



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES
ARAGON

“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LA TIENDA
COMERCIAL DE PALACIO DE HIERRO EN PLAZA ALTABRISA
DE VILLAHERMOSA, ESTADO DE TABASCO”

PRESENTACION DE UN CASO PRACTICO

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

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

P R E S E N T A

MAURICIO QUIROZ SÁNCHEZ

ASESOR:

ING. RICARDO HERAS CRUZ.



MÉXICO 2015



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

Dedicatorias

Dedico este trabajo: al esfuerzo de cada *Universitario* que pone en alto el nombre y prestigio de esta máxima casa de estudios; “**Universidad Nacional Autónoma de México**”.

Con ello inspiremos a las nuevas generaciones a enaltecer el orgullo de pertenecer a esta. Dejando una huella en cada lugar donde ejerzamos nuestra profesión y ante todo prestar también nuestro sentido humano a la comunidad.

Porque con orgullo debemos decir: “Soy Universitario”, “Soy UNAM”.

Agradecimientos

Agradezco a mis padres Jesús Quiroz Martínez y Yolanda Sánchez, quienes me dieron la vida y con ello existo.

Agradezco a mis hermanas Liliana Quiroz Sánchez y Georgina Quiroz Sánchez por su sincero apoyo.

Agradezco a mi Esposa Adriana Lagunas Nájera por el apoyo incondicional, paciencia y amor infinito para que pudiera lograr este objetivo “titularme”; demostrándome la gran capacidad del ser humano por ofrecer ayuda cuando uno lo requiere e impulsar y/o redirigir el curso del camino.

Agradezco a todas las almas bondadosas que me tendieron la mano cuando necesité, también el hacerme creer en las grandes posibilidades de terminar un paso más en mi vida académica.

Agradezco al Grupo Rioboo por permitirme laborar en su prestigiado despacho en donde me he desarrollado en el ámbito profesional y personal.

“¡Actúa en vez de suplicar. Sacrificate sin esperanza de gloria ni recompensa! Si quieres conocer los milagros, hazlos tú antes. Sólo así podrá cumplirse tu peculiar destino.”

Ludwig van Beethoven



Objetivo.....	1
Introducción.....	1
I Antecedentes.....	3
I.1 Descripción.....	4
II Estudios.....	5
II.1 Mecánica de suelos.....	5
II.1.1 Trabajos de Campo y Laboratorio.....	5
II.1.1.1 El sitio y sus alrededores.....	5
II.1.1.2 Exploración geotécnica.....	6
II.1.1.3 Pruebas y ensayos de laboratorio.....	8
II.1.2 Modelo geotécnico.....	8
II.1.2.1 Marco geológico.....	9
II.1.2.2 Estratigrafía y propiedades.....	10
II.1.2.3 Condiciones piezométricas.....	15
II.1.2.4 Consideraciones sísmicas.....	15
II.1.3 Análisis geotécnico.....	18
II.1.3.1 Solución de cimentación.....	18
II.1.3.2 Capacidad de carga.....	19
II.1.3.3 Parámetros de diseño.....	22
II.1.3.4 Asentamientos.....	26
II.1.3.5 Módulos de reacción.....	28
II.1.3.6 Procedimiento constructivo para las pilas.....	31
II.1.3.6 Recomendaciones.....	32
III Materiales.....	35
III.1.1 Concreto.....	35
III.1.1.1 Materiales componentes para concretos clase 1 y 2.....	35
III.1.1.2 Resistencia a compresión.....	36
III.1.1.3 Resistencia a tensión.....	36
III.1.1.4 Módulo de elasticidad.....	38
III.1.1.5 Contracción por secado.....	38
III.1.1.6 Deformación diferida.....	38
III.1.2 Acero.....	38
III.1.2.1 Acero de refuerzo.....	38
III.1.2.2 Acero de Presfuerzo.....	39
III.1.2.3 Modulo de elasticidad del Acero.....	39
IV. Estructuración.....	41
V. Cargas.....	55



V.1 Acciones de diseño.....	55
V.2 Acciones permanentes.....	56
V.2.1. Cargas muertas.....	56
V.2.1.1 Definición y evaluación.....	56
V.2.1.2 Peso muerto de losas de concreto.....	56
V.2.1.3 Empujes estáticos de tierras y líquidos.....	57
V.3 Cargas variables.....	57
V.3.1 Cargas vivas.....	57
V.3.1.1 Definiciones.....	57
V.4.1 Viento.....	60
V.4.1.1 Criterios de diseño.....	60
V.4.1.2 Clasificación de las estructuras.....	61
V.4.1.2.1 De acuerdo con su importancia.....	61
V.4.1.2.2 De acuerdo con su respuesta ante la acción del viento.....	61
V.4.1.2.2.1 Tipo 1.....	61
V.4.1.2.2.2 Tipo 2.....	62
V.4.1.2.2.3 Tipo 3.....	62
V.4.1.2.2.4 Tipo 4.....	62
V.4.1.3 Efectos a considerar.....	63
V.5 Sismo.....	63
V.5.1 Diseño óptimo.....	63
V.5.1.1 Espectros para diseño de estructuras.....	65
V.5.1.2 Factor de comportamiento sísmico Q.....	66
V.5.1.3 Valores de Q y Q' a emplear para fines de diseño.....	68
V.5.2. Elección del tipo de análisis.....	70
V.5.2.1. Método simplificado.....	71
V.5.2.2. Análisis estático.....	72
V.5.2.1.1. Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental de la estructura.....	72
V.5.2.1.2. Valuación de fuerzas sísmicas estimando el periodo fundamental de la estructura.....	73
V.5.2.1.3. Momentos torsionantes.....	74
V.5.2.1.4. Momentos de volteo.....	74
V.5.3 Análisis dinámico.....	75
V.5.3.1 Análisis modal espectral.....	75
V.5.3.2 Revisión por cortante basal.....	76
VI. Geometría de la Estructura.....	81
VI.1. Cimentación.....	81
VI.1.2 Dimensionamiento.....	82



VI.2 Pilas.....	83
VI.3 Zapatas “Candelero”	84
VI.4 Columna Prefabricada.....	87
VI.5 Trabes Portante Prefabricada	90
VI.6 Trabe Tipo Doble “T” Prefabricada	91
VI.7 Muro de Rigidez	92
VI.8 Sistema de Piso.....	93
VII Análisis Estructural.....	93
VII.1 Análisis	93
VII.1.1 Intensidades de diseño	94
VII.1.2 Intensidad máxima.....	94
VII.1.3 Intensidad instantánea.....	95
VII.1.4 Intensidad media.....	95
VII.1.5 Intensidad mínima	95
VII.2 Acciones accidentales.....	95
VII.3 Combinaciones de acciones.....	95
VII.4 Factores de carga	97
VII.5 Análisis sísmico estático	98
VII.6 Centro geométrico y centro de masas	100
VII.7 Periodo Fundamental de la Estructura	100
VII.8 Revisión del Cortante Basal	101
VII.9 Diseño de trabes de concreto reforzado	103
VII.10 Diseño de columnas	108
VII.11 Diseño de elementos de concreto presforzado.....	113
VIII.1 Diseño estructural de pilas	116
VIII.2 Diseño estructural de candelero	119
VIII.3 Diseño estructural columna.....	122
Conclusiones.....	124
Referencia Bibliográfica	125
Ilustraciones	126
Planos estructurales	128



Objetivo

Aplicar los conocimientos adquiridos en la carrera de Ingeniería Civil en específico en el área de estructuras. Determinado por los criterios de las Normas y Reglamentos Vigentes de construcción de nuestro país. En este caso una estructura que albergara a una tienda departamental en la ciudad de Villahermosa Tabasco.

Introducción

El Palacio de Hierro proyecta la construcción de una de sus tiendas departamentales en el centro comercial Plaza Altabrisa ubicada en el Periférico del sur de la ciudad de Villahermosa de Estado de Tabasco, México.

El proyecto contempla la construcción de un edificio de dos niveles de forma regular que incluye: marcos dúctiles ortogonales, el sistema de piso del primer nivel y segundo es a base de Trabes Tipo Doble "T" Presforzadas Prefabricadas, apoyadas sobre Trabes Portantes y Columnas de Concreto Reforzado Prefabricadas.

El predio en donde se pretende desplantar el centro comercial, se encuentra ubicado en la zona *B* sísmica de la república mexicana según (MDOC-DS-CFE, 2008) *Manual de Diseño de Obras Civiles, diseño por sismo*.

La Planta Baja, Primer Nivel y Segundo son de forma regular y ocupa una superficie medida en planta de aproximadamente 10,000 m² por nivel. Las alturas de entrepiso son de 6.30m. Contará con una Fachada a base de estructura metálica que revestirá al cuerpo del inmueble cuya altura cubrirá una futura ampliación con 1 nivel más. En la cabecera norte de la tienda está ubicada la zona de equipos, Montacargas y elevadores.



Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Estudios Superiores
Plantel Aragón
Ingeniería Civil



La estructuración del proyecto Arquitectónico de la Tienda departamental del Palacio de Hierro de Villahermosa Tabasco¹ se determinó hacerse prefabricado por la premura del cliente de abrir su tienda en el menor tiempo posible. Una de las ventajas de las estructuras prefabricadas con otras es el tiempo de construcción y manejar espacios más amplios, se manejan claros de 16x16 m. Solo la cimentación fue colada en sitio.



I Antecedentes

El Palacio de Hierro proyecta la construcción de una de sus tiendas departamentales en el centro comercial Plaza Altabrisa ubicada en el Periférico del sur de la ciudad de Villahermosa, estado de Tabasco.

De acuerdo con la información proporcionada, la fracción del predio donde se desarrolla el proyecto se ubica sobre la ampliación de la Avenida César Sandino y presenta una forma regular en planta con área del orden de 10,000 m², y superficie sensiblemente horizontal. Adicionalmente, se sabe que esta zona ha sido conformada mediante rellenos controlados.

El proyecto contempla la construcción de un edificio de tres niveles, de forma regular, formado por una estructura esquelética, que incluye marcos dúctiles ortogonales, constituidos por columnas y trabes de concreto presforzado; el sistema de piso será a base de losas TT.

En el presente documento se exponen los resultados obtenidos del estudio, además las condiciones sísmicas y propiedades estratigráficas que caracterizan al sitio; con base en ello se plantean las alternativas de cimentación más eficientes para la estructura proyectada, incluyendo los criterios a seguir para su diseño y construcción. Adicionalmente, se plantean los firmes de planta baja.



I.1 Descripción

- La obra se ubica en Villahermosa, Tabasco, México.
- La obra se trata de un edificio de concreto, en su mayoría prefabricado.
- El edificio consta de 2 niveles, planta baja con dimensiones de 84x119 m², primer piso con las mismas dimensiones y en azotea existen 1 cuarto de máquinas de 84x16.1 m².
- Las alturas de los entrepisos en todos los niveles son de 6.30 metros.
- En una dirección existen 6 crujías de 18m y 2 de 13.10 metros y en la otra dirección 4 crujías de 18 metros y 2 de 13.62m.
- Todas las dimensiones mencionadas en las descripciones anteriores son aproximadas, ver dimensiones exactas en proyecto arquitectónico.



II Estudios

II.1 Mecánica de suelos

II.1.1 Trabajos de Campo y Laboratorio

II.1.1.1 El sitio y sus alrededores

Como parte inicial de los trabajos y con la finalidad de asentar las características y estado que guarda actualmente el sitio, así como sus alrededores, se realizó una visita, definiendo los siguientes puntos principales.

Se estableció la localización geográfica del predio de estudio, empleando para ello un Sistema de Posicionamiento Global (GPS), determinando que las coordenadas UTM medias coincidentes con su posición corresponden a las 506493 y 1986362 del huso 15Q.

El predio presenta una forma y topografía regular, producto de su conformación mediante rellenos controlados, lo cual es característico de la plaza, ya que en el momento del estudio esta se encontraba en plena etapa de construcción de obra civil.

Se destaca que antiguamente el predio constituyó una zona inundable, como la que se observa frente al mismo y en prácticamente todo el perímetro de la plaza.

La zona muestra un incipiente desarrollo urbano, donde se observan construcciones de uso variado, desde conjuntos habitacionales formados por edificios de hasta 4 niveles, hasta industrial y comercial, estas últimas formadas por amplias estructuras de características similares a la proyectada.



Tras una inspección visual a las instalaciones municipales, vialidades y estructuras cercanas, no se observan daños que con seguridad se puedan relacionar con un comportamiento anómalo de los materiales del subsuelo.

II.1.1.2 Exploración geotécnica

Con objeto de observar las características de los rellenos superficiales y conocer la composición de los materiales del subsuelo, se realizaron los sondeos, cuya ubicación se muestra en la *ilustración 1*.

Sondeos exploratorios (S.E.)

Con los S.E. se investigaron los materiales del subsuelo hasta 36 m de profundidad, siendo 2 de ellos de 30 m. Estos sondeos se ejecutaron con la técnica de penetración estándar (SPT) siguiendo la norma establecida en el ASTM (Designation D 1585-67). Con ello se estimó, de forma cualitativa, la resistencia del suelo a la penetración N_{spt} , mediante el número de golpes necesario para hincar el penetrómetro estándar.

Adicionalmente, durante la ejecución de los S.E. se obtuvieron muestras alteradas del subsuelo de cada sitio en toda la profundidad explorada, en tramos continuos de 60 cm. Con estos sondeos se definieron las condiciones estratigráficas del sitio.

Durante la ejecución de los S.E. y posterior observación del barreno realizado, se buscó la posición del nivel de aguas freáticas utilizando para ello una sonda eléctrica.



II.1.1.3 Pruebas y ensayos de laboratorio

En todas las muestras obtenidas se efectuaron los siguientes ensayos índices:

- Contenido de humedad natural
- Contenido de finos

Con estos resultados se identificó la naturaleza de los materiales, utilizando para ello el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Adicionalmente, en muestras seleccionadas se determinaron las siguientes propiedades:

- Densidad de sólidos
- Límites de consistencia
- Peso volumétrico natural

En las muestras inalteradas se realizaron, además de las pruebas anteriores, los siguientes ensayos mecánicos:

- Compresión simple
- Compresión triaxial

Las gráficas y resultados de los ensayos efectuados en laboratorio se consignan en el Anexo II y algunos de los resultados se incluyen también en los perfiles estratigráficos.

II.1.2 Modelo geotécnico

Con base en la información recopilada, los trabajos de exploración y los resultados de laboratorio, se establecieron los tópicos geotécnicos que a continuación se describen:



II1.2.1 Marco geológico

La zona estudiada se ubica en la provincia fisiográfica denominada Llanura Costera del Golfo Sur, subprovincia de las Llanuras y Pantanos Tabasqueños. Esta provincia se caracteriza por su relieve escaso, casi plano, con altitudes menores a 100 msnm, las cuales están cortadas por amplios valles resultados de la acumulación de grande depósitos fluviales en diferentes medios, como el lacustre, palustre y litoral. Este relieve presenta extensas planicies de inundación y lagunas (*Ilustración 2*).



Ilustración 2. Mapa geológico del sitio de estudio.

La Llanura Costera es una planicie sedimentaria cuyo origen está íntimamente relacionado con la regresión del Atlántico, iniciada desde el terciario inferior y debida al relleno gradual de la cuenca oceánica, donde fueron depositados grandes volúmenes de materiales provenientes del continente. El rejuvenecimiento continuo de la plataforma costera ha permitido la erosión subsecuente de los depósitos marinos terciarios que actualmente tienen poca elevación sobre el área.

Superficialmente la mayor parte de esta provincia está cubierta por depósitos del cuaternario, que no han sufrido deformaciones ni dislocaciones. En el subsuelo se han descubierto grandes estructuras subyacentes a los sedimentos terciarios; estas



estructuras se suponen como prolongaciones del subsuelo del sistema estructural de las Sierras de Chiapas y Guatemala.

La región está drenada por un sistema sub-paralelo, donde las corrientes fluyen hacia el oriente, con desarrollo de pequeños meandros, al acercarse a sus desembocaduras en el Golfo de México.

II.1.2.2 Estratigrafía y propiedades

El subsuelo del sitio se ve caracterizado por una capa de rellenos controlados, con espesor de hasta 5 m, bajo los cuales se presenta una serie de materiales areno-arcillosos, con algunas gravas aisladas cuyo espesor se ubica en el rango de 15 a 19 m; esta capa presenta un estado medianamente compacto. Finalmente y hasta la máxima profundidad explorada se presenta una unidad arcillosa ligeramente arenosa de consistencia muy dura.

En la *ilustración 3* se muestra un esquema de la disposición de estas unidades y una descripción detallada, se presenta a continuación.

Rellenos controlados

Prácticamente la totalidad del área de proyecto está conformada por rellenos controlados, los cuales están formados por una arena arcillosa color café con gravas, colocados sobre una capa de rezaga.

La humedad que manifiestan éstos materiales se ubica en el intervalo del 18 al 25%, la cual se asume corresponde con la óptima de compactación. Por su parte, la composición



granulométrica está caracterizada grosso modo por un 15% de finos, 70% de arenas y 15% de gravas. Sin embargo es posible observar variaciones de hasta el 20% en cualquiera de ellos.

Durante la prueba SPT se determinaron valores de resistencia N_{spt} , generalmente mayores a 50 golpes; ello indica que el proceso de colocación y compactación de estos materiales fue adecuado.

Los resultados de los ensayos de laboratorio practicados en muestras inalteradas obtenidas de ésta unidad en estudios antecedentes, acusan los siguientes parámetros geotécnicos:

Tabla 1. (*Propiedades geotécnicas y mecánicas de sondeos*)

Propiedades		SM-1	SM-2	SM-3	Unidades
Profundidad	z	1.70	1.50	1.60	m
Peso volumétrico	γ_m	1.551	1.633	1.677	t/m ³
Resistencia a la compresión simple	θ_v	7.5	17.4	11.7	t/m ²
Angulo de fricción interna	ϕ_{uu}	15	13	24	grados
Cohesión aparente	χ_{uu}	4.4	6.1	5.0	t/m ²
Módulo de deformación elástica	M_ε	0.00523	0.0081	0.0037	cm ² /kg

Se destaca que previo a la colocación de estos rellenos se tendió sobre el terreno natural despalmado, una capa de rezaga, formada por fragmentos rocosos, con espesor variable, detectando un máximo de 1 m.



Secuencia areno-arcillosa

Bajo los rellenos descritos y hasta una profundidad variable entre 16 y 21 m, se presenta una serie de materiales areno-arcillosos.

Estos materiales presentan tonalidades que van desde el blanquizco hasta el café rojizo.

Como parte de su estructura se observan gravas redondeadas (de río), así como grumos del mismo material y calichoso. Cabe mencionar que hacia la base los materiales presentan cierto grado de litificación.

El contenido de humedad en ésta unidad se ubica en el rango del 20 al 30 % y el contenido de materiales finos varía entre el 20 y el 70 %. El contenido de gravas es generalmente inferior al 20% aunque manifiestan valores puntuales de hasta 40%.

Durante la prueba SPT se determinaron valores de resistencia N_{spt} , desde 5 hasta 25 golpes, presentándose tramos aislados de más de 50 golpes.

En el SE-1, a la profundidad de 10 a 12.5 m se presenta un lente de arcilla-arenosa donde las propiedades varían drásticamente, determinando resistencias N_{spt} menores a 3 golpes y contenidos de humedad de hasta 100%. Lo anterior se puede justificar por la cercanía con la laguna.

Los resultados de los ensayos de laboratorio practicados en muestras inalteradas obtenidas en estudios antecedentes acusan los siguientes parámetros geotécnicos:



Tabla 2. (*Propiedades geotécnicas y mecánicas de sondeos*)

	SM-1	SM-2	SM-3				Unidades
z	3.50	7.70	4.70	16.5	17.1	18.3	m
γ_m	1.949	1.942	1.898	1.840	1.950	1.896	t/m ³
θ_u	3.6	8.6	7.6	19.1	23.7	22	t/m ²
ϕ_{uu}	12	13	14	-	-	-	grados
c _{uu}	7.7	3.0	3.3	12.4	12	11	t/m ²
Me	0.00519	0.04609	0.07102	0.0028	0.0070	0.0073	cm ² /kg

Arcilla poco arenosa muy dura

Como última unidad detectada se presentó una arcilla poco arenosa de color gris verdoso en tonalidades azulosas.

El contenido natural de agua promedio se ubica en el 35%, registrándose un incremento hasta el 80% a 26.5 m de profundidad en el SE.3 Los finos de ésta unidad representan generalmente el 90%. A lo largo de la sección se presenta un horizonte mayormente arenoso ubicado a profundidades entre 23 y 30 m, que si bien no tiene relevancia en el comportamiento, si representa una capa índice.

En todo el espesor de ésta unidad se registró una resistencia N_{spt} siempre mayor a 50 golpes, lo que pone de manifiesto la consistencia muy dura del depósito.

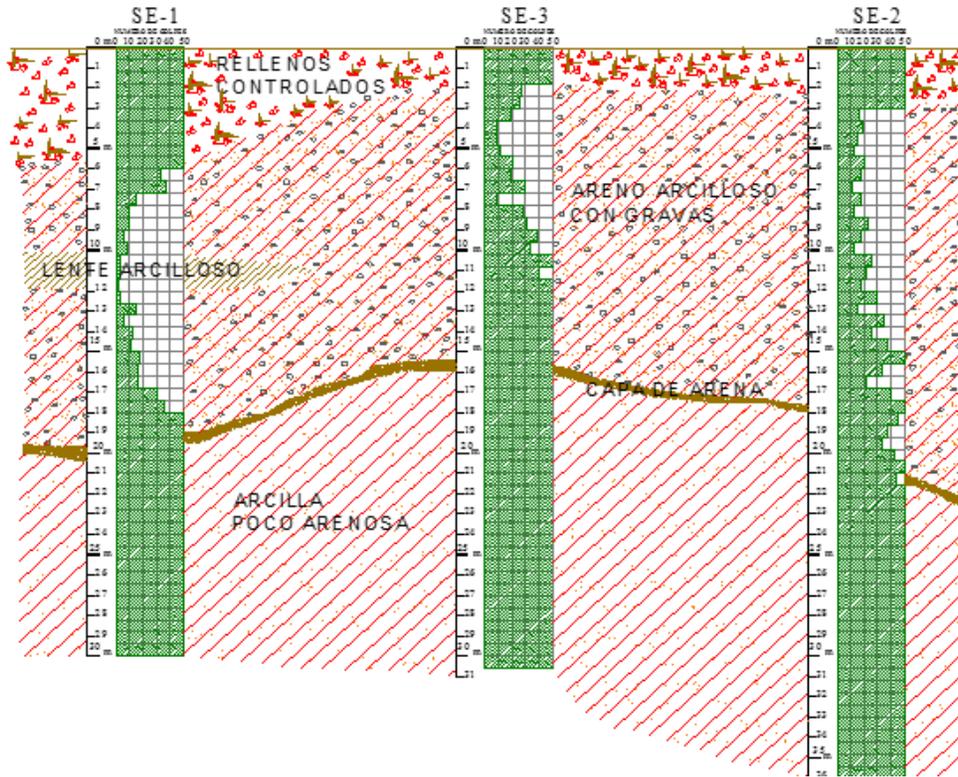


Ilustración 3. Mapa geológico del sitio de estudio.

Los resultados de los ensayos de laboratorio practicados en las muestras inalteradas obtenidas de ésta última unidad, acusan los siguientes parámetros geotécnicos:

Tabla 3. (Propiedades geotécnicas y mecánicas de sondeos)

	SM-2					Unidades
z	17.1	20.7	23.1	27.9	31.5	m
γ_m	1.804	1.900	1.960	1.763	2.026	t/m ³
θ_u	13	43.5	49.6	40.3	56.9	t/m ²
χ_{qu}	6.5	9.2	25	20	26	t/m ²
Me	0.0134	0.0041	0.0055	0.0066	0.0021	cm ² /kg



II.1.2.3 Condiciones piezométricas

Mediante una sonda eléctrica, fue posible determinar la profundidad del agua en el subsuelo, la cual se ubicó entre 5 y 6 m, lo que posiblemente corresponde con el nivel del agua en la laguna que rodea al predio.

II.1.2.4 Consideraciones sísmicas

Los actuales lineamientos establecidos en el *Manual de Diseño de Obras Civiles para Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad (MDOC-DS de CFE)*, determinan de manera gradual la peligrosidad sísmica en toda la República Mexicana, estableciendo espectros más específicos a cada sitio de estudio, con base a su ubicación geográfica, proximidad a las fuentes sísmicas que lo afectan y la velocidad de propagación de onda sísmicas de la secuencia estratigráfica.

Mediante el uso del programa PRODISIS, desarrollado por el Instituto de Investigaciones Eléctricas, se define la distancia a las fuentes generadoras de movimientos telúricos, y con base en ello, la aceleración máxima en el basamento local (**Ilustración 4**).

Posteriormente, se realiza la caracterización del terreno, mediante la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) y el periodo dominante (T_s) del mismo, el cual se determina con la siguiente expresión:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left(\sum_{n=1}^N \gamma_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \right)}$$

Donde: γ_n , G_n y h_n , corresponden con el peso volumétrico, el modulo de rigidez en cortante y el espesor del n-ésimo estrato, respectivamente, y N el número de estratos.



Con ello, la velocidad efectiva del depósito se determinará mediante la siguiente ecuación, la que para el caso resultó $v_s = 273$ m/s:

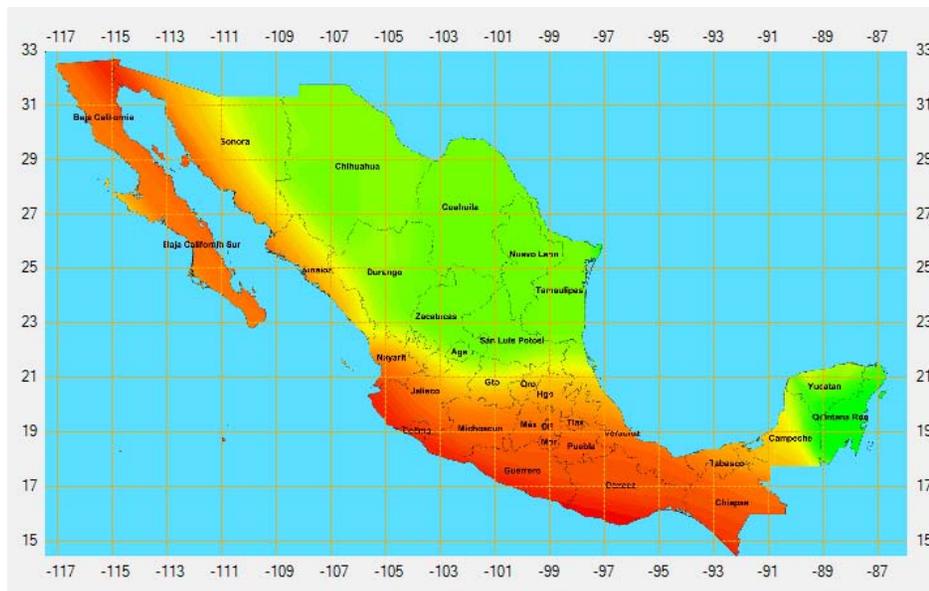


Ilustración 4. Mapa de aceleraciones máximas en roca (MDOC-DS-CFE-2008).

Existen además otros factores dependientes del sitio, los cuales podrían dividirse en factores de comportamiento lineal y no lineal, definidos todos ellos a partir del periodo dominante del sitio, el factor de distancia, contraste de impedancias, entre otros.

Los resultados obtenidos del programa PRODISIS, una vez establecida la composición estratigráfica del sitio, incluyen los ajustes al periodo dominante, establecidos a través de los factores de comportamiento y con ello la definición de los parámetros para la construcción del espectro de diseño sísmico del sitio.

Espectro de diseño

Las ordenadas del espectro de aceleración para diseño sísmico $S_a(T_e)/g$, expresadas como fracción de la gravedad y en función del periodo estructural pueden ser definidos mediante la aplicación de las siguientes expresiones:



$$a = \frac{S_a(T_e)}{g} = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T_e}{T_a} & \text{si } T_e < T_a \\ \beta c & \text{si } T_a \leq T_e \leq T_b \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_e}\right)^r & \text{si } T_b \leq T_e \leq T_c \\ \beta c \left(\frac{T_b}{T_c}\right)^r \left[k + (1 - k) \left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2 \right] \left(\frac{T_c}{T_e}\right)^2 & \text{si } T_e \geq T_c \end{cases}$$

Donde:

- a Aceleración espectral normalizada con la aceleración de la gravedad
- T_e Periodo estructural
- T_a Límite inferior de la meseta del espectro de diseño
- T_b Límite superior de la meseta del espectro de diseño
- T_c Periodo de inicio de la rama descendente
- r, k Parámetros que controlan la caída de las ordenadas espectrales
- β Factor de amortiguamiento

Los parámetros que definen la forma del espectro de diseño para un estado límite de colapso, se consignan a continuación:

Tabla 4. (Factores del espectro sísmico)

a_0	0.138 g
c	0.499 g
T_a	0.157 s
T_b	0.6 s
ξ_e	5 %
k	1.5
β	1
T_s	0.44



La aceleración espectral a para el diseño sísmico de la estructura, puede estimarse directamente de la *ilustración 5* en función de su periodo fundamental.

Se destaca que el espectro así obtenido es aplicable a estructuras del grupo B y está exento de factores de reducción por sobre resistencia R y ductilidad Q' , por ser estos parámetros dependientes únicamente del tipo de estructura y deberán ser determinados por el calculista atendiendo a los criterios establecidos en el mismo (MDOC-DS-CFE, 2008).

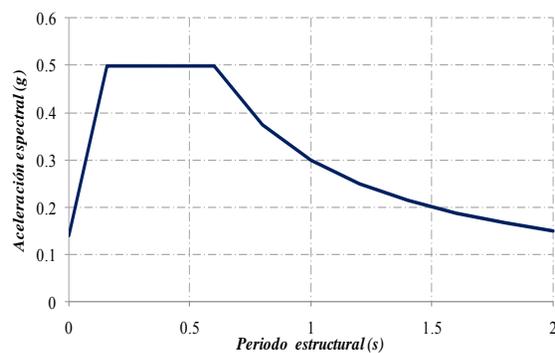


Ilustración 5. Espectro de diseño sísmico

II.1.3 Análisis geotécnico

II.1.3.1 Solución de cimentación

Con base en la información recabada, los resultados del estudio y las características del proyecto, se propone como solución de cimentación para la estructura proyectada el empleo de pilas desplantadas a una profundidad en el rango de 25 a 35 m respecto al nivel de terreno natural (*ilustración 6*).

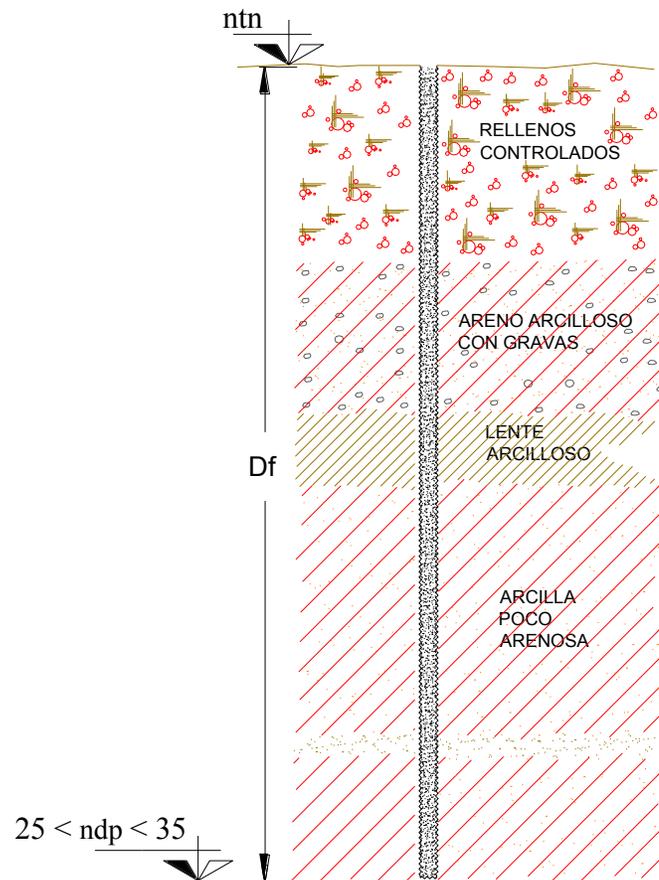


Ilustración 6. Sistema de cimentación propuesto

Se destaca que la solución planteada es particularmente eficiente cuando se utiliza un solo elementos de cimentación bajo cada columna.

II.1.3.2 Capacidad de carga

Para la capacidad de carga axial Q_{ult} de las pilas se ha considerado la contribución por fricción desarrollada en el fuste de las mismas Q_s más la contribución de la Q_b .

$$Q_{ult} = Q_s + Q_b$$



Para la evaluación de la capacidad de carga por fricción y por punta, se han considerado dos métodos innovadores que por sus resultados actualmente tienen la mayor aceptación en la ingeniería de cimentaciones internacional. Ellos son el método propuesto por Reese y O'Neil y el de Wysockey que corresponde con el método de la FHWA88 modificado.

A continuación se presenta cada uno de ellos:

Método Reese y O'Neil

Para suelos cohesivos, como es el caso, la capacidad de carga por fricción Q_s de una pila se evalúa mediante la siguiente expresión:

$$Q_s = f_s A_s$$

Donde f_s representa la resistencia al esfuerzo cortante actuando en el área A_s de la pila y se define a partir de la siguiente ecuación:

$$f_s = \alpha c_u$$

Siendo α un factor empírico que depende de la magnitud de la cohesión en condiciones no drenadas y varía entre 0.45 y 1.

La capacidad de carga por punta Q_b , por su parte, se determina mediante la siguiente expresión:

$$Q_b = q_{max} A_b$$

Donde q_{max} y A_b son el esfuerzo máximo en la base de la pila y área transversal de la misma, respectivamente.



De acuerdo con los resultados de múltiples instrumentaciones en la punta de pilas,

$$\theta_{\max} = N_c \cdot c_u$$

Siendo N_c^* un factor de capacidad de carga función del índice de rigidez I_r , que para un suelo puramente cohesivo y saturado es dependiente de la resistencia no drenada y módulo de Young E_s y se definen mediante las siguientes expresiones:

$$N_c^* = 1.33(\ln |I_r| + 1)$$

$$I_r = E_s / 3c_u$$

Para efectos prácticos N_c^* varía en el rango de 6.55 a 9.

Método FHWA88 modificado (Wysockey)

El método está basado únicamente en el promedio de la resistencia a la penetración estándar N_{spt} normalizada al 60% de eficiencia N_{60} , siempre que este valor no exceda a 75 golpes y afectado por un parámetro C_n función del esfuerzo de confinamiento, y que se determina mediante la siguiente expresión:

$$C_n = \sqrt{\sigma_v} / 10 \leq 1$$

De este modo, las ecuaciones que definen la capacidad de carga se indican a continuación:

$$Q_s = 1.25B \sum N_{60} d_i$$

$$Q_b = A_b 6.5 N_{60}$$



II.1.3.3 Parámetros de diseño

Con base en los resultados obtenidos en el laboratorio, se han definido los siguientes parámetros de diseño para las unidades que definen la estratigrafía de análisis:

Tabla 5. (*Propiedades geotécnicas y mecánicas de los sondeos*)

Unidad	Rellenos	Arena arcillosa	Arcilla dura	
Prof.	0-3.0	3.0-19.0	19.0-35.0	m
Espesor	2.0	16.0	>16.0	m
Nspt	49	26	75	kg/m ³
N60	49	22	47	kg/m ³
γ	1620	1930	1890	kg/m ³
c	6	10	18	t/m ²
α	0.89	0.66	0.47	t/m ²
cd	5.34	6.6	8.5	t/m ²
Me	0.007	0.004	0.002	cm ² /kg

Considerando los criterios expuestos y aplicando los parámetros geotécnicos de diseño, se tiene que Qult queda definida mediante la siguiente ecuación como función del diámetro B de las pilas en metros, y su profundidad de desplante Df ubicada entre 25 y 35 m:

Método	Qult	
Reese y O'Neil	$[365+27(Df -19)]B+120B^2$	t
Wysockey	$[562+59(Df -19)]B+240B^2$	t

Como se observa, existen diferencias significativas entre ambos métodos, por tal razón se sugiere utilizar en el diseño las siguientes ecuaciones:



Carga permanente	$[235+22(D_f - 19)]B+90B^2$	t
Carga accidental	$[310+27(D_f - 19)]B+120B^2$	t

Estas ecuaciones incluyen un factor de seguridad global F_s de 2 y 1.5 para condiciones de carga permanente y accidental, respectivamente y asumen las expresiones gráficas que se indican en las *ilustraciones 7 y 8* para diferentes diámetros y profundidades de desplante.

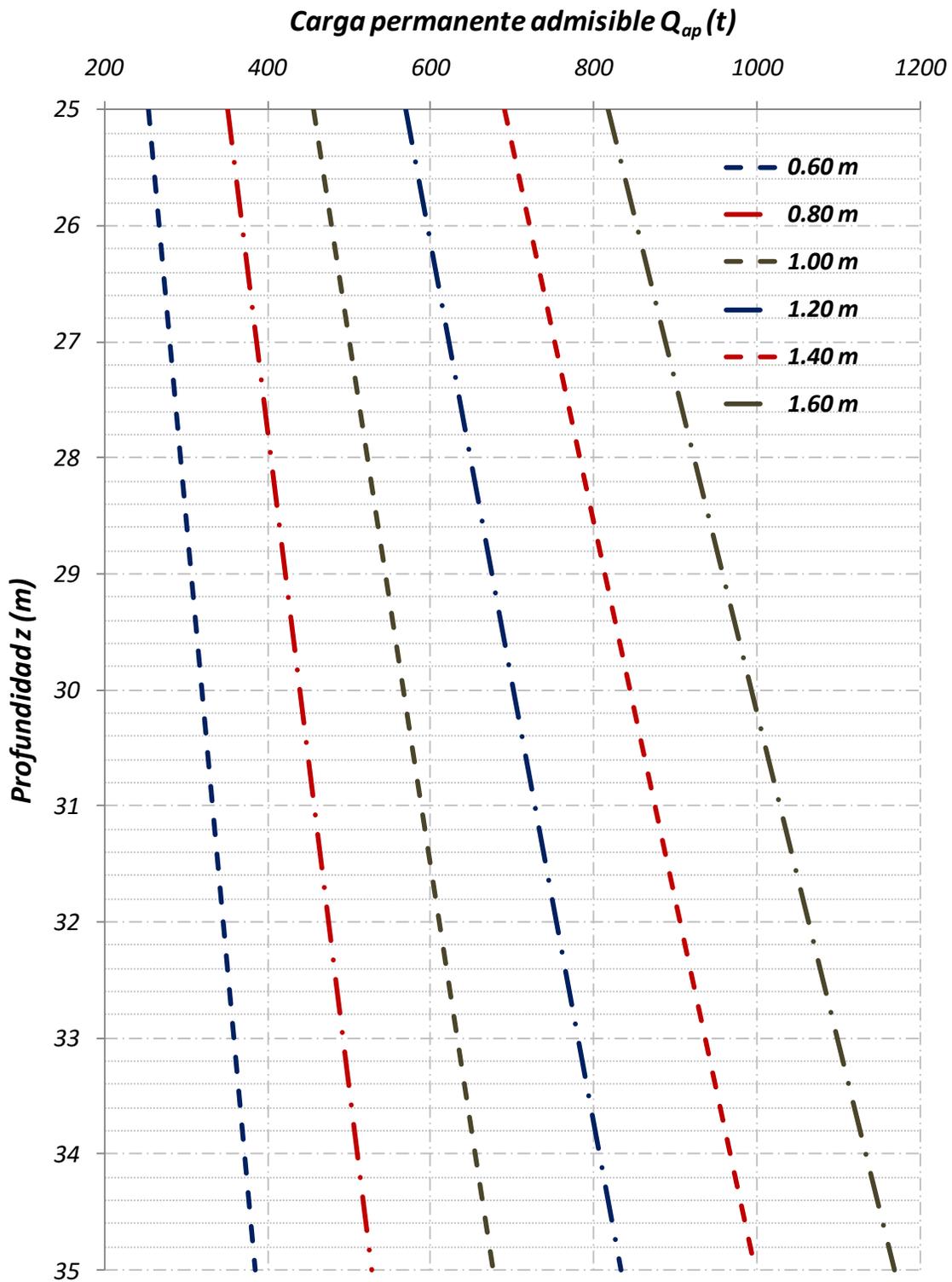


Ilustración 7. Carga admisible en pilas ante cargas permanentes

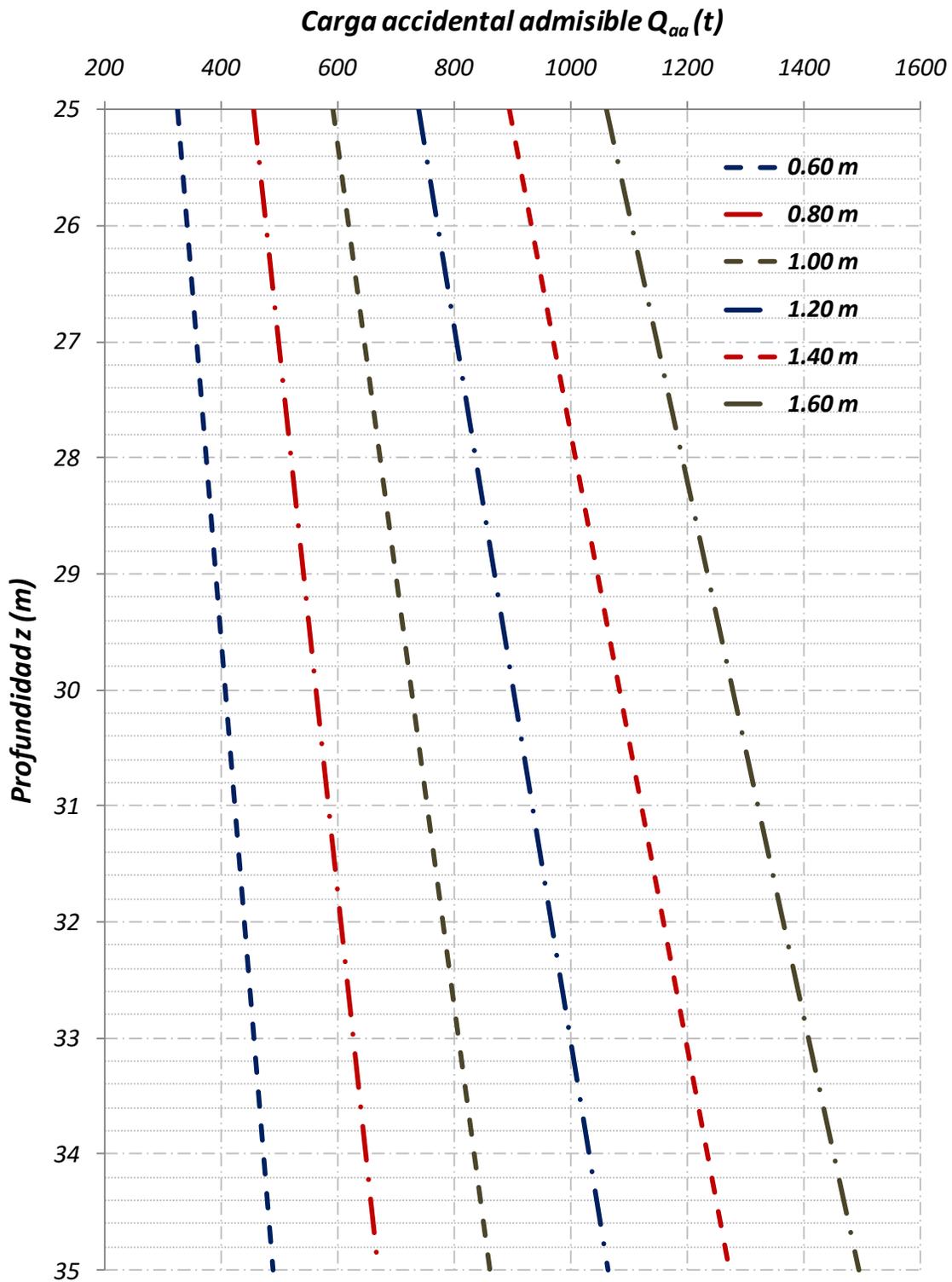


Ilustración 8. Carga admisible en pilas ante cargas accidentales



II.1.3.4 Asentamientos

Los asentamientos δ_t en la cabeza de la pila tendrá tres componentes, el asentamiento debido a la fricción δ_s generada a lo largo l del fuste de la pila, la debida a la carga en la base δ_b , además de la contracción elástica de la pila δ_c y se estimarán a partir de la siguiente ecuación:

$$\delta_t = \delta_s + \delta_b + \delta_c$$

Considerando que Q_s es una fuerza vertical actuando en la masa del suelo a lo largo de la pila, la deformación δ_s se determina mediante la aplicación de la teoría de la elasticidad a través de la siguiente ecuación propuesta por Mindlin:

$$\delta_s = (3/4\pi l) [(1+\nu)/(1-\nu)] Q_s M_e$$

Siendo ν y M_e la relación de Poisson y el módulo de deformabilidad del suelo donde se desarrolla la fricción, respectivamente.

Por su parte, el asentamiento δ_b debido a la fuerza Q_p transmitida por la punta de la pila, se determina a través de la ecuación propuesta por Mindlin para una zapata circular con diámetro D en el interior de un medio elástico, mediante la aplicación de la siguiente ecuación:

$$\delta_b = [(3-4\nu)(1+\nu)/8 a_p] D Q_b M_e$$

Donde M_e representa el módulo de deformación del suelo de apoyo.

La contracción δ_c que experimentará la pila bajo la acción de la carga en la cabeza Q_a , se determina a través de la siguiente ecuación propuesta por Zeevaert:



$$\delta_c = (Q_a + Q_b) / 2a_p E_p$$

Donde a_p y E_p representan el área y módulo de elasticidad de la pila, respectivamente. $Q_p = Q_a - Q_{fu}$ es la carga transmitida al suelo a través de la base de la pila y Q_a la carga en la cabeza de la pila.

Considerando los esfuerzos actuantes como los admisibles, en la siguiente tabla se indican los asentamientos estimados en las pilas en función de su diámetro y profundidad de desplante.

Tabla 6. (Asentamientos según el diámetro de pilas y su desplante)

Profundidad de desplante (m)	Asentamientos (cm)				
	Diámetro de pila (m)				
	0.60	0.80	1.00	1.20	1.60
25	0.64	0.85	1.06	1.27	1.70
26	0.68	0.91	1.14	1.37	1.83
27	0.74	0.98	1.23	1.47	1.96
28	0.79	1.05	1.31	1.58	2.10
29	0.84	1.12	1.40	1.68	2.25
30	0.90	1.20	1.50	1.80	2.40
31	0.96	1.28	1.59	1.91	2.55
32	1.02	1.36	1.70	2.03	2.71
33	1.08	1.44	1.80	2.16	2.88
34	1.14	1.52	1.91	2.29	3.05
35	1.21	1.61	2.02	2.42	3.23

Adicionalmente, se deberá revisar la capacidad estructural Q_{ae} de la pila mediante la siguiente expresión:

$$Q_{ae} = 0.85(f'_c A_c + f_y A_s) / FS$$



Donde $f'c$ representa la resistencia del concreto, f_y el esfuerzo de fluencia del acero, A_c y A_s ($A_s \approx 0.01 A_c$) el área de concreto y de acero de la pila, respectivamente. FS es el factor de seguridad que se ubica entre 1.7 y 2.

II.1.3.5 Módulos de reacción

Módulo de reacción vertical

Los módulos de reacción vertical K_v de las pilas, empleados para modelar el sistema estructural de cimentación, se definen como:

$$K_v = Q_0 / \delta t$$

Siendo Q_0 la carga que se transmite al elemento de cimentación.

En la siguiente tabla se presenta el módulo de reacción K_v en función de la profundidad de desplante, se destaca que la magnitud de éstos resulta independiente del diámetro de la pila.

Tabla 7. (Módulo de reacción de K_v)

Profundidad de desplante (m)	K_v (t/m^2)
25	346
26	341
27	335
28	330
29	324
30	318
31	313
32	307
33	302
34	296
35	291



Módulos de reacción horizontal

Por su parte los módulos de reacción horizontal unitaria K_{hi} de las pilas están dados por la siguiente ecuación:

$$K_{hi} = \frac{Q_{li}}{\delta_i}$$

Donde Q_{li} es la carga por unidad de longitud del elemento (pila). Utilizando la teoría de la elasticidad, el valor de K_{hi} se determina de manera general a partir de la siguiente ecuación:

$$K_{hi} = 2(1 + \nu)G / \sqrt{2}$$

Siendo ν y G la relación de Poisson y el módulo de rigidez al esfuerzo cortante del suelo.

El problema se resuelve seleccionando un número de puntos a lo largo del elemento de cimentación con área tributaria unitaria para un elemento de sección d_i , para la cual ante condiciones de carga dinámica $\nu = 0.42$ y la ecuación anterior se puede representar mediante la siguiente expresión:

$$K_{hi} = 2G_i d_i$$

La determinación de G se realiza a partir de la velocidad de ondas de corte V_s y la densidad ρ de los materiales a través de la siguiente expresión:

$$G = \rho V_s^2$$

De manera simple se puede considerar $\rho = \gamma_m / 9.81$



La *ilustración 9* muestra gráficamente los valores que toma el módulo de reacción horizontal K_h en función de la profundidad (línea discontinua) para cada sondeo. En línea continua se indica el valor sugerido.

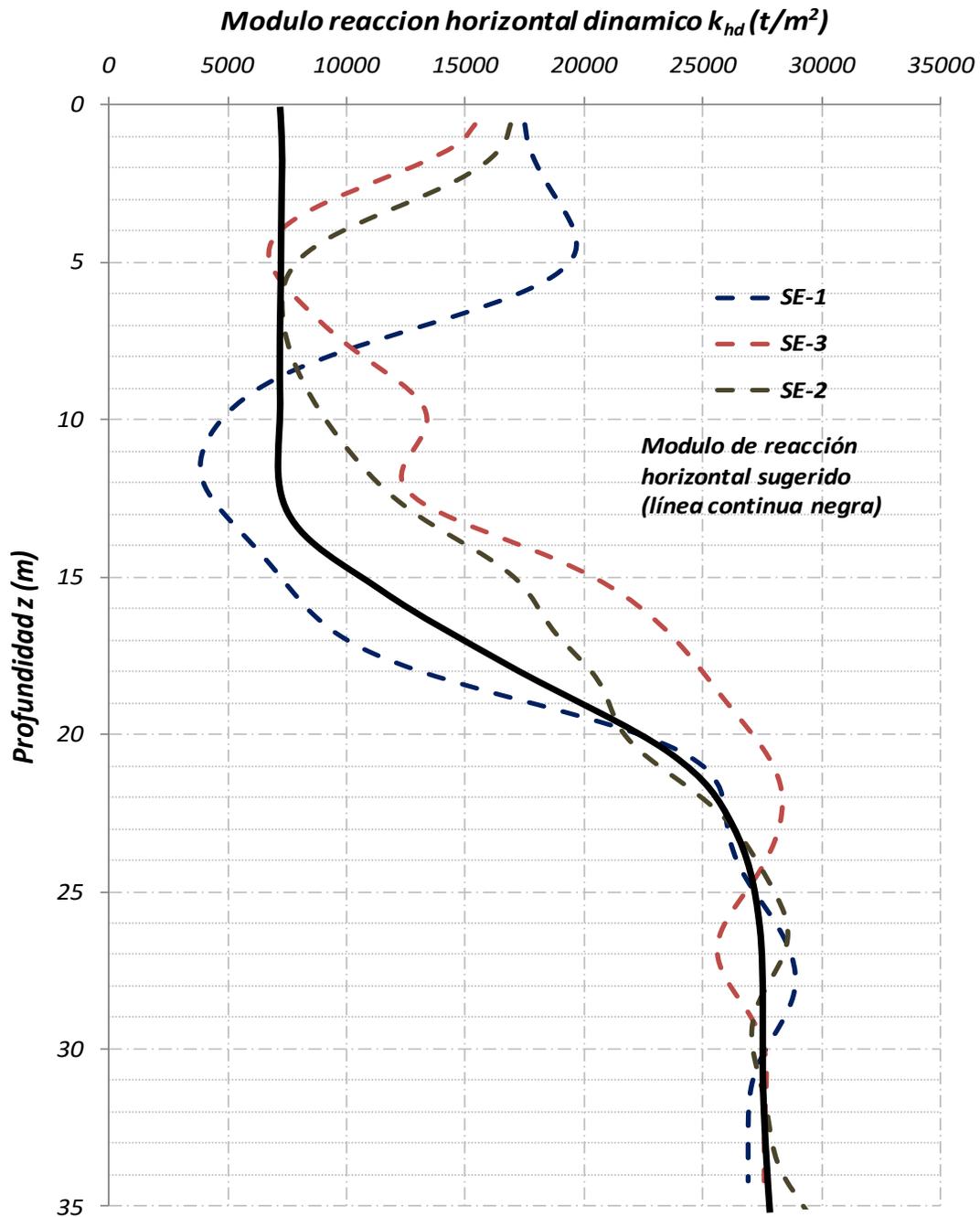


Ilustración 9. Módulos de reacción horizontal



II.1.3.6 Procedimiento constructivo para las pilas

La construcción de las pilas se realizó tomando en cuenta el siguiente procedimiento,

- La perforación de las pilas se realizará en una sola etapa hasta alcanzar la profundidad de desplante y su diámetro no será menor a 60 cm.
- La posición de la perforación no variará en más de 15 cm respecto a la de proyecto, adicionalmente, no se permitirá un desplome mayor al 1% de desviación en la perforación, ni una sobre excavación mayor al 10% del diámetro.
- Solamente en caso de ser inestables las paredes de la perforación, se podrán utilizar encamisados, mezclas poliméricas o bentoníticas; de no ser necesarias se omitirá su uso.
- El armado de las pilas deberá contar con elementos que garanticen su correcta posición en la perforación (centradores) y con las preparaciones necesarias para ligarlo estructuralmente con el resto de la estructura.
- Se verificará que las pilas queden desplantadas en el material de apoyo sin materiales sueltos o azolve en el fondo de las perforaciones una vez que el armado se encuentre colocado.
- Deberá asegurarse la integridad y continuidad del concreto en todo momento, evitando su segregación, mediante el uso de tuberías estancas (tubo Tremie). El colado se realizará manteniendo la punta del tubo Tremie inmersa en el concreto un mínimo de 50 cm.



- El colado se realizará en una sola etapa, inmediatamente después de concluida la perforación y colocación del armado. El concreto quedará 20 cm por arriba del nivel de liga con el resto de la estructura de cimentación, provocando que en esta parte queden los concretos contaminados que serán removidos.
- El concreto empleado deberá mantener un revenimiento mínimo de 18 cm durante todo el proceso de colado, para lo cual es conveniente incluir aditivos fluidificante, retardador de fraguado y estabilizador de volumen.
- El tiempo máximo para la formación de cada pila será de 24 horas computados a partir del inicio de la perforación. Adicionalmente, el colado se realizará en las 4 horas posteriores al término de la perforación.

II.1.3.6 Recomendaciones

A partir de los resultados obtenidos del estudio se obtuvieron estas conclusiones y recomendaciones:

- La zona estudiada se ubica en la sub-provincia fisiográfica denominada Llanuras y Pantanos Tabasqueños de la provincia Llanura Costera del Golfo Sur, caracteriza por un relieve casi plano, con altitudes menores a 100 msnm, que forman valles aluvio-lacustres, con zonas palustre, así como planicies de inundación y lagunas.
- La estratigrafía está caracterizada por una capa de rellenos controlados, con espesor de hasta 5m, bajo los cuales se presenta una serie de materiales areno - arcillosos, con algunas gravas aisladas cuyo espesor se ubica en el rango de 15 a 19 m; esta capa presenta un estado medianamente compacto. Finalmente y hasta



la máxima profundidad explorada se presenta una unidad arcillosa ligeramente arenosa de consistencia muy dura.

- El NAF se detectó a 5.5 m aproximadamente, ésta posición se asocia con el niveles de la laguna que rodea predio.
- La aceleración espectral para el diseño sísmico de la estructura puede definirse directamente de la *ilustración 5* en función del periodo fundamental de la misma. Se destaca que éste espectro es aplicable a estructuras del grupo B y está exento de factores de reducción por sobre resistencia R y ductilidad Q', los que deberán determinarse atendiendo a los criterios establecidos en el MDOC-DS-CFE.
- Con base en escenario geotécnico definido y las características de la estructura, se propone el uso de pilas como sistema de cimentación. Las pilas estarán desplantadas a una profundidad ubicada entre 25 y 35 m respecto del nivel natural. Esta solución resulta particularmente eficiente cuando se utiliza un solo elemento (pila) bajo cada columna.
- Para la determinación de la capacidad de carga, se ha considerado el método de Reese y O'Neil y el de Wysockey (FHWA88 modificado) por ser estos los mayormente aceptados actualmente en la práctica de la ingeniería de cimentaciones internacional.
- La capacidad de carga admisible en las pilas es función de su profundidad de desplante y diámetro, y se podrá determinar directamente de la *Ilustración 8*; se verificará, además, la capacidad estructural de las pilas.



- Considerando aplicada la capacidad de carga admisible en las pilas, los asentamientos se ubicaran en el rango de 1 a 4 cm y serán función del diámetro y profundidad de desplante de las mismas.
- Los módulos de reacción vertical k_v de las pilas asumen valores en el rango de 291 a 346 ton/m² en función de la profundidad de desplante.
- Los módulos de reacción horizontal k_h unitarios para pilas con cargas dinámicas horizontales se podrá definir en la Ilustración 9.
- Las pilas se construirán atendiendo al procedimiento indicado en el inciso IV.6.
- Los rellenos que se coloquen para confinamiento de elementos de cimentación o para alcanzar niveles de proyecto, estarán constituidos por materiales inertes, exento de fragmentos mayores a 3" y contenido de finos no plásticos menor al 40%. Estos materiales serán colocados en capas de 20 cm compactadas al 95% de su pvsm, además de satisfacer un VRS mayor 20%.
- Los firmes en el interior de la tienda estarán formados por una capa sub-base de 20 cm y losas de concreto de 14 cm. La capa de sub-base estará formada por grava controlada; el concreto de las losas alcanzará un módulo de ruptura de 42 kg/cm² a los 28 días y será modulado mediante tableros con lado máximo de 3 m.
- La construcción de las pilas, formación de terracerías y pavimentos, será ejecutada por empresas con probada experiencia y recurso en el área.
- Durante la construcción de la obra es indispensable contar en obra con la asistencia geotécnica necesaria que garantice la calidad del proyecto.



III Materiales

Citando a las Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto de 2004. (NTC-DCEC, 2004.)

III.1.1 Concreto

El concreto de resistencia normal empleado para fines estructurales puede ser de dos clases: clase 1, con peso volumétrico en estado fresco superior a 22 kN/m^3 (2.2 t/m^3) y clase 2 con peso volumétrico en estado fresco comprendido entre 19 y 22 kN/m^3 (1.9 y 2.2 t/m^3).

Para las obras clasificadas como del grupo A, se usará concreto de clase 1.

III.1.1.1 Materiales componentes para concretos clase 1 y 2

En la fabricación de los concretos, se empleará cualquier tipo de cemento que sea congruente con la finalidad y características de la estructura, clase resistente 30 o 40, que cumpla con los requisitos especificados en la norma (NMX-C-414-ONNCCE, 2004).

Los agregados pétreos deberán cumplir con los requisitos de la norma (NMX C-111-ONNCCE, 2004) .

El concreto clase 1 se fabricará con agregados gruesos con peso específico superior a 2.6 (caliza, basalto, etc.). Se podrá emplear arena andesítica u otra de mejores características.



El agua de mezclado deberá ser limpia y cumplir con los requisitos de la norma (NMX-C-122-ONNCCE, 2004). Si contiene sustancias en solución o en suspensión que la enturbien o le produzcan olor o sabor fuera de lo común, no deberá emplearse.

Podrán usarse aditivos a solicitud expresa del usuario o a propuesta del productor, en ambos casos con la autorización del Corresponsable en Seguridad Estructural, o del Director Responsable de Obra cuando no se requiera de Corresponsable. Los aditivos deberán cumplir con los requisitos de la norma (NMX-C-255-ONNCCE, 2013)

III.1.1.2 Resistencia a compresión

Los concretos clase 1 tendrán una resistencia especificada, f_c' , igual o mayor que 25 MPa (250 kg/cm²).

Para diseñar se usará el valor nominal, f_c^* , determinado con la expresión siguiente.

$$f_c^* = 0.8f_c'$$

III.1.1.3 Resistencia a tensión

Se considera como resistencia media a tensión \bar{f}_t , de un concreto el promedio de los esfuerzos resistentes obtenidos a partir de no menos de cinco ensayos en cilindros de 150×300 mm cargados diametralmente, ensayados de acuerdo con la norma (NMX-C-163, 2004) . A falta de información experimental \bar{f}_t , se puede estimar igual a:

a) concreto clase 1

$$(1.5 \sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$



b) concreto clase 2

$$(1.2\sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

La resistencia media a tensión por flexión o módulo de rotura, $\overline{f_f}$ se puede suponer igual a:

a) concreto clase 1

$$(2\sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

b) concreto clase 2

$$(1.4\sqrt{f_c'}, \text{ en kg/cm}^2)$$

Para diseñar se usará un valor nominal, f_t^* , igual a $0.75\overline{f_t}$. También puede tomarse:

a) concreto clase 1

$$(1.3\sqrt{f_c^*}, \text{ en kg/cm}^2)$$

b) concreto clase 2

$$(1.0\sqrt{f_c^*}, \text{ en kg/cm}^2)$$

y el módulo de rotura, f_t^* , se puede tomar igual a

a) concreto clase 1

$$(1.7\sqrt{f_c^*}, \text{ en kg/cm}^2)$$



b) concreto clase 2

$$(1.2\sqrt{f_c^*}, \text{ en kg/cm}^2)$$

III.1.1.4 Módulo de elasticidad

Para concretos clase 1, el módulo de elasticidad, E_c , se supondrá igual a

$$(14000\sqrt{f_c^*}, \text{ en kg/cm}^2)$$

III.1.1.5 Contracción por secado

Para concretos clase 1, la contracción por secado final, ε_{cf} , se supondrá igual a 0.001 y para concreto clase 2 se tomará igual a 0.002.

III.1.1.6 Deformación diferida

Para concreto clase 1, el coeficiente de deformación axial diferida final,

$$C_f = \frac{\delta_f - \delta_i}{\delta_i}$$

III.1.2 Acero

III.1.2.1 Acero de refuerzo

Como refuerzo ordinario para concreto pueden usarse barras de acero y/o malla de alambre soldado. Las barras serán corrugadas, con la salvedad que se indica adelante, y deben cumplir con las normas (NMX-B-169-CANACERO, 2012) Varilla Corrugada y Lisa de acero procedente de lingote o palanquilla para refuerzo de concreto, (NMX-B-



294, 1986) Industria Siderúrgica-Varillas corrugadas de acero, torcidas en frío, procedentes de lingote o palanquilla, para refuerzo de concreto o (NMX-B-457-CANACERO, 2013) ; se tomarán en cuenta las restricciones al uso de algunos de estos aceros incluidas en las presentes Normas.

La malla cumplirá con la norma (NMX-B-290-CANACERO, 2013). Se permite el uso de barra lisa de 6.4 mm de diámetro (número 2) para estribos donde así se indique en el texto de estas Normas, conectores de elementos compuestos y como refuerzo para fuerza cortante por fricción.

III.1.2.2 Acero de Presfuerzo

El acero de presfuerzo cumplirá con las normas (NMX-B-292-CANACERO, 2011) o (NMX-B-293-CANACERO, 2012).

III.1.2.3 Modulo de elasticidad del Acero

El módulo de elasticidad del acero de refuerzo ordinario, E_s , se supondrá igual a 2×10^5 MPa (2×10^6 kg/cm²) y el de torones de presfuerzo se supondrá de 1.9×10^5 MPa (1.9×10^6 kg/cm²).

En el cálculo de resistencias se usarán los esfuerzos de fluencia mínimos, f_y , establecidos en las normas citadas.

En resumen este es el tipo de concreto y acero utilizado en el diseño de elementos estructurales:



- √ Las zapatas y candeleros son de concreto reforzado de $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$.
- √ En contra trabes se tiene un concreto reforzado de $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$.
- √ Columnas prefabricadas son de concreto reforzado de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$.
- √ Las trabes portantes son de concreto reforzado de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$.
- √ En muros de rigidez se tiene un concreto reforzado de $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$.
- √ Trabes dobles "T" son de concreto pretensado de $f'c = 400 \text{ kg/cm}^2$.
- √ El firme estructural es de concreto reforzado de $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$.
- √ Acero de refuerzo, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- √ Acero de presfuerzo, $f_{pu} = 19000 \text{ kg/cm}^2$.



IV. Estructuración

- √ La estructuración es la siguiente: las cargas gravitacionales están soportadas en un solo sentido, por 6 marcos portantes paralelos entre sí, y las cargas sísmicas en un sentido están soportadas por estos mismos marcos y en el otro por cuatro muros de rigidez.
- √ Las columnas y las trabes, son prefabricadas; el sistema de piso es prefabricado y pretensado.
- √ Las columnas prefabricadas tienen brazos los cuales tienen la función soportar parte del sistema de piso y servir de apoyo a las trabes portantes.
- √ Existen muros de rigidez colados en sitio en el sentido transversal a los marcos formados por columnas, para tomar el sismo en dicha dirección.
- √ El sistema de piso consiste en trabes doble "T" apoyadas algunas en los brazos de columna y otras en trabes portantes.
- √ Sobre las trabes doble "T" se cuela un firme estructural para crear un diafragma en cada nivel.

La estructuración se idealizó en el programa de Análisis y Diseño Estructural llamado Sap2000© Advanced V.10.0.1 de la Compañía Computers and Structures, INC. C&S Inc. En los siguientes esquemas arrojado por el Programa se muestran los marcos y las secciones propuestas para este inmueble.

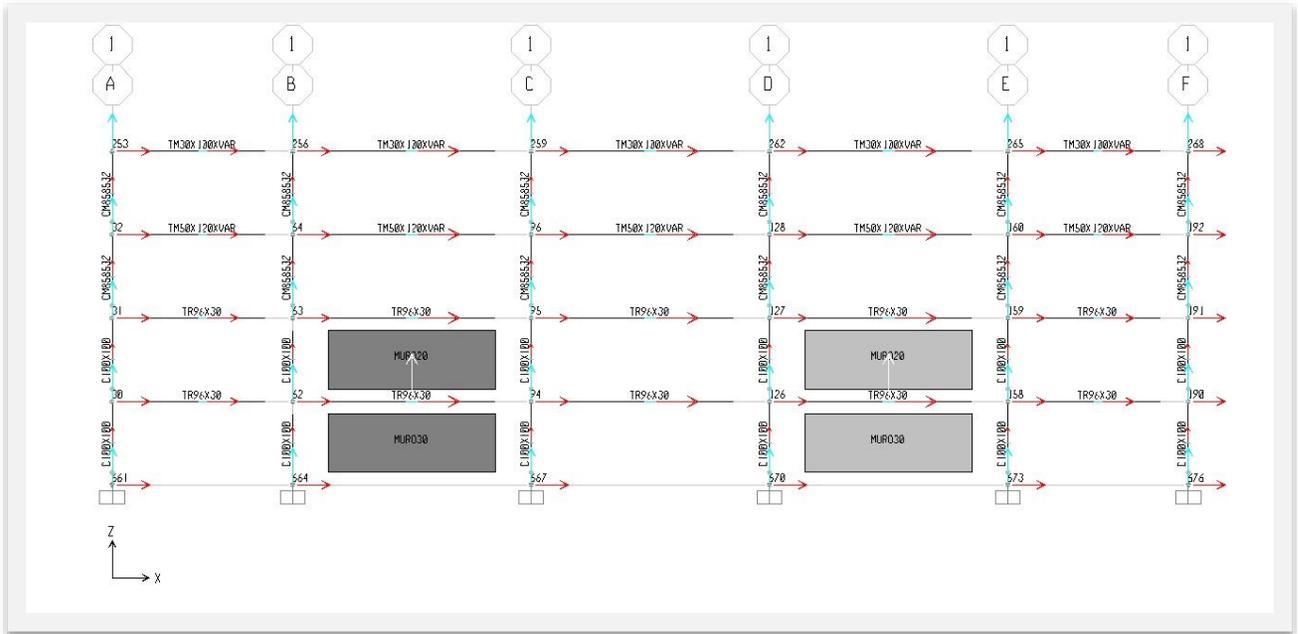


Ilustración 10. Marco Eje 1

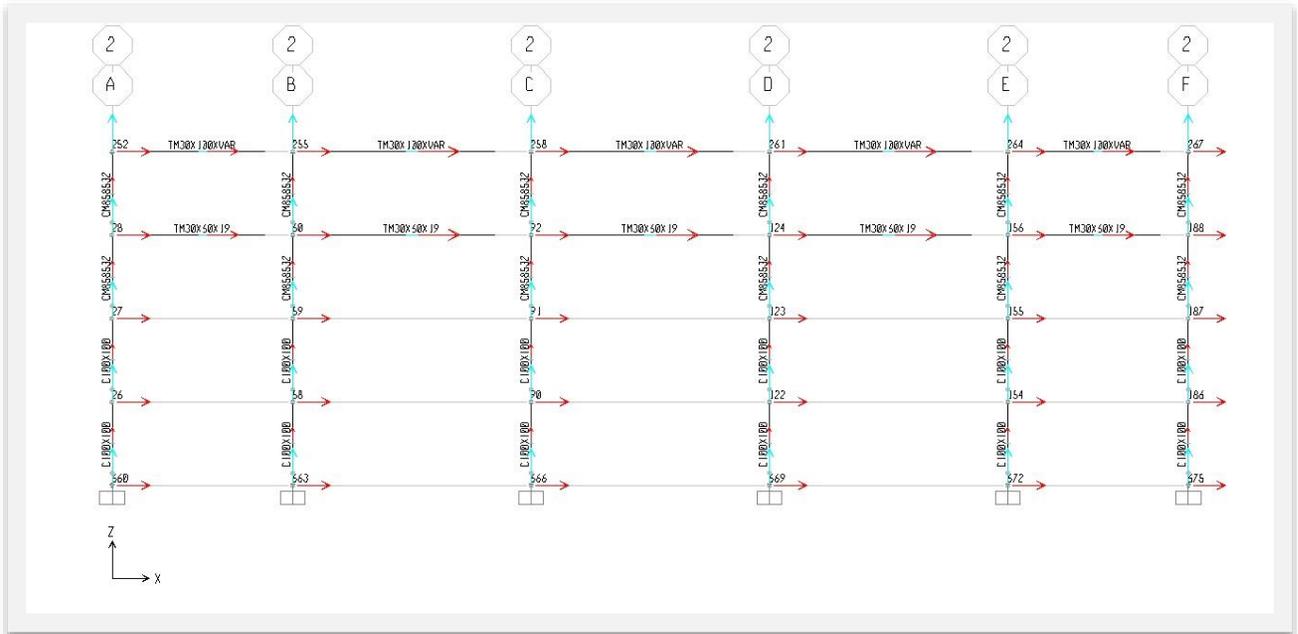


Ilustración 11. Marco Eje 2

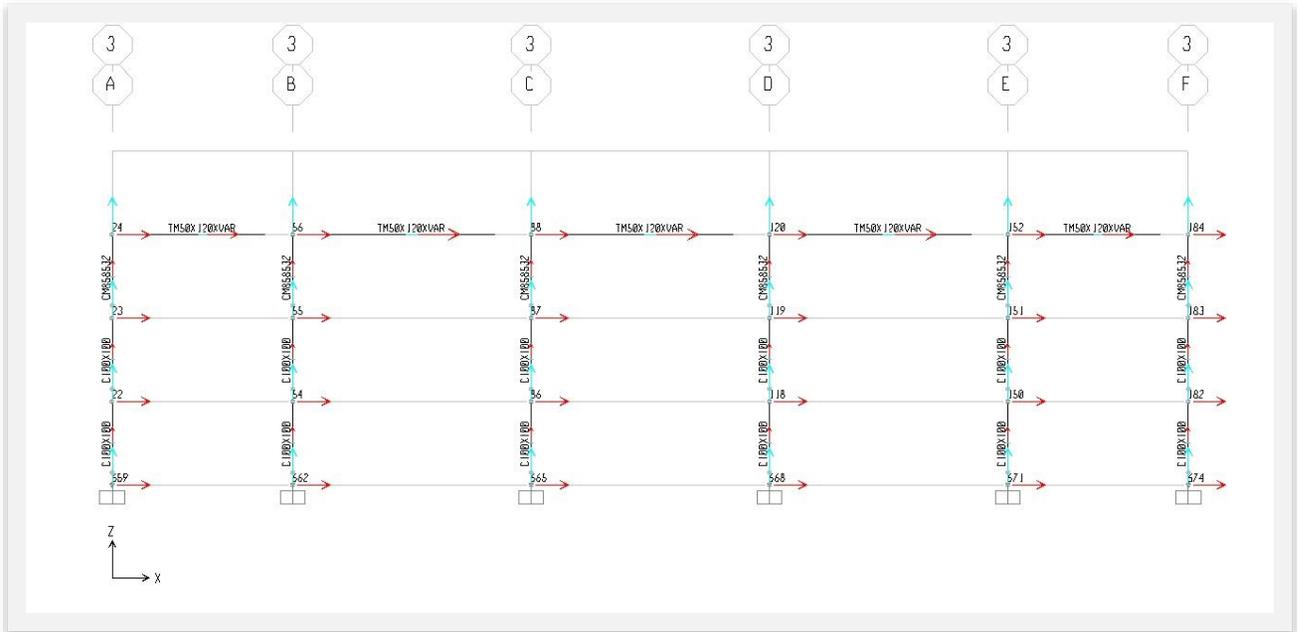


Ilustración 12. Marco Eje 3

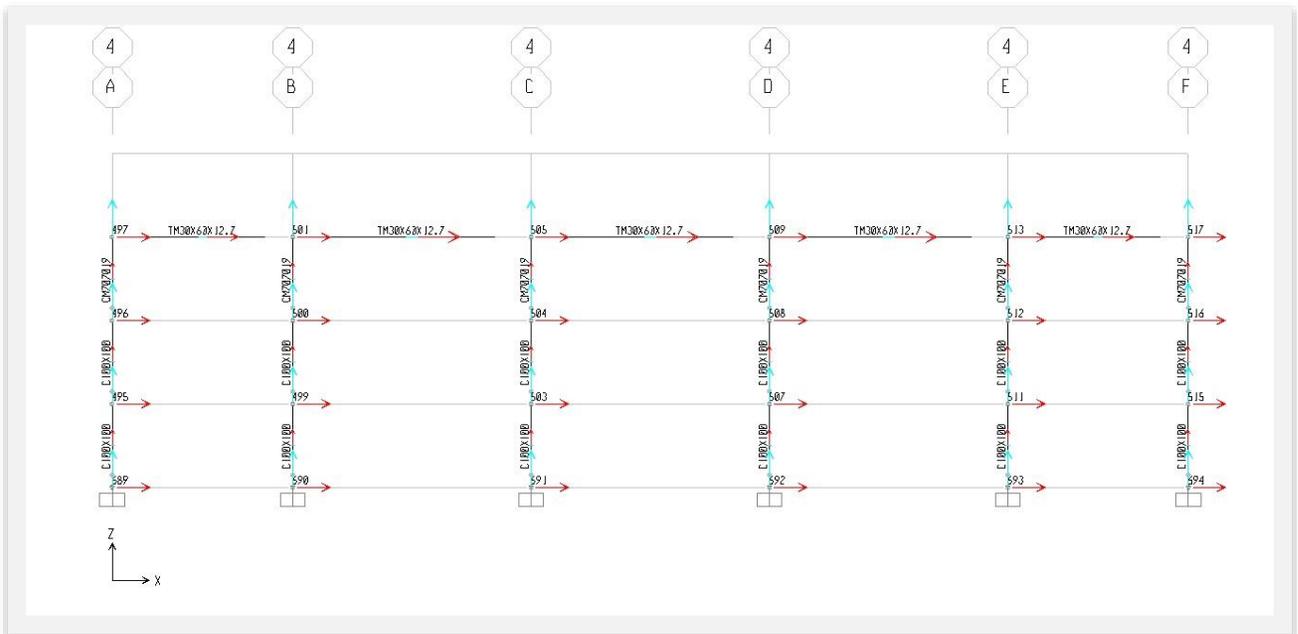


Ilustración 13. Marco Eje 4

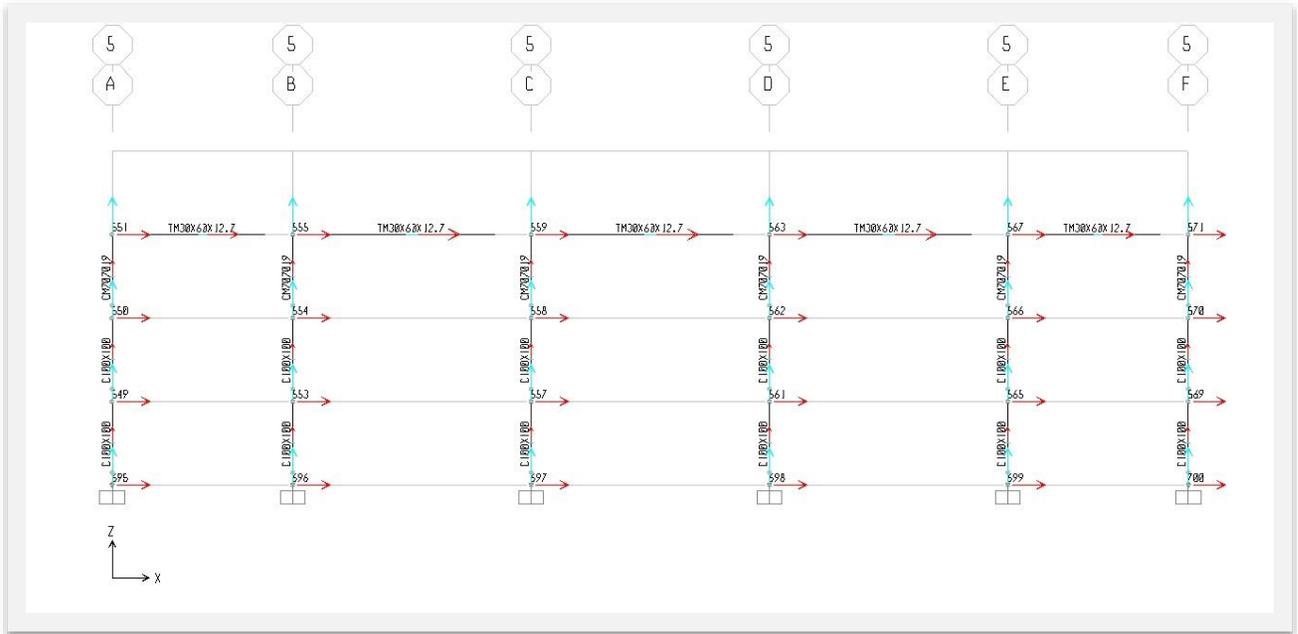


Ilustración 14. Marco Eje 5

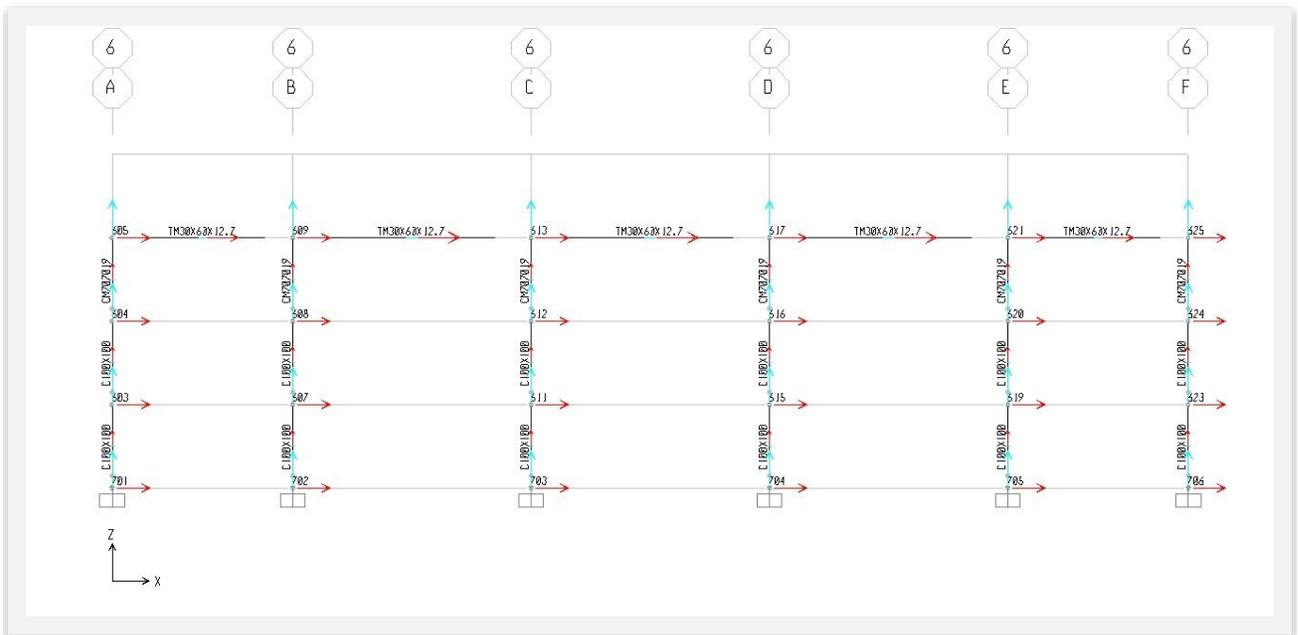


Ilustración 15. Marco Eje 6

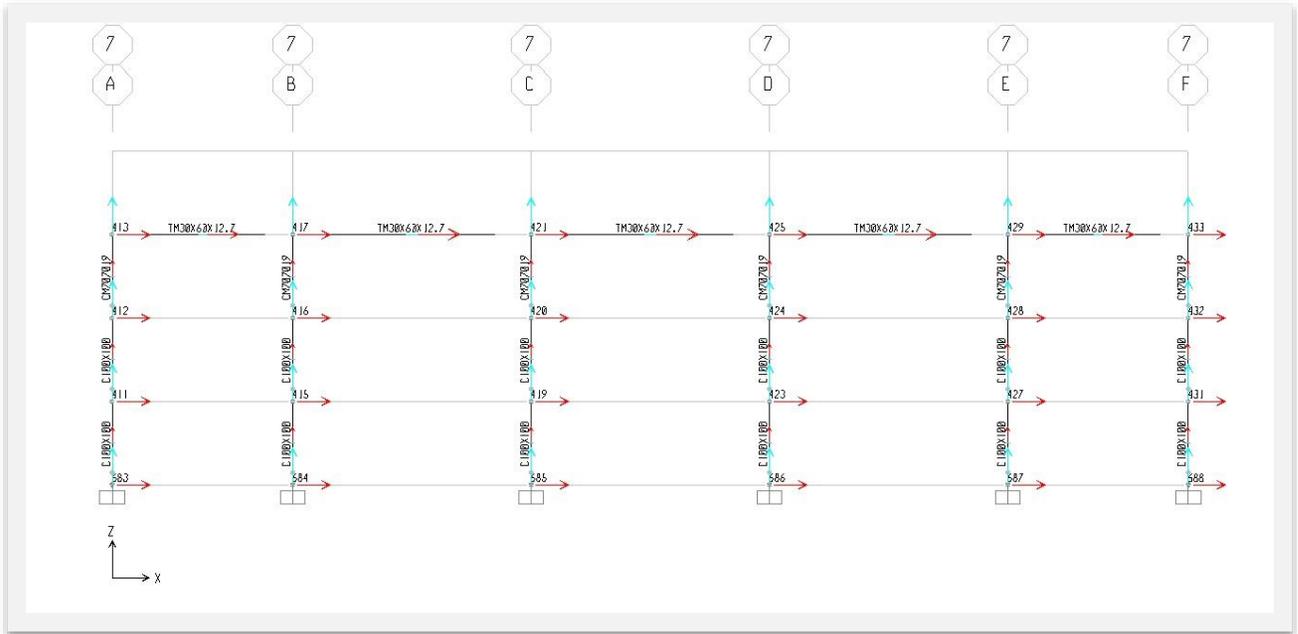


Ilustración 16. Marco Eje 7

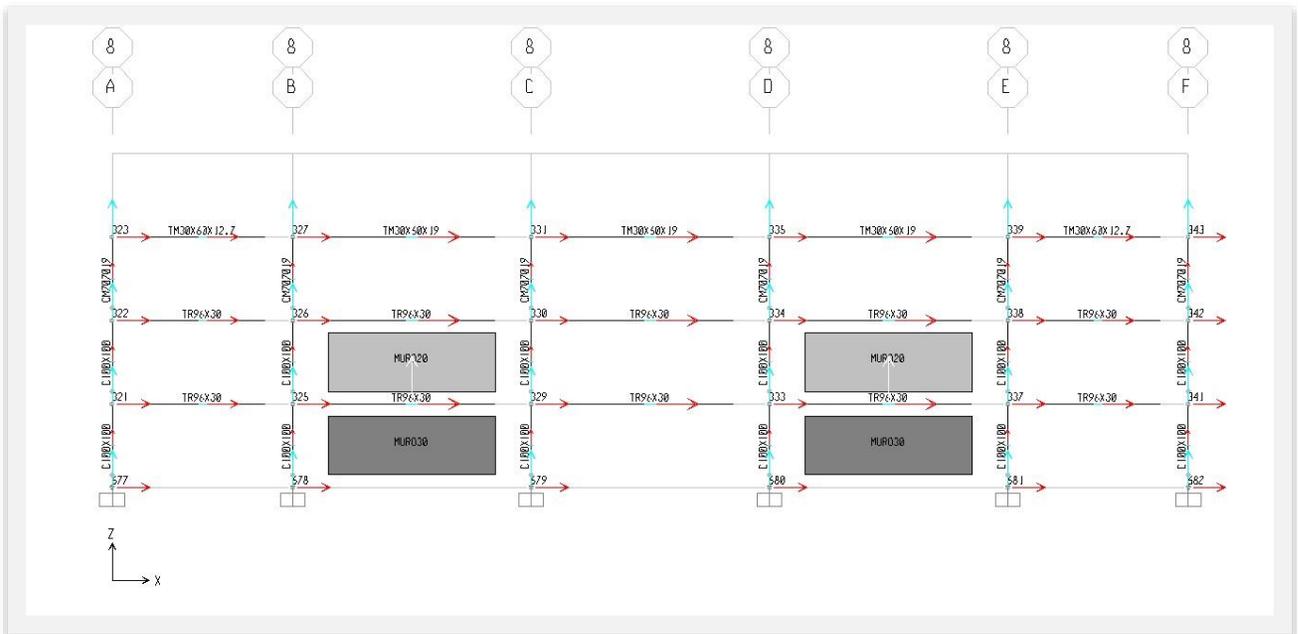


Ilustración 17. Marco Eje 8

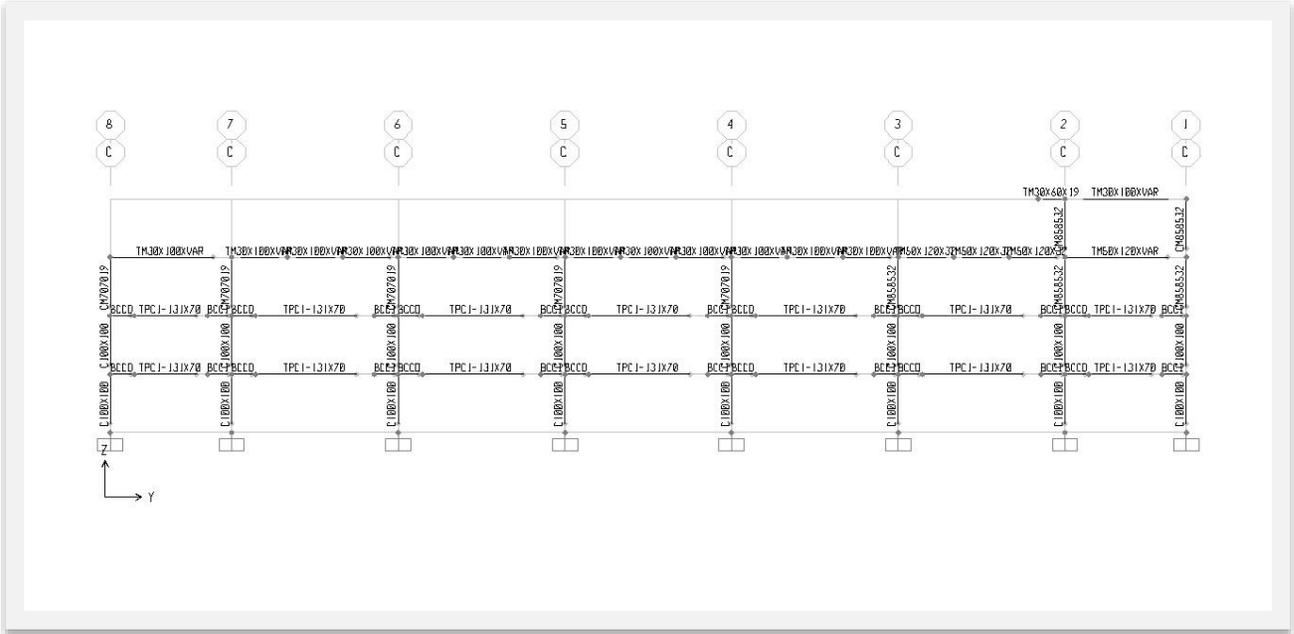


Ilustración 20. Marco Eje C

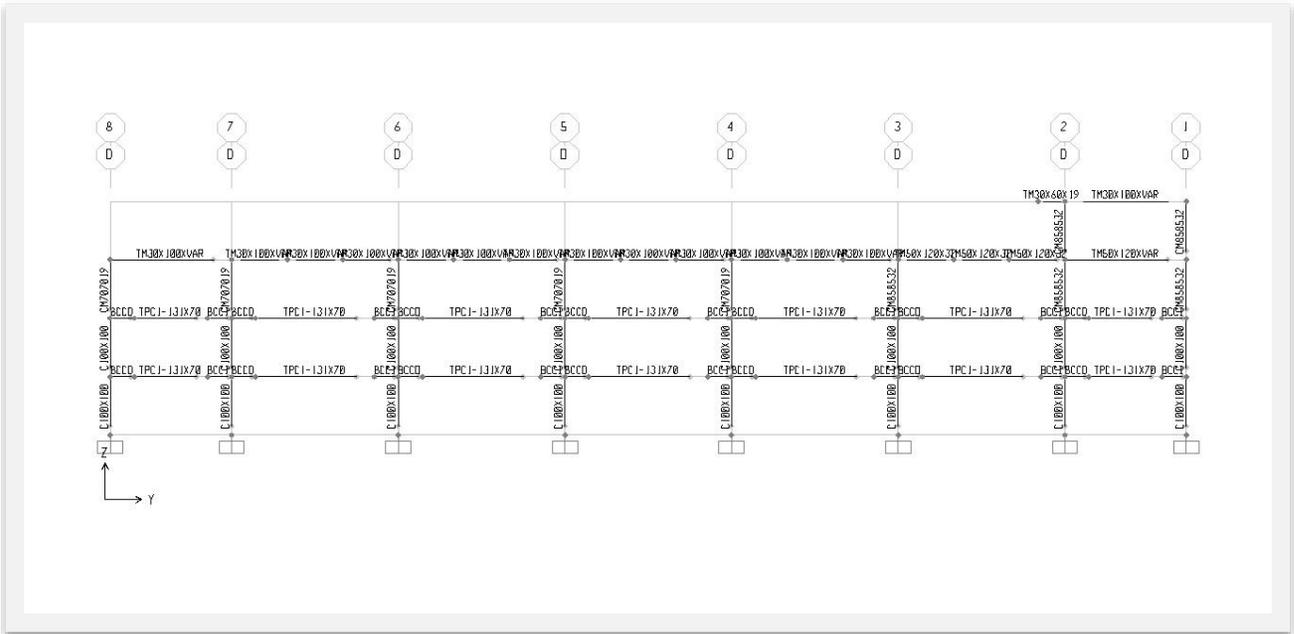


Ilustración 21. Marco Eje D

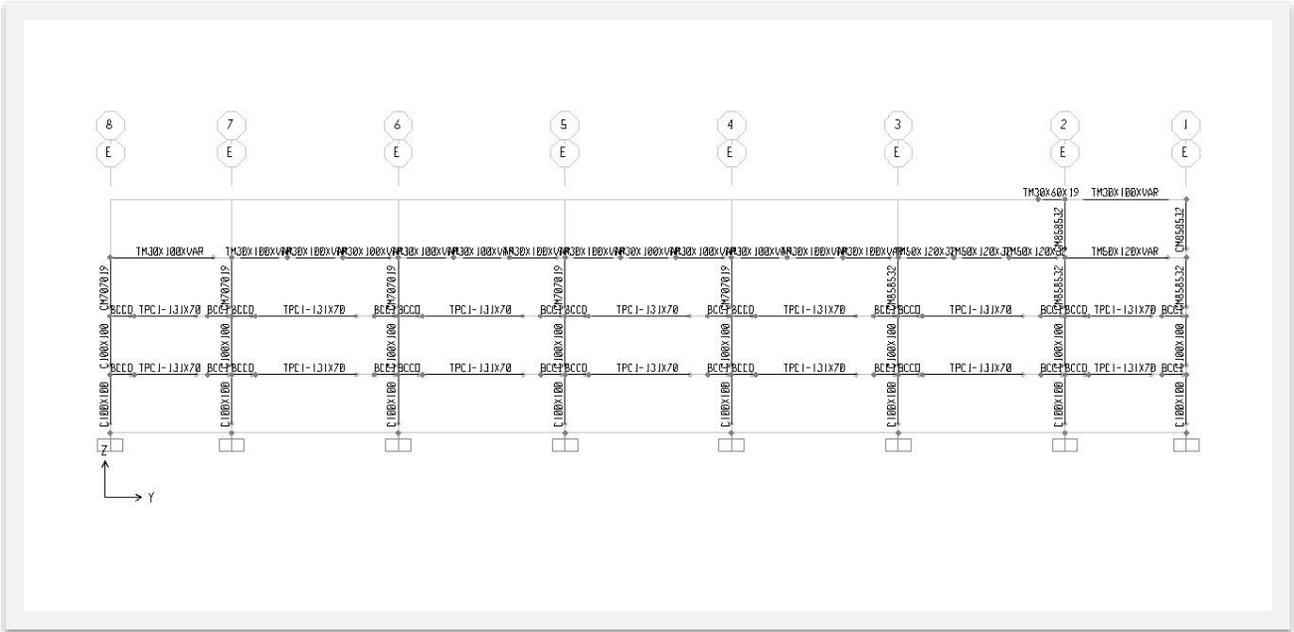


Ilustración 22. Marco Eje E

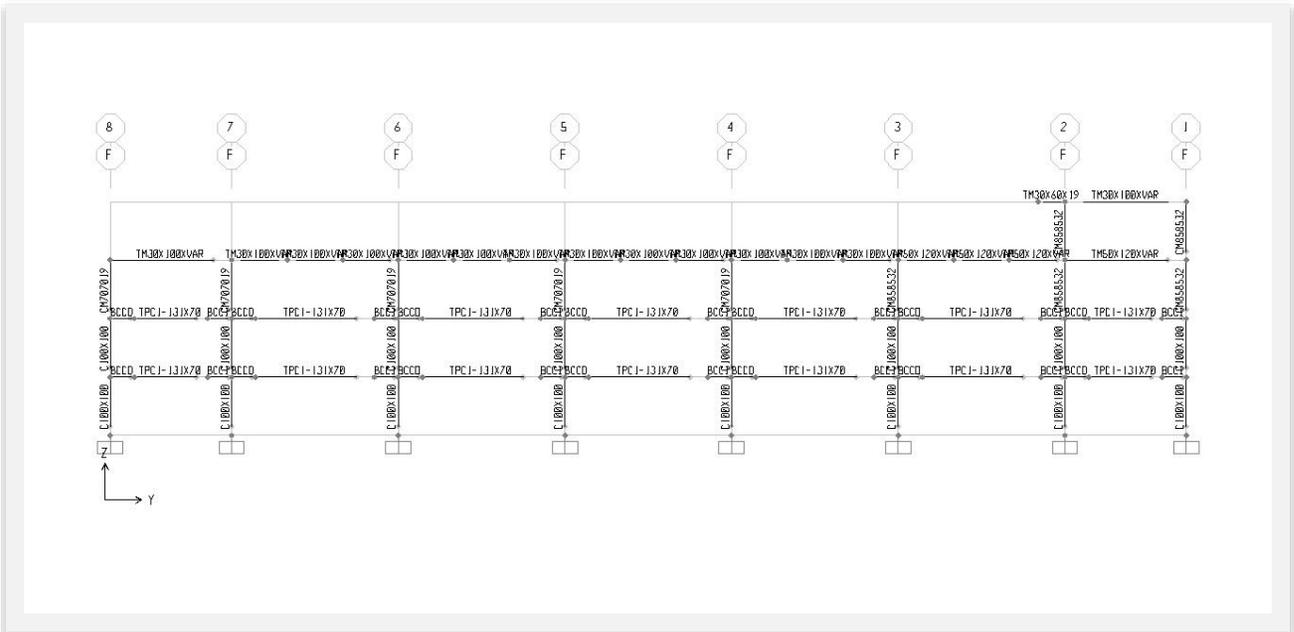


Ilustración 23. Marco Eje F

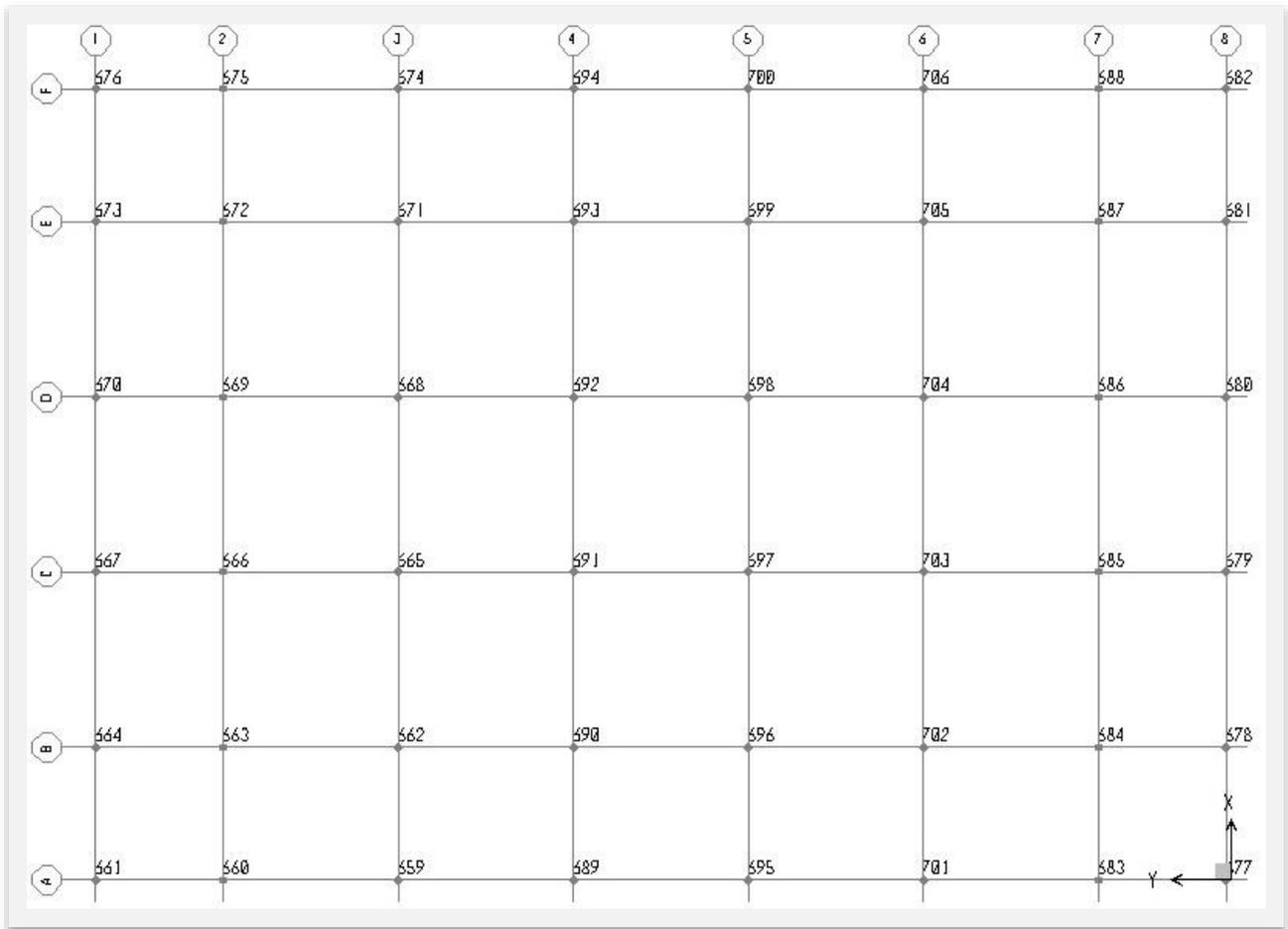


Ilustración 24. Planta Cimentación

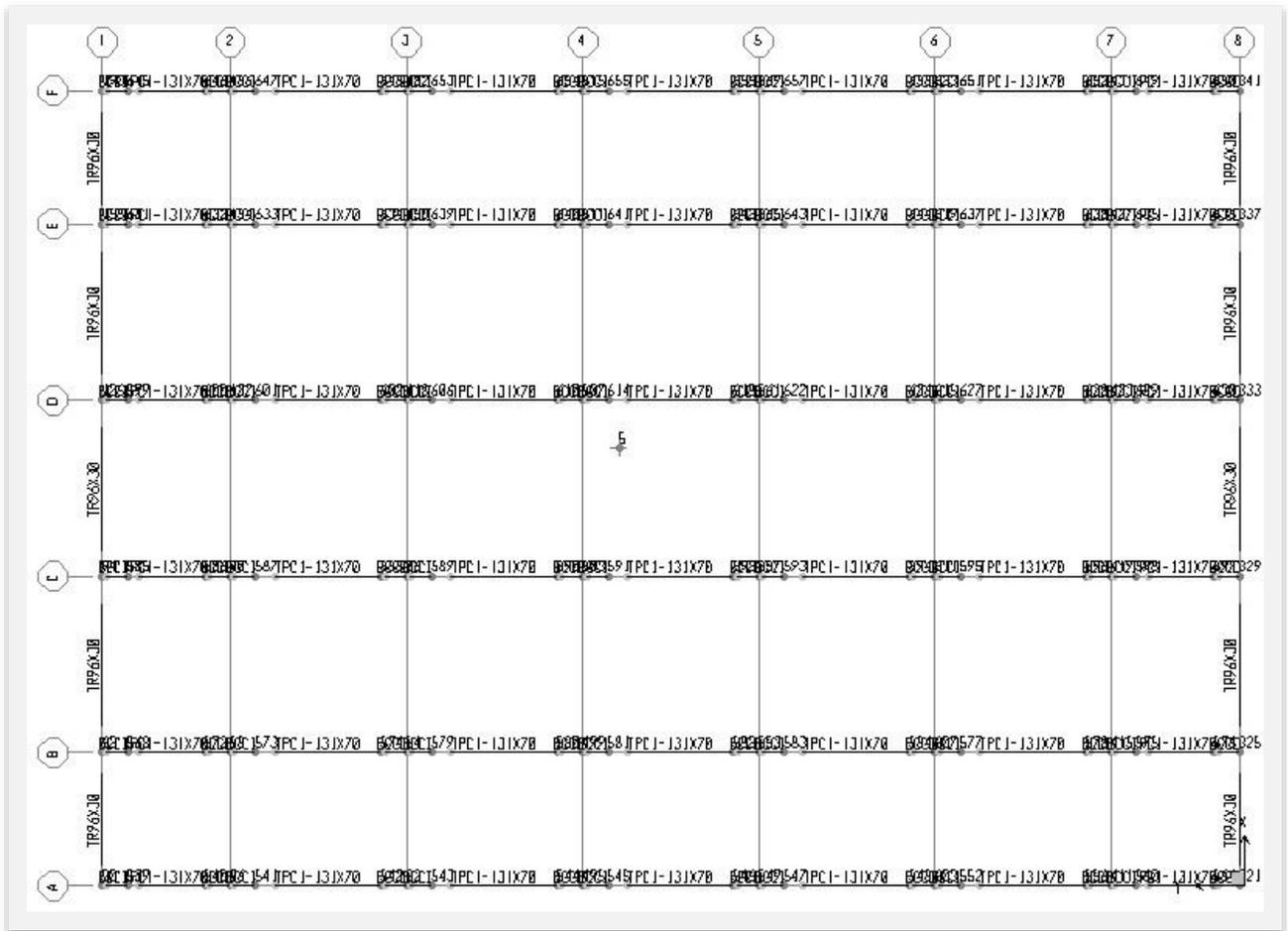


Ilustración 25. Planta Primer Nivel

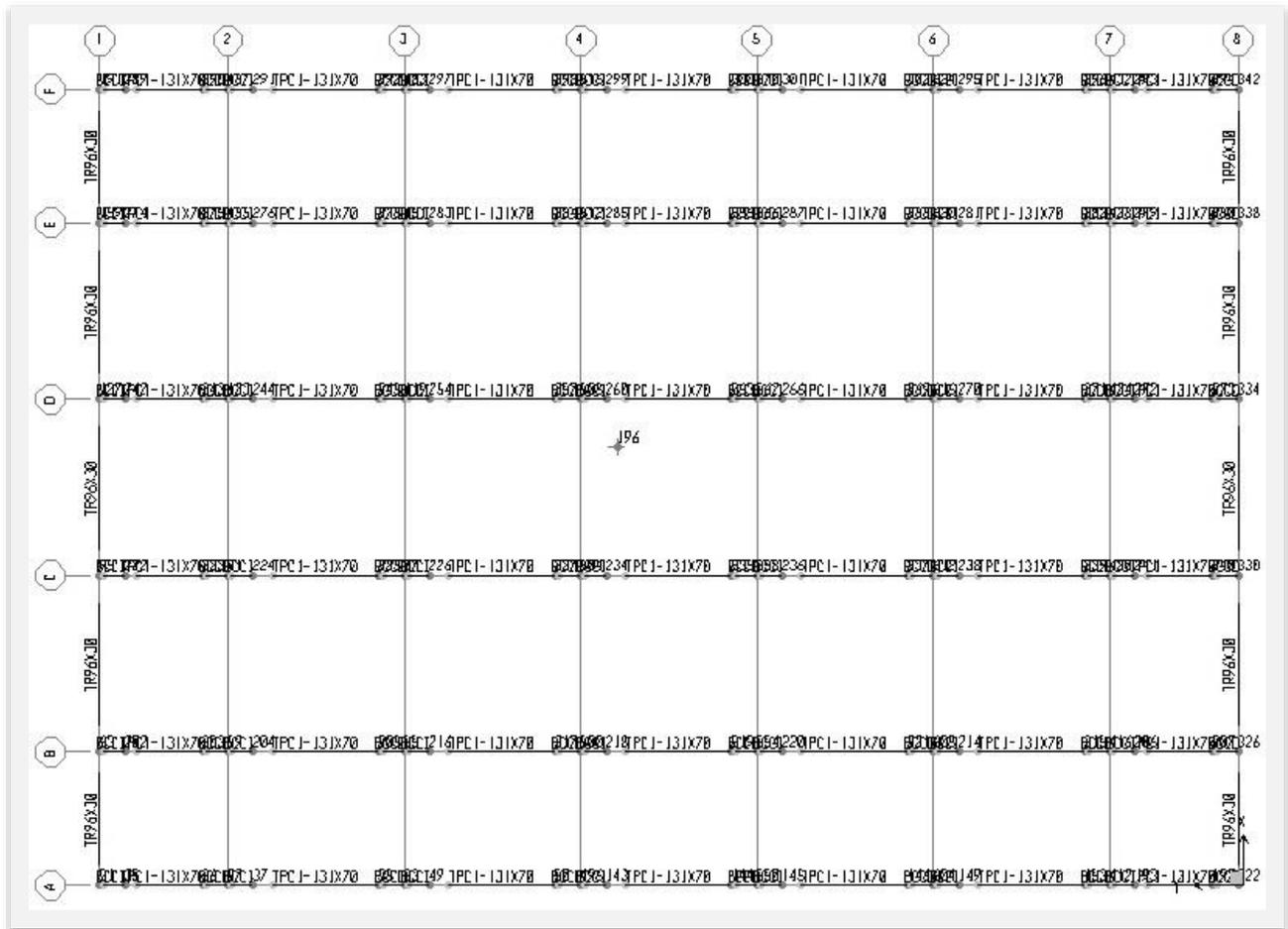


Ilustración 26. Planta Segundo Nivel

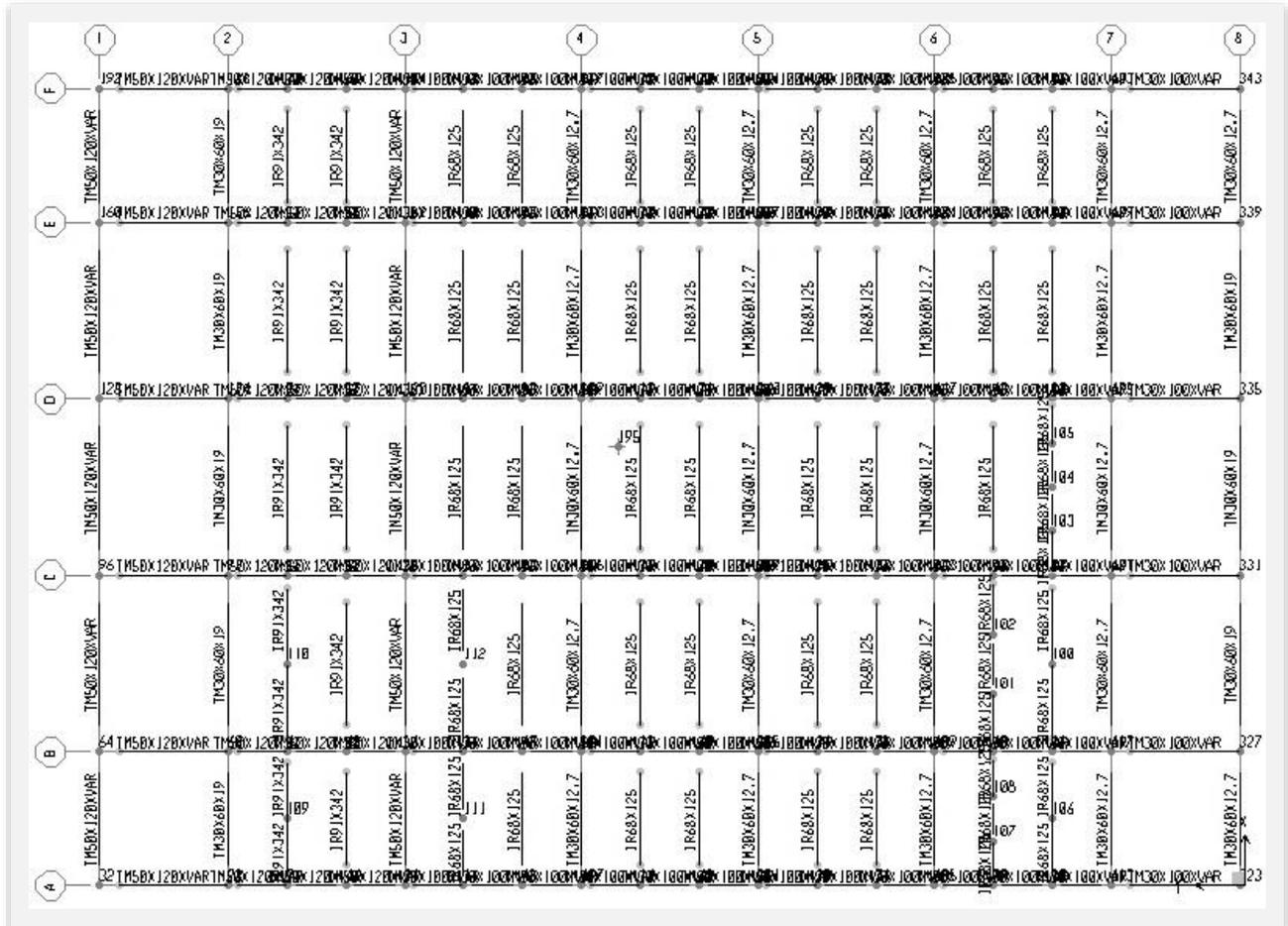


Ilustración 27. Planta Cubierta

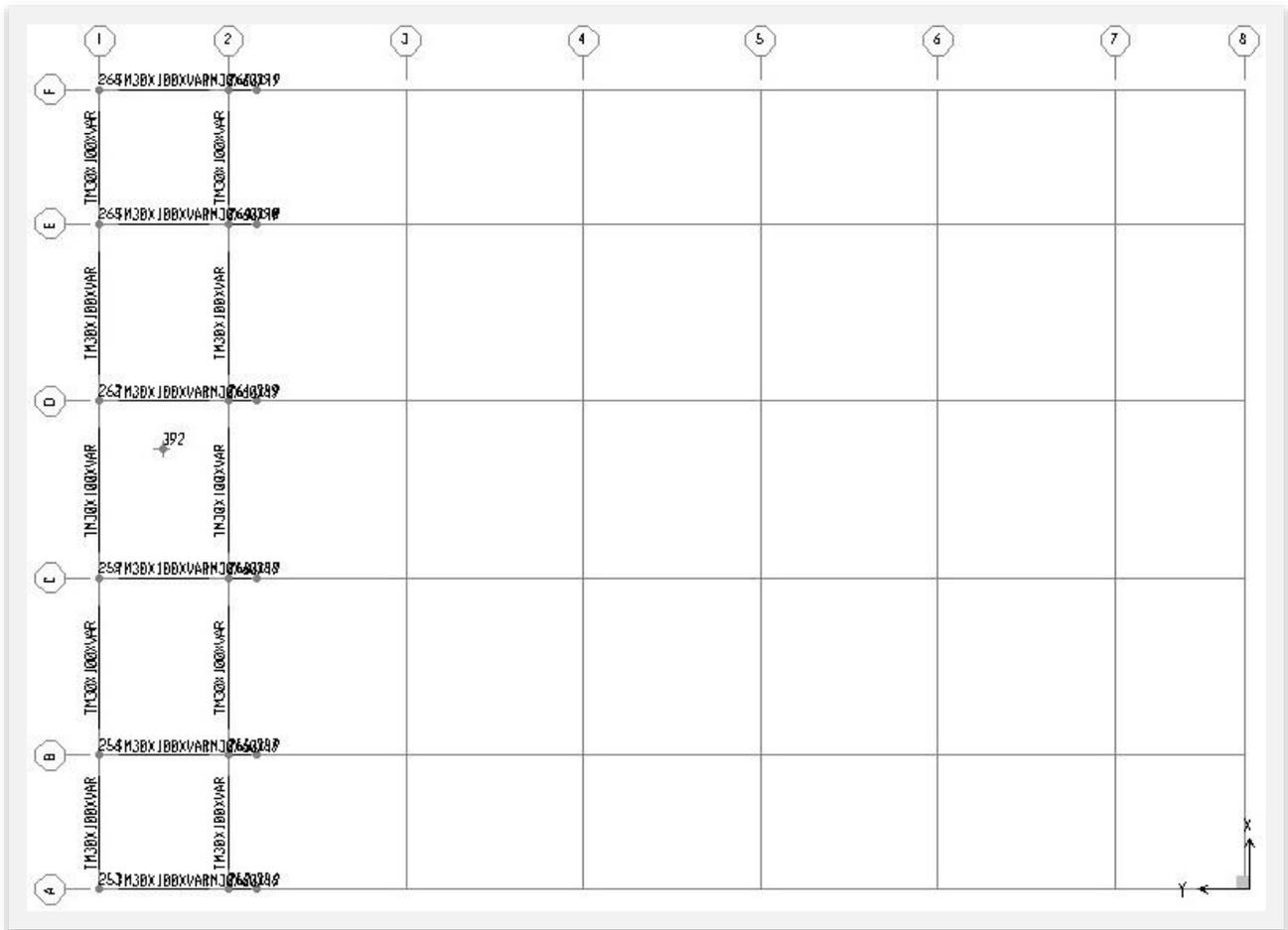


Ilustración 28. Planta Cubierta Zona de Servicios

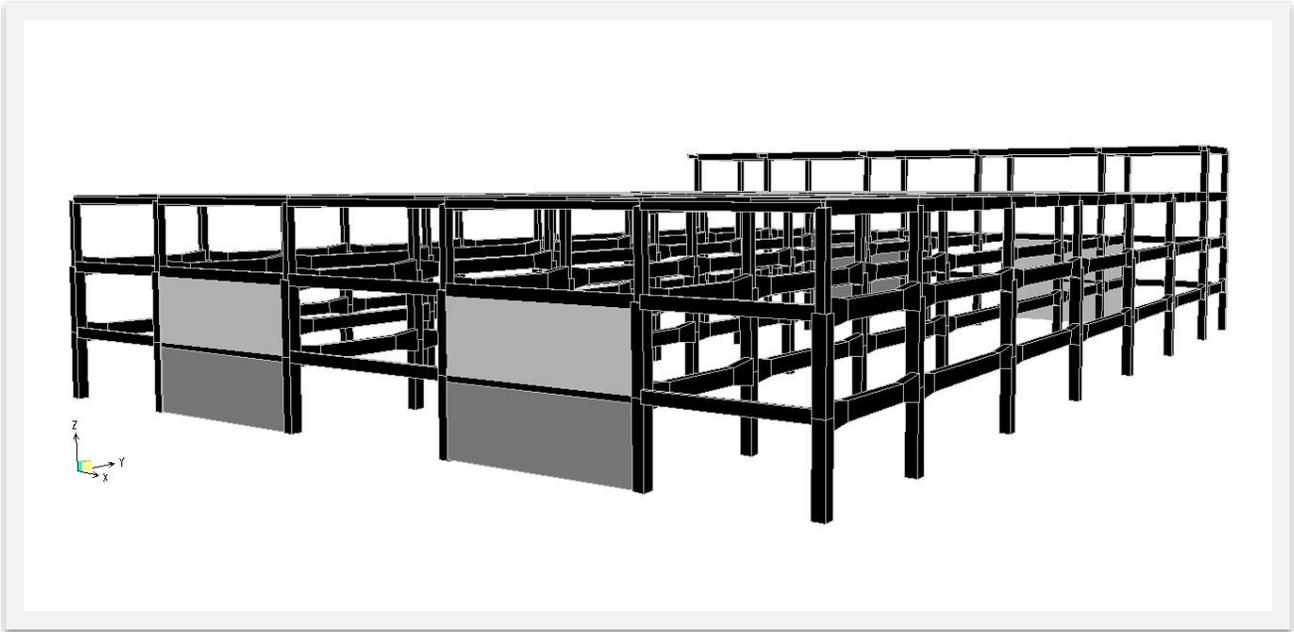


Ilustración 29. Isométrico 1

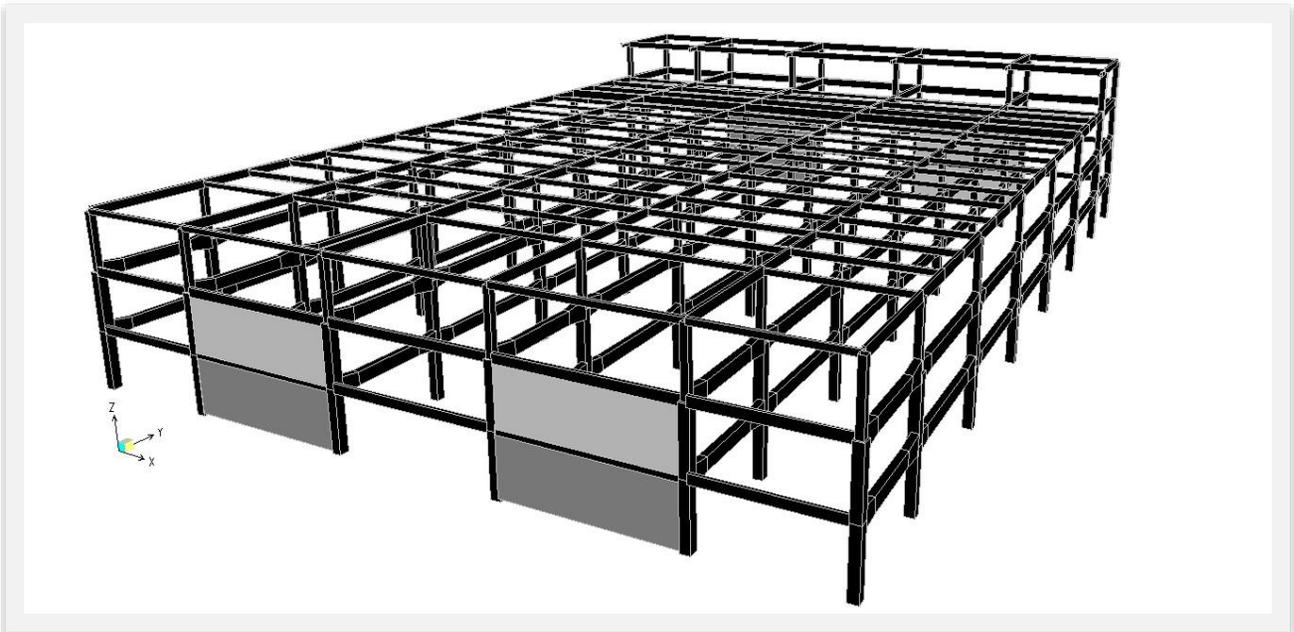


Ilustración 30. Isométrico 2



V. Cargas

V.1 Acciones de diseño

Tipos de acciones, según su duración se considerarán tres categorías de acciones, de acuerdo con la duración en que obran sobre las estructuras con su intensidad máxima:

- a) Las acciones permanentes son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo. Las principales acciones que pertenecen a esta categoría son: la carga muerta; el empuje estático de suelos y de líquidos y las deformaciones y desplazamientos impuestos a la estructura que varían poco con el tiempo, como los debidos a presfuerzo o a movimientos diferenciales permanentes de los apoyos;
- b) Las acciones variables son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran en esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales que tengan una intensidad variable con el tiempo, y las acciones debidas al funcionamiento de maquinaria y equipo, incluyendo los efectos dinámicos que pueden presentarse debido a vibraciones, impacto o frenado; y
- c) Las acciones accidentales son las que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas sólo durante lapsos breves. Pertenecen a esta categoría: las acciones sísmicas; los efectos del viento; las cargas de granizo; los efectos de explosiones, incendios y otros fenómenos que pueden presentarse en casos extraordinarios. Será necesario tomar precauciones en las estructuras, en su cimentación y en los detalles



constructivos, para evitar un comportamiento catastrófico de la estructura para el caso de que ocurran estas acciones.

V.2 Acciones permanentes

V.2.1. Cargas muertas

V.2.1.1 Definición y evaluación

Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta menor, como en el caso de volteo, flotación, lastre y succión producida por viento. En otros Casos se emplearán valores máximos probables.

V.2.1.2 Peso muerto de losas de concreto

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2). Cuando sobre una losa colada en el lugar o precolada, se coloque una capa de mortero de peso normal, el peso calculado de esta capa se incrementará también en 0.2 kN/m^2 (20 kg/m^2) de manera que el incremento total será de 0.4 kN/m^2 (40 kg/m^2). Tratándose de losas y morteros que posean pesos volumétricos diferentes del normal, estos valores se modificarán en proporción a los



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

V.2.1.3 Empujes estáticos de tierras y líquidos

Las fuerzas debidas al empuje estático de suelos se determinarán de acuerdo con lo establecido en las **Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones** (NTC-DCCIM, 2004). Para valuar el empuje de un líquido sobre la superficie de contacto con el recipiente que lo contiene se supondrá que la presión normal por unidad de área sobre un punto cualquiera de dicha superficie es igual al producto de la profundidad de dicho punto con respecto a la superficie libre del líquido por su peso volumétrico.

V.3 Cargas variables

V.3.1 Cargas vivas

V.3.1.1 Definiciones

Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en la tabla 8.

Las cargas especificadas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común, como cajas fuertes de gran tamaño, archivos importantes, libreros pesados o cortinajes en salas de espectáculos.



Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberá tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- a) La carga viva máxima W_m se deberá emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como para el diseño estructural de los cimientos ante cargas gravitacionales;
- b) La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;
- c) La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y
- d) Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por viento, su intensidad se considerará nula sobre toda el área.

Las cargas uniformes de la tabla 8 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.



Tabla 8. Cargas vivas unitarias, (kg/m²)

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



V.4.1 Viento

Los procedimientos aquí indicados se aplicarán conforme a los criterios generales de diseño especificados en dicho título. En particular, deberán aplicarse a las acciones debidas al viento los factores de carga correspondientes a acciones accidentales fijados en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADED, 2004).

V.4.1.1 Criterios de diseño

Consideraciones Generales

Deberán revisarse la seguridad de la estructura principal ante el efecto de las fuerzas que se generan por las presiones (empujes o succiones) producidas por el viento sobre las superficies de la construcción expuestas al mismo y que son transmitidas al sistema estructural. La revisión deberá considerar la acción estática del viento y la dinámica cuando la estructura sea sensible a estos efectos.

Deberá realizarse, además, un diseño local de los elementos particulares directamente expuestos a la acción del viento, tanto los que forman parte del sistema estructural, tales como cuerdas y diagonales de estructuras triangulares expuestas al viento, como los que constituyen sólo un revestimiento (láminas de cubierta y elementos de fachada y vidrios).



V.4.1.2 Clasificación de las estructuras

V.4.1.2.1 De acuerdo con su importancia

Para fines de diseño por viento y de acuerdo con la importancia para la cual serán destinadas, las estructuras están clasificadas en dos grupos, A y B, según el artículo 139 del (RCDF, 2004) este caso es del grupo B.

V.4.1.2.2 De acuerdo con su respuesta ante la acción del viento

Para fines de diseño por viento y de acuerdo con la naturaleza de los principales efectos que el viento puede ocasionar en ellas, las estructuras se clasifican en cuatro tipos:

V.4.1.2.2.1 Tipo 1.

Comprende las estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta rígidos; es decir, que sean capaces de resistir las cargas debidas a viento sin que varíe esencialmente su geometría. Se excluyen las construcciones en que la relación entre altura y dimensión menor en planta es mayor que 5 o cuyo período natural de vibración excede de 1 segundo. Se excluyen también las cubiertas flexibles, como las de tipo colgante, a menos que por la adopción de una geometría adecuada, la aplicación de presfuerzo u otra medida, se logre limitar la respuesta estructural dinámica.



V.4.1.2.2.2 Tipo 2.

Comprende las estructuras cuya esbeltez o dimensiones reducidas de su sección transversal las hace especialmente sensibles a las ráfagas de corta duración, y cuyos periodos naturales largos favorecen la ocurrencia de oscilaciones importantes. Se cuentan en este tipo, los edificios con esbeltez, definida como la relación entre la altura y la mínima dimensión en planta, mayor que 5, o con periodo fundamental mayor que 1 segundo. Se incluyen también las torres atirantadas o en voladizo para líneas de transmisión, antenas, tanques elevados, parapetos, anuncios, y en general las estructuras que presentan dimensión muy corta paralela a la dirección del viento. Se excluyen las estructuras que explícitamente se mencionan como pertenecientes a los Tipos 3 y 4.

V.4.1.2.2.3 Tipo 3.

Comprende estructuras como las definidas en el Tipo 2 en que, además, la forma de la sección transversal propicia la generación periódica de vórtices o remolinos de ejes paralelos a la mayor dimensión de la estructura. Son de este tipo las estructuras o componentes aproximadamente cilíndricos, tales como tuberías, chimeneas y edificios con planta circular.

V.4.1.2.2.4 Tipo 4.

Comprende las estructuras que por su forma o por lo largo de sus períodos de vibración presentan problemas aerodinámicos especiales. Entre ellas se hallan las cubiertas colgantes, que no pueden incluirse en el Tipo 1.



V.4.1.3 Efectos a considerar

En el diseño de estructuras sometidas a la acción de viento se tomarán en cuenta aquellos de los efectos siguientes que puedan ser importantes en cada caso:

- a) Empujes y succiones estáticos;
- b) Fuerzas dinámicas paralelas y transversales al flujo principal, causadas por turbulencia;
- c) Vibraciones transversales al flujo causadas por vórtices alternantes; y
- d) Inestabilidad aeroelástica.

V.5 Sismo

V.5.1 Diseño óptimo

Se obtuvieron valores óptimos de las mesetas de los espectros de diseño para el estado límite de colapso (seudo aceleraciones, 5% del amortiguamiento crítico) en sitios de terreno rocoso en zonas de alta sismicidad de la República Mexicana, para estructuras del Grupo B. Para sitios en la costa del Pacífico se obtuvieron mesetas espectrales del orden de 1.0 g y periodos de retorno de 500 años.

Para las zonas de baja sismicidad, se obtuvieron valores del orden de 0.1 g y periodos de retorno mayores que 10,000 años.

En la Ilustración 31 se ilustra un mapa con la distribución de los periodos de retorno asociados a los coeficientes óptimos. Las aceleraciones máximas en terreno rocoso, que corresponden a estos periodos de retorno, se ilustran en la Ilustración 32. Con estas aceleraciones se introduce el peligro sísmico en los espectros de diseño, es decir, es el punto de inicio. Espectros de diseño sísmico para el territorio mexicano

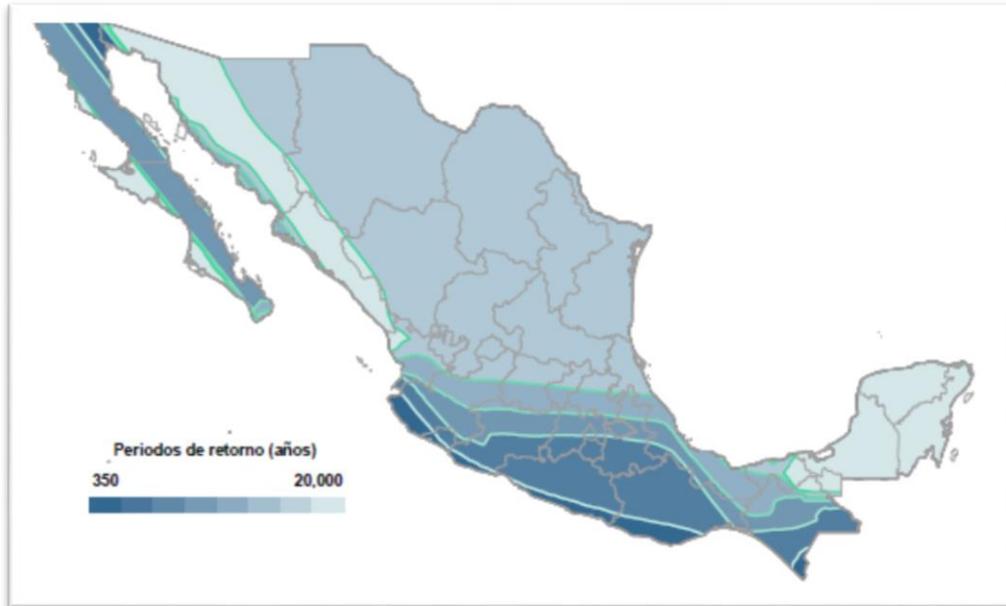


Ilustración 31. Mapa de periodos de retorno. No se han dibujado curvas para periodos mayores que 6,500 años

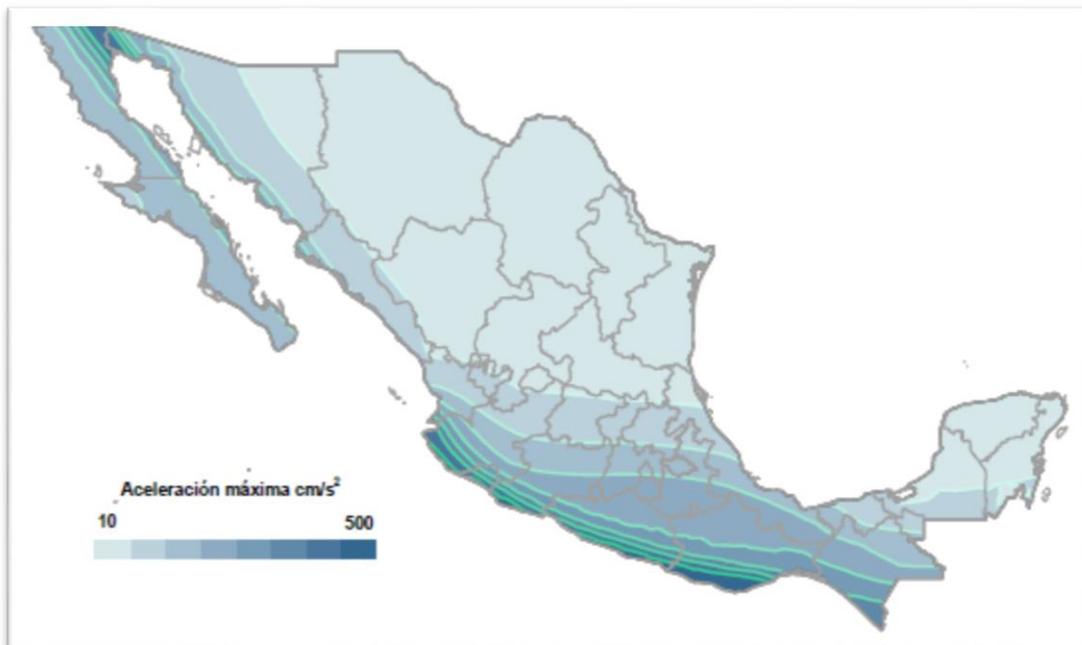


Ilustración 32. Aceleraciones máximas del terreno (roca) correspondientes a los periodos de retorno. Las unidades están en fracciones de la gravedad (g).



V.5.1.1 Espectros para diseño de estructuras

TIPO EDIFICIO

En estos espectros no se considera en forma explícita las reducciones por ductilidad, redundancia o sobre resistencia o comportamiento histerético inherentes a un tipo de estructura específico. Estos espectros se tomarán en cuenta empleando factores explícitos para reducir por ductilidad, redundancia y sobre resistencia y para corregir por comportamiento histerético degradante en estructuras ubicadas en suelos blandos.

Por otro lado, las ordenadas espectrales dependen del amortiguamiento. En el caso específico de edificios, se ha empleado tradicionalmente una fracción de amortiguamiento de 5% del valor crítico.

Sin embargo, uno de los efectos importantes de la interacción suelo–estructura es la modificación de los periodos naturales del sistema y de su amortiguamiento, lo cual repercute directamente en la respuesta, ya sea incrementando o reduciendo su valor. Los efectos de interacción pueden ser en algunos casos igual o más importantes que aquellos inducidos por las condiciones locales del terreno.

La manera de tomar en cuenta los efectos de interacción suelo–estructura se describen en la sección correspondiente del (MDOC-DS-CFE, 2008). Sin embargo, es conveniente incluir, en los espectros empleados para edificios, un factor de amortiguamiento, β , con que se consideran los efectos del amortiguamiento en la ordenada espectral. De esta manera, se podrá realizar esta corrección cuando se justifique emplear un amortiguamiento diferente al 5%.



V.5.1.2 Factor de comportamiento sísmico Q

A continuación se comentan los requisitos que deben cumplir las estructuras tipo edificio para adoptar cada uno de los valores de comportamiento sísmico recomendados. Al revisar los requisitos que se deben satisfacer para usar $Q = 4$ debe ponerse énfasis en que:

- 1) Los marcos dúctiles tienen la capacidad de desarrollar las más altas ductilidades de todos los sistemas estructurales. La reducción en la ductilidad que puede desarrollarse cuando se recurra a muros o contravientos se ve contrarrestada por la doble línea de defensa que suministra el requisito de que los marcos, por sí solos, puedan resistir al menos la mitad de la fuerza cortante en cada entrepiso, como si los muros y contravientos hubieran fallado totalmente. Para verificar este requisito, se debe comparar la fuerza cortante que le corresponde a los marcos con la fuerza cortante total. En el análisis donde se tomen en cuenta los muros de concreto debe verificarse que estos sean continuos en su plano desde la cimentación, de lo contrario deben tomarse precauciones especiales.
Dada una capacidad en cortante, la energía que se disiparía ante la falla de los muros de mampostería sería apreciablemente menor que la disipada ante la falla de muros de concreto o contravientos de acero o concreto reforzado.
- 2) Una causa frecuente de falla en estructuras de varios pisos es la denominada planta baja débil o, con mayor generalidad, planta débil. No necesariamente ocurre cuando un entrepiso es más débil de lo que requeriría un código de construcción, sino cuando el resto de los entrepisos son demasiado resistentes. Dado un movimiento del terreno, la situación más favorable es aquella en que la disipación de energía por deformación inelástica se reparte uniformemente en todos los entrepisos. Si todos los entrepisos menos uno, o unos cuantos, están sobre diseñados, aquél o aquéllos que no lo estén tienen que encargarse de la totalidad de la energía que ha de disiparse en deformación inelástica, lo cual les impone



una enorme demanda de ductilidad. Para que pueda aprovecharse un factor de ductilidad elevado, hay que asegurarse de que en ningún entrepiso el cociente de la fuerza cortante resistente entre la actuante sea muy inferior al promedio. Una estimación burda de este cociente se puede obtener mediante la suposición de que la estructura se comporta como una de cortante. Así, la fuerza resistente de entrepiso se calcula como la suma de las fuerzas cortantes resistentes de las columnas más las de los muros.

- 3) Para que puedan desarrollarse altos factores de ductilidad y sus beneficios no se pierdan por deterioro, deben satisfacerse requisitos que se marcan en las normas técnicas para estructuras de concreto vigentes (NTC-DCEC, 2004.). Estos esencialmente tienden a asegurar, bajo la condición de que no se presente una falla frágil, que la capacidad de marcos y muros se alcanza por fluencia del acero de refuerzo longitudinal en tensión, o bien, del concreto en compresión si está debidamente confinado. Si se utilizan marcos con contravientos, es importante tener en cuenta que, de acuerdo con la filosofía de diseño de la norma, los contravientos son los elementos que deben fallar primero, es decir, se diseña con una filosofía de contraviento más débil – viga débil – columna fuerte. Para lograrlo, deberá recurrirse a los criterios de diseño por capacidad donde, para este caso, deberán dimensionarse primero los contravientos, después las vigas y posteriormente las columnas y revisar los nudos.

- 4) Tratándose de marcos metálicos, se deben satisfacer los requisitos para marcos con ductilidad alta que se fijan en las normas técnicas complementarias para estructuras metálicas (NTC-EM, 2004) . En estructuras metálicas las limitaciones que tienden a asegurar su ductilidad sin deterioro significativo son tales que prácticamente impiden que se presenten fallas frágiles o por pandeo. El pandeo comparte con las fallas frágiles el hecho de que la capacidad disminuye rápidamente en cuanto se alcanza la carga máxima, que implica que se disipe poca energía en el proceso, sobre todo cuando la relación de esbeltez del



contraviento es grande. Si se utilizan marcos con contravientos, al igual que para marcos de concreto, es importante asegurar que los contravientos sean los elementos que fallen primero utilizando criterios de diseño por capacidad, congruentes con una filosofía de diseño contraviento más débil – viga débil – columna fuerte.

- 5) Los requisitos para el empleo de $Q = 3$ son parecidos a los anteriores, salvo que pueden no satisfacerse el 1 o el 3 y que, en vez de marcos de concreto reforzado, es aceptable que haya losas planas siempre que su diseño asegure el desarrollo de una ductilidad razonable para impedir fallas muy concentradas en las intersecciones losa–columna. vulnerables las losas planas que, siempre y cuando se cumpla con los requisitos establecidos en las normas técnicas para estructuras de concreto (NTC-DCEC, 2004.), no parece excesivamente optimista permitir $Q = 3$.
- 6) En los requisitos que permiten el uso de $Q = 1$ a $Q = 2$ debe considerarse la vulnerabilidad de los muros de mampostería, hechos con piezas huecas, es mayor que la de los muros fabricados con piezas macizas. En efecto, ante deformaciones relativamente pequeñas, se producen agrietamientos por tensión diagonal en los muros de mampostería y en el caso de mampostería de piezas, poco después se desprenden las paredes de los bloques que constituyen los muros de mampostería. Ello los hace particularmente frágiles.

V.5.1.3 Valores de Q y Q' a emplear para fines de diseño

Es común que en una estructura compleja se tengan, en una dirección de análisis dada, distintos sistemas estructurales resistiendo cargas laterales, por ejemplo, marcos a momento interiores con marcos contra venteados o con muros en el perímetro También puede ser que la estructuración cambie en elevación. Por ello, se establece que para



fin de diseño, la reducción en la dirección de análisis debe ser uniforme y, por lo tanto, se tomará el valor mínimo de Q que corresponde a los diversos entrepisos y sistemas sísmicos resistentes de la estructura en la dirección de análisis.

También se reconoce que es común que en una estructura se utilicen dos sistemas estructurales con distintas capacidades de deformación lateral en direcciones ortogonales, por ejemplo, marcos dúctiles con contravientos en una dirección y marcos no dúctiles con muros en la dirección ortogonal, como se ilustra en la Ilustración 33, por lo que en estos casos se podrá utilizar distintos valores de Q para cada dirección ortogonal, es decir, $Q = 2$ en la dirección de los marcos no dúctiles con muros (eje Y) y, dependiendo del balance de rigidez, resistencia y del detallado, $Q = 3$ o $Q = 4$ en la dirección de los marcos dúctiles con contravientos (eje X).

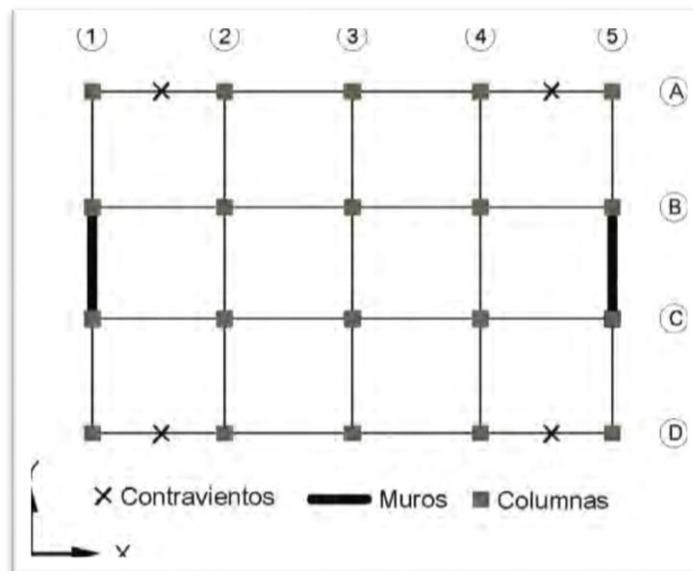


Ilustración 33. Planta de edificio con distintas estructuraciones en direcciones ortogonales.



V.5.2. Elección del tipo de análisis

Se recomiendan tres procedimientos de análisis para estructuras de edificios sometidas a sismo:

- a) método simplificado,
- b) análisis estático
- c) análisis dinámico.

La diferencia entre los procedimientos estático y dinámico radica fundamentalmente en la distribución de las fuerzas laterales con la altura de la estructura. En el análisis dinámico, las fuerzas horizontales se obtienen en función de la respuesta dinámica de la estructura, tomando en cuenta la distribución tanto de las masas como de las rigideces.

En el análisis estático, las fuerzas se determinan suponiendo formas simples lineales o cuadráticas para la variación de las aceleraciones con la altura, ajustadas para que el cortante basal de la estructura sea proporcional a la ordenada espectral multiplicada por el peso de la estructura. La distribución de fuerzas laterales en el método simplificado es semejante a la que se recomienda para el análisis estático. Se diferencian porque en el primero no se consideran los desplazamientos horizontales, momentos torsionantes y momentos de volteo.



V.5.2.1. Método simplificado

El método simplificado también considera que, dado que la rigidez lateral de los muros depende principalmente de su rigidez a cortante, la rigidez lateral de los muros en elevación se puede discretizar mediante un modelo de cortante.

- a) Muro de cortante
- b) Modelo de cortante

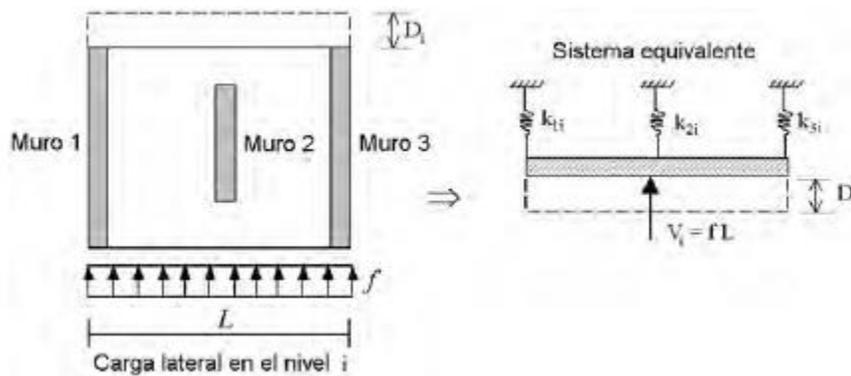


Ilustración 34. Modelado de los muros en elevación bajo las hipótesis del método simplificado.

Bajo estas hipótesis, existen varios aspectos que se desprecian de manera importante, como son la flexibilidad de diafragma, los efectos de esbeltez, los efectos de torsión y los efectos bidireccionales; sin embargo, tal vez los dos que más se desprecian en estructuraciones comunes que cumplen con el método simplificado son los efectos de torsión y los efectos bidireccionales, además de las distorsiones de entrepiso.



V.5.2.2. Análisis estático

La limitación de altura que se establece para aplicar el análisis estático proviene de que, con este método, puede no darse suficiente importancia a la contribución de los modos superiores de vibración en la respuesta estructural, sobre todo cuando el periodo fundamental T_e^1 sobrepasa el periodo característico T_b^2 o bien, cuando el edificio tiene una altura considerable. Parte de este fenómeno se corrige tomando una variación cuadrática de las aceleraciones con la altura, como se especifica en las recomendaciones, pero aún esa corrección es imprecisa y puede ser insuficiente cuando el periodo fundamental es muy largo.

V.5.2.1.1. Valuación de fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental de la estructura

Para la valuación de las fuerzas sísmicas sin estimar el periodo fundamental de la estructura se consideran dos hipótesis. Por un lado, se supone una variación lineal de las aceleraciones con la altura sobre el nivel en que se acepta los desplazamientos de la estructura con respecto al terreno son nulos. Por el otro, se supone que la aceleración espectral, expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, es igual al coeficiente sísmico independientemente del periodo fundamental.

La primera de estas hipótesis es congruente con el hecho de que el modo fundamental es casi una línea recta que pasa por el punto de desplazamiento igual al del terreno y con el hecho de que el modo fundamental contribuye con mucho a la mayor parte de las respuestas estructurales. La segunda es congruente mientras el periodo fundamental no sea excesivamente largo. Cuando $T_e > T_b$ resulta conservador no reducir las fuerzas sísmicas en función del periodo fundamental de la estructura, sino sólo de sus factores

¹ Periodo estructural

² Límite superior de la meseta del espectro de diseño



de comportamiento sísmico y de sobre resistencia. Sin embargo, en estas condiciones se contrarrestan el efecto de los modos superiores de vibración y el de tomar la ordenada espectral igual al coeficiente sísmico independientemente del periodo fundamental. Finalmente, si no se considera la dependencia de la ordenada espectral con el periodo estructura, tampoco se recomienda realizar modificaciones por amortiguamiento.

V.5.2.1.2. Valuación de fuerzas sísmicas estimando el periodo fundamental de la estructura

El cociente de Schwartz (Newmark y Rosenblueth, 1971) que se emplea para estimar el periodo fundamental de la estructura produciría su valor exacto si la distribución de aceleraciones fuera la correspondiente al modo fundamental. Sin embargo, aun cuando las aceleraciones sólo se asemejen a las del modo fundamental, este cociente suministrará una excelente aproximación.

Para la valuación de las fuerzas sísmicas, estimando el periodo fundamental de la estructura, se adopta una distribución lineal de las aceleraciones con la altura sobre el nivel en que los desplazamientos de la estructura son iguales a los del terreno. Esto se justifica mientras el periodo fundamental no sea demasiado largo, por ejemplo $T_e < T_b$. En caso contrario, en vez de la variación lineal de la aceleración de diseño se adopta una variación cuadrática que da proporcionalmente mayores aceleraciones en los niveles altos.

El término de variación cuadrática tiene mayor importancia conforme mayor es el cociente T_e/T_b . Esto proporciona una protección adicional en periodos altos que hace que la relación V^3/W^4 sea igual a $a/Q^3R\rho^5$ cuando $T_e = T_b$ y tienda a 1.25, 1.33 y 1.5 veces

³ Fuerza Cortante

⁴ Pesos de la estructura

⁵ a = aceleración, Q^2 = factor reductor por ductilidad, R = sobre resistencia, ρ = Factor por redundancia.



$a/Q'R_p$ para terrenos con factor de sitio $F_s = 1.0$, $1.0 < F_s \leq 1.5$ y $F_s > 1.5$, respectivamente, cuando T_e tiende a infinito.

V.5.2.1.3. Momentos torsionantes

La excentricidad torsional de diseño para cada sistema resistente se considera igual a la que resulte más desfavorable entre $ed_n + 0.05bn$ y $ed_n - 0.05bn$. La cantidad ed_n representa la excentricidad dinámica producto de la amplificación dinámica que experimenta la excentricidad calculada estáticamente, en tanto que la cantidad $0.05bn$ representa una excentricidad accidental que se debe, por un lado, a las discrepancias que existen entre las distribuciones de masa y rigidez calculadas y las reales al ocurrir un sismo, y por otro, a que los movimientos del terreno siempre tienen componentes de rotación, incluso con respecto a un eje vertical, que no se consideran explícitamente en el análisis.

V.5.2.1.4. Momentos de volteo

Existen dos razones principales para reducir el momento de volteo calculado estáticamente. Por un lado, las fuerzas sísmicas que se adoptan dan lugar a una envolvente conservadora para las fuerzas cortantes de entrepiso correspondientes a una intensidad de diseño, y por el otro, las máximas fuerzas cortantes de entrepiso no ocurren simultáneamente ni con el mismo signo. Por todo ello, el momento de volteo calculado a partir de la envolvente de cortantes de entrepiso estará significativamente sobrestimado. Con base en lo anterior, y tomando en cuenta que el costo de diseñar una cimentación para resistir los momentos de volteo que en ella obran suele ser sumamente elevado, se justifica permitir una reducción en el valor del momento de volteo calculado como la integral del diagrama de cortantes de entrepiso.



El criterio para reducir el momento de volteo obliga a considerar como cota inferior el producto de la fuerza cortante en cada nivel por su distancia al centro de gravedad de la parte de la estructura que se encuentra por encima de éste. Con ello se evitan reducciones importantes en aquellos casos en que la mayor parte del momento de volteo provenga de masas que respondan prácticamente en fase.

V.5.3 Análisis dinámico

Para aplicar el análisis dinámico no se especifica restricción alguna. Por el contrario, se exige emplear alguno de los métodos dinámicos reconocidos, como el análisis modal espectral y el análisis paso a paso, cuando no se satisfagan las limitaciones que se estipulan para aplicar el análisis estático.

V.5.3.1 Análisis modal espectral

El análisis modal espectral es aplicable al cálculo de la respuesta lineal de estructuras con varios grados de libertad sujetas a movimiento sísmico definido por medio del espectro de diseño. Con rigor, este método dinámico no puede utilizarse para determinar las fuerzas de diseño puesto que éstas son función de la respuesta no lineal de la estructura.

Para que este artificio sea aceptable, se necesita que la disipación de energía por comportamiento inelástico sea marcadamente uniforme en la mayor parte de la estructura y que las torsiones de entrepiso en condiciones no lineales guarden cierta relación con las que obran en condiciones lineales.

Con el requisito de considerar por lo menos los tres primeros modos naturales de vibración en traslación horizontal, para cada dirección de análisis, sin considerar el acoplamiento con la rotación respecto a un eje vertical, se desprecian aquellos modos



naturales cuyo efecto combinado no modificaría las fuerzas de diseño significativamente. Este requisito es necesario cuando se trata de estructuras de periodo fundamental largo. Si se reconoce explícitamente el acoplamiento entre los grados de libertad en traslación y rotación, el n -ésimo modo natural en la dirección de análisis debe interpretarse como el modo natural acoplado que mayor semejanza guarda con el n -ésimo modo natural desacoplado, debido a que aparecerán modos intermedios que acoplan los movimientos. Esta revisión requiere cierta experiencia y conocimiento del comportamiento estructural. Una manera de incluir todos los modos necesarios consiste en tomar en cuenta todos los modos necesarios para que la suma de sus pesos efectivos sea mayor o igual que el 90% del peso total de la estructura. En forma simplificada, los modos que contribuyen en forma significativa a la respuesta son aquéllos cuyo peso es mayor que el 90% del peso total.

Cuando en el análisis modal espectral se considera el acoplamiento entre los tres grados de libertad asignados a cada nivel (dos de traslación horizontal y uno de torsión), se estarán incluyendo tanto la amplificación dinámica como las torsiones que obran en el resto de los entresijos. Bastará entonces tomar en cuenta, adicionalmente, la excentricidad accidental.

El movimiento de las masas de una estructura de varios grados de libertad sometida a excitación en su base está gobernado por la ecuación matricial de equilibrio dinámico:

V.5.3.2 Revisión por cortante basal

Con la revisión por cortante basal se asegura que el cortante en la base no se tomará menor que el 90% del que se suministraría en un análisis estático con la opción en que se toma en cuenta el periodo fundamental de la estructura. Esto obedece a que en los análisis dinámicos se pueden introducir más errores que en los estáticos y por ello, es necesario tomar cierta protección ante errores importantes del lado de la inseguridad.



Se consideraron las cargas permanentes y variables según se indica en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF, 2004), obteniéndose los siguientes valores para el análisis y diseño.

Tabla 9. Cargas aplicadas a la edificación

Cargas en azotea	
Multypanel	20 kg/m ²
Plafón e Instalaciones	40 kg/m ²
Largueros	10 kg/m ²
Carga Muerta (cm)	70 kg/m ²
Carga Viva Máxima (CVMax)	40 kg/m ²
Carga Viva Reducida (CVR)	100 kg/m ²

Carga en Azotea (Zona de equipos)	
Losacero	240 kg/m ²
Rellenos	40 kg/m ²
Impermeabilización	10 kg/m ²
Plafón e Instalaciones	40 kg/m ²
Reg. (Art. 197) (RCDF, 2004)	20 kg/m ²
Equipos	160 kg/m ²
Carga Muerta (CM)	510 kg/m ²
Carga Viva Máxima (CVMax)	500 kg/m ²
Carga Viva Reducida (CVRed)	400 kg/m ²

Carga en los Niveles 1 y 2	
Losa a base de trabes tipo "TT"	320 kg/m ²
Firme de compresión	140 kg/m ²
Acabados	120 kg/m ²
Densidad de Muros	100 kg/m ²
Plafón e Instalaciones	40 kg/m ²
Reg. (Art. 197) (RCDF, 2004)	20 kg/m ²
Carga Muerta (CM)	740 kg/m ²
Carga Viva Máxima (CVMax)	350 kg/m ²

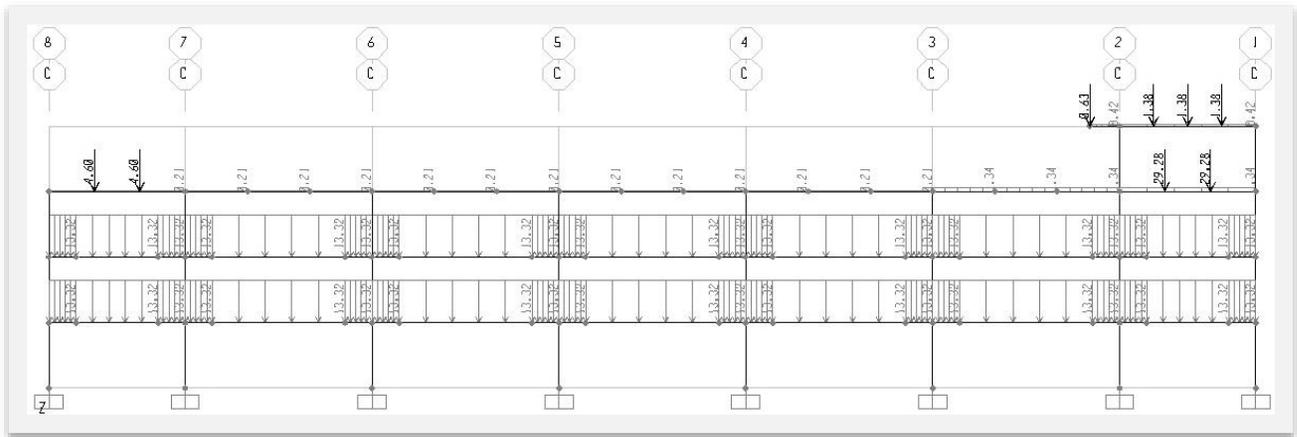


Ilustración 37. Carga Muerta Sobre el Eje C y D

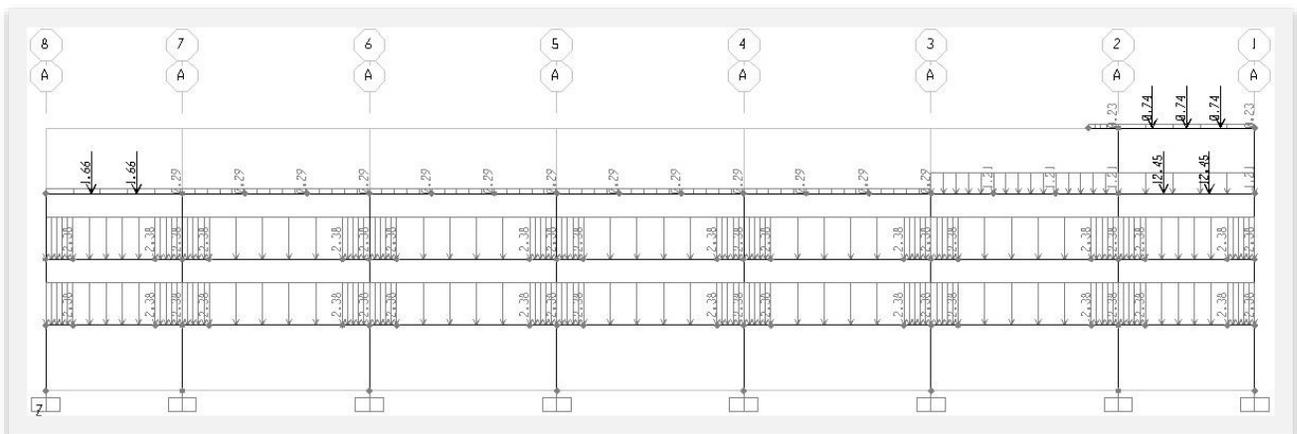


Ilustración 38. Carga Viva Máxima Sobre el Eje A y F

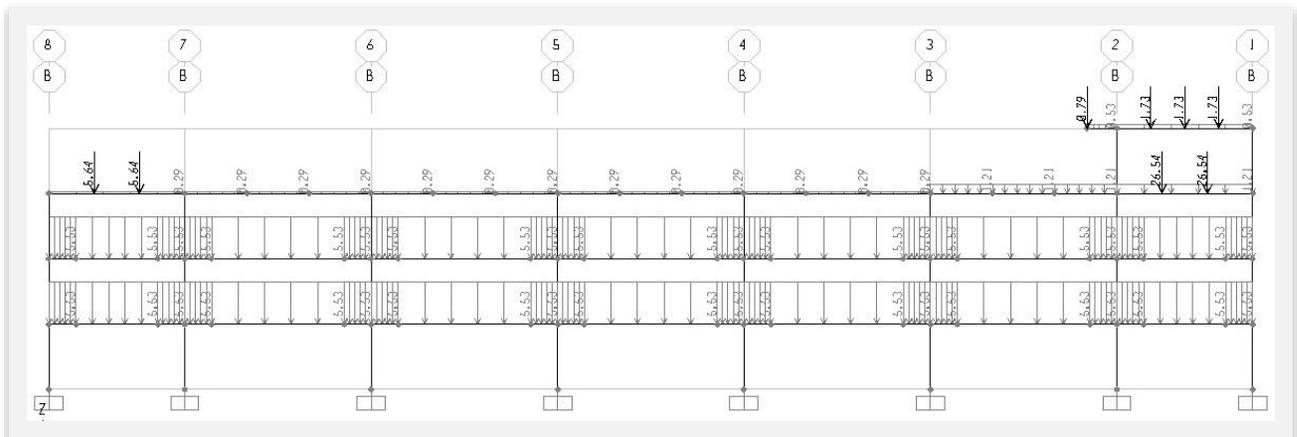


Ilustración 39. Carga Viva Máxima Sobre el Eje B y E

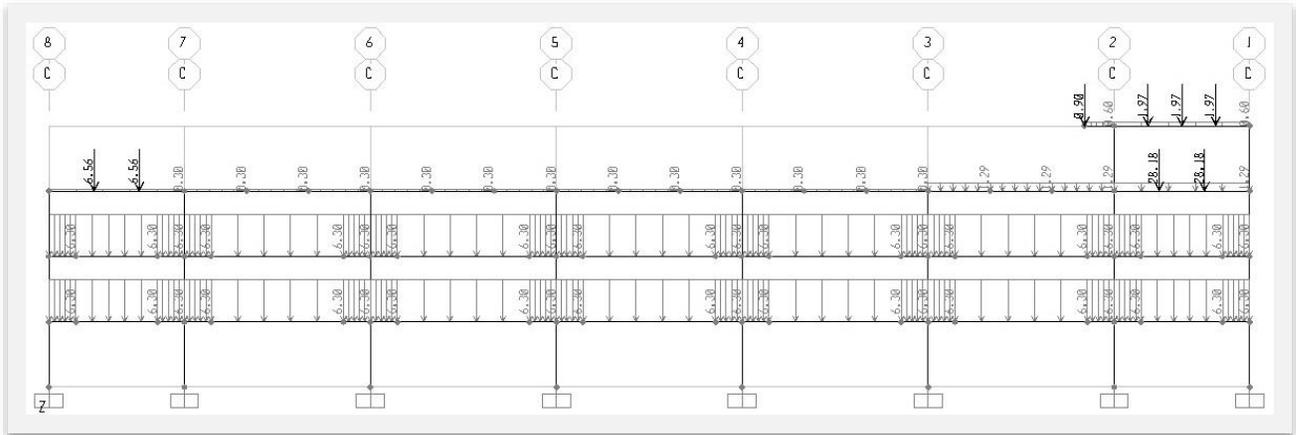


Ilustración 40. Carga Viva Máxima Sobre el Eje C y D

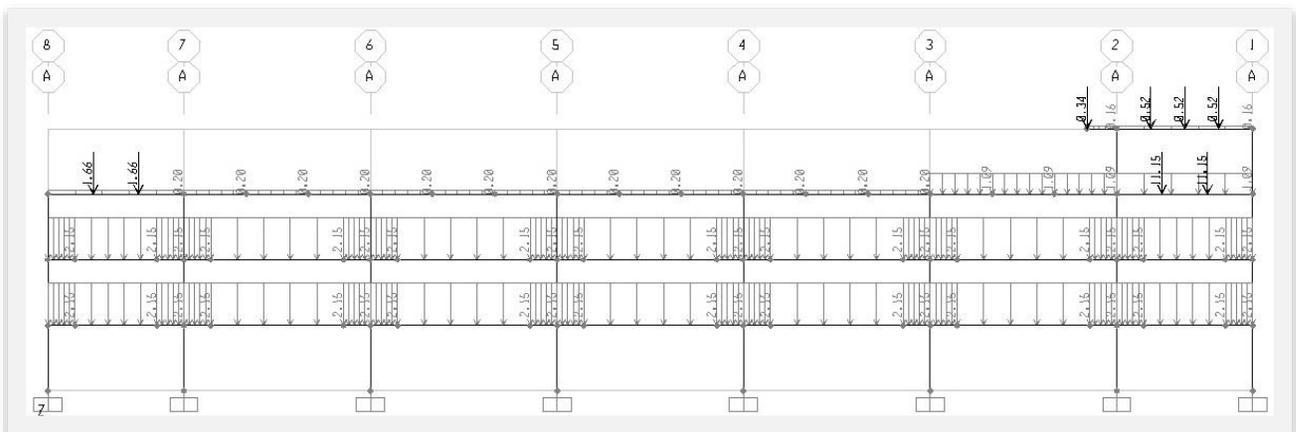


Ilustración 41. Carga Viva Reducida Sobre el Eje A y F

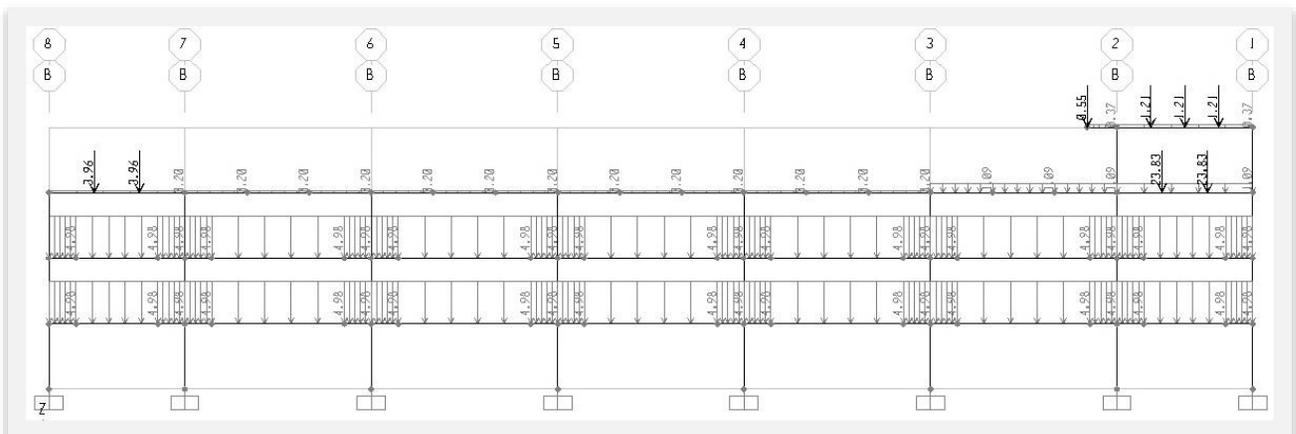


Ilustración 42. Carga Viva Reducida Sobre el Eje B y E

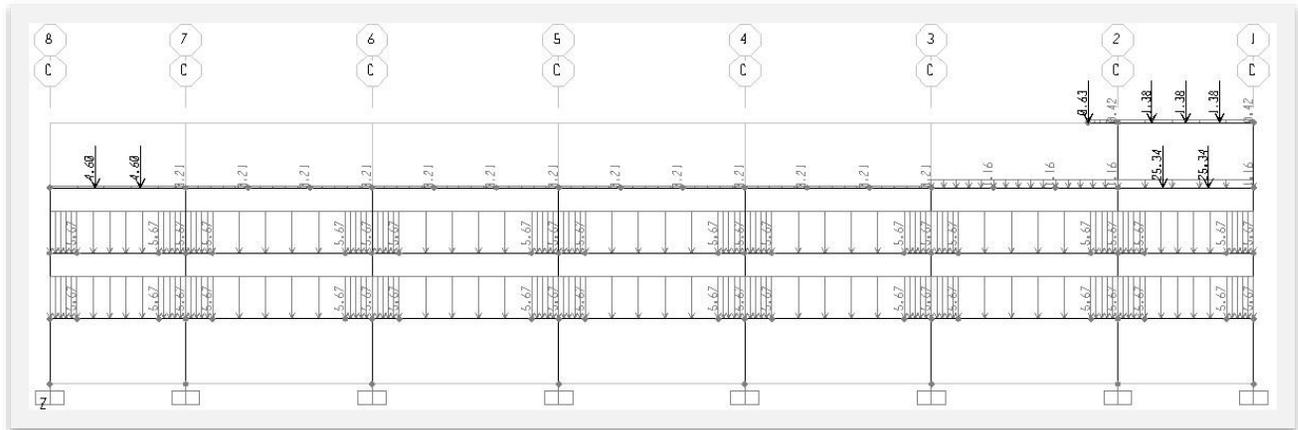


Ilustración 43. Carga Viva Reducida Sobre el Eje C y D

VI. Geometría de la Estructura

VI.1. Cimentación

- √ La cimentación consiste en zapatas aisladas, sin contra trabes, excepto, en el perímetro del edificio donde existen trabes de liga para soportar muros y fachadas.
- √ Las zapatas son de superficie, por lo cual se apoyan directamente sobre el terreno; la cimentación es colada en sitio.
- √ Sobre las zapatas existen candeleros para recibir las columnas prefabricadas o en su caso se dejan ancladas las varillas de muros, los cuales son coladas en sitio.
- √ El estudio de Mecánica de Suelos nos da una capacidad admisible del terreno a la profundidad de desplante. La capacidad de carga admisible en las pilas es función de su profundidad de desplante y diámetro, y se podrá determinar directamente de la Ilustración 6 y 7; se verificará, además, la capacidad estructural de las pilas.



VI.1.2 Dimensionamiento

El procedimiento de diseño que se siguió para el dimensionamiento de elementos estructurales está basado en los siguientes reglamentos:

- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones de 2004, del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. (NTC-DCCIM, 2004)
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto de 2004, del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. (NTC-DCEC, 2004.)
- Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Acero de 2004, del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. (NTC-EM, 2004)



VI.2 Pilas

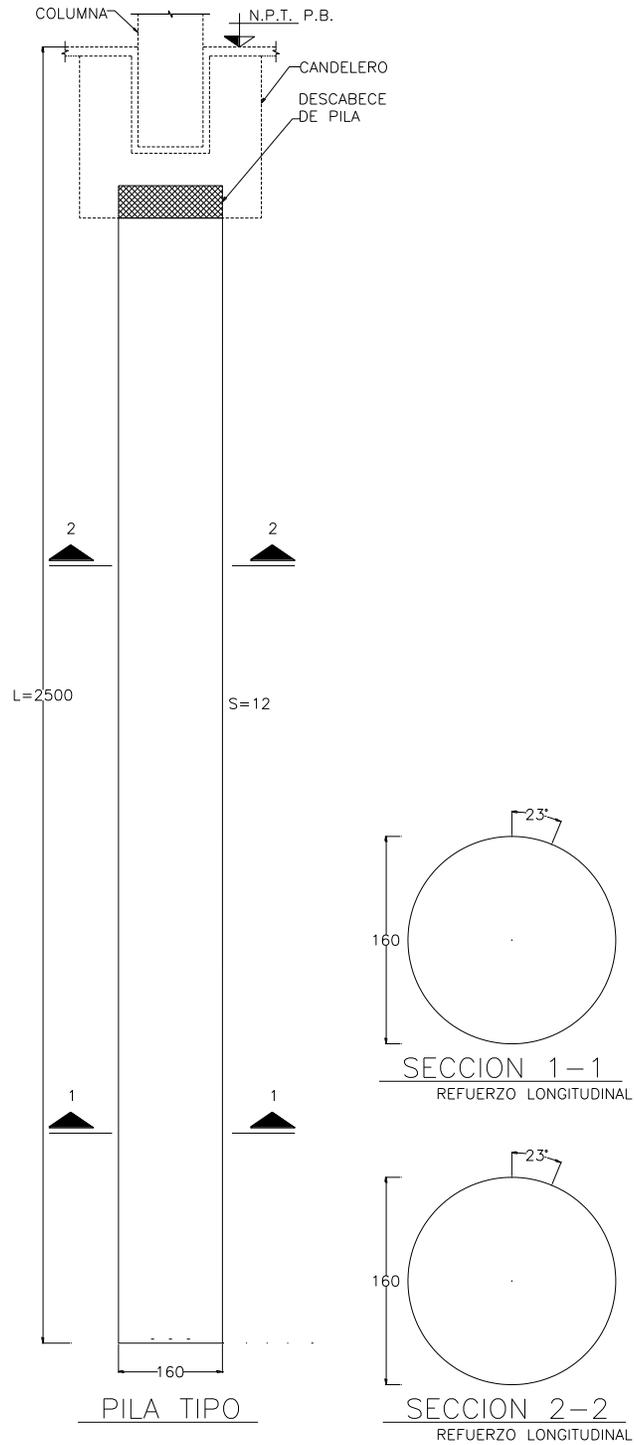


Ilustración 44. Geometría de Pila.



VI.3 Zapatas “Candelero”

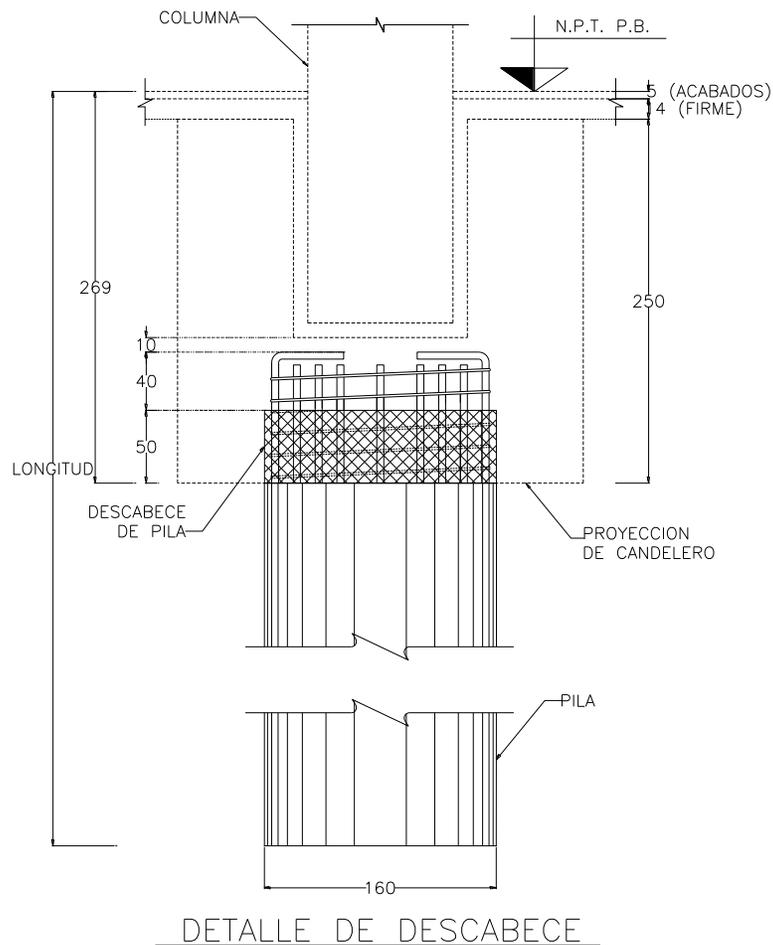


Ilustración 45. Detalle de conexión de pila con columna.

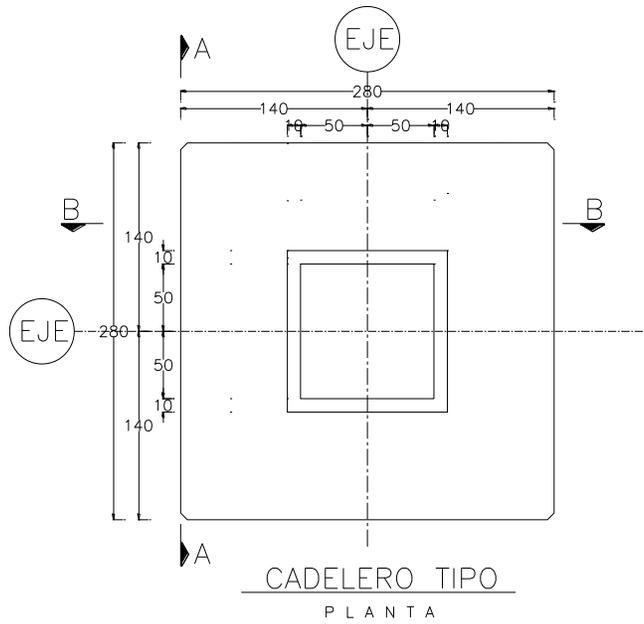


Ilustración 46. Planta Candelero.

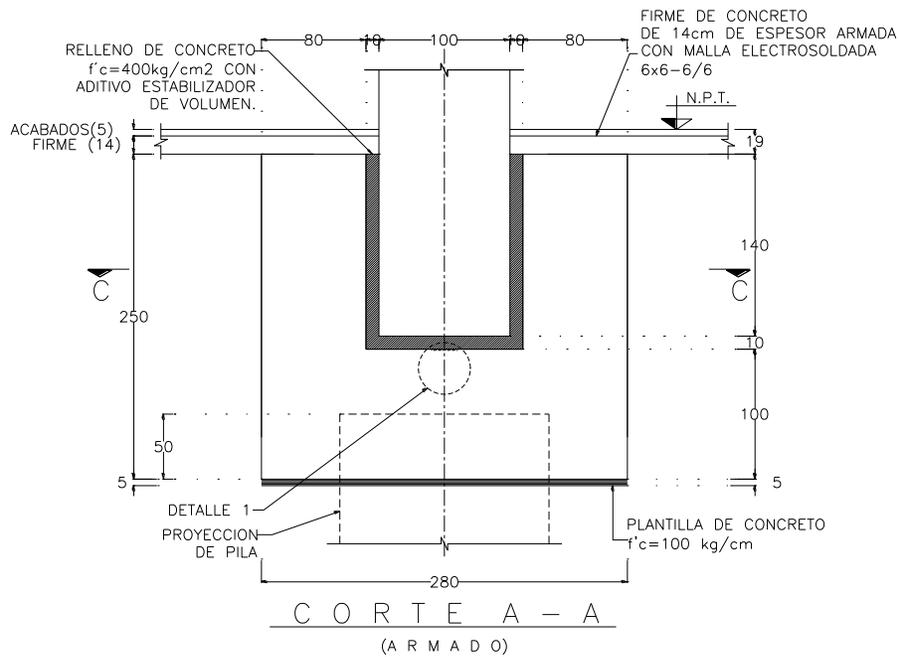


Ilustración 47Corte A-A (Candelero)

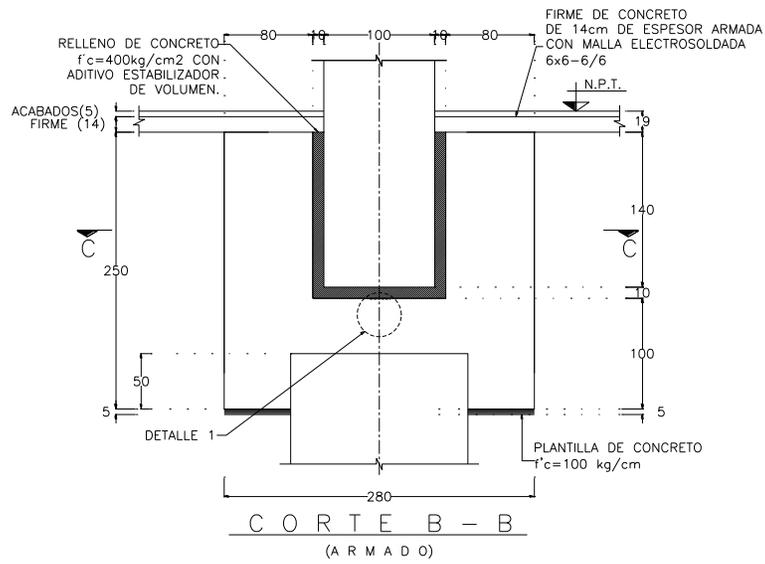
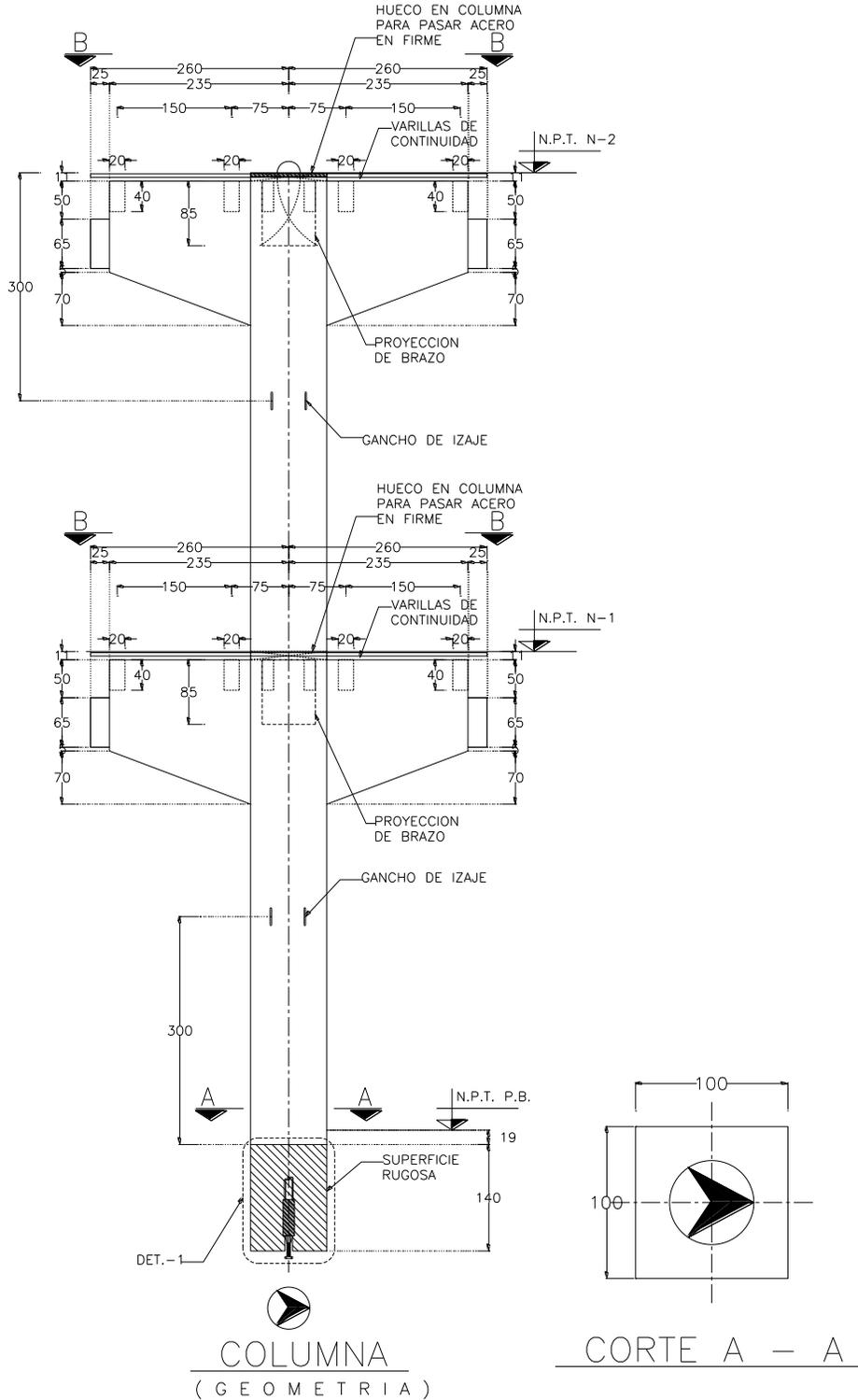
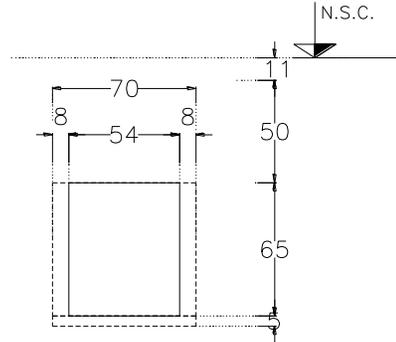


Ilustración 48 Corte B-B (Candelerero)

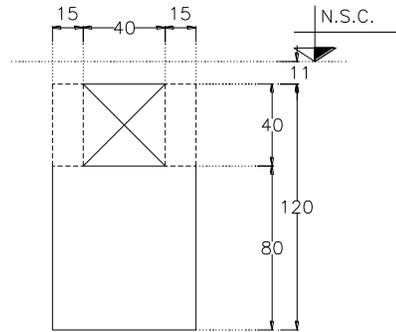


VI.4 Columna Prefabricada

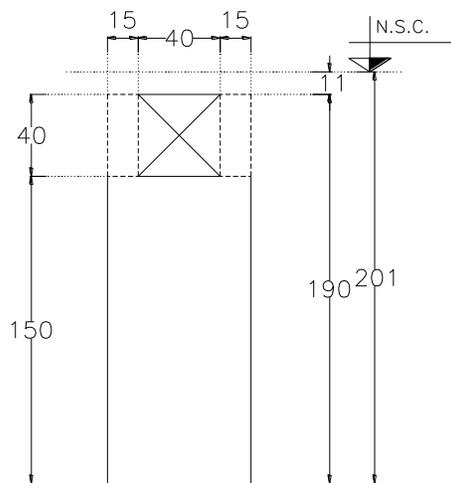




CORTE 3 - 3
(G E O M E T R I A)



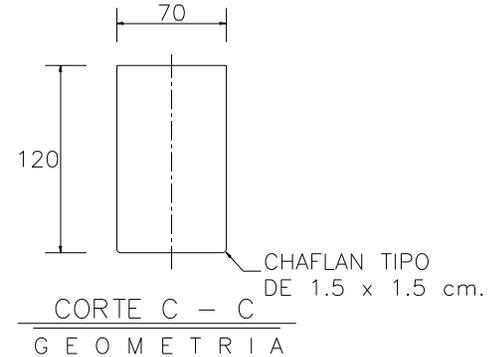
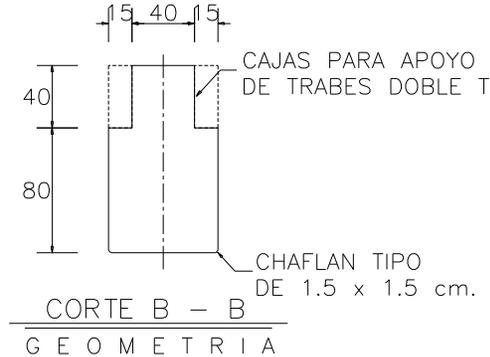
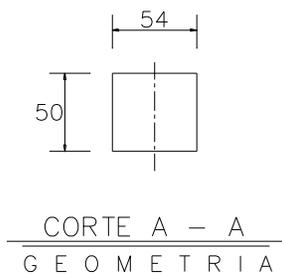
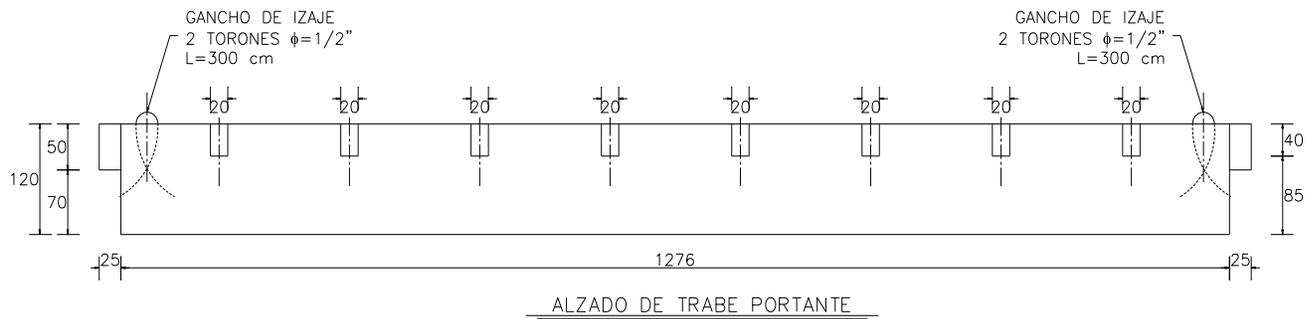
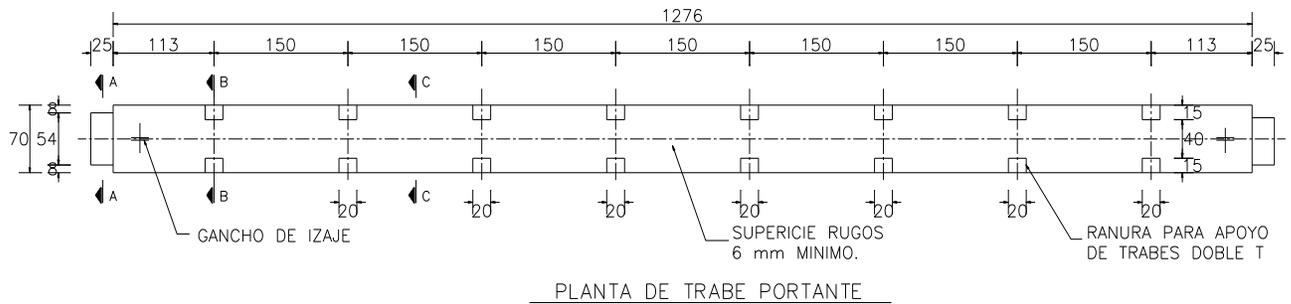
CORTE 4 - 4
(G E O M E T R I A)



CORTE 5 - 5
(G E O M E T R I A)

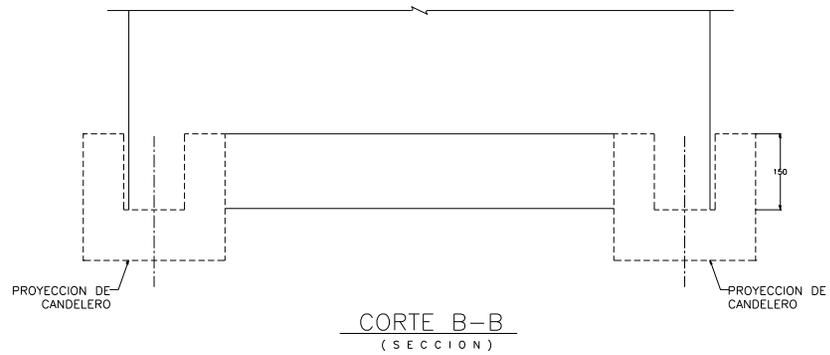
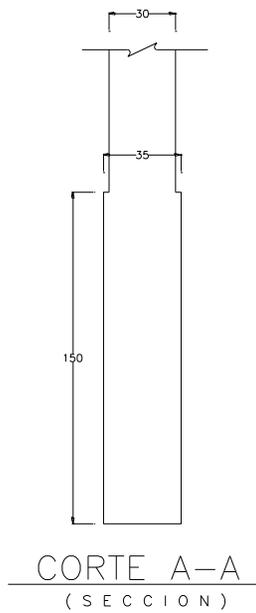
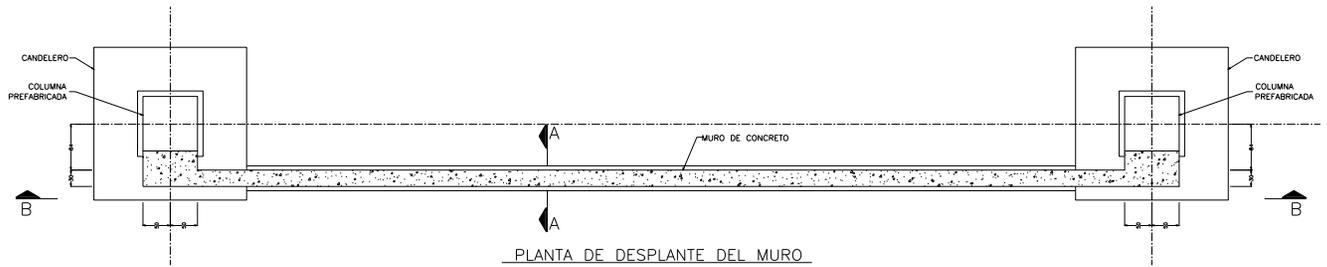


VI.5 Trabes Portante Prefabricada



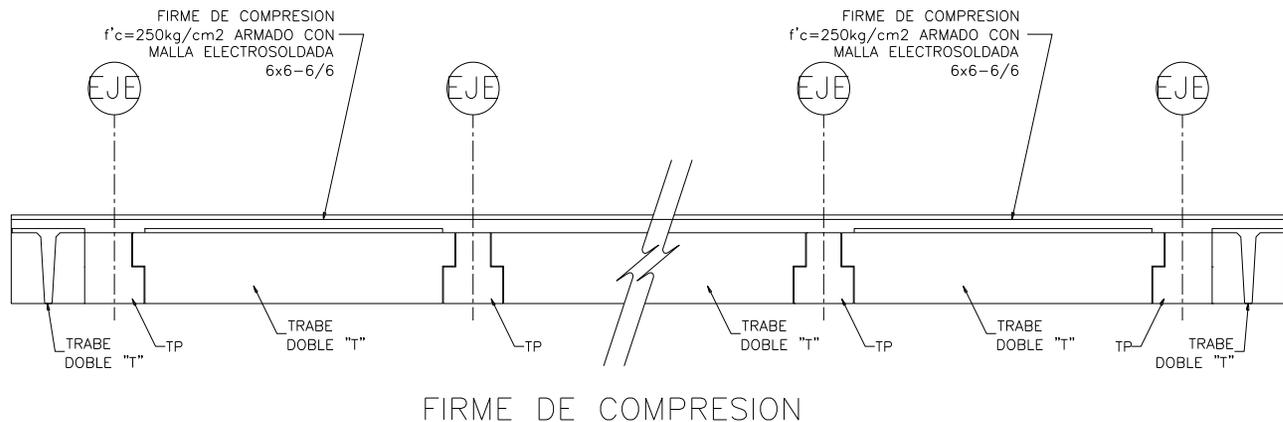


VI.7 Muro de Rigidez





VI.8 Sistema de Piso



VII Análisis Estructural

VII.1 Análisis

- Se efectuó un análisis de la estructura sometida a cargas permanentes, solamente.
- Se efectuó otro análisis de la estructura sometida a cargas permanentes más cargas accidentales, en este caso el sismo resulto más desfavorable que el efecto del viento.
- Para el análisis sísmico se aplicó el método estático contenido en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (NTC-DS, 2004), del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal.
- Se empleó el coeficiente sísmico fijado por el estudio de Mecánica de Suelos.
- La estructura se clasifica, por el tipo de construcción, dentro del Grupo A
- Datos sísmicos considerados: coeficiente sísmico de $c_0= 0.30$, factor de amplificación $FA= 1.73$, coeficiente sísmico de diseño resultante $c= 0.273$.



Por el comportamiento sísmico de la estructura, el factor de ductilidad para ambos sentidos fue de $Q=2$.

VII.1.1 Intensidades de diseño

Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en sus Normas Técnicas Complementarias, Estas intensidades deberán establecerse siguiendo procedimientos aprobados por la Administración y con base en los criterios generales siguientes:

- a) Para acciones permanentes se tomará en cuenta la variabilidad de las dimensiones de los elementos, de los pesos volumétricos y de las otras propiedades relevantes de los materiales, para determinar un valor máximo probable de la intensidad. Cuando el efecto de la acción permanente sea favorable a la estabilidad de la estructura, se determinará un valor mínimo probable de la intensidad;
- b) Para acciones variables se determinarán las intensidades siguientes que correspondan a las combinaciones de acciones para las que deba revisarse la estructura:

VII.1.2 Intensidad máxima

Se determinará como el valor máximo probable durante la vida Esperada de la edificación. Se empleará para combinación con los efectos de acciones Permanentes;



VII.1.3 Intensidad instantánea

Se determinará como el valor máximo probable en el lapso en que pueda presentarse una acción accidental, como el sismo, y se empleará para combinaciones que incluyan acciones accidentales o más de una acción variable;

VII.1.4 Intensidad media

Se estimará como el valor medio que puede tomar la acción en un lapso de varios años y se empleará para estimar efectos a largo plazo;

VII.1.5 Intensidad mínima

Se empleará cuando el efecto de la acción sea favorable a la estabilidad de la estructura y se tomará, en general, igual a cero.

VII.2 Acciones accidentales

Se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de retorno de cincuenta años.

VII.3 Combinaciones de acciones

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



- a) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva de la tabla 8, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área. Cuando se tomen en cuenta distribuciones de la carga viva más desfavorables que la uniformemente repartida, deberán tomarse los valores de la intensidad instantánea especificada en la mencionada sección; y

- b) Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.
- c) Los criterios de diseño para cargas de viento y sismo, así como para el de cimentaciones, se presentan en las normas técnicas correspondientes.

Se tomarán como base de análisis y diseño las consideraciones más desfavorables del (RCDF, 2004) y sus (NTC-DS, 2004)

La revisión de todos los elementos estructurales de concreto se llevará a cabo considerando las siguientes combinaciones de cargas:



1. -(Carga muerta + cargas viva máxima)1.4
2. -(Carga muerta + carga viva accidental + sismo en X + 0.3Sy)1.1
3. -(Carga muerta + carga viva accidental + sismo en X - 0.3Sy)1.1
4. -(Carga muerta + carga viva accidental - sismo en X + 0.3Sy)1.1
5. -(Carga muerta + carga viva accidental - sismo en X - 0.3Sy)1.1
6. -(Carga muerta + carga viva accidental + sismo en Y + 0.3Sx)1.1
7. -(Carga muerta + carga viva accidental + sismo en Y - 0.3Sx)1.1
8. -(Carga muerta + carga viva accidental - sismo en Y + 0.3Sx)1.1
9. -(Carga muerta + carga viva accidental - sismo en Y - 0.3Sx)1.1

La revisión de todos los elementos estructurales de acero se llevará a cabo considerando las siguientes combinaciones de cargas:

1. -(Carga muerta + cargas viva máxima)1.0
2. -(Carga muerta + carga viva accidental + sismo en X + 0.3Sy) 0.75
3. -(Carga muerta + carga viva accidental + sismo en X - 0.3Sy) 0.75
5. -(Carga muerta + carga viva accidental - sismo en X - 0.3Sy) 0.75
6. -(Carga muerta + carga viva accidental + sismo en Y + 0.3Sx) 0.75
7. -(Carga muerta + carga viva accidental + sismo en Y - 0.3Sx) 0.75
8. -(Carga muerta + carga viva accidental - sismo en Y + 0.3Sx) 0.75
9. -(Carga muerta + carga viva accidental - sismo en Y - 0.3Sx) 0.75

VII.4 Factores de carga

Para determinar el factor de carga, FC, se aplicarán las reglas siguientes:

- a) Para combinaciones de acciones, se aplicará un factor de carga de 1.4. Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, el factor de carga para este tipo de combinación se tomará iguala 1.5;



- b) Para combinaciones de acciones , se tomará un factor de carga de 1.1 aplicado a los efectos de todas las acciones que intervengan en la combinación;
- c) Para acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura, el factor de carga se tomará igual a 0.9; además, se tomará como intensidad de la acción el valor mínimo probable.
- d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

VII.5 Análisis sísmico estático

Estas carga fueron aplicadas en el modelo de la estructura y se realizó un análisis sísmico estático para aplicar las fuerzas sísmicas y revisar los el periodo de la estructura, desplazamientos y la revisión del cortante basal, conforme a la normativa de análisis sísmico de edificios de las **Normas Técnicas Complementarias Diseño por sismo** (NTC-DS, 2004) del Reglamento de construcción del Distrito Federal.

Utilizando el procedimientos de entrepisos con sistemas resistentes ortogonales del libro de diseño sísmico de edificios (Enrique & Meli, 2001, págs. 214,215,216).

- a) Se calculan las rigideces de entrepiso de los elementos resistentes de ambas direcciones y en todos los entrepisos.
- b) Se evalúa la fuerza horizontal P_i aplicada en el centro de gravedad de cada nivel i para las direcciones, esto es la área de dicho nivel por las carga muerta + carga viva reducida.
- c) Se obtiene la cortante en cada entrepiso, así como su línea de acción en planta por equilibrio estático.



d) Se determina la posición del centro de torsión en cada entrepiso. Este centro es el punto por el que se debe pasar la línea de acción de la fuerza cortante para que el movimiento relativo de los dos niveles consecutivos que limitan el entrepiso sea exclusivamente de traslación. En caso contrario existe una torsión o rotación relativa entre dichos niveles. Las expresiones para calcular el centro de torsión son:

$$\chi_t = \frac{\sum(R_{jy}\chi_j)}{\sum R_{jy}} \quad (\text{Fórmula 1})$$

$$\chi_t = \frac{\sum(R_{jx}y_j)}{\sum R_{jx}} \quad (\text{Fórmula 2})$$

X_j, y_j son las coordenadas de los elementos resistentes.

R_{jx}, R_{jy} son las rigideces de entrepisos en direcciones x, y.

e) La fuerza cortante sobre un elemento resistente es igual a la suma de dos efectos: el debido a la fuerza cortante del entrepiso supuesta actuando en el centro de torsión, y el causado por el momento torsionante. Si la dirección analizada del sismo es paralela al eje X, se obtiene las cortantes siguiente:

Tabla 9. Fuerzas sísmicas del edificio.

Nivel	h (m)	Wi (ton)	Wihi	Fi (ton)	Vi (ton)	Masa	J	Masa ROT	H (m)	Area (m ²)	CM (Ton/m ²)	CM (Ton/m ²)	CVR (Ton/m ²)	CVR (Ton/m ²)
4	25.20	1,505	37,928	500	500	153	571	87,533	6.30	1,393	0.510			0.400
3	18.90	4,166	78,742	1,037	1,537	425	1,675	711,442	6.30	9,440	0.740	0.070	0.400	0.100
2	12.60	13,300	167,578	2,207	3,744	1,356	1,675	2,271,138	6.30	9,440	0.740			0.315
1	6.30	13,409	84,475	1,113	4,857	1,367	1,675	2,289,728	6.30	9,440	0.740			0.315
		32,380	368,722											



VII.6 Centro geométrico y centro de masas

Tabla 10. Propiedades geométricas y centro de masas

CENTROIDE	Largo (m)	Ancho (m)				
NIVEL	x	y	IX	IY	A	J
	(m)	(m)	(m4)	(m4)	(m2)	
Azotea	15.7	81.24	26,199	701,501	1,275	571
N3	116.2	81.24	10,622,018	5,191,999	9,440	1,675
N2	116.2	81.24	10,622,018	5,191,999	9,440	1,675
N1	116.2	81.24	10,622,018	5,191,999	9,440	1,675

VII.7 Periodo Fundamental de la Estructura

Tabla 11. Revisión por sismo para espectro de CFE zona sísmica B y tipo de suelo 2

		Para sismo		
CM=	24611 ton	Q=	2	
CVM=	8169 ton	Tx=	0.49 seg	(paralelo a muros de rigidez)
CVR=	7768 ton	Ty=	0.96 seg	(perpendicular a muro de rigidez)
Wtotal (CM+CVR)=	32379 ton	CS=	0.3	
		Ta=	0.30 seg	$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_a}; si T < T_a$
		Tb=	1.50 seg	
En ambos casos se cae en la rama horizontal por lo tanto		a=	0.3	$Q' = Q; si T > T_a$
T=	0.30 seg	Ta=	0.30 seg	

El periodo fue calculado mediante el programa (CSI Computers and Structures, 2004)

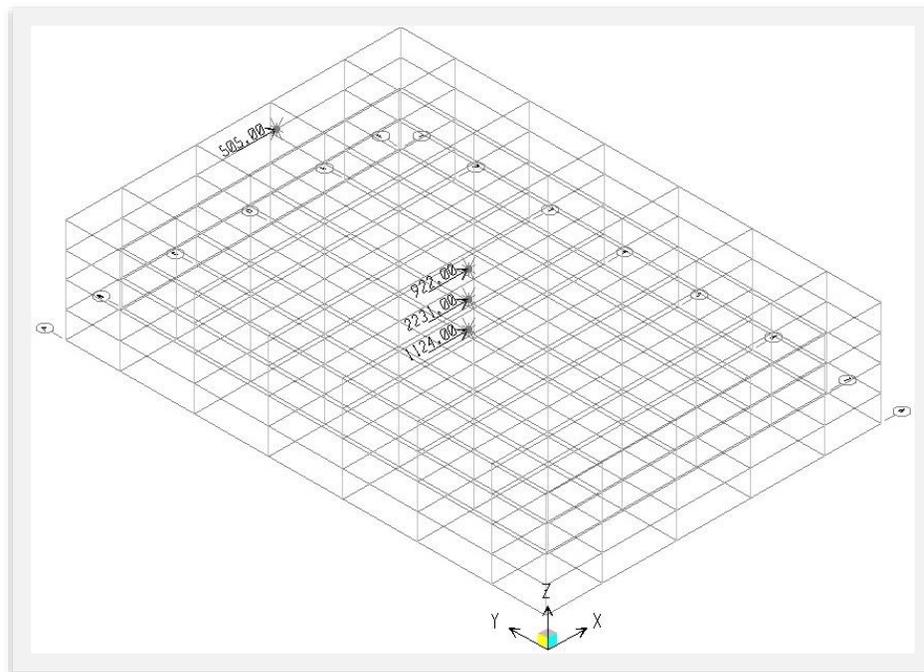


VII.8 Revisión del Cortante Basal

Tabla 12. Valores de cortante basal

Análisis sísmico estático						
Vo ⁶ =	6071 ton					
Análisis sísmico dinámico						
Vo=	4857 ton					
Datos de las Corridas						
VDX ⁷ =	2814 ton	<	4857 ton		FC ⁸ =	1.726
VDY=	4934 ton	>	4857 ton		FC=	1.000

Carga Sismo en Dirección "X"



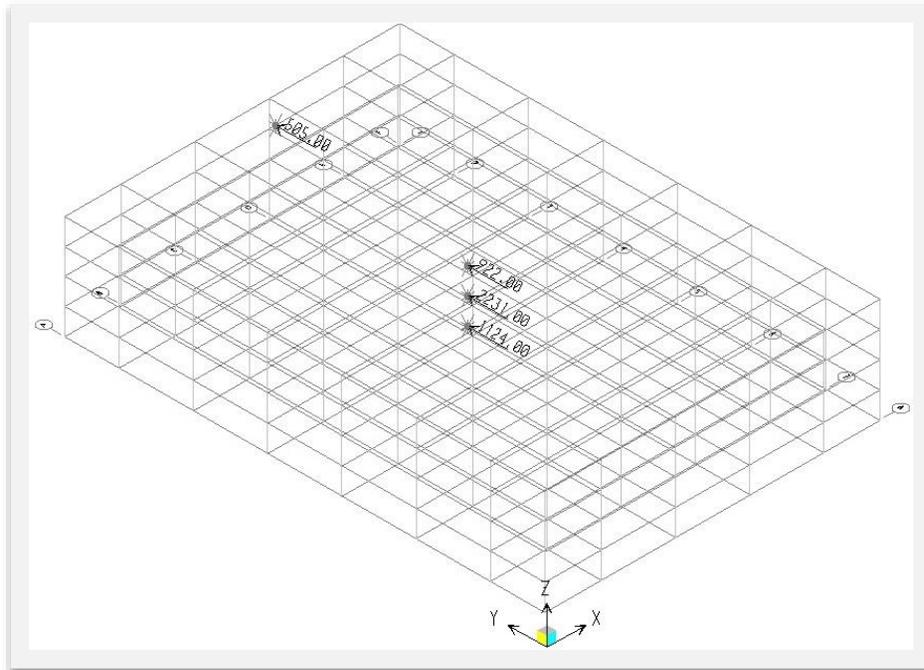
⁶ Fuerza contante de la estructura en la base (*método estático*).

⁷ Fuerza cortante de la estructura en la base (*método dinámico*).

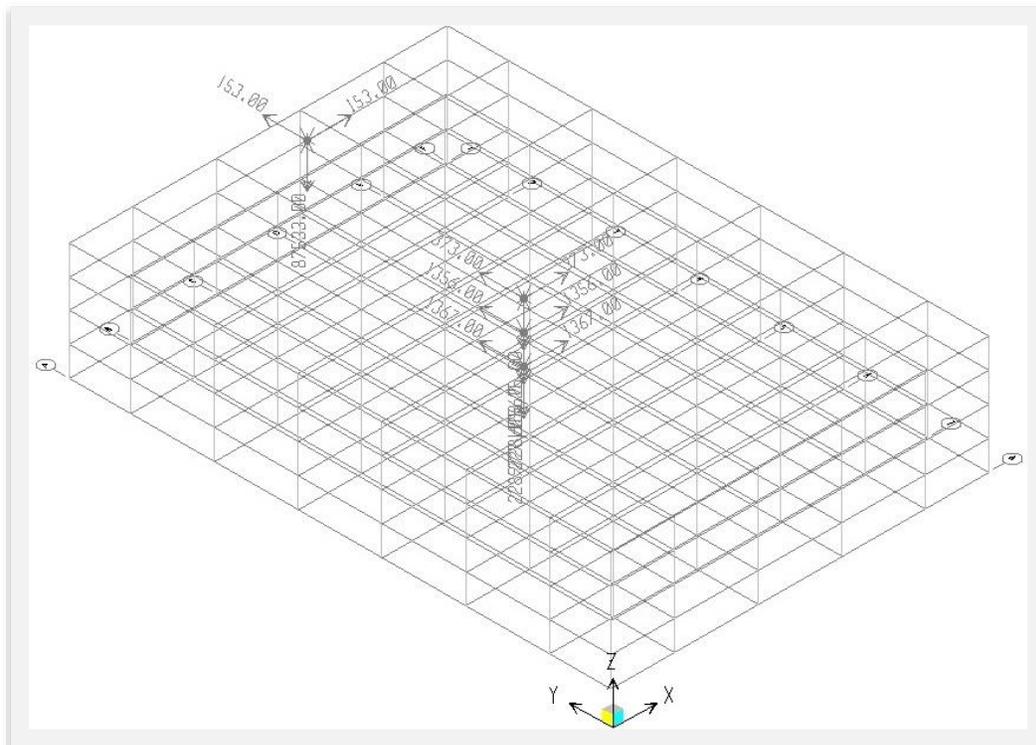
⁸ Factor de corrección (relación entre Vo/VDx ó VDy).



Carga Sismo en Direccion "Y"



Masas en dirección X y Yy Rotaciones





VII.9 Diseño de traveses de concreto reforzado

El diseño de los traveses se llevó a cabo utilizando el criterio de **resistencia última** siguiendo los lineamientos establecidos en las **Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal** (NTC-DCEC, 2004.), considerando la más desfavorable de las siguientes condiciones:

a).- $1.4(CM+CV)$

b).- $1.1(CM+Cv_r+S \text{ o } V)$

Donde

CM = Carga muerta

CV = Carga viva máxima

Cv_r = Carga viva reducida

S = Cargas laterales debidas a sismo.

V = Cargas laterales debidas al viento.

Los conceptos que se tomaron en cuenta para el diseño de los traveses son los siguientes:

Diseño por flexión.

Refuerzo mínimo.

El área mínima de refuerzo se obtuvo con la siguiente expresión:



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

Refuerzo máximo.

Para elementos que no resisten fuerzas sísmicas:

$$A_{s\text{max}} = \left(\frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b d \right)$$

Donde:

$$\left(\beta_1 = 1.05 - \frac{f_c^*}{1400} \geq 0.65; \text{ si } f_c^* > 280 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

Para elementos que resisten fuerzas sísmicas:

$$A_{s\text{max}} = \left(A_s \leq \frac{f_c''}{f_y} \frac{6000 \beta_1}{f_y + 6000} b' d + A_{sp} \right)$$

Para el diseño de traveses sin acero de compresión se aplicó la siguiente expresión:

$$MR = FR b d^2 f_c'' q(1-0.5q)$$

$$MR = FR A_s f_y d(1-0.5q)$$



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.

Para el diseño de trabes con acero de compresión se aplicó la siguiente expresión:

$$M_R = F_R \left[(A_s - A_s') f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right]$$

Donde

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f_c'' b}$$

a profundidad del bloque equivalente de esfuerzos;

A_s área del acero a tensión;

A_s' área del acero a compresión; y

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



Verificando además que el acero de compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección con la siguiente expresión:

$$p - p' \geq \frac{600 \beta_1}{600 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y}$$
$$\left(p - p' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{d'}{d} \frac{f_c''}{f_y} \right)$$

Donde

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

Diseño por cortante.

Para el diseño por cortante se consideraron las siguientes expresiones.

Para el cortante que toma el concreto:

Si $p < 0.015$

$$\left(V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \right)$$

Si $p \geq 0.015$

$$\left(V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$



Para el cortante que toma el acero, la separación de estribos se calculó con la siguiente expresión:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{cR}}$$

Los factores de reducción (FR) considerados fueron los siguientes:

0.9 para flexión.

0.8 para cortante.

- Deflexiones.

El desplazamiento vertical en el centro de las traveses incluidos los efectos a largo plazo se limitó a $L/240 + 0.5$ cm. de acuerdo al artículo 184 del Reglamento de construcciones Para el Distrito Federal (RCDF, 2004).



VII.10 Diseño de columnas

El diseño de las columnas se llevó a cabo utilizando el coeficiente de resistencia última siguiendo los lineamientos establecidos en las **normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de estructuras de concreto del reglamento de construcción para el Distrito Federal**, editadas por (NTC-DCEC, 2004.) Y con ayuda de las **gráficas para el diseño de columnas de concreto reforzado publicadas por el instituto de ingeniería de la UNAM** (II-UNAM Oscar De Buen, Jorge Arturo Avila, 1991) considerando la más defavorable de las siguientes condiciones.

a).- $1.4(CM+CV)$

b).- $1.1(CM+CVr+S \text{ o } V)$

Donde:

CM = Carga muerta

CV = Carga viva máxima

Cvr= Carga viva reducida

S = Cargas laterales debidas a sismo.

V= Cargas laterales debidas al viento.

Los conceptos que se tomaron en cuenta para el diseño de las columnas son los siguientes:

Efectos de Esbeltez.

Se consideraron efectos de esbeltez en los elementos en donde la relación H'/r excedió de $34-12M1/M2$



M1 es el menor y M2 el mayor de los momentos en los extremos del miembro.

La amplificación de momentos debido a los efectos de esbeltez se evalúo con la siguiente fórmula.

$$M_c = F_{ab} M_2$$

Donde:

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{0.75 P_c}} \geq 1.0$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$P_c = \frac{\pi^2 E I}{(H')^2}$$

$$E I = 0.4 \frac{E_c I_g}{1 + u}$$

$$F_{as} = \frac{1}{1 - \lambda} \geq 1$$

Donde:

$$\lambda = \frac{W_u Q \Delta}{h V}$$

$$M_1 = M_{1b} + F_{as} M_{1s}$$

$$M_2 = M_{2b} + F_{as} M_{2s}$$

Donde:

$$F_{ab} = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{P_c}} \geq 1$$



$$Cm = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

$$P_c = \frac{\pi^2 FREI}{H'^2}$$

$$EI = \frac{0.4Eclg}{1 + u}$$

$$F_{as} = \frac{1}{1 - \lambda} \geq 1$$

$$\lambda = \frac{W_u Q \Delta}{hV}$$

Sustituyendo

$$F_{as} = 1 + \frac{\frac{W_u}{h}}{\frac{R}{Q - 1.2 \frac{W_u}{h}}}$$

u relación entre el máximo momento de diseño por carga muerta y el máximo momento de diseño total.

Ws suma de las cargas de diseño muertas y vivas, acumuladas desde el extremo superior del edificio hasta el entrepiso considerado.

R rigidez de entrepiso.

Q factor de comportamiento sísmico.

h altura de entrepiso, entre ejes.

M2b es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro causado por aquellas cargas que no dan lugar a desplazamientos laterales apreciables.



M_{2s} es el mayor de los momentos de diseño en los extremos del miembro causado por aquellas cargas que dan lugar a desplazamientos laterales apreciables.

La relación H/r se limitó a un valor máximo de 60, para evitar un análisis de segundo orden.

Diseño a flexo compresión.

Para el diseño de columnas a flexo compresión se utilizó la siguiente expresión:

$$P_R = \frac{1}{1/P_{R_x} + 1/P_{R_y} - 1/P_{R_0}}$$

Donde

P_R Carga normal resistente de diseño, aplicada con las excentricidades e_x y e_y .

P_{R_0} 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.

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

Diseño por cortante.

Para el diseño por cortante se consideraron las siguientes expresiones.

Para el cortante que toma el concreto:



$$\text{Si } p < 0.015 \quad V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*}$$

$$\text{Si } p > 0.015 \quad V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

Multiplicadas por el factor $(1 + 0.007P_u/A_g)$

$$P_u = F_R (A_g f_c'' + A_s f_y)$$

Para el cortante que toma el acero, la separación de estribos se calculó con la siguiente expresión:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{v_u - v_{cR}} \leq \frac{F_R A_v d}{2.5b}$$

Los factores de reducción (FR) considerados fueron los siguientes:

- 0.7 para flexo compresión y falla en compresión.
- 0.8 para flexo compresión y falla en tensión.
- 0.8 para cortante.



VII.11 Diseño de elementos de concreto presforzado

El diseño de elementos prefabricados se realizó por el método de **esfuerzos permisibles** aplicando la fórmula de la escuadría, considerando los siguientes esfuerzos permisibles, siguiendo los lineamientos establecidos en **Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas** (ANIPPAC, 2000).

Esfuerzos inmediatamente después de la transferencia:

Compresión = $0.60f_{ci}'$ en kg/cm²

Tensión = $0.8\sqrt{f_{ci}'}$ en kg/cm²

Donde

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

Esfuerzos en condiciones de servicio:

Compresión = $0.45f_c'$ en kg/cm²

Tensión = $1.6\sqrt{f_c'}$ en kg/cm²

La revisión de los elementos de concreto reforzado se llevó a cabo por el método de **Resistencia última** aplicando las siguientes expresiones:



$$f_{sp} = f_{sr} \left[1 - 0.5 \left(p_p \frac{f_{sr}}{f_c} - q' \right) \right]$$

Donde

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

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

d_p distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero presforzado.

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

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

Cortante.

El diseño por cortante de los elementos de concreto presforzado se llevó a cabo bajo las siguientes consideraciones:

El cortante que toma el concreto se evaluó con las siguientes expresiones:

Fuera de la zona de transferencia:

$$\left(V_{cR} = F_R b d \left(0.15 \sqrt{f_c^*} + 50 \frac{V d_p}{M} \right) \right)$$



$$\left(V_{cR} = F_R b d (0.2 + 20p) \sqrt{f_c^*} \right)$$

Si $p \geq 0.015$

$$\left(V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*} \right)$$

Para el cortante que toma el acero, la separación de estribos se calculó con la siguiente expresión:

$$s = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{cR}}$$

Los factores de reducción (FR) considerados fueron los siguientes:

0.9 para flexión.

0.8 para cortante.

Nota: en todos los casos CM=carga muerta y CV=carga viva



VIII.1 Diseño estructural de pilas

De la ilustración 10. Carga admisible en pilas ante cargas permanentes se determinan los datos para una profundidad desde 20m a 37m para ver la profundidad dependiendo de la de cargas de cada columna. De ahí se desarrolla la siguiente formula:

$$QP = [235 + 22(Df - 19)]B + 90B^2$$

Sabiendo el diámetro de la pila empezamos a obtener la cuantía de acero de la pila.

$\Phi = 1.60$ m Diámetro de pila

Df (m)	Qa (ton)	PP pila (ton)	Qp (ton)
20.00	642	97	545
21.00	677	101	575
22.00	712	106	606
23.00	747	111	636
24.00	782	116	667
25.00	818	121	697
26.00	853	125	727
27.00	888	130	758
28.00	923	135	788
29.00	958	140	818
30.00	994	145	849
31.00	1029	150	879
32.00	1064	154	910
33.00	1099	159	940
34.00	1134	164	970
35.00	1170	169	1001
36.00	1205	174	1031
37.00	1240	179	1061

Dp =	160 cm	Diámetro de la pila
de =	1.60 cm	Diámetro de la varilla del zuncho
db =	2.54 cm	Diámetro del refuerzo principal
r =	7.00 cm	Recubrimiento libre al paño exterior del estribo
Dc =	146 cm	Diámetro del núcleo
ds =	144 cm	Diámetro de la espiral
Ag =	20106 cm ²	Área bruta de la sección transversal
Ac =	16742 cm ²	Área transversal del núcleo, hasta la orilla exterior del refuerzo transversal
P' 1 =	0.090 f'c / fy	Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a compresión (máxima)
P' 2 =	0.12 f'c / fy	
P' =	0.12 f'c / fy	Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a compresión (mínima)
f'c =	300 kg/cm ²	Resistencia especificada del concreto a compresión
f* c =	240 kg/cm ²	Resistencia nominal del concreto a compresión
f" c =	192 kg/cm ²	Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión
fy =	4200 kg/cm ²	Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo
P' =	0.0086	Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a compresión

Del programa del Sap2000 © nos arroja los elementos mecánicos y con ellos diseñamos bajo **Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito federal, editadas por la (NTC-DCEC, 2004.)**.



Columna zunchada (pila)

El refuerzo transversal de una columna zunchada debe ser una hélice continua de paso constante o estribos circulares cuya separación sea igual al paso de la hélice.

La cuantía volumétrica del refuerzo transversal, ρ_s , no será menor que

$$0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_c'}{f_y} \quad \text{Ni que} \quad 0.12 \frac{f_c'}{f_y} \quad (6.3)$$

Donde

A_c área transversal del núcleo, hasta la circunferencia exterior de la hélice o estribo;

A_g área transversal de la columna; y

f_y esfuerzo de fluencia del acero de la hélice o estribo.

El esfuerzo especificado de fluencia del acero de la hélice o estribo no debe ser mayor que (4 200 kg/cm²).

Por Cortante

P = 860 ton
 V = 169 ton
 Vu = 186 ton
 Pu = 946 ton
 FR = 0.8
 FR = 2855 ton
 Fav = 1.33
 Pmin = 0.0048
 As min = 96 cm²
 P = 0.0016
 Vcr = 77 ton
 Vsr = 109 ton
 S/Av = 4.92

Vars #	Asp (cm ²)	S (cm)
#3	0.71	3.5
#4	1.27	6.3
#5	1.98	9.7
#6	2.85	14.0

**Usar zuncho
 #5 con paso de 7 cm.**

$$FR = (0.7f^*cAg + 2000As)$$

$$\frac{S}{Av} = \frac{FRf_{yd}}{Vsr}$$



Por refuerzo mínimo:

$$\frac{S}{A_{sp}} = \frac{\pi ds}{P'Ac} = 3.16$$

Paso del zuncho:

$$S1 = \frac{850db}{fy^2} = 33.3$$

$$S2 = 48de = 76$$

$$S3 = b = d = 160$$

$$S4 = 7$$

Vars #	Asp (cm ²)	S (cm)
#3	0.71	2.2
#4	1.27	4.0
#5	1.98	6.3
#6	2.85	9.0

Usar zuncho
#5 con paso de 7 cm.



VIII.2 Diseño estructural de candelero

De la ilustración 10.

Dimensiones de columna

$b = 100$ cm Ancho de columna
 $ec = 80$ cm Espesor de candelero
 $Gr = 10$ cm Grout

Concreto

$f_c = 300$ kg/cm² Resistencia especificada del concreto a compresión
 $f^*c = 240$ kg/cm² Resistencia nominal del concreto a compresión
 $f^lc = 204$ kg/cm² Magnitud del bloque equivalente de esfuerzos del concreto a compresión
 Acero de refuerzo
 $f_y = 4200$ kg/cm² Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo

Elementos mecanicos:

	CV	S
P =	1218.86	110.35
M =	37.71	561.53
V =	18.68	142.97

Elementos factorizados:

Cargas	CV	CV+S
P =	1706.40	1462.13
M =	52.79	659.16
V =	26.15	177.82

Condicion desfavorable	
P =	1462 ton
M =	659 ton-m
V =	178 ton

CV=1.4

CV+S=1.1(CV+S)

1.- Profundidad del candelero

$h = 150$ cm Peralte de candelero
 $h_{mod} = 150$ cm

2.-Elementos Mecanicos de diseno

$M^* = 824$ ton-m	$M = 659$ ton-m
$H^* = 178$ ton	$H = 178$ ton
$H_f = 824$ ton	$H_f = 881$ ton
$H_a = 824$ ton	$H_a = 615$ ton
$D=Z = 412$ ton	$D=Z = 347$ ton
$As_f = 109$ cm ² Acero por flexión	$As_f = 117$ cm ² Acero por flexión
$As_h = 109$ cm ² Acero horizontal	$As_h = 81$ cm ² Acero horizontal
$As_v = 109$ cm ² Acero vertical	$As_v = 92$ cm ² Acero vertical



$$H_f = \frac{3M_u}{2(h)}$$

$$H_f = H_a$$

$$D = \frac{M_u}{\frac{b+ec+2Gr}{b}}$$

$$A_{sf} = \frac{h_f}{2(0.9f_y)}$$

$$A_{sh} = \frac{H_a}{2(0.9f_y)}$$

$$A_{sv} = \frac{D}{0.9f_y}$$

3.- As requeridas

$A_{sf} = 117 \text{ cm}^2$ Acero por flexión
 $A_{sh} = 109 \text{ cm}^2$ Acero horizontal
 $A_{sv} = 109 \text{ cm}^2$ Acero vertical

Vars #
E#12 @10
E#6 @38
E#12 @10

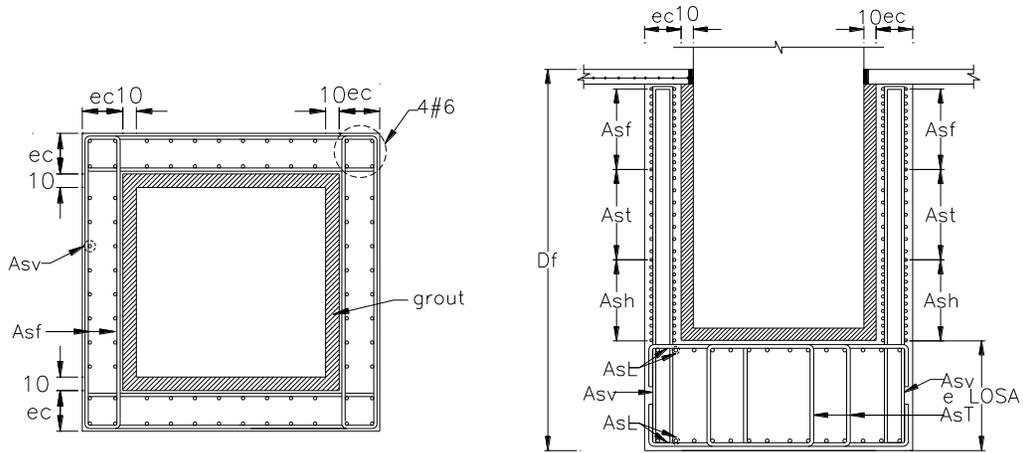
$A_{sf} = 109 \text{ cm}^2$ Acero por flexión
 $A_{sh} = 81 \text{ cm}^2$ Acero horizontal
 $A_{sv} = 92 \text{ cm}^2$ Acero vertical

Vars #
E#12 @10
E#6 @29
E#12 @8

Penetración

$H_f = 881 \text{ ton}$ Fuerza transmitida por la columna
 $A_{req} = 71120 \text{ cm}^2$ Area requerida de acero
 $d = 100 \text{ cm}$ Peralte de losa por penetración
 $b_o = 690 \text{ cm}$ Area columna
 $A_o = 69000 \text{ cm}^2$ Area
 $A_{sl} = 233 \text{ cm}^2$ Acero longitudinal
 $A_{sv} = 233 \text{ cm}^2$ Acero vertical

Vars #
#12 @20
#12 @20





VIII.3 Diseño estructural columna

Del programa del Sap2000 © nos arroja los elementos mecánicos y con ellos diseñamos bajo **Normas Técnicas Complementarias Para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto del Reglamento de Construcciones para el Distrito federal, editadas por la (NTC-DCEC, 2004.)** y utilizando los diagramas de interacción para flexocompresion (II-UNAM Oscar De Buen, Jorge Arturo Avila, 1991).

Elementos Mecánicos arrojados por el programa Sap2000

	FZ	FX	FY	Myy	Mxx	
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)	
CVM	1215.56	18.53	0.58	37.29	0.29	Combinación CM+CVMax
CVR	1012.97	15.44	0.49	31.07	0.24	Combinación CM+CVReducida
DX	12.79	3.35	18.13	12.18	8.74	Sismo Dinamico dirección "x"
DY	131.21	117.61	2.30	462.38	1.09	Sismo Dinamico dirección "y"

Elementos Mecánicos arrojados por el programa Sap2000

	FZ	FX	FY	Myy	Mxx
	P	V2	V3	M2	M3
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
CVM	1215.56	18.53	0.58	37.29	0.29
CVR	1012.97	15.44	0.49	31.07	0.24
DX	12.79	3.35	18.13	12.18	8.74
DY	131.21	117.61	2.30	462.38	1.09

FCX=	1.73
FCY=	1.00

eax=	0.05
ey=	0.05

Elementos Mecánicos afectados por el factor de corrección sísmico

	FZ	FX	FY	Myy	Mxx
	P	V2	V3	M2	M3
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
CVR	1012.97	15.44	0.49	31.07	0.24
DX	22.12	5.79	31.36	21.07	15.12
DY	131.21	117.61	2.30	462.38	1.09



Combinaciones de carga por sus factores de carga

	FZ	FX	FY	Myy	Mxx
	P	V2	V3	M2	M3
	(ton)	(ton)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
CV	1701.79	25.94	0.82	137.29	85.49
CV+SX+.3SY	1181.90	62.16	35.79	274.95	82.26
CV+SX-.3SY	1095.30	-15.46	34.28	155.46	76.78
CV-SX+.3SY	1133.23	49.43	-33.21	225.91	78.34
CV-SX-.3SY	1046.63	-28.19	-34.73	199.15	74.29
CV+.3SX+SY	1265.90	148.27	13.41	619.38	76.08
CV+.3SX-SY	977.23	-110.48	8.36	521.23	57.81
CV-.3SX+SY	1251.30	144.45	-7.29	604.67	72.35
CV-.3SX-SY	962.63	-114.30	-12.34	534.34	58.87

Refuerzo por cortante

	FX	FY
	V2	V3
	(ton)	(ton)
Vmax	148.27	35.79
Vmin	-114.30	-34.73
Vu =	148.27	35.79
Vcr =	78.87	78.87
V' =	69.40	-43.08
Estribo # 4	@23	@37 4 ramas

Concreto	
f'c=	550 kg/cm ²
f'c =	440 kg/cm ²
f'c =	324 kg/cm ²

Acero de refuerzo	
fy=	4200 kg/cm ²

Geometria	
bx=	100 cm
by=	100 cm
FR=	0.70
bx/dx=	0.90
by/dy=	0.90

Refuerzon por flexocompresión con la ayuda de las tablas de Instituto de ingeniería UNAM.

RX	RY	Rm/RM	K	Rmax	q	P	As
0.04	0.06	0.62	0.75	0.06	0.20	0.02	154.15
0.04	0.12	0.30	0.52	0.12	0.24	0.02	184.98
0.03	0.07	0.49	0.48	0.07		0.00	0.00
0.03	0.10	0.35	0.50	0.10		0.00	0.00
0.03	0.09	0.37	0.46	0.09		0.00	0.00
0.03	0.27	0.12	0.56	0.27	0.46	0.04	354.54
0.03	0.23	0.11	0.43	0.23	0.20	0.02	154.15
0.03	0.27	0.12	0.55	0.27	0.20	0.02	154.15
0.03	0.24	0.11	0.42	0.24	0.20	0.02	154.15

Pmax= 0.035 354.54

Armado **45 #10**



Conclusiones

En esta época en donde el tiempo es oro, la industria de la construcción ha ideado métodos en donde aceleran los procesos y se abatan costo conservando la calidad y el control sobre las edificaciones que se diseñan.

El sector de elementos prefabricados ha dado solución a proyectos cuyo tiempo de ejecución por medios tradicionales como los colados en sitio tardaría más y donde el control de calidad y acabados no son tan rigurosos como los prefabricados.

El diseño de estos elementos va desde la propia cimentación (Cadeleros), columnas, trabes, losas y hasta fachadas. Van desde piezas cortas hasta librar grande claros.

Se ve plasmado las construcciones desde hospitales, centros comerciales, puentes y oficinas. Cada día los despachos arquitectónicos toman en cuenta esta solución como parte de sus proyectos y así consolidando grandes negocios.

Es este trabajo expongo este caso particular donde se selecciono prefabricados por encima de la estructura principal fuera de acero o colado en sitio por las necesidades del cliente por abrir sus tienda en un tiempo corto.

Así puedo concluir que los prefabricados son una opción rápida, con grandes estándares de calidad y limpieza y pueden ser diseñados para cualquier necesidad humana que se plasme.



Referencia Bibliográfica

- ANIPPAC. (2000). *Manual de diseño de estructuras prefabricadas y presforzadas*. (A. N. C, Ed.) Ciudad de México, México.
- CSI Computers and Structures, I. (2004). Sap2000 V10. *Structural and earthquake engineering software*. New York, USA United States of América.
- Enrique, B., & Meli, R. (2001). *Diseño sísmico de edificios*. Ciudad de México: Limusa S.A. de C.V.
- II-UNAM Oscar De Buen, Jorge Arturo Avila. (1991). *Comentarios, ayudas de diseño y ejemplos de las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, DDF*. Ciudad de México: Instituto de Ingeniería UNAM.
- MDOC-DS-CFE. (2008). *Manual de diseño de obras civiles, diseño por sismo*. México: Comisión Federal de Electricidad.
- NMX C-111-ONNCCE. (27 de Julio de 2004). Industria de la construcción agregados para concreto hidráulico especificaciones y métodos de prueba. *Norma Mexicana NMX-C-111-ONNCCE-2004*. Ciudad de México, México: Diario Oficial de la Federación.
- NMX-B-169-CANACERO. (2012). Industria siderúrgica | muestreo y preparación para determinar la granulometría y composición química de las ferroaleaciones. *Norma Mexicana NMX-B-169-CANACERO-2012*. Ciudad de México, México: Diario oficial de la federación.
- NMX-B-290-CANACERO. (14 de Mayo de 2013). Industria Siderúrgica | Malla electrosoldada de acero liso o corrugado para refuerzo de concreto | Especificaciones y Métodos de Prueba. *Norma Mexicana NMX-B-290-CANACERO-2013*. Ciudad de México, México: Diario oficial de la federación.
- NMX-B-292-CANACERO. (04 de Julio de 2011). Industria siderúrgica | Torón de siete alambres sin recubrimiento con relevado de esfuerzos para concreto presforzado | Especificaciones y métodos de prueba. *Norma Mexicana NMX-B-292-CANACERO-2011*. Ciudad de México, México: Diario oficial de la federación.
- NMX-B-293-CANACERO. (13 de Agosto de 2012). Industria siderúrgica | Alambre de acero, sin recubrimiento con relevado de esfuerzos para usarse en concreto presforzado | Especificaciones y métodos de prueba. *Norma Mexicana NMX-B-293-CANACERO-2012*. Ciudad de México, México: Diario oficial de la federación.
- NMX-B-294. (3 de Noviembre de 1986). Industria Siderúrgica-Varillas corrugadas de acero, torcidas en frío, procedentes de lingote o palanquilla, para refuerzo de concreto. *Norma Mexicana NMX-B-294-1986*. Ciudad de México, México: Diario Oficial de la Federación.
- NMX-B-457-CANACERO. (24 de Julio de 2013). Industria siderúrgica-varilla corrugada de acero de baja aleación para refuerzo de concreto-especificaciones y métodos de prueba. *Norma Mexicana NMX-B-457-CANACERO-2013*. Ciudad de México, México: Diario oficial de la federación.
- NMX-C-122-ONNCCE. (17 de Febrero de 2004). Industria de la construcción | agua para concreto | especificaciones. *Norma Mexicana NMX-C-122-ONNCCE-2004*. Ciudad de México, México: Diario Oficial de la Federación.
- NMX-C-163. (2004). Industria de la construcción | concreto | determinación de la resistencia a la tensión por compresión diametral de cilindros de concreto. Ciudad de México, México: Diario oficial de la federación.
- NMX-C-255-ONNCCE. (02 de Febrero de 2013). Industria de la construcción agregados para concreto hidráulico especificaciones y métodos de prueba. *Norma Mexicana NMX-C-255-ONNCCE-2013*. Ciudad de México, México: Diario Oficial de la Federación.
- NMX-C-414-ONNCCE. (2004). Industria de la construcción cementos hidráulicos especificaciones y métodos de prueba.
- NTC-CADED. (2004). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones 2004. En R. d. Federal.
- NTC-DCCIM. (2004). Normas técnicas complementarias para el diseño y construcción de cimentaciones. En *Reglamento de construcciones de distrito federal*. Ciudad de México.
- NTC-DCEC. (2004). Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto. Ciudad de México.: Gaceta oficial del distrito federal.



- NTC-DS. (2004). Normas técnicas complementarias para el Diseño por sismo. En *Reglamento de construcción del Distrito Federal*. Ciudad de México.
- NTC-EM. (2004). Normas técnicas complementarias para estructuras metálicas. En *Reglamentos de construcción del Distrito Federal*. Ciudad de México.
- RCDF. (2004). *Reglamento de Construcciones para el Gobierno del Distrito Federal*. Ciudad de México: Gaceta oficial del distrito federal cuarta época.

Ilustraciones

Ilustración 1 Ubicación esquemática de los trabajos de exploración realizados	7
Ilustración 2. Mapa geológico del sitio de estudio	9
Ilustración 3. Mapa geológico del sitio de estudio	14
Ilustración 4. Mapa de aceleraciones máximas en roca (MDOC-DS-CFE-2008)	16
Ilustración 5. Espectro de diseño sísmico	18
Ilustración 6. Sistema de cimentación propuesto	19
Ilustración 7. Carga admisible en pilas ante cargas permanentes	24
Ilustración 8. Carga admisible en pilas ante cargas accidentales	25
Ilustración 9. Módulos de reacción horizontal	30
Ilustración 10. Marco Eje 1	42
Ilustración 11. Marco Eje 2	42
Ilustración 12. Marco Eje 3	43
Ilustración 13. Marco Eje 4	43
Ilustración 14. Marco Eje 5	44
Ilustración 15. Marco Eje 6	44
Ilustración 16. Marco Eje 7	45
Ilustración 17. Marco Eje 8	45
Ilustración 18. Marco Eje A	46
Ilustración 19. Marco Eje B	46
Ilustración 20. Marco Eje C	47
Ilustración 21. Marco Eje D	47
Ilustración 22. Marco Eje E	48
Ilustración 23. Marco Eje F	48
Ilustración 24. Planta Cimentacion	49
Ilustración 25. Planta Primer Nivel	50
Ilustración 26. Planta Segundo Nivel	51
Ilustración 27. Planta Cubierta	52
Ilustración 28. Planta Cubierta Zona de Servicios	53
Ilustración 29. Isometrico 1	54
Ilustración 30. Isometrico 2	54
Ilustración 31. Mapa de periodos de retorno. No se han dibujado curvas para periodos mayores que 6,500 años	64
Ilustración 32. Aceleraciones máximas del terreno (roca) correspondientes a los periodos de retorno. Las unidades están en fracciones de la gravedad (g)	64
Ilustración 33. Planta de edificio con distintas estructuraciones en direcciones ortogonales.	69
Ilustración 34. Estimación del desplazamiento inelástico de diseño de estructuras regulares e irregulares suponiendo que el sistema inelástico equivalente tiene un comportamiento elastoplástico perfecto.	71
Ilustración 35. Modelado de los muros en elevación bajo las hipótesis del método simplificado. ... 71	71



Ilustración 36. Carga Muerta Sobre el Eje A y F	78
Ilustración 37. Carga Muerta Sobre el Eje B y E	78
Ilustración 38. Carga Muerta Sobre el Eje C y D	79
Ilustración 39. Carga Viva Maxima Sobre el Eje A y F	79
Ilustración 40. Carga Viva Maxima Sobre el Eje B y E	79
Ilustración 41. Carga Viva Maxima Sobre el Eje C y D	80
Ilustración 42. Carga Viva Reducida Sobre el Eje A y F	80
Ilustración 43. Carga Viva Reducida Sobre el Eje B y E	80
Ilustración 44. Carga Viva Reducida Sobre el Eje C y D	81
Ilustración 45. Geometría de Pila	83
Ilustración 46. Detalle de conexión de pila con columna	84
Ilustración 47. Planta Candelero	85



Universidad Nacional Autónoma de México
Facultad de Estudios Superiores
Plantel Aragón
Ingeniería Civil



Planos estructurales



APROBACION PARA CONSTRUCCION

PROPIETARIO/COORDINADOR:	FECHA:
DISEÑADOR:	FECHA:
COORDINADOR INGENIERIA:	FECHA:

OBSERVACIONES

* DERECHOS RESERVADOS CONFORME A LA LEY FEDERAL DEL DERECHO DE AUTOR POR: RIOBOO S.A. DE C.V. QUEDA EXPRESAMENTE PROHIBIDA LA REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL DE ESTA OBRA POR CUALQUIER MEDIO SIN AUTORIZACION EXPRESA Y POR ESCRITO DE ESTA EMPRESA. RIOBOO, S. A. DE C.V. SE RESERVA EL DERECHO PARA INICIAR LAS ACCIONES CIVILES, PENALES Y/O ADMINISTRATIVAS QUE CORRESPONDAN EN CASO DE UNA REPRODUCCION DE SU OBRA SIN AUTORIZACION*

NOMBRE DEL PLANO.

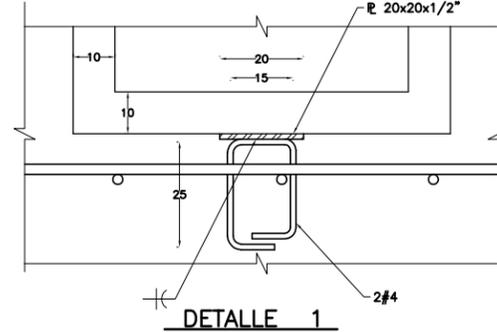
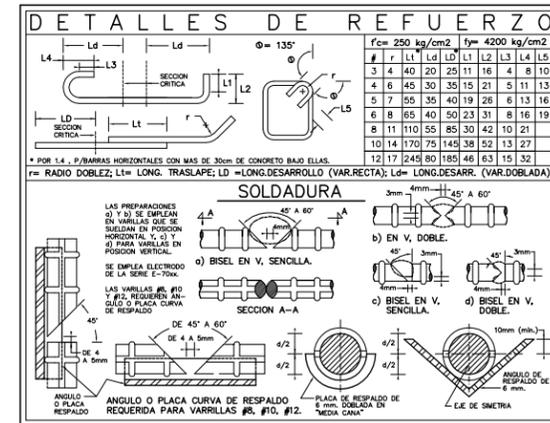
PLANTA DE CIMENTACION

REVISIONES EJECUTIVAS

No.	FECHA	CONCEPTO	ELABORADO
0	21/08/11	DISEÑO EJECUTIVO	

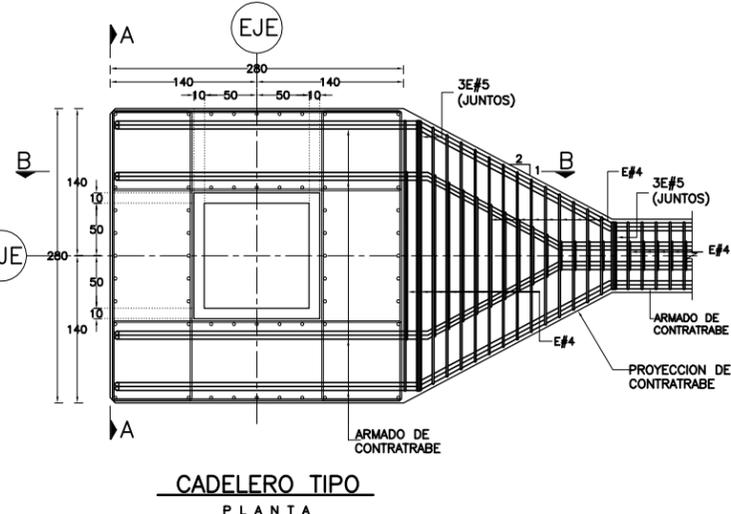
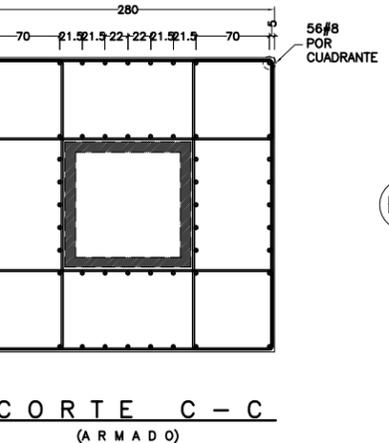
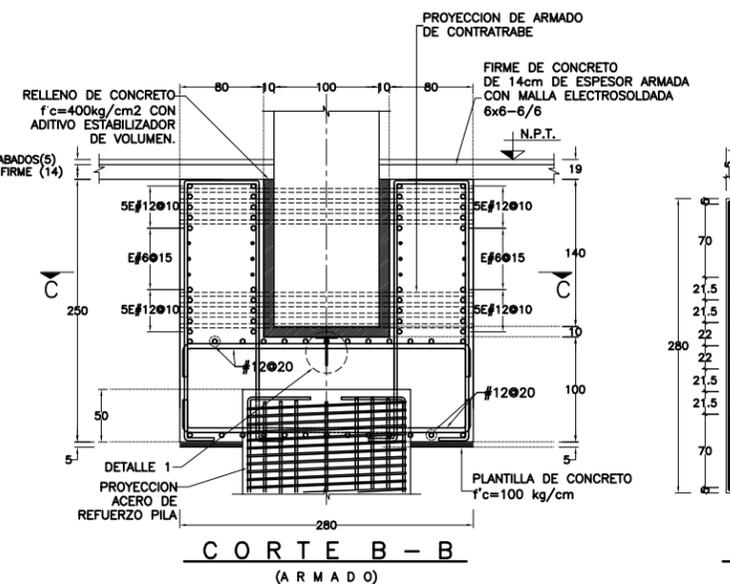
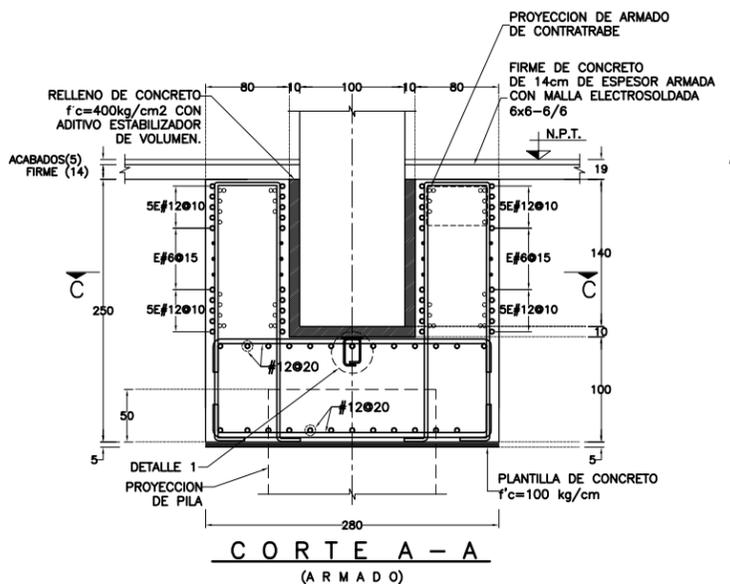
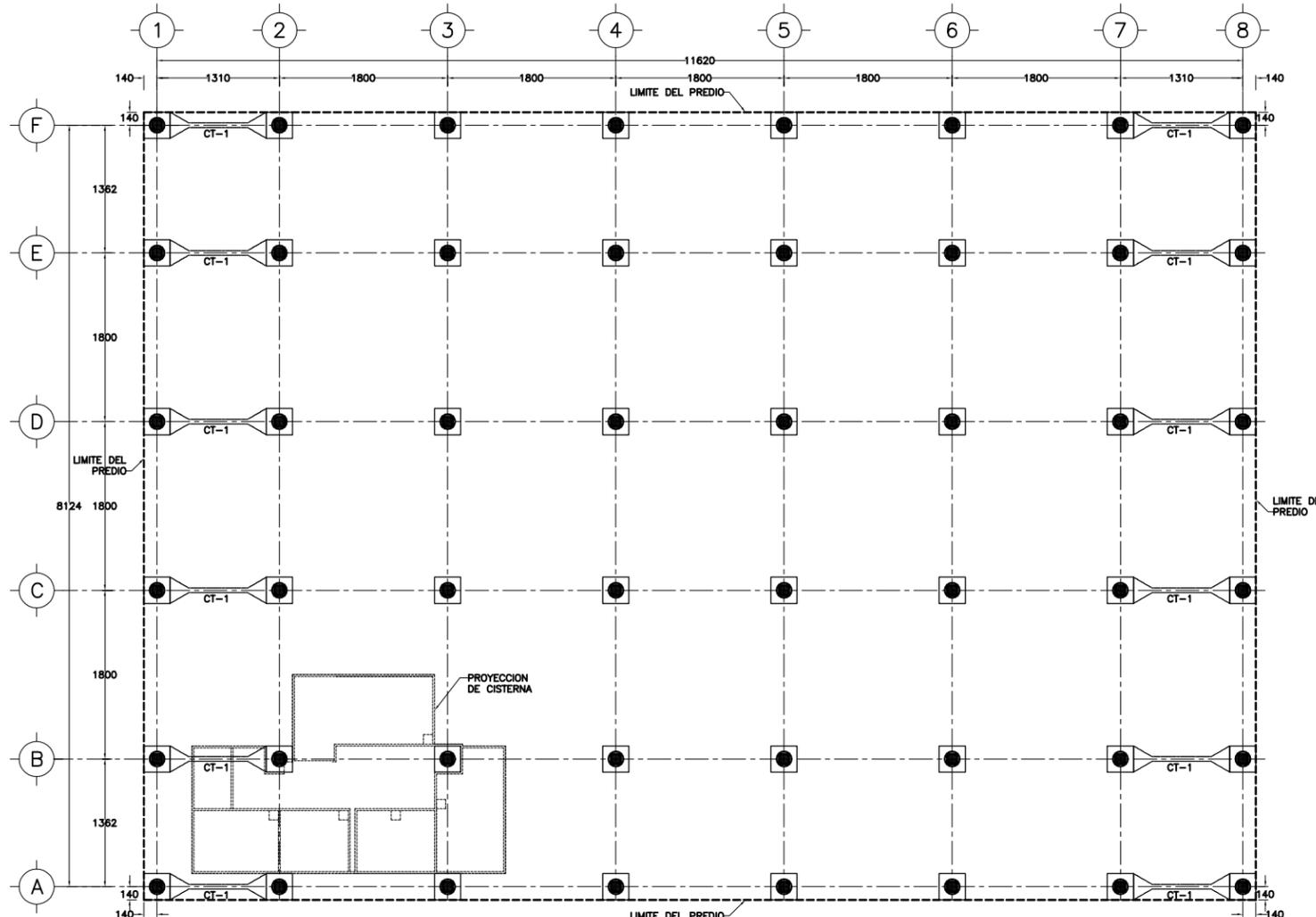
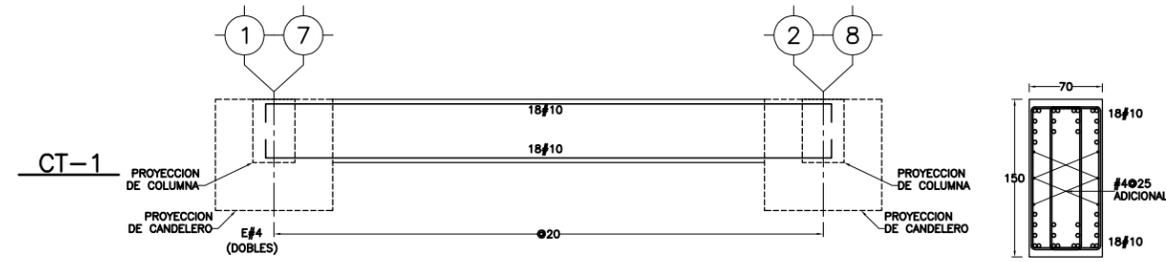
FECHA: ESC: 1/8E

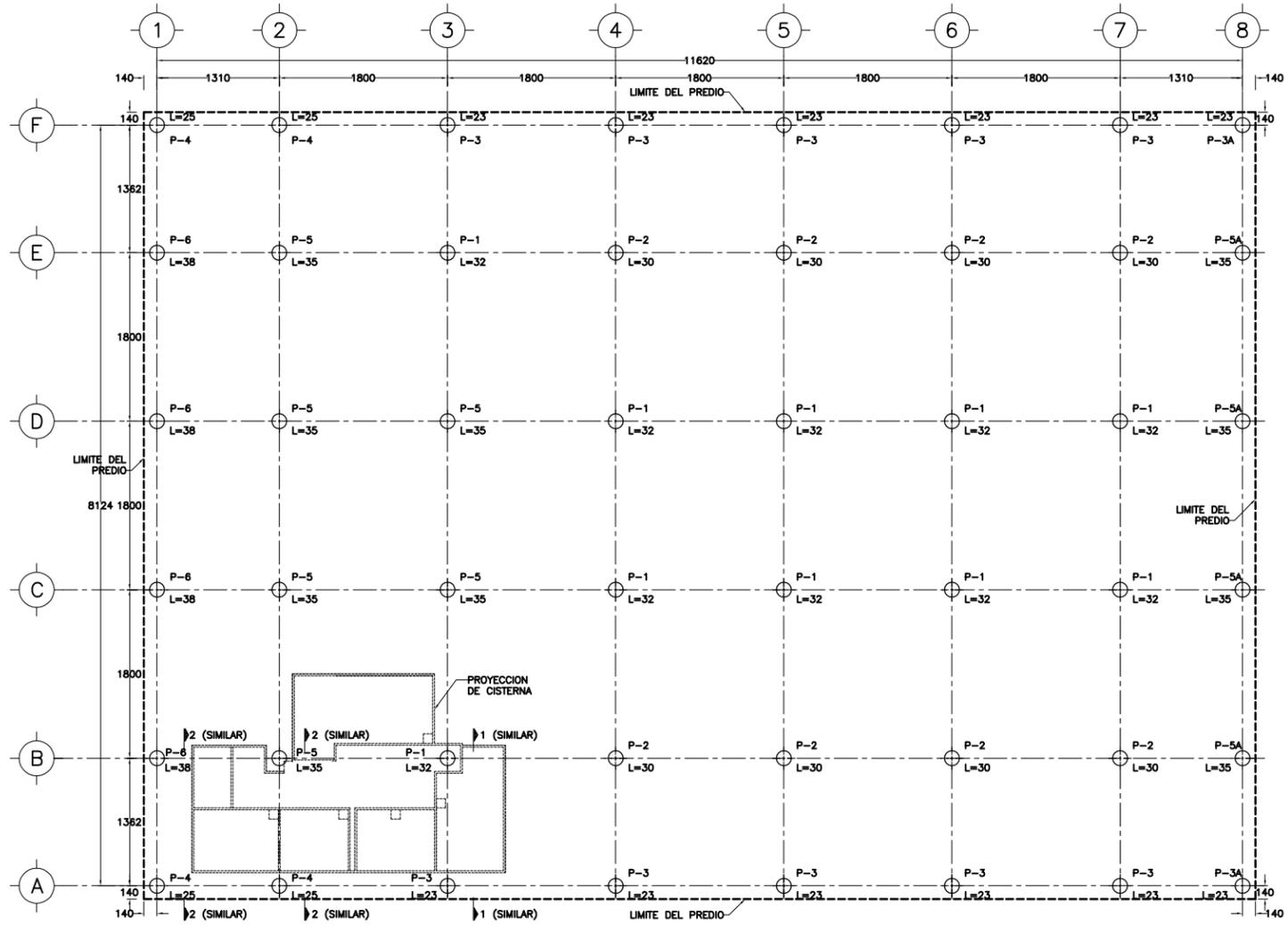
EST-01



NOTAS GENERALES

- 1.- TODAS LAS MEDIDAS ESTAN DADAS EN CENTIMETROS EXCEPTO DONDE SE
- 2.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO, NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA.
- 3.- EL CONCRETO TENDRA UNA RESISTENCIA DE $f'c = 300 \text{ kg/cm}^2$, CLASE 1.
- 4.- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- 5.- PARA ANCLAJES Y TRASLAPES VER TABLA DE "DETALLES DE REFUERZO".
- 6.- EN NINGUN CASO SE PODRA TRASLAPAR MAS DEL 33% DEL ACERO DE REFUERZO
- 7.- EL RECUBRIMIENTO MINIMO LIBRE SERA DE 2cm, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE
- 8.- TAMAÑO MAXIMO DEL AGREGADO GRUESO SERA DE 1/2" (1.27cm).
- 9.- VERIFICAR GEOMETRIA Y NIVELES EN PLANOS ARQUITECTONICOS RESPECTIVOS.



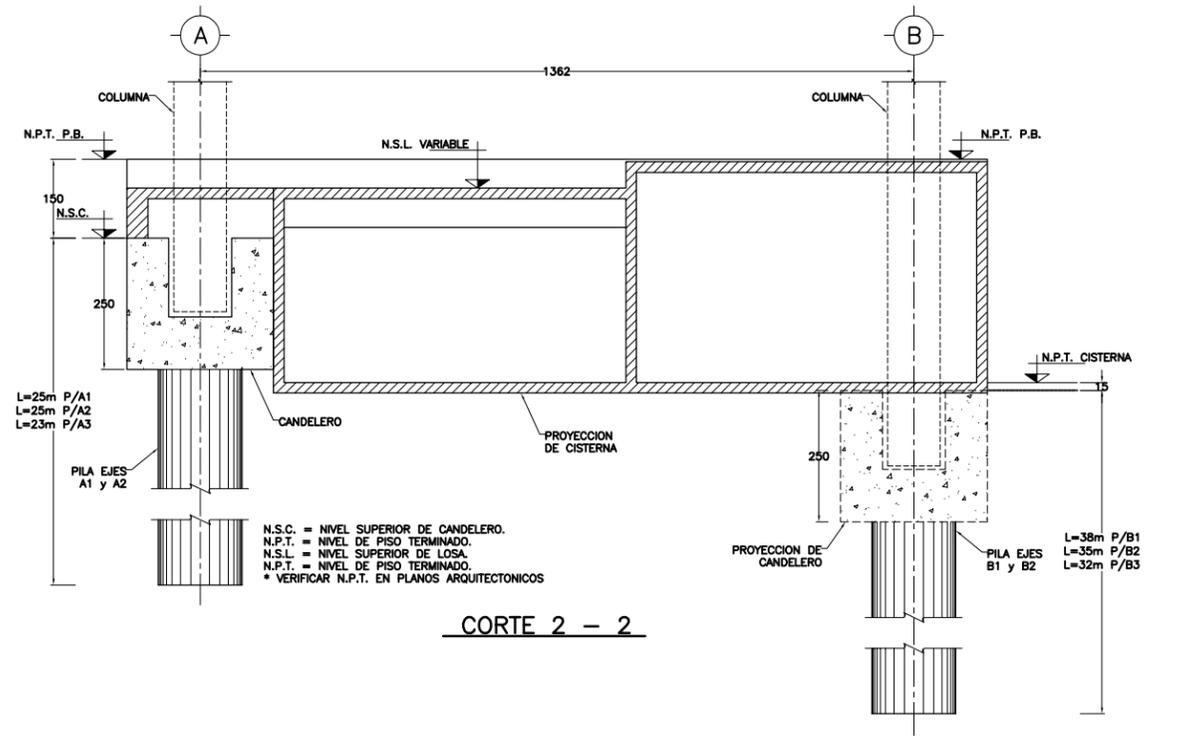
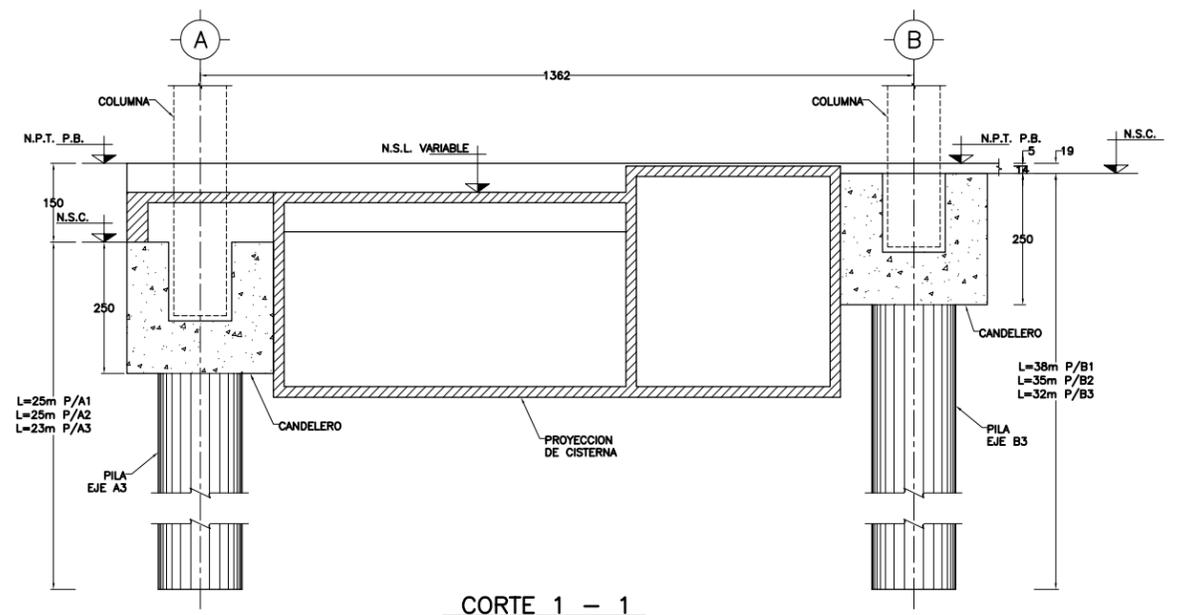
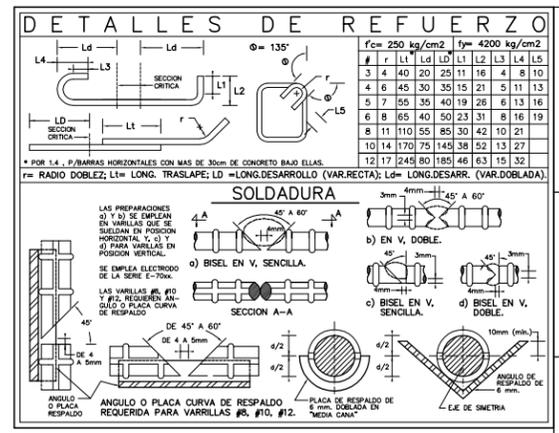
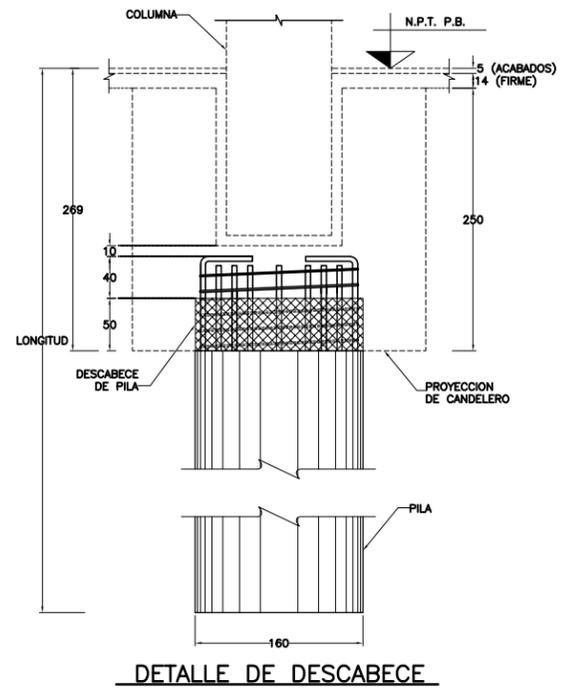


NOTAS GENERALES

- 1.- TODAS LAS MEDIDAS ESTAN DADAS EN CENTIMETROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
- 2.- NIVELES EN METROS.
- 3.- EL CONCRETO TENDRA UNA RESISTENCIA DE $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$
- 4.- EL TAMAÑO MÁXIMO DEL AGREGADO GRUESO $3/4"$
- 5.- EL ACERO DE REFUERZO SERA $f_y=4200 \text{ kg/cm}$
- 6.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA DE ESTE PLANO.
- 7.- EN NINGUN CASO SE PODRA TRASLAPAR MAS DEL 33% DEL ACERO DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION.
- 8.- TODOS LOS NIVELES, COTAS Y PAÑOS FIJOS DEBERAN VERIFICARSE EN PLANOS ARQUITECTONICOS Y EN OBRA; CUALQUIER DISCREPANCIA EN ELLOS SE DEBERA CONSULTAR A LA DIRECCION DE OBRA.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO PILAS

- LA CONSTRUCCION DE LAS PILAS SE REALIZARA TOMANDO EN CUENTA EL SIGUIENTE PROCEDIMIENTO.
- LA PERFORACION DE LAS PILAS SE REALIZARA EN UNA SOLA ETAPA HASTA ALCANZAR LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE Y SU DIAMETRO NO SERA MENOR A 60 CM.
- LA POSICION DE LA PERFORACION NO VARIARA EN MAS DE 15 CM RESPECTO A LA DE PROYECTO, ADICIONALMENTE, NO SE PERMITIRA UN DESPLOME MAYOR AL 1% DE DESVIACION EN LA PERFORACION, NI UNA SOBRECAVACION MAYOR AL 10% DEL DIAMETRO.
- SOLAMENTE EN CASO DE SER INESTABLES LAS PAREDES DE LA PERFORACION, SE PODRAN UTILIZAR ENCAMISADOS, MEZCLAS POLIMERICAS O BENTONICAS; DE NO SER NECESARIAS SE OMITIRA SU USO.
- EL ARMADO DE LAS PILAS DEBERA CONTAR CON ELEMENTOS QUE GARANTICEN SU CORRECTA POSICION EN LA PERFORACION (CENTRADORES) Y CON LAS PREPARACIONES NECESARIAS PARA LIGARLO ESTRUCTURALMENTE CON EL RESTO DE LA ESTRUCTURA.
- SE VERIFICARA QUE LAS PILAS QUEDEN DESPLANTADAS EN EL MATERIAL DE APOYO SIN MATERIALES SUELTOS O AZOLVE EN EL FONDO DE LAS PERFORACIONES UNA VEZ QUE EL ARMADO SE ENCUENTRE COLOCADO.
- DEBERA ASEGURARSE LA INTEGRIDAD Y CONTINUIDAD DEL CONCRETO EN TODO MOMENTO, EVITANDO SU SEGREGACION, MEDIANTE EL USO DE TUBERIAS ESTANCAS (TUBO TREMIE). EL COLADO SE REALIZARA MANTENIENDO LA PUNTA DEL TUBO TREMIE INMERSA EN EL CONCRETO UN MÍNIMO DE 50 CM.
- EL COLADO SE REALIZARA EN UNA SOLA ETAPA, INMEDIATAMENTE DESPUES DE CONCLUIDA LA PERFORACION Y COLOCACION DEL ARMADO, EL CONCRETO QUEDARA 20 CM POR ARRIBA DEL NIVEL DE LIGA CON EL RESTO DE LA ESTRUCTURA DE CIMENTACION, PROVOCANDO QUE EN ESTA PARTE QUEDEN LOS CONCRETOS CONTAMINADOS QUE SERAN REMOVIDOS.
- EL CONCRETO EMPLEADO DEBERA MANTENER UN REVENIMIENTO MÍNIMO DE 18 CM DURANTE TODO EL PROCESO DE COLADO, PARA LO CUAL ES CONVENIENTE INCLUIR ADITIVOS FLUIDIFICANTE, RETARDADOR DE FRAGUADO Y ESTABILIZADOR DE VOLUMEN.
- EL TIEMPO MÁXIMO PARA LA FORMACION DE CADA PILA SERA DE 24 HORAS COMPUTADOS A PARTIR DEL INICIO DE LA PERFORACION. ADICIONALMENTE, EL COLADO SE REALIZARA EN LAS 4 HORAS POSTERIORES AL TERMINO DE LA PERFORACION.



El Palacio de Hierro

UBICACION: VILLAHERMOSA

PROYECTO ESTRUCTURAL

GRUPO RIOBOO

CROQUIS DE LOCALIZACION:

APROBACION PARA CONSTRUCCION

PROPIETARIO/COORDINADOR:	FECHA:
DESENADOR:	FECHA:
COORDINADOR PROFESIONAL:	FECHA:

OBSERVACIONES:

* DERECHOS RESERVADOS CONFORME A LA LEY FEDERAL DEL DERECHO DE AUTOR POR: RIOBOO S.A. DE C.V. QUEDA EXPRESAMENTE PROHIBIDA LA REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL DE ESTA OBRA POR CUALQUIER MEDIO SIN AUTORIZACION EXPRESA Y POR ESCRITO DE ESTA EMPRESA. RIOBOO, S. A. DE C.V. SE RESERVA EL DERECHO PARA INICIAR LAS ACCIONES CIVILES, PENALES Y/O ADMINISTRATIVAS QUE CORRESPONDAN EN CASO DE UNA REPRODUCCION DE SU OBRA SIN AUTORIZACION*

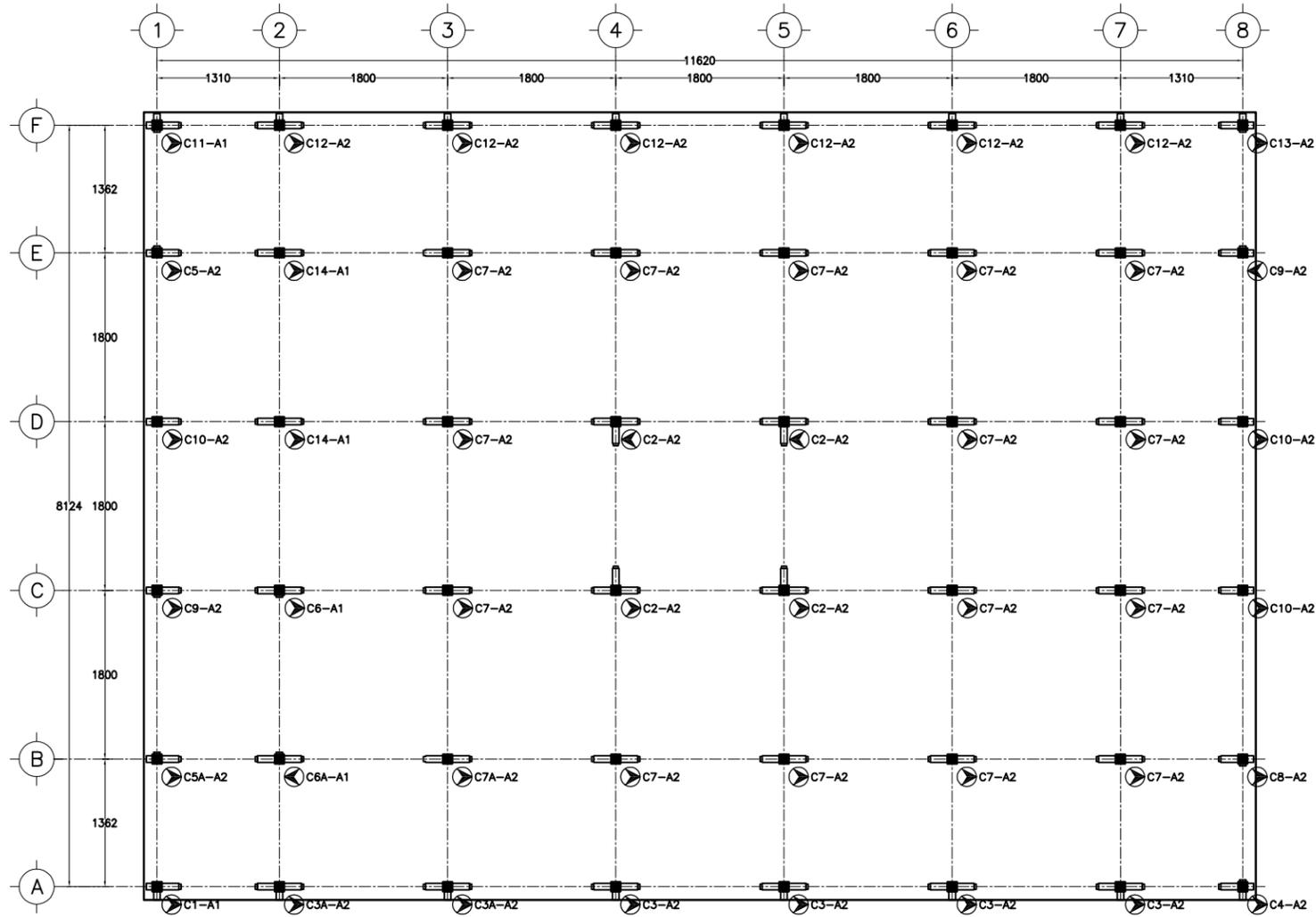
NOMBRE DEL PLANO:

PLANTA DE PILAS

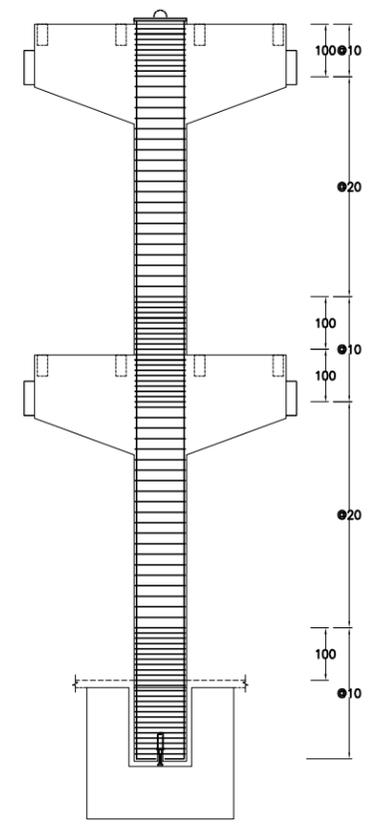
NO.	FECHA	CONCEPTO	HECHO
0	21/05/11	EMISION DEFINITIVA	

FECHA: ESC.: 1/8E

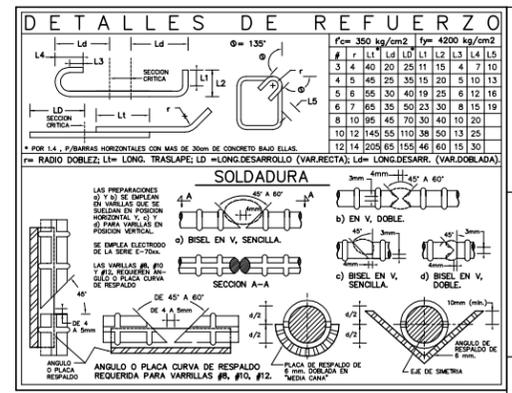
EST-01A



PLANTA DE COLUMNAS



DISTRIBUCION TIPICA DE ESTRIBOS EN COLUMNAS



NOTAS GENERALES

- 1.- TODAS LAS MEDIDAS ESTAN DADAS EN CENTIMETROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
- 2.- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO, NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA.
- 3.- EL CONCRETO TENDRA UNA RESISTENCIA DE $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$.
- 4.- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- 5.- PARA ANCLAJES Y TRASLAPES VER TABLA DE "DETALLES DE REFUERZO".
- 6.- EN NINGUN CASO SE PODRA TRASLAPAR MAS DEL 33% DEL ACERO DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION.
- 7.- EL RECUBRIMIENTO MINIMO LIBRE SERA DE 2cm, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA DIMENSION.
- 8.- TAMANO MAXIMO DEL AGREGADO GROSSO SERA DE 1/2" (1.27cm).
- 9.- ACERO EN PLACAS, ACCESORIOS METALICOS SERA DE $f'y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.
- 10.- LA SOLDADURA SERA AL ARCO ELECTRICO Y SE USARAN ELECTRODOS DE LA SERIE E-70dx.
- 11.- VERIFICAR GEOMETRIA Y NIVELES EN PLANOS ARQUITECTONICOS RESPECTIVOS.
- 12.- ESTAS PIEZAS LLEVAN ORIENTACION SIMBOLO QUE LA INDICA.

NOMENCLATURA COLUMNAS



El Palacio de Hierro

UBICACION: VILLAHERMOSA



CIRCULO DE LOCALIZACION

APROBACION PARA CONSTRUCCION

PROYECTADO/COORDINADOR:	FECHA:
DISEÑADOR:	FECHA:
COORDINADOR PROYECTO:	FECHA:

NOTAS GENERALES

- 1.- TODAS LAS MEDIDAS ESTAN DADAS EN CENTIMETROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
- 2.- EL CONCRETO TENDRA UNA RESISTENCIA DE $f'c = 500 \text{ kg/cm}^2$.
- 3.- EL ACERO DE REFUERZO SERA DE $f'y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.
- 4.- PARA ANCLAJES Y TRASLAPES VER TABLA DE "DETALLES DE REFUERZO".
- 5.- EN NINGUN CASO SE PODRA TRASLAPAR MAS DEL 33% DEL ACERO DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION.
- 6.- EL RECUBRIMIENTO MINIMO LIBRE SERA DE 2cm, EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA DIMENSION.
- 7.- TAMANO MAXIMO DEL AGREGADO GROSSO SERA DE 1/2" (1.27cm).
- 8.- ACERO EN PLACAS, ACCESORIOS METALICOS SERA DE $f'y = 2530 \text{ kg/cm}^2$.
- 9.- LA SOLDADURA SERA AL ARCO ELECTRICO Y SE USARAN ELECTRODOS DE LA SERIE E-70dx.
- 10.- VERIFICAR GEOMETRIA Y NIVELES EN PLANOS ARQUITECTONICOS RESPECTIVOS.

* DERECHOS RESERVADOS CONFORME A LA LEY FEDERAL DEL DERECHO DE AUTOR POR RIBBOO S.A. DE C.V. QUEDA EXPRESAMENTE PROHIBIDA LA REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL DE ESTA OBRA POR CUALQUIER MEDIO SIN AUTORIZACION EXPRESA Y POR ESCRITO DE ESTA EMPRESA. RIBBOO, S.A. DE C.V. SE RESERVA EL DERECHO PARA INICIAR LAS ACCIONES CIVILES, PENALES Y/O ADMINISTRATIVAS QUE CORRESPONDAN EN CASO DE UNA REPRODUCCION DE SU OBRA SIN AUTORIZACION.

NOMBRE DEL PLANO:

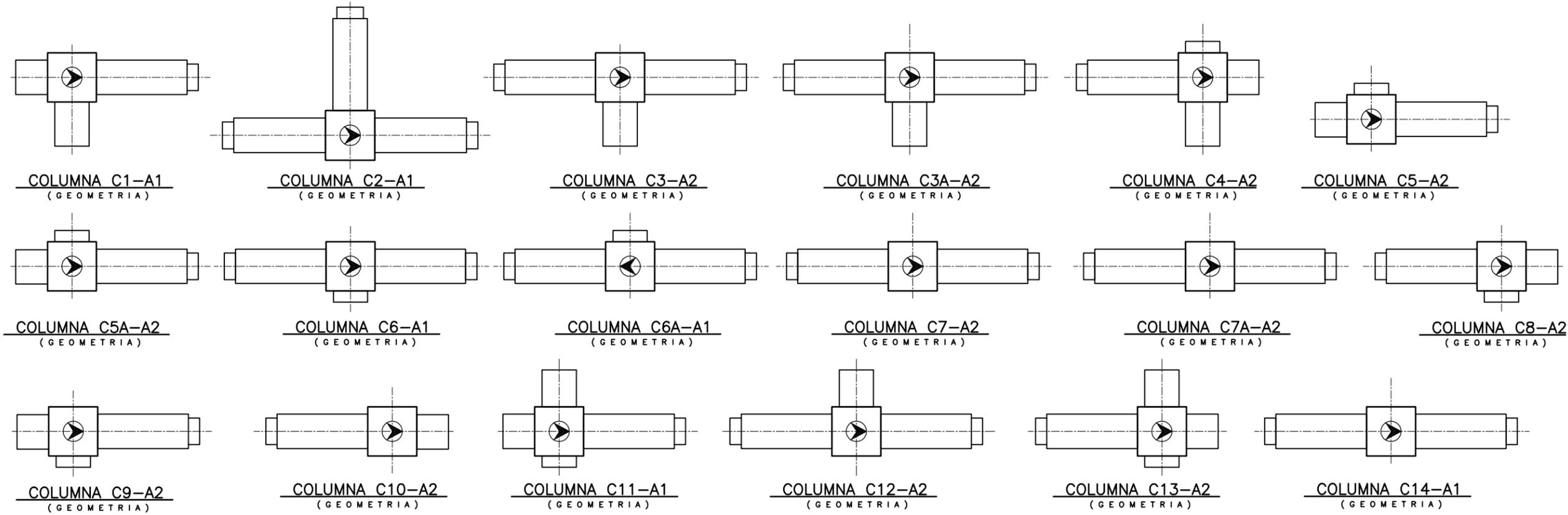
PLANTA DE DESPIECE DE COLUMNAS

REVISIONES EJECUTIVAS

No.	FECHA	CONCEPTO	HECHO
0	21/08/11	DIBUJO EJECUTIVO	

FECHA: ESC.: 1/8

EST-03





APROBACION PARA CONSTRUCCION

PROYECTADO:	FECHA:
COORDINADOR:	FECHA:
COORDINADOR INGENIERIA:	FECHA:

OBSERVACIONES

- NOTAS:
- 1.- LAS COTAS SON EN EL DIBUJO.
 - 2.- LOS PLANOS ARQUITECTONICOS DEBEN A LOS PLANOS ESTRUCTURALES Y DEBEN INDICAR CUALQUIER DISCREPANCIA EN ELLOS SE DEBERA CONSULTAR A LA DIRECCION DE PROYECTO.
 - 3.- SE DEBERAN VERIFICAR TODAS LAS MEDIDAS Y NIVELES EN OBRA, ANTES DE INICIAR CUALQUIER TRABAJO. SI EXISTIERAN OPERACIONES SE DEBERA CONSULTAR A LA DIRECCION DE PROYECTO.
 - 4.- TODOS LOS NIVELES ARQUITECTONICOS DEBEN REFERENCIARSE A UN BANDO DE NIVEL DETERMINADO EN OBRA.
 - 5.- SALVO DONDE SE INDIQUE OTRA CUESTION, TODAS LAS COTAS SON A ACABADOS, POR LO CUAL DEBERAN SER CONSERVADOS EN LA EJECUCION DE LA OBRA.

* DERECHOS RESERVADOS CONFORME A LA LEY FEDERAL DEL DERECHO DE AUTOR POR: RIOBOO S.A. DE C.V. QUEDA EXPRESAMENTE PROHIBIDA LA REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL DE ESTA OBRA POR CUALQUIER MEDIO SIN AUTORIZACION EXPRESA Y POR ESCRITO DE ESTA EMPRESA. RIOBOO S.A. DE C.V. SE RESERVA EL DERECHO PARA INICIAR LAS ACCIONES CIVILES, PENALES Y/O ADMINISTRATIVAS QUE CORRESPONDAN EN CASO DE UNA REPRODUCCION DE SU OBRA SIN AUTORIZACION*

SIMBOLOGIA

- NPT = NIVEL DE PISO TERMINADO
 PB = PLANTA BAJA
 N1 = PRIMER NIVEL
 N2 = SEGUNDO NIVEL
 NSCP = NIVEL SUPERIOR DE CONCRETO DE COLUMNA PREFABRICADA
 NSB = NIVEL SUPERIOR DE CONCRETO EN BRAZO
 NSC = NIVEL SUPERIOR DE CONCRETO

NOMBRE DEL PLANO:

COLUMNA PREFABRICADAS (GEOMETRIAS)

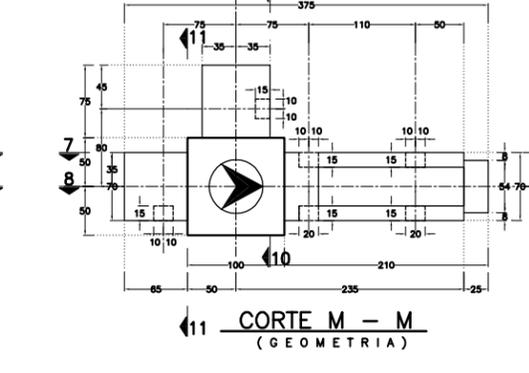
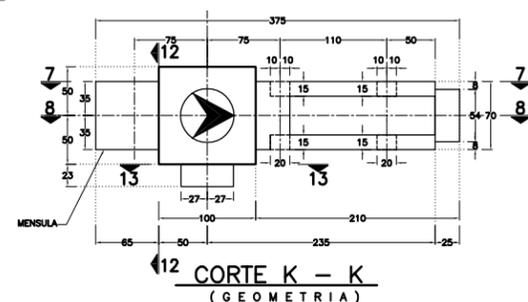
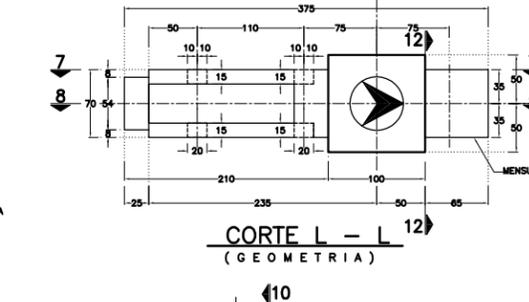
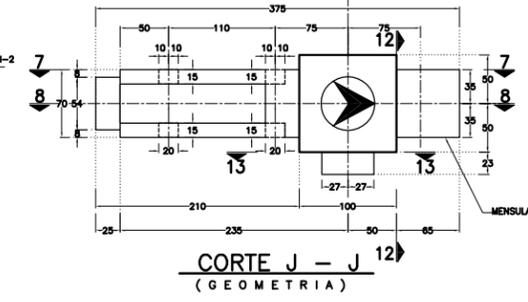
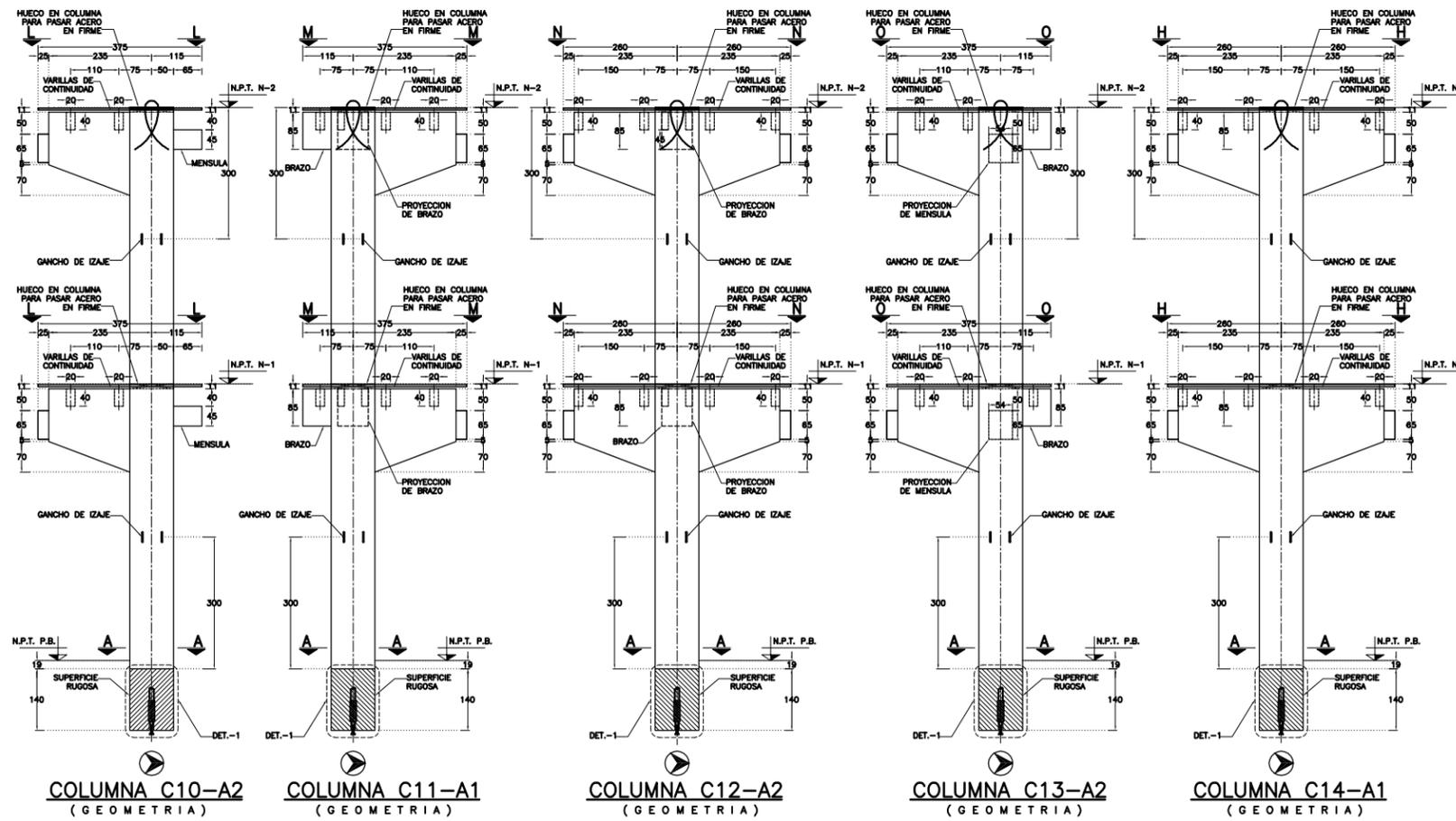
REVISIONES EJECUTIVAS

NO.	FECHA	CONCEPTO	REVISOR
0	21/06/2018	EMISION EJECUTIVA	

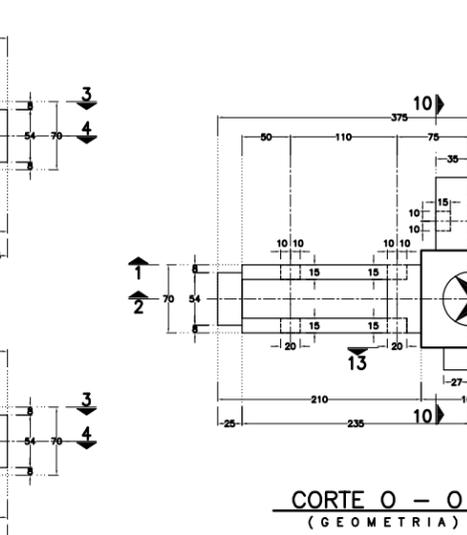
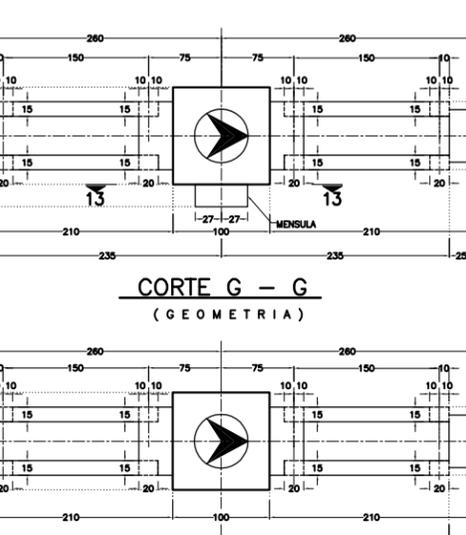
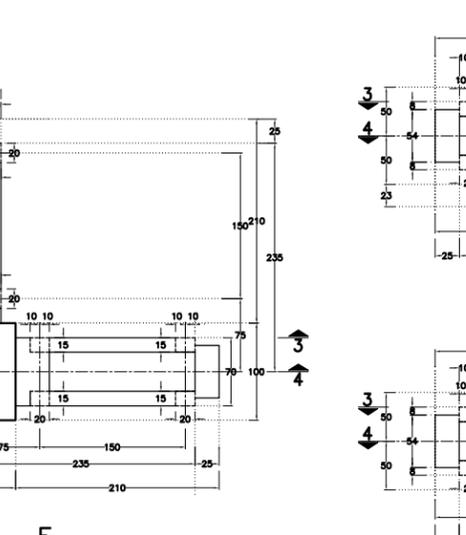
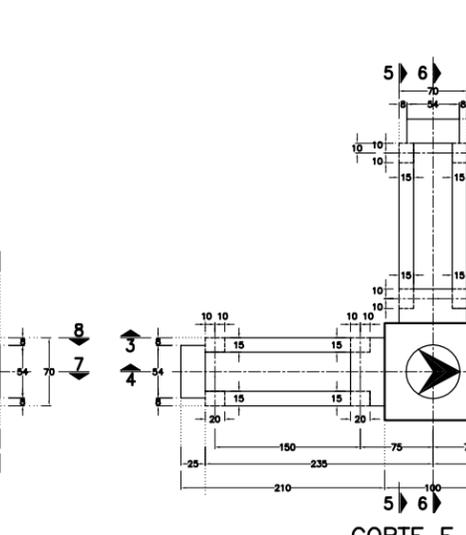
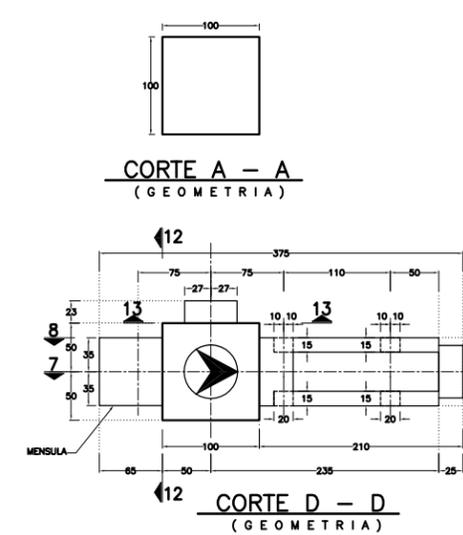
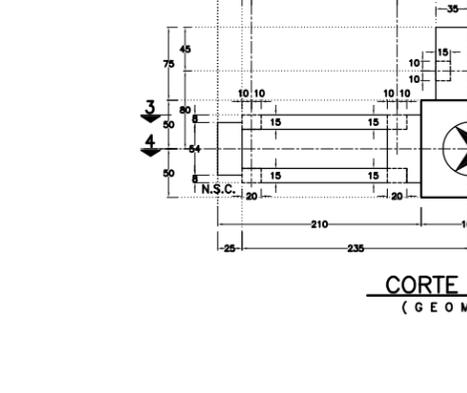
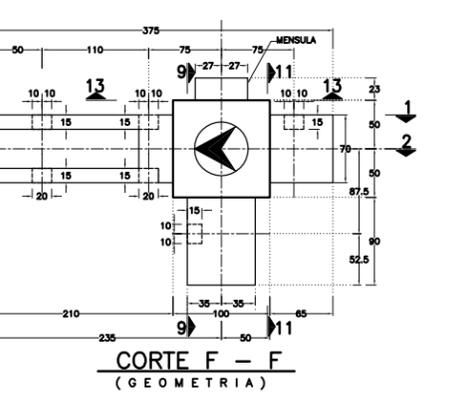
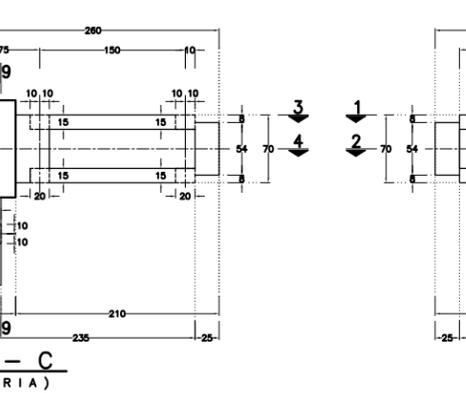
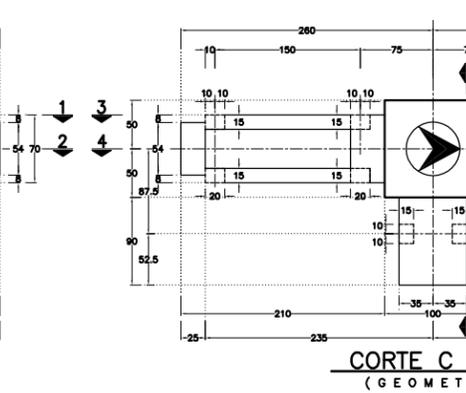
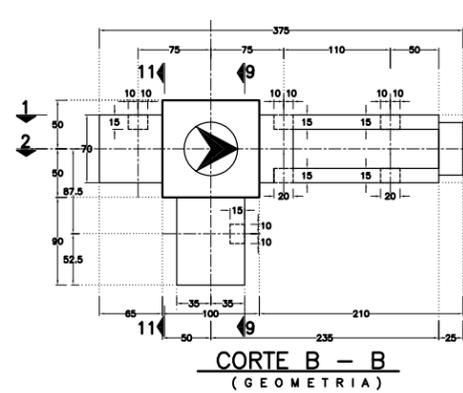
FECHA: ESC.: S/E

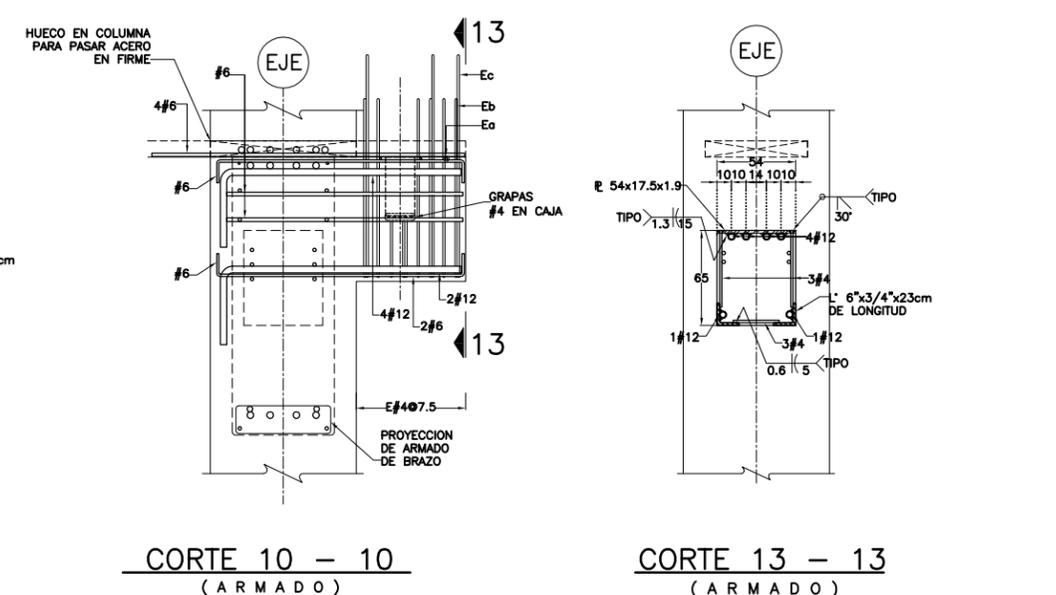
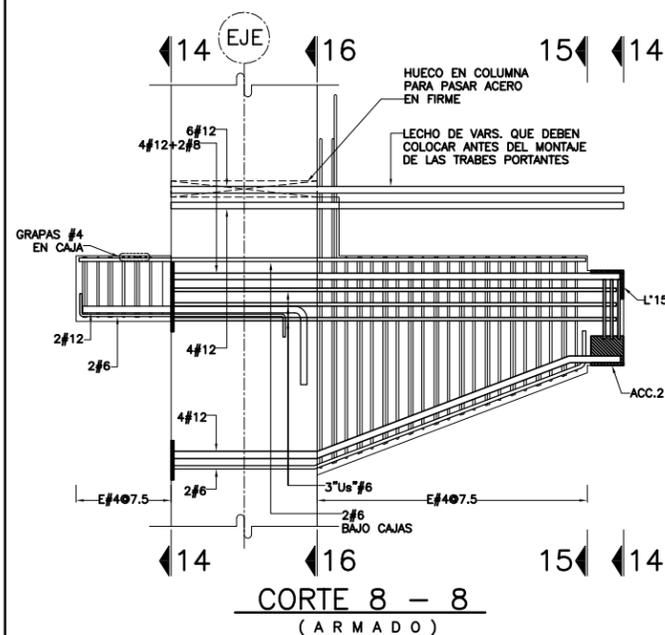
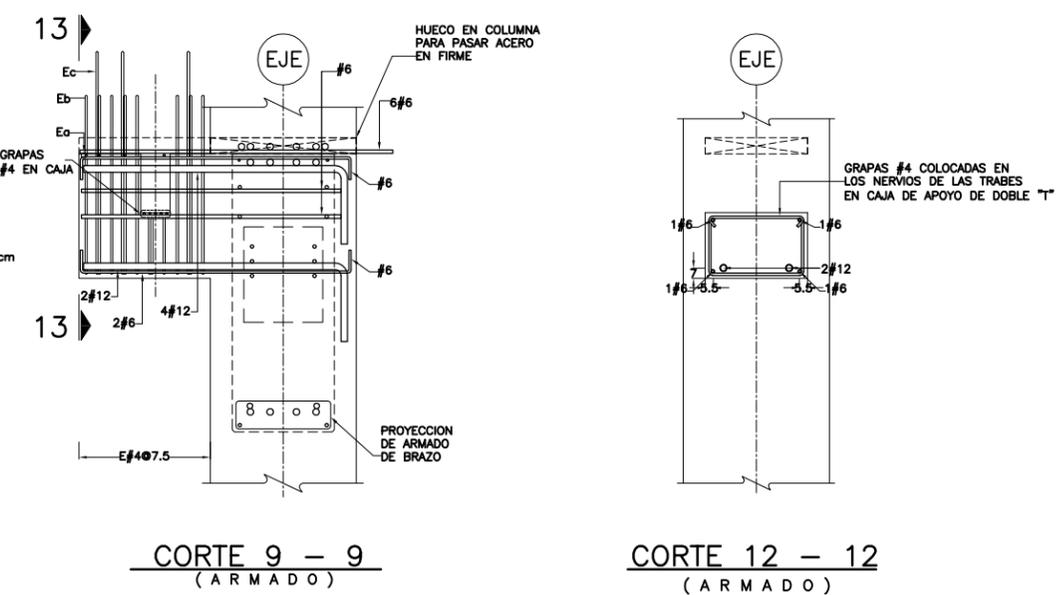
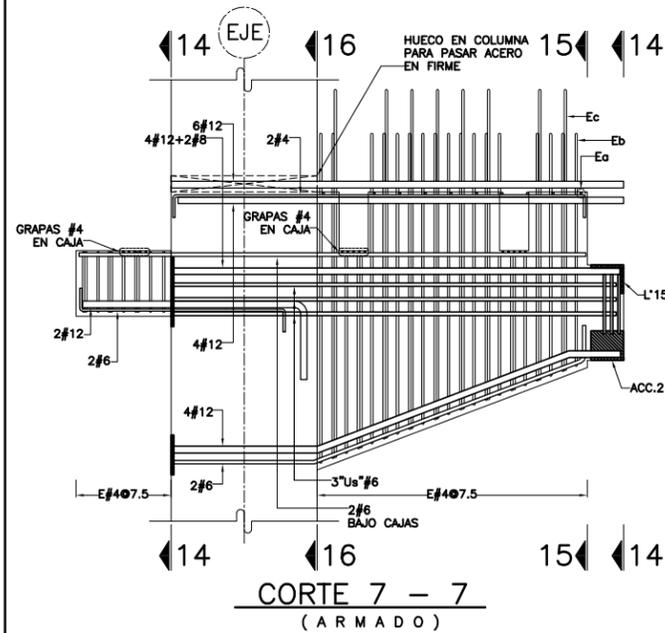
EST-03B

CLAVE



NOMENCLATURA COLUMNAS
 C5 - A2
 TIPO GEOMETRIA TIPO ARMADO





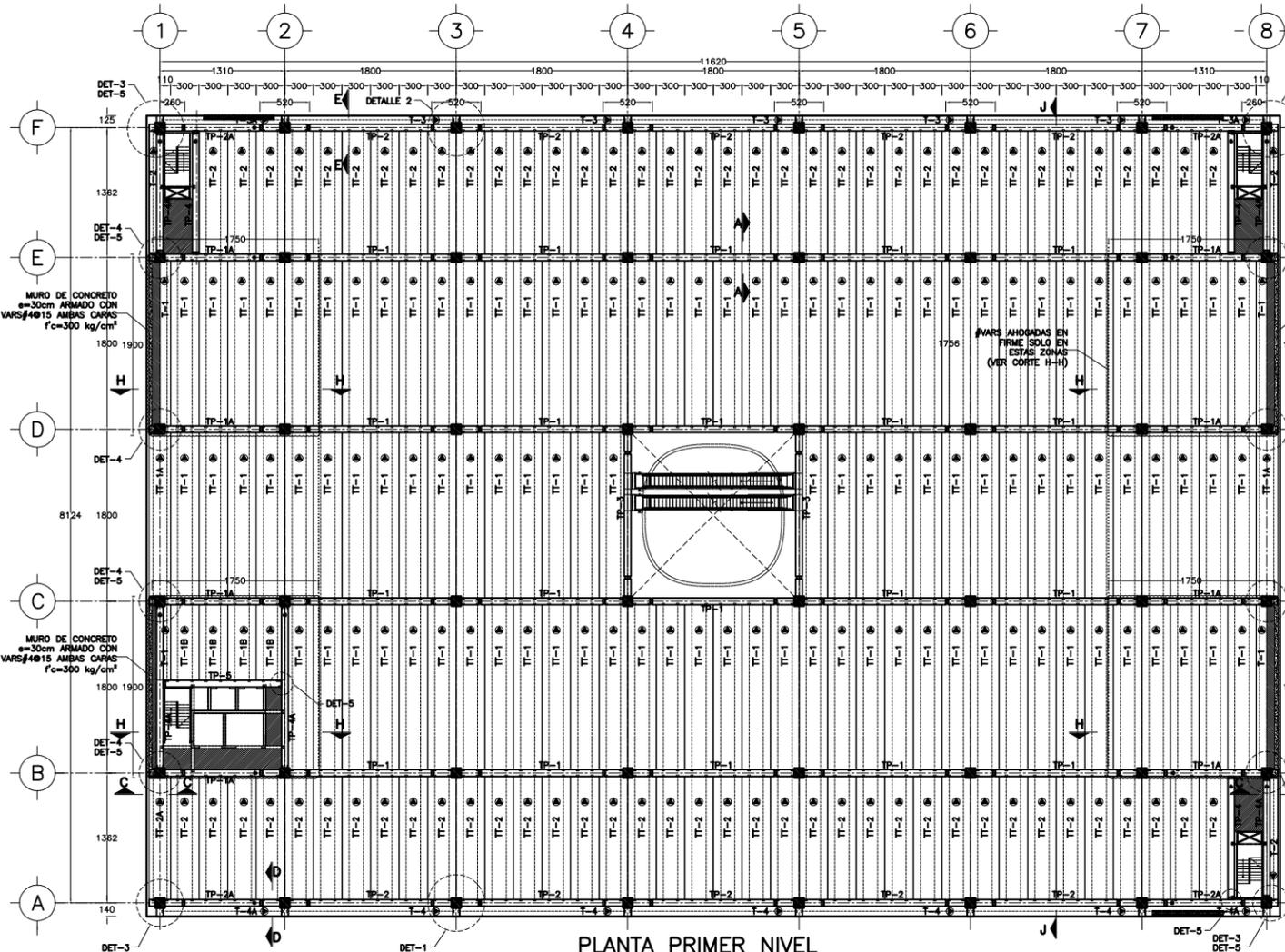
DETALLES DE REFUERZO

f _{cd} = 350 kg/cm ²		f _{yd} = 4200 kg/cm ²	
#	L1	L2	L3
3	4	20	25
4	5	25	30
5	6	30	35
6	7	35	40
7	8	40	45
8	9	45	50
9	10	50	55
10	11	55	60
11	12	60	65
12	13	65	70
13	14	70	75
14	15	75	80
15	16	80	85
16	17	85	90
17	18	90	95
18	19	95	100
19	20	100	105
20	21	105	110
21	22	110	115
22	23	115	120
23	24	120	125
24	25	125	130
25	26	130	135
26	27	135	140
27	28	140	145
28	29	145	150
29	30	150	155
30	31	155	160
31	32	160	165
32	33	165	170
33	34	170	175
34	35	175	180
35	36	180	185
36	37	185	190
37	38	190	195
38	39	195	200
39	40	200	205
40	41	205	210
41	42	210	215
42	43	215	220
43	44	220	225
44	45	225	230
45	46	230	235
46	47	235	240
47	48	240	245
48	49	245	250
49	50	250	255
50	51	255	260
51	52	260	265
52	53	265	270
53	54	270	275
54	55	275	280
55	56	280	285
56	57	285	290
57	58	290	295
58	59	295	300
59	60	300	305
60	61	305	310
61	62	310	315
62	63	315	320
63	64	320	325
64	65	325	330
65	66	330	335
66	67	335	340
67	68	340	345
68	69	345	350
69	70	350	355
70	71	355	360
71	72	360	365
72	73	365	370
73	74	370	375
74	75	375	380
75	76	380	385
76	77	385	390
77	78	390	395
78	79	395	400
79	80	400	405
80	81	405	410
81	82	410	415
82	83	415	420
83	84	420	425
84	85	425	430
85	86	430	435
86	87	435	440
87	88	440	445
88	89	445	450
89	90	450	455
90	91	455	460
91	92	460	465
92	93	465	470
93	94	470	475
94	95	475	480
95	96	480	485
96	97	485	490
97	98	490	495
98	99	495	500
99	100	500	505
100	101	505	510
101	102	510	515
102	103	515	520
103	104	520	525
104	105	525	530
105	106	530	535
106	107	535	540
107	108	540	545
108	109	545	550
109	110	550	555
110	111	555	560
111	112	560	565
112	113	565	570
113	114	570	575
114	115	575	580
115	116	580	585
116	117	585	590
117	118	590	595
118	119	595	600
119	120	600	605
120	121	605	610
121	122	610	615
122	123	615	620
123	124	620	625
124	125	625	630
125	126	630	635
126	127	635	640
127	128	640	645
128	129	645	650
129	130	650	655
130	131	655	660
131	132	660	665
132	133	665	670
133	134	670	675
134	135	675	680
135	136	680	685
136	137	685	690
137	138	690	695
138	139	695	700
139	140	700	705
140	141	705	710
141	142	710	715
142	143	715	720
143	144	720	725
144	145	725	730
145	146	730	735
146	147	735	740
147	148	740	745
148	149	745	750
149	150	750	755
150	151	755	760
151	152	760	765
152	153	765	770
153	154	770	775
154	155	775	780
155	156	780	785
156	157	785	790
157	158	790	795
158	159	795	800
159	160	800	805
160	161	805	810
161	162	810	815
162	163	815	820
163	164	820	825
164	165	825	830
165	166	830	835
166	167	835	840
167	168	840	845
168	169	845	850
169	170	850	855
170	171	855	860
171	172	860	865
172	173	865	870
173	174	870	875
174	175	875	880
175	176	880	885
176	177	885	890
177	178	890	895
178	179	895	900
179	180	900	905
180	181	905	910
181	182	910	915
182	183	915	920
183	184	920	925
184	185	925	930
185	186	930	935
186	187	935	940
187	188	940	945
188	189	945	950
189	190	950	955
190	191	955	960
191	192	960	965
192	193	965	970
193	194	970	975
194	195	975	980
195	196	980	985
196	197	985	990
197	198	990	995
198	199	995	1000
199	200	1000	1005
200	201	1005	1010
201	202	1010	1015
202	203	1015	1020
203	204	1020	1025
204	205	1025	1030
205	206	1030	1035
206	207	1035	1040
207	208	1040	1045
208	209	1045	1050
209	210	1050	1055
210	211	1055	1060
211	212	1060	1065
212	213	1065	1070
213	214	1070	1075
214	215	1075	1080
215	216	1080	1085
216	217	1085	1090
217	218	1090	1095
218	219	1095	1100
219	220	1100	1105
220	221	1105	1110
221	222	1110	1115
222	223	1115	1120
223	224	1120	1125
224	225	1125	1130
225	226	1130	1135
226	227	1135	1140
227	228	1140	1145
228	229	1145	1150
229	230	1150	1155
230	231	1155	1160
231	232	1160	1165
232	233	1165	1170
233	234	1170	1175
234	235	1175	1180
235	236	1180	1185
236	237	1185	1190
237	238	1190	1195
238	239	1195	1200
239	240	1200	1205
240	241	1205	1210
241	242	1210	1215
242	243	1215	1220
243	244	1220	1225
244	245	1225	1230
245	246	1230	1235
246	247	1235	1240
247	248	1240	1245
248	249	1245	1250
249	250	1250	1255
250	251	1255	1260
251	252	1260	1265
252	253	1265	1270
253	254	1270	1275
254	255	1275	1280
255	256	1280	1285
256	257	1285	1290
257	258	1290	1295
258	259	1295	1300
259	260	1300	1305
260	261	1305	1310
261	262	1310	1315
262	263	1315	1320
263	264	1320	1325
264	265	1325	1330
265	266	1330	1335
266	267	1335	1340
267	268	1340	1345
268	269	1345	1350
269	270	1350	1355
270	271	1355	1360
271	272	1360	1365
272	273	1365	1370
273	274	1370	1375
274	275	1375	1380
275	276	1380	1385
276	277	1385	1390

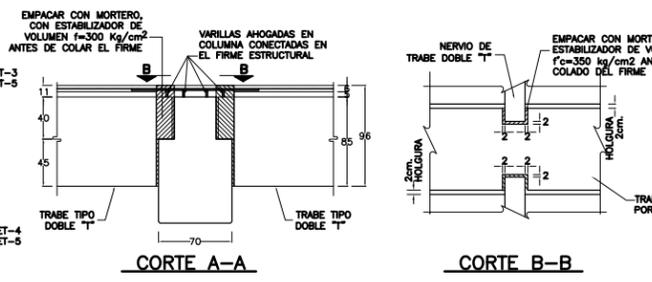
PROPIETARIO/COORDINADOR:	FECHA:
DISEÑADOR:	FECHA:
COORDINADOR INGENIERIA:	FECHA:

* DERECHOS RESERVADOS CONFORME A LA LEY FEDERAL DEL DERECHO DE AUTOR POR: RIOBOO S.A. DE C.V. QUEDA EXPRESAMENTE PROHIBIDA LA REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL DE ESTA OBRA POR CUALQUIER MEDIO SIN AUTORIZACION EXPRESA Y POR ESCRITO DE ESTA EMPRESA. RIOBOO S.A. DE C.V. SE RESERVA EL DERECHO PARA INICIAR LAS ACCIONES CIVILES, PENALES Y/O ADMINISTRATIVAS QUE CORRESPONDAN EN CASO DE UNA REPRODUCCION DE SU OBRA SIN AUTORIZACION*

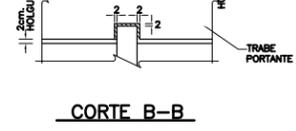
No.	FECHA	CONCEPTO	ELABORADO
0	21/08/11	DISEÑO EJECUTIVO	



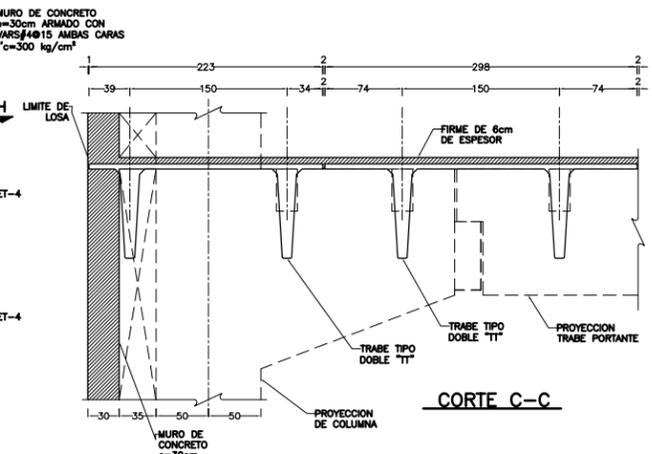
PLANTA PRIMER NIVEL



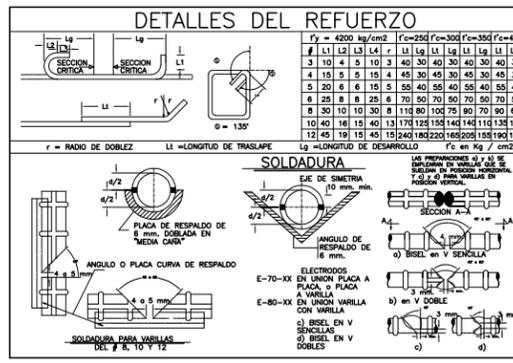
CORTE A-A



CORTE B-B



CORTE C-C

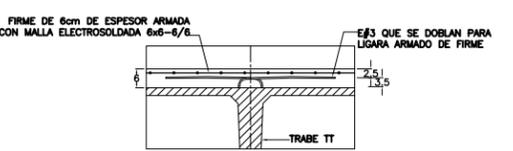


NOTAS GENERALES

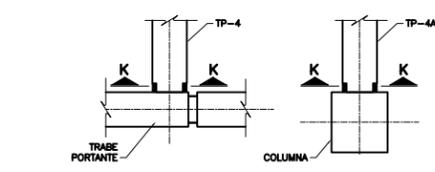
- TODAS LAS MEDIDAS ESTAN DADAS EN CENTIMETROS EXCEPTO DONDE SE INDIQUE OTRA UNIDAD.
- NIVELES EN METROS.
- EL CONCRETO TENDRA UNA RESISTENCIA DE $f'c=250 \text{ kg/cm}^2$.
- EL ACERO DE REFUERZO SERA $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$.
- LAS COTAS RIGEN AL DIBUJO NO TOMAR MEDIDAS A ESCALA DE ESTE PLANO.
- EN NINGUN CASO SE PODRA TRASLAPAR MAS DEL 33% DEL ACERO DE REFUERZO EN UNA MISMA SECCION.
- TODOS LOS NIVELES, COTAS Y PAÑOS FIJOS DEBERAN VERIFICARSE EN PLANOS ARQUITECTONICOS Y EN OBRA; CUALQUIER DISCREPANCIA EN ELLOS SE DEBERA CONSULTAR A LA DIRECCION DE OBRA.
- PARA TRABES NO INDICADAS EN LAS ZONAS DE LOSAS COLADAS EN SITO VER PLANOS DE DETALLES ESTRUCTURALES CORRESPONDIENTES.

SIMBOLOGIA

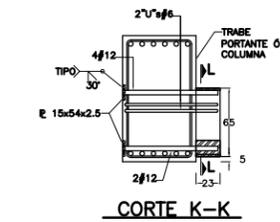
■ COLADO EN SITO



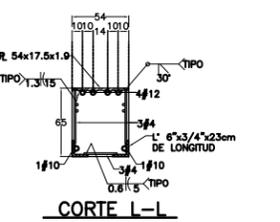
REFUERZO DE FIRME DE 6cm



DETALLE 5
UNION DE TRABE PORTANTE A TRABE PORTANTE O UNION DE TRABE PORTANTE CON COLUMNA



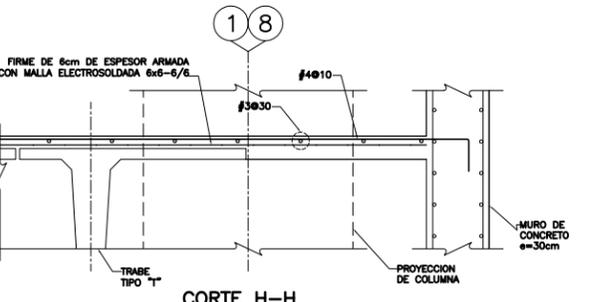
CORTE K-K



CORTE L-L

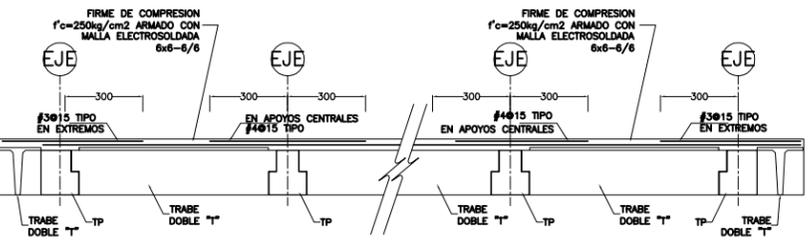
DETALLE DE MENSULA

UNION DE TRABE PORTANTE A TP-4



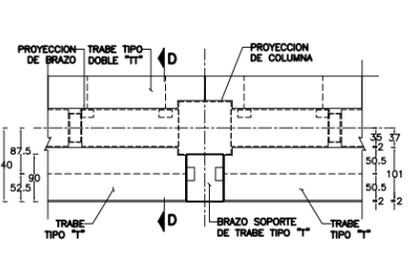
CORTE H-H

ACERO DE REFUERZO ADICIONAL EN EL FIRME

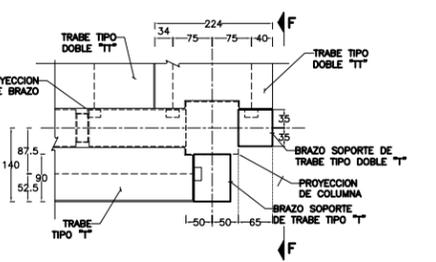


CORTE J-J

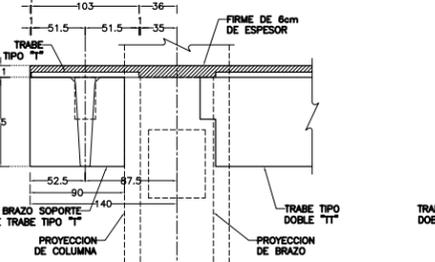
ACERO DE CONTINUIDAD



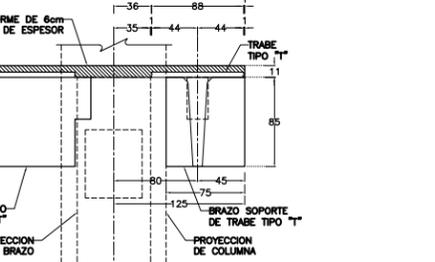
DETALLE 1



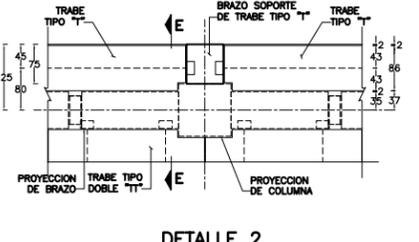
DETALLE 3



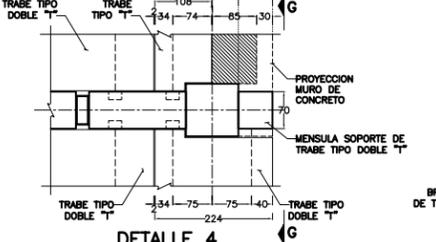
CORTE D-D



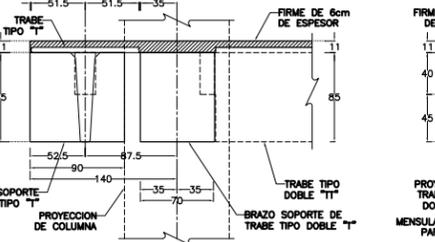
CORTE E-E



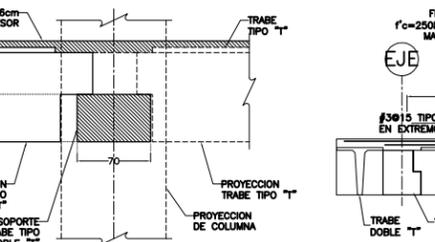
DETALLE 2



DETALLE 4



CORTE F-F



CORTE G-G



APROBACION PARA CONSTRUCCION

PROYECTADO/ COORDINADOR:	FECHA:
DISEÑADOR:	FECHA:
COORDINADOR PROYECTO:	FECHA:

OBSERVACIONES

* DERECHOS RESERVADOS CONFORME A LA LEY FEDERAL DEL DERECHO DE AUTOR POR RIBOO S.A. DE C.V. QUEDA EXPRESAMENTE PROHIBIDA LA REPRODUCCION TOTAL O PARCIAL DE ESTA OBRA POR CUALQUIER MEDIO SIN AUTORIZACION EXPRESA Y POR ESCRITO DE ESTA EMPRESA. RIBOO, S. A. DE C.V. SE RESERVA EL DERECHO PARA INICIAR LAS ACCIONES CIVILES, PENALES Y/O ADMINISTRATIVAS QUE CORRESPONDAN EN CASO DE UNA REPRODUCCION DE SU OBRA SIN AUTORIZACION

P.V.S.M. = PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO.

NOMBRE DEL PLANO.

ESTRUCTURA METALICA (CONEXIONES)

REVISIONES EJECUTIVAS

No.	FECHA	CONCEPTO	HECHO
0	22/11/2011	DIBUJO EJECUTIVO	

FECHA: ESC.: 1/8E

EST-08A

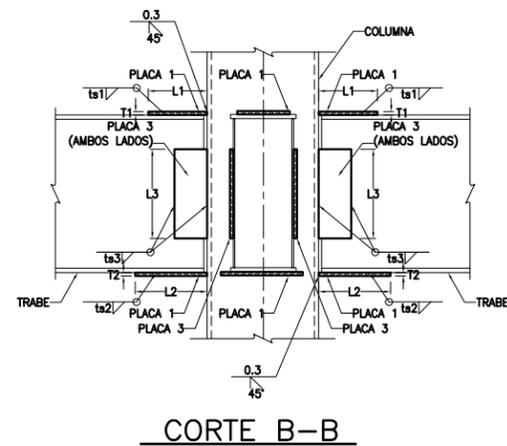
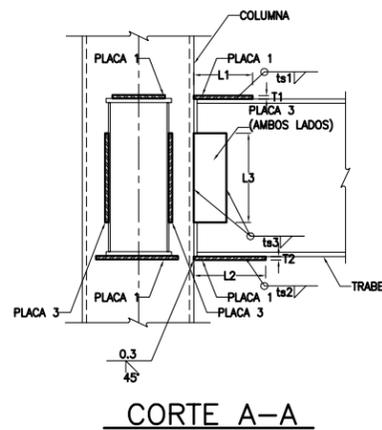
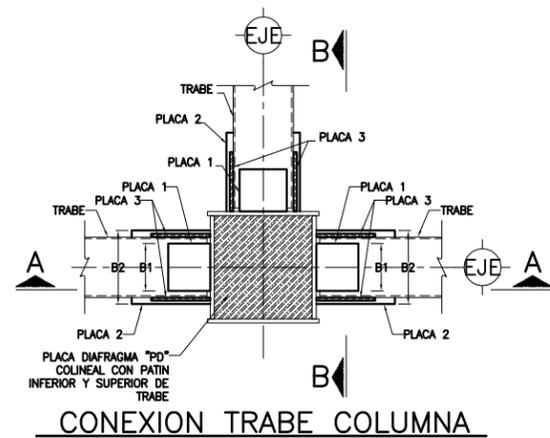


TABLA DE CONEXIONES DE TRABES CON COLUMNAS

SECCIONES	PLACA 1					PLACA 2					PLACA 3		
	L1 (cm)	B1 (cm)	T1 (cm)	TS1 (cm)	PD (cm)	L2 (cm)	B2 (cm)	T2 (cm)	TS2 (cm)	PD (cm)	(b x t) (cm x cm)	L3 (cm)	TS3 (cm)
TM-1	34	44	3.8	2.9	2.54	56	57	3.2	2.9	2.54	10x1.30	75	1.00
TM-3	15	25	2.5	2.2	1.90	37	36	1.9	1.6	1.60	10x1.30	62	1.00
TM-4	24	27	1.9	1.6	1.60	37	35	1.9	1.9	1.60	10x1.60	43	1.30
TM-5	26	27	1.30	1.00	0.95	40	33	1.3	1.0	0.95	10x1.10	47	0.80

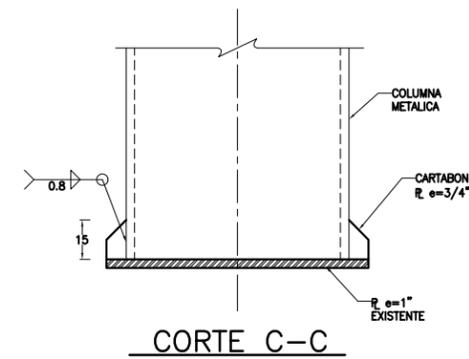
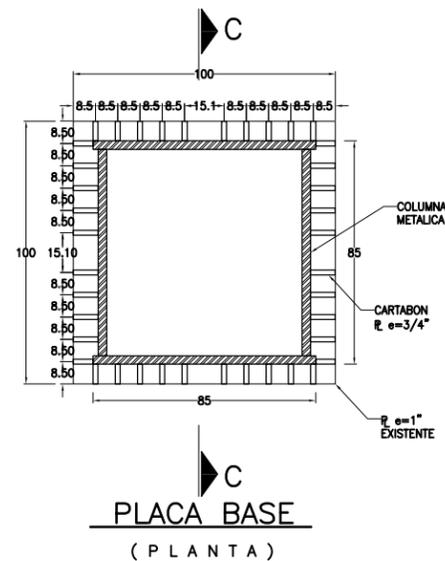
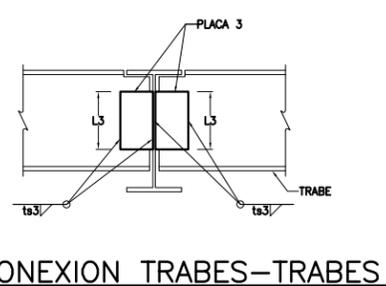
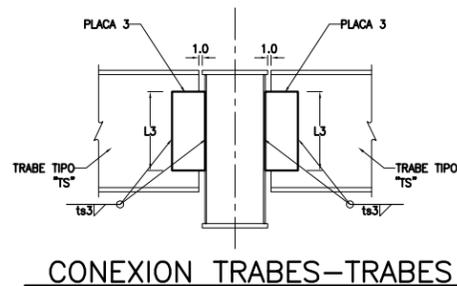


TABLA DE CONEXIONES DE TRABES CON TRABES

SECCIONES	PLACA 3		
	(b x t) (cm x cm)	L3 (cm)	TS3 (cm)
TS-1 CON TM-1	10x1.60	66	1.30
TS-3 CON TM-3	10x1.10	33	0.80
TS-4 CON TS-1	10x0.80	24	0.50

TABLA DE ELEMENTOS

TIPO	SECCIONES
TS-1	IR 914x342.4 VER SECCION 1
TS-2	IR 685x125.6 VER SECCION 2
TS-3	IR 457x96.7
TS-4	IR 356x44.8
L-1	2 CF 254x12

