIE DE ANCHO DE NERVENO SON  
 6- LAS LOSAS DE CIE DE ANCHO DE NERVENO SON

**MUROS-**  
 ■ MURO DE CARGA DE TABIQUE  
 ■ MURO DE CONCRETO

**CUADRO DE MODIFICACIONES**

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			

**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**

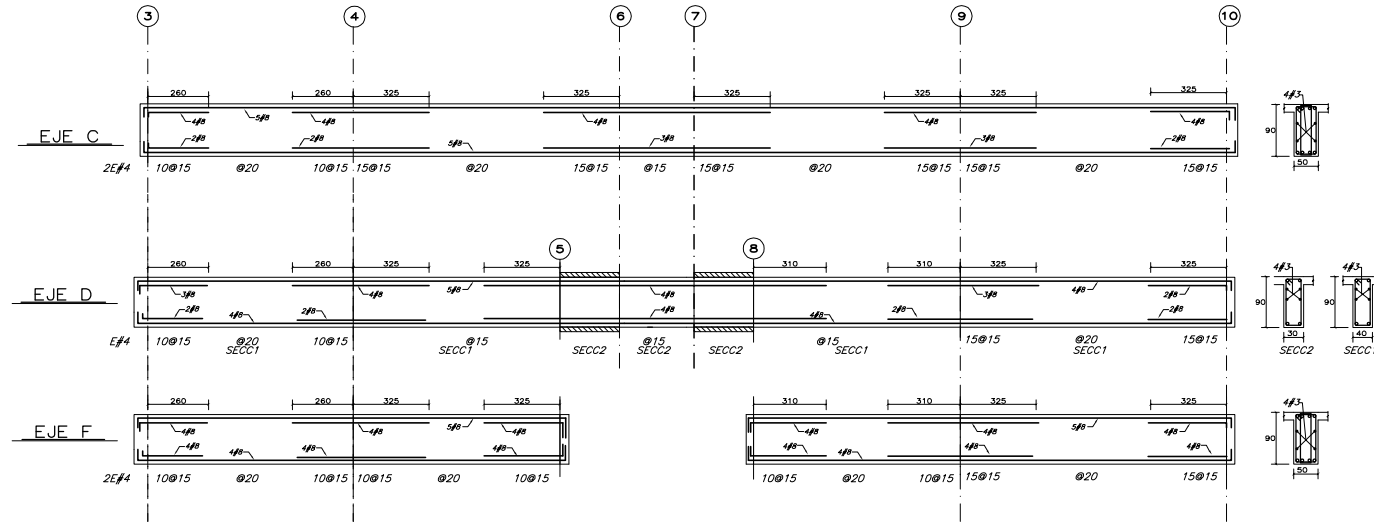
UBICACION:  
AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
No. 400 COL. SANTA CRUZ AYOTLA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO, D. F.

**PLANOS ESTRUCTURALES**

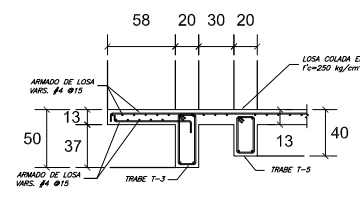
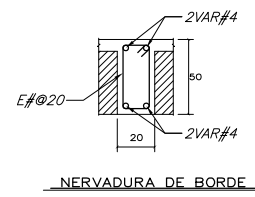
TRABES NIVEL 13 (TORRE B)

ESCALA INDICADA: JUNIO 2009  
REVISOR: ING. GRM  
DISEÑADOR: ING. AGS

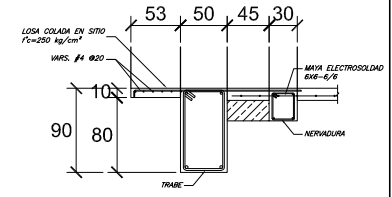
**E-29**



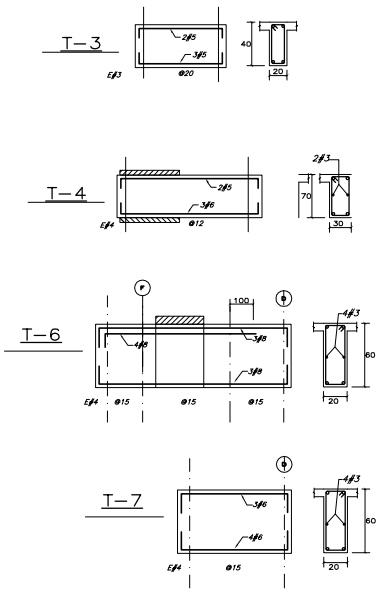
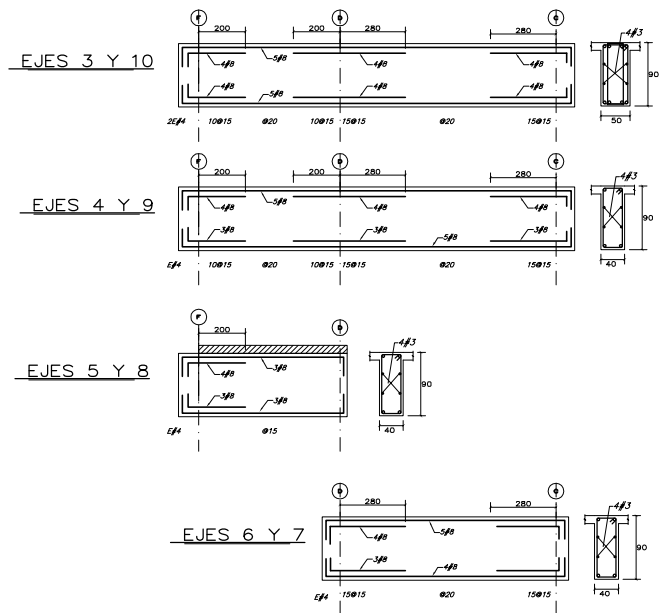
NOTA:  
TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVADURA DE BORDE DE 20X30.



DETALLE JARDINERA  
CORTE 2 - 2 S/E

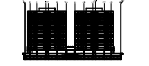


DETALLE BALCON  
CORTE 3 - 3 S/E



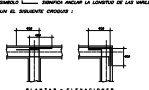


PLANTA DE REFERENCIA



ELEVACION ESQUEMATICA

TRABES Y HERMANOS...
1- SE DEBERA USAR PASTELAS MESA DE 10x10x10 CM...
2- SE DEBERA USAR PASTELAS MESA DE 10x10x10 CM...



MUROS...
MURO DE CARGA DE TABICAO
MURO DE CONCRETO

CUADRO DE VERIFICACIONES

Table with columns: REV., FECHA, FORMA, OBSERVACIONES

Table with columns: DESCRIPCION, FECHA, OBSERVACIONES

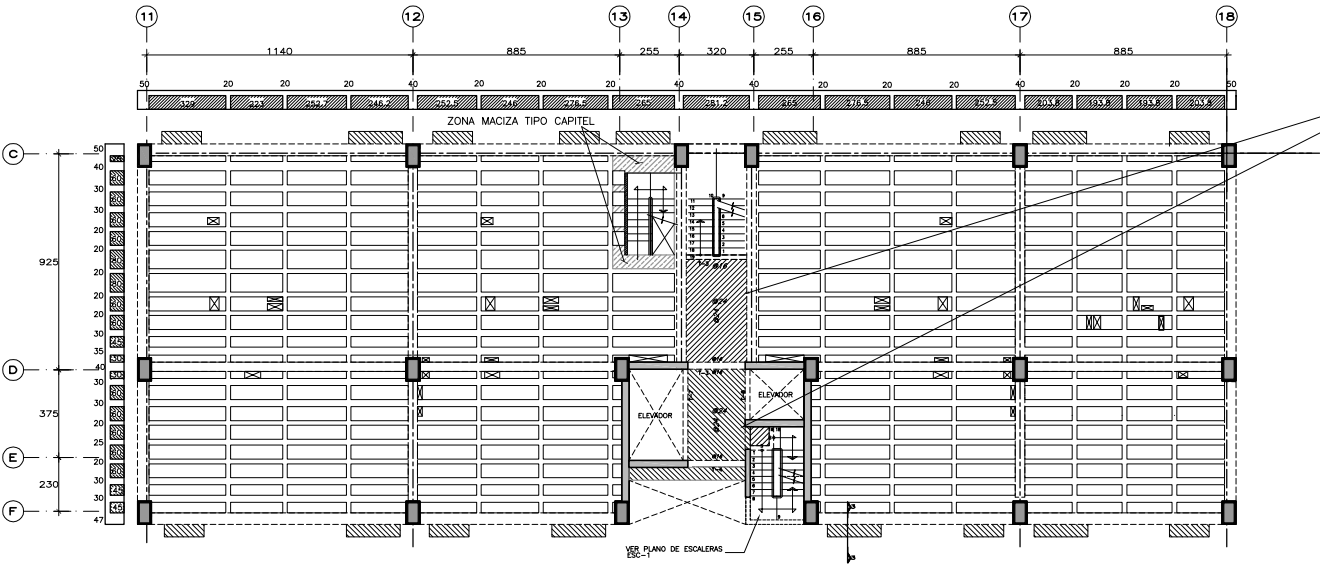
PROYECTO PARK TOWERS

PLANOS ESTRUCTURALES

PLANTA NIVEL 13 (TORRE A)

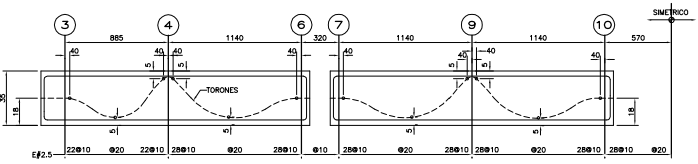
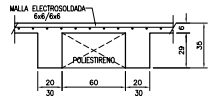
ING. GRM ING. AGS E-30

DATOS DE LOSA h= 13cm. VARS. #4



PLANTA NIVEL 13 (TORRE A)

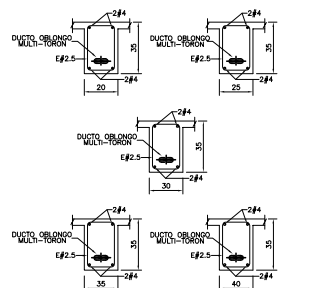
SISTEMA DE LOSA



NERVADURA TIPO

NOTAS DE ACERO DE PRESFUERZO

- 1. EL CABLE DE ACERO DE PRESFUERZO, DEBE SER DE f = 1/2" DE BALAJ...
2. EN LOS DIBUJOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES...
3. LAS ADOTACIONES ESTAN EN CENTIMETROS Y LOS NIVELES EN METROS...



SECCIONES

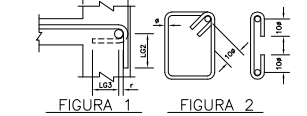
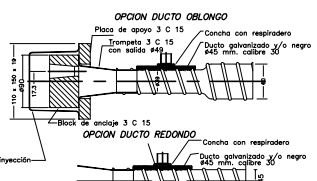


Table with columns: LOSA, ACERO DE PRESFUERZO MINIMO, FORMA DE TENGAO



ANCLAJE FREYSSINET TIPO 4 C13

ANCLAJE FREYSSINET TIPO 3 C13

LOSA MACIZA

- 1.- LOS NUMEROS INDICADOS SOBRE LOS APOYOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARRILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR...
2.- LOS NUMEROS INDICADOS EN EL CENTRO DE LOS CUADROS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARRILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO INFERIOR...

TABLE DE VARRILLAS f'c=300 Kg/cm2 with columns for VARRILLA, No., L1, L2, L3, L4, L5, L6, L7, L8, L9, L10, L11, L12, L13, L14, L15, L16, L17, L18, L19, L20

PARA VARRILLAS EN POSICION HORIZONTAL... PARA VARRILLAS EN POSICION VERTICAL...



**GIA**  
Ingeniería

**GIA**  
arquitectura



**TRABES Y NERVADURAS-**  
 1- LAS LOSAS DE C/4 SE MUEVEN EN SENTIDO LONGITUDINAL SIN FLEXIONAR.  
 2- SE DEBE COMPROBAR PAREDES MUEVA DE 2 UNIDADES CERRADO DEBEN ESTAR EN CONTACTO ARMANDO CON ALAMBRE.  
 3- LAS UNIDADES DE UN ANCHO DEBEN COMBINAR EN DIVERTIDOS SEGUN LOS SEÑALES DE CARGA MUEVA DE C/4.  
 4- SI SE MUEVE MUEVA DEBEN MANTENER LA LONGITUD DE LAS UNIDADES SEGUN EL SEÑALADO ORIGINAL.

**MUROS-**  
 ■ MURO DE CARGA DE TABIQUE  
 ■ MURO DE CONCRETO

**CUADRO DE MODIFICACIONES**

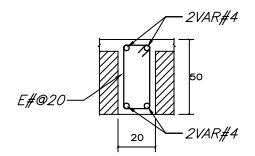
REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			

**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**  
 UBICACION:  
 AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
 No. 430 COL. SANTA CRUZ AYOTLA  
 DELEGACION BENTON JUAREZ  
 MEXICO, D. F.  
**PLANOS ESTRUCTURALES**  
**TRABES NIVEL 13 (TORRE A)**

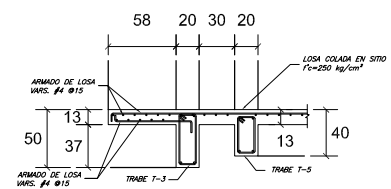
ESCALA INDICADA	ESCALA
FECHA JUNIO 2009	
REVISOR ING. GRM	PROYECTOR ING. AGS
ESCALA IMPRESA	

**E-31**

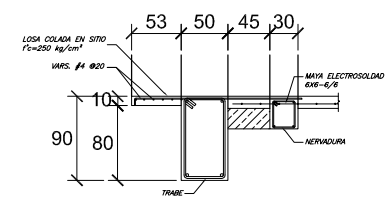
NOTA:  
 TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVADURA DE BORDE DE 20X30.



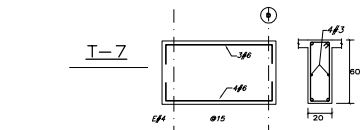
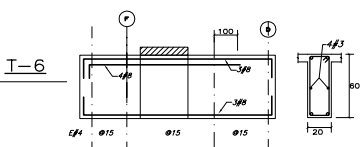
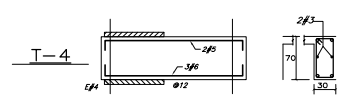
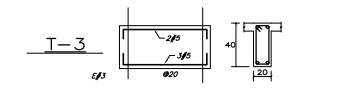
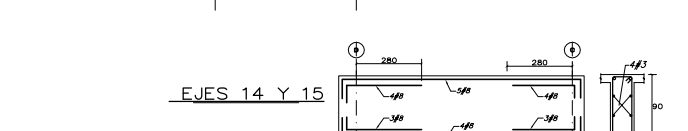
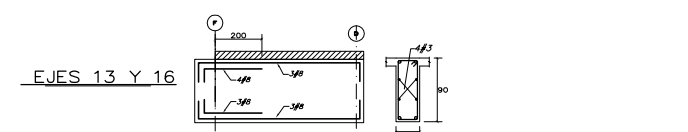
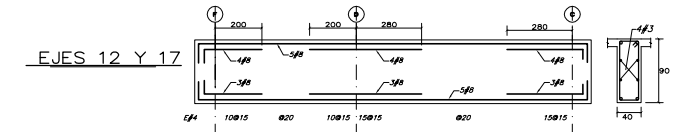
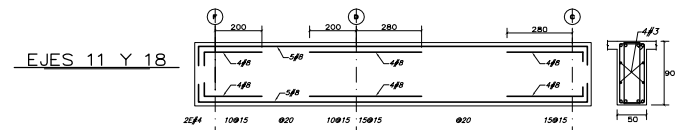
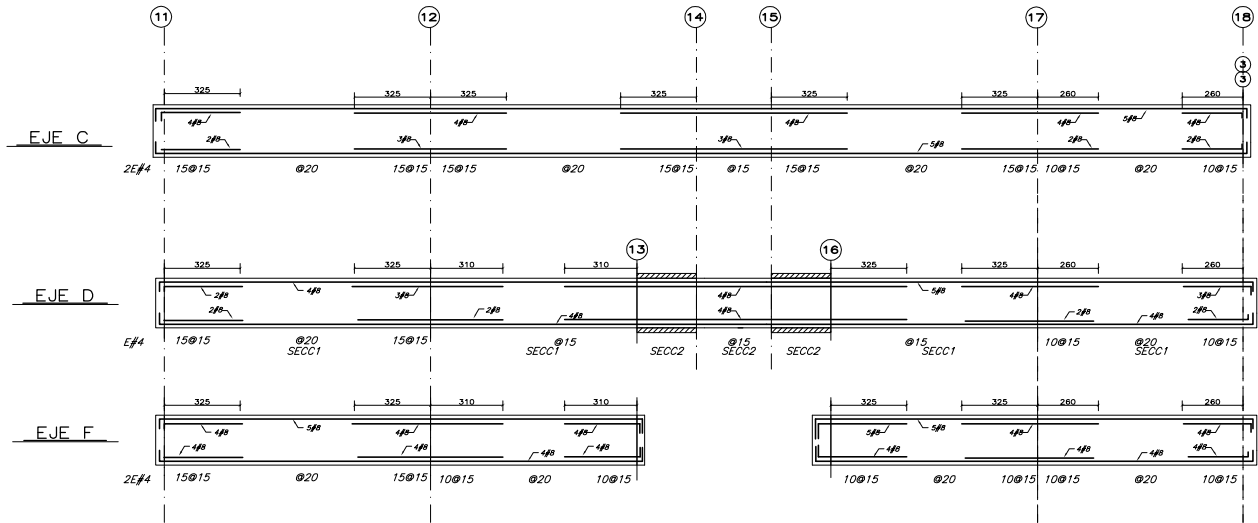
NERVADURA DE BORDE



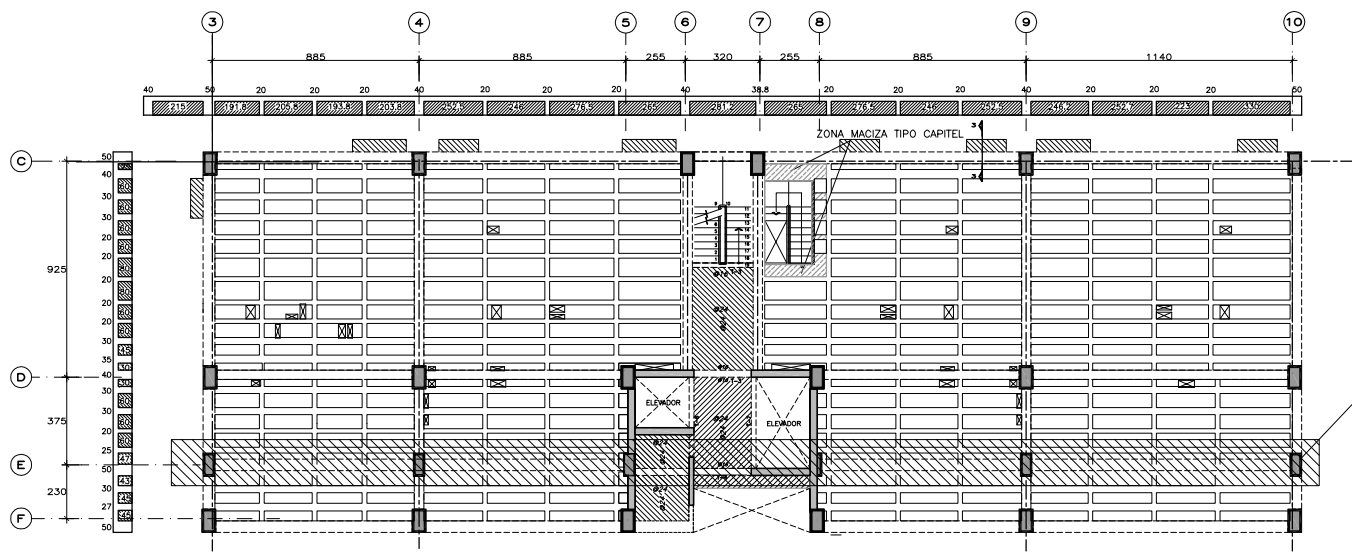
DETALLE JARDINERA



DETALLE BALCON

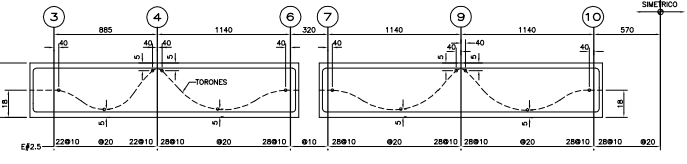
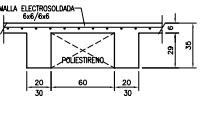




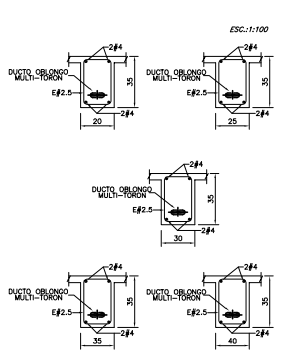


COLUMNAS QUE NACEN EN ESTE NIVEL SECCION 50X90cm (C-10)

SISTEMA DE LOSA



NERVADURA TIPO



SECCIONES

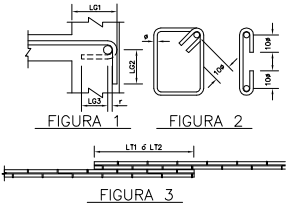
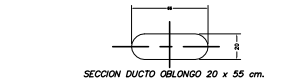
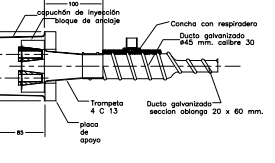


FIGURA 1 FIGURA 2

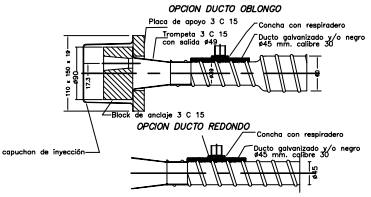
LOSA POSTENSADA		
LOSA	ACERO DE PRESFUERZO MINIMO	FORMA DE TENGAO
PLANTA BARR	5.25	AMBOS LADOS
PERFORACIONES	4.80	AMBOS LADOS
REPERFORACIONES	4.80	AMBOS LADOS
TORON REPERFORACION	4.80	AMBOS LADOS



SECCION DUCTO OBLONGO 20 x 55 cm.



ANCLAJE FREYSSINET TIPO 4 C13



ANCLAJE FREYSSINET TIPO 3 C13

NOTAS DE ACERO DE PRESFUERZO

- EL CABLE DE ACERO DE PRESFUERZO, DEBE SER DE  $f = 1/2"$  DE BALAJ RELAJACION DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM-A416, DE GRADO 270 KSI Y CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:  
 DIAMETRO NOMINAL: 1/2"  
 AREA DEL TORON: 0.867 cm<sup>2</sup>  
 MÓDULO DE ELASTICIDAD: 2,000,000 kg/cm<sup>2</sup>  
 ESFUERZO ULTIMO: 18,860 kg/cm<sup>2</sup>  
 FUERZA INICIAL: 16,500 kg
- LOS ALARGAMIENTOS DE LOS CABLES SERAN MEDIDOS EN OBRA Y REPORTADOS AL PROYECTISTA PARA SU VERIFICACION.
- LOS ANCLAJES DEBERAN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ESTABLECIDAS EN EL ART. 7 DEL ITC.
- LOS ANCLAJES SERAN FREYSSINET TIPO PLANO.
- LOS DUCTOS SE COLOCARAN EN LA LOSA DE ACUERDO CON LOS PLANOS. TODOS LOS DUCTOS DEBERAN SUJETARSE A LOS ESTRIBOS DE LAS NERVIADURAS UTILIZANDO GRAPAS DE ALAMBRE O ACERO DE REFUERZO DE DESPERDICIO.
- EL PUNTO DE ANCLAJE Y EL TIPO (ABIERTO O WVD) DE LOS TORONES SE INDICA EN LOS PLANOS.
- LOS TORONES DEBERAN SER COLOCADOS DE FORMA QUE SE CONSERVE LA POSICION DE LOS DUCTOS. LOS TRABAJADORES DEBERAN TENER CUIDADO DE NO PISAR LOS DUCTOS Y CUALQUIER DESPLAZAMIENTO DE ESTOS SE DEBE REGISTAR A SU POSICION ORIGINAL.
- LOS TRABAJOS DE TENSAO SE REALIZARAN POR PERSONAL CALIFICADO. EL RESPONSABLE VERIFICARA Y CONTROLARA TODAS LAS OPERACIONES.
- EL TENSAO SE REALIZARA CUANDO EL CONCRETO ALCANCE EL 80% DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE PROYECTO. LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DEBERA SER VERIFICADA EN ENAYES DE CILINDROS CURADOS BAJO LAS MISMAS CONDICIONES DE LA OBRA.
- LOS CABLES DE PRESFUERZO SERAN TENSAOS UTILIZANDO LOS "GATOS NERVIADURAS" EQUIPADOS CON CON MANOMETROS PARA MEDIR LA TENSION APLICADA.
- LAS LOSAS SERAN PRESFORZADAS EN AMBOS SENTIDOS Y LAS CANTIDADES MINIMAS DE PRESFUERZO ESTAN INDICADAS EN TABLA.

NOTAS GENERALES

- TODAS LAS ADOTACIONES, PAGOS, PLUGS, EJES Y NIVELES, DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ESTRUCTURALES.
- EN LOS DIBUJOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES ROJEN LAS COTAS SOBRE LA ESCALA.
- LAS ADOTACIONES ESTAN EN CENTIMETROS Y LOS NIVELES EN METROS, EXCEPTO CUANDO SE INDICA EXPRESAMENTE EN OTROS INDICEDOS.
- EL REPLUMIENTO MINIMO LIBRE NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DEL REFUERZO LONGITUDINAL NI DE 2cm EN LOSAS Y 3cm EN TUBOS. EN EL CASO DE USAR PAQUETES DE VARILLAS SERA 1.5 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRISEA.
- DE NINGUNA MANERA DEBERAN MODIFICARSE LAS DIMENSIONES Y LOS ARMADOS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL INGENIERO ESTRUCTURISTA.

MATERIALES

- SE UTILIZARA CONCRETO  $f_c=300$  kg/cm<sup>2</sup> CLASE 1.
- ACERO DE REFUERZO CON  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup> EN VARILLAS DEL #3 EN ALAMBRE Y  $f_y=2520$  kg/cm<sup>2</sup> EN VARILLAS DEL #2.
- EL ACERO DE PRESFUERZO UTILIZADO SERA TORONES DE SIETE HILOS DE #1/2" 270 KSI DE BALAJ RELAJACION.
- EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO SERA 3/4".

REFUERZO

- LA SEPARACION LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA NI QUE 1.5 VECES EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO.
- LA SEPARACION VERTICAL LIBRE ENTRE LECHOS DE VARILLAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS, NI QUE 2 cm.
- NO SE PODRA HACER PAQUETES DE MAS DE 3 BARRAS SALVO QUE SE INDIQUE CLARAMENTE LO CONTRARIO EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES. ESTOS PAQUETES DEBERAN QUEDAR ALICADOS EN UN ANGULO DE LOS ESTRIBOS.
- EN TRAMES NO SE DEBERA SOLDAR O ACOPLAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SOLA SECCION, LA DISTANCIA ENTRE SECCIONES DEBE SER REALIZAR TRASLAPES NO SERA MENOR DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRISEA.
- NO DEBERAN EFECTUARSE TRASLAPES DENTRO DE LOS NUDOS, NI EN UNA DISTANCIA DE DOS PERFILES MEDIDA A PARTIR DEL PUNO DEL NUDO.
- LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS SE EMPEZARA A PARTIR DEL PUNO DE LOS APOYOS COLOCANDO EL PRIMER ESTRIBO A 5 cm.
- LAS LONGITUDES DE ANCLAJE RECTO Y TRASLAPES PARA VARILLAS CORRUJADAS SE ESPECIFICAN EN LA TABLA DE VARILLAS.
- SI NO SE HACE OTRA INDICACION, TODAS LAS VARILLAS TERMINADAS EN ESCUADRAS SE ANCLARAN EN LOS ELEMENTOS NORMALES COMO SE INDICA EN LA FIGURA 1.
- EL ANCLAJE DE ESTRIBOS Y GRAPAS SE HARA CON UN DOBLEZ A 135° Y 180° RESPECTIVAMENTE, RESPETANDO LOS RAZOS (R) INDICADOS EN LA TABLA DE VARILLAS, SEGUINDO DE UN TRAMO RECTO DE 10cm COMO SE INDICA EN LA TABLA DE VARILLAS.

LOSA MACIZA

- LOS NUMEROS INDICADOS SOBRE LOS APOYOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR.
- LOS NUMEROS INDICADOS EN EL CENTRO DE LOS CUADROS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO INFERIOR.
- UNA DE CADA 2 VARILLAS DEBERAN CORRERSE HASTA EL APOYO, LA OTRA SE LEVANTARA EL ARMADO NEGATIVO SE COMPLETARA CON BASTONES.

FIGURA 3

TABLA DE VARILLAS $f_c=300$ Kg/cm <sup>2</sup>										
VARILLA	Ø	As	LA1	LA2	LT1	LT2	LG1	LG2	LG3	r
no.	(cm)	(cm <sup>2</sup> )	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
2.5	0.79	0.49	30	30	30	40	15	10	5	4
3	0.95	0.71	30	35	35	50	20	15	5	4
4	1.27	1.27	30	40	50	60	25	15	5	5
5	1.59	1.98	40	60	60	80	30	20	10	7
6	1.91	2.85	50	60	70	100	35	25	10	8
8	2.54	5.07	75	100	100	140	50	30	10	10
10	3.18	7.92	110	160	160	200	60	40	15	13
12	3.81	11.40	170	220	220	270	70	50	15	15

(LA)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (LA)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (LT)-LONGITUD DE TRASLAPES PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (LG)-LONGITUD DE TRASLAPES PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS

Condak

GIA Ingeniería

GIA arquitectura

PLANTA DE REFERENCIA

ELEVACION ESQUEMATICA

NOTAS Y HERRAMIENTAS

TRAMES Y HERRAMIENTAS

NOTAS GENERALES

MATERIALES

REFUERZO

LOSA MACIZA

CUADRO DE MODIFICACIONES

NO.	FECHA	REVIS.	OPERACIONES
1	20-JUNIO-2000		CONSTRUCCION
2			
3			
4			
5			

PROYECTO

PARK TOWERS

PLANOS ESTRUCTURALES

PLANTA NIVEL HOMBRE B

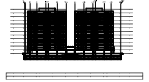
ING. GRM

ING. AGS

E-32



PLANTA DE REFERENCIA



ELEVACION ESQUEMATICA

**TRABES Y NERVDURAS-**  
 1- LAS LOSAS DE C/0 SE MUEVEN EN REFERENCIA LONGITUDINAL SIN DESPLAZARSE.  
 2- PUEDE CONECTAR PAREDES MUEVA DE 2 UNIDADES CONSIDERAR MUEVA EN EL CASO DE CONECTAR PAREDES DE ALMOCENA.  
 3- LAS BARRAS DE ANCLAJE DEBERAN CONECTAR EN DIVERTIDOS SEGUN LOS DETALLES DE CADA UNO DE ELLOS.  
 4- EN CASO DE MUEVA, DEBERAN MANTENER LA LONGITUD DE LAS BARRAS SEGUN EL DISEÑO DE CADA UNO DE ELLOS.

**MUROS-**  
 ■ MURO DE CARGA DE TABIQUE  
 ■ MURO DE CONCRETO

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			

REVISION	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
1	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
2			
3			
4			
5			

**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**

UBICACION:  
 AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
 No. 400 COL. SANTA CRUZ AYOTLA  
 DELEGACION BENTON JUAREZ  
 MEXICO, D. F.

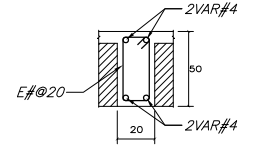
**PLANOS ESTRUCTURALES**

TRABES NIVEL H (TORRE B)

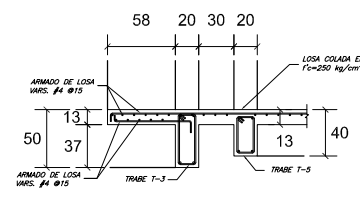
ESCALA	INDICADA	ESCALA	INDICADA
FECHA	JUNIO 2009	FECHA	JUNIO 2009
PROYECTO	PARK TOWERS	PROYECTO	PARK TOWERS
INGENIERO	ING. GRM	INGENIERO	ING. AGS
ESCALA	1:100	ESCALA	1:100

**E-33**

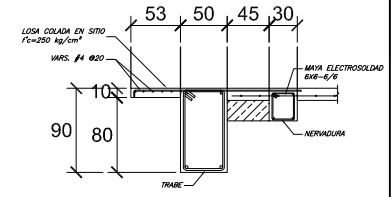
NOTA:  
 TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVDURA DE BORDE DE 20X50.



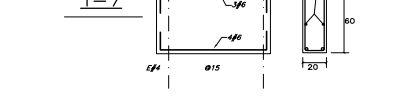
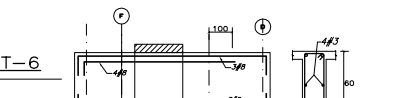
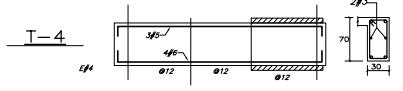
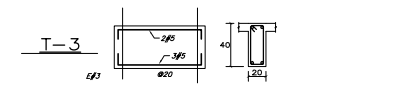
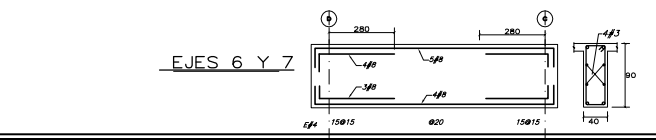
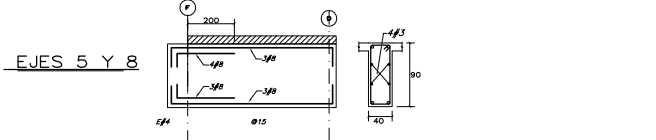
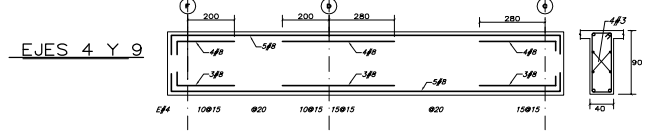
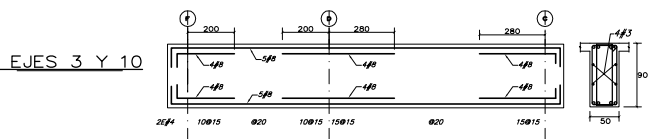
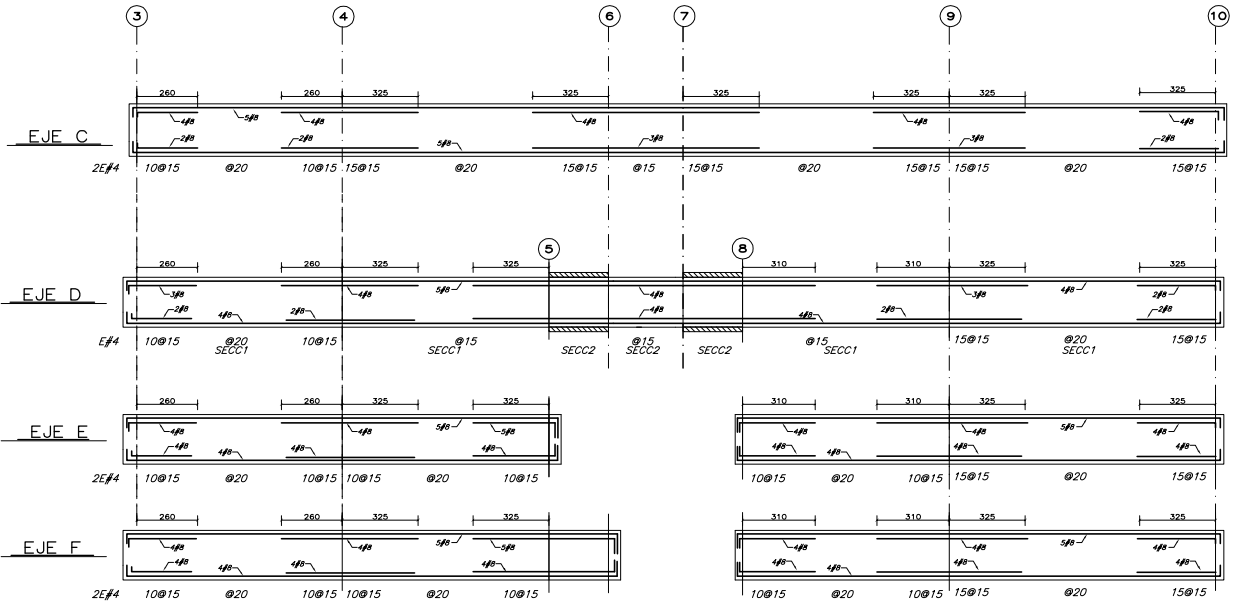
NERVDURA DE BORDE

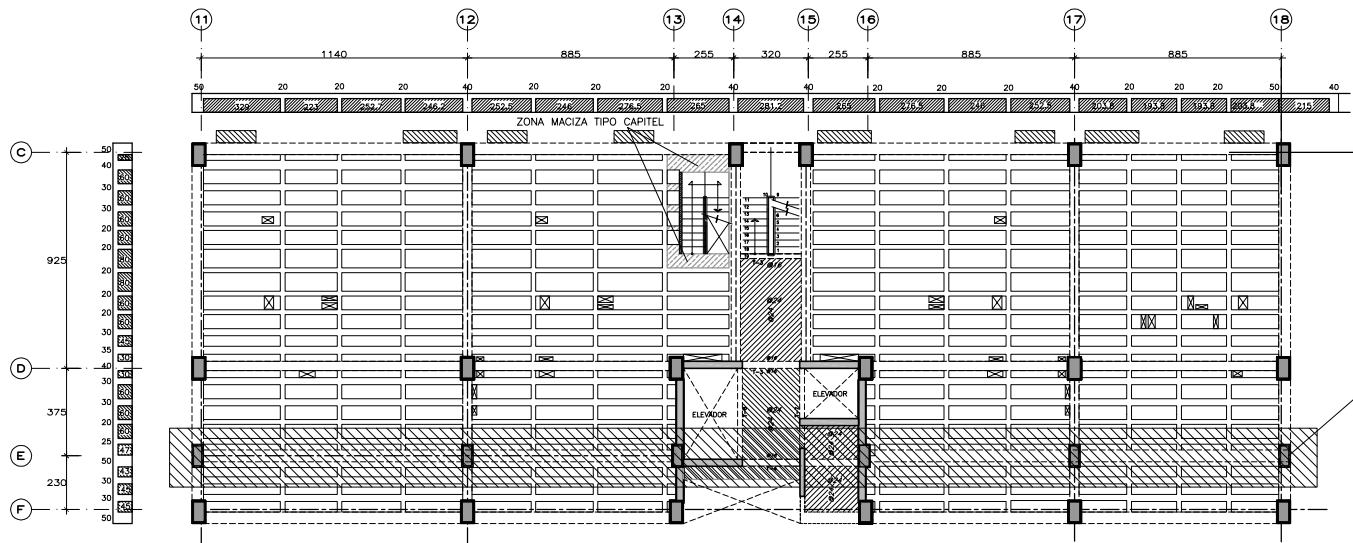


DETALLE BALCON  
 CORTE 2 - 2 S/E



DETALLE BALCON  
 CORTE 3 - 3 S/E





**PLANTA NIVEL 14 (TORRE A)**  
ESC: 1/100

COLUMNAS QUE NACEN EN ESTE NIVEL  
SECCION 50x90cm (C-10)

**NOTAS GENERALES**

- 1.- TODAS LAS ACOTACIONES, Pisos, FLEJES, EJES Y NIVELES, DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ESTRUCTURALES.
- 2.- EN LOS DIBUJOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES RIGEN LAS COTAS SOBRE LA ESCALA.
- 3.- LAS ACOTACIONES ESTAN EN CENTROS Y LOS NIVELES EN METROS, EXCEPTO CUANDO SE INDICAN EXPLICITAMENTE EN OTRAS UNIDADES.
- 4.- EL RECURTIMIENTO MINIMO LIBRE NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN 1.50m EN LOSAS Y 2.0m EN TRABES; EN EL CASO DE USAR PAQUETES DE VARILLAS SERA 1.5 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRISEA.
- 5.- DE NINGUNA MANERA DEBERAN MODIFICARSE LAS DIMENSIONES Y LOS ARMADOS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL INGENIERO ESTRUCTURISTA.

**MATERIALES**

- 1.- SE UTILIZARA CONCRETO  $f_c=300$  kg/cm<sup>2</sup> CLASE 1.
- 2.- ACERO DE REFUERZO CON  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup> EN VARILLAS DEL #3 EN ADELANTE Y  $f_y=2500$  kg/cm<sup>2</sup> EN VARILLAS DEL #2.
- 3.- EL ACERO DE PRESFUERZO UTILIZADO, SERA RONONES DE SIETE HILOS DE  $f_p=0.57$ , 270 KSI DE BAJA RELAJACION.
- 4.- EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO SERA 3/4".

**REFUERZO**

- 1.- LA SEPARACION LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA NI QUE 1.5 VECES EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO.
- 2.- LA SEPARACION VERTICAL LIBRE ENTRE LECHOS DE VARILLAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS, NI QUE 2 cm.
- 3.- NO SE PODRAN HACER PAQUETES DE MAS DE 2 BARRAS SALVO QUE SE INDICEN CLARAMENTE LO CONTRARIO EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES. ESTOS PAQUETES DEBERAN QUEDAR ALIGADOS EN UN ANGULO DE LOS ESTRIBOS.
- 4.- EN TRABES NO SE DEBERA SOLTAR O ACUMPLAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SOLA SECCION, LA DISTANCIA ENTRE SECCIONES DONDE SE REALIZEN TRAPASES NO SERA MENOR DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRISEA.
- 5.- NO DEBERAN EFECTUARSE TRAPASES DENTRO DE LOS NUDOS, NI EN UNA DISTANCIA DE DOS PUNTALES MEDIDA A PARTIR DEL PARO DEL NUDO.
- 6.- LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS SE EMPEZARA A PARTIR DEL PARO DE LOS ARMOYOS COLOCANDO EL PRIMER ESTRIBO A 5 cm.
- 7.- LAS LONGITUDES DE ANCLAJE RECTO Y TRASLAPE PARA VARILLAS CORRUJADAS SE EFECTUARAN EN LA TABLA DE VARILLAS.
- 8.- SI NO SE HACE OTRA INDICACION, TODAS LAS VARILLAS TERMINADAS EN ESCUADRES SE ANCLARAN EN LOS ELEMENTOS NORMALES COMO SE INDICA EN LA FIGURA 1.
- 9.- EL ANCLAJE DE ESTRIBOS Y GRAPAS SE HARA CON UN DOBLEZ A 135° Y 180° RESPECTIVAMENTE, RESPETANDO LOS RADIOS (r) INDICADOS EN LA TABLA DE VARILLAS, SEGUN DE UN TRAMO RECTO DE 10r COMO SE INDICA EN LA TABLA DE VARILLAS.

**LOSA MACIZA**

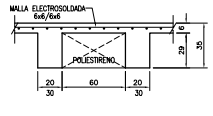
- 1.- LOS NUMEROS INDICADOS SOBRE LOS APOYOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR.
- 2.- LOS NUMEROS INDICADOS EN EL CENTRO DE LOS CUADROS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO INFERIOR.
- 3.- UNA DE CADA 2 VARILLAS DEBERAN CORRERSE HASTA EL APOYO, LA OTRA SE LEVANTARA EL ARMADO NEGATIVO SE COMPLETARA CON BASTONES.

**TABLA DE VARILLAS  $f_c=300$  Kg/cm<sup>2</sup>**

VARILLA	#	As	LA1	LA2	LT1	LT2	LG1	LG2	LG3	r
2.5	0.79	0.49	30	30	30	40	15	10	5	4
3	0.95	0.71	30	35	35	50	20	15	5	4
4	1.22	1.27	30	40	50	65	25	15	5	5
5	1.59	1.98	40	60	60	80	30	20	10	7
6	1.91	2.65	50	70	70	100	35	25	10	8
8	2.54	5.07	75	105	100	140	50	30	10	10
10	3.18	7.92	115	165	160	200	60	40	15	13
12	3.81	11.40	170	230	230	270	70	50	15	16

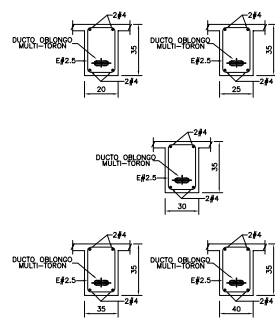
(LA)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (LA2)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (LT)-LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (LT2)-LONGITUD DE TRASLAPE PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS

**SISTEMA DE LOSA**

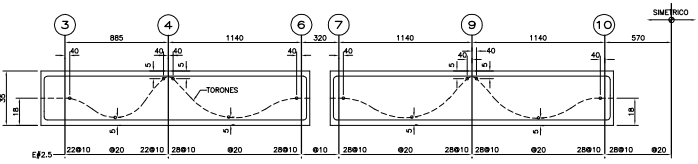


**NOTAS DE ACERO DE PRESFUERZO**

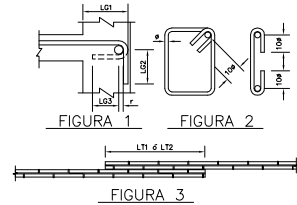
1. EL CABLE DE ACERO DE PRESFUERZO, DEBE SER DE  $f = 1/2"$  DE BAJA RELAJACION DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM-A116, DE GRADO 270 KSI Y CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:  
 DIAMETRO NOMINAL: 1/2"  
 AREA DEL TORON: 0.987 cm<sup>2</sup>  
 MÓDULO DE ELASTICIDAD: 2,000,000 kg/cm<sup>2</sup>  
 ESFUERZO ULTIMO: 18,560 kg/cm<sup>2</sup>  
 FUERZA INICIAL: 16,200 kg
2. LOS ALARGAMIENTOS DE LOS CABLES SERAN MEDIDOS EN OBRA Y REPORTADOS AL PROYECTISTA PARA SU VERIFICACION.
3. LOS ANCLAJES DEBERAN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ESTABLECIDAS EN EL #27.1 DEL IFC.
4. LOS ANCLAJES SERAN FREYSSINET TIPO PLANO.
5. LOS DUCTOS SE COLOCARAN EN LA LOSA DE ACUERDO CON LOS PLANOS, EN LA ZONA DE TENSIÓN EL CONSTRUCTOR DEBERA COLOCAR LA CABA DE ANCLAJE Y PERFORACIONES PARA PERMITIR LA SALIDA DE LOS TORONES.
6. TODOS LOS DUCTOS DEBERAN SUJETARSE A LOS ESTRIBOS DE LAS NERVIADURAS UTILIZANDO GRAPAS DE ALAMBRO O ACERO DE REFUERZO DE DESPERDICIO.
7. EL PUNTO DE ANCLAJE Y EL TIPO (ABIERTO O VIVO) DE LOS TORONES SE INDICA EN LOS PLANOS.
8. LOS DUCTOS DE COLOCACION EN LA LOSA DE BIENIDA DE FORMA QUE SE CONSERVE LA POSICION DE LOS DUCTOS, LOS TRABAJADORES DEBERAN TENER CUIDADO DE NO PISAR LOS DUCTOS Y CUALQUIER DESPLAZAMIENTO DE ESTOS SE DEBE REGRESAR A SU POSICION ORIGINAL.
9. LOS TRABAJOS DE TENSIÓN SE REALIZARAN POR PERSONAL CALIFICADO, EL RESPONSABLE VERIFICARA Y CONTROLARA TODAS LAS OPERACIONES.
10. EL TENSIÓN SE REALIZARA CUANDO EL CONCRETO ALCANCE EL 80% DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE PROYECTO, LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DEBERA SER VERIFICADA EN ENAYES DE CILINDROS CURADOS BAJO LAS MISMAS CONDICIONES DE LA OBRA.
11. LOS CABLES DE PRESFUERZO SERAN TENSIÓNADOS UTILIZANDO LOS "GATOS NEURÁLOGOS" EQUIPADOS CON MANOMETROS PARA MEDIR LA TENSIÓN APLICADA.
12. LAS LOSAS SERAN PRESFUERZADAS EN AMBOS SENTIDOS Y LAS CANTIDADES MINIMAS DE PRESFUERZO ESTAN INDICADAS EN TABLA.



**NERVIADURA TIPO**



**SECCIONES**

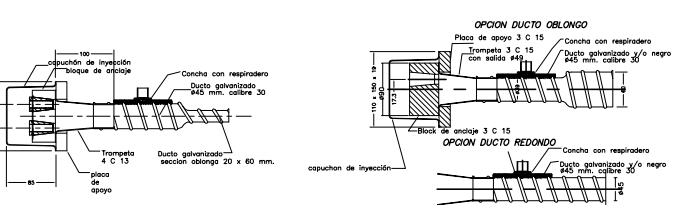


**LOSA POSTENSADA**

LOSA	ACERO DE PRESFUERZO MINIMO kg/m <sup>2</sup>	FORMA DE TENSIÓN
PLANTA BARR	5.25	AMBOS LADOS
PERFORACIONES	4.80	AMBOS LADOS
TRABAJADORES	4.80	AMBOS LADOS

**ANCLAJE FREYSSINET TIPO 4 C13**

**ANCLAJE FREYSSINET TIPO 3 C13**



**Condak**

**GIA Ingeniería**

**GIA arquitectura**

**PLANTA DE REFERENCIA**

**ELEVACION ESQUEMATICA**

**TRABES Y NERVIADURAS**

**CUADRO DE MODIFICACIONES**

REV.	FECHA	FECHA	OPERACIONES
1	20-JUN-09		CONSTRUCCION
2			
3			
4			
5			

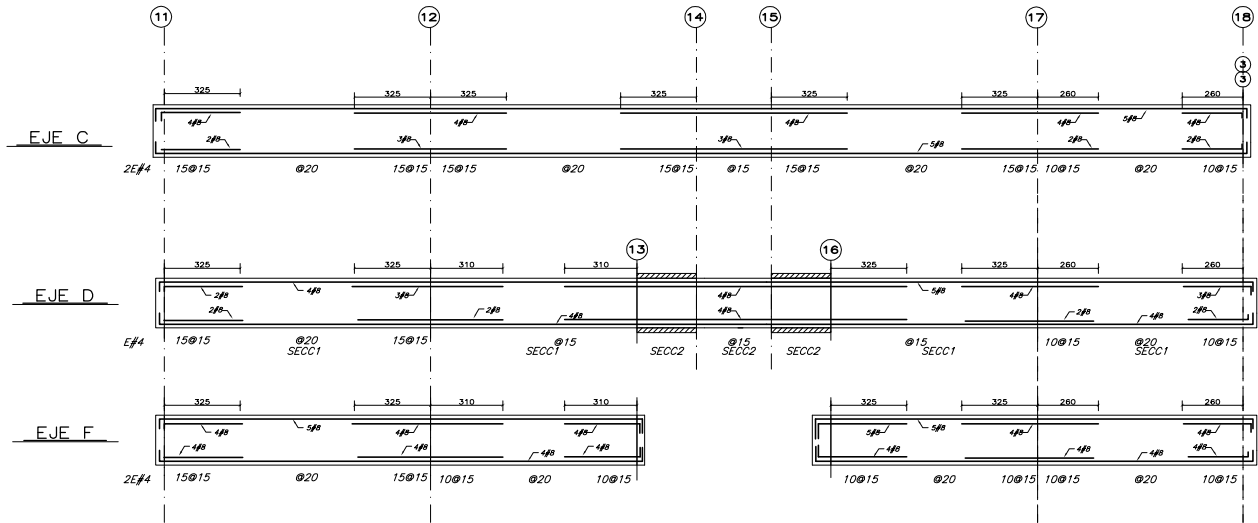
**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**

**PLANOS ESTRUCTURALES**

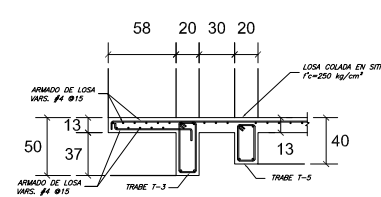
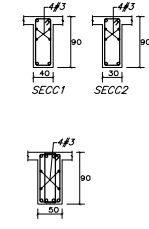
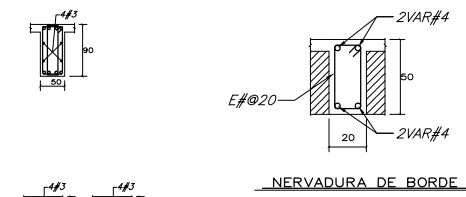
**PLANTA NIVEL (TORRE A)**

**E-34**

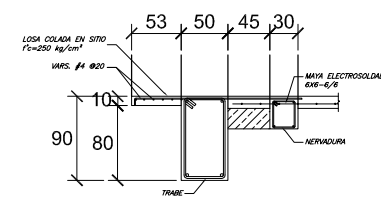
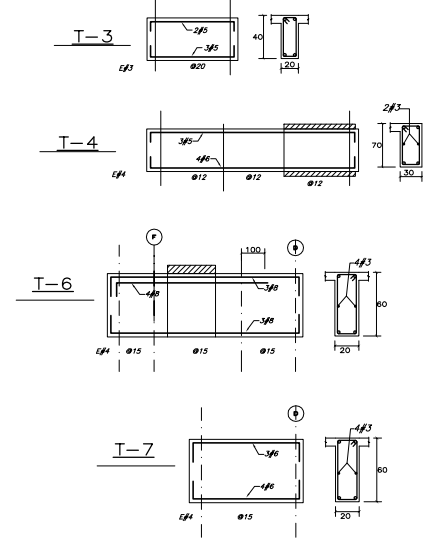
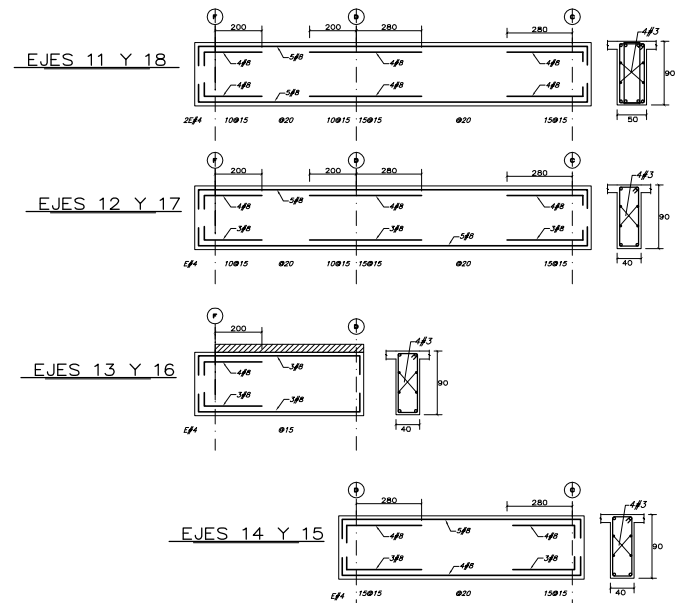
ING. GRM  
ING. AGS



NOTA:  
TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVADURA DE BORDE DE 20X50.



DETALLE JARDINERA  
CORTE 2 - 2 S/E

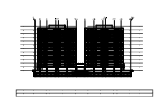


DETALLE BALCON  
CORTE 3 - 3 S/E



**GIA**  
Ingeniería

**GIA**  
arquitectura



ELEVACION ESQUEMATICA

**TUBOS Y NERVADURAS-**  
 1- LAS LOSAS DE C/4 SE MUEVEN EN SENTIDO LONGITUDINAL SIN DESPLAZARSE.  
 2- SECCIONES TRANSVERSALES MUEVEN A 90 GRADOS CADA UNA EN EL CENTRO DE LOS TUBOS.  
 3- LAS NERVADURAS DE UN ANCHO SE MUEVEN LONGITUDINAL EN DIFERENTES SENTIDOS EN LOS TUBOS DE CADA ANCHO DE C/4.  
 4- EL BARRIDO SE HACE EN SENTIDO LONGITUDINAL DE LAS NERVADURAS SEGUN EL DISEÑO DE LOS TUBOS.

**MUROS-**  
 ■ MURO DE CARGA DE TABIQUE  
 ■ MURO DE CONCRETO

CUADRO DE MODIFICACIONES

REV.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
A	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			

PROYECTO  
**PARK TOWERS**  
 UBICACION:  
 AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
 No. 430, COL. SANTA CRUZ AYOTLA  
 DELEGACION BENTON JUAREZ  
 MEXICO, D. F.  
 PLANOS ESTRUCTURALES  
 PLANTA NIVEL 4 (DORRE 4)

PROYECTO  
**PARK TOWERS**

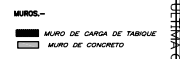
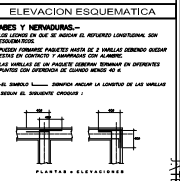
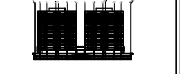
UBICACION:  
 AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
 No. 430, COL. SANTA CRUZ AYOTLA  
 DELEGACION BENTON JUAREZ  
 MEXICO, D. F.

PLANOS ESTRUCTURALES

PLANTA NIVEL 4 (DORRE 4)

ESCALA	INDICADA	ESCALA	INDICADA
FECHA	JUNIO 2009	FECHA	JUNIO 2009
REVISOR	ING. GRM	PROYECTOR	ING. AGS
ESCALA GRAFICA		ESCALA GRAFICA	

**E-35**



**CUADRO DE MODIFICACIONES**

REV.	FECHA	FORMA	OPORTUNIDADES
1	20-JUNIO-06		CONSTRUCCION
2			
3			
4			
5			

**PROYECTO PARK TOWERS**

DELEGACION BENITO JUAREZ MEXICO, D. F.

**PLANTAS ESTRUCTURALES**

PLANTA NIVEL 15 (TORRE B)

ESCALA: 1/50

FECHA: JUNIO 2006

ING. GRM

ING. AGS

**PROYECTO PARK TOWERS**

AV. POPocatepetl, (EJE 8 SUR)  
No. 240, Col. Santa Cruz Atlixco,  
MEXICO, D. F.

**PLANTAS ESTRUCTURALES**

PLANTA NIVEL 15 (TORRE B)

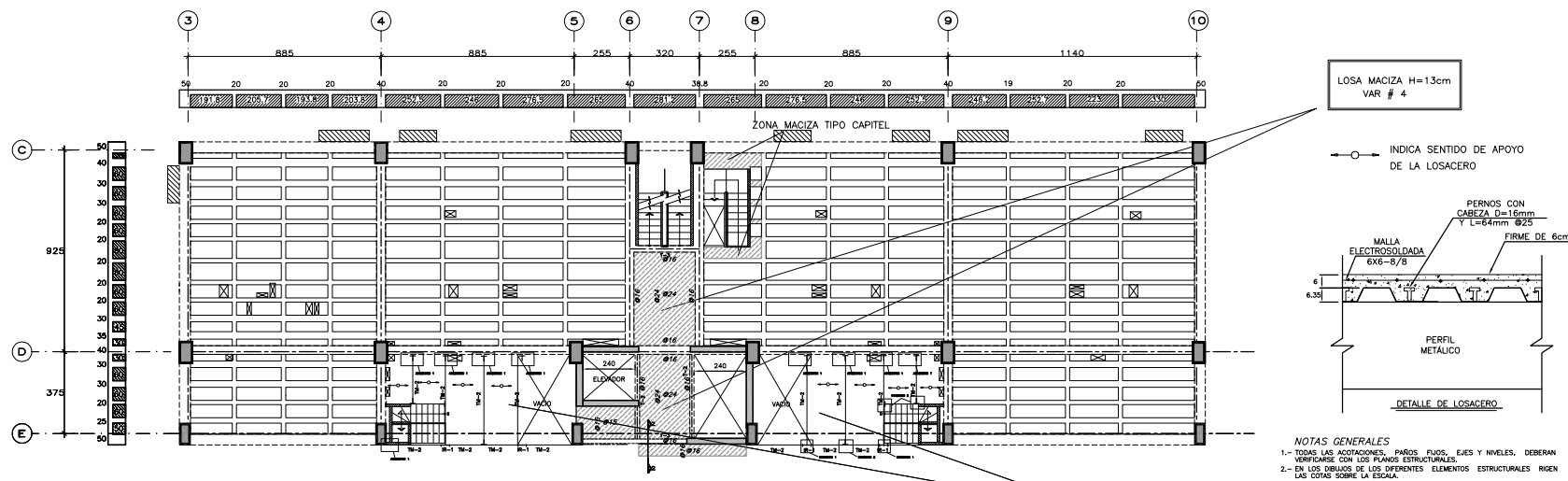
ESCALA: 1/50

FECHA: JUNIO 2006

ING. GRM

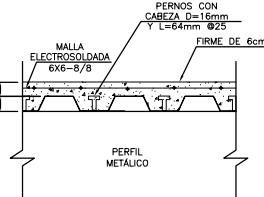
ING. AGS

**E-36**



**LOSA MACIZA H=13cm**  
VAR # 4

INDICA SENTIDO DE APOYO DE LA LOSACERO

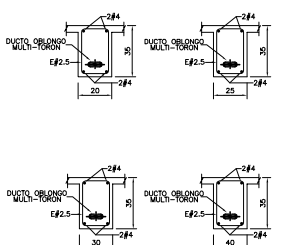


**PLANTA NIVEL 15 (TORRE B)**  
ESC: 1/100

**LOSACERO H=12.35cm**  
SECCION 4

**NOTAS DE ACERO DE PRESFUERZO**

- EL CABLE DE ACERO DE PRESFUERZO, DEBE SER DE  $f = 1/2"$  DE BAJA RELAJACION DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM-A116, DE GRADO 270 KSI Y CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:  
DIAMETRO NOMINAL: 1.27 mm  
AREA DEL TORON: 0.987 cm<sup>2</sup>  
MODULO DE ELASTICIDAD: 200,000 kg/cm<sup>2</sup>  
ESTRÉS ULTIMO: 16,860 kg/cm<sup>2</sup>
- FUERZA NOMINAL: 12,500 kg
- REPARTICION DE LA FUERZA PARA SU VERIFICACION EN LOS ANCLAJES DEBERAN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ESTABLECIDAS EN EL ART. 6.1.1.
- LOS ANCLAJES SERAN FREYSSINET TIPO PLANO.
- LOS DUCTOS SE COLOCARAN EN LA LOSA DE ACUERDO CON LOS PLANOS. EN LA ZONA DE TENSIÓN EL CONSTRUCTOR DEBERA COLOCAR LA CADA DE ANCLAJE Y PERFORACION PARA TERMINAR LA SALIDA DE LOS TORONES.
- TODOS LOS DUCTOS DEBERAN SUJETARSE A LOS ESTRIBOS DE LAS NERVIADURAS UTILIZANDO GRAPAS DE ALAMBRE O ACERO DE REFUERZO DE DESPERDICIO.
- EL PUNTO DE ANCLAJE Y EL TIPO (ABIERTO O VIVO) DE LOS TORONES SE INDICA EN LOS PLANOS.
- EL CONCRETISTA DEBERA SER COLOCADO DE FORMA QUE SE CONSERVE LA POSICION DE LOS DUCTOS. LOS TRABAJADORES DEBERAN TENER CUIDADO DE NO PASAR LOS DUCTOS Y CUALQUIER DESPLAZAMIENTO DE ESTOS SE DEBE REGRESAR A SU POSICION ORIGINAL.
- LOS TRABAJOS DE TENSIÓN SE REALIZARAN POR PERSONAL CALIFICADO. EL RESPONSABLE VERIFICARA Y CONTROLARA TODAS LAS OPERACIONES.
- EL TENSIÓN SE REALIZARA CUANDO EL CONCRETO ALCANCE EL 80% DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE PROYECTO. LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DEBERA SER VERIFICADA EN ENLACES DE CILINDROS CURADOS BAJO LAS MISMAS CONDICIONES DE LA OBRA.
- LOS CABLES DE PRESFUERZO SERAN TENSIÓNADOS UTILIZANDO LOS "GATOS HIDRAULICOS" EQUIPADOS CON "MANOMETROS PARA MEDIR LA TENSION APLICADA."
- LAS LOSAS SERAN PRESFUERZADAS EN AMBOS SENTIDOS Y LAS CANTIDADES MINIMAS DE PRESFUERZO ESTAN INDICADAS EN TABLA.



**MATERIALES**

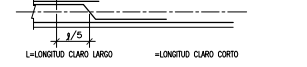
- SE UTILIZARA CONCRETO  $f_c=300$  kg/cm<sup>2</sup> CLASE 1.
- ACERO DE REFUERZO CON  $f_y=250$  kg/cm<sup>2</sup> EN VARILLAS DEL #3 EN ADELANTE Y  $f_y=250$  kg/cm<sup>2</sup> EN VARILLAS DEL #2.
- ACERO DE PRESFUERZO UTILIZADO SERA TORONES DE SIETE HILOS DE  $\phi=0.57$ , 270 KSI DE BAJA RELAJACION.
- EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO SERA 3/4".

**REFUERZO**

- LA SEPARACION LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA NI QUE 1.5 VECES EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO.
- LA SEPARACION VERTICAL LIBRE ENTRE LECHOS DE BARRAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS, NI QUE 2 cm.
- NO SE PODRAN HACER PAQUETES DE MAS DE 2 BARRAS SALVO QUE SE INDICEN CLARAMENTE EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES. ESTOS PAQUETES DEBERAN QUEDAR ALIGADOS EN UN ANGULO DE LOS ESTRIBOS.
- EN TRAMES NO SE DEBERA SOLDAR O ACOPLAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SOLA SECCION. LA DISTANCIA ENTRE SECCIONES DONDE SE REALICEN TRASLAPES NO SERA MENOR DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRUESA.
- NO DEBERAN EFECTUARSE TRASLAPES DENTRO DE LOS NUDOS, NI EN UNA DISTANCIA DE DOS PERFILES MEDIDA A PARTIR DEL PUNO DEL NUDO.
- LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS SE EMPEZARA A PARTIR DEL PUNO DE LOS ARCOS COLOCANDO EL PRIMER ESTRIBO A 5 cm.
- LAS LONGITUDES DE ANCLAJE RECTO Y TRASLAPA PARA VARILLAS CORRUGADAS SE ESPECIFICAN EN LA TABLA DE VARILLAS.
- SI NO SE HACE OTRA INDICACION, TODAS LAS VARILLAS TERMINADAS EN ESCUARIAS SE ANCLARAN EN LOS ELEMENTOS NORMALES COMO SE INDICA EN LA FIGURA 1.
- EL ANCLAJE DE ESTRIBOS Y GRAPAS SE HARA CON UN DOBLEZ A 135° Y 180° RESPECTIVAMENTE, RESPECTANDO LOS RADIOS (R) INDICADOS EN LA TABLA DE VARILLAS. SEQUIERO DE UN TRAMO RECTO DE 109 CM COMO SE INDICA EN LA TABLA DE VARILLAS.

**LOSA MACIZA**

- LOS NUMEROS INDICADOS SOBRE LOS APOYOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR.
- LOS NUMEROS INDICADOS EN EL CENTRO DE LOS CLAROS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO INFERIOR.



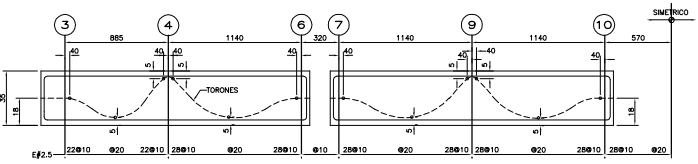
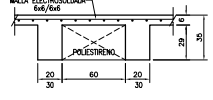
- UNA DE CADA 2 VARILLAS DEBERAN CORRERSE HASTA EL APOYO, LA OTRA SE LEVANTARA EL ARMADO NEGATIVO SE COMPLETARA CON BASTONES.

**TABLA DE VARILLAS  $f_c=300$  Kg/cm<sup>2</sup>**

VARILLA	No.	LTI (cm)			L2T (cm)			r	
		LA1	LA2	LTI	L2T	L21	L23		
2.5	0.79	49	30	30	40	15	10	5	4
3	0.95	0.71	30	35	50	20	15	5	4
4	1.27	1.27	30	40	50	25	15	5	4
5	1.59	1.98	40	60	60	30	20	10	7
6	1.91	2.65	50	70	100	35	25	10	8
8	2.54	5.07	75	100	140	50	30	10	10
10	3.18	7.92	115	160	200	60	40	15	13
12	3.81	11.40	150	210	250	70	50	20	16

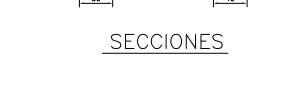
(L1)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
(LA)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
(L2)-LONGITUD DE TRASLAPA PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
(L2T)-LONGITUD DE TRASLAPA PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS

**SISTEMA DE LOSA**



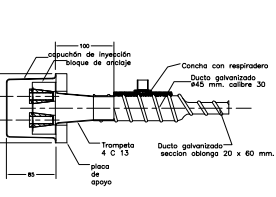
**NERVIADURA TIPO**

**SECCIONES**

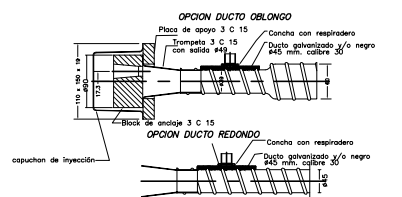


**LOSA POSTENSADA**

LOSA	ACERO DE PRESFUERZO MINIMO	FORMA DE TENSIÓN
PLANTA BARR	5.25	AMBOS LADOS
PERFORACIONES	4.80	AMBOS LADOS
TRABAJOS EN TORRE SUPERIOR	4.80	AMBOS LADOS

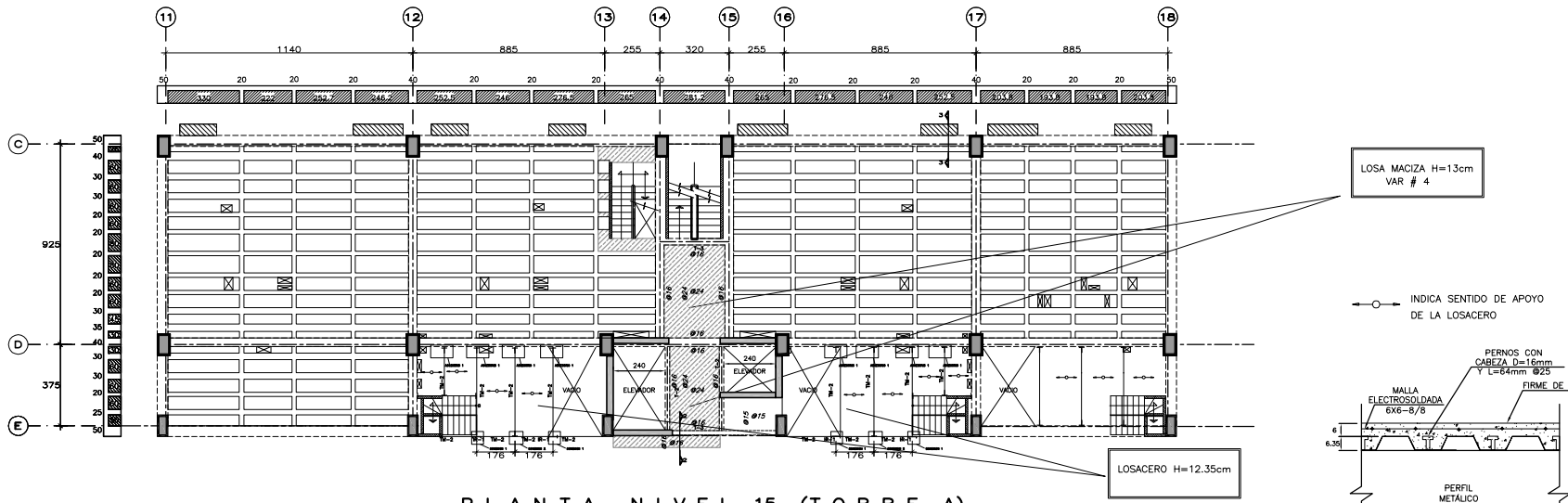


**ANCLAJE FREYSSINET TIPO 4 C13**

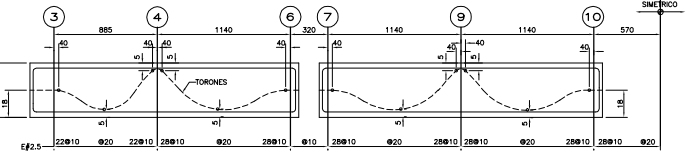


**ANCLAJE FREYSSINET TIPO 3 C13**

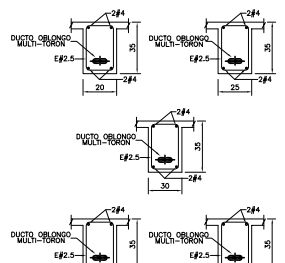




PLANTA NIVEL 15 (TORRE A)



NERVADURA TIPO



SECCIONES

LOSA POSTENSADA		
LOSA	ACERO DE PRESFUERZO MINIMO kg/m <sup>2</sup>	FORMA DE TENDIDO
PLANTA BARR	5.25	AMBOS LADOS
PERIFERICO TORRE	4.80	AMBOS LADOS
TORRE INTERIOR	4.80	AMBOS LADOS

- NOTAS DE ACERO DE PRESFUERZO**
- EL CABLE DE ACERO DE PRESFUERZO, DEBE SER DE  $f = 1/2"$  DE BAJA RELAJACION DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM-A116, DE GRADO 270 KSI Y CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:  
 DIAMETRO NOMINAL: 1/2"  
 AREA DEL TORON: 14.897 cm<sup>2</sup>  
 MODULO DE ELASTICIDAD: 2,000,000 kg/cm<sup>2</sup>  
 ESFUERZO ULTIMO: 14,900 kg/cm<sup>2</sup>  
 FUERZA INICIAL: 14,900 kg
  - LOS ALARGAMIENTOS DE LOS CABLES SERAN MEDIDOS EN OBRA Y REPORTADOS AL PROYECTISTA PARA SU VERIFICACION.
  - LOS ANCLAJES SERAN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ESTABLECIDAS EN EL ACI Y EL PFI.
  - LOS ANCLAJES SERAN FREYSSINET TIPO PLANO.
  - LOS DUCTOS SE COLOCARAN EN LA LOSA DE ACUERDO CON LOS PLANOS. EN LA ZONA DE TENDIDO EL CONSTRUCTOR DEBERA COLOCAR LA CABLE DE ANCLAJE Y PERFORACIONES PARA PERMITIR LA SALIDA DE LOS TORONES.
  - TOODOS LOS DUCTOS DEBERAN SUJETARSE A LOS ESTRIBOS DE LAS NERVADURAS UTILIZANDO GRAPAS DE ALAMBRE O ACERO DE REFUERZO DE INDEPENDENCIA.
  - EL PUNTO DE ANCLAJE Y EL TIPO (MUERTO O VIVO) DE LOS TORONES SE INDICA EN LOS PLANOS.
  - EL CONCRETO DEBERA SER COLOCADO DE FORMA QUE SE CONSERVE LA PORCION DE LOS DUCTOS Y CUALQUIER DESPLAZAMIENTO DE ESTOS SE DEBE RECORRER A SU POSICION ORIGINAL.
  - LOS TRABAJOS DE TENDIDO SE REALIZARAN POR PERSONAL CALIFICADO. EL RESPONSABLE VERTICAL Y CONTROLARA TODAS LAS OPERACIONES.
  - EL TENDIDO SE REALIZARA CUANDO EL CONCRETO ALCANCE EL BOE DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE PROYECTO. LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DEBERA SER VERIFICADA EN ENSAYOS DE CILINDROS CURADOS BAJO LAS MISMAS CONDICIONES DE LA OBRA.
  - LOS CABLES DE PRESFUERZO SERAN TENDIDOS UTILIZANDO LOS "GATOS HIDRAULICOS" EQUIPADOS CON CON MANOMETROS PARA MEDIR LA TENSION APLICADA.
  - LAS LOSAS SERAN PRESFORZADAS EN AMBOS SENTIDOS Y LAS CANTIDADES MINIMAS DE PRESFUERZO ESTAN INDICADAS EN TABLA.

- NOTAS GENERALES**
- TODAS LAS ACOTACIONES, PAROS, FLUJOS, EJES Y NIVELES, DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ESTRUCTURALES. REGEN LAS COTAS SOBRE LA ESCALA.
  - EN LOS DIBUJOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES REGEN LAS COTAS SOBRE LA ESCALA.
  - LAS ACOTACIONES ESTAN EN CENTIMETROS Y LOS NIVELES EN METROS, EXCEPTO CUANDO SE INDICAN CONTRARIAMENTE EN OTROS NIVELES.
  - EL RECURRIDO MINIMO LIBRE NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DEL REFUERZO LONGITUDINAL NI DE 1.5cm EN LOSAS SIN TRABES. EN EL CASO DE SER PAQUETES DE VARRILLAS SERA 1.5 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRISEA.
  - DE MISMA MANERA DEBERAN MODIFICARSE LAS DIMENSIONES Y LOS ANCLAJES DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL INGENIERO ESTRUCTURALISTA.
- MATERIALES**
- SE UTILIZARA CONCRETO  $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$  CLASE 1.
  - ACERO DE REFUERZO CON  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  EN VARRILLAS DEL Ø3 EN ADELANTE Y  $f_y = 2530 \text{ kg/cm}^2$  EN VARRILLAS DEL Ø2.
  - EL ACERO DE PRESFUERZO UTILIZADO: SERA TORONES DE SIETE HELOS DE  $\phi = 5.7$ , 270 KSI DE BAJA RELAJACION.
  - EL TAMANIO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO SERA 3/4".
- REFUERZO**
- LA SEPARACION LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA NI QUE 1.5 VECES EL TAMANIO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO.
  - LA SEPARACION VERTICAL LIBRE ENTRE LECHOS DE VARRILLAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS, NI QUE 2 cm.
  - NO SE PODRAN HACER PAQUETES DE MAS DE 2 BARRAS SALVO QUE SE REALICE TRASPASES EN UN ANGULO DE LOS ESTRIBOS.
  - EN TRABES NO SE DEBERA SOLDAR O ACOPLAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SOLA SECCION, LA DISTANCIA ENTRE SECCIONES DONDE SE REALICE TRASPASES NO SERA MENOR DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRISEA.
  - NO DEBERAN EFECTUARSE TRASPASES DENTRO DE LOS NUDOS, NI EN UNA DISTANCIA DE DOS PUNOS MEDIDA A PARTIR DEL PARO DEL NUDO.
  - LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS SE EMPAZARA A PARTIR DEL PARO DE LOS APYOS COLOCANDO EL PRIMER ESTRIBO A 5 cm.
  - LAS LONGITUDES DE ANCLAJE RECTO Y TRASPASE PARA VARRILLAS CORRUGADAS SE ESPECIFICAN EN LA TABLA DE VARRILLAS.
  - SI NO SE HACE OTRA INDICACION, TODAS LAS VARRILLAS TERMINADAS EN ESCALERAS SE ANCLARAN EN LOS ELEMENTOS NORMALES COMO SE INDICA EN LA FIGURA 1.
  - EL ANCLAJE DE ESTRIBOS Y GRAPAS SE HARA CON UN DOBLEZ A 135° Y 180° RESPECTIVAMENTE, RESPECTANDO LOS RADIOS (Ø) INDICADOS EN LA TABLA DE VARRILLAS, SEGUIDO DE UN TRAMO RECTO DE 10Ø COMO SE INDICA EN LA TABLA DE VARRILLAS.

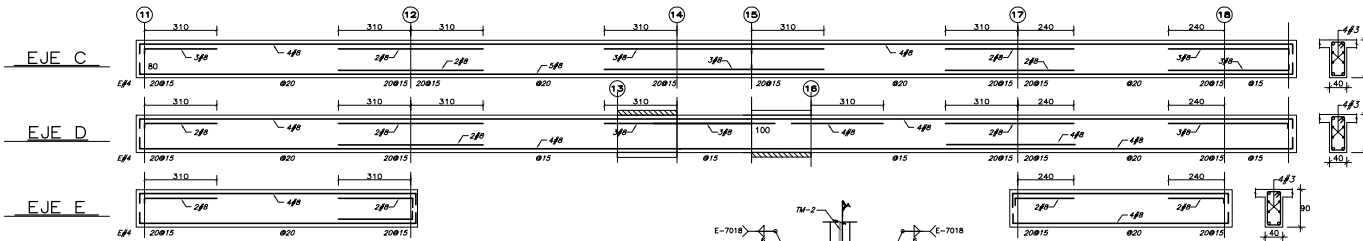
ANCLAJE FREYSSINET TIPO 4 C13

ANCLAJE FREYSSINET TIPO 3 C13

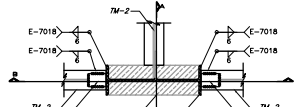
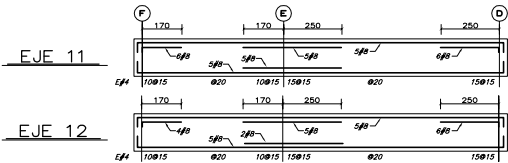
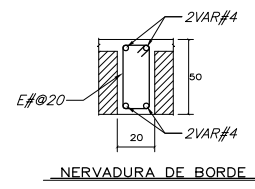
TABLA DE VARRILLAS  $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$

VARRILLA	Ø	A <sub>s</sub>	L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13	L14	L15	L16
1	10	78.5	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
2	12	113.1	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
3	14	153.9	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
4	16	201.1	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
5	18	254.5	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
6	20	314.2	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
7	22	380.1	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
8	24	452.4	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
9	26	531.1	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
10	28	616.3	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
11	30	708.2	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30
12	32	806.9	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30	30

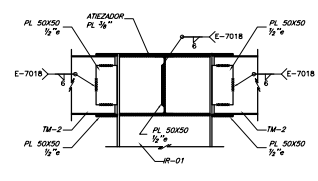
(L1)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARRILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (L2)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARRILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (L3)-LONGITUD DE TRASPASE PARA VARRILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (L4)-LONGITUD DE TRASPASE PARA VARRILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS



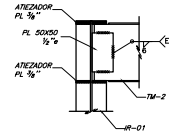
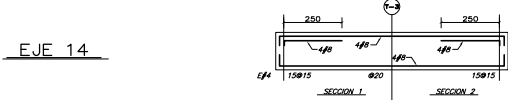
NOTA:  
TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVADURA DE BORDE DE 20X50.



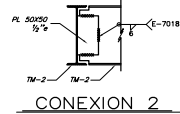
CONEXION 1  
PLANTA



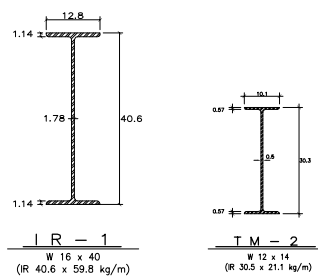
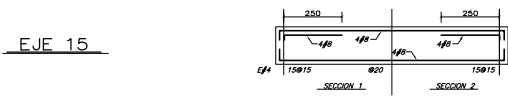
CONEXION 1  
CORTE A - A



CONEXION 1  
CORTE A - A

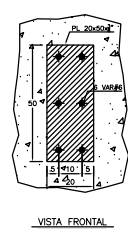


CONEXION 2

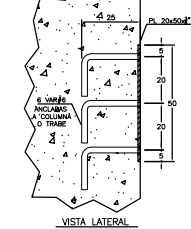


IR - 1  
W 12 x 40  
(R 40.6 x 59.8 kg/m)

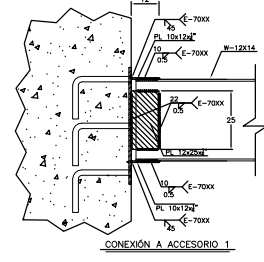
TM - 2  
W 12 x 14  
(R 30.5 x 21.1 kg/m)



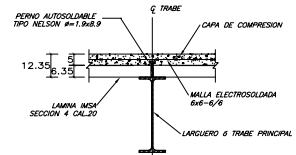
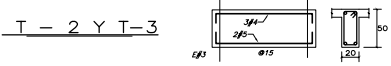
VISTA FRONTAL  
ACCESORIO METALICO EN TRABES Y COLUMNAS



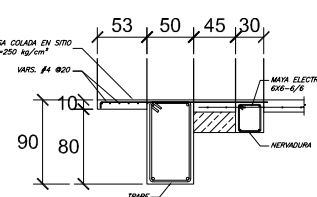
VISTA LATERAL  
ACCESORIO METALICO EN TRABES Y COLUMNAS



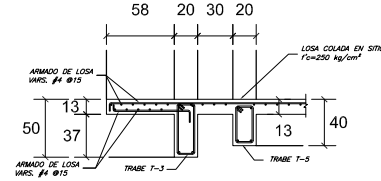
VISTA EN PLANTA  
CONEXION A ACCESORIO 1



DETALLE DE COLOCACION DE CONECTORES EN TRABES PRINCIPALES Y SECUNDARIAS



DETALLE BALCON  
CORTE 3 - 3 S/E



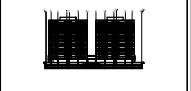
DETALLE JARDINERA  
CORTE 2 - 2 S/E

**Condak**

**GIA**  
Ingeniería

**GIA**  
arquitectura

PLANTA DE REFERENCIA



ELEVACION ESQUEMATICA

**TRABES Y NERVADURAS-**  
1-SE USARA UN CIL. DE MARCHA EN REFERENCIA LONGITUDINA SIN DILATACION.  
2-SE USARAN PERFILES METALICOS DE 2 INCHAS DE ANCHO EN REFERENCIA LONGITUDINA SIN DILATACION.  
3-SE USARAN PERFILES METALICOS DE 2 INCHAS DE ANCHO EN REFERENCIA LONGITUDINA SIN DILATACION.  
4-SE USARAN PERFILES METALICOS DE 2 INCHAS DE ANCHO EN REFERENCIA LONGITUDINA SIN DILATACION.  
5-SE USARAN PERFILES METALICOS DE 2 INCHAS DE ANCHO EN REFERENCIA LONGITUDINA SIN DILATACION.

**MUROS-**  
■ MURO DE CARGA DE TABIQUE  
■ MURO DE CONCRETO

CUADRO DE MODIFICACIONES

REV.	FECHA	PROY.	OPORTUNIDADES
A	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			

PROYECTO  
**PARK TOWERS**

UBICACION:  
AV. BOGOTATEPEL (EJE 8 SUR)  
NO. 430, COL. SANTA CRUZ AYOTLA,  
DELEGACION BENTON JUAREZ,  
MEXICO, D. F.

PLANOS ESTRUCTURALES  
PLANTA NIVEL 15 (BORDE)

PROYECTO  
**PARK TOWERS**

UBICACION:  
AV. BOGOTATEPEL (EJE 8 SUR)  
NO. 430, COL. SANTA CRUZ AYOTLA,  
DELEGACION BENTON JUAREZ,  
MEXICO, D. F.

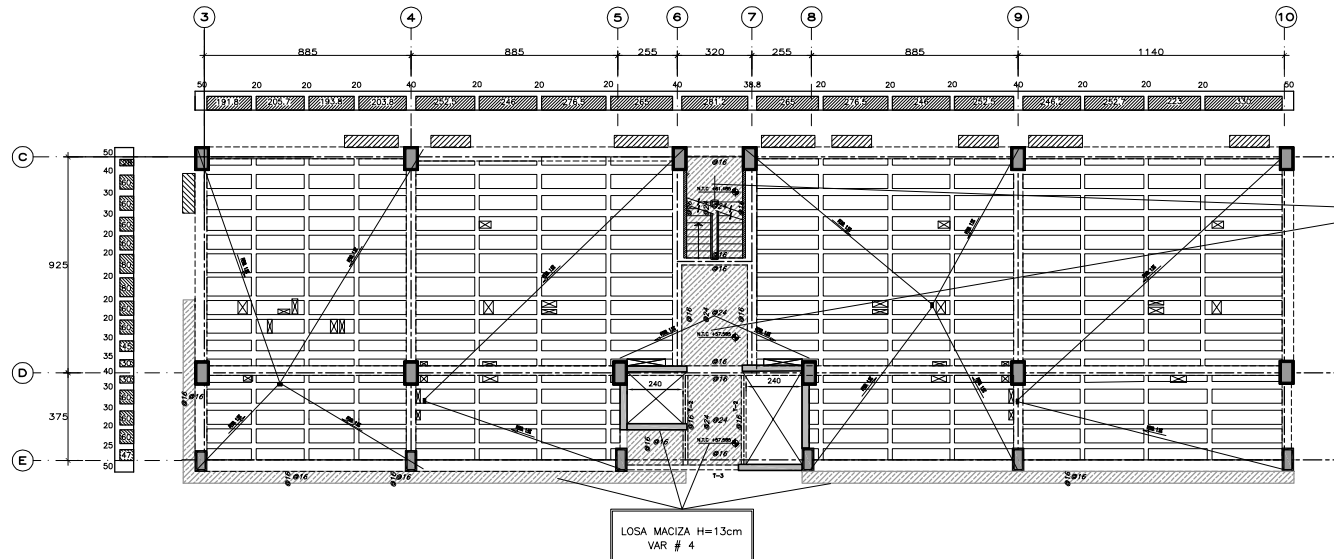
PLANOS ESTRUCTURALES  
PLANTA NIVEL 15 (BORDE)

BOYCA INDICADA  
FECHA: JUNIO 2009  
PROYECTO: ING. GRM  
BOYCA IMPRESA: ING. AGS

BOYCA 1  
BOYCA 2  
BOYCA 3  
BOYCA 4

**E-39**



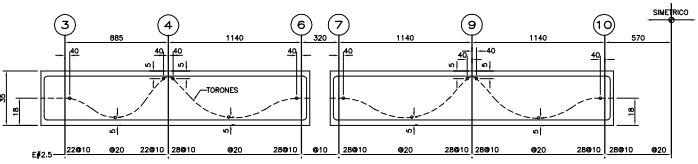
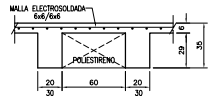


LOSA MACIZA H=13cm  
VAR # 4

LOSA MACIZA H=13cm  
VAR # 4

**PLANTA DE AZOTEA (TORRE B)**  
ESC: 1:100

**SISTEMA DE LOSA**



**NERVADURA TIPO**

**NOTAS DE ACERO DE PRESFUERZO**

- EL CABLE DE ACERO DE PRESFUERZO, DEBE SER DE  $f = 1/2"$  DE BALAJ RELAJACION DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM-A116, DE GRADO 270 KSI Y CON LAS SIGUIENTES CARACTERISTICAS:
  - DIAMETRO NOMINAL:  $1/2"$
  - AREA DEL TORON:  $0.987 \text{ cm}^2$
  - MODULO DE ELASTICIDAD:  $200,000 \text{ kg/cm}^2$
  - ESFUERZO ULTIMO:  $18,860 \text{ kg/cm}^2$
  - FUERZA INICIAL:  $6,500 \text{ kg}$
- LOS ALARGAMIENTOS DE LOS CABLES SERAN MEDIDOS EN OBRA Y REPORTADOS AL PROYECTISTA PARA SU VERIFICACION.
- LOS ANCLAJES DEBERAN CUMPLIR CON LAS ESPECIFICACIONES ESTABLECIDAS EN EL AC 7 Y EL PI.
- LOS ANCLAJES SERAN FREYSSINET TIPO PLANO.
- LOS CABLES SE COLOCARAN EN LA LOSA DE ACUERDO CON LOS PLANOS, EN LA ZONA DE TENSIÓN EL CONSTRUCTOR DEBERA COLOCAR LA CAJA DE ANCLAJE Y PERFORACIONES PARA PERMITIR LA SALIDA DE LOS TORONES.
- LOS DUCTOS DEBERAN SUJETARSE A LOS ESTRIBOS DE LAS NERVIADURAS UTILIZANDO GRAPAS DE ALAMBRE O ACERO DE REFUERZO DE DESPERDICIO.
- EL PUNTO DE ANCLAJE Y EL TIPO (ABIERTO O VIVO) DE LOS TORONES SE INDICA EN LOS PLANOS.
- EL CONCRETO DEBERA SER COLOCADO DE FORMA QUE SE CONSERVE LA POSICION DE LOS DUCTOS, LOS TRABAJADORES DEBERAN TENER CUIDADO DE NO PISAR LOS DUCTOS Y CUALQUIER DESPLAZAMIENTO DE ESTOS SE DEBE REGRESAR A SU POSICION ORIGINAL.
- LOS TRABAJOS DE TENSIÓN SE REALIZARAN POR PERSONAL CALIFICADO, EL RESPONSABLE VERIFICARA Y CONTROLARA TODAS LAS OPERACIONES.
- EL TENSIÓN SE REALIZARA CUANDO EL CONCRETO ALCANCE EL 80% DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION DE PROYECTO, LA RESISTENCIA DEL CONCRETO DEBERA SER VERIFICADA EN ENAYES DE CILINDROS CURADOS BAJO LAS MISMAS CONDICIONES DE LA OBRA.
- LOS CABLES DE PRESFUERZO SERAN TENSIÓNADOS UTILIZANDO LOS "GATOS NEURÁLOGOS" EQUIPADOS CON MANOMETROS PARA MEDIR LA TENSIÓN APLICADA.
- LAS LOSAS SERAN PRESFORZADAS EN AMBOS SENTIDOS Y LAS CANTIDADES MINIMAS DE PRESFUERZO ESTAN INDICADAS EN TABLA.

**SECCIONES**

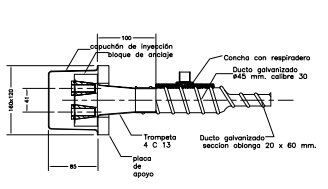


LOSA POSTENSADA		
LOSA	ACERO DE PRESFUERZO MINIMO $\text{kg}/\text{m}^2$	FORMA DE TENSIÓN
PLANTA BAJA	5.25	AMBOS LADOS
PRESFUERZOS TORRE B	4.80	AMBOS LADOS
TORRE B	4.80	AMBOS LADOS

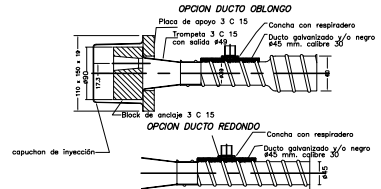
FIGURA 1 FIGURA 2

FIGURA 3

**ANCLAJE FREYSSINET TIPO 4 C13**



**ANCLAJE FREYSSINET TIPO 3 C13**



**NOTAS GENERALES**

- TODAS LAS ACOTACIONES, PLANOS, FLECHAS Y NIVELES, DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ESTRUCTURALES.
- EN LOS DIBUJOS DE LOS DISTINTOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES PUEDE LAS COTAS SOBRE LA ESCALA.
- LAS ACOTACIONES ESTAN EN CENTIMETROS Y LOS NIVELES EN METROS, EXCEPTO CUANDO SE INDICAN EXPlicitAMENTE EN OTRAS UNIDADES.
- EL RECLAMAMIENTO MINIMO LIBRE NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DEL REFUERZO LONGITUDINAL NI DE 1.50 CM EN LOSAS Y 2.00 CM EN TRAMSES, EN EL CASO DE QUINONES DE VARILLAS SERA 1.5 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRUESA.
- DE NINGUNA MANERA DEBERAN MODIFICARSE LAS DIMENSIONES Y LOS ARMADOS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL INGENIERO ESTRUCTURISTA.

**MATERIALES**

- SE UTILIZARA CONCRETO  $f_c=300 \text{ kg}/\text{cm}^2$  CLASE 1.
- ACERO DE REFUERZO CON  $f_y=250 \text{ kg}/\text{cm}^2$  EN VARILLAS DEL #3 EN ADELANTE Y  $f_y=250 \text{ kg}/\text{cm}^2$  EN VARILLAS DEL #2.
- EL ACERO DE PRESFUERZO UTILIZADO SERA TORONES DE SIETE HILOS DE  $\phi=0.57, 270 \text{ KSI}$  DE BALAJ RELAJACION.
- EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO SERA 3/4".

**REFUERZO**

- LA SEPARACION LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA NI QUE 1.5 VECES EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO.
- LA SEPARACION VERTICAL LIBRE ENTRE LECHOS DE VARILLAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS, NI QUE 2 CM.
- NO SE PODRAN HACER PAQUETES DE MAS DE 2 BARRAS SALVO QUE SE INDICEN CLARAMENTE EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES, ESTOS PAQUETES DEBERAN QUEDAR ALDADO EN UN ANGULO DE LOS ESTRIBOS.
- EN TRAMES NO SE DEBERA SOLDAR O ACOPLAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SOLA SECCION, LA DISTANCIA ENTRE SECCIONES DONDE SE REALICEN TRASLAPES NO SERA MENOR DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRUESA.
- NO DEBERAN EFECTUARSE TRASLAPES DENTRO DE LOS NUDOS, NI EN UNA DISTANCIA DE DOS PERALTES MEDIDA A PARTIR DEL PISO DEL NUDO.
- LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS SE EMPEZARA A PARTIR DEL PASO DE LOS APYOS COLOCANDO EL PRIMER ESTRIBO A 5 CM.
- LAS LONGITUDES DE ANCLAJE RECTO Y TRASLAPES PARA VARILLAS CORRUGADAS SE ESPECIFICAN EN LA TABLA DE VARILLAS.
- SI NO SE HACE OTRA INDICACION, TODAS LAS VARILLAS TERMINADAS EN ESCUARIAS SE ANCLARAN EN LOS ELEMENTOS NORMALES COMO SE INDICA EN LA FIGURA 1.
- EL ANCLAJE DE ESTRIBOS Y GRAPAS SE HARA CON UN SOBRESA A 135 Y 180 RESPECTIVAMENTE, RESPETANDO LOS RADIOS (R) INDICADOS EN LA TABLA DE VARILLAS.

**LOSA MACIZA**

- LOS NUMEROS INDICADOS SOBRE LOS APYOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR.
- LOS NUMEROS INDICADOS EN EL CENTRO DE LOS CLAROS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO INFERIOR.
- UNA DE CADA 2 VARILLAS DEBERAN CORRERSE HASTA EL APYO, LA OTRA SE LEVANTARA EL ARMADO NEGATIVO SE COMPLETARA CON BASTONES.

TABLA DE VARILLAS $f_c=300 \text{ kg}/\text{cm}^2$									
VARILLA	$\phi$	LA1	LA2	LT1	LT2	LT3	LT4	LT5	LT6
2.5	0.79	40	30	30	40	15	10	5	4
3	0.95	50	35	35	50	20	15	5	4
4	1.27	50	40	50	50	25	15	5	5
5	1.59	60	40	60	60	30	20	10	7
6	1.91	60	50	70	100	35	25	10	8
8	2.54	75	100	100	140	50	30	10	10
10	3.18	75	110	160	160	60	40	15	13
12	3.81	110	170	170	230	70	50	15	15

(LA)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (LA2)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (LT)-LONGITUD DE TRASLAPES PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
 (LT2)-LONGITUD DE TRASLAPES PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS

**Condak**

**GIA** Ingeniería

**GIA** arquitectura

PLANTA DE REFERENCIA

ELEVACION ESQUEMATICA

TRAMES Y NERVIADURAS

NOTAS:

1- SEPARACION LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA NI QUE 1.5 VECES EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO.

2- LA SEPARACION VERTICAL LIBRE ENTRE LECHOS DE VARILLAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS, NI QUE 2 CM.

3- NO SE PODRAN HACER PAQUETES DE MAS DE 2 BARRAS SALVO QUE SE INDICEN CLARAMENTE EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES, ESTOS PAQUETES DEBERAN QUEDAR ALDADO EN UN ANGULO DE LOS ESTRIBOS.

4- EN TRAMES NO SE DEBERA SOLDAR O ACOPLAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SOLA SECCION, LA DISTANCIA ENTRE SECCIONES DONDE SE REALICEN TRASLAPES NO SERA MENOR DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRUESA.

5- NO DEBERAN EFECTUARSE TRASLAPES DENTRO DE LOS NUDOS, NI EN UNA DISTANCIA DE DOS PERALTES MEDIDA A PARTIR DEL PISO DEL NUDO.

6- LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS SE EMPEZARA A PARTIR DEL PASO DE LOS APYOS COLOCANDO EL PRIMER ESTRIBO A 5 CM.

7- LAS LONGITUDES DE ANCLAJE RECTO Y TRASLAPES PARA VARILLAS CORRUGADAS SE ESPECIFICAN EN LA TABLA DE VARILLAS.

8- SI NO SE HACE OTRA INDICACION, TODAS LAS VARILLAS TERMINADAS EN ESCUARIAS SE ANCLARAN EN LOS ELEMENTOS NORMALES COMO SE INDICA EN LA FIGURA 1.

9- EL ANCLAJE DE ESTRIBOS Y GRAPAS SE HARA CON UN SOBRESA A 135 Y 180 RESPECTIVAMENTE, RESPETANDO LOS RADIOS (R) INDICADOS EN LA TABLA DE VARILLAS.

10- LOS NUMEROS INDICADOS SOBRE LOS APYOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR.

11- LOS NUMEROS INDICADOS EN EL CENTRO DE LOS CLAROS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO INFERIOR.

12- UNA DE CADA 2 VARILLAS DEBERAN CORRERSE HASTA EL APYO, LA OTRA SE LEVANTARA EL ARMADO NEGATIVO SE COMPLETARA CON BASTONES.

PROYECTO  
**PARK TOWERS**

PLANTA DE AZOTEA (TORRE B)

ING. GRM

ING. AGS

**E-40**



**TRABES Y NERVIOS.**-  
 1-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO LONGITUDINAL DEL CUBILLO DE LOS  
 2-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO TRANSVERSAL DEL CUBILLO DE LOS  
 3-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 4-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 5-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 6-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 7-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 8-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 9-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 10-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 11-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 12-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 13-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 14-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 15-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 16-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 17-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 18-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 19-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS  
 20-SE LEVANTA EN CADA UNO DE LOS MUROS EL NERVIADO DE LOS MUROS DE LOS CUBILLOS DE LOS

**MUROS.**-  
 ■ MURO DE CARGA DE TABIQUE  
 ■ MURO DE CONCRETO

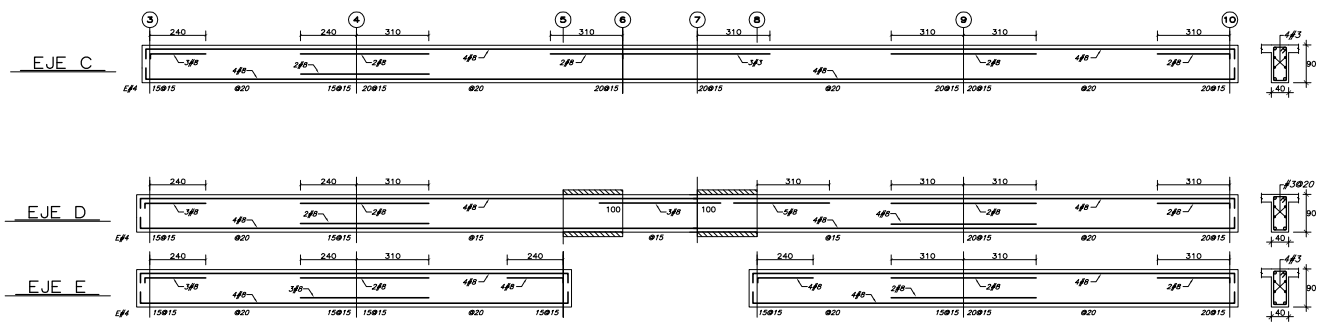
REV.	FECHA	PRIM.	MODIFICACIONES
A	20-JUNIO-09	CONSTRUCCION	
B			
C			
D			
E			

REVISION	FECHA	PRIM.	MODIFICACIONES
A	20-JUNIO-09	CONSTRUCCION	
B			
C			
D			
E			

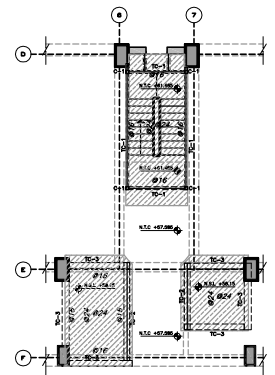
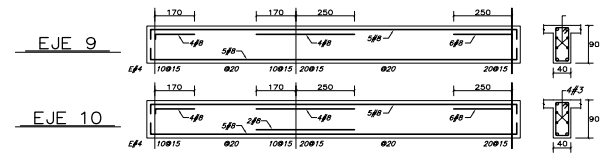
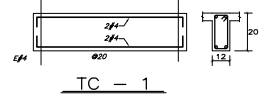
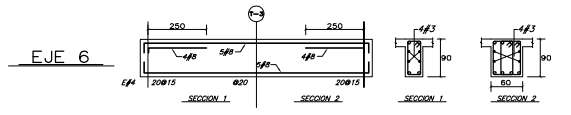
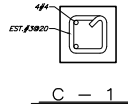
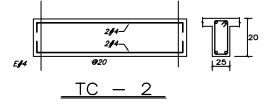
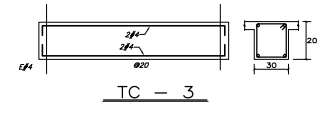
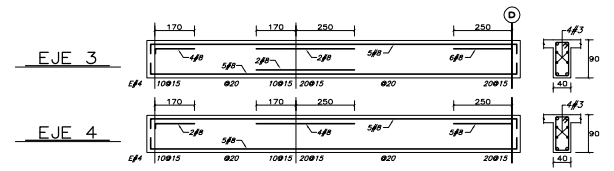
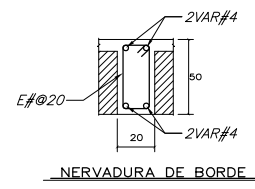
**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**  
 UBICACION:  
 AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
 No. 430, COL. SANTA CRUZ AYOTLA  
 DELEGACION BENTON JUAREZ  
 MEXICO, D. F.  
**PLANOS ESTRUCTURALES**  
**PLANTA DE AZOTEA (CORRE 0)**

ESCALA	INDICADA	ESCALA	INDICADA
1:100		1:100	
1:200		1:200	
1:500		1:500	
1:1000		1:1000	

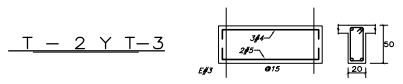
**E-41**

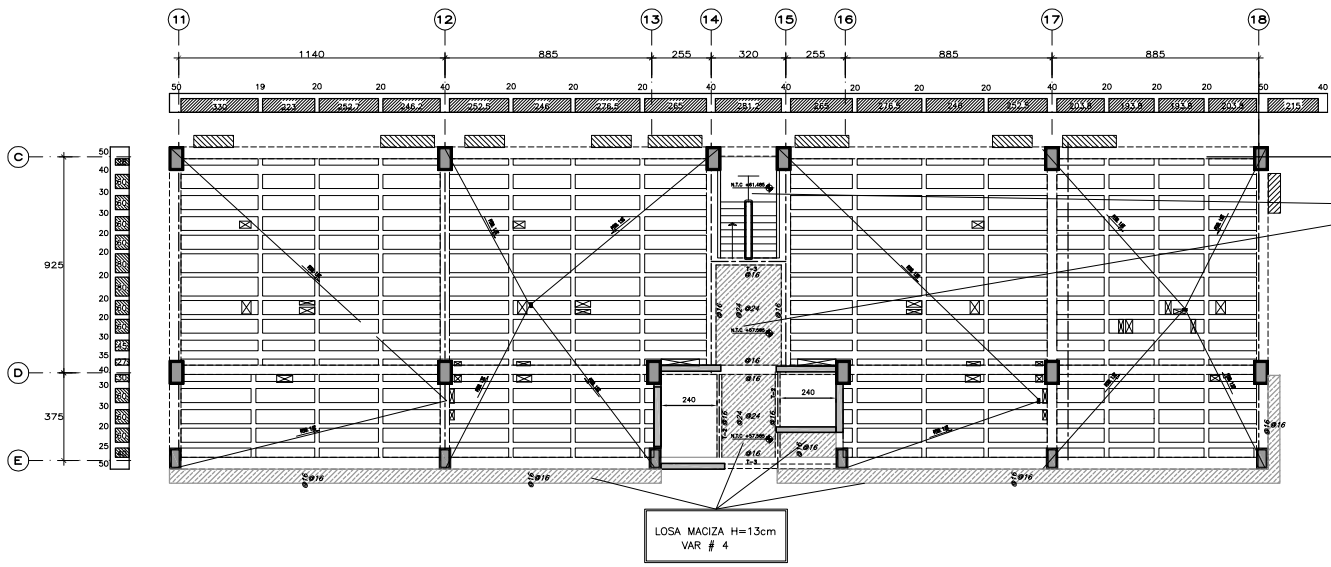


NOTA:  
 TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVIADURA DE BORDE DE 20X30.



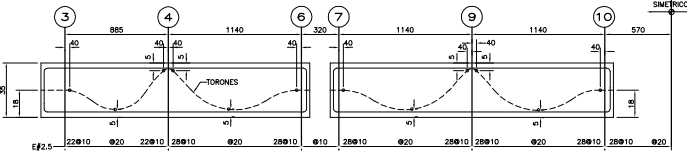
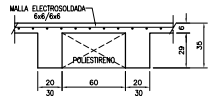
LOSAS TAPA CUBOS Y AZOTEA



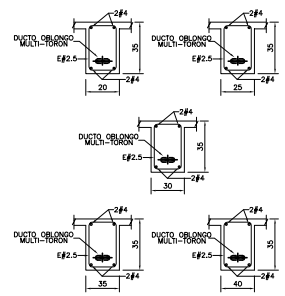


**PLANTA DE AZOTEA (TORRE A)**

**SISTEMA DE LOSA**



**NERVADURA TIPO**



**SECCIONES**

LOSA POSTENSADA		
LOSA	ACERO DE PRESFUERZO MÍNIMO kg/m <sup>2</sup>	FORMA DE TENGIDO
PLANTA BARR	5.25	AMBOS LADOS
PERIFERIOS	4.80	AMBOS LADOS
TORONES	4.80	AMBOS LADOS

**NOTAS DE ACERO DE PRESFUERZO**

- EL CABLE DE ACERO DE PRESFUERZO DEBE SER DE  $f = 1/2'$  DE BAJA RELAJACION DE ACUERDO CON LA NORMA ASTM-A416, SE GRADO 270 KSI
- EN LOS DIBUJOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES RIGEN LAS COFAS SOBRE LAS ESOLAS.
- LAS ACOTACIONES ESTAN EN CENTIMETROS Y LOS NIVELES EN METROS, EXCEPTO CUANDO SE INDICA EXPRESAMENTE EN OTROS LENGUAJES.
- EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO LIBRE NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DEL REFUERZO LONGITUDINAL NI DE 1.5cm EN LOSAS Y 2cm EN TABERES. EN EL CASO DE LOS PAQUETES DE VARILLAS SERA 1.5 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRUESA.
- DE NINGUNA MANERA DEBERAN MODIFICARSE LAS DIMENSIONES Y LOS ARMADOS DE LOS MEMBROS ESTRUCTURALES SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL INGENIERO ESTRUCTURALISTA.

**NOTAS GENERALES**

- TODAS LAS ACOTACIONES, PAGOS, FIJOS, EJES Y NIVELES, DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ESTRUCTURALES.
- EN LOS DIBUJOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES RIGEN LAS COFAS SOBRE LAS ESOLAS.
- LAS ACOTACIONES ESTAN EN CENTIMETROS Y LOS NIVELES EN METROS, EXCEPTO CUANDO SE INDICA EXPRESAMENTE EN OTROS LENGUAJES.
- EL RECUBRIMIENTO MÍNIMO LIBRE NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DEL REFUERZO LONGITUDINAL NI DE 1.5cm EN LOSAS Y 2cm EN TABERES. EN EL CASO DE LOS PAQUETES DE VARILLAS SERA 1.5 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRUESA.
- DE NINGUNA MANERA DEBERAN MODIFICARSE LAS DIMENSIONES Y LOS ARMADOS DE LOS MEMBROS ESTRUCTURALES SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL INGENIERO ESTRUCTURALISTA.

**MATERIALES**

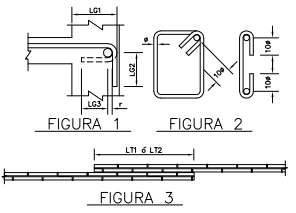
- SE UTILIZARA CONCRETO  $f_c = 300 \text{ kg/cm}^2$  CLASE 1.
- ACERO DE REFUERZO CON  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$  EN VARILLAS DEL #3 EN ADELANTE Y  $f_y = 2000 \text{ kg/cm}^2$  EN VARILLAS DEL #2.
- EL ACERO DE PRESFUERZO UTILIZADO SERA TORONES DE SIETE HILOS DE #105" 270 KSI DE BAJA RELAJACION.
- EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO SERA 3/4".

**REFUERZO**

- LA SEPARACION LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA NI QUE 1.5 VECES EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO.
- LA SEPARACION VERTICAL LIBRE ENTRE LECHOS DE VARILLAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS, NI QUE 2 cm.
- NO SE PODRAN HACER PAQUETES DE MAS DE 2 BARRAS SALVO QUE SE INDICA CLARAMENTE EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES. ESTOS PAQUETES DEBERAN QUEDAR ALIGADOS EN UN ANGULO DE LOS ESTIBOS.
- EN TRAMOS NO SE DEBERA SOLDAR O ACOPLE MAS DEL 50% DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SOLA SECCION. LA DISTANCIA ENTRE SECCIONES DONDE SE REALICEN TRASLAPES NO SERA MENOR DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRUESA.
- NO DEBERAN EFECTUARSE TRASLAPES DENTRO DE LOS NUDOS, NI EN UNA DISTANCIA DE DOS PERALTES MEDIDA A PARTIR DEL PANO DEL NUDO.
- LA SEPARACION DE LOS ESTIBOS SE EMPEZARA A PARTIR DEL PANO DE LOS APYOS COLOCANDO EL PRIMER ESTIBO A 5 cm.
- LAS LONGITUDES DE ANCLAJE RECTO Y TRASLAPES PARA VARILLAS CURVADAS SE ESPECIFICAN EN LA TABLA DE VARILLAS.
- SI NO SE HACE OTRA INDICACION, TODAS LAS VARILLAS TERMINADAS EN ESCALERAS SE ANCLARAN EN LOS ELEMENTOS NORMALES COMO SE INDICA EN LA FIGURA.
- EL ANCLAJE DE ESTIBOS Y ORAPAS SE HARA CON UN DOBLEZ A 135° Y 180° RESPECTIVAMENTE, RESPECTANDO LOS RADIOS (R) INDICADOS EN LA TABLA DE VARILLAS, SEGUIDO DE UN TRAMO RECTO DE 10cm COMO SE INDICA EN LA TABLA DE VARILLAS.

**LOSA MACIZA**

- LOS NUMEROS INDICADOS SOBRE LOS APYOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR.
- LOS NUMEROS INDICADOS EN EL CENTRO DE LOS CLAROS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO INFERIOR.
- UNA DE CADA 2 VARILLAS DEBERAN CORRERSE HASTA EL APYO, LA OTRA SE LEVANTARA EL ARMADO NEGATIVO SE COMPLETARA CON BASTONES.



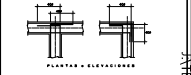
VARILLA	Ø	A <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	LA1	LA2	L1	L2	L3	L4	L5	L6	r
2.5	0.79	0.49	30	30	30	40	15	10	5	4	
3	0.95	0.71	30	35	35	50	20	15	5	4	
4	1.27	1.27	30	40	50	65	25	15	5	5	
5	1.59	1.98	40	60	60	80	30	20	10	7	
6	1.91	2.85	50	70	70	100	35	25	10	8	
8	2.54	5.07	75	100	100	140	50	30	10	10	
10	3.18	7.92	110	150	150	200	60	40	15	13	
12	3.81	11.40	150	200	200	270	70	50	20	15	

(L1)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
(L2)-LONGITUD DE ANCLAJE PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
(L3)-LONGITUD DE TRASLAP PARA VARILLAS CON MENOS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS  
(L4)-LONGITUD DE TRASLAP PARA VARILLAS CON MAS DE 30 cm DE CONCRETO BAJO ELAS



**ELEVACION ESQUEMATICA**

**TUBOS Y HERRAJES**  
**TUBOS:**  
- SE DEBE USAR TUBOS DE ACERO DE ALTA RESISTENCIA CON EL DIAMETRO NOMINAL DE 1.5 VECES EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO.  
- EN LOS DIBUJOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES RIGEN LAS COFAS SOBRE LAS ESOLAS.  
**HERRAJES:**  
- LAS VARILLAS DE UN MISMO GRUPO DEBEN QUEDAR ALIGADAS EN UN ANGULO DE LOS ESTIBOS.  
- EN TRAMOS NO SE DEBERA SOLDAR O ACOPLE MAS DEL 50% DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SOLA SECCION. LA DISTANCIA ENTRE SECCIONES DONDE SE REALICEN TRASLAPES NO SERA MENOR DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRUESA.



**MUROS:**  
- MURO DE CARGA DE TABIQUE  
- MURO DE CONCRETO

**CUADRO DE MODIFICACIONES**

NO.	FECHA	FECHA	MODIFICACIONES
1	20-ABRIL-00		CONSTRUCCION
2			
3			
4			
5			
6			

**PROYECTO PARK TOWERS**

AV. BOGOTAPETEL (EJE 8 SUR)  
NO. 400 DEL SANTA CRUZ ATYCA  
DELEGACION BENTON JUAREZ  
MEXICO, D. F.

**PLANOS ESTRUCTURALES**

PLANTA DE AZOTEA (TORRE A)

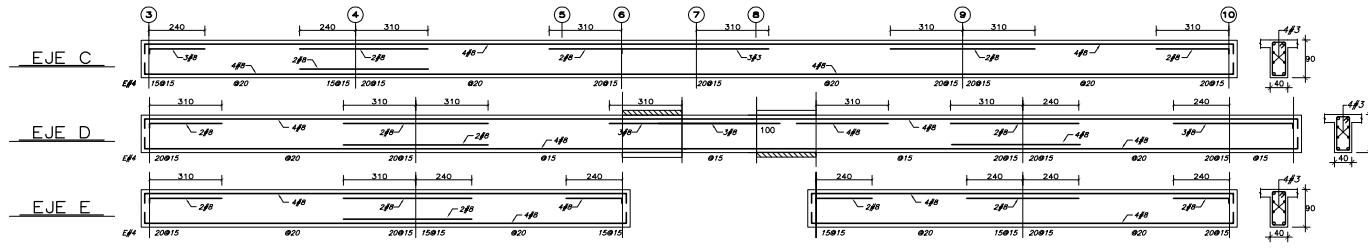
ESCALA: 1/50

INDICADA: JUNIO 2000

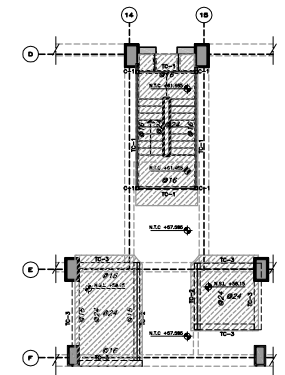
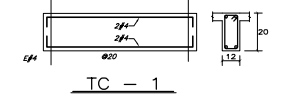
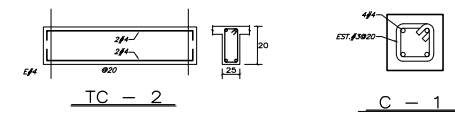
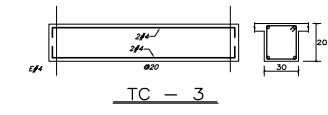
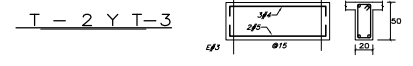
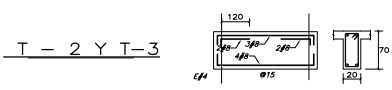
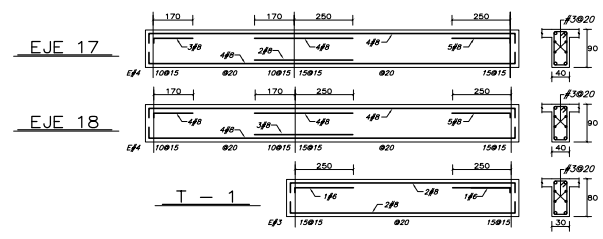
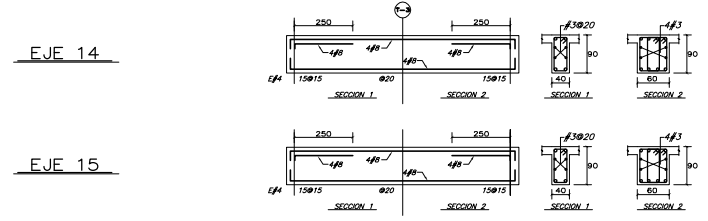
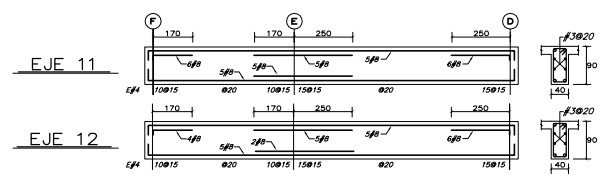
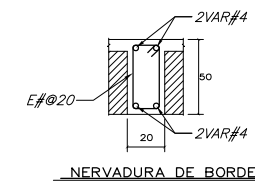
ING. GRM

ING. AGS

**E-42**



NOTA:  
TODOS LOS DUCTOS SE REMATAN CON UNA NERVADURA DE BORDE DE 20X30.



LOSAS TAPA CUBOS Y AZOTEA



**GIA**  
Ingeniería

**GIA**  
arquitectura



**TRABES Y NERVADURAS-**  
1- LAS TRABES DE CARGA DE MENOR LONGITUD SON...  
2- LAS TRABES DE CARGA DE MAYOR LONGITUD SON...  
3- LAS NERVADURAS DE MENOR LONGITUD SON...  
4- LAS NERVADURAS DE MAYOR LONGITUD SON...  
5- LAS NERVADURAS DE MENOR LONGITUD SON...  
6- LAS NERVADURAS DE MAYOR LONGITUD SON...

**MUROS-**  
■ MURO DE CARGA DE TABIQUE  
■ MURO DE CONCRETO

REV.	FECHA	PROY.	MODIFICACIONES
A	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
B			
C			
D			
E			

NO.	FECHA	PROY.	MODIFICACIONES
1	20-JUNIO-09		CONSTRUCCION
2			
3			
4			
5			

**PROYECTO**  
**PARK TOWERS**  
UBICACION:  
AV. POPocatepetl (EJE 8 SUR)  
NO. 430, COL. SANTA CRUZ AYOTLA,  
DELEGACION BENTON JUAREZ,  
MEXICO, D. F.  
**PLANOS ESTRUCTURALES**  
PLANTA DE AZOTEA (TORRE B)

ESCALA	INDICADA	ESCALA	INDICADA
PLANTA	1:100	SECCION	1:20
PLANTA	1:100	SECCION	1:20
PLANTA	1:100	SECCION	1:20
PLANTA	1:100	SECCION	1:20

**E-43**

## CAPITULO V

### PARAMETROS DE OBRA

#### V.1 Detalles Constructivos

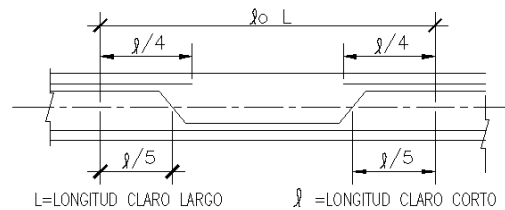
Un buen diseñador sabe que el diseño no solo consiste en proporcionar secciones que brinden una seguridad estructural adecuada. Algunos de los aspectos igualmente importantes son la economía global y la facilidad de construcción. El uso de los programas para la elaboración del análisis estructural y las diferentes paqueterías que existen el día de hoy para la ejecución de cálculos con mayor exactitud en el menor tiempo posible, son solo herramientas utilizadas por el ingeniero hábil en el proceso de diseño, todas estas constituyen un requisito necesario pero insuficiente para un buen diseño. Esto puede suceder cuando una estructura perfectamente analizada queda representada por dibujos no muy bien detallados.

El detallado consiste en la preparación de dibujos donde se indiquen la colocación del armado, dimensiones de piezas, tablas de varillas, traslapes, etc. con la finalidad de que el proceso de razonamiento y análisis queden correctamente impresos, y al final se logre traducir en una estructura exitosa.

En los planos estructurales se incluyeron esquemas que facilitan la labor del constructor y que garantizan que los elementos estructurales trabajen tal y como fueron idealizados. Algunos ejemplos se muestran a continuación:

#### LOSA MACIZA.-

- 1.-LOS NUMEROS INDICADOS SOBRE LOS APOYOS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO SUPERIOR
- 2.-LOS NUMEROS INDICADOS EN EL CENTRO DE LOS CLAROS CORRESPONDEN A SEPARACIONES DE VARILLAS QUE SE COLOCARAN EN EL LECHO INFERIOR.



- 3.-UNA DE CADA 2 VARILLAS DEBERAN CORRERSE HASTA EL APOYO, LA OTRA SE LEVANTARA EL ARMADO NEGATIVO SE COMPLETARA CON BASTONES.

Fig. Bayoneteo y colocación de bastones en una losa maciza del vestíbulo.

DETALLES DE REFUERZO		f <sub>c</sub> =250 kg/cm <sup>2</sup>	f <sub>y</sub> =4200 kg/cm <sup>2</sup>				
#	r	lt	lg	lt	lg	lt	lg
3	5	45	20	5	12	4	10
4	6	60	26	7	16	5	13
5	7	75	32	9	19	7	16
6	9	90	39	11	23	8	19
8	12	151	52	14	31	10	19
10	14	--	64	18	38	13	--
12	17	--	77	21	46	16	--

DETALLES DE SOLDADURA	
<p>1) Las preparaciones A) y B) se emplean en varillas que se sueldan en posición horizontal y C) y D) para varillas en posición vertical.</p> <p>2) Se utilizarán electrodos de la serie E-90u.</p> <p>3) Todos los tubos pasarán la prueba radiográfica.</p> <p>4) Se utilizará soldadura para varillas mayores del #8 pero menores del #12.</p>	<p>A) Bist en V sencilla.</p> <p>B) Bist en V doble.</p> <p>C) Bist en V sencilla.</p> <p>D) Bist en V doble.</p>

Fig. Tabla de longitud de dobleces, traslapes y soldadura para diferentes diámetros de varillas.

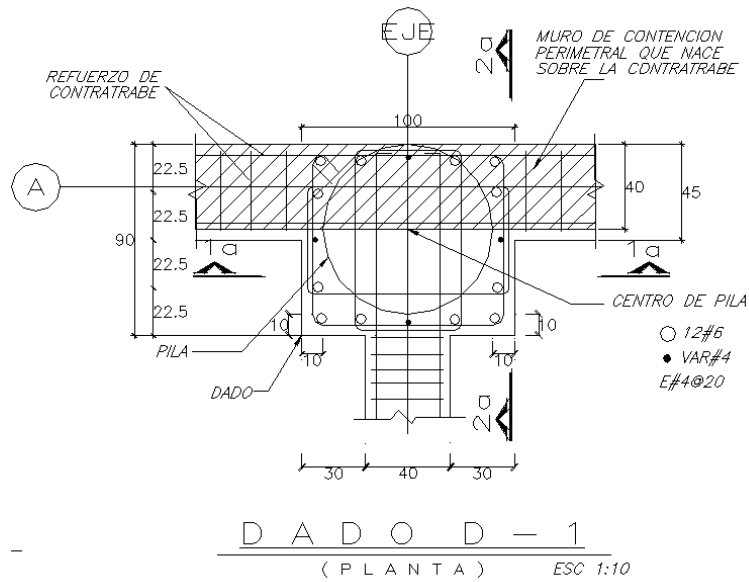


Fig. Dado de cimentación, posición de varillas, recubrimientos y dimensiones de los elementos.

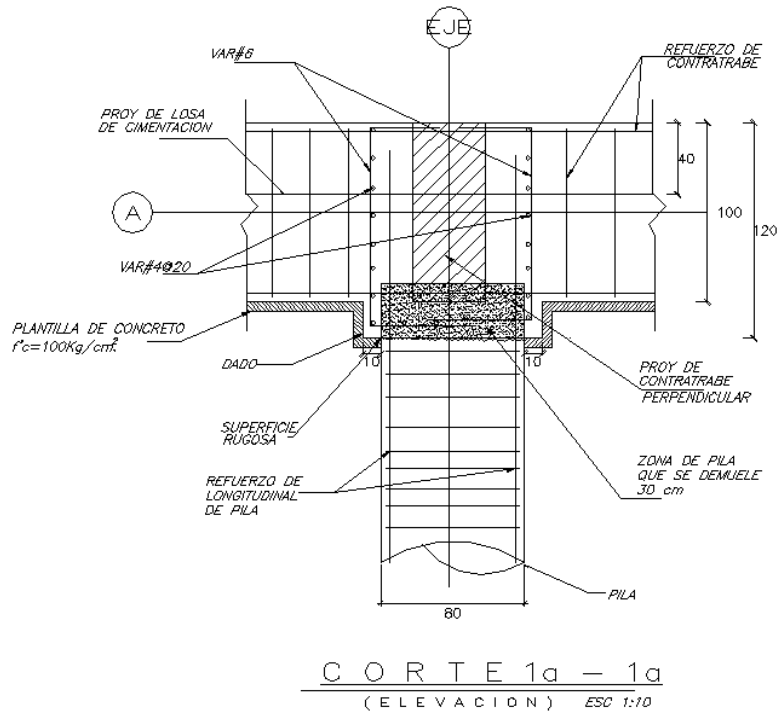
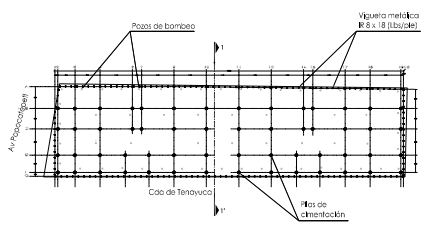
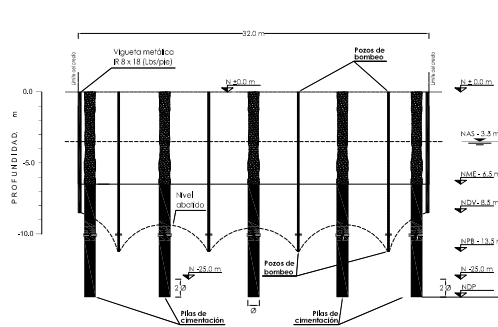


Fig. Corte de dado D-1, armado de pila, armado de dado, contratraves y longitud de descabece.

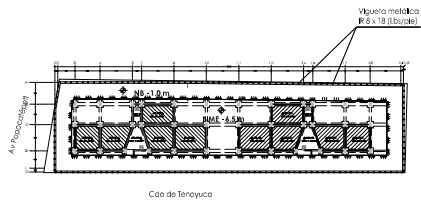
En lo relacionado con procedimientos constructivos, se anexa el plano que detalla cómo se llevara a cabo la excavación para la construcción de los sótanos y la cimentación.



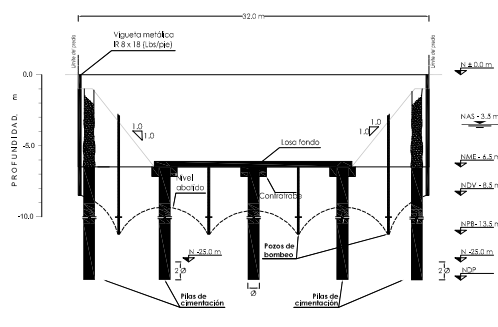
A) Perforación e hincado de viguetas; perforación y colado de pilas de cimentación; instalación de pozos de bombeo.



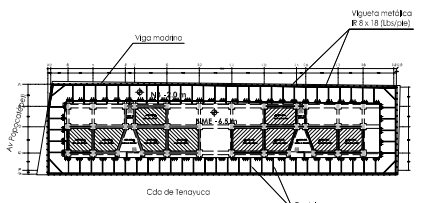
SECCIÓN 1-1'



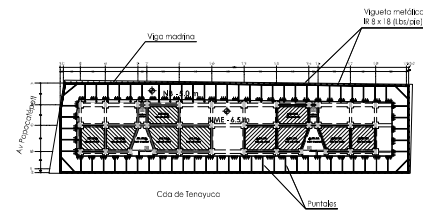
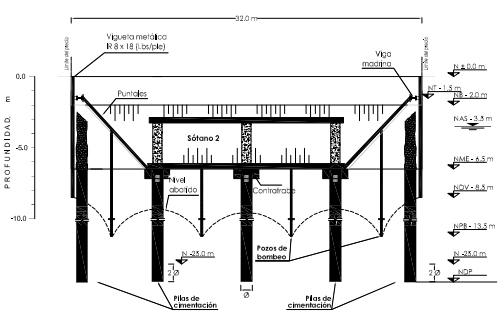
B) Excavación del núcleo central y construcción del sótano 2.



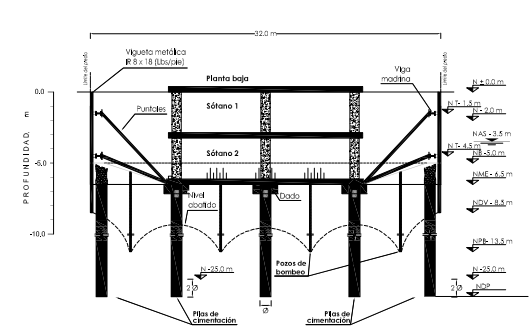
SECCIÓN 1-1'



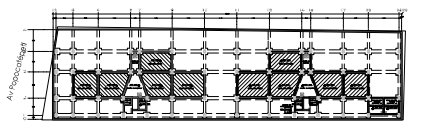
C) Excavación de la bermá hasta -2.0 m; colocación de viga madrina y segundo nivel de apuntalamiento; construcción de planta baja.



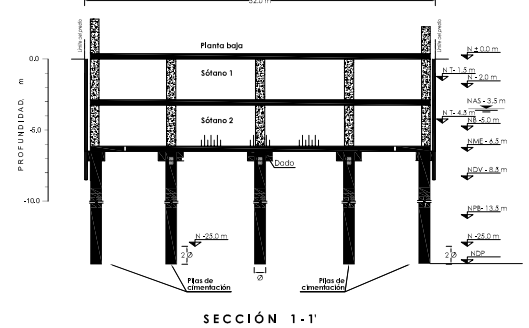
D) Excavación de la bermá hasta -3.0 m; colocación de viga madrina y segundo nivel de apuntalamiento; construcción de planta baja.



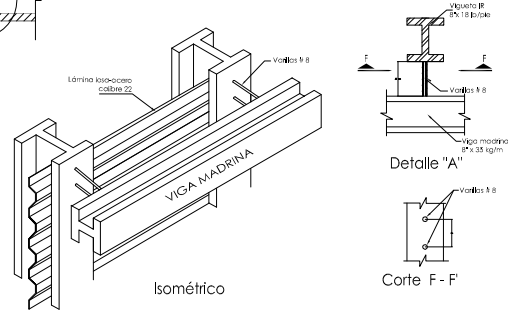
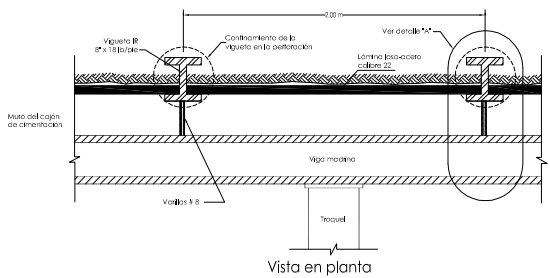
SECCIÓN 1-1'



E) Excavación de la totalidad de la bermá; construcción de la estructura hasta los primeros entre los puntos; para posteriormente retirarlos; sellado de pozos de bombeo.



SECCIÓN 1-1'



## V.2 Estimación de costos.

Además de la fácil construcción, otro aspecto importante a considerar en la búsqueda de un diseño exitoso, es el aspecto económico. En la actualidad la diversa gama de materiales y sistemas estructurales favorecen este aspecto.

Para las estructuras de concreto reforzado, los dos índices importantes para la estimación de los costos de obra son: las toneladas de acero y m<sup>3</sup> de concreto. El cociente de estas dos cantidades nos brinda una densidad que varía de acuerdo a la magnitud de la obra, el lugar donde se ubica, y el uso que se le dará a la estructura. En algunos casos y con ayuda de la experiencia, la magnitud de esta cantidad puede reflejar de manera muy aproximada, si la estructura es realmente costeable con el sistema estructural propuesto.

Con ayuda de algunos datos arrojados directamente por el programa de análisis y conociendo las propiedades de los materiales, podemos estimar algunas cantidades importantes que sirven como parámetro para la estimación de costos de obra.

### *Cantidades de concreto*

Cantidades de concreto en columnas				
Seccion	Longitud (m)	Volumen (m3)	Peso Total (ton)	# Piezas
80x120	1072	1029	2470	304
60x100	950	570	1368	288
50x90	356	160	384	108
<b>TOTALES =</b>	<b>2378</b>	<b>1759</b>	<b>4222</b>	<b>700</b>
Cantidades de concreto en trabes				
Seccion	Longitud (m)	Volumen (m3)	Peso Total (ton)	# Piezas
50x90	3420	1539	3694	404
40x90	3989	1436	3446	558
<b>TOTALES =</b>	<b>7409</b>	<b>2975</b>	<b>7140</b>	<b>962</b>
<b>Tabla de resumen</b>				
Columnas	1759	m3		
Trabes	2975	m3		
<b>Total de concreto a utilizar =</b>	<b>4734</b>	<b>m3</b>		

Considerando que el concreto con las características necesarias tiene un precio de \$ 1350/m<sup>3</sup> colocado, el costo total del concreto a utilizar en trabes y columnas para esta obra será de aproximadamente:

$$\$ = 1350 \times 4734$$

**\$= 6,390,900.000 (seis millones trescientos noventa mil novecientos pesos)**



*Cantidades de acero.*

Para determinar las cantidades de acero que se ocuparan en trabes y columnas, se sumo el total de  $\text{cm}^2$  de acero requerido por el análisis, para cada elemento estructural. El acero total para cada sección se dividió entre el número de piezas, para así obtener una cantidad de acero promedio en cada elemento. El acero promedio se transformo en una cantidad de varillas del #10, la cual al ser multiplicada por la longitud total de las piezas y por su peso, obtuvimos los kilos totales de acero para cada sección de trabes y columnas.

Finalmente al dividir los kilos de acero entre los  $\text{m}^3$  de concreto, se obtuvieron las densidades mencionadas en las siguientes tablas:

<b>DENSIDADES DE ACERO EN COLUMNAS</b>										
Seccion	Acero req por el analisis (cm2)	# Piezas	As/Pieza	#var 10	Longitud total de columnas (m)	Longitud total de varillas	Peso de la varilla	Kilos de acero	m3 de concreto	Densidad
80x120	43732	304	144	18	1072	19471	6.22	121112	1029	118
60x100	24036	288	83	11	950	10011	6.22	62267	570	109
50x90	6689	108	62	8	356	2784	6.22	17316	160	108
										<b>promedio= 112</b>
<b>DENSIDADES DE ACERO EN TRABES</b>										
Seccion	Acero req por el analisis (cm2)	# Piezas	As/Pieza	#var 10	Longitud total de columnas (m)	Longitud total de varillas (m)	Peso de la varilla (kg/m)	Kilos de acero	m3 de concreto	Densidad (kg/m3)
50x90	35262	404	87	11	3420	37690	6.22	234432	1539	152
40x90	36743	558	66	8	3989	33165	6.22	206286	1436	144
										<b>promedio= 148</b>

Las densidades obtenidas son únicamente del refuerzo longitudinal de trabes y columnas, el refuerzo transversal se estimo llegando a los siguientes valores por concepto:

$$\begin{aligned} \text{Trabes} &= 250 \text{ kg/m}^3 \\ \text{Columnas} &= 150 \text{ kg/m}^3 \end{aligned}$$

Por lo tanto las cantidades acero longitudinal y transversal son:

*Trabes*

$$2975 \text{ m}^3 \times 250 \text{ kg/m}^3 = 743750 \text{ kg} = 743.750 \text{ ton}$$

*Columnas*

$$1759 \text{ m}^3 \times 150 \text{ kg/m}^3 = 263850 \text{ kg} = 263.850 \text{ ton}$$

Toneladas de acero en trabes y columnas= 1007.6 ton

Considerando un precio de \$10,900.00 por tonelada de varilla, el costo total del acero de refuerzo en trabes y columnas seria aproximadamente de :

$$1007.6 \times 10,900 = 10,982,840.00$$

*\$ acero de refuerzo = 10, 982,840.00 (diez millones novecientos ochenta y dos mil ochocientos cuarenta pesos)*

En este análisis de costos únicamente se incluyeron trabes y columnas, es decir el análisis de la cimentación, las losas nervadas del Sótano y Planta Baja, así como las losas postensadas de los niveles superiores, quedaron fuera del alcance del presente trabajo, debido a que los costos obtenidos para el concreto y el acero de refuerzo son aproximados y únicamente representan las bases para la obtención de un paramétrico.

Las cantidades obtenidas también son un indicador de viabilidad del sistema estructural planteado inicialmente, por lo que en ocasiones suele en este punto venirse abajo esta propuesta, para dar pie a una solución alternativa que comulgue con las necesidades arquitectónicas, estructurales y financieras.

Para el proyecto planteado en este escrito, las densidades obtenidas resultaron razonables para el contratista, y ellos serian los encargados de la elaboración del catalogo de conceptos de obra, que finalmente les arrojaría un numero más detallado y extraído directamente de los planos estructurales.

### V.3 Notas y Recomendaciones.

Adicional a los detalles constructivos que se deben presentar en los planos estructurales, es importante siempre agregar notas y recomendaciones escritas, que dejen en claro todas las características de los materiales que se consideraron en el análisis estructural, así como también algunos de los requisitos mínimos que establecen las NTCDC para el armado de losas, trabes y columnas.

El constructor tiene la responsabilidad de leer adecuadamente estas notas y verificar que se cumplan por medio de una supervisión constante y pruebas de laboratorio específicas. A continuación se presentan las notas generales indicadas en este proyecto:

#### *NOTAS GENERALES*

TODAS LAS ACOTACIONES, PAÑOS FIJOS, EJES Y NIVELES, DEBERAN VERIFICARSE CON LOS PLANOS ARQUITECTÓNICOS.

- 2.- EN LOS DIBUJOS DE LOS DIFERENTES ELEMENTOS ESTRUCTURALES RIGEN LAS COTAS SOBRE LA ESCALA.
- 3.- LAS ACOTACIONES ESTAN EN CENTIMETROS Y LOS NIVELES EN METROS, EXCEPTO CUANDO SE INDICAN EXPLICITAMENTE EN OTRAS UNIDADES.
- 4.- EL RECUBRIMIENTO MINIMO LIBRE NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DEL REFUERZO LONGITUDINAL NI DE 1.5cm EN LOSAS Y 2cm EN TRABES; EN EL CASO DE USAR PAQUETES DE VARILLAS SERA 1.5 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRUESA.
- 5.- DE NINGUNA MANERA DEBERAN MODIFICARSE LAS DIMENSIONES Y LOS ARMADOS DE LOS MIEMBROS ESTRUCTURALES SIN AUTORIZACION POR ESCRITO DEL INGENIERO ESTRUCTURISTA.

#### *MATERIALES*

- 1.- SE UTILIZARA CONCRETO  $f'c=300$  kg/cm<sup>2</sup> CLASE 1.
- 2.- ACERO DE REFUERZO CON  $f_y=4200$  kg/cm<sup>2</sup> EN VARILLAS DEL #3 EN ADELANTE Y  $f_y=2530$  kg/cm<sup>2</sup> EN VARILLAS DEL #2.
- 3.- EL ACERO DE PRESFUERZO UTILIZADO SERA TORONES DE SIETE HILOS DE  $\phi=0.5"$ , 270 KSI DE BAJA RELAJACION.
- 4.- EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO SERA 3/4".

#### *REFUERZO*

- 1.- LA SEPARACION LIBRE ENTRE BARRAS PARALELAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO NOMINAL DE LA BARRA NI QUE 1.5 VECES EL TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO.
- 2.- LA SEPARACION VERTICAL LIBRE ENTRE LECHOS DE VARILLAS NO SERA MENOR QUE EL DIAMETRO DE LAS BARRAS, NI QUE 2 cm.
- 3.- NO SE PODRAN HACER PAQUETES DE MAS DE 2 BARRAS SALVO QUE SE INDIQUE CLARAMENTE LO CONTRARIO EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES. ESTOS PAQUETES DEBERAN QUEDAR ALDOJADOS EN UN ANGULO DE LOS ESTRIBOS.
- 4.- EN TRABES NO SE DEBERA SOLDAR O ACOPLAR MAS DEL 50% DEL REFUERZO LONGITUDINAL EN UNA SOLA SECCION, LA DISTANCIA ENTRE SECCIONES DONDE SE REALICEN TRASLAPES NO SERA MENOR DE 40 VECES EL DIAMETRO DE LA BARRA MAS GRUESA.
- 5.- NO DEBERAN EFECTUARSE TRASLAPES DENTRO DE LOS NUDOS, NI EN UNA DISTANCIA DE DOS PERALTES MEDIDA A PARTIR DEL PAÑO DEL NUDO.
- 6.- LA SEPARACION DE LOS ESTRIBOS SE EMPEZARA A PARTIR DEL PAÑO DE LOS APOYOS COLOCANDO EL PRIMER ESTRIBO A 5 cms.
- 7.- LAS LONGITUDES DE ANCLAJE RECTO Y TRASLAPE PARA VARILLAS CORRUGADAS SE ESPECIFICAN EN LA TABLA DE VARILLAS.
- 8.- SI NO SE HACE OTRA INDICACION, TODAS LAS VARILLAS TERMINADAS EN ESCUADRAS SE ANCLARAN EN LOS ELEMENTOS NORMALES COMO SE INDICA EN LA FIGURA 1.
- 9.- EL ANCLAJE DE ESTRIBOS Y GRAPAS SE HARA CON UN DOBLEZ A 135° Y 180° RESPECTIVAMENTE, RESPETANDO LOS RADIOS (r) INDICADOS EN LA TABLA DE VARILLAS, SEGUIDO DE UN TRAMO RECTO DE 10 $\phi$  COMO SE INDICA EN LA TABLA DE VARILLAS.

## CAPITULO VI

### CONCLUSIONES

Para la elaboración de un proyecto ejecutivo estructural, es necesario tener siempre en mente las pretensiones arquitectónicas, con la finalidad de que la idea conceptual siempre se cumpla al finalizar la construcción del inmueble. Los audaces planteamientos arquitectónicos de la actualidad, obligan a la formación de grupos de trabajo que estén en constante comunicación, para brindar eficacia, calidad y seguridad al proyecto.

El desarrollo del presente trabajo, abre la ventana al proceso interno que da origen a los planos estructurales ejecutados en la obra. Para cada etapa se enumeran a continuación las conclusiones a las que se llegó:

- 1- La idea detallada y el éxito financiero del contratista, quedan concentrados en la elaboración de un proyecto arquitectónico que este a la altura de las necesidades y del presupuesto con el que se cuenta. Los planos arquitectónicos representan la primera fuente de información para el Ing. Estructurista, es su responsabilidad estudiarlos y analizarlos para así poder asignar el sistema estructural más conveniente que interfiera lo menos posible con la arquitectura, sin dejar de lado la seguridad.  
En la práctica se llevan a cabo innumerables reuniones entre arquitectos e ingenieros donde se libran verdaderas batallas (en el sentido profesional). En realidad las diferencias que se presentan entre arquitectura e ingeniería, no son claramente originadas por el proyecto en particular, si no obedecen a la esencia personal de la creatividad del arquitecto y la capacidad inventiva del ingeniero, que lo llevan a convertir los problemas arquitectónicos en otros que conciernen a las propiedades de los materiales, comportamiento de la estructura, etc., pero todos ellos de carácter impersonal.
- 2- Es claro que la naturaleza de muchas acciones a las que estará sometida la estructura, no son fenómenos que se puedan predecir con claridad y que por ende el RCDF y sus Normas Técnicas correspondientes establecen requerimientos mínimos de diseño que deben cumplirse. Por otro lado debe buscarse que la estimación de cargas que estarán presentes en el edificio, tengan un sustento razonable de acuerdo al uso de la estructura y en su caso solicitar la información de equipos o instalaciones especiales que pudieran afectar el comportamiento del edificio o provocar una falla local.
- 3- El edificio se dimensionó mediante el uso de una configuración estructural simétrica, de tal forma que se evitaran los efectos de torsión o mecanismos de falla contrarios al concepto “columna fuerte - viga débil”. Estos efectos como otros provenientes de irregularidades, asimetrías, distribución inadecuada de las masas, distorsionan por completo la respuesta del edificio y reducen drásticamente su capacidad de deformación inelástica, aumentando su fragilidad y probabilidad de colapso.
- 4- El uso de las poderosas herramientas de análisis y diseño, deben ir acompañados del ingenio, la creatividad y el conocimiento. El utilizar programas de análisis sin las tres cualidades mencionadas, hace que estas herramientas se vuelvan verdaderas cajas negras y que al final, muchos de los datos obtenidos sean erróneos y cuestionables. En este proyecto se trabajo con el programa de ETABS V9.2.0, con el cual se realizo un análisis sísmico modal espectral. Una de las primeras limitantes de este, como de muchos programas de análisis, se encuentra en la aplicación de los criterios sísmicos de acuerdo a la normatividad

local, en este caso el programa no considera un cortante basal mínimo y por ello se tuvo que verificar y hacer que se cumpliera incrementando las fuerzas sísmicas.

Otras de las condiciones que se revisaron fueron: la torsión y la distribución de las fuerzas sísmicas tomando como base la contribución de masas en sismo para las dos direcciones de cada torre. Estas consideraciones calculadas de manera independiente, dejan en claro el cuidado y la reserva que se debe tener al usar cualquiera de las poderosas herramientas de análisis estructural que existen el día de hoy.

- 5- Las acciones consideradas en el diseño deben ser consistentes con el nivel de riesgo sísmico de cada estructura. Para poder evaluar el riesgo y la respuesta de las dos torres, se efectuaron los trabajos requeridos para la obtención del espectro de diseño sísmico del sitio. La generación de espectros de sitio, son permitidos por las NTCDS y son de gran utilidad para evaluar no solo el efecto de los terremotos sobre las construcciones, sino también para estimar la demanda sísmica en el diseño de la estructura. Es importante para el Ingeniero Estructuralista comprender la teoría que los fundamenta, la metodología con la que se construyen, la forma práctica de aplicación, y revisar que cada elemento estructural sea capaz de alcanzar la resistencia adecuada. El espectro de diseño sugerido por el estudio realizado para este proyecto, presenta una meseta menos extensa y niveles de aceleración inferiores a los obtenidos con el espectro de diseño reglamentario correspondiente a la zona II para periodos mayores a 1.2 s.
- 6- La utilización de un factor de comportamiento sísmico ( $Q=2$ ), sugiere que el edificio tendrá cierta capacidad de deformación en el rango no lineal. Sin llegar al cumplimiento de Marcos Dúctiles que indican las NTCDS, se tuvieron en cuenta las siguientes consideraciones:
  - Secciones doblemente armadas (el acero de compresión aumenta la ductilidad).
  - Buen confinamiento del concreto mediante estribos.
  - Traslapes fuera de los nudos y alejados de zonas con grandes concentraciones de esfuerzos.
  - Continuidad del refuerzo longitudinal al interior de todas las conexiones.
- 7- Durante muchos años el diseño de algunos elementos estructurales estuvo sustentado por criterios conservadores, por lo complejo que resultaba obtener un modelo representativo adecuado para algunos casos. El diseño de pilas, ha estado regido por el concepto de “columna corta”, con lo cual se libera al elemento de toda flexión, suponiendo un confinamiento total del terreno. Con esta consideración y proponiendo un arreglo de refuerzo se obtenía la capacidad máxima de la pila y para evitar una falla en la parte superior de la pila debida al movimiento provocado por el escaso confinamiento en esta zona, se colocaban bastones a un cuarto de la longitud total y con esto se aumenta la capacidad a flexocompresión. En el presente trabajo se mostro un método alternativo que si bien no deja atrás el mencionado, brinda cierta certeza y respaldo al método de “columna corta”. El método consiste en la simulación de la rigidez lateral del terreno por medio de resortes elásticos, esta consideración fue posible gracias a la ayuda del programa de análisis y al modulo de reacción horizontal obtenido del estudio de mecánica de suelos. Al colocar las pilas restringidas por los resortes con una rigidez que varia con la profundidad, liberamos a la estructura del llamado “empotramiento” y los elementos mecánicos se transmiten directamente a las pilas, obteniendo así un diseño que está más apegado a la realidad.

- 8- Aunque no forma parte del desarrollo de este trabajo es importante mencionar que la resistencia y tenacidad deben de desarrollarse no solo en los elementos estructurales, sino también en las conexiones entre ellos. Por lo tanto los anclajes y las conexiones deben detallarse cuidadosamente para que se transmitan de manera adecuada los esfuerzos.
- 9- El proceso constructivo debe garantizar el cumplimiento de las consideraciones y criterios utilizados en el diseño. La adecuada supervisión y control de obra, son imprescindibles para el éxito del trabajo realizado en las fases de análisis, diseño y detallado.
- 10- En la actualidad las condiciones económicas del país han originado situaciones financieras complicadas para los inversionistas. Estas dificultades, aunadas a las decisiones políticas, se han visto reflejas en el ámbito de la construcción en el factor llamado “tiempo”. Hoy en día los tiempos para la elaboración y ejecución de los proyectos se tienen que apegar a programas muy cortos y determinar lo antes posible su viabilidad. Con esto en muchas ocasiones el proceso iterativo que se realiza en busca de la solución más eficiente, se ve interrumpido por el cumplimiento de fechas.
- 11- Aunado a los tiempos cortos, esta nueva forma de trabajo exige la obtención de parámetros que ayuden al contratista a tomar decisiones para beneficio de todos los intereses puestos en el proyecto. En el ámbito estructural el proporcionar cantidades de materiales y densidades de acero, se está volviendo una tarea cada vez más común, e inclusive la opinión del Ingeniero Estructuralista sobre estos valores cada vez toma más relevancia. En este contexto el papel del Ingeniero debe remontarse a las cualidades que lleva por sí mismo en el grado y recargarse en su capacidad creativa e inventiva, pero atendiendo no solo los fines que conciernen a la estructura, sino a todos los criterios técnicos, económicos y constructivos. Para que esto suceda, la participación del ingeniero debe comenzar desde la concepción misma del proyecto, dando su punto de vista en aspectos como:
  - Sugerencia de claros entre columnas.
  - Posibles peraltes de losas y trabes
  - Apoyos requeridos.
  - Separación de colindancias.
  - Procedimientos constructivos.
  - Elementos que pueden aprovecharse para rigidizar la estructura.
  - Eliminación de factores que pueden ocasionar asimetrías o irregularidades.
  - Sugerir un estudio para la determinación del espectro de sitio.

Estos son solo algunos de los tantos puntos en los que podría intervenir el ingeniero en la etapa conceptual del proyecto, y con ello sin duda se agilizaría la etapa del diseño y análisis estructural.

## **BIBLIOGRAFIA**

- **Gobierno del Distrito Federal, (2004)** “Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal,” Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, D.F.
- **Gobierno del Distrito Federal, (2004)** “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto,” Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, D.F.
- **Gobierno del Distrito Federal, (2004)** “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo,” Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, D.F.
- **Gobierno del Distrito Federal, (2004)** “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto,” Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, D.F.
- **Gobierno del Distrito Federal, (2004)** “Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones,” Gaceta Oficial del Gobierno del Distrito Federal, México, D.F.
- **Meli Piralla R., (2001)** “Diseño estructural,” Editorial Limusa, primera reimpresión de la segunda edición, México.
- **González Cuevas y Robles Fernández, (2005)** “Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado”. Editorial Limusa, México.
- **Santiago Loera y Carlos Javier Mendoza, (1991)** “Comentarios, Ayudas de Diseño y Ejemplos de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, DDF” Instituto de Ingeniería UNAM, México.
- **American Concrete Institute ACI-318-05, (2005).** “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary” ACI Committee 318
- **Arthur H. Nilson** “Diseño de Estructuras de Concreto Preesforzado” Editorial Limusa, México.