



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**REFORZAMIENTO DE UN EDIFICIO DE  
CONCRETO DAÑADO POR EL SISMO DEL  
19 DE SEPTIEMBRE DE 2017**

**INFORME DE ACTIVIDADES PROFESIONALES**

Que para obtener el título de

**Ingeniero Civil**

**P R E S E N T A**

Jesús Cristóbal Saavedra Bernal

**ASESOR DE INFORME**

M.I. Octavio García Domínguez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2023

## ÍNDICE

1. ANTECEDENTES.....	5
2. CONTEXTO DE LA PARTICIPACIÓN PROFESIONAL.....	9
3. ESTADO DEL INMUEBLE POSTERIOR AL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017.....	10
3.1 DESCRIPCIÓN DEL INMUEBLE .....	10
3.2 LEVANTAMIENTO FOTOGRÁFICO .....	11
3.3 DESCRIPCIÓN DEL SISMO OCURRIDO.....	17
4. INFORMACION RECABADA DEL INMUEBLE (ASBUILT) .....	20
4.1 ESTUDIO DE ESPECTRO DE SITIO .....	20
4.2 PLANOS ESTRUCTURALES Y ARQUITECTÓNICOS DEL INMUEBLE .....	31
4.3 ARQUITECTURA GENERAL .....	35
4.4 LEVANTAMIENTO PLANTA TIPO .....	37
4.5 SONDEO DE MECÁNICA DE SUELOS .....	38
4.6 MEDICIÓN TOPOGRÁFICA (DESPLOMES) .....	39
4.7 RESULTADOS DE EXTRACCIÓN DE CORAZONES .....	40
4.8 CALAS PARA CONFIRMAR TIPO DE FISURA PRESENTADA EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES .....	41
5. METODOLOGÍA UTILIZADA.....	43
6. MARCO NORMATIVO APLICABLE A LA REVISIÓN ESTRUCTURAL.....	44
6.1 Consideraciones de diseño y cargas .....	44
6.2 Norma base para reforzamiento muros de rigidez .....	52
7. PLANTEAMIENTO GENERAL DE REFORZAMIENTO.....	53
7.1 PLANTEAMIENTO GENERAL DE REFUERZO EN COLUMNAS.....	53
7.2 PLANTEAMIENTO GENERAL DE REFUERZO EN TRABES .....	54
8. REVISIÓN ESTRUCTURAL - LÍMITES DE RESISTENCIA Y SERVICIO .....	58
8.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA .....	58
8.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL .....	58
8.3 CRITERIOS DE DISEÑO.....	58
8.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES .....	60
8.5 ANÁLISIS DE CARGAS .....	60
8.6 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO .....	61
8.7 FACTOR DE REGULARIDAD .....	61
8.8 FACTOR DE HIPERESTATICIDAD.....	64
8.9 DISEÑO POR VIENTO.....	66

8.10 COMBINACIONES Y CASOS DE CARGA CONSIDERADOS EN EL MODELO MATEMÁTICO .....	67
8.11 MODELO MATEMÁTICO.....	68
8.12 REVISIÓN DE CORTANTE BASAL MÍNIMO .....	71
8.13 TORSIÓN ACCIDENTAL. ....	72
8.14 RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA BAJO CONDICIONES SÍSMICAS.....	73
8.15 REVISIÓN DE DISTORSIONES Y DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES .....	75
8.16 DISEÑO DE COLUMNA REFORZADA .....	79
8.17 CÁLCULO DE VIGA REFORZADA .....	87
8.18 CÁLCULO DE CONTRAVIENTOS .....	90
9. REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN.....	95
9.1 LOCALIZACIÓN DE NODOS.....	95
9.2 REVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS .....	103
10. DETALLADO DEL PROYECTO DE REFORZAMIENTO .....	125
11. SEGUIMIENTO AL PROCESO CONSTRUCTIVO.....	142
12. RESULTADOS .....	152
13. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....	157
BIBLIOGRAFÍA .....	158

## INTRODUCCIÓN

El siguiente proyecto tiene como objetivo el analizar, bajo la normativa vigente aplicable en su momento (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas complementarias 2017), el comportamiento estructural de un inmueble existente de construcción previa a el sismo de 1985.

Posterior al sismo del 19 de septiembre de 2017, se realizó un recorrido al inmueble para revisar el estatus de este ya que se reportaron daños de importancia y evaluar la seguridad estructural del inmueble.

Dados los daños presentados en el inmueble, se clausuró el mismo y se inició un proceso de revisión de la información existente, así como estudios requeridos adicionales para iniciar una revisión numérica y poder determinar el estado real del mismo; concluyendo esta etapa de revisión se realizó un análisis de espacios y cruce con arquitectura, para verificar opciones de refuerzo las cuales se enfocaron en un revestimiento de columnas y rigidez de muros existentes, así como en disminuir la masa total del antes mencionado mediante varias acciones (remoción de cisternas en azotea, remoción y cambio de todo muro de mampostería no estructural para cambiar a Durock, remoción de rellenos de entresijos y azoteas y cambio por rellenos ligeros, desconectar muros bajos de concreto que estaban ligados a columnas y generaban un daño por la fuerza lateral aplicada fuera del nodo).

Derivado de estos análisis se concluyó con un modelo matemático en el programa comercial ETABS el cual permitió revisar de manera integral la estructura existente, cargas gravitacionales y accidentales, así como poder definir de manera precisa el comportamiento estructural global incluidos los procesos de reforzamiento y revisar este basado en los parámetros de resistencia y servicio de la normativa aplicable vigente Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas complementarias 2017.

Posterior a la conclusión, el proyecto constructivo y detallado de refuerzos y acciones a seguir en sitio, dada la importancia de ejecutar todo proceso de refuerzo de manera precisa y las posibles problemáticas que surgen en la obra, se dio seguimiento al proceso constructivo del proyecto de refuerzo para verificar que todo proceso cumpla con el detallado y requerimientos de calidad de proyecto y norma aplicable.

Concluido el proyecto y construcción, se anexa seguimiento del inmueble, recorridos derivado de sismos posteriores a 2017, en los cuales el inmueble se verifica el comportamiento que se tiene del mismo y la sanidad de los elementos estructurales bajo estos requerimientos de carga.

## 1. ANTECEDENTES.

Derivado de los cambios normativos que se han dado en Ciudad de México desde las normas emergentes posteriores al sismo de 1985, las normas de 2004 y todos los ajustes hasta la norma de revisión del inmueble derivada del sismo del 19 de septiembre de 2017, se refleja como lo marca un estudio emitido posterior a este sismo, el incremento de fuerza sísmica que se ha tenido y lo cual a su vez a modificado los parámetros de análisis de las normas aplicables.

Esto está íntimamente ligado al posible comportamiento que deben tener los inmuebles diseñados con normas previas, dados los incrementos por sismos recientes y las adecuaciones en cuestión de refuerzos en estructura y cimentación que se deben analizar para restituir a dichos inmuebles la seguridad estructural requerida.

A continuación, en la Figura 1, se da un resumen del historial que se ha tenido de 1964 a 2017, Aceleración máxima en CU, en la siguiente figura se presentan las aceleraciones máximas del suelo (PGA) registradas en la estación CU desde 1964. Se observa que el sismo del 19/09/2017 presenta la máxima aceleración hasta ahora registrada, incluso, mucho mayor, aproximadamente el doble, que la del sismo de 1985.

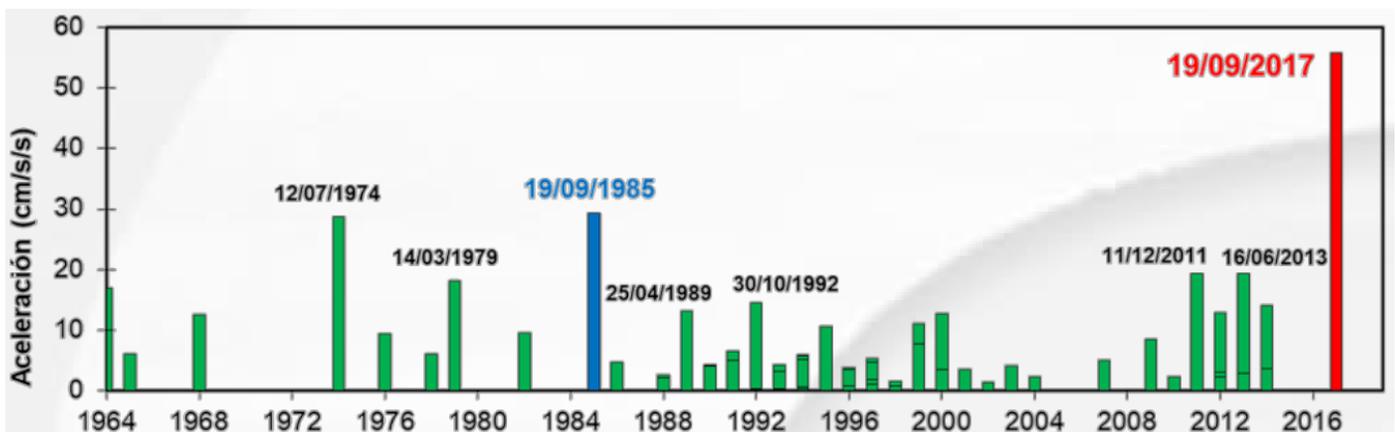


Figura 1. Historial de aceleraciones máximas del suelo (PGA) registradas en la estación CU desde 1964

Referencias (Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN) <http://www.iingen.unam.mx/>, Servicio Sismológico Nacional (SSN) <http://www.ssn.unam.mx/>)

Espectros de respuesta y de diseño de los reglamentos 1987 y 2004, se seleccionaron tres estaciones, una de cada zona geotécnica en las que está dividida la CDMX.

La Figura 2 muestra la ubicación de las estaciones seleccionadas indicando el periodo del suelo ( $T_s$ ). Se calcularon los espectros de respuesta de estas tres estaciones de los sismos del 19 de septiembre de 1985 y 2017 para compararlos con los espectros de diseño de los reglamentos de 1987 y 2004; con fines prácticos, se mostrará el espectro promedio (cuadrático medio) entre los componentes NS y EW. Primero, se compararon con los espectros de diseño del cuerpo principal. Para hacer válidas las comparaciones de los espectros de respuesta con los de diseño, los primeros se redujeron por un factor de sobre resistencia igual a 2. De esta evaluación, se concluye que las normas de diseño por sismo desde 1987, atendiendo a lo contenido en el cuerpo principal, sí contemplan eventos como el que sucedió el 19/09/2017.

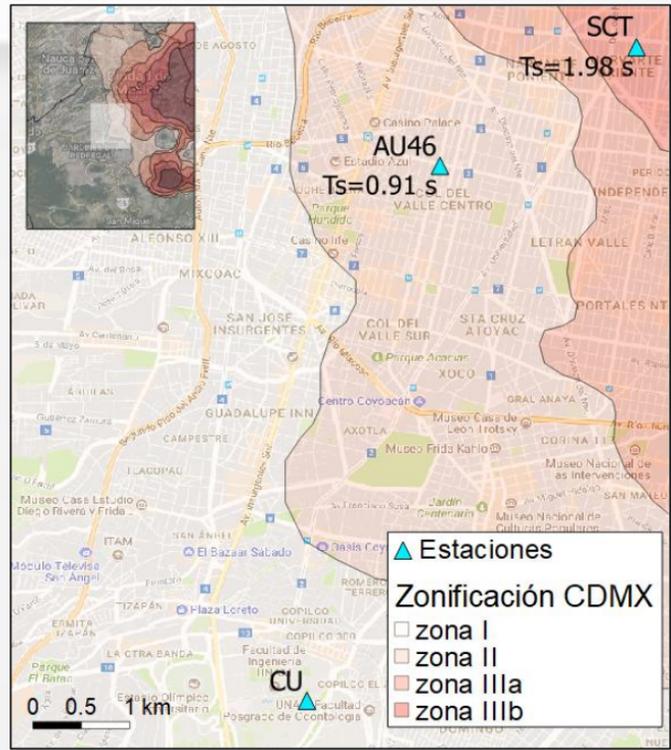


Figura 2. Estaciones de Medición y zonificación CDMX

Referencias (Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN) <http://www.iingen.unam.mx/>, Servicio Sismológico Nacional (SSN) <http://www.ssn.unam.mx/>)

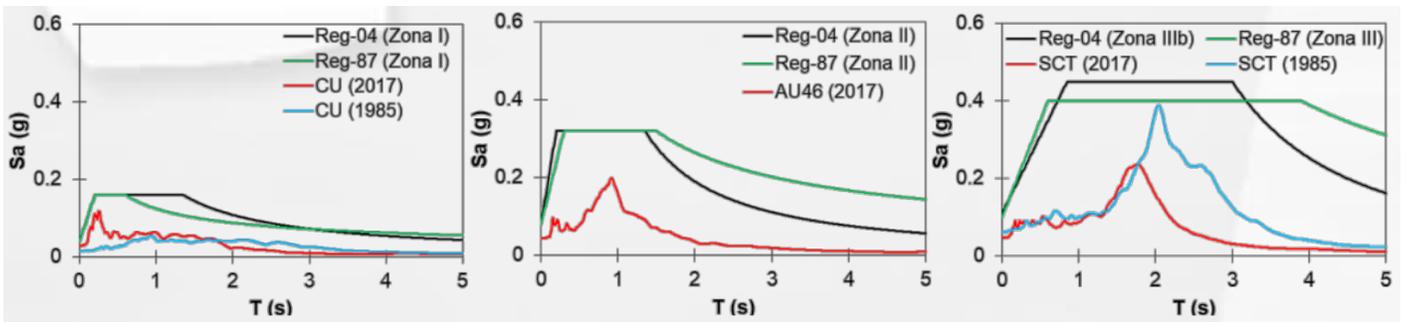


Figura 3. Revisión sismos ntc sismo 2004 vs lecturas en 3 estaciones diferentes

Referencias (Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN) <http://www.iingen.unam.mx/>, Servicio Sismológico Nacional (SSN) <http://www.ssn.unam.mx/>)

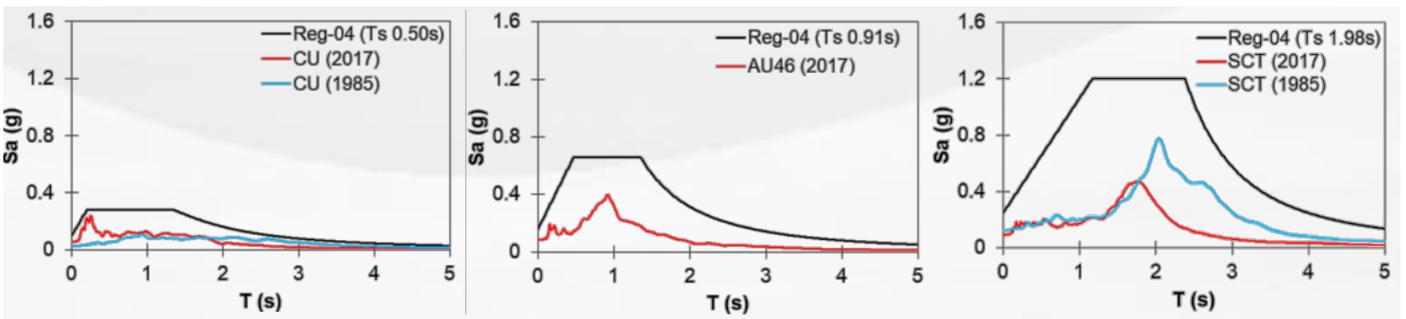


Figura 4. Revisión sismos ntc sismo 2004 vs lecturas en 3 estaciones diferentes

Referencias (Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN) <http://www.iingen.unam.mx/>, Servicio Sismológico Nacional (SSN) <http://www.ssn.unam.mx/>)

## HISTORICO MARCO NORMATICO CIUDAD DE MÉXICO

	AÑO
DF 1921	1921
DF 1942	1942
DF 1957 Normas de Emergencia	1957
DF 1966	1966
DF 1976	1976
DF 1985 Normas de Emergencia	1985
NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DF 1987	1987
REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DF 1987	1987
DF 1993	1993
DF 1995 NTC Madera	1995
DF 1995 NTC Metálicas	1995
DF 2004	2004
DF 2004 NTC 1	2004
DF 2004 NTC 2	2004
DF 2016 (96 bis)	2016
COMPENDIO REGRAMENTOS DE CONSTRUCCIÓN CDMX 2016	2016
LEY DE RECONSTRUCCIÓN 2017	2017
NORMAS PARA LA REHABILITACIÓN SÍSMICA DE EDIFICIOS DE CONCRETO DAÑADOS POR EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017	2017
DECRETO POR EL QUE SE REFORMAN, ADICIONAN Y DEROGAN DIVERSAS DISPOSICIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (ABRIL 2019)	2019
COMPENDIO DE REFORMAS, ADICIONES Y DEROGACIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL 2004 - 2019	2019
DECRETO POR EL QUE SE REFORMAN, ADICIONAN Y DEROGAN DIVERSAS DISPOSICIONES DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL (ABRIL 2021)	2021

*Tabla 1.* Marco normativo y cronológico de construcción y normatividad en la CDMX

Referencias (<https://smie.com.mx/smie-2022/informacion-tecnica/estados/reglamentos-construccion-ciudad-de-mexico.php>)

**ARTICULO 234.—COEFICIENTE SISMICO.** Se entiende por coeficiente sísmico "c" el cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel. Para el cálculo de W se tomarán las cargas muertas y vivas que especifican los Capítulos XXXV y XXXVI de este Título, respectivamente.

Para el análisis estático de las construcciones clasificadas en el grupo B del artículo 232 de este Ordenamiento según su uso, se emplearán los valores de c que consigna la tabla siguiente:

**COEFICIENTE SISMICO PARA ESTRUCTURAS DEL GRUPO B**

ZONA	c
------	---

I (terreno firme)	0.16
-------------------	------

II (terreno de transición)	0.20
----------------------------	------

III (terreno comprensible)	0.24
----------------------------	------

Tratándose de las construcciones clasificadas en el grupo A del propio artículo 232, estos valores se multiplicarán por 1.3.

Figura 5. Sismo reglamento 1976 (base de diseño para el inmueble)

Referencias (<https://smie.com.mx/smie-2022/informacion-tecnica/estados/reglamentos-construccion-ciudad-de-mexico.php>)

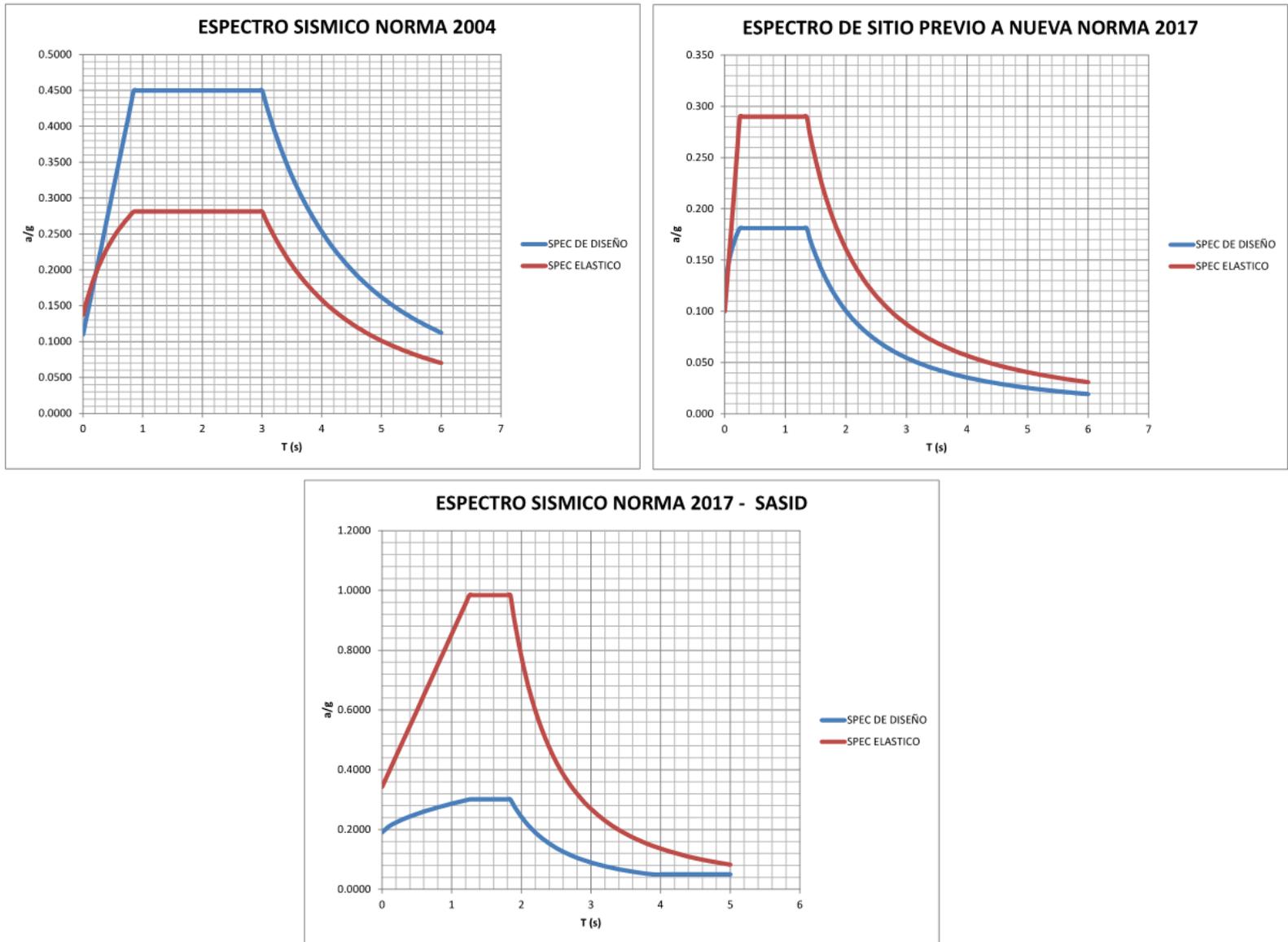


Figura 6. Comparativa de espectros más recientes norma 2004/espectro sitio posterior a evento/SASID 2017  
 Referencias (<https://smie.com.mx/smie-2022/informacion-tecnica/estados/reglamentos-construccion-ciudad-de-mexico.php>)

Conclusión: Como se puede observar entre el coeficiente sísmico de diseño  $c=0.24$  con el requerido por SASID 2017  $c=0.984$  se tiene un incremento de sismo a considerar derivado de los cambios normativos.

## **2. CONTEXTO DE LA PARTICIPACIÓN PROFESIONAL.**

Como parte de la empresa responsable de la revisión inicial posterior al sismo del 19 de septiembre de 2017 y responsable del proyecto de reforzamiento para el edificio en cuestión, mi contribución fue realizar la revisión inicial en sitio, conjuntar la información del inmueble, así como el desarrollo del modelo matemático y propuesta de refuerzo para su posterior detallado en planos constructivos, la revisión del CSE y DRO del proyecto, así como la presentación del proyecto ante la Comisión de la Reconstrucción de la Ciudad de México bajo la revisión del proyecto del Instituto para la Seguridad de las construcciones en la Ciudad de México.

Posterior al cierre de revisiones y aprobaciones se inició el proceso constructivo el cual se siguió semanalmente revisando la ejecución de los trabajos, procesos de refuerzo y demás temas estructurales fueran ejecutados conforme a proyecto y normativa aplicable.

Lo anterior me brindo la posibilidad de aplicar una gran rama de conocimientos que me fueron dados durante el curso de la carrera y perfeccionar otros, utilizando todos estos para poder concluir un proyecto satisfactorio que después de los años de refuerzo y bajo sismos posteriores a 2019 ha presentado un adecuado comportamiento, sin presencias de daños o trabajo estructural fuera de lo previsto en el proyecto de refuerzo.

### 3. ESTADO DEL INMUEBLE POSTERIOR AL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017

#### 3.1 DESCRIPCIÓN DEL INMUEBLE

Dirección: AMSTERDAM 27, HIPÓDROMO CONDESA, CIUDAD DE MEXICO

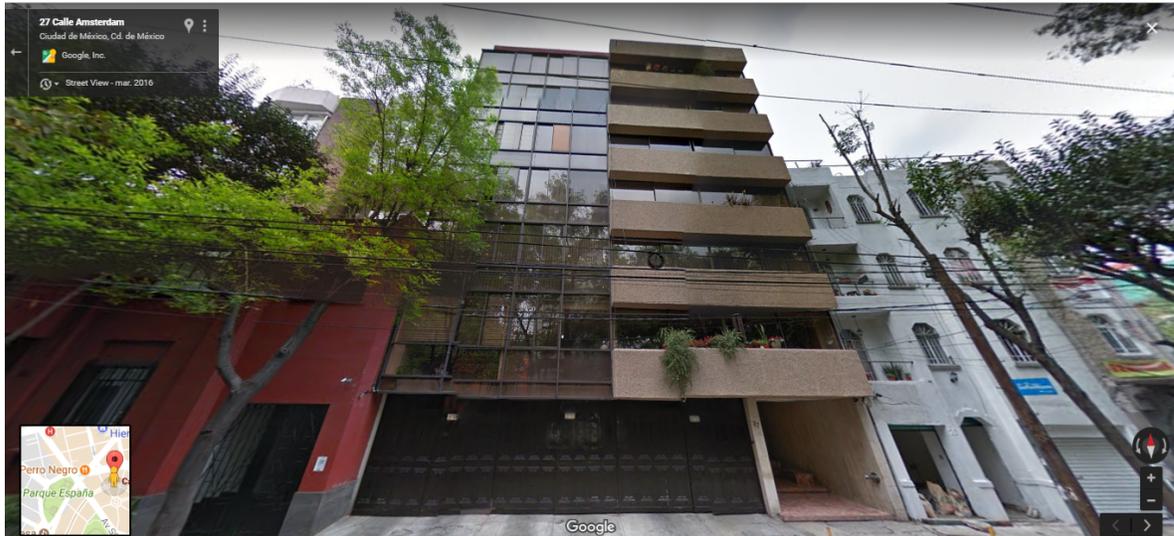


Figura 7. Vista frontal desde vialidad y localización del inmueble.

Referencias (<https://www.google.com/maps>)

Ocupación: EDIFICIO PARA USO HABITACIONAL

Tipo de estructuración: ESTRUCTURA DE CONCRETO

Tipo de cimentación: PILOTES DE FRICCIÓN

Características generales: MARCOS RÍGIDOS EN AMBAS DIRECCIONES CON ALGUNOS MUROS DE RIGIDEZ

Condición del sitio: ESTRUCTURA DE CONCRETO CON AFECCIONES PRINCIPALMENTE EN COLUMNAS EN NIVELES 2 AL 4

### 3.2 LEVANTAMIENTO FOTOGRÁFICO

Levantamiento fotográfico recabado posterior al sismo del 19 de septiembre de 2019. Referencias (El autor)

	
<p>MUROS EN FACHADA POSTERIO NO PRESENTAN AFECCIONES, MUROS NO ESTRUCTURALES</p>	<p>MUROS INTERNOS AFECTADOS, MUROS NO ESTRUCTURALES</p>
	
<p>MUROS INTERNOS AFECTADOS, MUROS NO ESTRUCTURALES COLUMNAS AFECTADAS POR COMPRESIÓN</p>	<p>MUROS INTERNOS CON RIESGO DE COLAPSO, MUROS NO ESTRUCTURALES</p>



MUROS INTERNOS NO ESTRUCTURALES  
DAÑADOS



DAÑO IMPORTANTE EN COLUMNAS POR  
COMPRESIÓN Y CORTANTE



DAÑO IMPORTANTE EN COLUMNAS POR  
COMPRESIÓN Y CORTANTE



DAÑO IMPORTANTE EN COLUMNAS POR  
COMPRESIÓN Y CORTANTE



DAÑO IMPORTANTE EN COLUMNAS POR COMPRESIÓN Y CORTANTE



DAÑO IMPORTANTE EN COLUMNAS POR COMPRESIÓN Y CORTANTE



DAÑO EN MUROS NO ESTRUCTURALES, PERO CON RIESGO DE COLAPSO



AFECCIÓN EN COLUMNAS DESCONCHAMIENTO DE CONCRETO EN NODOS POR COMPRESIÓN



DAÑO EN MUROS NO ESTRUCTURALES, PERO  
CON RIESGO DE COLAPSO



DAÑO EN MUROS NO ESTRUCTURALES, PERO  
CON RIESGO DE COLAPSO



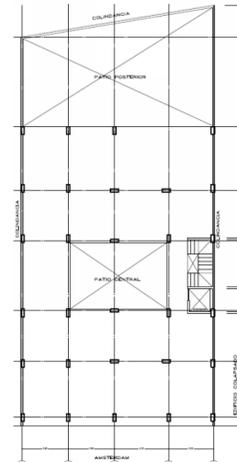
DAÑO EN MUROS NO ESTRUCTURALES, PERO  
CON RIESGO DE COLAPSO



FACHADA PRINCIPAL SIN AFECCIONES



VISTA AÉREA DEL PREDIO



PLANTA DE CONJUNTO



DAÑOS EN FACHADA POSTERIOR



DAÑOS EN FACHADA POSTERIOR



DAÑOS PATIO INTERIOR



DAÑOS PATIO INTERIOR



DAÑOS EN COLUMNAS



DAÑOS DE EN TRABES DE ACOPLAMIENTO

### 3.3 DESCRIPCIÓN DEL SISMO OCURRIDO

El día 19 de septiembre de 2017 el Servicio Sismológico Nacional (SSN) reportó un sismo con magnitud 7.1° localizado en el límite estatal entre los estados de Puebla y Morelos, a 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos y a 12 km de la Ciudad de México, como se puede ver su ubicación en la Figura 8.



Figura 8. Epicentro del sismo del 19 de septiembre de 2017

Referencias (Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN) <http://www.iingen.unam.mx/>, Servicio Sismológico Nacional (SSN) <http://www.ssn.unam.mx/>)

Se aprecia en la figura 9, las intensidades del temblor referenciado, la lectura de las aceleraciones máximas registradas en la tabla 2, así como un historial de sismos importantes ocurridos incluyendo la localización del sismo del 19 de septiembre en la figura 10.

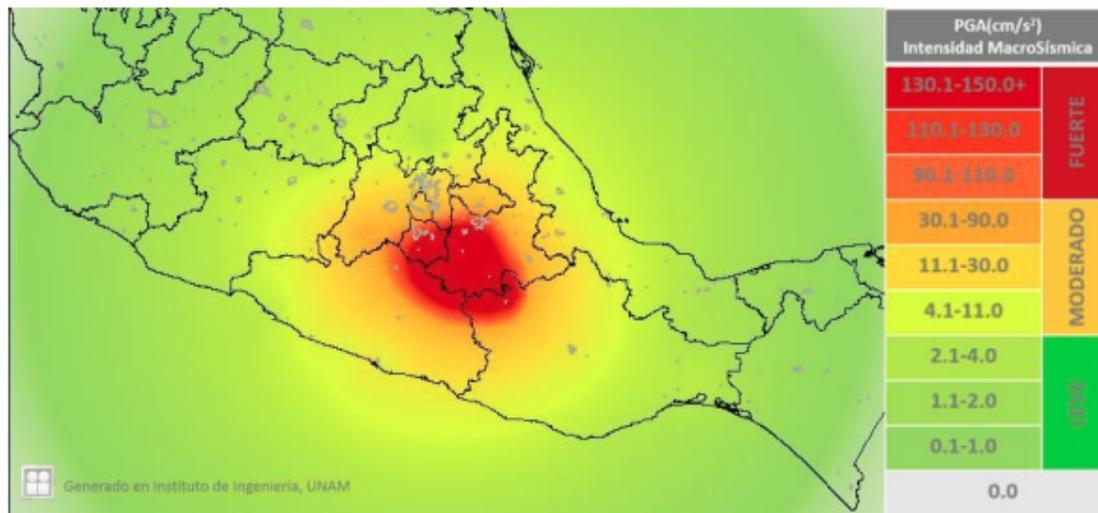


Figura 9. mapa de intensidades del temblor del día 19 de septiembre de 2017

Referencias (Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN) <http://www.iingen.unam.mx/>, Servicio Sismológico Nacional (SSN) <http://www.ssn.unam.mx/>)

Sitio	Aceleración Máxima registrada (Gal)
Tlamacas, Edo. Mex	112
Ciudad Universitaria	54
Coyoacán	60
Tláhuac	32
Cuajimalpa	20
Tlalpan	90

Tabla 2. aceleraciones máximas registradas en algunos sitios del valle de México, del sismo del día 19 de septiembre de 2017

Referencias (Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN) <http://www.iingen.unam.mx/>, Servicio Sismológico Nacional (SSN) <http://www.ssn.unam.mx/>)

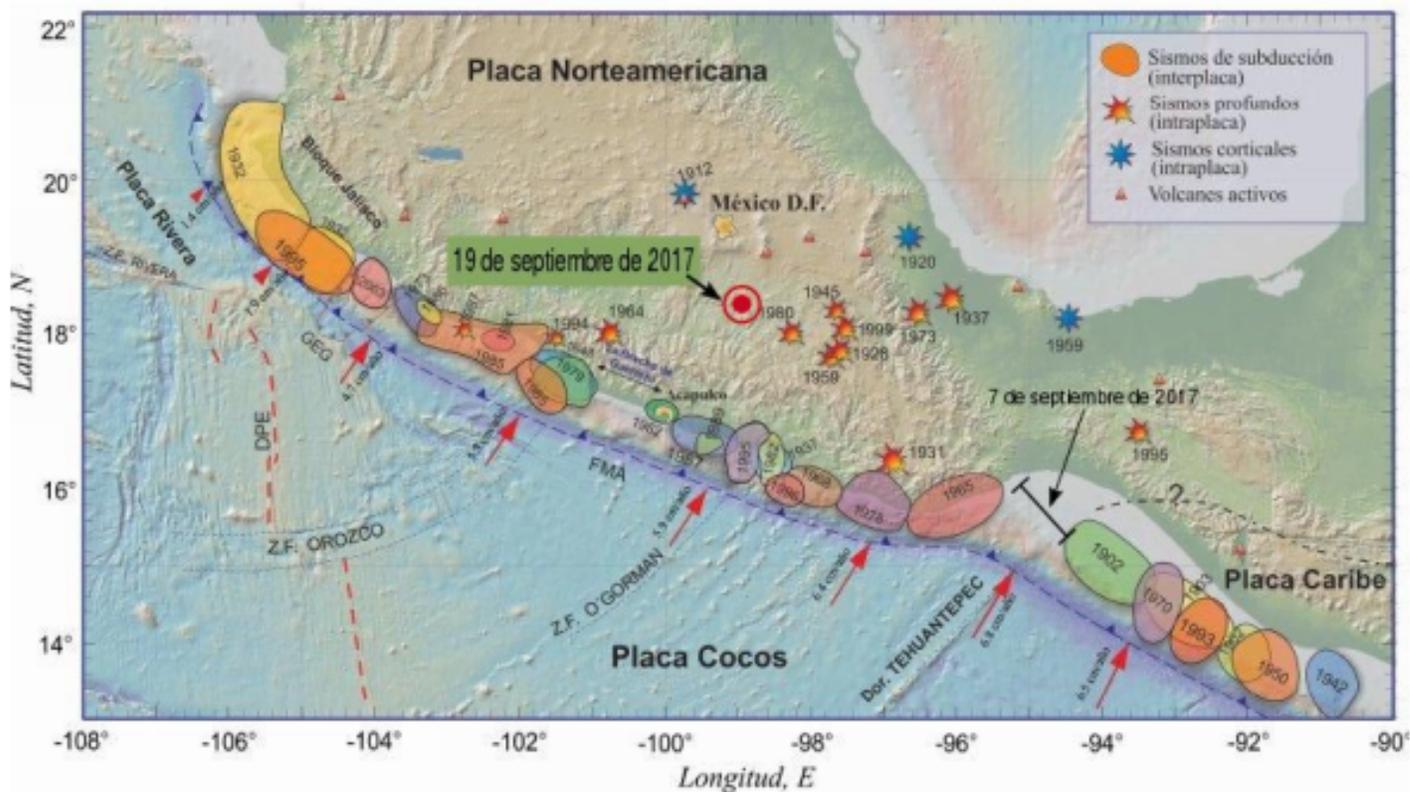


Figura 10. áreas de ruptura de los sismos más importantes que han ocurrido en México, así como el epicentro del sismo del 19 de septiembre de 2017.

Referencias (Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN) <http://www.iingen.unam.mx/>, Servicio Sismológico Nacional (SSN) <http://www.ssn.unam.mx/>)

A continuación, en la figura 11, se muestran las diferentes placas tectónicas que interactúan en el territorio nacional.



Figura 11. placas tectónicas que interactúan en el territorio mexicano

Referencias (Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN) <http://www.iingen.unam.mx/>, Servicio Sismológico Nacional (SSN) <http://www.ssn.unam.mx/>)

## 4. INFORMACION RECABADA DEL INMUEBLE (ASBUILT)

### 4.1 ESTUDIO DE ESPECTRO DE SITIO

Se consideró necesaria la evaluación de las frecuencias naturales de vibración del sitio, así como la estimación de espectros de respuesta de sitio para temblores característicos. Con este objetivo se llevaron a cabo mediciones de micro-tremores en el predio. En este reporte se presentan los resultados obtenidos del análisis e interpretación de dichas mediciones.

En la figura 12, se muestra una propuesta para la actualización del Mapa de Zonificación sísmica de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Por Sismo del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (Martínez et al., 2015), el cual fue realizado por la Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto De Ingeniería, para el Gobierno del Distrito Federal Secretaría De Obras Y Servicios, Coordinación Técnica. Dentro de este mapa se muestra con un símbolo verde el predio en estudio. Como podemos observar el predio se encuentra en la Zona IIIa del Lago, entre las líneas 1.0 a 1.5 segundos de igual periodo dominante.

Por lo tanto, con las mediciones dentro del predio se definirá la variación con una precisión mayor de este valor.

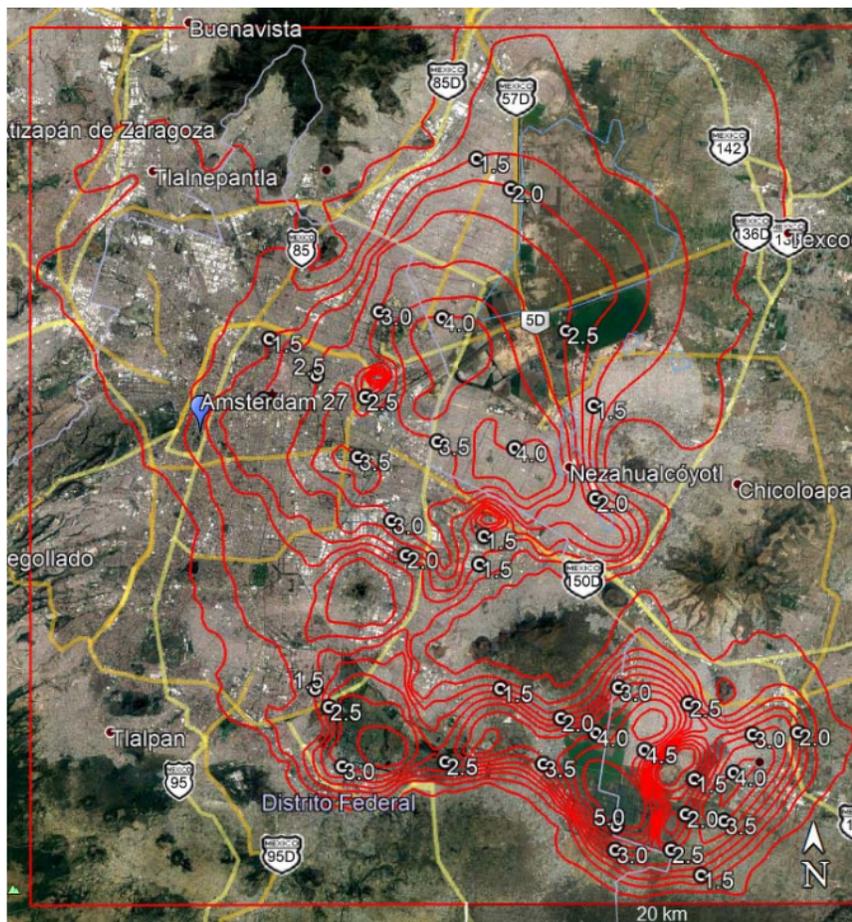


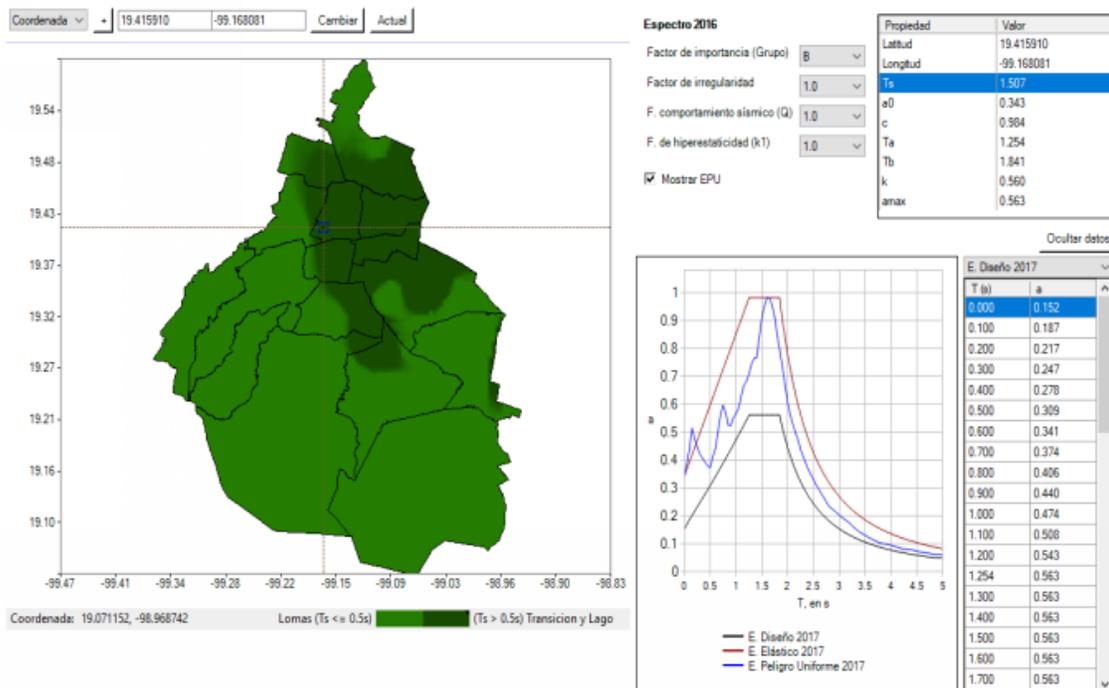
Figura 12. Mapa de la zonificación sísmica del Distrito Federal (Martínez et al., 2015).

Referencias (Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN) <http://www.iingen.unam.mx/>, Servicio Sismológico Nacional (SSN) <http://www.ssn.unam.mx/>)

se muestra la actualización del Mapa de Zonificación sísmica de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTCDS2017-RCDF), realizado por la Universidad Nacional Autónoma de México, Instituto De Ingeniería, para el Gobierno del Distrito Federal Secretaría De Obras Y Servicios, Coordinación Técnica (publicada en el diario oficial el 15 de diciembre del 2017). La utilización de esta nueva versión del NTCDS2017-RCDF, es por medio de un programa de cómputo que se llama “SASID”, el cual al correrlo muestra un mapa (parte izquierda de la figura 3), donde el verde claro es la zona de lomas, mientras que el color verde oscura representa la zona de transición y lago, en esta figura se ha picado con un cuadro pequeño la ubicación del predio en estudio, donde en la parte derecha, el programa calcula los espectros de diseño, el elástico y el de peligro uniforme, para ese sitio en particular. Cuyos valores para el de diseño se muestra en la tabla del lado derecho. Como podemos notar este nuevo reglamento 2017, da como valor  $T_s=1.507$ , el cual se refiere al periodo dominante del suelo, sin embargo, como veremos en el siguiente capítulo, nuestra estimación de este parámetro fundamental para el diseño de estructuras, tiene un valor cercano a éste, pero con la gran diferencia que nosotros también tenemos un valor de la amplificación relativa máxima, además no es solo estos parámetros dinámicos del suelo, si no, se obtiene una función de transferencia empírica, que nos servirá en el capítulo quinto, para estimar una estratigrafía sísmica debajo del edificio en estudio.

Por otro lado, los valores que recomienda para el espectro de diseño en el sitio de estudio, tiene los siguientes parámetros:

**C** = 0.563 g  
**Ao** = 0.152 s  
**Ta** = 1.20 segundos  
**Tb** = 1.80 segundos  
**k** = 0.56



**Figura 13.** Espectro de diseño 2017, propuesto con el programa SASID para el sitio. En la parte derecha de este mapa se muestra el espectro en línea gris, así como sus valores en la tabla correspondiente.

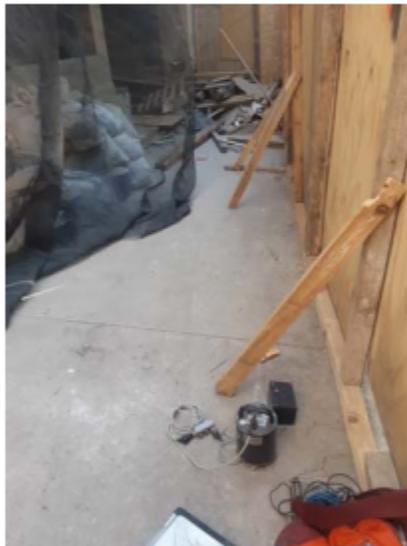
## **DETERMINACIÓN DE LA VARIACIÓN DEL PERIODO DOMINANTE EN EL PREDIO Y LA FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA EMPÍRICA DEL MISMO.**

### **Ubicación de sensores**

Dentro del predio se registró de microtremores. Las direcciones de los sensores fueron orientadas hacia el norte y sur geográfico.

### **Adquisición y procesado de los datos**

La adquisición de datos se realizó con un sismógrafo triaxial digital de banda ancha de alta resolución (Figura 14). Las señales de los sismómetros se digitizan con un intervalo de 0.01 s y cada muestra se graba en 24 bits. La curva de magnificación de este sistema es plana entre 0.01 y 100 Hz.



**Figura 14.** Se muestran los puntos dentro del predio, donde se realizó el registro de ruido ambiental, para estimar el efecto de sitio del predio.

Con este sistema se obtuvieron registros en los puntos estratégicos del predio, como se muestran en la Figura 14. En este punto se registraron más de 60 minutos aproximadamente. Los datos registrados se transfieren a una computadora portátil para su análisis. El cual consiste en la visualización de las trazas para seleccionar aquellos segmentos de registro que no estén contaminados por transitorios de corta duración que puedan afectar la estacionariedad de las señales (principalmente vehículos y peatones en la proximidad del instrumento).

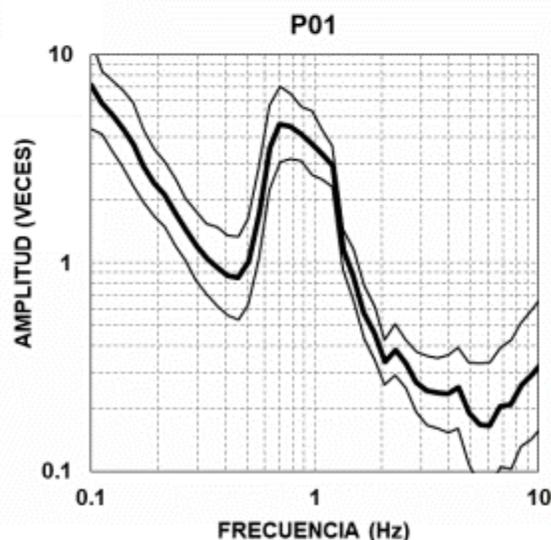
Dentro de los registros se seleccionaron ventanas de entre 40 y 50 s de duración, las cuales se utilizaron para calcular espectros de Fourier. Al seleccionar varias ventanas de registro para cada punto, permite obtener estimaciones más robustas del espectro de amplitudes de Fourier para cada punto de observación. Los espectros de amplitudes de Fourier fueron suavizados con una ventana rectangular de 1/3 de octava de ancho, con objeto de disminuir la varianza.

### Identificación de frecuencias dominantes en el predio y estimación de la función de transferencia empírica para el mismo.

El uso de microtemores (vibración ambiental) para obtener la estimación de la respuesta de un sitio fue introducido en Japón por los años 50 (Kanai et al., 1954). No obstante, los cuestionamientos que se han hecho sobre su utilidad (Finn, 1991; Gutiérrez y Singh, 1992; Lachet y Bard, 1994), las mediciones de microtemores presentan un alto atractivo para la caracterización de la respuesta de sitio, tanto por su sencillez de operación y su bajo costo como por la rapidez con que permiten obtener resultados.

Una de las técnicas, introducida recientemente, para estimar efectos de sitio usando registros de microtemores es la razón espectral entre las componentes horizontales y la vertical de un mismo registro (técnica de Nakamura o REHV), propuesta originalmente por Nakamura (1989) para interpretar mediciones de microtemores. Lermo y Chávez-García (1994 a,b), quienes comparan resultados de microtemores contra razón espectral estándar de registros de temblores, concluyen que los microtemores, cuando son analizados con REHV, permiten la determinación, con buena precisión, del periodo dominante ( $T_0$ ) de sedimentos sujetos a amplificación dinámica en un intervalo de frecuencias entre 0.2 y 10 Hz, junto con una estimación preliminar del nivel de amplificación ( $A_r$ ).

En la Figura 15 se presentan los resultados obtenidos al aplicar la técnica de Nakamura para el punto dentro del predio. Se presenta una sola gráfica, la función de transferencia empírica para las componentes horizontales de movimientos (NS y EW) para cada uno de los tres puntos analizados en estudio. En la figura, la línea gruesa oscura indica el promedio, mientras que las líneas delgadas indican curvas medias más o menos una desviación estándar, cuyo máximo espectral presenta un valor aproximado de  $F_0 = 0.7$  Hz ( $T_0 = 1.42$  segundos) y una amplificación relativa máxima promedio de 5 veces.



**Figura 15.** Función de transferencia empírica (FTE) obtenidas para ambas componentes horizontales del movimiento en el punto P1 del predio. La línea gruesa indica el promedio, mientras que las líneas delgadas indican la desviación estándar.

## MODELO MATEMATICO UNIDIMENSIONAL Y LA FUNCIÓN DE TRANSFERENCIA TEORICA EN EL PREDIO

Se desarrolló un modelo matemático unidimensional representativo del sitio en estudio, a partir de las características geotécnicas de esta zona, utilizando el método de Haskell (Haskell, 1962).

A continuación, se resume la descripción de la estratigrafía encontrada en el predio, utilizando sondeos geotécnicos. En general presenta la siguiente secuencia de los materiales del subsuelo, entre la superficie y 2.40 m de profundidad se encuentra la denominada Costra Superficial constituida por arcilla limo arenosa, y arcilla poco arenosa, con material de rellenos y cascajo contenido de agua variable de 43.80% a 78.1%, de consistencia muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar  $N > 50$  golpes. Entre 2.40 m y 6.60 m de profundidad se encuentra la denominada Formación Arcillosa superior, constituida por capas interestratificadas de arcilla arenosa a arcilla poco arenosa de color gris verdoso, estos depósitos lacustres en su parte menos profunda tienen contenidos de agua de 63.2 % y van aumentando con la profundidad hasta alcanzar 267.8 %, son suelos de baja resistencia y alta compresibilidad, de consistencia muy blanda, con número de golpes de  $N = 4$  a 5. Entre 6.60 m y 7.40 m se encontró una capa de ceniza volcánica y arena pumítica de color blanco, con contenido de agua  $w = 47.4$  %.

De 7.40 m a 23.40 m se encontró la misma Formación Arcillosa, de color café y gris verdoso con materia orgánica, en algunos casos con intercalaciones de fósiles, los suelos de este estrato tienen contenidos de agua variables entre 105.3 % y hasta 335.5 %; la resistencia a la penetración estándar es muy baja  $3 < N < 6$  golpes. Entre 11.60 m y 12.0 m se encuentra una capa permeable de ceniza volcánica negra, con contenido de agua de 63-9 % y Numero de Golpes  $N = 40$  entre 19.80 m y 20.60 m de profundidad se encuentra una ceniza volcánica de color blanco con contenido de agua de 63.6 % muy compacta con Numero de Golpes  $> 50$ .

Finalmente, a partir de 23.40 m de profundidad se inicia la primera capa dura formada por tobas limo arenosas de color café verdoso, con contenido de agua ente 66.6 % y hasta 141.3%, con Número de Golpes variables entre  $20 < N < 30$ , que se incrementan con la profundidad. el sondeo realizado se registró la presencia del Nivel de agua Freática a partir de los 4.20 m de profundidad.

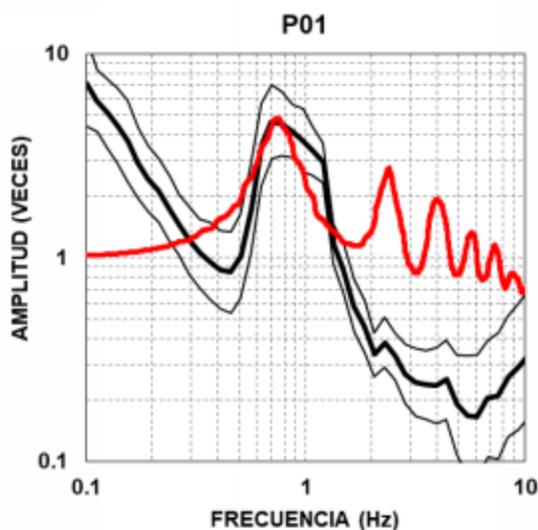
Con el fin de calcular una función de transferencia teórica (FTT) del movimiento en superficie, para el caso de incidencia vertical de ondas S polarizadas horizontalmente u ondas SH, se construyó un modelo estratigráfico inicial, utilizando el número de golpes obtenido del sondeo geotécnico SPT-1. A partir de este modelo inicial se realizaron pruebas para ajustar el modelo que concuerde con la función de transferencia empírica (FTE) obtenida con registros de microtemores (vibración ambiental).

El modelo sísmico final se muestra en la Tabla 1 y en la figura 6 los resultados, donde con línea gruesa continua de color rojo se presenta la estimación de la función de transferencia teórica (FTT) de la respuesta unidimensional de los estratos, para el promedio de las FTE de los tres puntos analizados (líneas continuas de color azul, gris y verde). Por lo tanto, nuestro modelo para calcular la respuesta de ese suelo para los temblores características presenta un máximo espectral,

hacia bajas frecuencias (0.34 Hz o 2.9 s) con una amplificación relativa aproximadamente de 9 veces.

**Tabla 4.** Modelo propuesto para el sitio en estudio

Estrato	Vs (m/s)	Densidad (gr/cm <sup>3</sup> )	Amort. (%)	Espesor (m)
1	120	1.7	3	2
2	100	1.6	4	4
3	80	1.8	3	20
4	400	2.0	2	70
5	500	2.1	1	999



**Figura 16.** Comparación entre funciones de transferencia empírica y teórica. Línea continua gruesa roja: función de transferencia teórica. Esta curva se obtuvo usando el perfil de velocidades, para incidencia vertical de ondas SH; Líneas continua de color azul y verde: Función de transferencia empírica obtenidas para cada una de las componentes horizontales del movimiento en el sitio medido dentro del predio.

## ESTIMACION DE LOS ESPECTROS DE RESPUESTA DE SITIO EN EL PREDIO.

### Generación de acelerogramas sintéticos en terreno firme.

Las zonas sismogénicas que afecta a la Ciudad de México fue clasificada por Rosenblueth *et al.* (1987) en cuatro zonas sísmicas diferentes. Tres de ellas, se describen a continuación:

- La zona de *subducción* de la placa de Cocos (figura 10). Los terremotos generados en ella son los que han tenido las más severas consecuencias para el valle de México. La magnitud máxima registrada desde 1800 ha sido Mw=8.2, correspondiente al temblor de Jalisco de 1932. Los sismos que se originan frente a las costas de Guerrero y Michoacán han tenido sistemáticamente magnitudes menores a la citada. Un análisis de las zonas que son

susceptibles de romperse en un solo gran evento indica que el temblor más violento que es razonable esperar que se presente en la brecha de Guerrero, al W de Acapulco, tendrá una magnitud de momento  $M_w=8.2$  y una distancia epicentral en promedio de 250 km a la CM. Este sismo con esta característica fue simulado a partir de un registro ocurrido en la zona de subducción, el 25 de abril de 1989 (ver tabla 2 y figura 10). Por otro lado, el registro del terremoto del 19 de septiembre de 1985 ( $M_w8.1$ ), también de ocurrido en la misma zona de subducción, obtenido en la estación acelerográfica CUIP del Instituto de Ingeniería de la UNAM, corregido por efecto de sitio, nos servirá también para propagarlo por la FTT obtenido debajo del predio en estudio.

- La zona llamada **Intraplaca, o de Falla Normal**, la cual abarca la parte interior de la placa de Cocos. Las magnitudes observadas decrecen con la distancia a la zona de subducción. Esto es porque la tensión inducida en la placa por el arrastre crece junto con la cercanía a la zona de subducción. El temblor más desfavorable tendría  $M_w=7$  y una distancia epicentral de 80 km; sin embargo, para este estudio, se tomará para esta zona el registro del reciente terremoto del 19 de septiembre del 2017 ( $M_w7.1$ ) obtenido en la estación acelerográfica CUIP del Instituto de Ingeniería de la UNAM, corregido por efecto de sitio, también será propagado por la FTT obtenido debajo del predio en estudio.

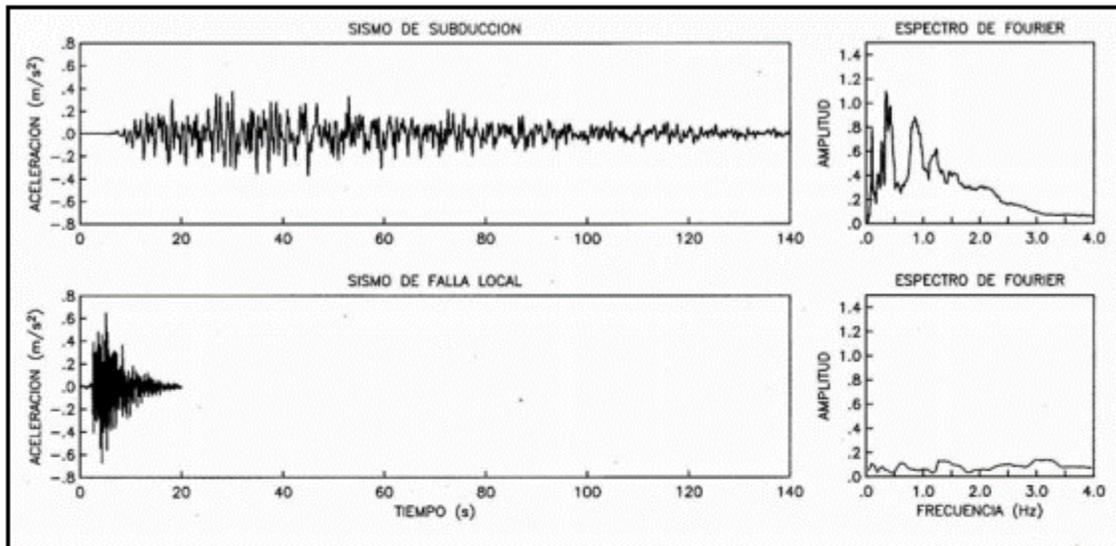
- La zona denominada *Local* comprende la propia Ciudad de México (CM) y en ella se producen temblores debido a la existencia de sistemas de fallas en la provincia geológica conocida como Cinturón Volcánico Mexicano. Los principales sistemas de fallas que cruzan la CM son esencialmente en tres direcciones: NE, SE y E. Aun cuando el mayor sismo reportado sea de  $M_c=3.7$  (Rodríguez *et al.*, 1984), en este trabajo decidieron definir como el de mayor peligrosidad un sismo de magnitud  $M_L= 4.7$  y distancia epicentral de 11 km a la CM. Este sismo con esta característica fue simulado a partir del registro de un evento local en la parte sur de la CM

**Tabla 5.** Características de los acelerogramas sintéticos generados para la zona de terreno firme.

Fuente	$M_s$	Función de Green	R	Duración (s)		Caida de esfuerzos	Q	densidad	Vs
			Km	Fuente	Sitio	bares		$gr/cm^3$	Km/s
Local	4.7	CU 12/07/74, $M_s=3.7$	11	7	20	50-100	200	2.5	2.3
Subducción	8.2	TCY 25/04/89, $M_s=6.9$	300	50	200	75-100	200	3.2	3.2

Tomando en cuenta estas fuentes sismogénicas, se generaron acelerogramas sintéticos para la zona de terreno firme de la ciudad de México, los cuales servirán como excitación de la base del estrato del sitio en estudio. Se consideraron las fuentes as de falla local, normal y de subducción. En la Tabla 5 se resumen las consideraciones empleadas en la generación de los sismos sintéticos. Finalmente, a este conjunto de acelerogramas simulados, se agregaron los registros del temblor del 19 de septiembre de 1985 ( $M_w8.1$ ) para la componente EW (fuente subducción), y del temblor del 19 de septiembre de 2017 ( $M_w7.1$ ) para la componente EW (fuente normal)

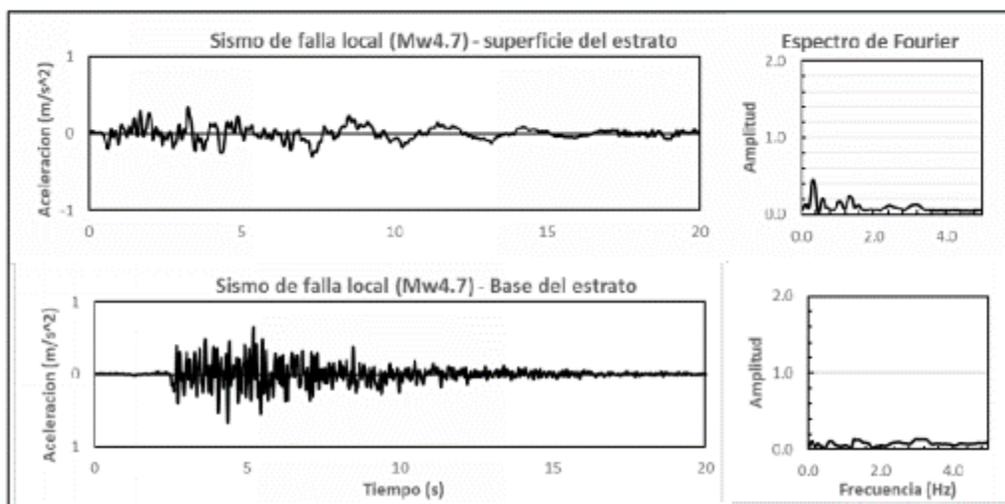
En la Figura 17 se muestran los acelerogramas sintéticos y sus respectivos espectros de amplitud de Fourier.



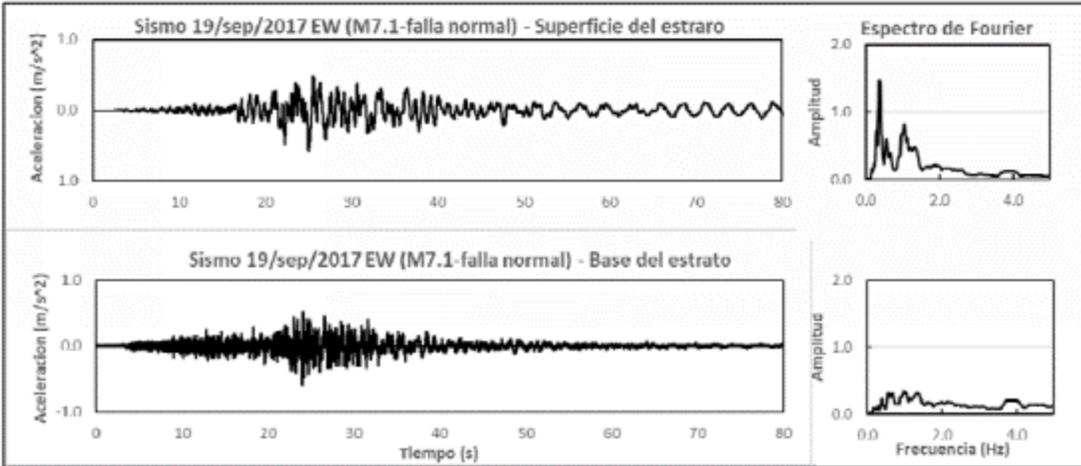
**Figura 17.** Acelerogramas y espectros de Fourier de los registros sintéticos en la base del estrato.

### Generación de acelerogramas sintéticos en el predio

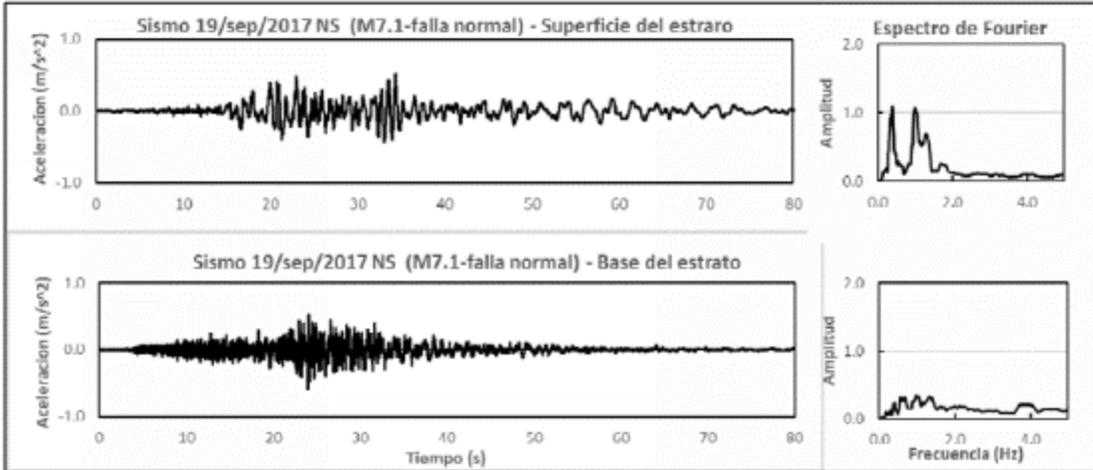
Se generaron acelerogramas sintéticos utilizando el modelo matemático unidimensional del estrato, tomando como excitación en la base los acelerogramas característicos descritos. En las Figuras siguientes se muestran los acelerogramas y los espectros de Fourier en la base y en la superficie del estrato, apreciándose que la amplificación ocurre en las frecuencias cercanas a la dominante del terreno.



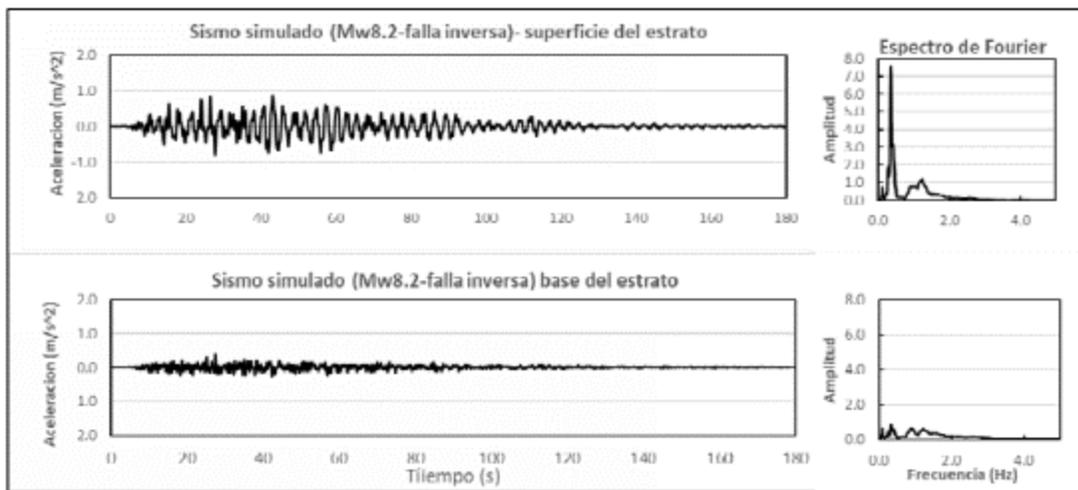
**Figura 18.** Acelerogramas y espectros de Fourier en la base y en la superficie del estrato. Sismo de falla local.



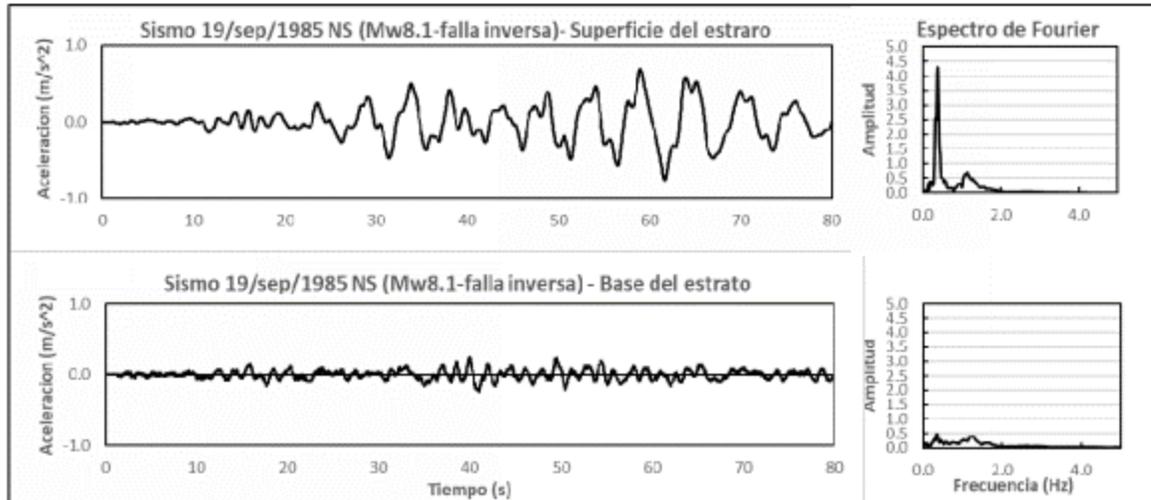
**Figura 19.** Acelerogramas y espectros de Fourier en la base y en la superficie del estrato, para una fuente intraplaca de falla normal. Sismo del 19/Sep/2017 (Mw7.1), componente EW.



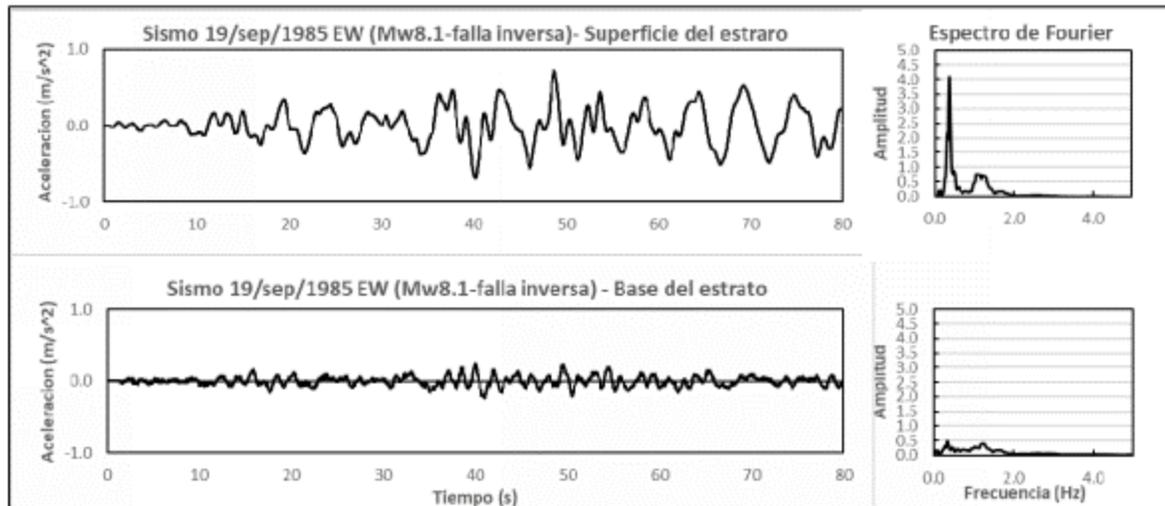
**Figura 20.** Acelerogramas y espectros de Fourier en la base y en la superficie del estrato, para una fuente intraplaca de falla normal. Sismo del 19/Sep/2017 (Mw7.1), componente NS.



**Figura 21.** Acelerogramas y espectros de Fourier en la base y en la superficie del estrato. Sismo de subducción Mw8.2



**Figura 22.** Acelerogramas y espectros de Fourier en la base y en la superficie del estrato, para una fuente de subducción de falla inversa. Sismo del 19/Sep/85 (Mw8.1), componente NS.

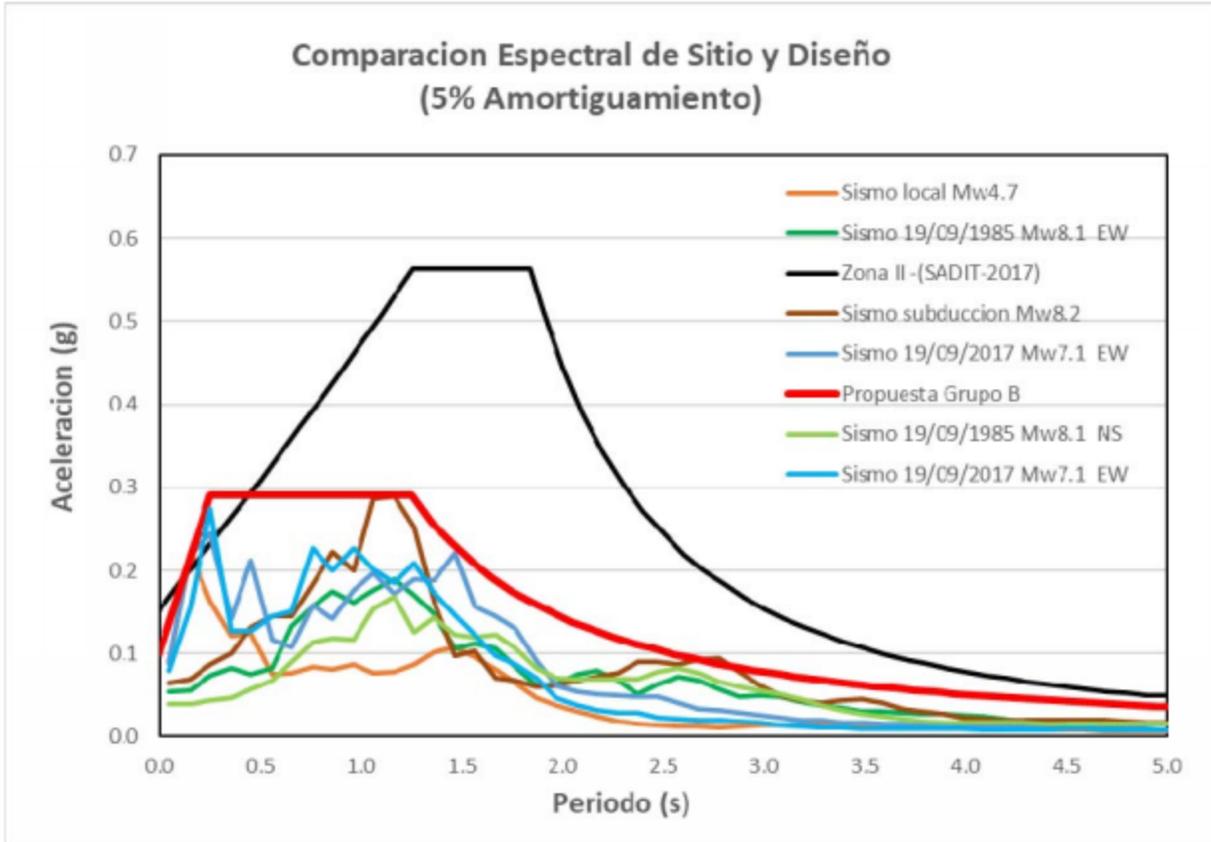


**Figura 23.** Acelerogramas y espectros de Fourier en la base y en la superficie del estrato, para una fuente de subducción de falla inversa. Sismo del 19/Sep/85 (Mw8.1), componente EW.

### **Estimación de los espectros de aceleración de respuesta de sitio en el predio para un amortiguamiento estructural de 5% del crítico.**

Con base en los acelerogramas obtenidos en el nivel de superficie, se estimaron los espectros de respuesta para cada uno de ellos, considerando un amortiguamiento estructural del 5 ciento del crítico. En la Figura 24 se muestran los espectros de respuesta de aceleración calculados y se comparan con el espectro del reglamento del Gobierno del Distrito Federal para la zona II del lago (curva con una línea de color negra). En la misma figura 24 se han graficado con líneas continuas de colores el espectro de respuesta para un amortiguamiento de 5 %, por ejemplo, para el sismo de subducción o falla inversa simulado de  $M_s=8.2$  (Tabla 2, figura 7) se muestra con un color marrón oscuro, mientras que para el terremoto del 19/sep/1985 (Mw8.1) se

muestran con un color verde oscuro la componente EW y con un color verde claro la componente NS; por otro lado, para el terremoto del 19/sep/2017 (Mw7.1) de falla normal o intraplaca, se muestra con un color azul oscuro para la componente EW, y para la NS con líneas de color azul claro; finalmente, para el sismo local simulado de Ms=4.7 se muestra con un color café claro.



**Figura 24.** Espectros de respuesta con amortiguamiento estructural del 5%, para los terremotos de 19/09/1985 (Mw=8.1) y 19/09/2017 (Mw=7.1), y los sintéticos para subducción, y local obtenidos y su comparación con los espectros de diseño del Reglamento de Construcciones para el DF (2017) con línea de color y una propuesta de espectro de sitio para el predio (línea de color rojo).

En la figura 24 este espectro de diseño recomendado por SASID se muestra con línea continua de color negro, mientras que con línea de color roja se muestra nuestra curva PROPUESTA, cuyos parámetros son:

***PARAMETROS PROPUESTO DE DISEÑO SISMICO PARA EL PREDIO, grupo B***

- C** = 0.290 g
- Ao** = 0.1 g
- Ta** = 0.25 segundos
- Tb** = 1.35 segundos
- r** = 1.5

## 4.2 PLANOS ESTRUCTURALES Y ARQUITECTÓNICOS DEL INMUEBLE

El edificio cuenta con planta baja, 6 niveles habitacionales, azotea y sobrepaso. Debido a que se cuenta con información limitada, se consideró una altura de entrepiso de 3.00 m.

El sistema de piso nervado, se modeló como una losa equivalente cuyo espesor resultó de 0.11 m.

Las dimensiones de las trabes y columnas se presentan en la tabla 2.

**Tabla 6. Dimensiones de elementos estructurales**

<b>Elemento</b>	<b>Base (m)</b>	<b>Altura (m)</b>
Trabe de borde de eje	20	30
Trabe interior de eje	30	30
Trabe secundaria de azotea	15	30
Columna	25	60

Los muros existentes son de concreto reforzado de sotano a nivel 3 y de mampostería de nivel 3 a a zotea conforme indica proyecto existente

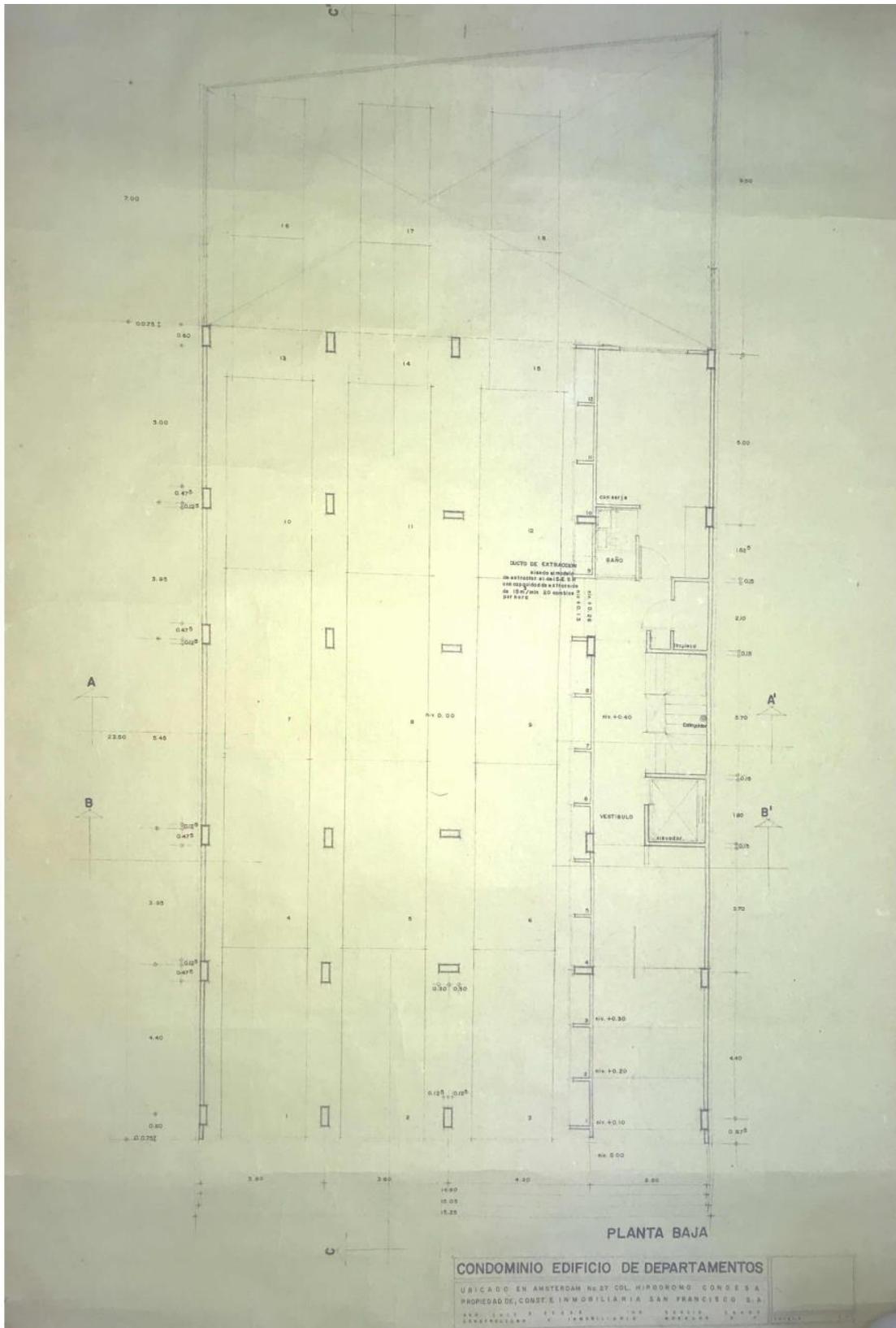


Figura 25. Planta baja planos originales del inmueble

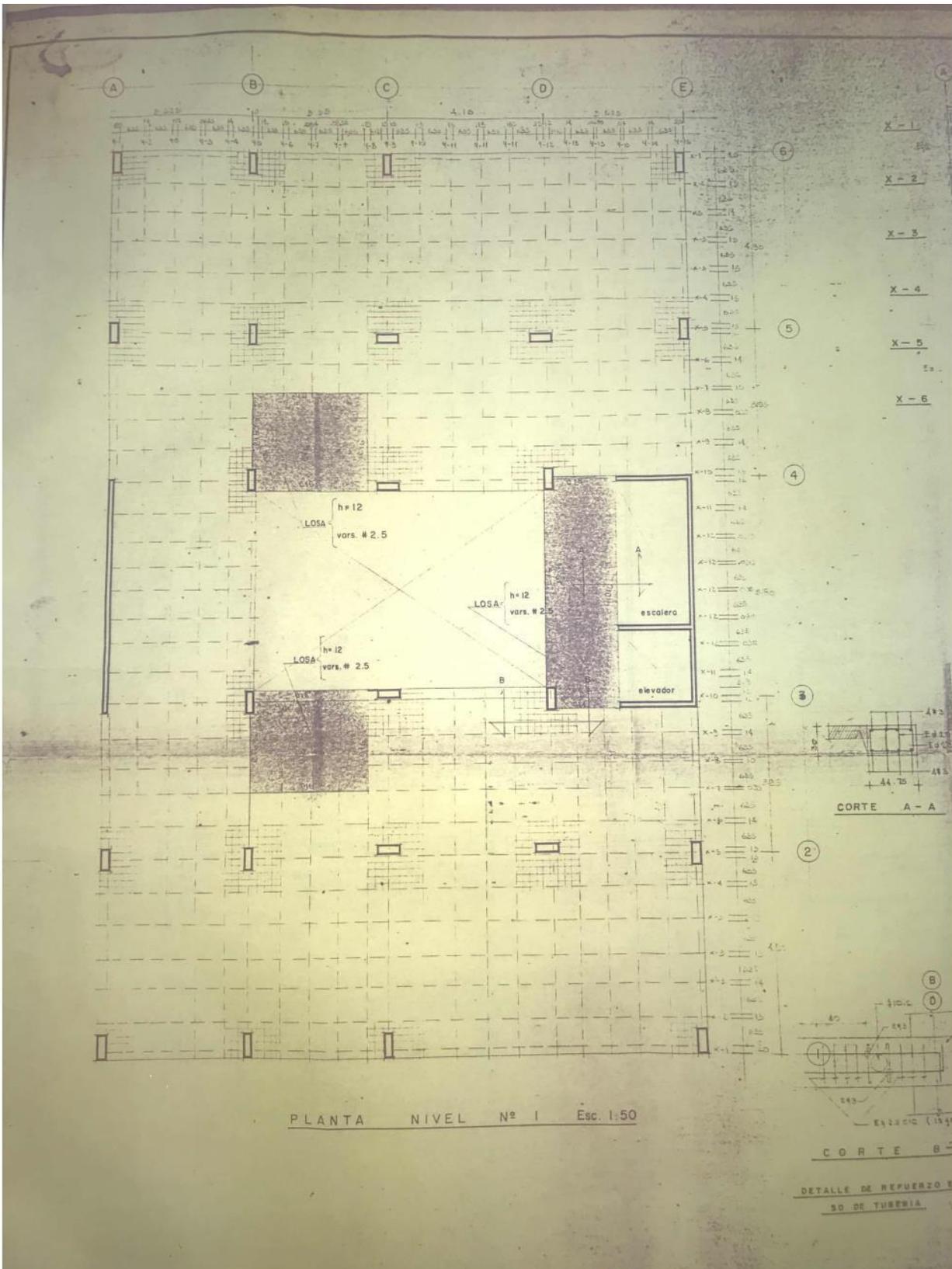


Figura 26. Planta nivel 1 planos originales del inmueble

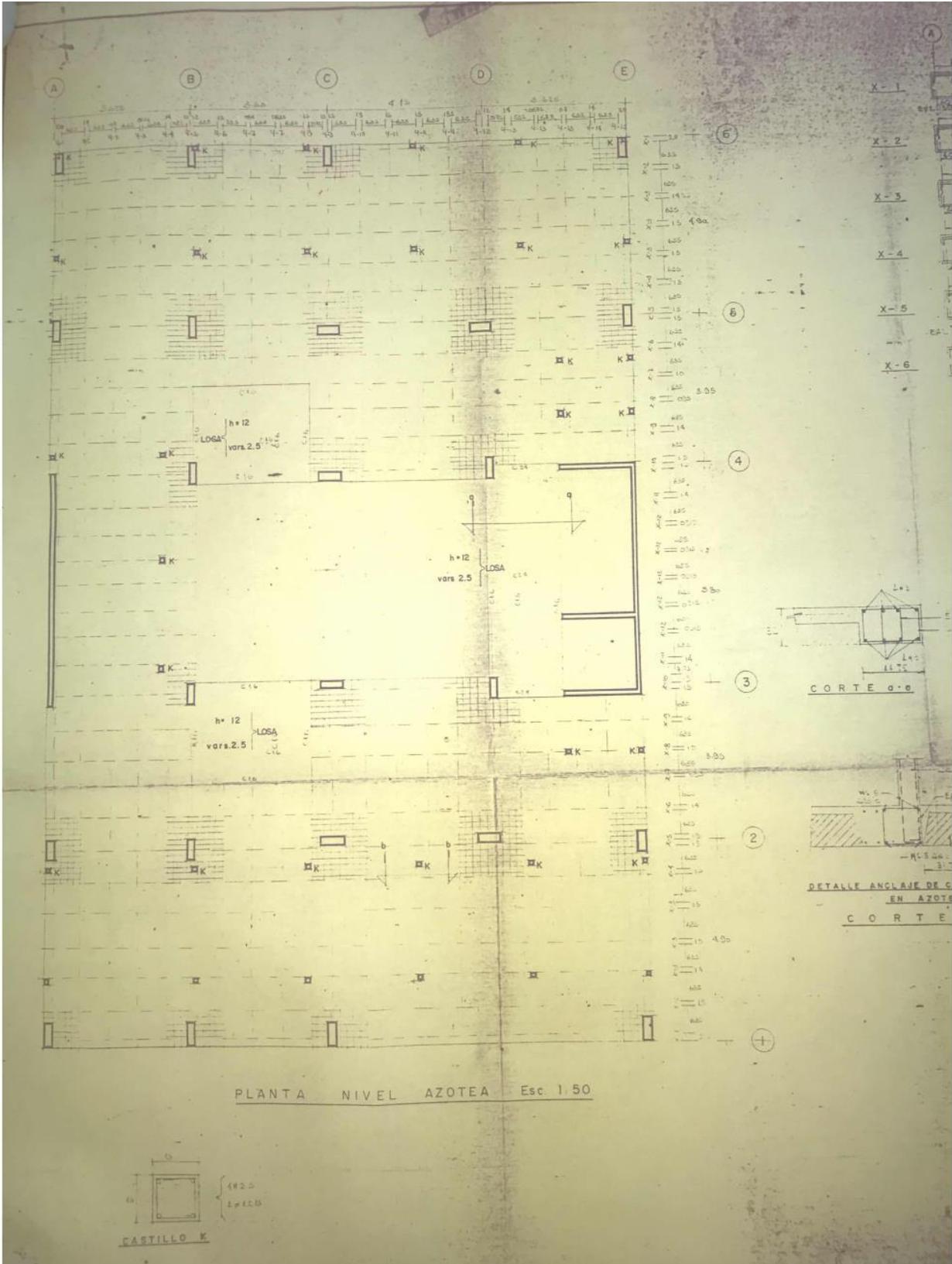


Figura 27. Planta nivel azotea planos originales del inmueble

### 4.3 ARQUITECTURA GENERAL

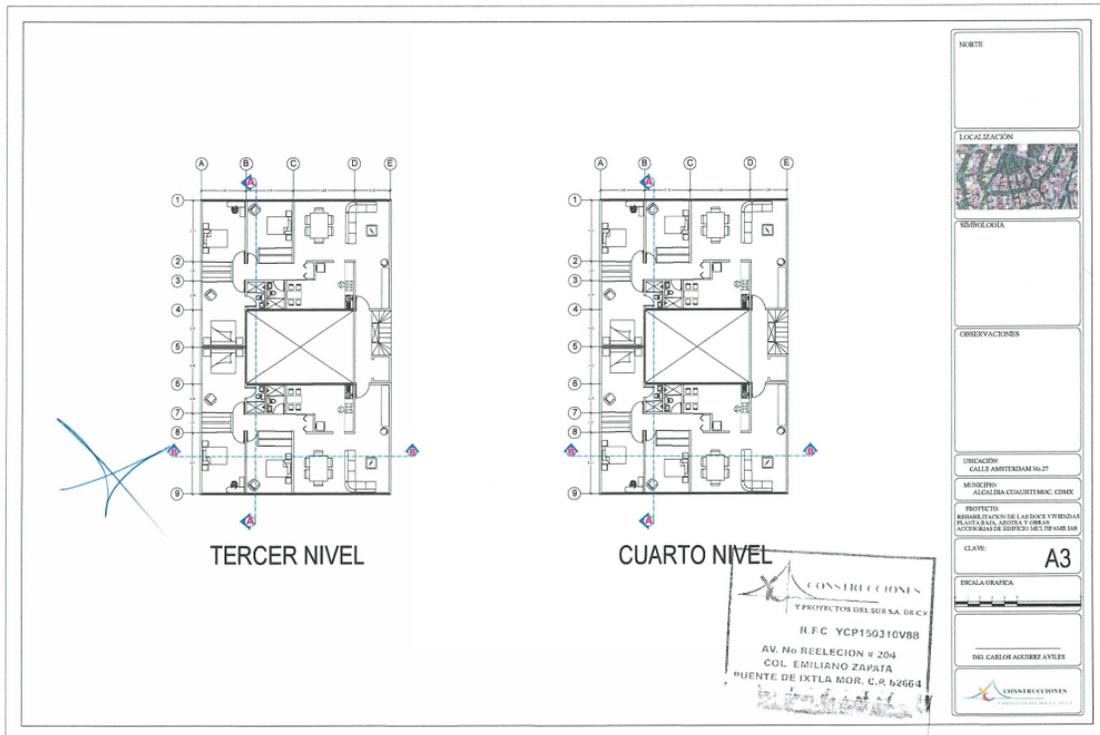


Figura 28. Arquitectura tercer y cuarto nivel

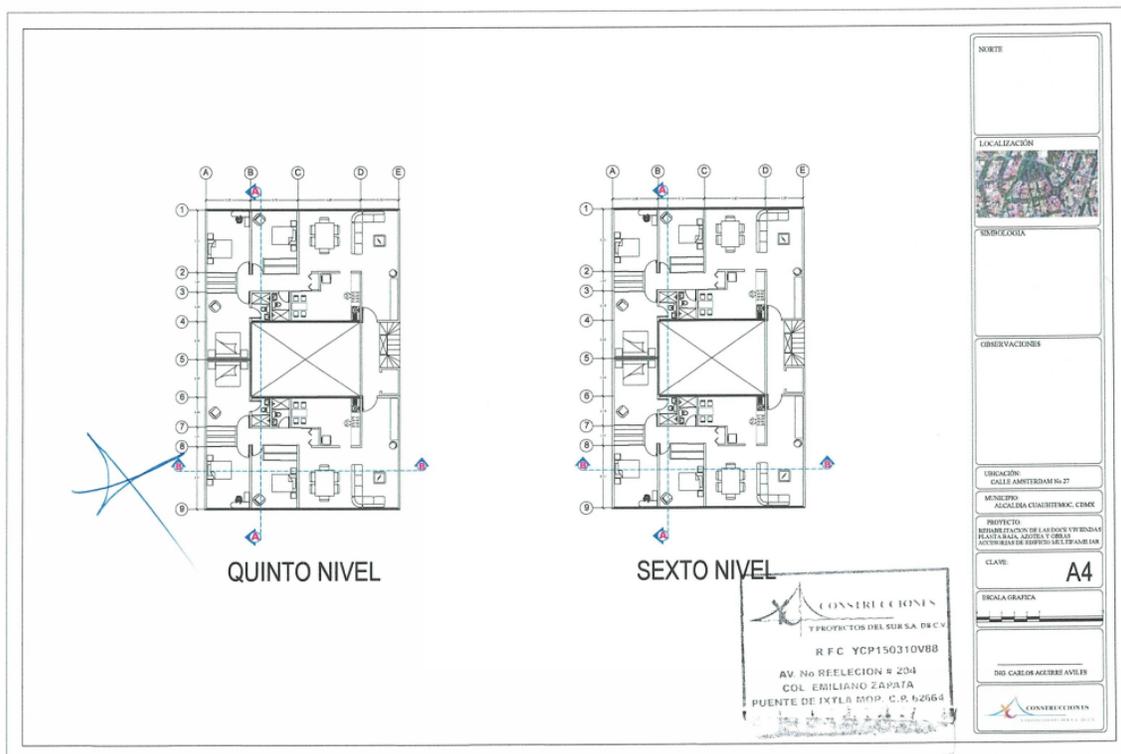


Figura 29. Arquitectura quinto y sexto nivel

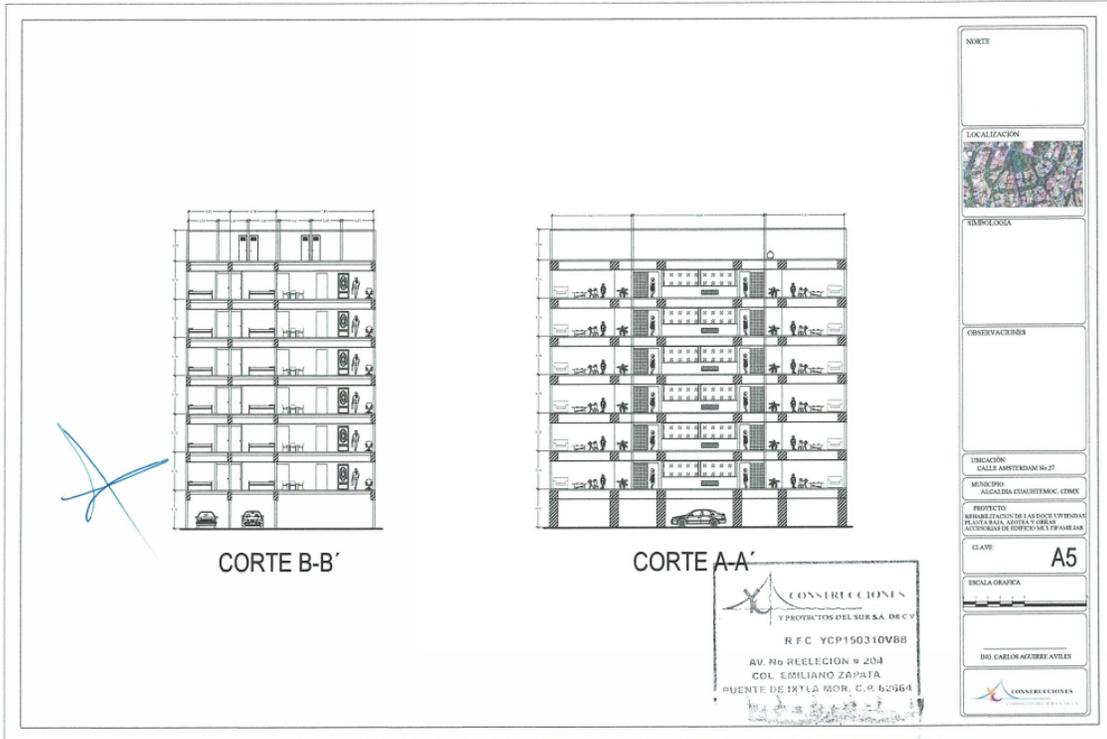


Figura 30. Cortes AA y BB

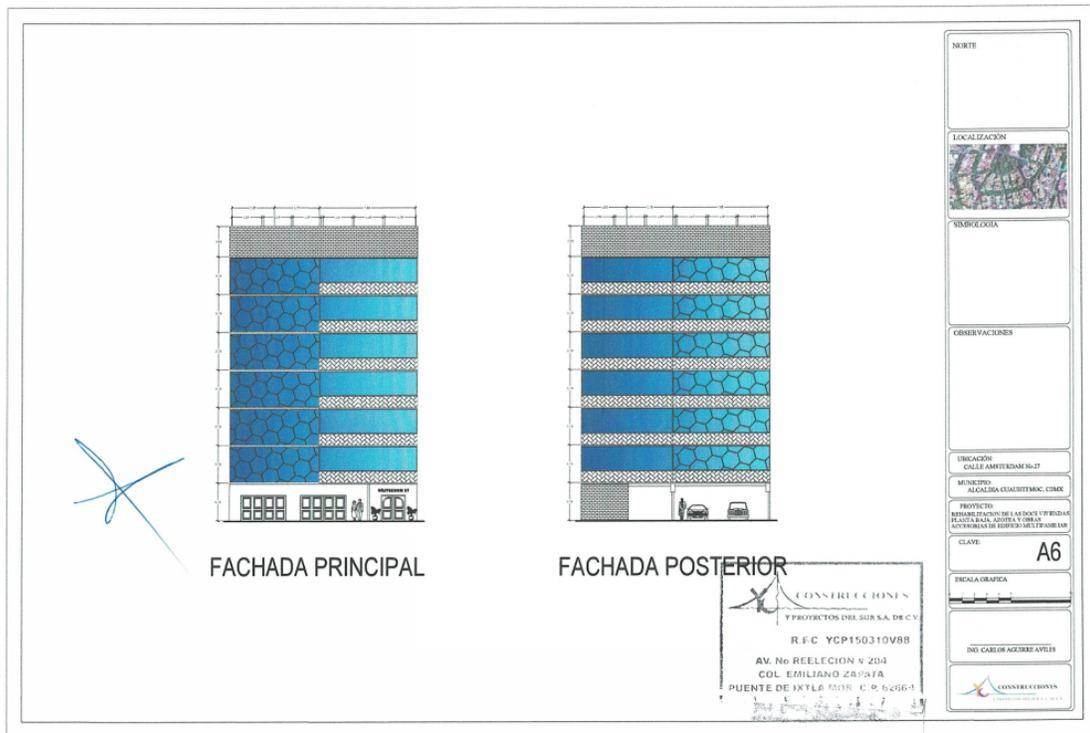


Figura 31. Fachada principal y posterior

## 4.4 LEVANTAMIENTO PLANTA TIPO

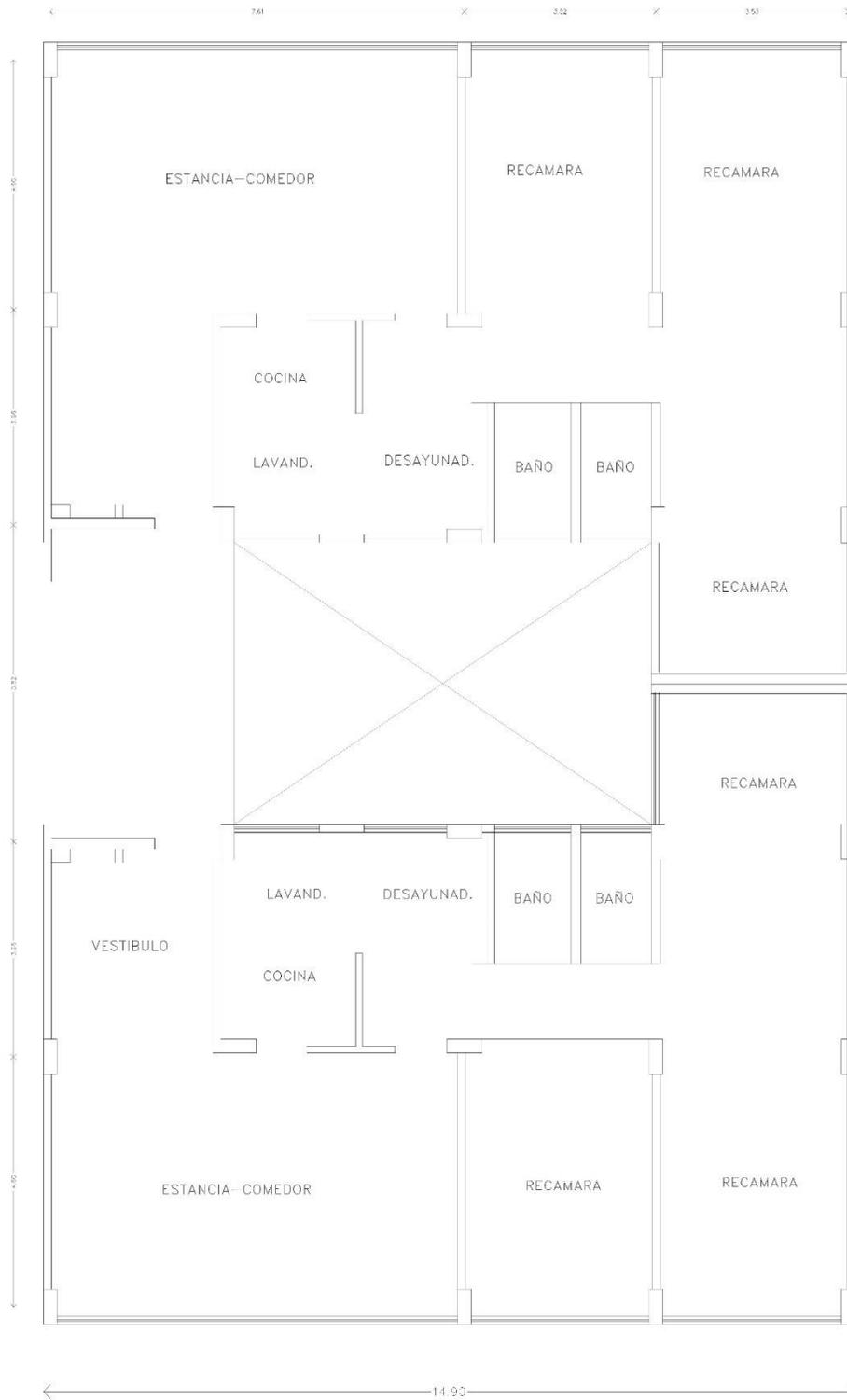


Figura 32. Planta tipo levantamiento asbuilt

# 4.5 SONDEO DE MECÁNICA DE SUELOS

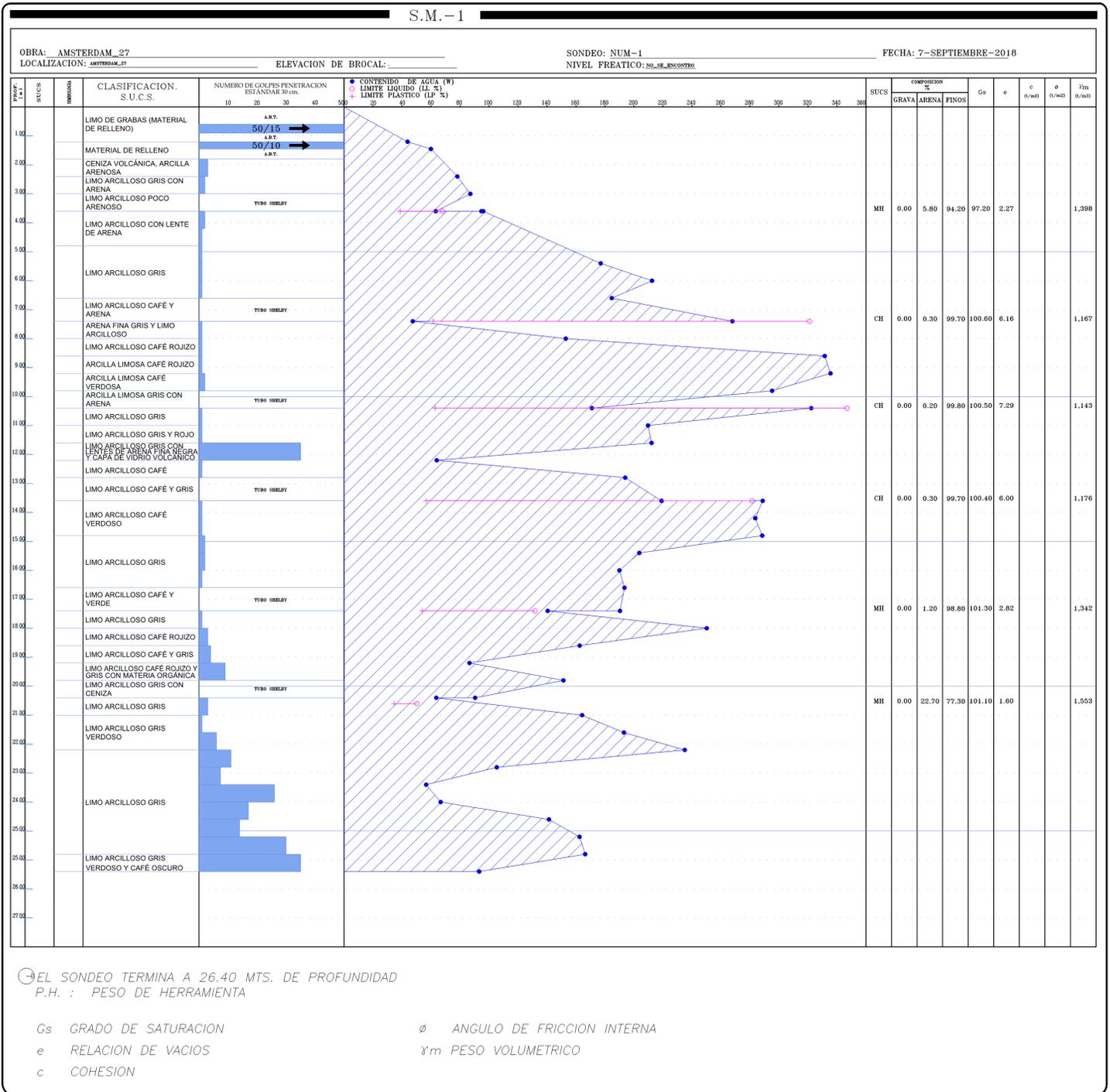


Figura 33. Sondeo realizado para confirmar capacidad de carga de cimentación

## 4.6 MEDICIÓN TOPOGRÁFICA (DESPLOMES)

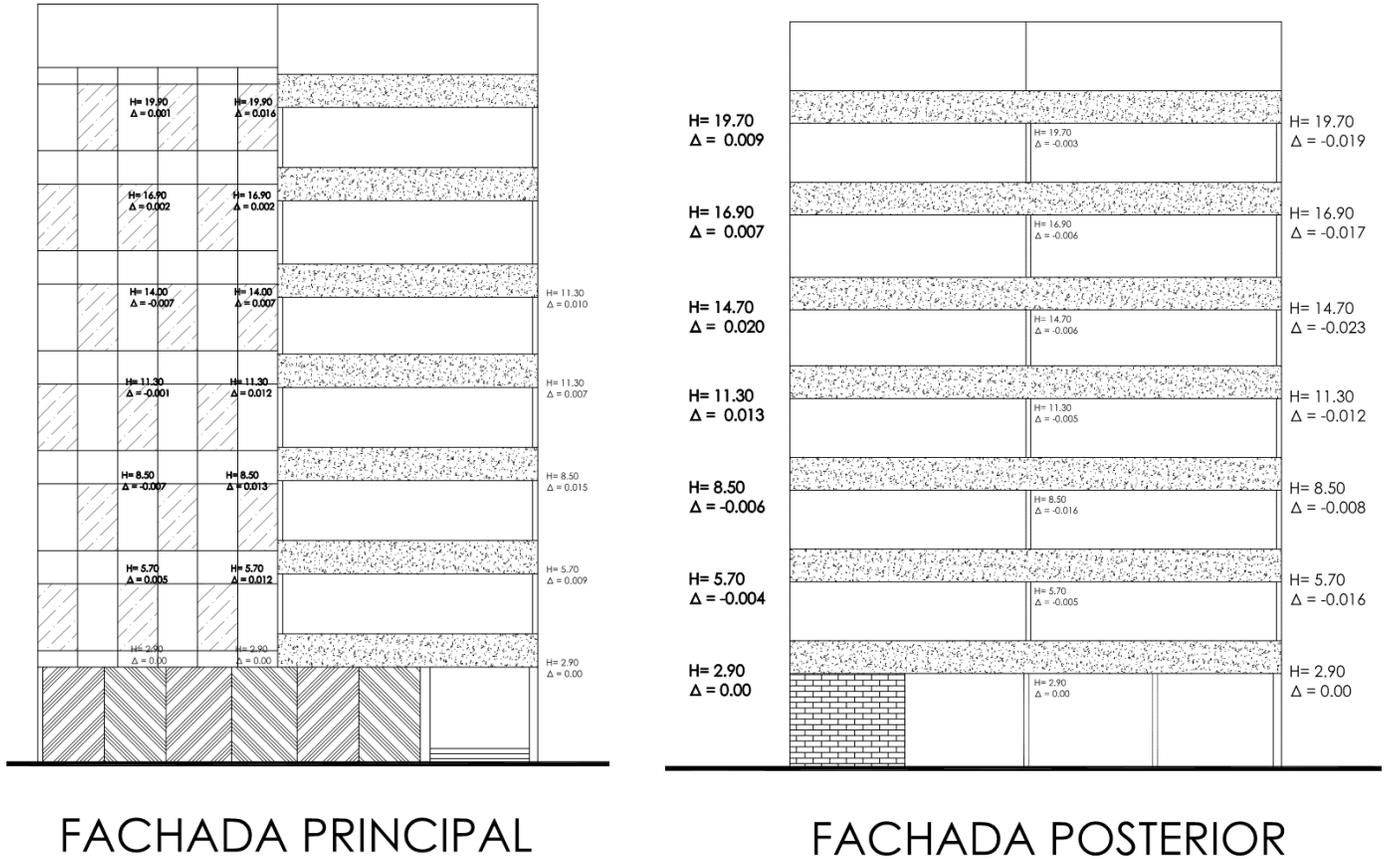


Figura 34. Medición topográfica fachada principal y posterior



Figura 35. Medición topográfica fachada colindante oriente

## 4.7 RESULTADOS DE EXTRACCIÓN DE CORAZONES

### LABORATORIO DE CONTROL DE CALIDAD

#### ENSAYE A COMPRESION AXIAL NUCLEOS DE CONCRETO HIDRAULICO ENDURECIDO

OBRA: AMSTERDAM No 27 ELEMENTO: COLUMNAS FECHA DE EXTRACCION: 16-oct-18  
 UBICACIÓN: CALLE AMSTERDAM No 27 CONTRATISTA: \_\_\_\_\_ FECHA DE ENSAYE: 30-oct-18

Nº MUESTRA	DIAMETRO cm.	ALTURA S/AZUFRE cm.	AREA cm <sup>2</sup>	CARGA kgs.	RESISTENCIA UNITARIA kgs/cm <sup>2</sup>	RELACION ALTURA ESBELTEZ	FACTOR DE CORRECCION	VOL. cm <sup>3</sup>	PESO kgs.	PESO VOL. UNITARIO kgs/cm <sup>3</sup>	ALTURA C/AZUFRE	RESISTENCIA CORREGIDA kgs/cm <sup>2</sup>	LOCALIZACION
01-C/PB	7	10.3	38.4846	7800	202.6785	1.53	0.96	396.39	0.83	2.094	10.7	<b>194.5713</b>	PLANTA BAJA
02-C/PB	7	12.8	38.4846	8700	226.0645	1.89	0.99	492.60	1.12	2.274	13.2	<b>223.8038</b>	PLANTA BAJA
03-C/PB	7	13.5	38.4846	7100	184.4894	1.99	1	519.54	1.18	2.271	13.9	<b>184.4894</b>	PLANTA BAJA
04-C/D101	7	13.6	38.4846	8000	207.8754	2.00	1	523.39	0.592	1.131	14	<b>207.8754</b>	DEPARTAMENTO 101
05-C/D102	7	13.7	38.4846	8900	231.2613	2.00	1	527.24	0.601	1.140	14	<b>231.2613</b>	DEPARTAMENTO 102
06-C/D202	7	13.6	38.4846	8000	207.8754	1.99	1	523.39	0.586	1.120	13.9	<b>207.8754</b>	DEPARTAMENTO 202
07-C/D302	7	13.5	38.4846	6900	179.2925	1.99	1	519.54	0.472	0.908	13.9	<b>179.2925</b>	DEPARTAMENTO 302
08-C/D301	7	12.6	38.4846	7900	205.2769	1.86	0.99	484.91	0.641	1.322	13	<b>203.2241</b>	DEPARTAMENTO 301
09-C/D401	7	13.6	38.4846	7700	200.08	2.00	1	523.39	0.821	1.569	14	<b>200.0800</b>	DEPARTAMENTO 401
10-C/D502	7	13.6	38.4846	7900	205.2769	1.99	1	523.39	0.821	1.569	13.9	<b>205.2769</b>	DEPARTAMENTO 502
11-C/D501	7	13.7	38.4846	7300	189.6863	2.00	1	527.24	0.821	1.557	14	<b>189.6863</b>	DEPARTAMENTO 501
12-C/D602	7	13.5	38.4846	7000	181.8909	1.97	1	519.54	1.107	2.131	13.8	<b>181.8909</b>	DEPARTAMENTO 602

OBSERVACIONES: LOS ENSAYES SE REALIZARON CONFORME A LO ESPECIFICADO EN LAS NORMAS; **NMX-C-083-ONNCCE2014**,

**NMX-C-109-ONNCCE-2009**, **NMX-C-169-ONNCCE-2009**

LAB. JOAQUIN XOCA POLITO  
LABORATORIO-ENSAYO

TEC. ARMANDO JUAREZ FLORENTINO  
LABORATORIO-REVISO

RECIBIO

Figura 36. Resultados de  $f'_c$  de concreto derivado de pruebas de corazones extraídos en sitio

#### 4.8 CALAS PARA CONFIRMAR TIPO DE FISURA PRESENTADA EN ELEMENTOS ESTRUCTURALES

	
CALA NO PASA DE RECUBRIMIENTO	CALA QUE TRASPASA POSICIÓN DE ACERO DE REFUERZO
	
CALA QUE TRASPASA POSICIÓN DE ACERO DE REFUERZO	CALA NO PASA DE RECUBRIMIENTO



CALA QUE TRASPASA POSICIÓN DE ACERO DE  
REFUERZO



CALA NO PASA DE RECUBRIMIENTO

## 5. METODOLOGÍA UTILIZADA.

El proceso de revisión previa, análisis y diseño se llevó a cabo en el siguiente orden.

1. Revisión física de las condiciones del inmueble
2. Recopilación de toda la información existente de cómo se construyó el inmueble (Asbuilt)
3. Levantamientos para confirmar la información recabada
  - a. Topografía para revisar nivelación y desplomes
  - b. Levantamiento estructural para determina dimensiones de elementos, así como geometría real del inmueble
  - c. Pruebas de laboratorio (extracción de corazones para determinar propiedades del concreto)
  - d. Mecánica de suelo actualizada a norma para verificar el comportamiento de la estructura y su cimentación en interacción con el suelo sobre el que esta desplantada
4. Determinación de cargas a aplicar, gravitacionales y accidentales considerando la norma aplicable y los materiales con que está hecha la estructura
5. Construcción geométrica del modelo matemático utilizando toda la información recabada
6. Aplicación de cargas y determinación de combinaciones y acciones a usar dentro del modelo matemático
7. Revisión del estado real del inmueble bajo la norma aplicable
8. Planteamiento preliminar de refuerzo derivado de la revisión de zonas de mayor esfuerzo en el modelo
9. Construcción de elementos reforzados y aplicación a las secciones requeridas en el modelo matemático
10. Revisión final de cumplimiento de normativa aplicable en límites de resistencia y servicio con el refuerzo planteado
11. Revisión general de elementos (capacidad)
12. Revisión general de reforzamiento (dimensionamiento y conexiones)
13. Ejecución de planos constructivos
14. Seguimiento al proceso constructivo
15. Confirmación de comportamiento estructural con visitas periódicas posterior a conclusión de reforzamiento y derivado de sismos de relevancia posteriores a el reinicio de uso como edificio habitacional.

## 6. MARCO NORMATIVO APLICABLE A LA REVISIÓN ESTRUCTURAL

### 6.1 Consideraciones de diseño y cargas

#### 1. CONSIDERACIONES GENERALES

##### 1.1 Alcance

Este documento tiene los siguientes objetivos:

- a) Definir las acciones que pueden obrar sobre las construcciones, así como sus posibles efectos sobre ellas y la forma de tomarlos en cuenta para fines de diseño estructural.
- b) Establecer las condiciones de seguridad y de servicio que deberán revisarse al realizar el diseño estructural de una construcción, así como los criterios de aceptación relativos a cada una de dichas condiciones, de manera de satisfacer lo estipulado en el artículo 147 del Reglamento.
- c) Establecer las combinaciones de acciones que deberán suponerse aplicadas simultáneamente para revisar cada una de las condiciones de seguridad y servicio establecidas de acuerdo con lo que se menciona en el inciso anterior.

##### 1.2 Unidades

Sólo se especifican las unidades en las ecuaciones no homogéneas, cuyos resultados dependen de las unidades en que se expresen. En cada uno de esos casos, se presenta, en primer lugar, la ecuación en términos de unidades del sistema internacional (SI), y en segundo lugar, entre paréntesis, en términos de unidades del sistema métrico decimal usual.

Los valores correspondientes a los dos sistemas no son exactamente equivalentes, por lo que cada sistema debe utilizarse con independencia del otro, sin hacer combinaciones entre los dos.

#### 2. ACCIONES DE DISEÑO

##### 2.1 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.

##### 2.2 Intensidades de diseño

Cuando deba considerarse en el diseño el efecto de acciones cuyas intensidades no estén especificadas en este Reglamento ni en las 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:

Figura 37. Extracto de NTC aplicable CDMX 2017 cuando se realizó el estudio – acciones de diseño

- 1) La 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;
- 2) La 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;
- 3) La 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; y
- 4) La 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.

c) Para las acciones accidentales se considerará como intensidad de diseño el valor que corresponde a un periodo de retorno de cincuenta años, excepto para aquellas, tales como los efectos de sismo o de viento, en que las normas técnicas correspondientes establezcan específicamente otros valores.

Las intensidades supuestas para las acciones no especificadas deberán justificarse en la memoria de cálculo y consignarse en los planos estructurales.

### **2.3 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 sección 6.1, 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.

En ambos tipos de combinación los efectos de todas las acciones deberán multiplicarse por los factores de carga apropiados de acuerdo con la sección 3.4.

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 aplicarán los factores de carga que se presentan en la sección 3.4.

## **3. CRITERIOS DE DISEÑO ESTRUCTURAL**

### **3.1 Estados límite**

Para fines de aplicación de estas Normas, se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción. De acuerdo con los artículos 148 y 149 del Reglamento, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros implican la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción. Los segundos incluyen modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga.

### **3.2 Resistencias de diseño**

#### **3.2.1 Definición**

Se entenderá por resistencia la magnitud de una acción, o de una combinación de acciones, que provocaría la aparición de un estado límite de falla de la estructura o cualquiera de sus componentes.

Figura 38. Extracto de NTC aplicable CDMX 2017 cuando se realizó el estudio – combinaciones de acciones y criterios de diseño estructural

En general, la resistencia se expresará en términos de la fuerza interna, o combinación de fuerzas internas, que corresponden a la capacidad máxima de las secciones críticas de la estructura. Se entenderá por fuerzas internas las fuerzas axiales y cortantes y los momentos de flexión y torsión que actúan en una sección de la estructura.

### 3.2.2 Determinación de resistencias de diseño

La determinación de la resistencia podrá llevarse a cabo por medio de ensayos diseñados para simular, en modelos físicos de la estructura o de porciones de ella, el efecto de las combinaciones de acciones que deban considerarse de acuerdo con las secciones 3.3 y 3.4.

Cuando se trate de estructuras o elementos estructurales que se produzcan en forma industrializada, los ensayos se harán sobre muestras de la producción o de prototipos. En otros casos, los ensayos podrán efectuarse sobre modelos de la estructura en cuestión.

La selección de las partes de la estructura que se ensayen y del sistema de carga que se aplique deberá hacerse de manera que se obtengan las condiciones más desfavorables que puedan presentarse en la práctica, tomando en cuenta la interacción con otros elementos estructurales.

Con base en los resultados de los ensayos, se deducirá una resistencia de diseño, tomando en cuenta las posibles diferencias entre las propiedades mecánicas y geométricas medidas en los especímenes ensayados y las que puedan esperarse en las estructuras reales.

El tipo de ensayo, el número de especímenes y el criterio para la determinación de la resistencia de diseño se fijará con base en criterios probabilísticos y deberán ser aprobados por la Administración, la cual podrá exigir una comprobación de la resistencia de la estructura mediante una prueba de carga de acuerdo con el Capítulo XII del Título Sexto del Reglamento.

### 3.3 Condiciones de diseño

Se revisará que para las distintas combinaciones de acciones especificadas en la sección 2.3 y para cualquier estado límite de falla posible, la resistencia de diseño sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de cargas en estudio, multiplicado por los factores de carga correspondientes, según lo especificado en la sección 3.4.

También se revisará que no se rebase ningún estado límite de servicio bajo el efecto de las posibles combinaciones de acciones, multiplicadas por un factor de carga unitario.

### 3.4 Factores de carga

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

a) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.a, se aplicará un factor de carga de 1.3 para las cargas permanentes y 1.5 para las variables.

Cuando se trate de edificaciones del Grupo A, los factores de carga para este tipo de combinación se tomarán iguales a 1.5 y 1.7, para cargas permanentes y variables, respectivamente.

b) Para combinaciones de acciones clasificadas en el inciso 2.3.b, 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 de acuerdo con la sección 2.2; y

d) Para revisión de estados límite de servicio se tomará en todos los casos un factor de carga unitario.

### 3.5 Pruebas de carga

Cuando exista duda en cuanto a la resistencia de la estructura ante las acciones de diseño o en relación con el cumplimiento de los procesos constructivos requeridos, será necesario comprobar su seguridad mediante pruebas de carga. También se requerirá realizar pruebas de carga en los siguientes casos:

a) En edificios para espectáculos deportivos, salas de espectáculos, centros de reunión, clubes deportivos, y en todas las construcciones en que pueda ocurrir aglomeración frecuente de personas.

b) Cuando no exista suficiente evidencia teórica o experimental para considerar que la seguridad de una estructura satisface el nivel de confiabilidad requerido.

Figura 39. Extracto de NTC aplicable CDMX 2017 cuando se realizó el estudio – factores de carga

Previamente a la ejecución de la prueba de carga se deberá aprobar el procedimiento de ensaye y el tipo de información que se espera recabar de él. La carga de diseño se establecerá de manera de producir los efectos más desfavorables en la construcción. La prueba podrá realizarse sobre prototipos o modelos de la estructura que reproduzcan fielmente las condiciones reales, en particular las formas de apoyo y de aplicación de las cargas.

El método de ensaye y los detalles correspondientes deberán definirse específicamente para cada caso de interés, teniendo en cuenta la necesidad de obtener información confiable para despejar las dudas que motivan la realización de la prueba.

Para verificar la seguridad ante cargas permanentes, la carga de prueba se dejará actuando sobre la estructura cuando menos durante veinticuatro horas. Se considerará que la estructura ha fallado si ocurre el colapso, una falla local o un incremento local brusco de desplazamiento, deformación o curvatura de un elemento estructural o una sección de él. Si veinticuatro horas después de quitar la carga la estructura no muestra una recuperación mínima de setenta y cinco por ciento de las deformaciones que sufrió, se repetirá la prueba, esperando cuando menos setenta y dos horas a partir de la terminación de la primera.

Se considerará que la estructura ha fallado si después de la segunda prueba la estructura no alcanza, en veinticuatro horas, setenta y cinco por ciento de las deformaciones debidas a dicha prueba.

Si la estructura pasa la prueba, pero manifiesta daños tales como agrietamiento excesivo, deberá repararse localmente y reforzarse.

#### **4. ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO**

##### **4.1 Desplazamientos**

En las edificaciones comunes sujetas a acciones permanentes o variables, la condición del estado límite de servicio en términos de desplazamientos se cumplirá si no se exceden los valores siguientes:

- a) Un desplazamiento vertical en el centro de trabes en el que se incluyen efectos a largo plazo, igual al claro entre 240; además, en miembros en los cuales sus desplazamientos afecten a elementos no estructurales, como muros de mampostería, que no sean capaces de soportar desplazamientos apreciables, se considerará como estado límite a un desplazamiento vertical, medido después de colocar los elementos no estructurales, igual al claro de la trabe entre 480. Para elementos en voladizo los límites anteriores se duplicarán.
- b) Un desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura, igual a la altura del entrepiso dividido entre 500, para edificaciones en las cuales se hayan unido los elementos no estructurales capaces de sufrir daños bajo pequeños desplazamientos; en otros casos, el límite será igual a la altura del entrepiso dividido entre 250. Para diseño sísmico o por viento se observará lo dispuesto en las Normas correspondientes.

##### **4.2 Vibraciones**

Las amplitudes tolerables de los desplazamientos debidos a vibraciones no podrán exceder los valores establecidos en la sección 4.1. Además, deberán imponerse límites a las amplitudes máximas de las vibraciones, de acuerdo con su frecuencia, de manera de evitar condiciones que afecten seriamente la comodidad de los ocupantes o que puedan causar daños a equipo sensible a las excitaciones citadas.

##### **4.3 Otros estados límite**

Además de lo estipulado en las secciones 4.1 y 4.2, se observará lo que dispongan las Normas Técnicas Complementarias relativas a los distintos tipos de estructuras y a los estados límite de servicio de la cimentación.

#### **5. ACCIONES PERMANENTES**

##### **5.1 Cargas muertas**

###### **5.1.1 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.

Figura 40. Extracto de NTC aplicable CDMX 2017 cuando se realizó el estudio – estados límite de servicio y acciones permanentes

### 5.1.2 Peso muerto de losas de concreto

El peso muerto calculado de losas de concreto de peso normal coladas en el lugar se incrementará en  $0.2 \text{ kN/m}^2$  ( $20 \text{ kg/m}^2$ ). 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  $0.2 \text{ kN/m}^2$  ( $20 \text{ kg/m}^2$ ) de manera que el incremento total será de  $0.4 \text{ kN/m}^2$  ( $40 \text{ kg/m}^2$ ). 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.

### 5.2 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.

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.

## 6. ACCIONES VARIABLES

### 6.1 Cargas vivas

#### 6.1.1 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 el inciso 6.1.2.

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.

Cuando se prevean tales cargas deberán cuantificarse y tomarse en cuenta en el diseño en forma independiente de la carga viva especificada. Los valores adoptados deberán justificarse en la memoria de cálculo e indicarse en los planos estructurales.

#### 6.1.2 Disposiciones generales

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

- 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;
- 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;
- La carga media  $W$  se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas; y
- Cuando el efecto de la carga viva sea 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, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición de la sección 2.2.

Las cargas uniformes de la tabla 6.1.1 se considerarán distribuidas sobre el área tributaria de cada elemento.

#### 6.1.3 Cargas vivas transitorias

Durante el proceso de edificación deberán considerarse las cargas vivas transitorias que puedan producirse. Éstas incluirán el peso de los materiales que se almacenen temporalmente, el de los vehículos y equipo, el de colado de plantas superiores que se apoyen en la planta que se analiza y del personal necesario, no siendo este último peso menor de  $1.5 \text{ kN/m}^2$  ( $150 \text{ kg/m}^2$ ). Se considerará, además, una concentración de  $1.5 \text{ kN}$  ( $150 \text{ kg}$ ) en el lugar más desfavorable.

#### 6.1.4 Cambios de uso o remodelación

Figura 41. Extracto de NTC aplicable CDMX 2017 cuando se realizó el estudio – acciones variables

El propietario o poseedor será responsable de los perjuicios que ocasione el cambio de uso o la remodelación de una edificación, cuando produzca cargas muertas o vivas mayores o con una distribución más desfavorable que las del diseño aprobado.

## **6.2 Deformaciones impuestas**

Los efectos de las deformaciones impuestas sobre una estructura, tales como las causadas por asentamientos diferenciales de los apoyos, efectos de cambios de temperatura, efectos de contracción por fraguado, deformaciones impuestas por el proceso constructivo o alguna acción similar, se obtendrán mediante un análisis estructural que permita determinar los estados de esfuerzos y deformaciones que se generan en los miembros de dicha estructura cuando se aplican sobre sus apoyos las fuerzas necesarias para mantener las deformaciones impuestas, mientras los demás grados de libertad del sistema pueden desplazarse libremente. Para fines de realizar este análisis, el módulo de elasticidad de cualquier miembro de la estructura podrá tomarse igual al que corresponde a cargas de larga duración. Para miembros de concreto reforzado, el módulo de elasticidad se tomará igual al que corresponde a la suma de las deflexiones inmediatas más las diferidas, determinadas de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. Los efectos de esta acción deberán combinarse con los de las acciones permanentes, variables y accidentales establecidas en otras secciones de estas Normas.

### **6.2.1 Hundimientos diferenciales**

Para el cálculo de hundimientos deberán consultarse las NTC de Cimentaciones. Para equipo sensible a este tipo de perturbaciones, los valores tolerables deberán establecerse con base en los criterios que establezcan los fabricantes. Para otros sistemas, los efectos de hundimientos diferenciales sobre una estructura podrán omitirse cuando no se excedan los valores dados en la Tabla 6.2.1 o en cualquiera de los siguientes casos:

- a) Cuando el máximo hundimiento calculado no exceda de 2cm, siempre que el suelo sobre el que se asiente la construcción no posea heterogeneidades pronunciadas en planta y no contenga arcillas expansivas.
- b) Cuando toda la construcción se apoye en roca sana o en suelo cuyo número de golpes en la prueba de penetración estándar sea mayor que 20 por cada 30cm de profundidad, desde la superficie de desplante de la construcción hasta 1.5 veces el ancho de ésta, y que dicho suelo no contenga arcillas expansivas.
- c) Cuando se cuente con información abundante de acuerdo con la experiencia local con construcciones semejantes a la que se proyecta, o más vulnerables que ella a los asentamientos, y dicha experiencia muestre que los hundimientos diferenciales carecen de importancia para el diseño de tales construcciones

### **6.2.2 Deformaciones producidas por cambios de temperatura**

Los efectos de cambios de temperatura podrán omitirse en estructuras cuyas dimensiones no excedan de 30 metros en cualquier dirección, si todos sus miembros estructurales son de ejes rectos y si las losas de concreto más directamente expuestas a la intemperie están protegidas al menos por un enladrillado. Cuando se trate de elementos estructurales de acero, el límite citado para las dimensiones podrá incrementarse en 50 por ciento. Las dimensiones máximas en planta se limitarán, de manera que los esfuerzos causados en cualquier elemento vertical por las deformaciones debidas a cambios de temperatura no excedan el 50 por ciento de los debidos a las cargas gravitacionales.

Los elementos estructurales que se encuentren en contacto con ambientes de temperatura controlada o excepcional, tales como tanques, hornos y frigoríficos, merecen consideración especial en el diseño por efectos de cambios de temperatura.

Para cuantificar los efectos de cambios de temperatura, se cuantificarán inicialmente los cambios totales en longitud y curvatura de los miembros estructurales, sin considerar las restricciones impuestas por otros miembros o apoyos. Conocidos estos cambios totales de los miembros individuales, se procederá al análisis de la estructura como conjunto, debiéndose satisfacer las condiciones de equilibrio y compatibilidad. El comportamiento de la estructura podrá suponerse elástico lineal o elasto-plástico, si el tiempo no interviene como variable, o bien visco-elástico o visco-plástico, en caso de que se considere el tiempo.

Para el cálculo de variaciones totales de longitud y curvatura de miembros individuales, podrán realizarse análisis de flujo térmico que consideren las propiedades térmicas y grados de exposición de los elementos estructurales o bien las expresiones siguientes

$$\Delta L_{21} = CL_1 (\Delta T_{21})$$

$$\Delta K_{21} = C (\Delta G_{21})$$

Figura 42. Extracto de NTC aplicable CDMX 2017 cuando se realizó el estudio – deformaciones impuestas y hundimientos diferenciales

donde:

$\Delta L_{21}$  = cambio total en la longitud de un miembro al variar su temperatura media de un valor  $T_1$  a otro  $T_2$

$L_1$  longitud del miembro a la temperatura  $T_1$

$\Delta T_{21} = T_2 - T_1$ , incremento de temperatura media

$C$  coeficiente térmico de expansión lineal

En la Tabla 6.2.2 se presentan valores de  $C$  para materiales comunes. Para otros materiales se supondrán valores que, según pruebas de laboratorio, correspondan a una probabilidad baja de ser excedidos.

$\Delta K_{21}$  Cambio total en la curvatura de un miembro al cambiar su gradiente medio de temperatura de un valor  $\Delta G_1$  a un valor  $\Delta G_2$

$\Delta G_{21} = \Delta G_2 - \Delta G_1$ , incremento del gradiente medio de temperatura, es decir, diferencia de temperaturas entre dos caras opuestas del miembro estructural, dividida entre la distancia entre dichas caras

En el caso de elementos estructurales expuestos directamente a la intemperie, para establecer los valores de  $\Delta T_{21}$  y  $\Delta G_{21}$  podrán aplicarse los criterios expuestos en la Tabla 6.2.3.

### 6.2.3 Efectos de contracción por fraguado

Los efectos de contracción por fraguado en estructuras de concreto deberán sumarse a los provocados por cambios de temperatura. Las dimensiones máximas en planta se limitarán, de manera que los esfuerzos causados en cualquier elemento vertical por las deformaciones debidas a cambios de temperatura y a contracción por fraguado no excedan el 50 por ciento de los debidos a las cargas gravitacionales.

En elementos de concreto reforzado, la contracción unitaria puede tomarse igual a 0.00035 o estimarse mediante un análisis detallado, de acuerdo con la Tabla 6.2.4.

### 6.3 Vibraciones de maquinaria

En el diseño de toda estructura que pueda verse sujeta a efectos significativos por la acción de vibración de maquinaria, sea que esta se encuentre directamente apoyada sobre la primera, o que pueda actuar sobre ella a través de su cimentación, se determinarán los esfuerzos y deformaciones causados por dichas vibraciones empleando los principios de la dinámica estructural. Las amplitudes tolerables de tales respuestas no podrán tomarse mayores que las establecidas en la sección 4.2.

**Tabla 6.1.1 Cargas vivas unitarias, kN/m<sup>2</sup> (kg/m<sup>2</sup>)**

Destino de piso o cubierta	W	W <sub>a</sub>	W <sub>m</sub>	Observaciones
a) Habitación (casa–habitación, departamentos, viviendas, dormitorios, cuartos de hotel, internados de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales, hospitales y similares)	0.8 (80)	1.0 (100)	1.9 (190)	1
b) Oficinas, despachos y laboratorios	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	2
c) Aulas	1.0 (100)	1.8 (180)	2.5 (250)	
d) Comunicación para peatones (pasillos, escaleras, rampas, vestíbulos y pasajes de acceso libre al público)	0.4 (40)	1.5 (150)	3.5 (350)	3 y 4
e) Estadios y lugares de reunión sin asientos individuales	0.4 (40)	3.5 (350)	4.5 (450)	5
f) Otros lugares de reunión (bibliotecas, templos, cines, teatros, gimnasios, salones de baile, restaurantes, salas de juego y similares)	0.4 (40)	2.5 (250)	3.5 (350)	5
g) Comercios, fábricas y bodegas	0.8W <sub>m</sub>	0.9W <sub>m</sub>	W <sub>m</sub>	6
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5 %	0.15 (15)	0.7 (70)	1.0 (100)	4 y 7
i) Azoteas con pendiente mayor de 5 %; otras cubiertas, cualquier pendiente.	0.05 (5)	0.2 (20)	0.4 (40)	4, 7 8 y 9
j) Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	0.15 (15)	0.7 (70)	3 (300)	
k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)	0.4 (40)	1.0 (100)	2.5 (250)	10

Figura 43. Extracto de NTC aplicable CDMX 2017 cuando se realizó el estudio – cargas vivas unitarias

<b>k) Garajes y estacionamientos (exclusivamente para automóviles)</b>	<b>0.4</b> <b>(40)</b>	<b>1.0</b> <b>(100)</b>	<b>2.5</b> <b>(250)</b>	<b>10</b>
--	---------------------------	----------------------------	----------------------------	-----------

<sup>1</sup> Para elementos con área tributaria mayor de 36 m<sup>2</sup>, W<sub>m</sub> podrá reducirse, tomando su valor en kN/m<sup>2</sup> igual a

$$0.6 + \frac{7.8}{\sqrt{A}}$$

$$\left( 60 + \frac{780}{\sqrt{A}} ; \text{ en kg/m}^2 \right)$$

donde A es el área tributaria en m<sup>2</sup>. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W<sub>m</sub>, una carga de 5 kN (500 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligeros con cubierta rigidizante, se considerará en lugar de W<sub>m</sub>, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 2.5 kN (250 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1 kN (100 kg) para el diseño de la cubierta, en ambos casos ubicadas en la posición más desfavorable.

Se considerarán sistemas de piso ligero aquéllos formados por tres o más miembros aproximadamente paralelos y separados entre sí no más de 800 mm y unidos con una cubierta de madera contrachapada, de duelas de madera bien clavadas u otro material que proporcione una rigidez equivalente.

<sup>2</sup> Para elementos con área tributaria mayor de 36 m<sup>2</sup>, W<sub>m</sub> podrá reducirse, tomando su valor en kN/m<sup>2</sup> igual a

$$1.1 + \frac{8.5}{\sqrt{A}}$$

$$\left( 110 + \frac{850}{\sqrt{A}} ; \text{ en kg/m}^2 \right)$$

donde A es el área tributaria en m<sup>2</sup>. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de W<sub>m</sub>, una carga de 10 kN (1000 kg) aplicada sobre un área de 500×500 mm en la posición más crítica.

Para sistemas de piso ligero con cubierta rigidizante, definidos como en la nota 1, se considerará en lugar de W<sub>m</sub>, cuando sea más desfavorable, una carga concentrada de 5 kN (500 kg) para el diseño de los elementos de soporte y de 1.5 kN (150 kg) para el diseño de la cubierta, ubicadas en la posición más desfavorable.

<sup>3</sup> En áreas de comunicación de casas de habitación y edificios de departamentos se considerará la misma carga viva que en el inciso (a) de la tabla 6.1.1.

<sup>4</sup> Para el diseño de los pretilas y barandales en escaleras, rampas, pasillos y balcones, se deberá fijar una carga por metro lineal no menor de 1 kN/m (100 kg/m) actuando al nivel de pasamanos y en la dirección más desfavorable.

<sup>5</sup> En estos casos deberá prestarse particular atención a la revisión de los estados límite de servicio relativo a vibraciones.

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

<sup>7</sup> Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por tinacos y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse en o colgarse del techo. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales.

Adicionalmente, los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 1 kN (100 kg) en la posición más crítica.

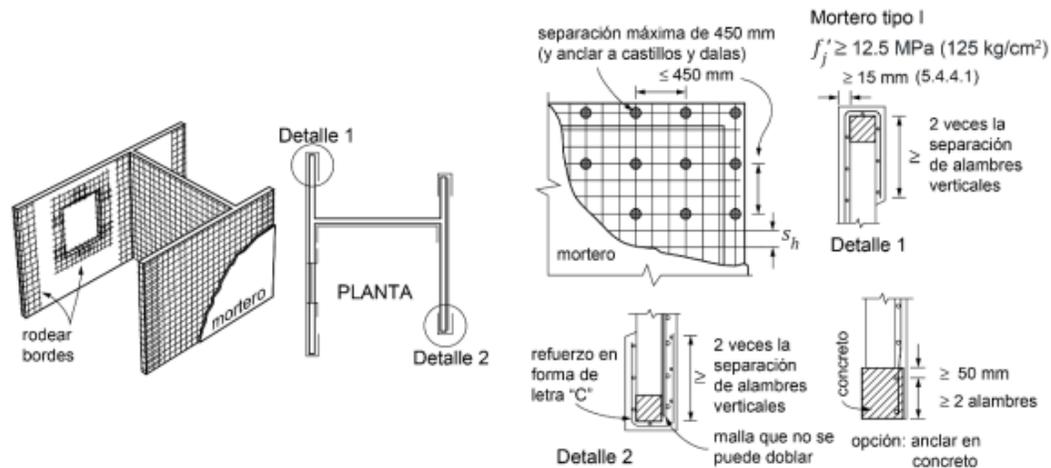
Figura 44. Extracto de NTC aplicable CDMX 2017 cuando se realizó el estudio – cargas vivas unitarias

## 6.2 Norma base para reforzamiento muros de rigidez

15 de diciembre de 2017

GACETA OFICIAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

643



**Figura 0.5 Refuerzo con malla de alambre soldado y recubrimiento de mortero**

Se aceptará ahogar la malla en el concreto; para ello, deberán ahogarse cuando menos dos alambres perpendiculares a la dirección de análisis, distando el más próximo no menos de 50 mm de la sección considerada (figura 0.5). Si para fijar la malla de alambre soldado se usan conectores instalados a través de una carga explosiva de potencia controlada o clavos de acero, la separación máxima será de 450 mm.

Las mallas deberán rodear los bordes verticales de muros y los bordes de las aberturas. Si la malla se coloca sobre una cara del muro, la porción de malla que rodea los bordes se extenderá al menos dos veces la separación entre alambres transversales. Esta porción de malla se anclará de modo que pueda alcanzar su esfuerzo especificado de fluencia.

Si el diámetro de los alambres de la malla no permite doblarla alrededor de bordes verticales de muros y los bordes de aberturas, se aceptará colocar un refuerzo en forma de letra 'C' hecho con malla de calibre no inferior al 10 (3.43 mm de diámetro) que se traslape con la malla principal según lo indicado en el inciso 0.

Se admitirá que la malla se fije en contacto con la mampostería.

### 3.3.7 Traslape de barras

La longitud de traslape y posición de los traslapes del refuerzo longitudinal en castillos de muros confinados se hará de acuerdo con el inciso 0 y en muros con refuerzo interior de acuerdo con el inciso 0. Para el traslape de mallas de alambre soldado se seguirá lo señalado en el inciso 0.

En dalas, no se admite traslapar más del 50% del refuerzo en una sola sección.

La longitud de traslapes de barras en concreto se determinará según lo especificado en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, con excepción de lo requerido en los incisos 0 y 0.

No se aceptan uniones de barras soldadas.

#### 3.3.7.1 Traslape de barras verticales en castillos de muros confinados

La longitud de traslape del acero longitudinal en castillos internos o externos de mampostería confinada se calculará de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, con excepción de lo requerido en este inciso.

En el primer nivel de mampostería de la estructura, el refuerzo longitudinal se podrá traslapar sólo en el tercio medio del entrepiso y los estribos en toda la longitud del traslape tendrán una separación menor o igual que  $h_c/2$ .

Cuando se requiera traslapar más del 50% del refuerzo en una sola sección del castillo, la longitud de traslape calculada se incrementará en  $20d_b$  (figura 0.6.a).

Figura 45. Extracto de NTC aplicable CDMX 2017 cuando se realizó el estudio – procedimiento y consideraciones de refuerzo para muros de mampostería



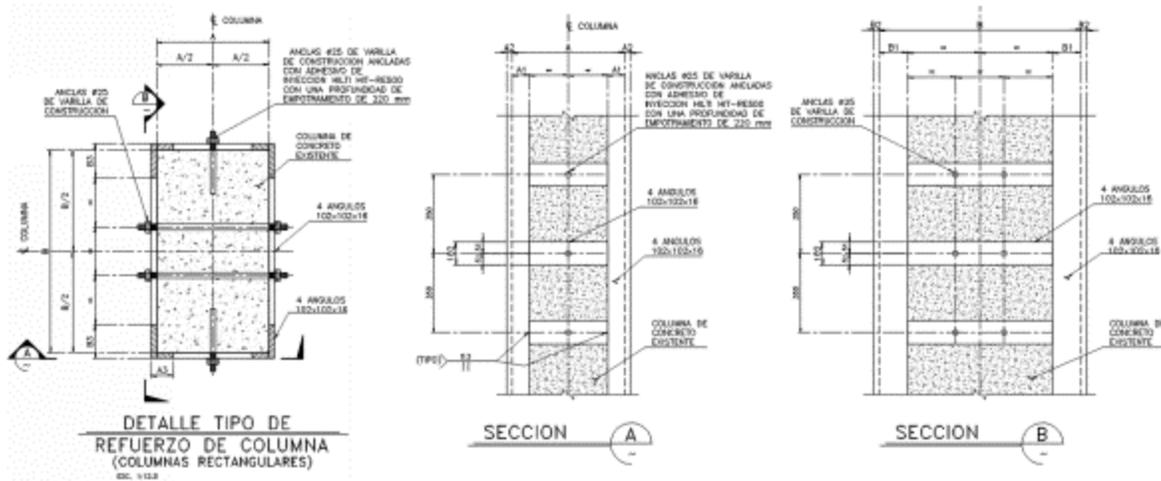


Figura 47. Planteamiento preliminar de reforzamiento

## 7.2 PLANTEAMIENTO GENERAL DE REFUERZO EN TRABES

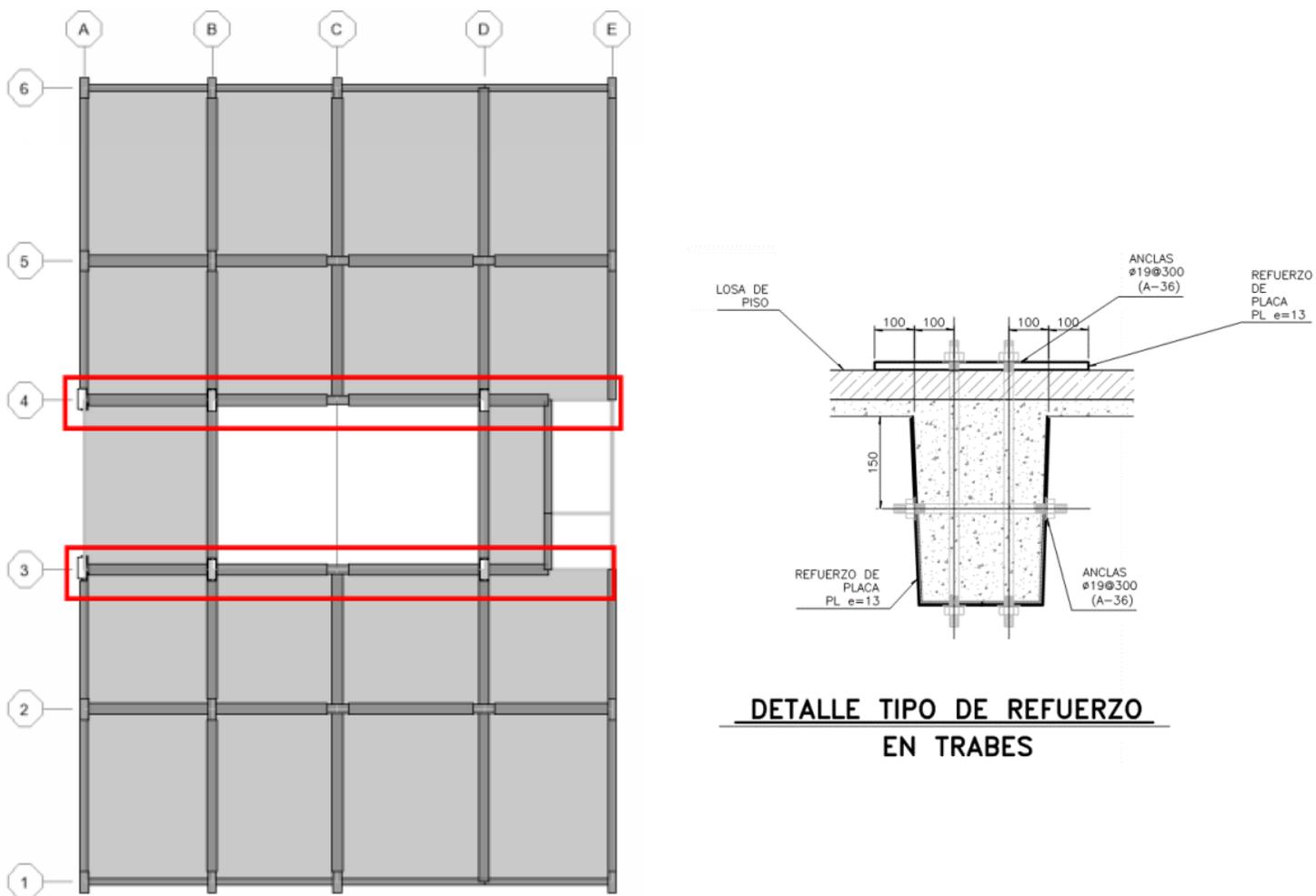


Figura 48. Planta general de ubicación de traveses a reforzar y detalle preliminar propuesto para el reforzamiento (en recuadros rojos)

### PLANTEAMIENTO GENERAL DE REFUERZO EN MUROS

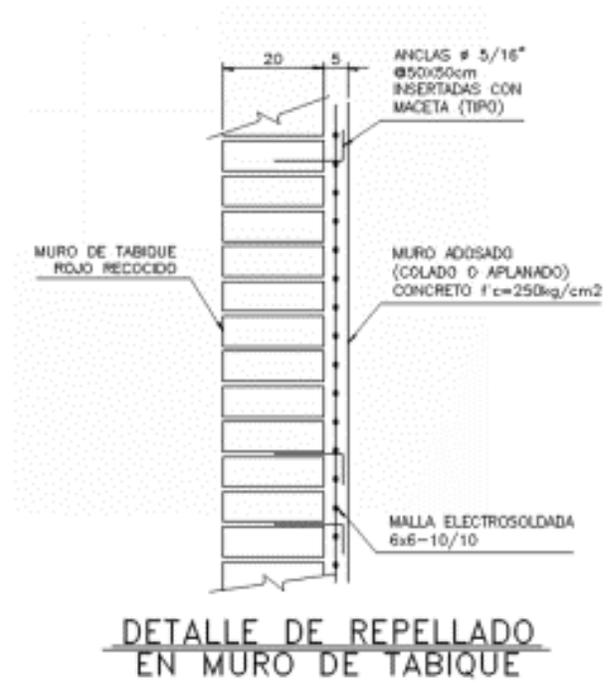
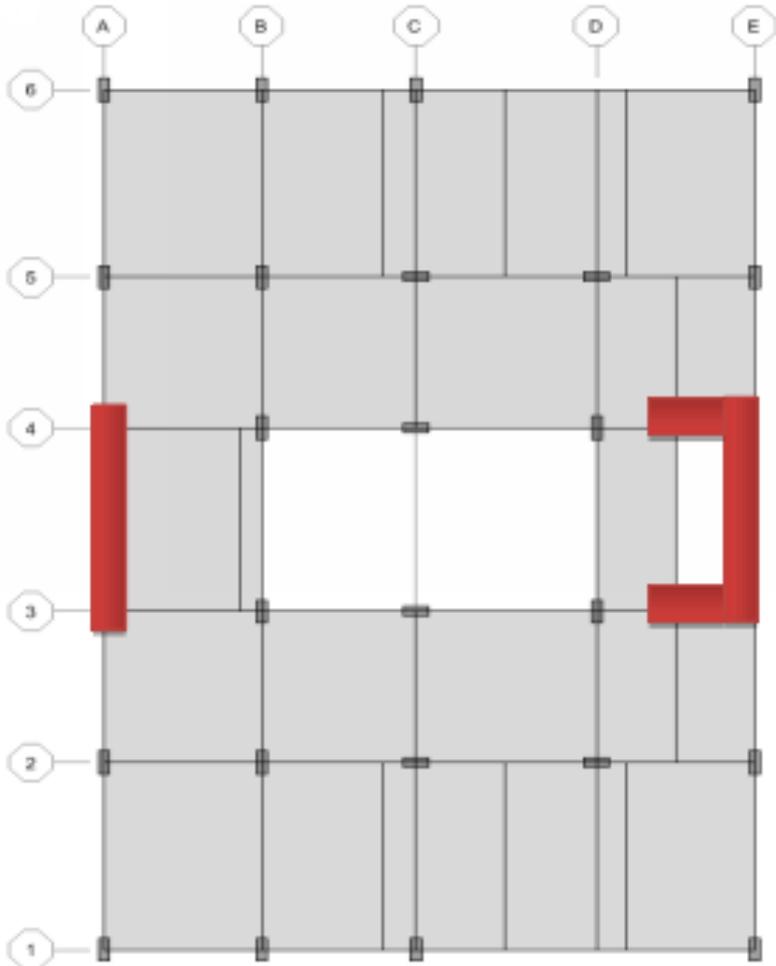


Figura 49. Planta general de ubicación de muros a reforzar y detalle preliminar propuesto para el refuerzo (en rojo)

Previo a inicio de trabajos se indica requerimiento de apuntalamiento del inmueble para salvaguardar la integridad de los trabajadores que ahí laboren, basado en el área tributaria de cada elemento y los niveles que soporta, considerando 600 kg/m<sup>2</sup> (peso de losas + carga viva de construcción).

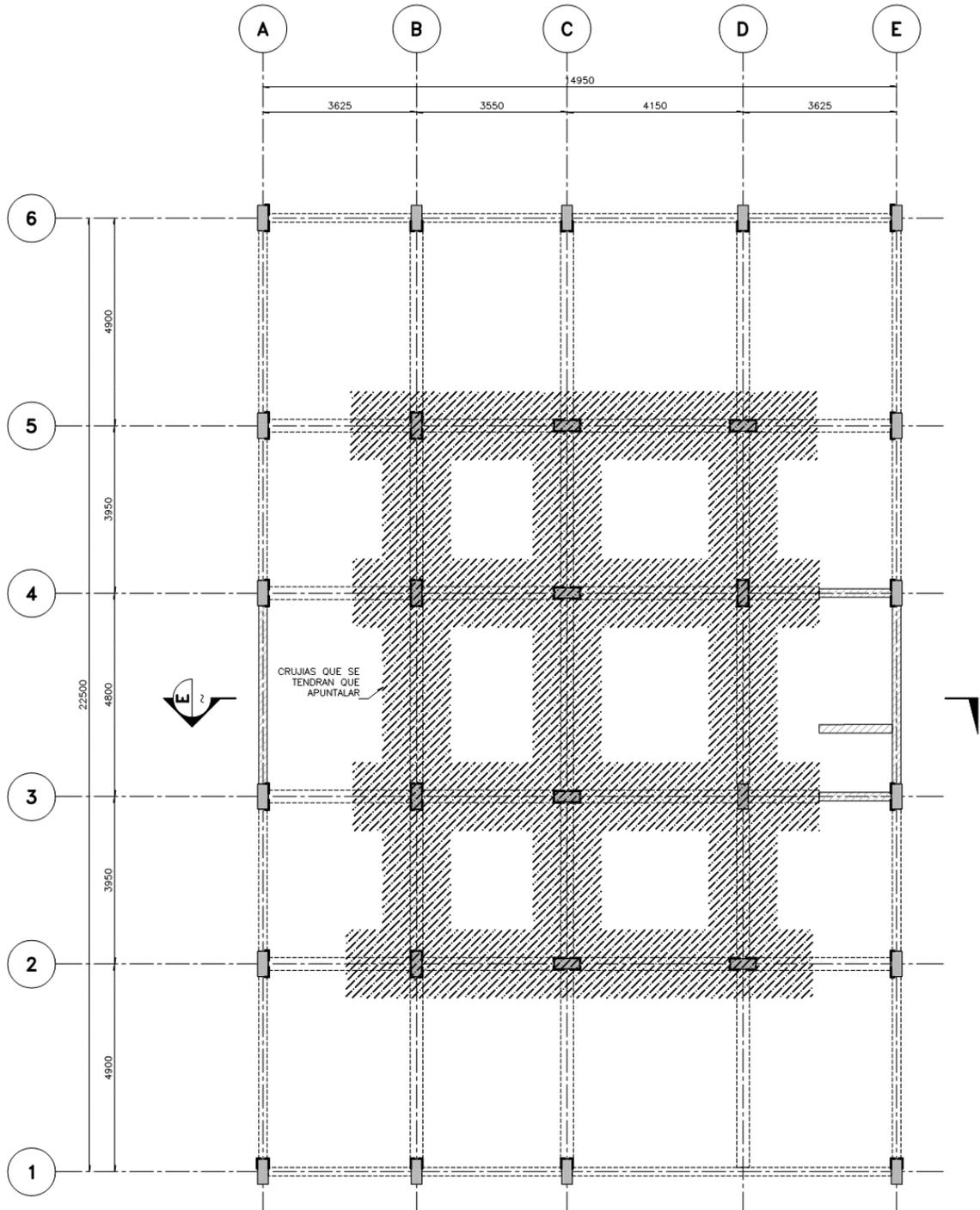
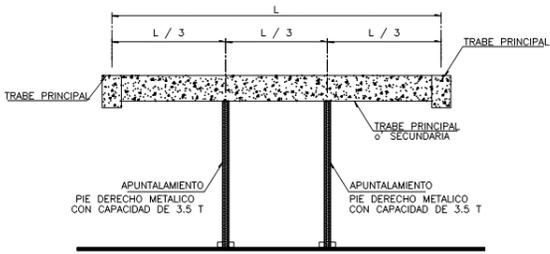
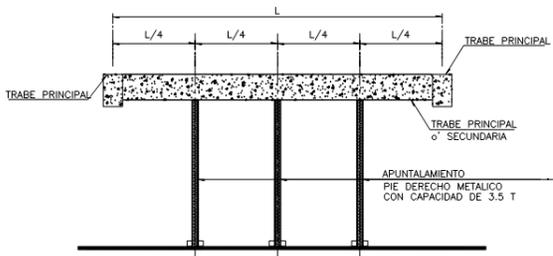


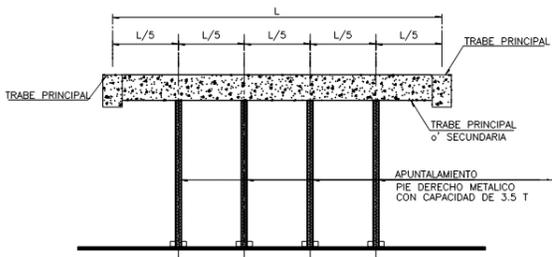
Figura 50. Planta general de apuntalamiento para asegurar inmueble y disminuir riesgos durante el proceso de reforzamiento de la estructura



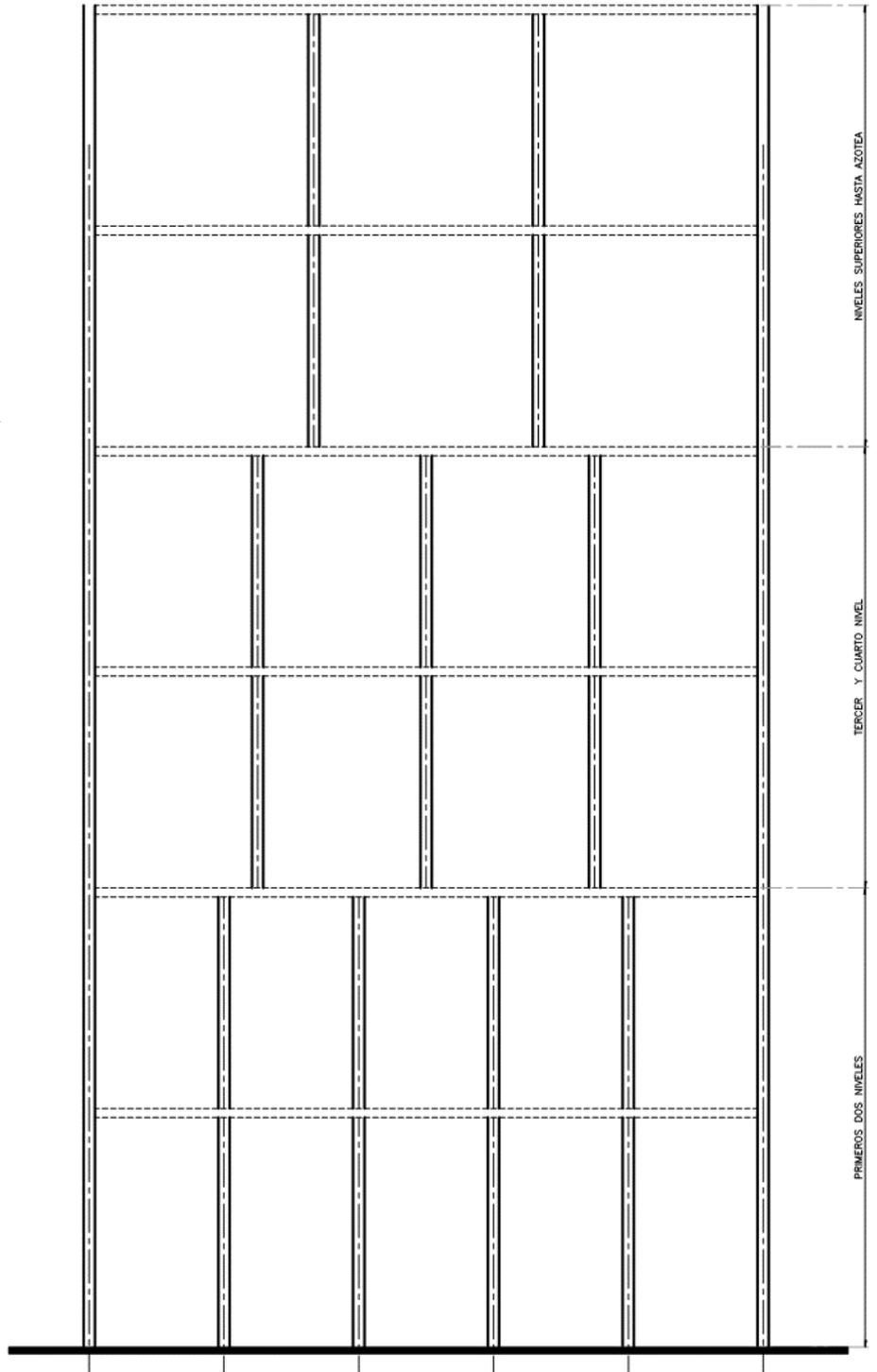
**DETALLE DE APUNTALAMIENTO TEMPORAL**



**DETALLE DE APUNTALAMIENTO TEMPORAL**



**DETALLE DE APUNTALAMIENTO TEMPORAL**



**SECCION**



Figura 51. Sección general de apuntalamiento y detalles de posición de puntales

## **8. REVISIÓN ESTRUCTURAL - LÍMITES DE RESISTENCIA Y SERVICIO**

### **8.1 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA**

Se tomaron los criterios del capítulo III del actual reglamento de construcciones para el Distrito Federal (Criterios de Diseño Estructural) y sus Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, que consideran el criterio de resistencia última para estructuras de acuerdo con el “artículo 139 del reglamento de construcción vigente”.

Se diseñará un factor de Comportamiento Sísmico  $Q=2$ , de acuerdo con su ubicación se toman los factores para diseño sísmico de acuerdo con la mecánica de suelos

#### DESCRIPCIÓN DEL TIPO DE ESTRUCTURACIÓN.

El sistema estructural está constituido por marcos rígidos de concreto en ambas direcciones, esto para proporcionar la rigidez necesaria a la estructura contra fuerza accidentales laterales con ayuda de algunas crujías con elementos de rigidez como muros existentes y/o elementos de acero nuevos, el de sistema de entrepiso está basado atreves de una losa nervada .

La cimentación consiste en una losa apoyada sobre pilotes de fricción conforme indica mecánica de suelos y los levantamientos realizados.

### **8.2 ANÁLISIS ESTRUCTURAL**

El análisis de la estructura se realizó mediante el programa comercial ETABS el cual permitió modelar de manera tridimensional el edificio, así como todos sus elementos estructurales, tales como; trabes, columnas, etc. Este programa idealiza a los materiales con comportamiento elástico lineal y al calcular la respuesta de las estructuras, considera las deformaciones por efecto de flexión, carga axial, cortante y torsión.

La superestructura se analizó bajo las combinaciones de carga descritas en el siguiente capítulo y se obtuvieron como resultado desplazamientos y elementos mecánicos para el diseño de los miembros. Se verificó que en ningún caso se excedieran los estados límites de servicio permisibles

### **8.3 CRITERIOS DE DISEÑO**

Se tomaron los criterios del capítulo III del actual reglamento de construcciones para el Distrito Federal (Criterios de Diseño Estructural) y sus Normas Técnicas Complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones, que consideran el criterio de resistencia última para estructuras del Grupo B de acuerdo con el “artículo 139 del reglamento”.

De acuerdo con el apartado 3.4 de las Normas antes citadas, se afectaron las acciones por los siguientes factores de cargas:

- 1.3 para la combinación de cargas permanentes (carga muerta)
- 1.5 para la combinación de cargas variables (carga viva) con intensidad máxima.
- 1.3 para la combinación de cargas permanentes más cargas variables

Se tomaron los factores de resistencia especificados en el apartado 3.7 de las Normas Técnicas Complementarias para el diseño de Estructuras de Concreto.

Las resistencias fueron afectadas por los factores de resistencia como sigue:

- **Columnas de concreto reforzado:**

**3.7 Factores de resistencia**

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, las resistencias deben afectarse por un factor de reducción,  $F_R$ . Con las excepciones indicadas en el texto de estas Normas, los factores de resistencia tendrán los valores siguientes:

- a)  $F_R = 0.9$  para flexión.
- b)  $F_R = 0.75$  para cortante y torsión.
- c)  $F_R = 0.65$  para transmisión de flexión y cortante en losas o zapatas.
- d) Para flexocompresión:
  - $F_R = 0.75$  cuando el elemento falle en tensión;
  - $F_R = 0.75$  cuando el núcleo esté confinado con refuerzo transversal circular que cumpla con los requisitos del inciso 6.1.4, o con estribos que cumplan con los requisitos de los incisos 7.3.4, 8.3.4 o 9.3.4, según el valor de Q usado.
  - $F_R = 0.65$  si el núcleo no está confinado y la falla es en compresión.
- e) Para aplastamiento:
  - $F_R = 0.65$

Para calcular los factores de reducción  $F_R$  de elementos a flexión o flexocompresión se permite usar las disposiciones del apéndice A.

Las resistencias reducidas (resistencias de diseño) son las que, al dimensionar, se comparan con las fuerzas internas de diseño que se obtienen multiplicando las debidas a las cargas especificadas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, por los factores de carga ahí prescritos.

Figura 52. Extracto NTC aplicables, factores de resistencia

A continuación, se presenta una tabla con los factores de resistencia de acuerdo con el LRFD-AISC2015, utilizados para el diseño de elementos de acero y sus respectivas conexiones:

Situaciones	Factores de Resistencia $\phi$
<b>Aplastamiento en áreas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo cargas concentradas, cortante en tornillos en juntas tipo fricción.</b>	<b>1.00</b>
<b>Vigas sometidas a flexión, corte, filete de soldadura con esfuerzos paralelos al eje de soldadura, soldadura de ranura en el metal base.</b>	<b>0.90</b>
<b>Columnas, aplastamiento del alma, distancias al borde y capacidad de aplastamiento en agujeros.</b>	<b>0.85</b>
<b>Cortante en el área efectiva de soldaduras de ranura con penetración completa, tensión normal al área efectiva de soldadura de ranura con penetración parcial.</b>	<b>0.80</b>
<b>Tornillos a tensión, soldaduras de tapón o muescas, fractura en la sección neta de miembros a tensión.</b>	<b>0.75</b>
<b>Aplastamiento en tornillos (que no sean del tipo A307)</b>	<b>0.65</b>
<b>Aplastamiento en tornillos A307, aplastamiento en cimentaciones de hormigón.</b>	<b>0.60</b>

Figura 53. factores de resistencia de acuerdo con el LRFD-AISC2015

## 8.4 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Se presentan las características de los materiales empleados para el análisis y diseño:

ELEMENTO	MATERIAL	PROPIEDADES.	
LOSAS	CONCRETO	$f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$	$E= 221359 \text{ Kg/cm}^2$
COLUMNAS	CONCRETO	$f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$	$E= 221359 \text{ Kg/cm}^2$
TRABES	CONCRETO	$f'c=250 \text{ Kg/cm}^2$	$E= 221359 \text{ Kg/cm}^2$
Acero (A-50)	Acero	$f'c=3515 \text{ Kg/cm}^2$	$E=2039000\text{Kg/cm}^2$

Tabla 7. Propiedades de los materiales para el análisis y diseño estructural

## 8.5 ANÁLISIS DE CARGAS

Para el análisis estructural se estimaron las cargas muertas en base a los acabados, instalaciones y plafones que se colocaran en cada entepiso, así mismo se establecieron las cargas vivas de acuerdo con la tabla 6.1.1 (cargas Vivas Unitarias) establecidas en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

HABITACIONAL			
	kg/m2		
<b>CARGAS MUERTAS</b>			
LOSA CONCRETO h=16.9	405		
ACABADOS	70		
INSTALACIONES	20		
MUROS	50		
SOBRECARGA	40		
	<u>585</u>		kg/m2
<b>CARGAS VIVAS</b>			
MÁXIMA	190		kg/m2
INSTANTÁNEA	100		kg/m2

AREAS COMUNES			
	kg/m2		
<b>CARGAS MUERTAS</b>			
LOSA CONCRETO h=16.9	405		
ACABADOS	70		
INSTALACIONES	20		
MUROS	50		
SOBRECARGA	40		
	<u>585</u>		kg/m2
<b>CARGAS VIVAS</b>			
MÁXIMA	350		kg/m2
INSTANTÁNEA	250		kg/m2

ESTACIONAMIENTOS			
	kg/m2		
<b>CARGAS MUERTAS</b>			
LOSA CONCRETO h=16.9	405		
ACABADOS	10		
INSTALACIONES	20		
MUROS	20		
SOBRECARGA	455		kg/m2
<b>CARGAS VIVAS</b>			
MÁXIMA	250		kg/m2
INSTANTÁNEA	100		kg/m2

Tabla 8. Consideraciones de carga para niveles habitacionales, áreas comunes y estacionamientos

## 8.6 FACTOR DE COMPORTAMIENTO SÍSMICO

De acuerdo con la clasificación de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en la tabla (4.2.1 Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas). Para la estructura analizada se tendrán los siguientes valores:

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	$\gamma_{max}$
Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015

Tabla 9. Consideraciones de ductilidad

## 8.7 FACTOR DE REGULARIDAD

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

Las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo establecen una clasificación y asignan un factor que corresponde a las condiciones de regularidad del edificio en su apartado (5. Condiciones de regularidad).

A continuación, se muestra una tabla con el desglose de estos requisitos y el cumplimiento o no de ellos.

Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.

### CUMPLE.

La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.

$$\frac{h}{b} = \frac{24 \text{ m}}{14.95 \text{ m}} = 1.60$$

$$\frac{h}{b} < 4 \text{ por lo tanto: CUMPLE.}$$

La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.

$$\frac{L}{b} = \frac{22.5 \text{ m}}{14.95 \text{ m}} = 1.50$$

$$\frac{L}{b} < 4 \text{ por lo tanto: CUMPLE.}$$



En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente. La estructura contiene de salientes y entrantes considerables, por lo tanto: **CUMPLE**.



En Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido.

Cada nivel está provisto de un sistema de piso a base de losa ligera, el cual es considerado un sistema de piso rígido, por lo tanto: **CUMPLE**.

El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.



En ciertos niveles, hay huecos que en conjunto exceden el 20 por ciento del área de la planta, por lo tanto: **NO CUMPLE**

El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior. por lo tanto: **NO CUMPLE**

En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.

En ningún caso, se presenta una variación de área de un piso respecto al inmediato inferior mayor al 110 por ciento, por lo tanto: **CUMPLE.**

Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.

En el presente proyecto, todos los niveles cuentan con sistemas resistentes ortogonales, por lo tanto: **CUMPLE.**

Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción.

**CUMPLE.**

La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

**CUMPLE.**

En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de la misma.

**CUMPLE.**

En sistemas diseñados para  $Q$  de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para  $Q$  igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

**CUMPLE.**

Debido a que la estructura no cumple con dos de los lineamientos estipulados, el factor de reducción de  $Q'$  se toma igual a 0.8

## 8.8 FACTOR DE HIPERESTATICIDAD

Para la determinación del factor de hiperestaticidad, se siguió con lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo en el apartado “3.5. Factor de sobre-resistencia”.

De acuerdo con la estructuración, el factor de corrección por hiperestaticidad, es igual para la dirección “x, y”:  $k_1 = 1.00$ . Para los sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujeas resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis;

### ACCIONES

Se presenta, a continuación, los estados de cargas considerados para el análisis y diseño de la estructura en cuestión cuya clasificación de acuerdo con su duración se encuentra en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, en su apartado “2. Acciones de diseño” en el inciso “2.1 Tipos de acciones, según su duración”.

#### a) Peso Propio (P.P.)

Con las dimensiones y las características de los materiales, el programa de análisis determina el peso propio de los elementos estructurales.

#### b) Sobrecarga Muerta (CM)

Este estado de carga involucra todas las cargas adicionales al peso propio de la losa tales como: acabados de piso, rellenos, instalaciones etc.

#### c) Carga Viva Máxima (CVM)

Se consideraron las cargas vivas con intensidad máxima en base a las Normas Técnicas Complementarias sobre criterios para el Diseño Estructural de las edificaciones en su tabla 6.1 (cargas vivas unitarias)

#### d) Carga Viva Instantánea (CVR)

Se consideraron las cargas vivas instantáneas en base a las Normas Técnicas Complementarias sobre criterios para el Diseño Estructural de las edificaciones en su tabla 6.1 (cargas vivas unitarias)

#### e) Carga Viva Media (CVMED)

Se consideraron las cargas vivas instantáneas en base a las Normas Técnicas Complementarias sobre criterios para el Diseño Estructural de las edificaciones en su tabla 6.1 (cargas vivas unitarias)

#### f) Carga Accidental de Sismo (SX y SY)

Se realizó el análisis sísmico dinámico de acuerdo con lo marcado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, obteniéndose los datos para la elaboración del espectro sísmico del programa (SASID).

La ubicación del proyecto se consideró en la zona IIIB de acuerdo a la zonificación sísmica del RCDF 2017. Para la estructura, se consideró un factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ .

El espectro empleado se presenta en la figura 1.

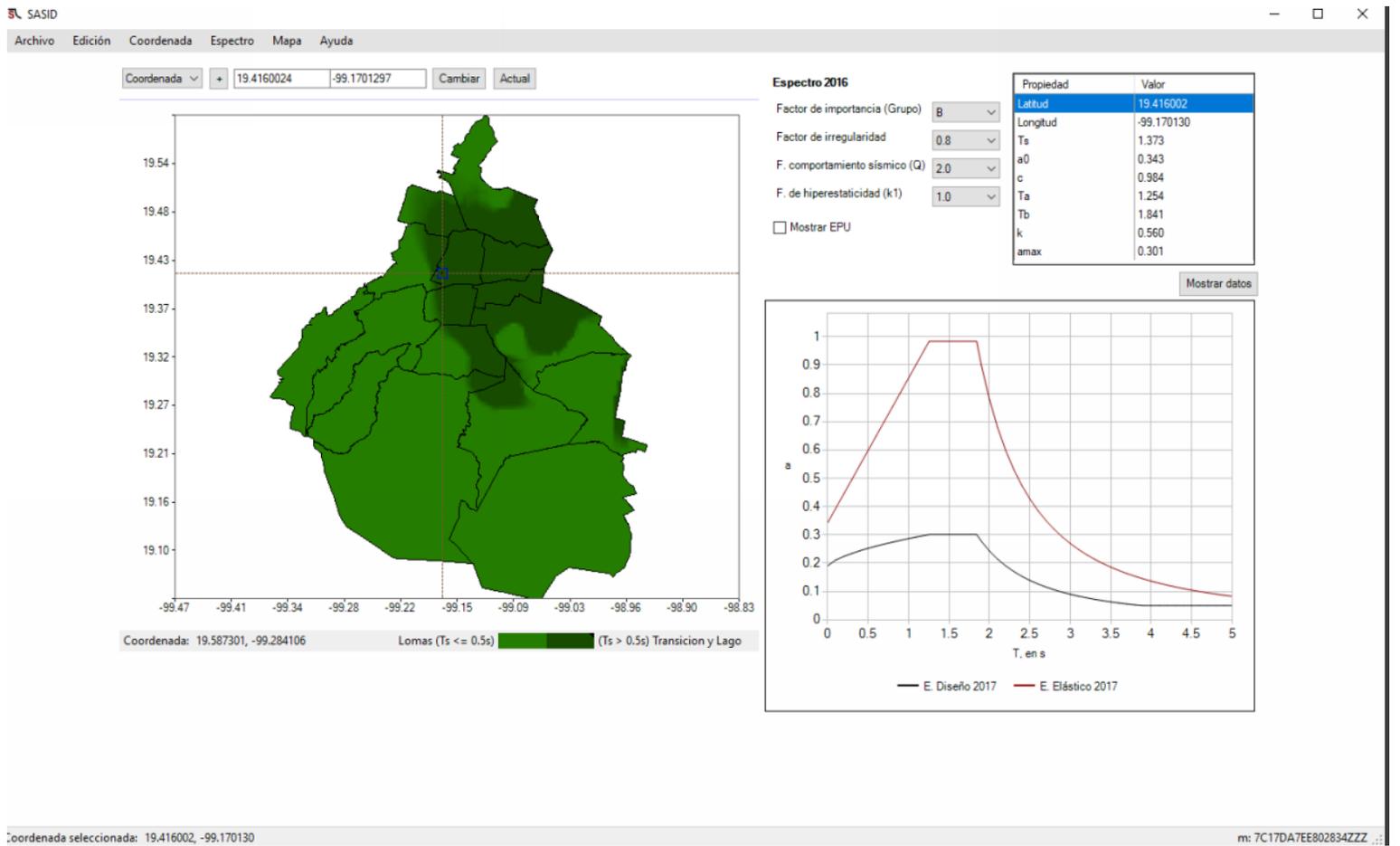


Figura 54. Sismo final definido con el SASID para el análisis de la estructura

## 8.9 DISEÑO POR VIENTO

Clasificación de la estructura:

Por su Importancia :

**B**

Por su respuesta al viento:

**Tipo 1**

Determinación de la velocidad de diseño:

$$V_d = F_{TR} * F_{\alpha} * V_R$$

$F_{TR}$  = Factor de topografía

$F_{\alpha}$  = Factor de variación de velocidad con la altura

$V_R$  = Velocidad regional (km/h)

Categoría del terreno según su rugosidad

Factor de exposición  $F_{\alpha}$

$$F_{\alpha} = (z/10)^{\alpha}$$

$$z = 30 \text{ m}$$

$\alpha$  = Exponente que determina la forma de variación de la vel. Del viento con la altura

Velocidad Regional

$$V_R = \begin{matrix} 129.6 & \text{km/h} \\ 36 & \text{m/s} \end{matrix}$$

Categoría : **R3** (Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, campo abierto).

$$\delta = 390 \text{ m}$$

$$\alpha = 0.156$$

Factor de topografía

Sitio: **T3**

$$F_{TR} = 0.88$$

$$F_{\alpha} = 1.187$$

$$V_d = 37.60 \text{ m/s}$$

$$p_z = 0.048 * C_p * V_d^2$$

Area de influencia

<b>Cp</b>	<b>Pz</b>
-----------	-----------

Muros Barlovento

<b>0.80</b>	<b>54.30</b>	Kg/m <sup>2</sup>
-------------	--------------	-------------------

Sotavento

<b>-0.40</b>	<b>-27.15</b>	Kg/m <sup>2</sup>
--------------	---------------	-------------------

Muro lateral

<b>-0.80</b>	<b>-54.30</b>	Kg/m <sup>2</sup>
--------------	---------------	-------------------

Planos

<b>-0.80</b>	<b>-54.30</b>	Kg/m <sup>2</sup>
--------------	---------------	-------------------

## 8.10 COMBINACIONES Y CASOS DE CARGA CONSIDERADOS EN EL MODELO MATEMÁTICO

COMBINACIONES DE CARGA NTC						
COMBINACIONES	CM	CVM	CVR	FACH	SX	SY
COMB 1	1.3	1.5		1.3		
COMB 2	1.1		1.1	1.1	1.1	0.33
COMB 3	1.1		1.1	1.1	0.33	1.1
FLECHAS	1	1		1		
DES X	1		1	1	Q	0.2Q
DES Y	1		1	1	0.2Q	Q

Tabla 10. Combinaciones de carga para análisis y diseño

<b>CM</b>	CARGA MUERTA.
<b>CVM</b>	CARGA VIVA MAXIMA.
<b>CVR</b>	CARGA VIVA REDUCIDA.
<b>FACH ADA</b>	CARGA POR FACHADA/MUROS INTERIORES.
<b>SX</b>	SISMO EN EJE "X".
<b>SY</b>	SISMO EN EJE "Y".

## 8.11 MODELO MATEMÁTICO

A continuación, se presentan algunas imágenes del modelo tridimensional realizado.

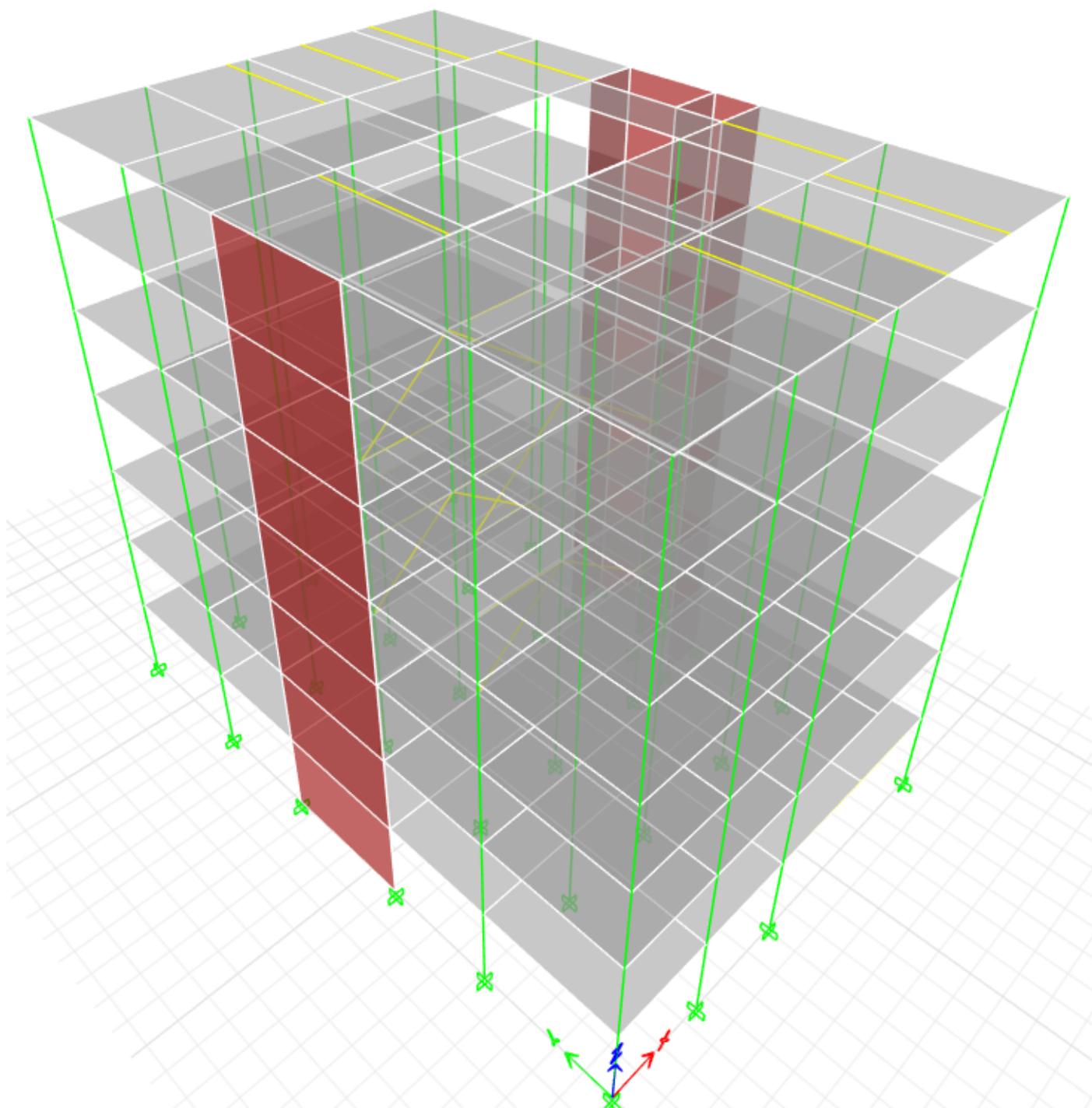


Figura 55. Imagen de modelo 3D realizado para la revisión

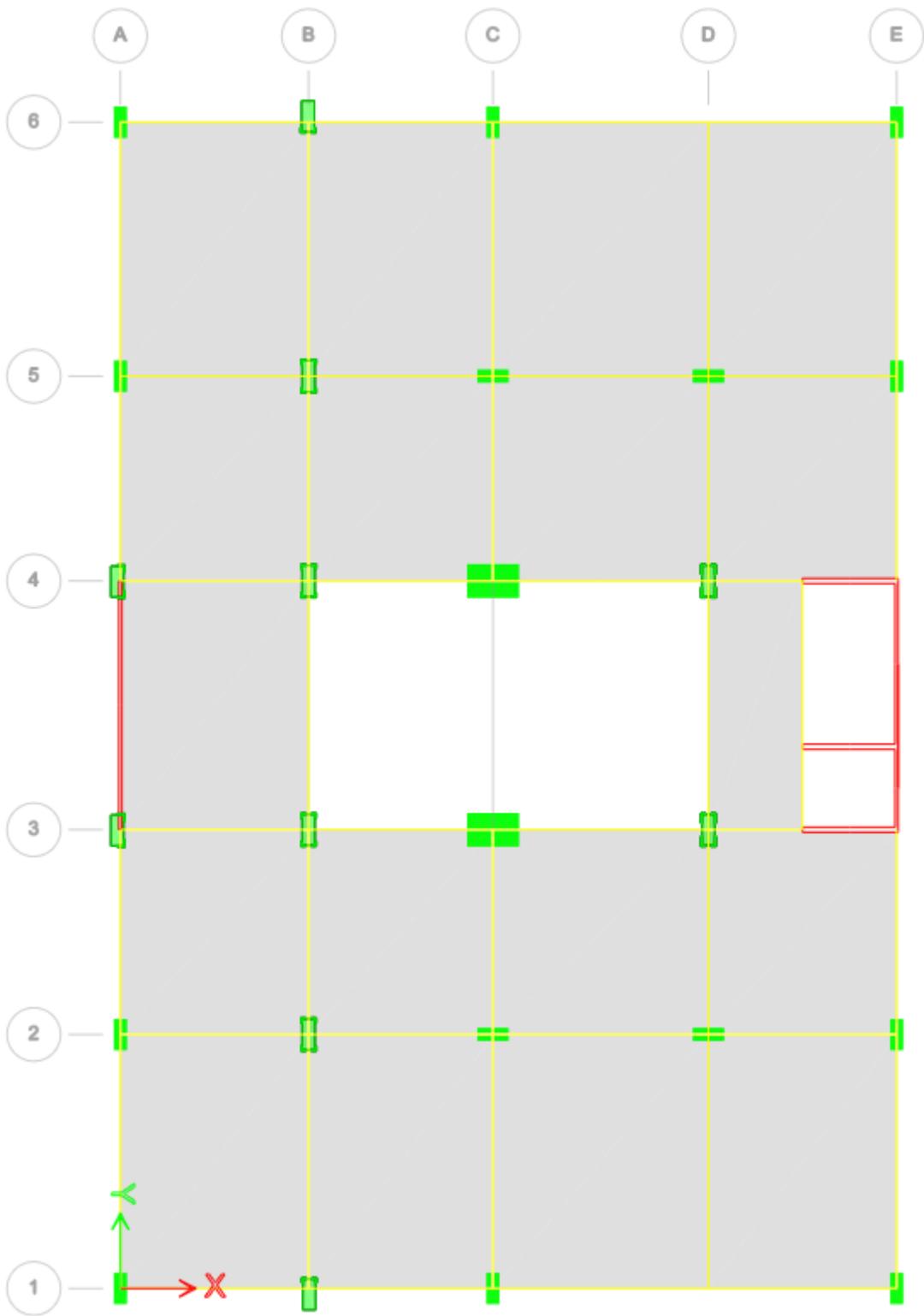


Figura 56. Planta tipo

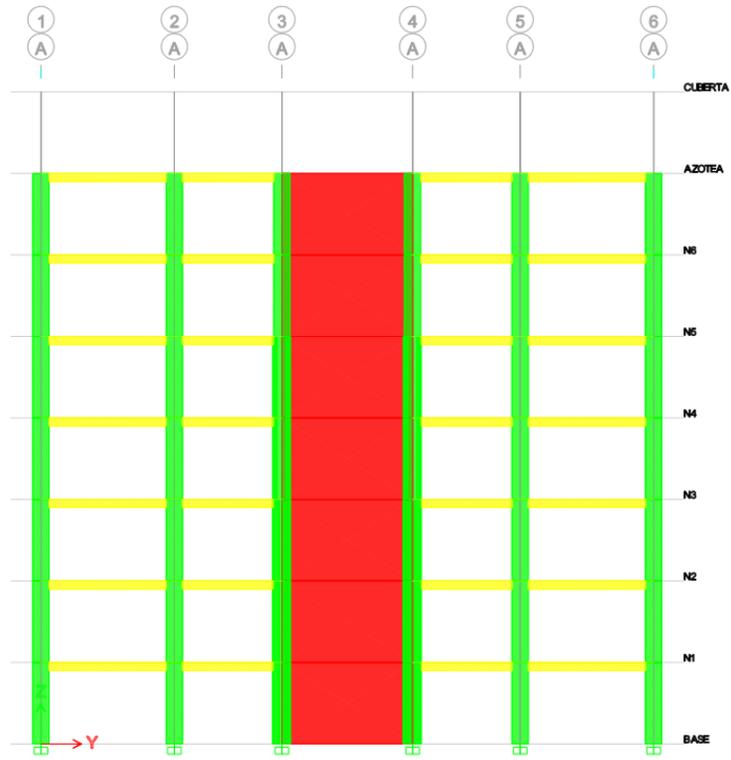


Figura 57. Elevación eje A

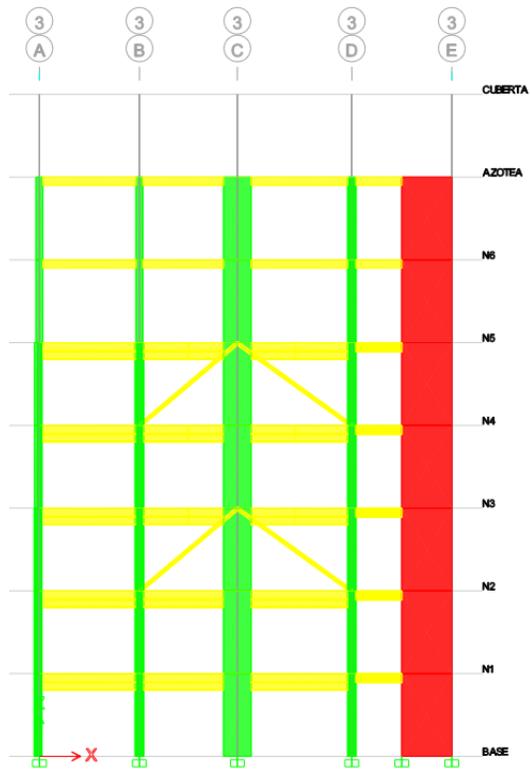


Figura 58. Elevación eje 3

## 8.12 REVISIÓN DE CORTANTE BASAL MÍNIMO

Se presenta a continuación, la revisión del cortante basal mínimo de acuerdo con lo indicado en el inciso (1.7. Cortante basal mínimo) de las NTC.

El peso total de la estructura considerando carga viva instantánea para la torre es de:

CM= 1713.91ton

CVR= 207,13ton

FACH=257,16ton

W0= 2,178.21ton

En la sección "1.7 Cortante basal mínimo" de las Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo, se menciona que la fuerza cortante basal no será menor que la siguiente expresión:

$$a_{\min} W_0$$

Donde la aceleración mínima se tomará igual a ( $a_{\min}=0.03$ ) cuando el periodo del suelo ( $T_s < 0.5$  s) y una aceleración mínima de ( $a_{\min}=0.05$ ) cuando el periodo del suelo ( $T_s \geq 1.0$  s).

Debido a que nuestro periodo del suelo es de 1.37 s, le corresponde una aceleración de 1.0, por lo que el cortante basal mínimo es de:

$$V_{\min} = (0.05)(2,178.21 \text{ ton}) = 108.91 \text{ ton}$$

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

$$V_{\text{dinámico}} = \sqrt{V_x^2 + V_y^2}$$

Esta expresión es la magnitud vectorial de la resultante de la fuerza cortante en ambas direcciones. Por lo tanto:

**$V_{\text{dinámico } x} = 434.42 \text{ ton vs } 108.91 \text{ ton} - \text{CUMPLE}$**

**$V_{\text{dinámico } y} = 397.94 \text{ ton vs } 108.91 \text{ ton} - \text{CUMPLE}$**

Se puede observar que los valores de los cortantes basales, superan al mínimo establecido, por lo que no es necesario calibrar estos cortantes.

### 8.13 TORSIÓN ACCIDENTAL.

El programa de análisis coloca las fuerzas sísmicas en cada nivel ubicando la posición de centro de masas y centro de rigidez. Los efectos de torsión accidental se consideraron asignando el 10% de excentricidad en el recuadro del programa (Ecc. Ratio All Diaph.) para cada diafragma y el factor antes calculado se multiplica por el valor de la aceleración de la gravedad y se coloca en el recuadro de (Scale Factor).

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

Donde  $b$  es la dimensión de la planta que se considera medida perpendicularmente a la acción sísmica. Además, la excentricidad de diseño en cada sentido no se tomará menor que la mitad del máximo valor de  $e$  calculado para los entrepisos que se hallan abajo del que se considera, ni se tomara el momento torsionante de ese entrepiso menor que la mitad del máximo calculado para los entrepisos que están arriba del considerado.

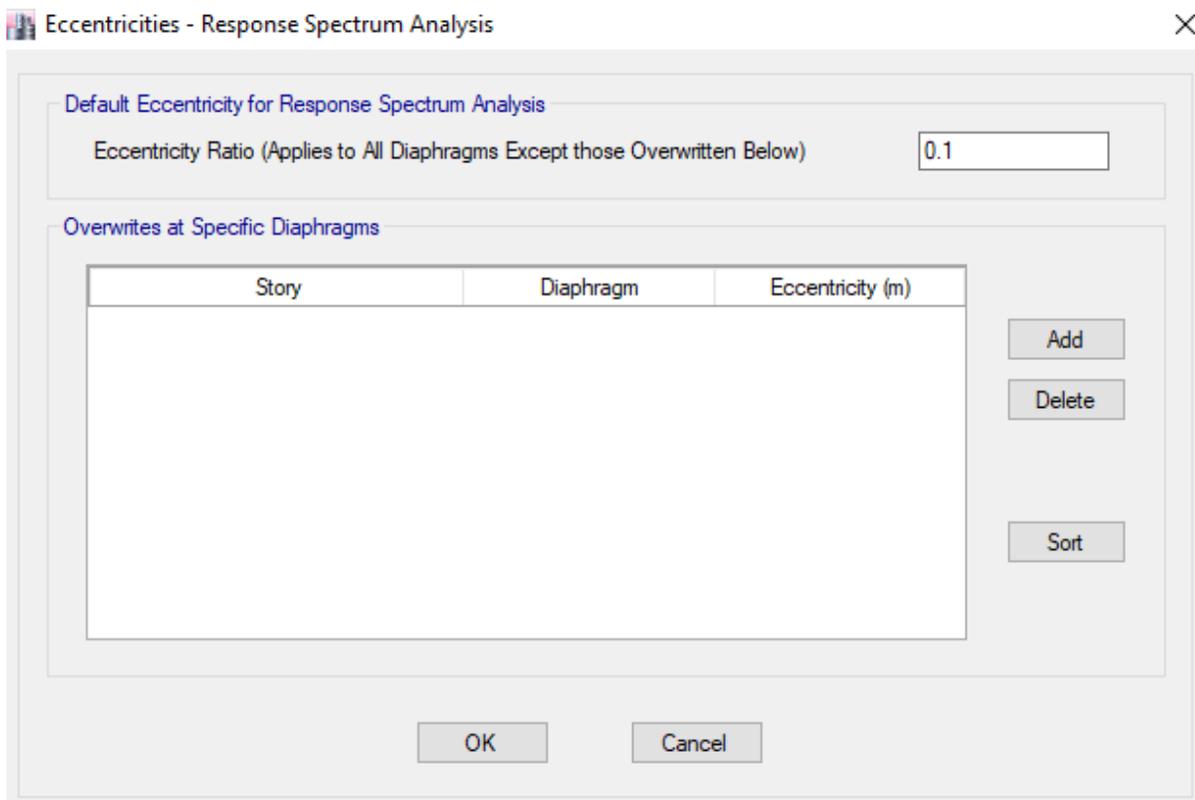


Figura 59. Consideración en modelo para excentricidad

## 8.14 RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA BAJO CONDICIONES SÍSMICAS

Se presentan los modos principales de la estructura:

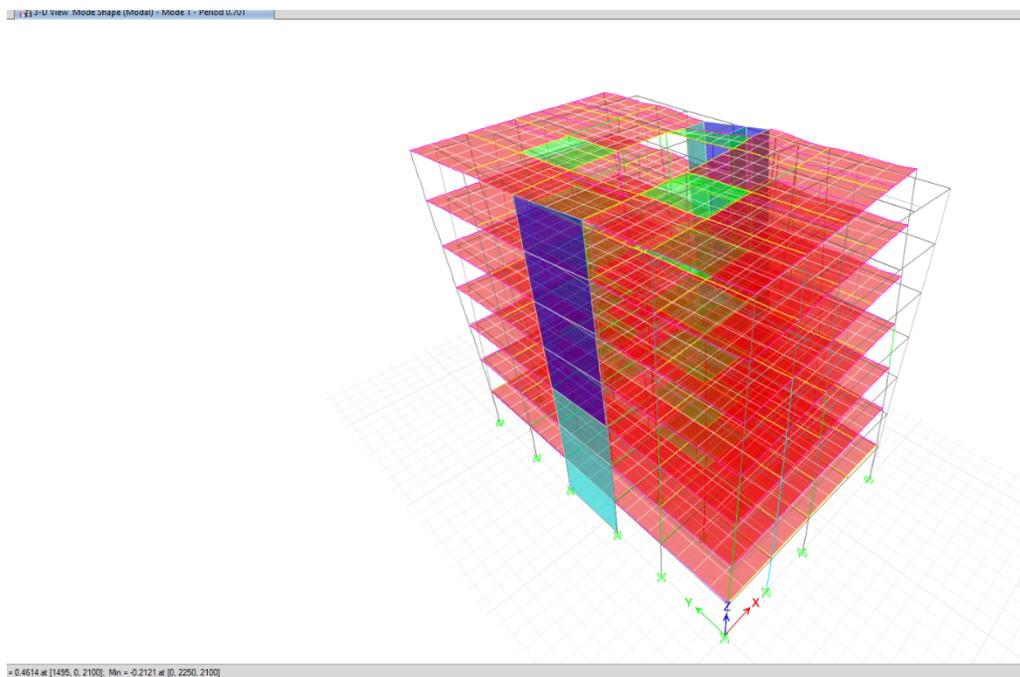


Figura 60. PRIMER MODO DIRECCIÓN X, T= 0.701 s

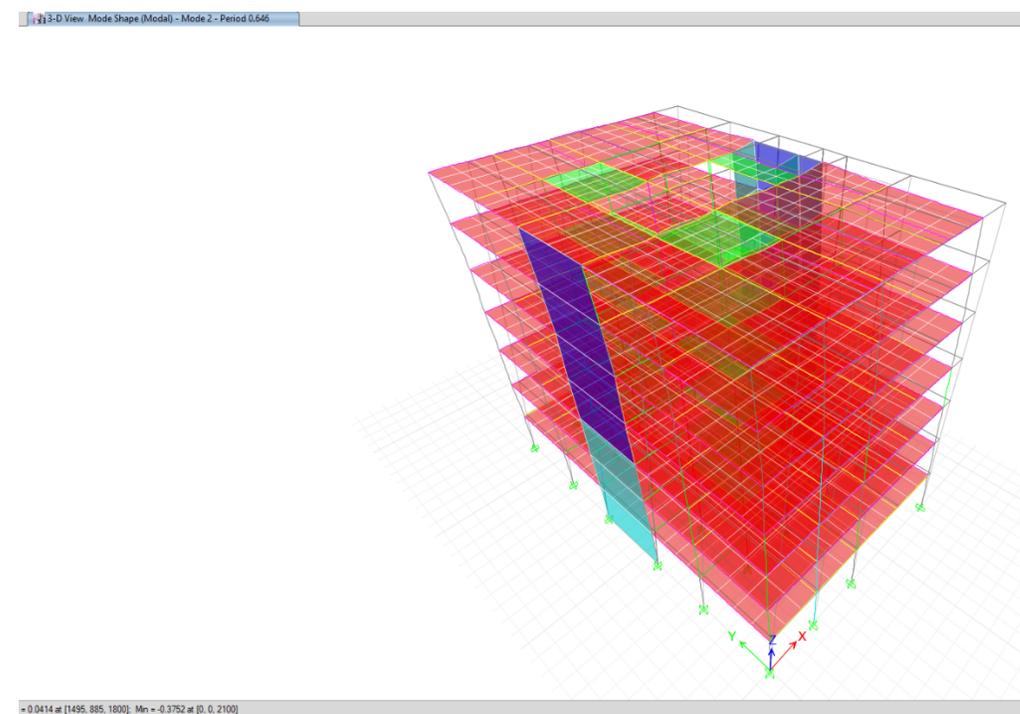
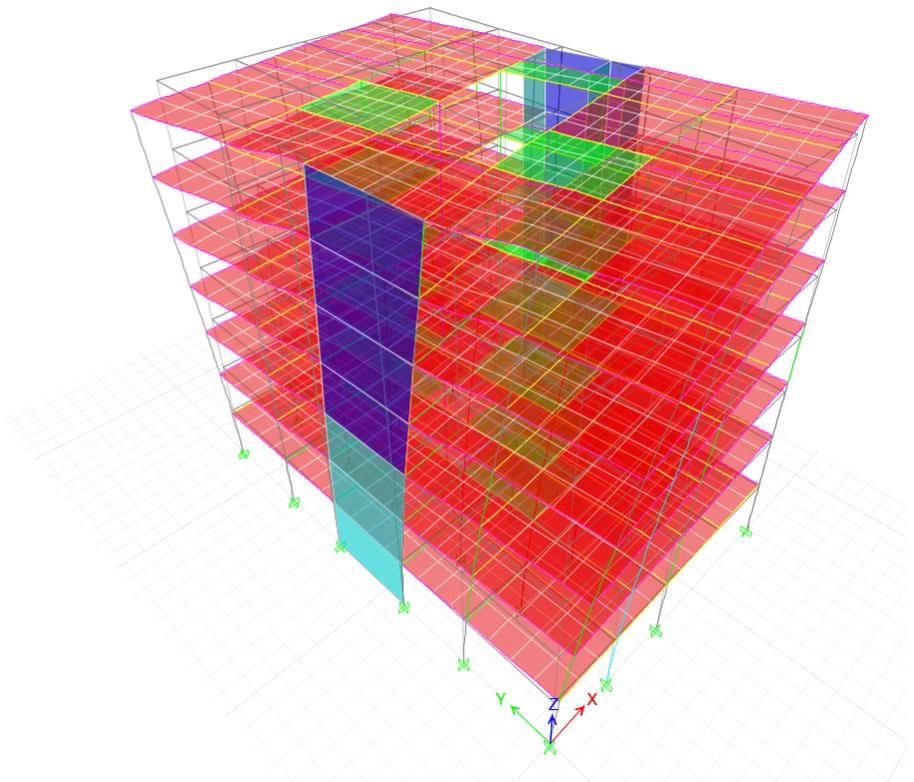


Figura 61. SEGUNDO MODO DIRECCIÓN Y, T= 0.64 s



= 0.4031 at [0, 0, 2100]; Min = -0.4476 at [0, 0, 2100]

Figura 62. TERCER MODO DIRECCIÓN TORSIÓN,  $T= 0.645$  s

## 8.15 REVISIÓN DE DISTORSIONES Y DESPLAZAMIENTOS PERMISIBLES

Se presenta a continuación, las distorsiones y desplazamientos de acuerdo con lo indicado en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por sismo en su apartado (1.8. Revisión de desplazamientos laterales).

### Estado límite de seguridad contra colapso

Para esta revisión, las distorsiones obtenidas se multiplicarán por el factor de comportamiento sísmico (Q) y por el factor de sobre-resistencia (R), el cual se calcula como se muestra a continuación.

$$R = (k_1)(R_0) + k_2$$

Donde,

**R=factor de sobre-resistencia**

**k1=factor de corrección por hiperestaticidad**

**R0=factor básico de sobre-resistencia**

**k2=factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas**

$$k_2 = 0.5 \left[ 1 - \left( \frac{T}{T_a} \right)^{1/2} \right] > 0$$

### Limitación de daños ante sismos frecuentes

Para esta revisión, las distorsiones obtenidas se multiplicarán por el factor de comportamiento sísmico reducido (Q'), por el factor de sobre-resistencia (R) y por el factor (ks). Esta distorsión se comparará con un valor de 0.004, debido a que los elementos que puedan resultar dañados durante un evento sísmico se tendrán desligados de la estructura principal.

$$R=(k_1)(R_0)+k_2$$

Donde,

**R=factor de sobre-resistencia**

**k1=factor de corrección por hiperestaticidad**

**R0=factor básico de sobre-resistencia**

**k2=factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas**

$$k_2 = 0.5 \left[ 1 - \left( \frac{T}{T_a} \right)^{1/2} \right] > 0$$

**REVISION DE DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN X:**

Q= 2 Q'= 1.74701009  
 R= 2.082034951 Ks = 0.25  
 FR= 0.8

			REVISION DE SEGURIDAD CONTRA COLAPSO			LIMITACION DE DAÑO ANTE SISMOS FRECUENTES		
NIVEL	dr (cm)	he (cm)	QR(dr/he)	LIMITE	STATUS	QR(dr/he)	limite	status
azotea	1.03	300	0.014	0.015	OK	0.0031	0.004	OK
6	0.98	300	0.014	0.015	OK	0.0030	0.004	OK
5	0.65	300	0.009	0.015	OK	0.0020	0.004	OK
4	0.82	300	0.011	0.015	OK	0.0025	0.004	OK
3	0.66	300	0.009	0.015	OK	0.0020	0.004	OK
2	0.82	300	0.011	0.015	OK	0.0025	0.004	OK
1	-0.03	300	0.000	0.015	OK	-0.0001	0.004	OK

**REVISION DE DESPLAZAMIENTOS EN DIRECCIÓN Y:**

Q= 2 Q'= 1.68840017  
 R= 2.082034951 Ks = 0.25  
 FR= 0.8

			REVISION DE SEGURIDAD CONTRA COLAPSO			LIMITACION DE DAÑO ANTE SISMOS FRECUENTES		
NIVEL	dr (cm)	he (cm)	QR(dr/he)	LIMITE	STATUS	QR(dr/he)	limite	status
azotea	0.817	300	0.011340	0.015	OK	0.0023933	0.004	OK
6	0.9258	300	0.012850	0.015	OK	0.0027121	0.004	OK
5	0.9483	300	0.013163	0.015	OK	0.0027780	0.004	OK
4	0.9672	300	0.013425	0.015	OK	0.0028333	0.004	OK
3	0.8176	300	0.011348	0.015	OK	0.0023951	0.004	OK
2	0.6716	300	0.009322	0.015	OK	0.0019674	0.004	OK
3	0.3747	300	0.005201	0.015	OK	0.0010977	0.004	OK

Tabla 11. Revisión de desplazamientos en dirección X y Y

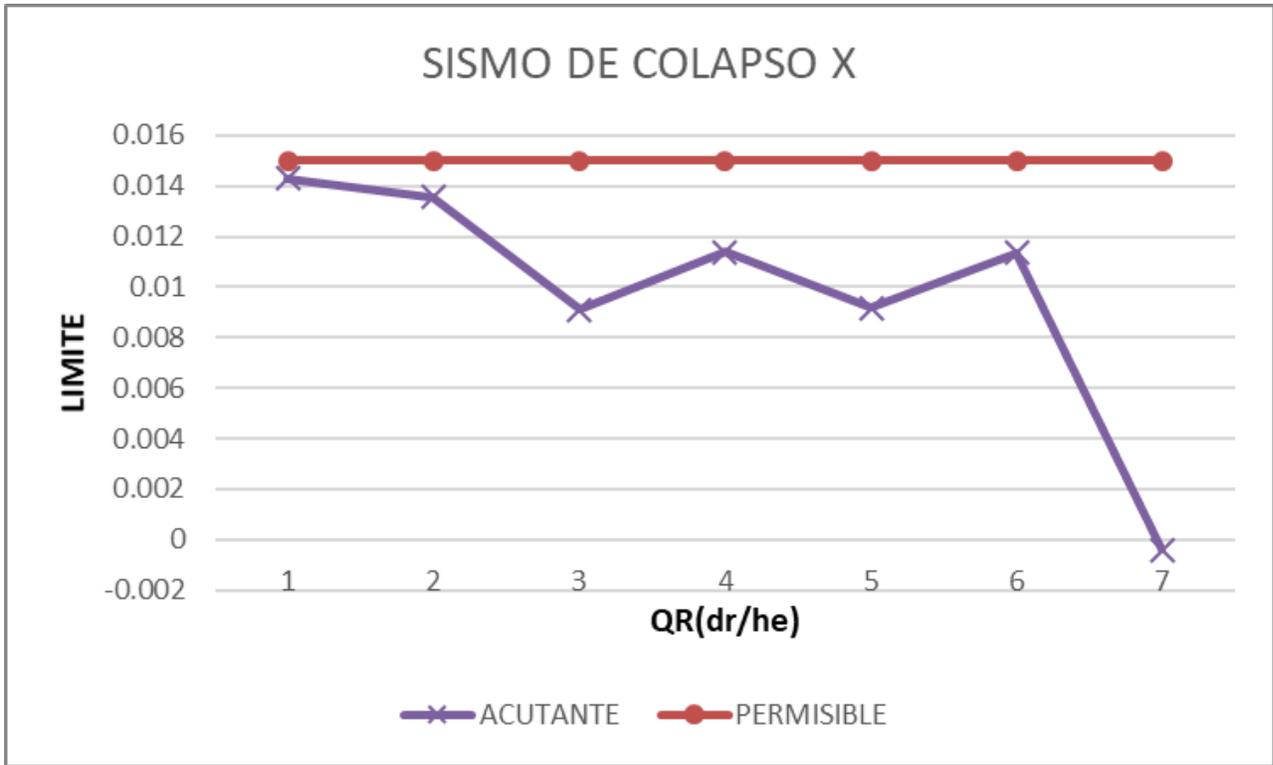


Figura 64. Revisión sismo colapso dirección X

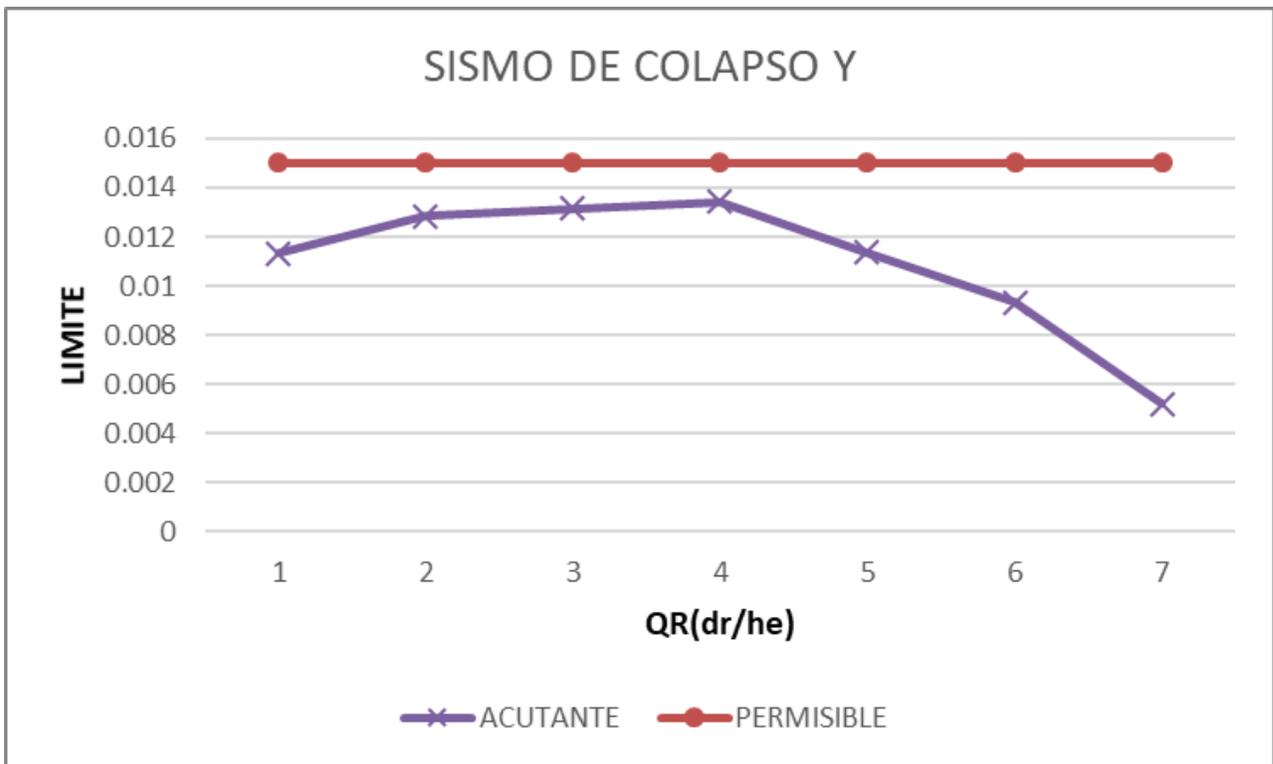


Figura 65. Revisión sismo colapso dirección Y

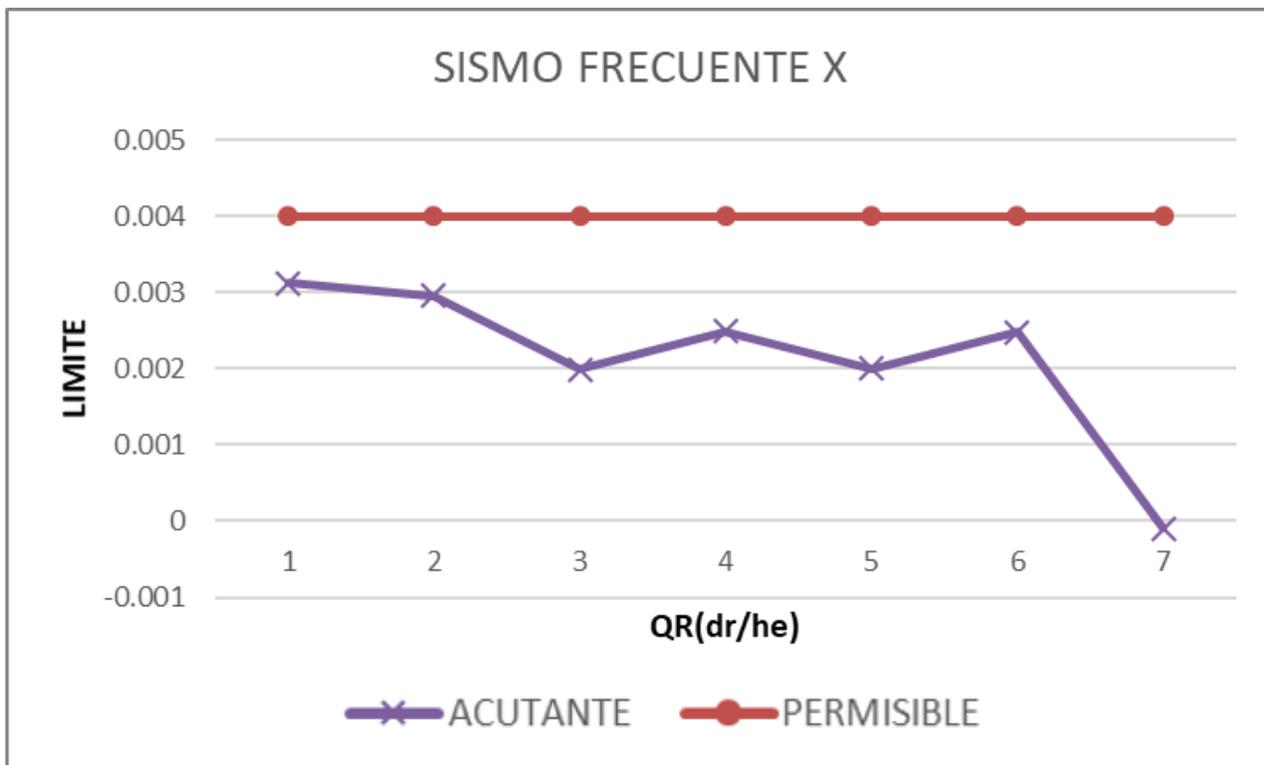


Figura 66. Revisión contra sismos frecuentes X

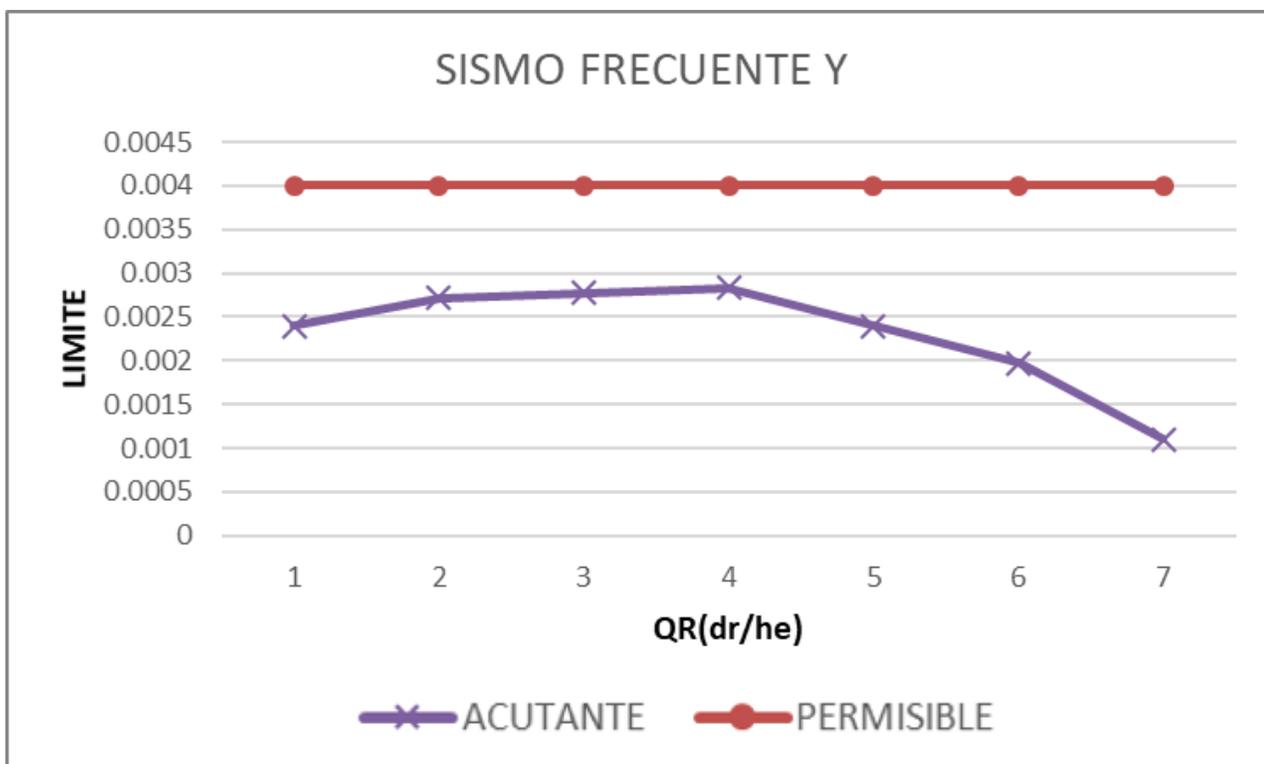


Figura 67. Revisión contra sismos frecuentes Y

## 8.16 DISEÑO DE COLUMNA REFORZADA

Con los elementos mecánicos obtenidos se diseñaron las columnas que forman la estructura de acuerdo con las NTC-Concreto, a continuación, se muestra una imagen con los elementos mecánicos y otra con la distribución de acero que calcula el programa ETABS.

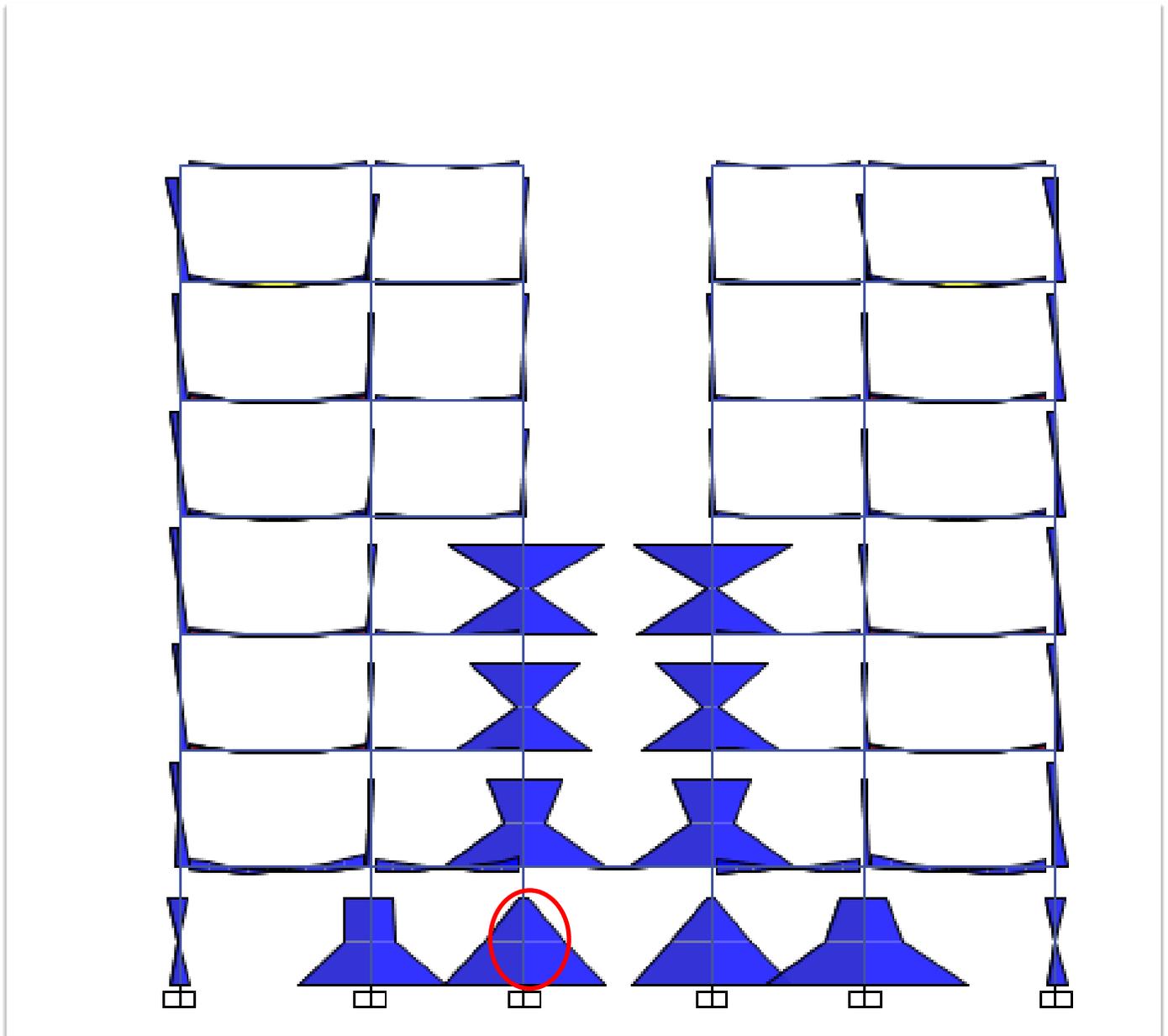
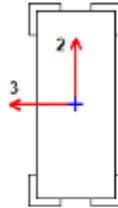


Figura 68. Elementos mecánicos columna C-3A

## ETABS Steel Frame Design

### AISC LRFD 93 Steel Section Check (Strength Summary)



#### Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	L (m)	Section	Classification
N4	C14	545	2.24633	COMB4	Moment Resisting Frame	3.00000	C-3A	Non-Compact

#### Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_t$	$\Phi_v$	$\Phi_{c,Angle}$
0.9	0.85	0.9	0.9	0.9

#### Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> )	r <sub>33</sub> (m)	S <sub>33</sub> (m <sup>3</sup> )	A <sub>v3</sub> (m <sup>2</sup> )	Z <sub>33</sub> (m <sup>3</sup> )	
0.0342	0.002016	0.24281	0.006202	0.0221	0.006801	
J (m <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> )	r <sub>22</sub> (m)	S <sub>22</sub> (m <sup>3</sup> )	A <sub>v2</sub> (m <sup>2</sup> )	Z <sub>22</sub> (m <sup>3</sup> )	C <sub>w</sub> (m <sup>6</sup> )
0.000344	0.00034	0.09967	0.002264	0.0181	0.002735	

#### Material Properties

E (tonf/m <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (tonf/m <sup>2</sup> )	$\alpha$
20389020	35153.48	NA

#### Demand/Capacity (D/C) Ratio (H1-1b)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio <sub>Major</sub>	Flexural Ratio <sub>Minor</sub>
0.379	0.052 +	0.278 +	0.051

#### Stress Check Forces and Moments (H1-1b) (Combo COMB4)

Location (m)	P <sub>u</sub> (tonf)	M <sub>u33</sub> (tonf-m)	M <sub>u22</sub> (tonf-m)	V <sub>u2</sub> (tonf)	V <sub>u3</sub> (tonf)
2.24633	-59.3459	-54.1345	-3.6213	46.893	2.9954

#### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors

	L Factor	K	C <sub>m</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>b</sub>
Major Bending	0.749	1.822	0.85	1	1	2.207
Minor Bending	0.749	3.98	0.85	1	1	

#### Axial Force and Capacities

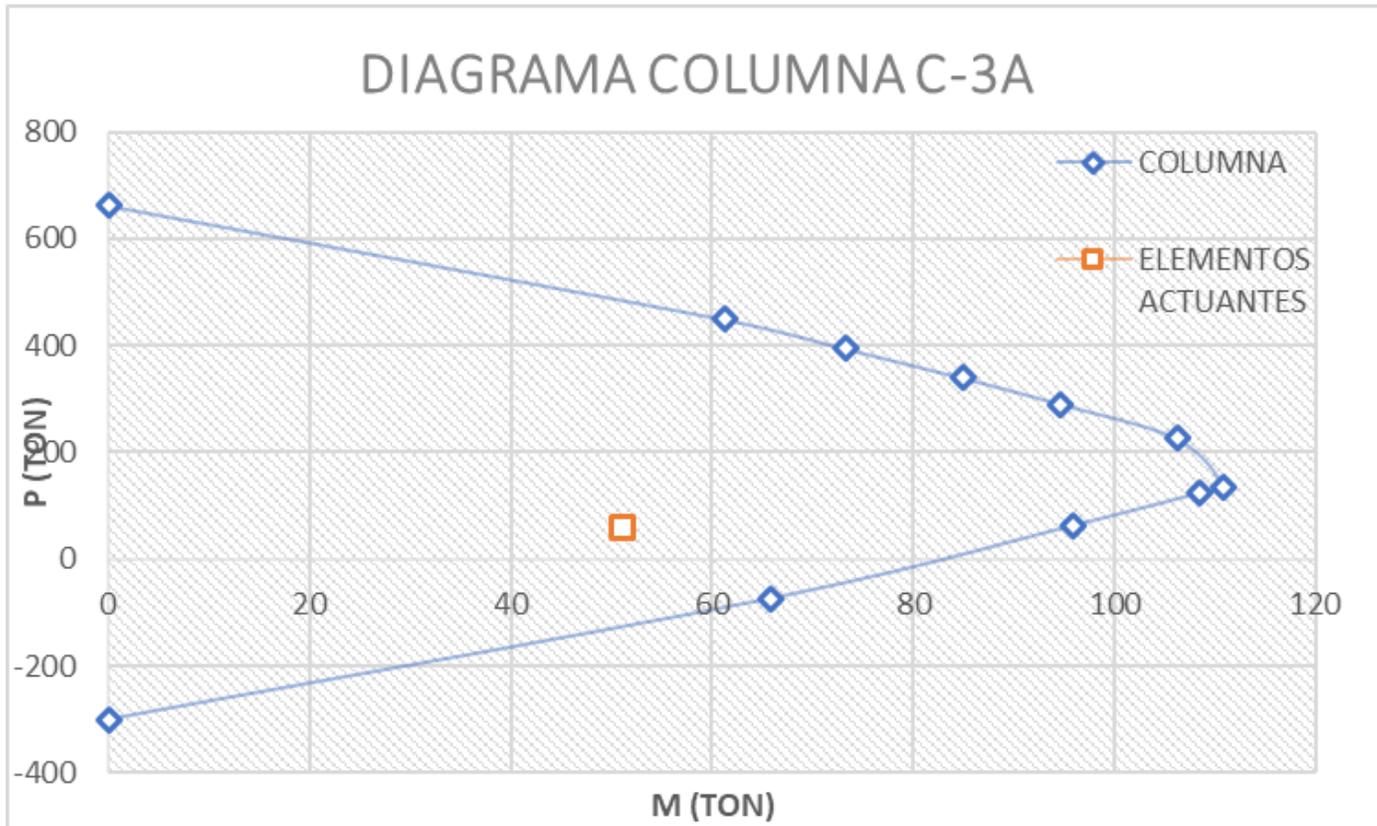
P <sub>u</sub> Force (tonf)	$\Phi P_n$ Capacity (tonf)	$\Phi P_n$ Capacity (tonf)
59.3459	567.3067	1081.6501

**Moments and Capacities**

	$M_u$ Moment (tonf-m)	$\phi M_n$ Capacity (tonf-m)
Major Bending	54.1345	196.2166
Minor Bending	3.6213	71.6344

**Shear Design**

	$V_u$ Force (tonf)	$\phi V_n$ Capacity (tonf)	Stress Ratio
Major Shear	46.893	343.8084	0.136
Minor Shear	2.9954	419.2637	0.007



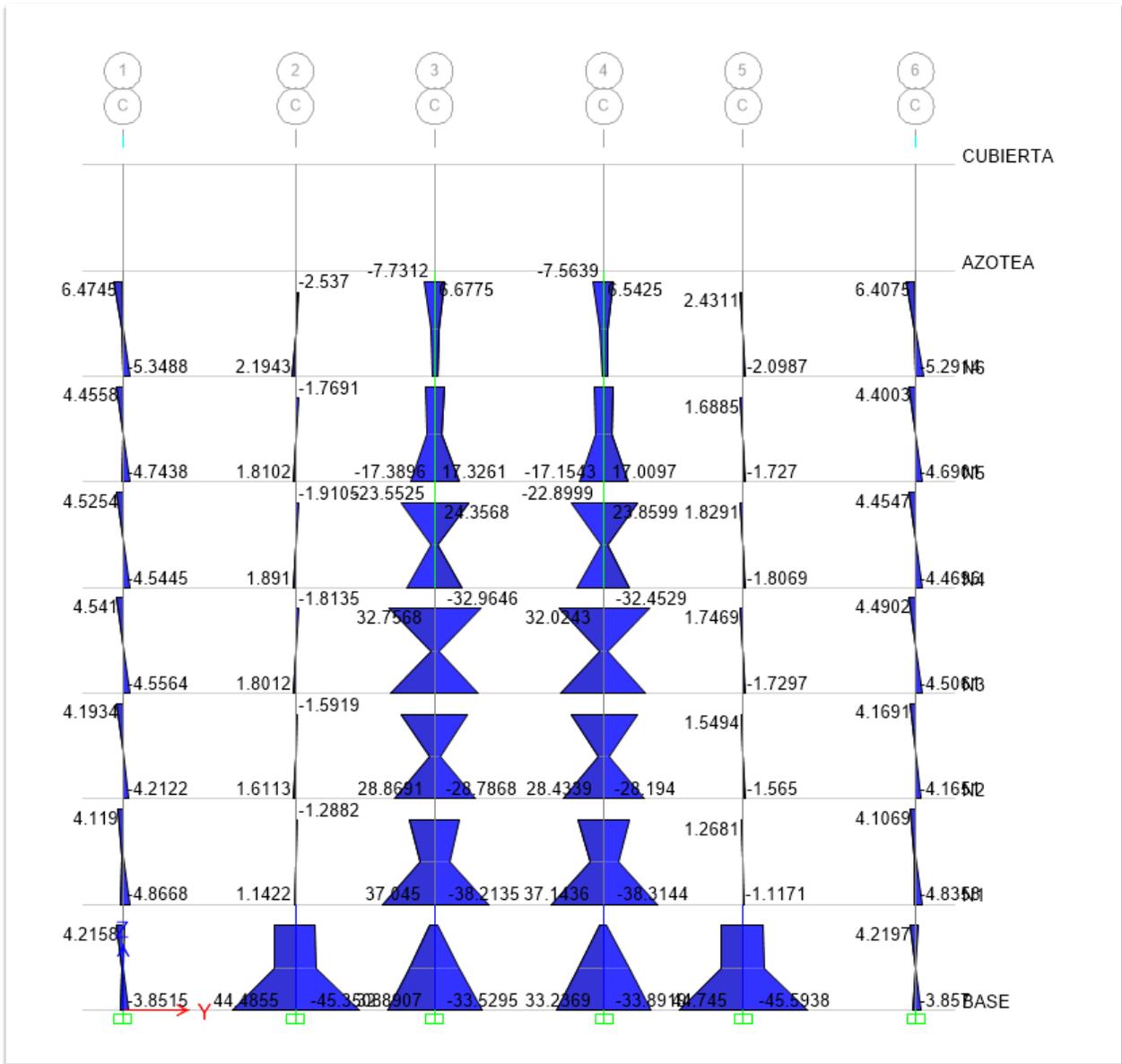


Figura 69. Diagrama de momentos

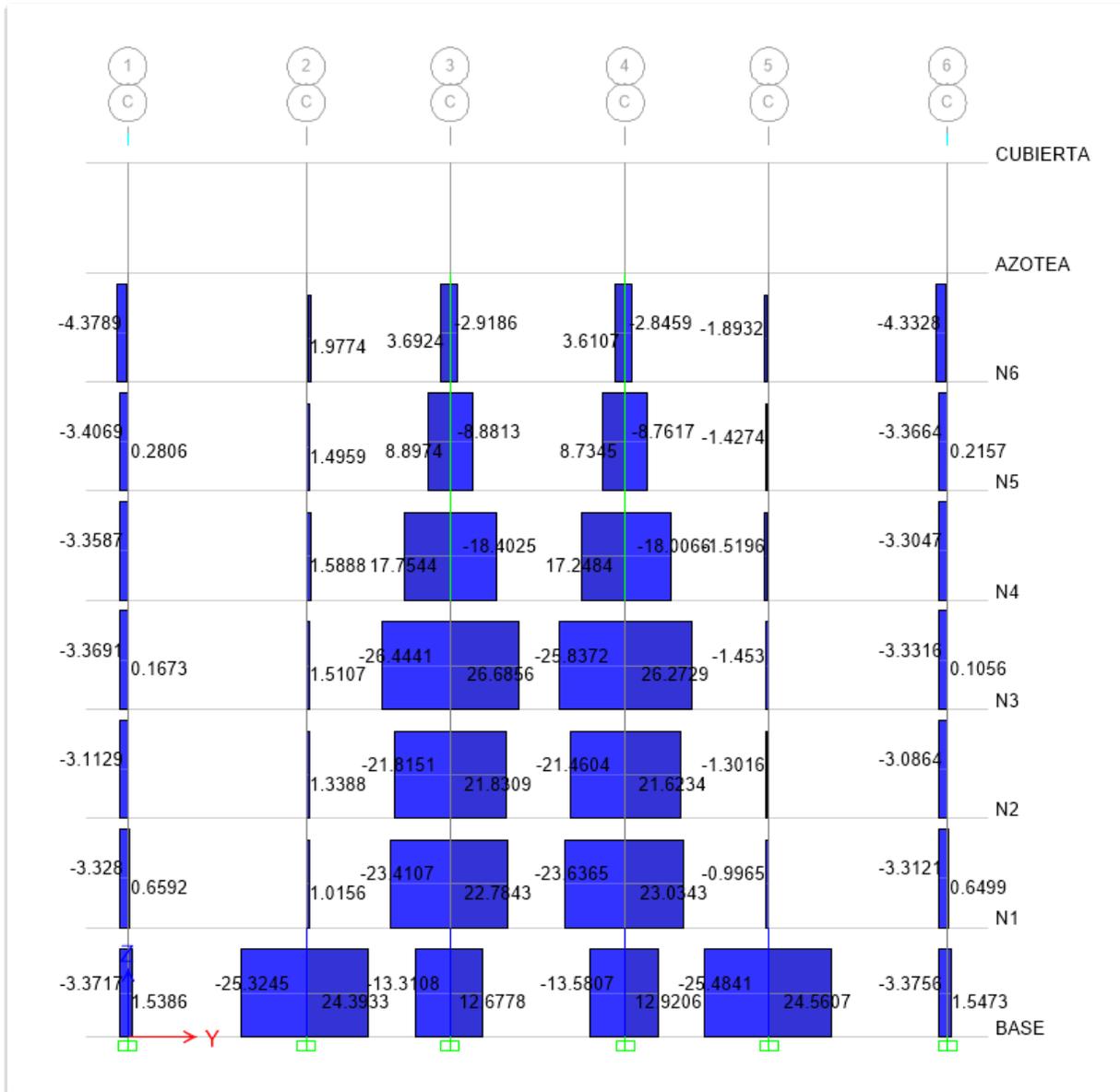


Figura 70. Diagrama de cortante

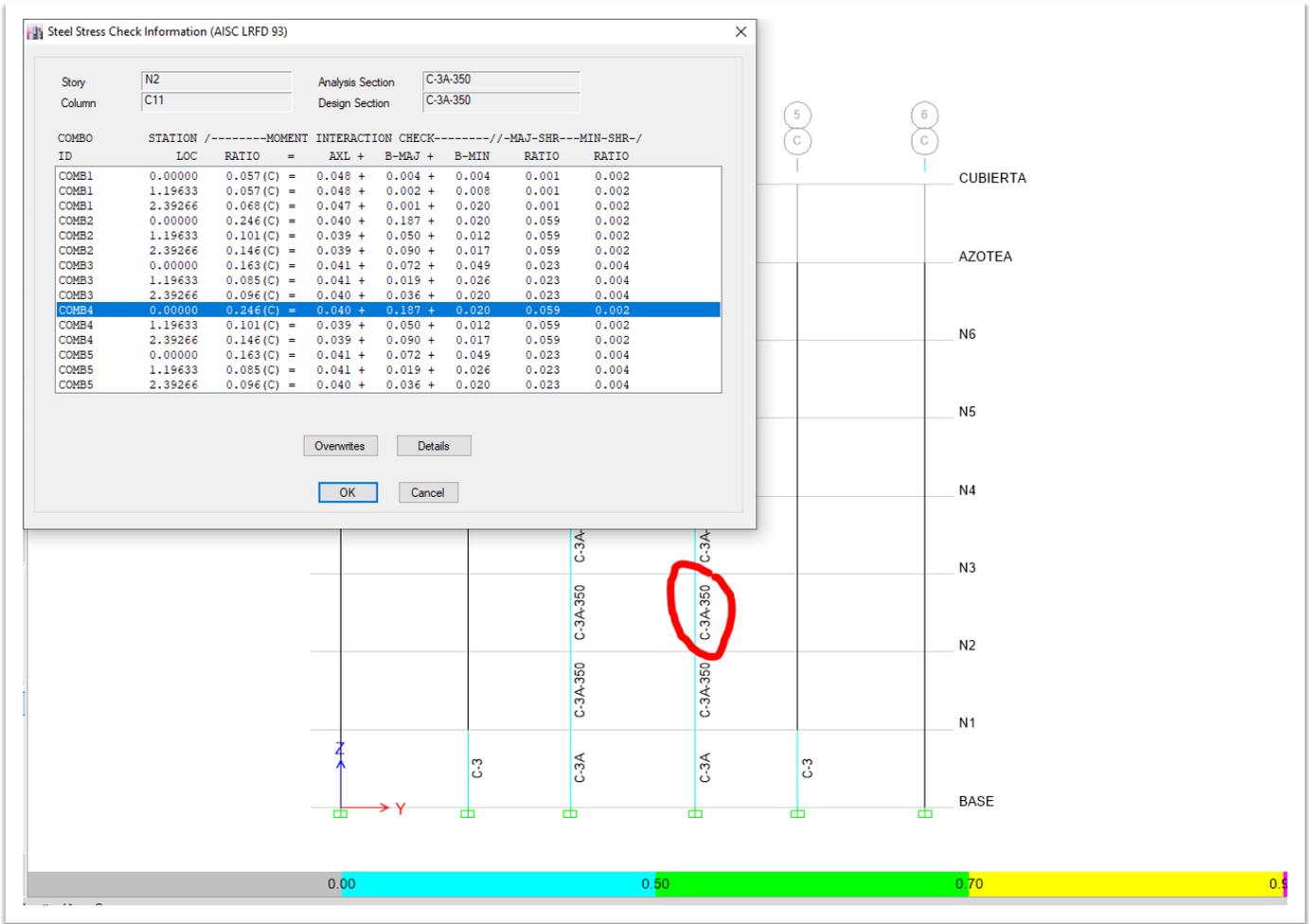
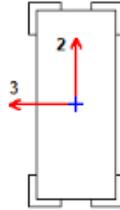


Figura 71. Revisión de diseño estructural

### ETABS Steel Frame Design

#### AISC LRFD 93 Steel Section Check (Strength Summary)



#### Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	L (m)	Section	Classification
N2	C11	398	0	COMB4	Moment Resisting Frame	3.00000	C-3A-350	Non-Compact

#### Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_t$	$\Phi_v$	$\Phi_{c,Angle}$
0.9	0.85	0.9	0.9	0.9

#### Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> )	r <sub>33</sub> (m)	S <sub>33</sub> (m <sup>3</sup> )	A <sub>v3</sub> (m <sup>2</sup> )	Z <sub>33</sub> (m <sup>3</sup> )	
0.0372	0.002105	0.23798	0.006477	0.0252	0.007441	
J (m <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> )	r <sub>22</sub> (m)	S <sub>22</sub> (m <sup>3</sup> )	A <sub>v2</sub> (m <sup>2</sup> )	Z <sub>22</sub> (m <sup>3</sup> )	C <sub>w</sub> (m <sup>6</sup> )
0.000401	0.000355	0.09775	0.002388	0.0211	0.003002	

#### Material Properties

E (tonf/m <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (tonf/m <sup>2</sup> )	$\alpha$
20389020	35153.48	NA

#### Demand/Capacity (D/C) Ratio (H1-1b)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio <sub>Major</sub>	Flexural Ratio <sub>Minor</sub>
0.246	0.04 +	0.187 +	0.02

#### Stress Check Forces and Moments (H1-1b) (Combo COMB4)

Location (m)	P <sub>u</sub> (tonf)	M <sub>u33</sub> (tonf-m)	M <sub>u22</sub> (tonf-m)	V <sub>u2</sub> (tonf)	V <sub>u3</sub> (tonf)
0	-86.7252	-38.3144	-1.4861	-23.6365	-1.1563

#### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors

	L Factor	K	C <sub>m</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>o</sub>
Major Bending	0.798	2.431	0.85	1	1	2.181
Minor Bending	0.798	2.504	0.85	1	1	

#### Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (tonf)	$\Phi P_{nc}$ Capacity (tonf)	$\Phi P_m$ Capacity (tonf)
86.7252	843.8793	1175.9546

**Moments and Capacities**

	<b>M<sub>u</sub> Moment (tonf-m)</b>	<b>φM<sub>n</sub> Capacity (tonf-m)</b>
Major Bending	38.3144	204.9216
Minor Bending	1.4861	74.9089

**Shear Design**

	<b>V<sub>u</sub> Force (tonf)</b>	<b>φV<sub>n</sub> Capacity (tonf)</b>	<b>Stress Ratio</b>
Major Shear	23.6365	400.3394	0.059
Minor Shear	1.1563	477.4345	0.002

## 8.17 CÁLCULO DE VIGA REFORZADA

Con los elementos mecánicos obtenidos se diseñaron las traveses que forman la estructura de acuerdo con el reglamento AISC con sus normas (LRFD), a continuación, se muestra una imagen con esfuerzos en las vigas de acero de acuerdo con las solicitaciones.

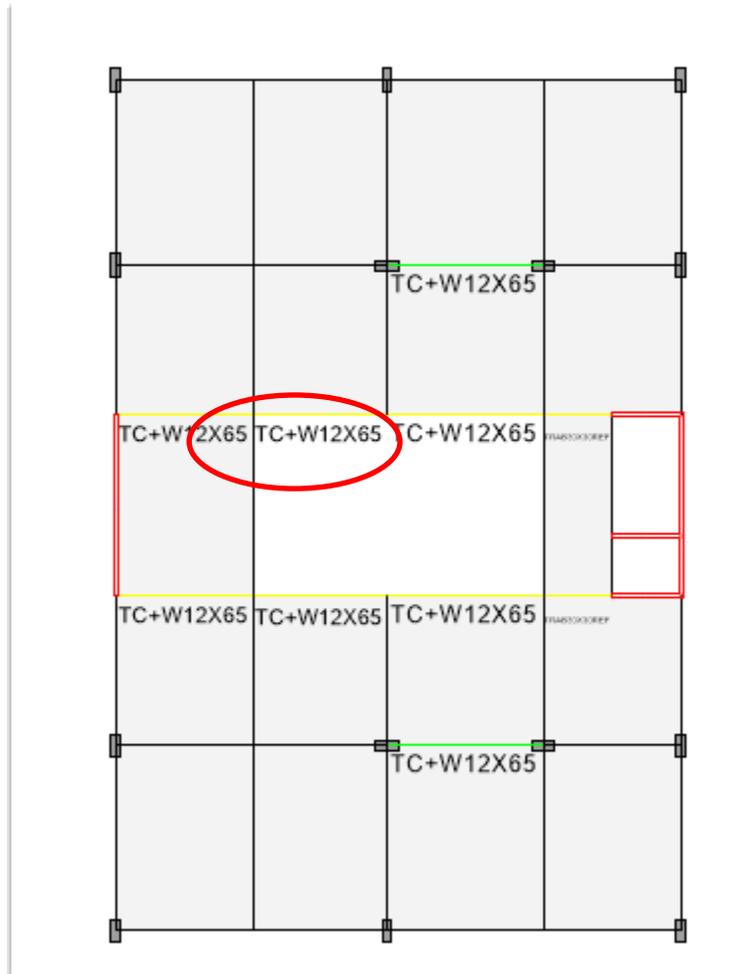
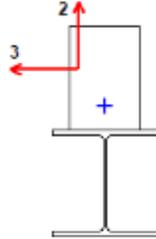


Figura 72. Revisión de trabe reforzada

## ETABS Steel Frame Design

### AISC LRFD 93 Steel Section Check (Strength Summary)



#### Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	L (m)	Section	Classification
N2	B39	817	3.225	COMB4	Moment Resisting Frame	3.55000	TC+W12X85	Non-Compact

#### Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_t$	$\Phi_v$	$\Phi_{c,Angle}$
0.9	0.85	0.9	0.9	0.9

#### Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> )	r <sub>33</sub> (m)	S <sub>33</sub> (m <sup>3</sup> )	A <sub>v3</sub> (m <sup>2</sup> )	Z <sub>33</sub> (m <sup>3</sup> )	
0.0188	0.000863	0.18762	0.001901	0.0155	0.002479	
J (m <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> )	r <sub>22</sub> (m)	S <sub>22</sub> (m <sup>3</sup> )	A <sub>v2</sub> (m <sup>2</sup> )	Z <sub>22</sub> (m <sup>3</sup> )	C <sub>w</sub> (m <sup>6</sup> )
0.000073	0.000094	0.07077	0.000816	0.0088	0.000936	

#### Material Properties

E (tonf/m <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (tonf/m <sup>2</sup> )	$\alpha$
20389020	35153.48	NA

#### Demand/Capacity (D/C) Ratio (H1-1b)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio <sub>Major</sub>	Flexural Ratio <sub>Minor</sub>
0.786	0 +	0.786 +	0

#### Stress Check Forces and Moments (H1-1b) (Combo COMB4)

Location (m)	P <sub>u</sub> (tonf)	M <sub>u33</sub> (tonf-m)	M <sub>u22</sub> (tonf-m)	V <sub>u2</sub> (tonf)	V <sub>u3</sub> (tonf)
3.225	0	-47.2987	0	29.5175	0

#### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors

	L Factor	K	C <sub>m</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>b</sub>
Major Bending	0.866	1	1	1	1	2.266
Minor Bending	0.866	1	1	1	1	

#### Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (tonf)	$\phi P_{nc}$ Capacity (tonf)	$\phi P_{m}$ Capacity (tonf)
0	490.0329	595.6601

**Moments and Capacities**

	<b>M<sub>u</sub> Moment (tonf-m)</b>	<b>ϕM<sub>n</sub> Capacity (tonf-m)</b>
Major Bending	47.2987	60.1549
Minor Bending	0	19.4899

**Shear Design**

	<b>V<sub>u</sub> Force (tonf)</b>	<b>ϕV<sub>n</sub> Capacity (tonf)</b>	<b>Stress Ratio</b>
Major Shear	29.5175	129.1623	0.229
Minor Shear	0	293.9309	0

## 8.18 CÁLCULO DE CONTRAVIENTOS

Con los elementos mecánicos obtenidos, se diseñaron las traveses que forman la estructura de acuerdo con el reglamento AISC, a continuación, se muestra una imagen de los ejes con contravientos de acuerdo a las solicitaciones.

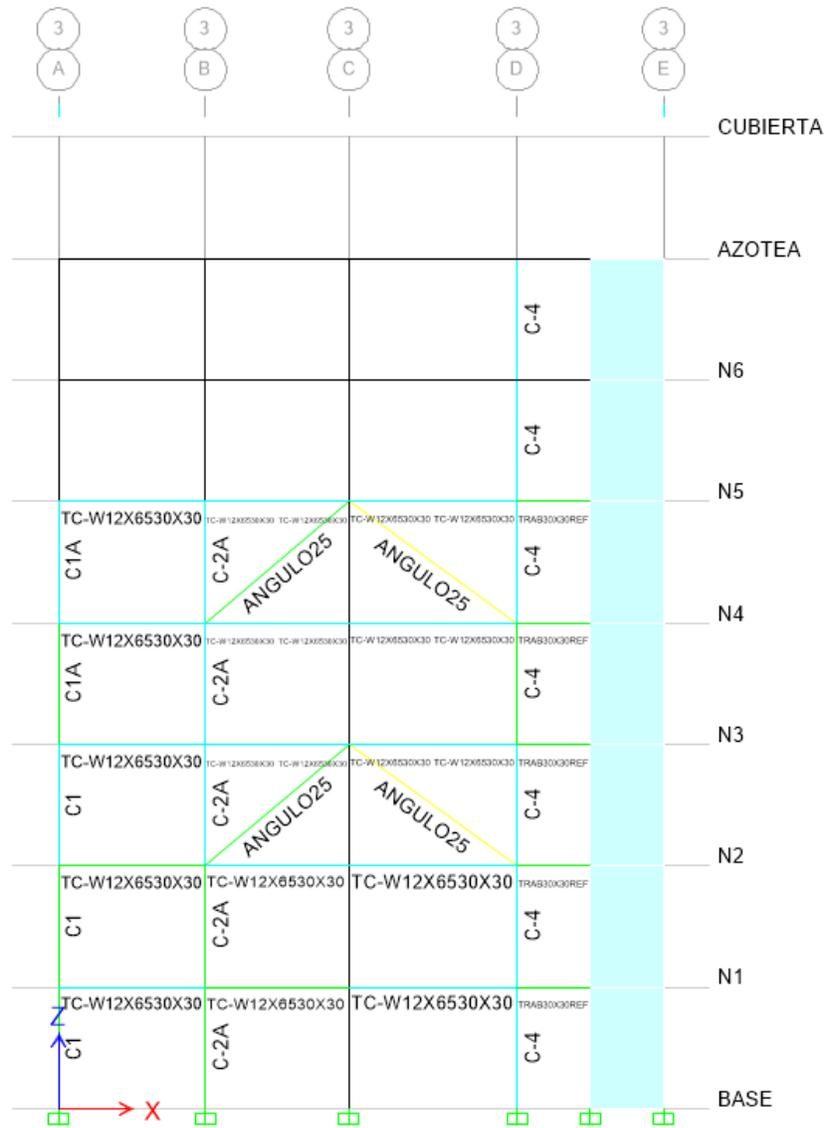
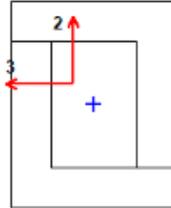


Figura 73.elevación tipo de contravientos

## ETABS Steel Frame Design

### AISC LRFD 93 Steel Section Check (Strength Summary)



#### Element Details

Level	Element	Unique Name	Location (m)	Combo	Element Type	L (m)	Section	Classification
N5	D3	29	5.12079	COMB4	Moment Resisting Frame	5.12079	ANGULO25	Non-Compact

#### Design Code Parameters

$\Phi_b$	$\Phi_c$	$\Phi_t$	$\Phi_v$	$\Phi_{c,Angle}$
0.9	0.85	0.9	0.9	0.9

#### Section Properties

A (m <sup>2</sup> )	I <sub>33</sub> (m <sup>4</sup> )	r <sub>33</sub> (m)	S <sub>33</sub> (m <sup>3</sup> )	A <sub>v3</sub> (m <sup>2</sup> )	Z <sub>33</sub> (m <sup>3</sup> )	
0.009	0.000015	0.04153	0.000243	0.0051	0.000334	
J (m <sup>4</sup> )	I <sub>22</sub> (m <sup>4</sup> )	r <sub>22</sub> (m)	S <sub>22</sub> (m <sup>3</sup> )	A <sub>v2</sub> (m <sup>2</sup> )	Z <sub>22</sub> (m <sup>3</sup> )	C <sub>w</sub> (m <sup>6</sup> )
0.00002	0.00001	0.03397	0.000203	0.006	0.000278	

#### Material Properties

E (kgf/m <sup>2</sup> )	f <sub>y</sub> (kgf/m <sup>2</sup> )	$\alpha$
20369020000	35153480	NA

#### Demand/Capacity (D/C) Ratio (H1-1a)

D/C Ratio	Axial Ratio	Flexural Ratio <sub>Major</sub>	Flexural Ratio <sub>Minor</sub>
0.805	0.74 +	0.062 +	0.004

#### Stress Check Forces and Moments (H1-1a) (Combo COMB4)

Location (m)	P <sub>u</sub> (kgf)	M <sub>u33</sub> (kgf-m)	M <sub>u22</sub> (kgf-m)	V <sub>u2</sub> (kgf)	V <sub>u3</sub> (kgf)
5.12079	-170314.48	-534.5	-27.3	292.12	2.39

#### Axial Force & Biaxial Moment Design Factors

	L Factor	K	C <sub>m</sub>	B <sub>1</sub>	B <sub>2</sub>	C <sub>b</sub>
Major Bending	0.3	1	0.85	1	1	2.77
Minor Bending	0.3	1	0.85	1.054	1	

#### Axial Force and Capacities

P <sub>u</sub> Force (kgf)	$\Phi P_{nc}$ Capacity (kgf)	$\Phi P_{nt}$ Capacity (kgf)
170314.48	230289.18	283161.28

**Moments and Capacities**

	<b>M<sub>u</sub> Moment (kgf-m)</b>	<b>φM<sub>n</sub> Capacity (kgf-m)</b>
Major Bending	534.5	7689.28
Minor Bending	27.3	6407.58

**Shear Design**

	<b>V<sub>u</sub> Force (kgf)</b>	<b>φV<sub>n</sub> Capacity (kgf)</b>	<b>Stress Ratio</b>
Major Shear	292.12	113067.82	0.003
Minor Shear	2.39	97562.4	2.454E-05

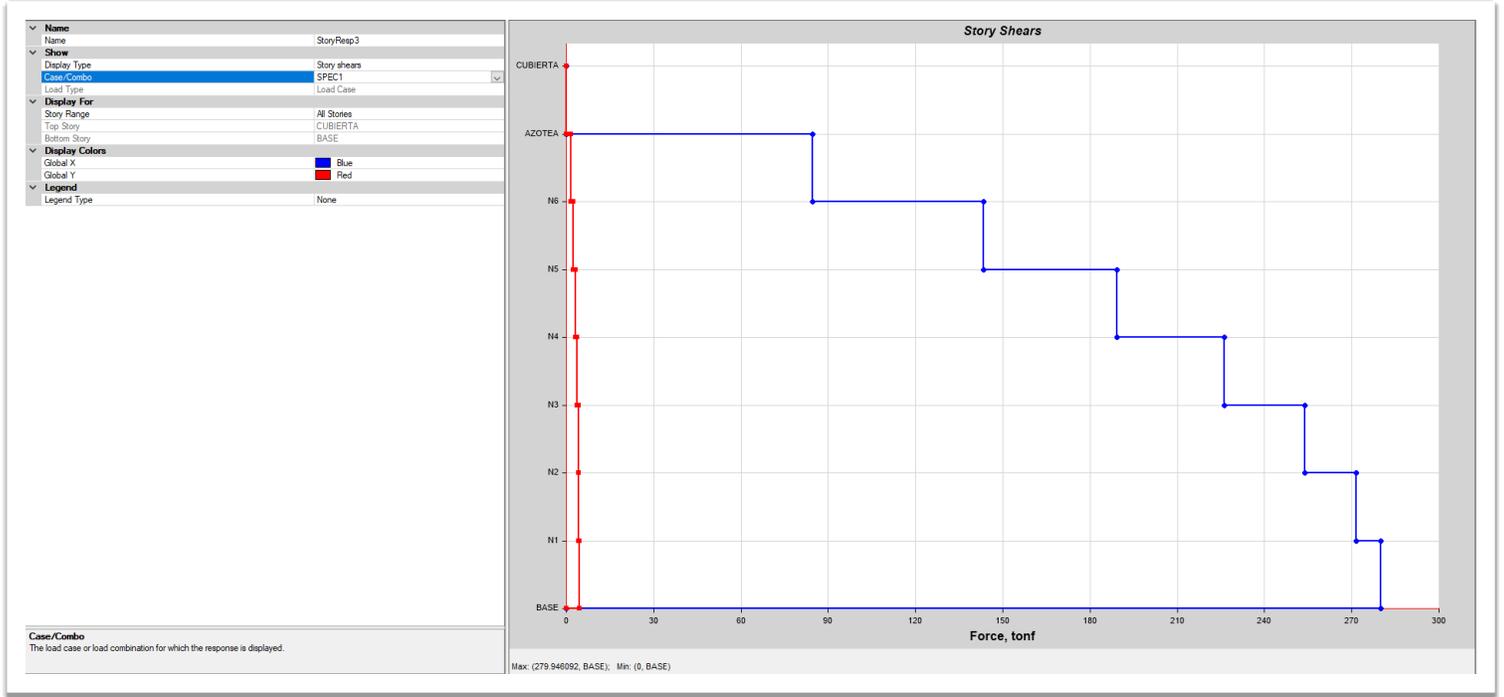


Figura 74. Cortante en dirección X, en toneladas

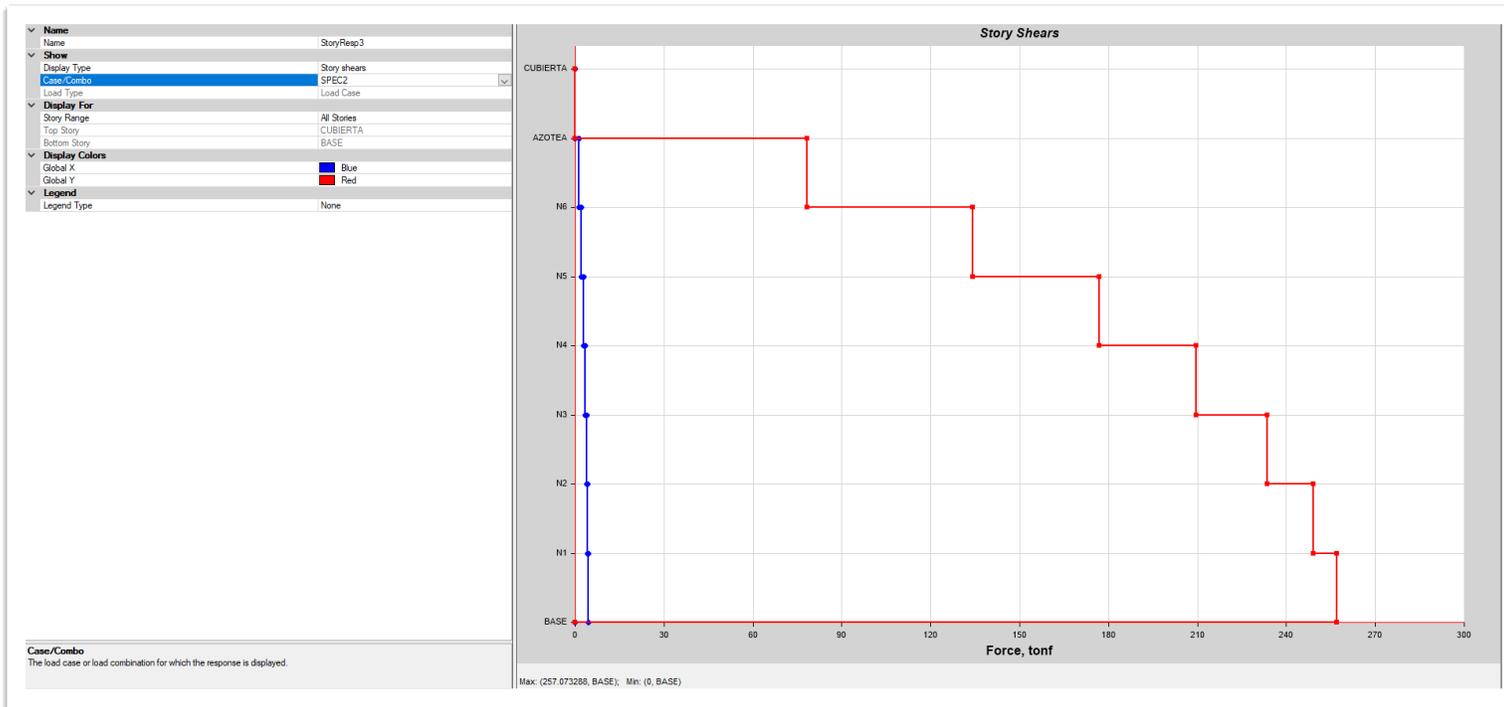


Figura 75. Cortante en dirección Y, en toneladas

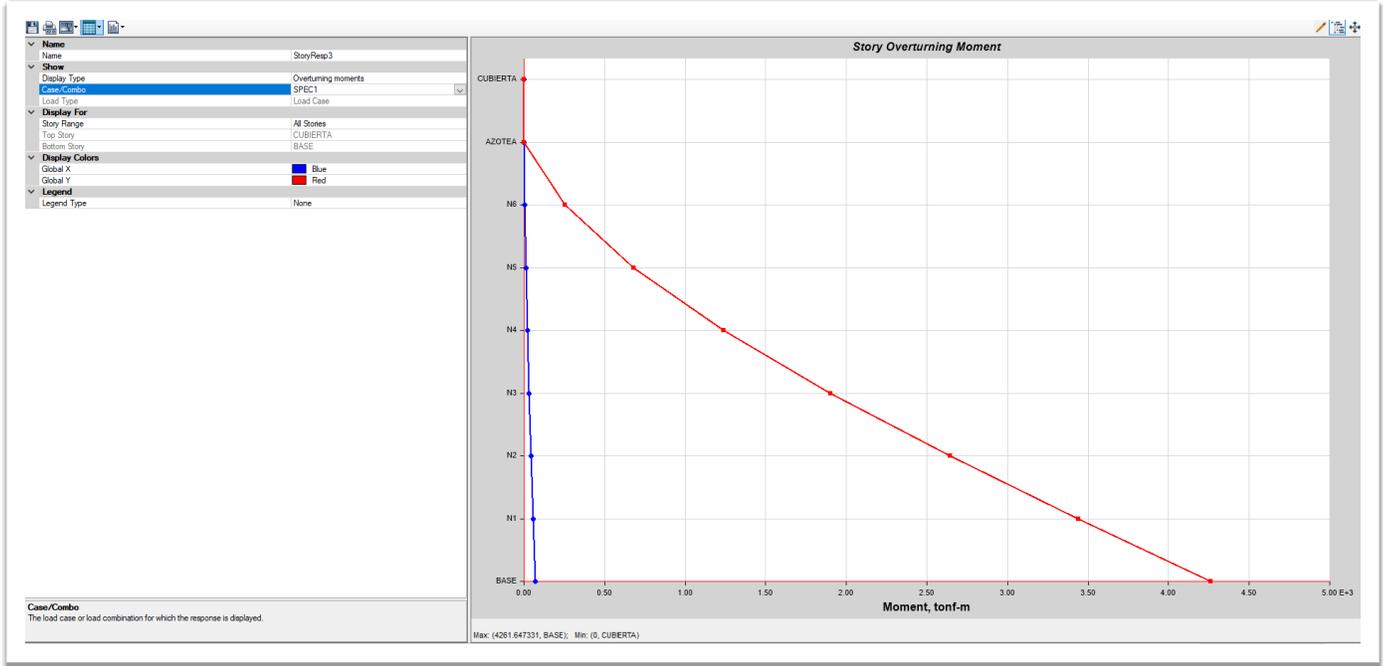


Figura 76. Momento de volteo dirección X, en Ton-m

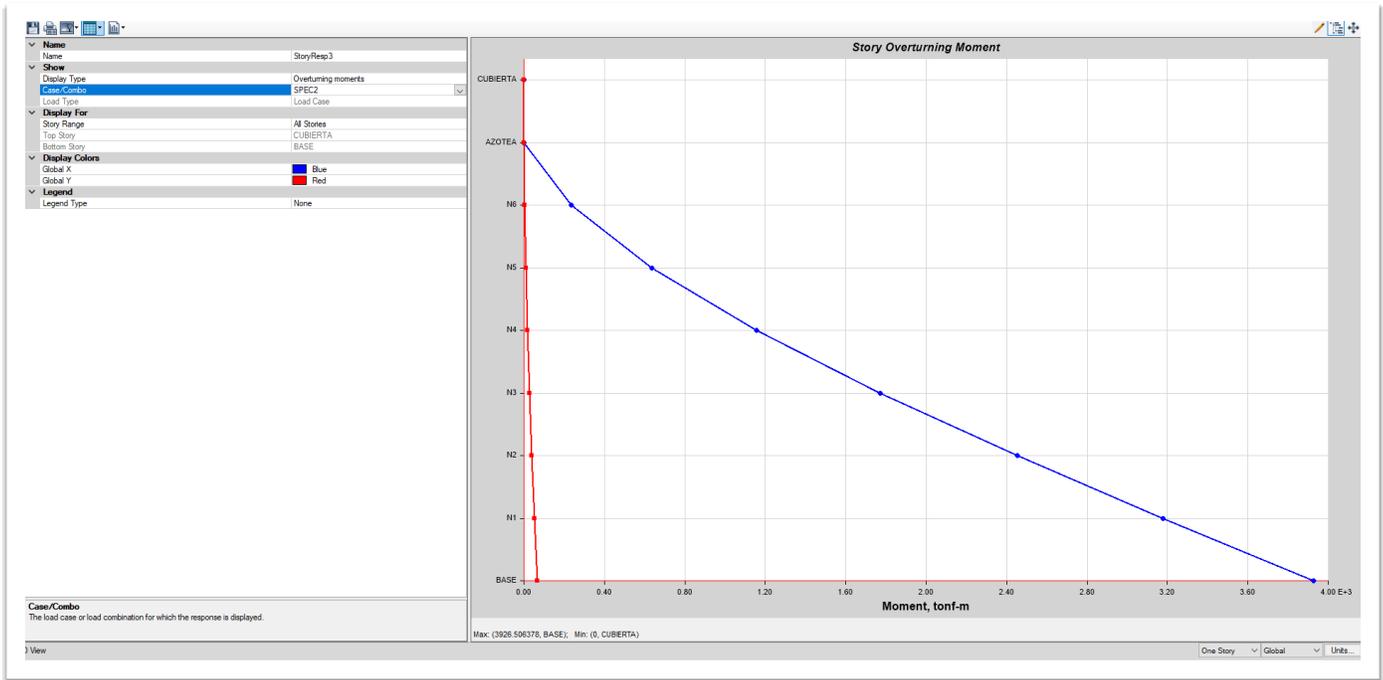


Figura 77. Momento de volteo dirección Y, en Ton-m

## 9. REVISIÓN DE LA CIMENTACIÓN

Para realizar la revisión a la cimentación final posterior a cerrada la revisión estructural del inmueble así como que los refuerzos garantizaran el correcto cumplimiento de límites de resistencia y servicio se obtuvieron las descargas finales a cimentación para la revisión por el especialista de mecánica de suelos.

### 9.1 LOCALIZACIÓN DE NODOS

A continuación, se presentan las descargas a la cimentación obtenidas del modelo matemático y bajo las consideraciones de carga gravitacional y accidental de la norma aplicable vigente

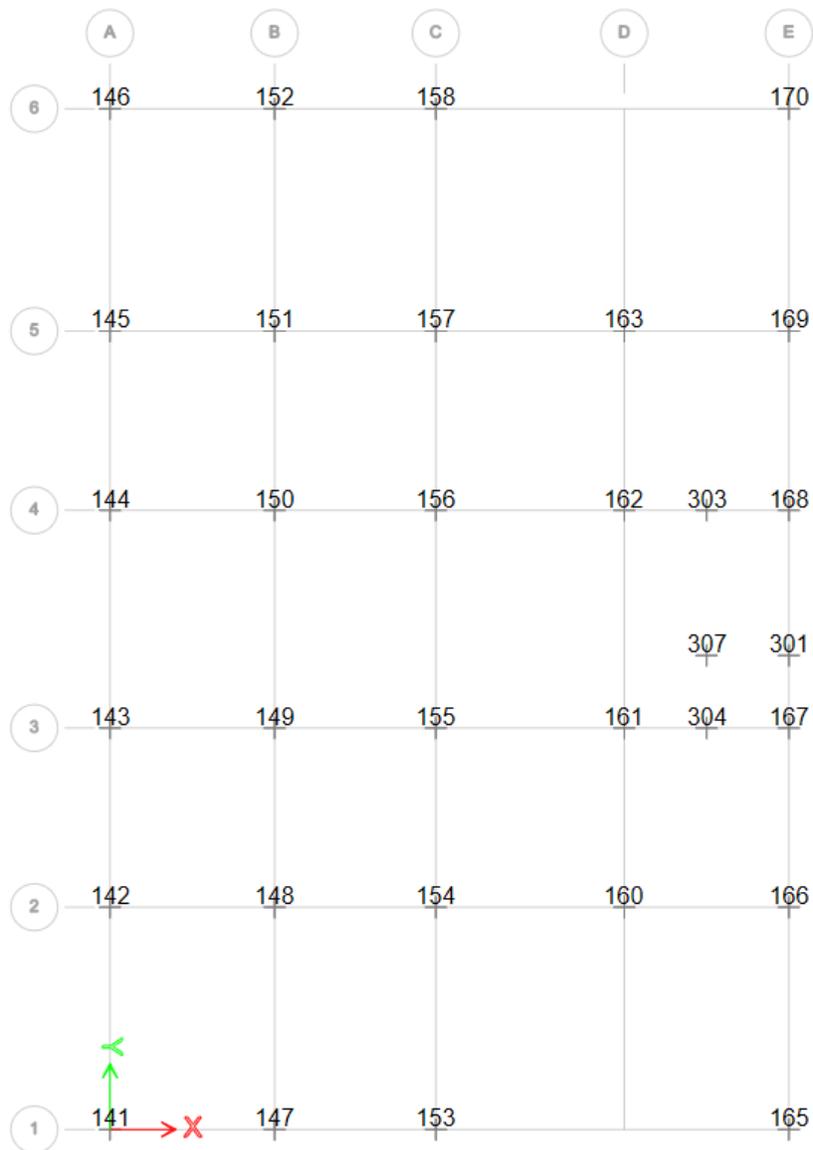


Figura 78. Planta de localización de nodos de columnas

COMB1 combinación de carga gravitacional (incluye factores de norma)  
 COMB2 combinación de carga accidental (incluye factores de norma)  
 COMB3 combinación de carga accidental (incluye factores de norma)  
 COMB4 combinación de carga accidental (incluye factores de norma)  
 COMB5 combinación de carga accidental (incluye factores de norma)

FX cortantes en dirección eje X  
 FY cortantes en dirección eje Y  
 FZ carga axial  
 MX momento alrededor del eje X  
 MY momento alrededor del eje Y  
 MZ momento alrededor del eje Z

**TABLA 12 - REACCIONES A CIMENTACIÓN POR COMBINACIONES DE CARGA**

NIVEL	NODO	COMBINACIÓN	TIPO		FX	FY	FZ	MX	MY	MZ
					tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
BASE	141	COMB1	Combination		0.096	0.767	54.823	-0.687	0.088	0.000
BASE	141	COMB2	Combination	Max	2.629	1.115	58.007	1.219	3.327	0.067
BASE	141	COMB2	Combination	Min	-2.492	0.046	28.198	-2.260	-3.201	-0.067
BASE	141	COMB3	Combination	Max	1.806	1.473	56.102	2.693	2.275	0.095
BASE	141	COMB3	Combination	Min	-1.668	-0.312	30.103	-3.733	-2.149	-0.095
BASE	141	COMB4	Combination	Max	2.629	1.115	58.007	1.219	3.327	0.067
BASE	141	COMB4	Combination	Min	-2.492	0.046	28.198	-2.260	-3.201	-0.067
BASE	141	COMB5	Combination	Max	1.806	1.473	56.102	2.693	2.275	0.095
BASE	141	COMB5	Combination	Min	-1.668	-0.312	30.103	-3.733	-2.149	-0.095
BASE	142	COMB1	Combination		0.114	-0.334	76.664	0.302	0.105	0.000
BASE	142	COMB2	Combination	Max	2.379	0.513	76.656	2.181	2.977	0.067
BASE	142	COMB2	Combination	Min	-2.234	-1.019	41.722	-1.724	-2.843	-0.067
BASE	142	COMB3	Combination	Max	1.331	1.109	74.227	3.874	1.655	0.095
BASE	142	COMB3	Combination	Min	-1.185	-1.615	44.151	-3.417	-1.521	-0.095
BASE	142	COMB4	Combination	Max	2.379	0.513	76.656	2.181	2.977	0.067
BASE	142	COMB4	Combination	Min	-2.234	-1.019	41.722	-1.724	-2.843	-0.067
BASE	142	COMB5	Combination	Max	1.331	1.109	74.227	3.874	1.655	0.095
BASE	142	COMB5	Combination	Min	-1.185	-1.615	44.151	-3.417	-1.521	-0.095
BASE	143	COMB1	Combination		1.086	2.747	96.249	0.103	0.999	0.000
BASE	143	COMB2	Combination	Max	7.972	53.953	415.932	30.022	13.062	0.523
BASE	143	COMB2	Combination	Min	-6.378	-49.750	-266.703	-29.822	-11.597	-0.522
BASE	143	COMB3	Combination	Max	4.182	95.462	686.899	56.316	6.436	0.702
BASE	143	COMB3	Combination	Min	-2.588	-91.259	-537.670	-56.115	-4.971	-0.702
BASE	143	COMB4	Combination	Max	7.972	53.953	415.932	30.022	13.062	0.523
BASE	143	COMB4	Combination	Min	-6.378	-49.750	-266.703	-29.822	-11.597	-0.522
BASE	143	COMB5	Combination	Max	4.182	95.462	686.899	56.316	6.436	0.702
BASE	143	COMB5	Combination	Min	-2.588	-91.259	-537.670	-56.115	-4.971	-0.702

BASE	144	COMB1	Combination		1.081	-2.477	100.372	-0.182	0.993	0.000
BASE	144	COMB2	Combination	Max	8.066	48.355	420.428	29.787	13.219	0.497
BASE	144	COMB2	Combination	Min	-6.479	-52.158	-264.997	-30.101	-11.763	-0.497
BASE	144	COMB3	Combination	Max	4.141	90.995	690.974	56.061	6.352	0.695
BASE	144	COMB3	Combination	Min	-2.554	-94.799	-535.543	-56.375	-4.896	-0.694
BASE	144	COMB4	Combination	Max	8.066	48.355	420.428	29.787	13.219	0.497
BASE	144	COMB4	Combination	Min	-6.479	-52.158	-264.997	-30.101	-11.763	-0.497
BASE	144	COMB5	Combination	Max	4.141	90.995	690.974	56.061	6.352	0.695
BASE	144	COMB5	Combination	Min	-2.554	-94.799	-535.543	-56.375	-4.896	-0.694
BASE	145	COMB1	Combination		0.147	0.428	73.332	-0.383	0.136	0.000
BASE	145	COMB2	Combination	Max	2.635	1.305	72.362	1.858	3.229	0.067
BASE	145	COMB2	Combination	Min	-2.440	-0.658	40.894	-2.437	-3.049	-0.067
BASE	145	COMB3	Combination	Max	1.448	2.088	70.345	3.725	1.763	0.095
BASE	145	COMB3	Combination	Min	-1.254	-1.441	42.911	-4.304	-1.583	-0.095
BASE	145	COMB4	Combination	Max	2.635	1.305	72.362	1.858	3.229	0.067
BASE	145	COMB4	Combination	Min	-2.440	-0.658	40.894	-2.437	-3.049	-0.067
BASE	145	COMB5	Combination	Max	1.448	2.088	70.345	3.725	1.763	0.095
BASE	145	COMB5	Combination	Min	-1.254	-1.441	42.911	-4.304	-1.583	-0.095
BASE	146	COMB1	Combination		0.116	-0.949	53.991	0.854	0.107	0.000
BASE	146	COMB2	Combination	Max	2.958	-0.076	56.455	2.491	3.657	0.067
BASE	146	COMB2	Combination	Min	-2.791	-1.362	28.415	-1.196	-3.503	-0.067
BASE	146	COMB3	Combination	Max	1.979	0.438	54.587	4.113	2.438	0.095
BASE	146	COMB3	Combination	Min	-1.812	-1.876	30.283	-2.818	-2.284	-0.095
BASE	146	COMB4	Combination	Max	2.958	-0.076	56.455	2.491	3.657	0.067
BASE	146	COMB4	Combination	Min	-2.791	-1.362	28.415	-1.196	-3.503	-0.067
BASE	146	COMB5	Combination	Max	1.979	0.438	54.587	4.113	2.438	0.095
BASE	146	COMB5	Combination	Min	-1.812	-1.876	30.283	-2.818	-2.284	-0.095
BASE	147	COMB1	Combination		-0.147	2.114	95.775	-1.830	-0.138	0.000
BASE	147	COMB2	Combination	Max	8.825	4.126	80.213	4.569	12.491	0.148
BASE	147	COMB2	Combination	Min	-9.056	-1.057	66.853	-7.225	-12.709	-0.148
BASE	147	COMB3	Combination	Max	5.970	7.715	90.118	12.978	8.449	0.211
BASE	147	COMB3	Combination	Min	-6.202	-4.646	56.948	-15.634	-8.666	-0.211
BASE	147	COMB4	Combination	Max	8.825	4.126	80.213	4.569	12.491	0.148
BASE	147	COMB4	Combination	Min	-9.056	-1.057	66.853	-7.225	-12.709	-0.148
BASE	147	COMB5	Combination	Max	5.970	7.715	90.118	12.978	8.449	0.211
BASE	147	COMB5	Combination	Min	-6.202	-4.646	56.948	-15.634	-8.666	-0.211
BASE	148	COMB1	Combination		-0.724	-1.121	145.490	0.934	-0.666	0.000
BASE	148	COMB2	Combination	Max	12.186	5.047	127.500	12.796	17.230	0.166
BASE	148	COMB2	Combination	Min	-13.284	-6.678	90.282	-11.435	-18.242	-0.166
BASE	148	COMB3	Combination	Max	6.443	12.554	123.371	29.893	9.215	0.235
BASE	148	COMB3	Combination	Min	-7.541	-14.185	94.412	-28.533	-10.228	-0.235
BASE	148	COMB4	Combination	Max	12.186	5.047	127.500	12.796	17.230	0.166
BASE	148	COMB4	Combination	Min	-13.284	-6.678	90.282	-11.435	-18.242	-0.166
BASE	148	COMB5	Combination	Max	6.443	12.554	123.371	29.893	9.215	0.235

BASE	148	COMB5	Combination	Min	-7.541	-14.185	94.412	-28.533	-10.228	-0.235
BASE	149	COMB1	Combination		-0.165	0.646	109.726	-0.514	-0.154	0.000
BASE	149	COMB2	Combination	Max	11.471	5.222	248.706	10.792	15.815	0.166
BASE	149	COMB2	Combination	Min	-11.690	-4.236	-80.341	-11.576	-16.022	-0.166
BASE	149	COMB3	Combination	Max	4.753	11.042	164.416	26.504	6.485	0.235
BASE	149	COMB3	Combination	Min	-4.972	-10.057	3.950	-27.288	-6.692	-0.235
BASE	149	COMB4	Combination	Max	11.471	5.222	248.706	10.792	15.815	0.166
BASE	149	COMB4	Combination	Min	-11.690	-4.236	-80.341	-11.576	-16.022	-0.166
BASE	149	COMB5	Combination	Max	4.753	11.042	164.416	26.504	6.485	0.235
BASE	149	COMB5	Combination	Min	-4.972	-10.057	3.950	-27.288	-6.692	-0.235
BASE	150	COMB1	Combination		-0.163	-0.593	109.576	0.502	-0.151	0.000
BASE	150	COMB2	Combination	Max	11.593	4.333	247.411	11.767	15.974	0.166
BASE	150	COMB2	Combination	Min	-11.810	-5.241	-79.283	-10.999	-16.178	-0.166
BASE	150	COMB3	Combination	Max	4.672	10.114	160.544	27.340	6.373	0.235
BASE	150	COMB3	Combination	Min	-4.889	-11.021	7.584	-26.573	-6.577	-0.235
BASE	150	COMB4	Combination	Max	11.593	4.333	247.411	11.767	15.974	0.166
BASE	150	COMB4	Combination	Min	-11.810	-5.241	-79.283	-10.999	-16.178	-0.166
BASE	150	COMB5	Combination	Max	4.672	10.114	160.544	27.340	6.373	0.235
BASE	150	COMB5	Combination	Min	-4.889	-11.021	7.584	-26.573	-6.577	-0.235
BASE	151	COMB1	Combination		-0.639	1.162	146.689	-0.937	-0.587	0.000
BASE	151	COMB2	Combination	Max	12.589	6.802	130.813	11.661	17.718	0.166
BASE	151	COMB2	Combination	Min	-13.558	-5.109	88.829	-13.024	-18.610	-0.166
BASE	151	COMB3	Combination	Max	6.548	14.232	125.332	28.590	9.303	0.235
BASE	151	COMB3	Combination	Min	-7.516	-12.539	94.310	-29.953	-10.196	-0.235
BASE	151	COMB4	Combination	Max	12.589	6.802	130.813	11.661	17.718	0.166
BASE	151	COMB4	Combination	Min	-13.558	-5.109	88.829	-13.024	-18.610	-0.166
BASE	151	COMB5	Combination	Max	6.548	14.232	125.332	28.590	9.303	0.235
BASE	151	COMB5	Combination	Min	-7.516	-12.539	94.310	-29.953	-10.196	-0.235
BASE	152	COMB1	Combination		-0.141	-2.095	96.191	1.829	-0.131	0.000
BASE	152	COMB2	Combination	Max	8.992	1.113	81.212	7.274	12.773	0.148
BASE	152	COMB2	Combination	Min	-9.212	-4.153	66.496	-4.619	-12.978	-0.148
BASE	152	COMB3	Combination	Max	5.931	4.679	90.637	15.655	8.424	0.211
BASE	152	COMB3	Combination	Min	-6.152	-7.720	57.071	-13.000	-8.630	-0.211
BASE	152	COMB4	Combination	Max	8.992	1.113	81.212	7.274	12.773	0.148
BASE	152	COMB4	Combination	Min	-9.212	-4.153	66.496	-4.619	-12.978	-0.148
BASE	152	COMB5	Combination	Max	5.931	4.679	90.637	15.655	8.424	0.211
BASE	152	COMB5	Combination	Min	-6.152	-7.720	57.071	-13.000	-8.630	-0.211
BASE	153	COMB1	Combination		1.125	0.781	128.121	-0.699	1.041	0.000
BASE	153	COMB2	Combination	Max	3.747	1.416	109.693	1.069	4.362	0.067
BASE	153	COMB2	Combination	Min	-2.038	-0.335	86.098	-2.037	-2.780	-0.067
BASE	153	COMB3	Combination	Max	2.846	3.022	112.976	4.061	3.239	0.095
BASE	153	COMB3	Combination	Min	-1.137	-1.941	82.814	-5.029	-1.657	-0.095
BASE	153	COMB4	Combination	Max	3.747	1.416	109.693	1.069	4.362	0.067
BASE	153	COMB4	Combination	Min	-2.038	-0.335	86.098	-2.037	-2.780	-0.067

BASE	153	COMB5	Combination	Max	2.846	3.022	112.976	4.061	3.239	0.095
BASE	153	COMB5	Combination	Min	-1.137	-1.941	82.814	-5.029	-1.657	-0.095
BASE	154	COMB1	Combination		0.634	-1.682	147.272	1.544	0.501	0.000
BASE	154	COMB2	Combination	Max	34.244	1.266	154.587	4.522	64.050	0.166
BASE	154	COMB2	Combination	Min	-33.320	-3.752	65.444	-2.240	-63.329	-0.166
BASE	154	COMB3	Combination	Max	19.070	6.056	141.846	10.995	35.284	0.235
BASE	154	COMB3	Combination	Min	-18.146	-8.543	78.184	-8.712	-34.563	-0.235
BASE	154	COMB4	Combination	Max	34.244	1.266	154.587	4.522	64.050	0.166
BASE	154	COMB4	Combination	Min	-33.320	-3.752	65.444	-2.240	-63.329	-0.166
BASE	154	COMB5	Combination	Max	19.070	6.056	141.846	10.995	35.284	0.235
BASE	154	COMB5	Combination	Min	-18.146	-8.543	78.184	-8.712	-34.563	-0.235
BASE	155	COMB1	Combination		0.891	0.805	156.746	-0.693	0.689	-0.001
BASE	155	COMB2	Combination	Max	47.567	5.292	148.883	13.047	148.802	3.663
BASE	155	COMB2	Combination	Min	-46.252	-4.117	96.154	-14.059	-147.816	-3.665
BASE	155	COMB3	Combination	Max	20.295	13.960	145.744	38.797	61.523	5.200
BASE	155	COMB3	Combination	Min	-18.980	-12.785	99.293	-39.809	-60.537	-5.202
BASE	155	COMB4	Combination	Max	47.567	5.292	148.883	13.047	148.802	3.663
BASE	155	COMB4	Combination	Min	-46.252	-4.117	96.154	-14.059	-147.816	-3.665
BASE	155	COMB5	Combination	Max	20.295	13.960	145.744	38.797	61.523	5.200
BASE	155	COMB5	Combination	Min	-18.980	-12.785	99.293	-39.809	-60.537	-5.202
BASE	156	COMB1	Combination		0.945	-0.659	156.821	0.613	0.741	-0.001
BASE	156	COMB2	Combination	Max	48.656	4.107	148.741	13.899	150.726	3.663
BASE	156	COMB2	Combination	Min	-47.261	-5.065	96.405	-13.007	-149.664	-3.665
BASE	156	COMB3	Combination	Max	20.603	13.004	146.048	39.850	61.184	5.200
BASE	156	COMB3	Combination	Min	-19.208	-13.962	99.097	-38.958	-60.122	-5.202
BASE	156	COMB4	Combination	Max	48.656	4.107	148.741	13.899	150.726	3.663
BASE	156	COMB4	Combination	Min	-47.261	-5.065	96.405	-13.007	-149.664	-3.665
BASE	156	COMB5	Combination	Max	20.603	13.004	146.048	39.850	61.184	5.200
BASE	156	COMB5	Combination	Min	-19.208	-13.962	99.097	-38.958	-60.122	-5.202
BASE	157	COMB1	Combination		0.151	1.387	156.617	-1.268	0.111	0.000
BASE	157	COMB2	Combination	Max	28.536	3.140	163.238	2.083	60.070	0.166
BASE	157	COMB2	Combination	Min	-28.326	-1.089	70.796	-3.957	-59.927	-0.166
BASE	157	COMB3	Combination	Max	15.334	7.174	149.711	7.862	32.169	0.235
BASE	157	COMB3	Combination	Min	-15.125	-5.124	84.323	-9.736	-32.027	-0.235
BASE	157	COMB4	Combination	Max	28.536	3.140	163.238	2.083	60.070	0.166
BASE	157	COMB4	Combination	Min	-28.326	-1.089	70.796	-3.957	-59.927	-0.166
BASE	157	COMB5	Combination	Max	15.334	7.174	149.711	7.862	32.169	0.235
BASE	157	COMB5	Combination	Min	-15.125	-5.124	84.323	-9.736	-32.027	-0.235
BASE	158	COMB1	Combination		1.151	-0.859	129.916	0.774	1.066	0.000
BASE	158	COMB2	Combination	Max	3.867	0.414	111.819	2.238	4.499	0.067
BASE	158	COMB2	Combination	Min	-2.118	-1.608	86.770	-1.162	-2.880	-0.067
BASE	158	COMB3	Combination	Max	2.886	2.048	115.224	5.239	3.278	0.095
BASE	158	COMB3	Combination	Min	-1.138	-3.242	83.365	-4.162	-1.660	-0.095
BASE	158	COMB4	Combination	Max	3.867	0.414	111.819	2.238	4.499	0.067

BASE	158	COMB4	Combination	Min	-2.118	-1.608	86.770	-1.162	-2.880	-0.067
BASE	158	COMB5	Combination	Max	2.886	2.048	115.224	5.239	3.278	0.095
BASE	158	COMB5	Combination	Min	-1.138	-3.242	83.365	-4.162	-1.660	-0.095
BASE	160	COMB1	Combination		1.026	-3.533	179.552	3.241	0.823	0.000
BASE	160	COMB2	Combination	Max	32.000	1.319	181.087	7.875	62.211	0.166
BASE	160	COMB2	Combination	Min	-30.420	-6.569	88.172	-3.060	-60.951	-0.166
BASE	160	COMB3	Combination	Max	18.001	5.995	166.480	14.399	34.408	0.235
BASE	160	COMB3	Combination	Min	-16.420	-11.245	102.779	-9.584	-33.148	-0.235
BASE	160	COMB4	Combination	Max	32.000	1.319	181.087	7.875	62.211	0.166
BASE	160	COMB4	Combination	Min	-30.420	-6.569	88.172	-3.060	-60.951	-0.166
BASE	160	COMB5	Combination	Max	18.001	5.995	166.480	14.399	34.408	0.235
BASE	160	COMB5	Combination	Min	-16.420	-11.245	102.779	-9.584	-33.148	-0.235
BASE	161	COMB1	Combination		-0.570	0.194	109.142	-0.139	-0.522	0.000
BASE	161	COMB2	Combination	Max	22.594	7.229	178.765	17.988	28.838	0.263
BASE	161	COMB2	Combination	Min	-23.422	-6.931	-9.570	-18.202	-29.599	-0.263
BASE	161	COMB3	Combination	Max	11.929	15.134	262.267	40.143	14.165	0.373
BASE	161	COMB3	Combination	Min	-12.756	-14.835	-93.073	-40.357	-14.926	-0.373
BASE	161	COMB4	Combination	Max	22.594	7.229	178.765	17.988	28.838	0.263
BASE	161	COMB4	Combination	Min	-23.422	-6.931	-9.570	-18.202	-29.599	-0.263
BASE	161	COMB5	Combination	Max	11.929	15.134	262.267	40.143	14.165	0.373
BASE	161	COMB5	Combination	Min	-12.756	-14.835	-93.073	-40.357	-14.926	-0.373
BASE	162	COMB1	Combination		-0.489	-0.439	112.550	0.384	-0.449	0.000
BASE	162	COMB2	Combination	Max	23.006	7.134	185.150	19.127	29.297	0.263
BASE	162	COMB2	Combination	Min	-23.712	-7.804	-10.813	-18.541	-29.947	-0.263
BASE	162	COMB3	Combination	Max	12.259	14.626	276.132	40.648	14.444	0.373
BASE	162	COMB3	Combination	Min	-12.965	-15.296	-101.794	-40.063	-15.094	-0.373
BASE	162	COMB4	Combination	Max	23.006	7.134	185.150	19.127	29.297	0.263
BASE	162	COMB4	Combination	Min	-23.712	-7.804	-10.813	-18.541	-29.947	-0.263
BASE	162	COMB5	Combination	Max	12.259	14.626	276.132	40.648	14.444	0.373
BASE	162	COMB5	Combination	Min	-12.965	-15.296	-101.794	-40.063	-15.094	-0.373
BASE	163	COMB1	Combination		0.762	3.745	168.709	-3.428	0.611	0.000
BASE	163	COMB2	Combination	Max	34.939	6.832	173.255	3.016	65.322	0.166
BASE	163	COMB2	Combination	Min	-33.751	-1.267	79.852	-8.110	-64.378	-0.166
BASE	163	COMB3	Combination	Max	19.130	11.780	158.181	9.791	35.283	0.235
BASE	163	COMB3	Combination	Min	-17.942	-6.216	94.926	-14.885	-34.339	-0.235
BASE	163	COMB4	Combination	Max	34.939	6.832	173.255	3.016	65.322	0.166
BASE	163	COMB4	Combination	Min	-33.751	-1.267	79.852	-8.110	-64.378	-0.166
BASE	163	COMB5	Combination	Max	19.130	11.780	158.181	9.791	35.283	0.235
BASE	163	COMB5	Combination	Min	-17.942	-6.216	94.926	-14.885	-34.339	-0.235
BASE	165	COMB1	Combination		-2.013	0.882	92.915	-0.790	-1.864	0.000
BASE	165	COMB2	Combination	Max	0.430	1.666	79.116	2.171	1.289	0.067
BASE	165	COMB2	Combination	Min	-3.481	-0.332	65.110	-3.366	-4.116	-0.067
BASE	165	COMB3	Combination	Max	-0.257	2.446	81.683	4.657	0.363	0.095
BASE	165	COMB3	Combination	Min	-2.795	-1.112	62.542	-5.851	-3.190	-0.095

BASE	165	COMB4	Combination	Max	0.430	1.666	79.116	2.171	1.289	0.067
BASE	165	COMB4	Combination	Min	-3.481	-0.332	65.110	-3.366	-4.116	-0.067
BASE	165	COMB5	Combination	Max	-0.257	2.446	81.683	4.657	0.363	0.095
BASE	165	COMB5	Combination	Min	-2.795	-1.112	62.542	-5.851	-3.190	-0.095
BASE	166	COMB1	Combination		-0.137	-0.411	78.007	0.372	-0.128	0.000
BASE	166	COMB2	Combination	Max	2.764	1.277	86.236	3.575	3.334	0.067
BASE	166	COMB2	Combination	Min	-2.944	-1.895	34.138	-3.015	-3.501	-0.067
BASE	166	COMB3	Combination	Max	1.473	2.505	75.057	6.466	1.786	0.095
BASE	166	COMB3	Combination	Min	-1.652	-3.124	45.317	-5.906	-1.954	-0.095
BASE	166	COMB4	Combination	Max	2.764	1.277	86.236	3.575	3.334	0.067
BASE	166	COMB4	Combination	Min	-2.944	-1.895	34.138	-3.015	-3.501	-0.067
BASE	166	COMB5	Combination	Max	1.473	2.505	75.057	6.466	1.786	0.095
BASE	166	COMB5	Combination	Min	-1.652	-3.124	45.317	-5.906	-1.954	-0.095
BASE	167	COMB1	Combination		-4.603	4.355	27.389	0.070	0.132	-0.074
BASE	167	COMB2	Combination	Max	39.590	45.802	247.281	5.992	12.758	0.307
BASE	167	COMB2	Combination	Min	-46.769	-38.932	-204.213	-5.872	-12.543	-0.427
BASE	167	COMB3	Combination	Max	23.705	55.973	254.779	10.056	8.835	0.235
BASE	167	COMB3	Combination	Min	-30.884	-49.102	-211.710	-9.936	-8.619	-0.355
BASE	167	COMB4	Combination	Max	39.590	45.802	247.281	5.992	12.758	0.307
BASE	167	COMB4	Combination	Min	-46.769	-38.932	-204.213	-5.872	-12.543	-0.427
BASE	167	COMB5	Combination	Max	23.705	55.973	254.779	10.056	8.835	0.235
BASE	167	COMB5	Combination	Min	-30.884	-49.102	-211.710	-9.936	-8.619	-0.355
BASE	168	COMB1	Combination		-4.976	-4.172	41.455	-0.364	0.023	0.178
BASE	168	COMB2	Combination	Max	40.972	53.632	337.102	12.256	12.956	0.610
BASE	168	COMB2	Combination	Min	-48.724	-60.217	-271.964	-12.828	-12.911	-0.328
BASE	168	COMB3	Combination	Max	25.414	81.506	335.238	22.442	8.342	0.669
BASE	168	COMB3	Combination	Min	-33.166	-88.091	-270.100	-23.014	-8.297	-0.387
BASE	168	COMB4	Combination	Max	40.972	53.632	337.102	12.256	12.956	0.610
BASE	168	COMB4	Combination	Min	-48.724	-60.217	-271.964	-12.828	-12.911	-0.328
BASE	168	COMB5	Combination	Max	25.414	81.506	335.238	22.442	8.342	0.669
BASE	168	COMB5	Combination	Min	-33.166	-88.091	-270.100	-23.014	-8.297	-0.387
BASE	169	COMB1	Combination		-0.098	0.367	78.293	-0.327	-0.091	0.000
BASE	169	COMB2	Combination	Max	2.816	1.620	86.760	2.815	3.397	0.067
BASE	169	COMB2	Combination	Min	-2.939	-1.067	34.000	-3.308	-3.511	-0.067
BASE	169	COMB3	Combination	Max	1.482	2.891	75.762	5.755	1.794	0.095
BASE	169	COMB3	Combination	Min	-1.604	-2.338	44.998	-6.248	-1.908	-0.095
BASE	169	COMB4	Combination	Max	2.816	1.620	86.760	2.815	3.397	0.067
BASE	169	COMB4	Combination	Min	-2.939	-1.067	34.000	-3.308	-3.511	-0.067
BASE	169	COMB5	Combination	Max	1.482	2.891	75.762	5.755	1.794	0.095
BASE	169	COMB5	Combination	Min	-1.604	-2.338	44.998	-6.248	-1.908	-0.095
BASE	170	COMB1	Combination		-2.015	-0.876	93.015	0.790	-1.866	0.000
BASE	170	COMB2	Combination	Max	0.484	0.256	79.326	3.293	1.366	0.067
BASE	170	COMB2	Combination	Min	-3.539	-1.581	65.048	-2.100	-4.196	-0.067
BASE	170	COMB3	Combination	Max	-0.254	1.098	81.929	5.834	0.368	0.095

BASE	170	COMB3	Combination	Min	-2.801	-2.423	62.445	-4.640	-3.198	-0.095
BASE	170	COMB4	Combination	Max	0.484	0.256	79.326	3.293	1.366	0.067
BASE	170	COMB4	Combination	Min	-3.539	-1.581	65.048	-2.100	-4.196	-0.067
BASE	170	COMB5	Combination	Max	-0.254	1.098	81.929	5.834	0.368	0.095
BASE	170	COMB5	Combination	Min	-2.801	-2.423	62.445	-4.640	-3.198	-0.095
BASE	301	COMB1	Combination		-4.178	-0.209	54.641	0.312	-0.387	-0.025
BASE	301	COMB2	Combination	Max	18.782	37.727	292.058	11.680	4.755	0.410
BASE	301	COMB2	Combination	Min	-25.310	-38.044	-206.103	-11.200	-5.361	-0.446
BASE	301	COMB3	Combination	Max	7.558	69.477	153.077	22.085	1.485	0.671
BASE	301	COMB3	Combination	Min	-14.087	-69.795	-67.122	-21.605	-2.090	-0.708
BASE	301	COMB4	Combination	Max	18.782	37.727	292.058	11.680	4.755	0.410
BASE	301	COMB4	Combination	Min	-25.310	-38.044	-206.103	-11.200	-5.361	-0.446
BASE	301	COMB5	Combination	Max	7.558	69.477	153.077	22.085	1.485	0.671
BASE	301	COMB5	Combination	Min	-14.087	-69.795	-67.122	-21.605	-2.090	-0.708
BASE	303	COMB1	Combination		4.851	-0.085	15.272	0.189	-0.002	0.038
BASE	303	COMB2	Combination	Max	53.697	0.130	109.629	0.604	13.373	0.131
BASE	303	COMB2	Combination	Min	-46.082	-0.270	-85.677	-0.290	-13.370	-0.069
BASE	303	COMB3	Combination	Max	59.536	0.087	141.508	0.514	7.656	0.122
BASE	303	COMB3	Combination	Min	-51.921	-0.228	-117.556	-0.200	-7.653	-0.060
BASE	303	COMB4	Combination	Max	53.697	0.130	109.629	0.604	13.373	0.131
BASE	303	COMB4	Combination	Min	-46.082	-0.270	-85.677	-0.290	-13.370	-0.069
BASE	303	COMB5	Combination	Max	59.536	0.087	141.508	0.514	7.656	0.122
BASE	303	COMB5	Combination	Min	-51.921	-0.228	-117.556	-0.200	-7.653	-0.060
BASE	304	COMB1	Combination		4.891	-0.049	15.048	0.109	0.037	0.021
BASE	304	COMB2	Combination	Max	48.407	0.161	98.988	0.502	12.708	0.107
BASE	304	COMB2	Combination	Min	-40.728	-0.228	-75.373	-0.356	-12.647	-0.079
BASE	304	COMB3	Combination	Max	55.956	0.139	132.940	0.456	7.400	0.096
BASE	304	COMB3	Combination	Min	-48.277	-0.205	-109.325	-0.309	-7.338	-0.068
BASE	304	COMB4	Combination	Max	48.407	0.161	98.988	0.502	12.708	0.107
BASE	304	COMB4	Combination	Min	-40.728	-0.228	-75.373	-0.356	-12.647	-0.079
BASE	304	COMB5	Combination	Max	55.956	0.139	132.940	0.456	7.400	0.096
BASE	304	COMB5	Combination	Min	-48.277	-0.205	-109.325	-0.309	-7.338	-0.068
BASE	307	COMB1	Combination		1.989	0.162	13.309	-0.358	-0.256	-0.070
BASE	307	COMB2	Combination	Max	28.195	0.431	75.021	0.220	7.366	0.039
BASE	307	COMB2	Combination	Min	-25.027	-0.179	-54.052	-0.776	-7.755	-0.147
BASE	307	COMB3	Combination	Max	16.266	0.754	54.532	0.627	2.560	0.044
BASE	307	COMB3	Combination	Min	-13.099	-0.502	-33.562	-1.183	-2.949	-0.152
BASE	307	COMB4	Combination	Max	28.195	0.431	75.021	0.220	7.366	0.039
BASE	307	COMB4	Combination	Min	-25.027	-0.179	-54.052	-0.776	-7.755	-0.147
BASE	307	COMB5	Combination	Max	16.266	0.754	54.532	0.627	2.560	0.044
BASE	307	COMB5	Combination	Min	-13.099	-0.502	-33.562	-1.183	-2.949	-0.152

## 9.2 REVISIÓN DE MECÁNICA DE SUELOS

Se anexa documento de revisión de mecánica de suelos, con respecto a cargas y

### CONDICIONES GEOTECNICAS DEL SITIO

#### ANTECEDENTES REGIONALES

La zona de Ámsterdam No. 27 se encuentra en las inmediaciones del Ex Lago de Texcoco, donde hay depósitos de arcillas compresibles de hasta unos 35 m, lo anterior de acuerdo a la regionalización geotécnica del Valle de México.

La cuenca del valle de México constituye una gran presa azolvada, antes del Pleistoceno el valle drenaba hacia el sur. A Finales del Plioceno se producen fracturas orientadas en sentido W-E en las zonas de Puebla y al Sur de Toluca, por donde tuvieron grandes efusiones que formaron la Sierra Chichinautzín en el Cuaternario, esto hace unos 700 mil años. Tomando en cuenta que al norte la cuenca del Valle está delimitada por las sierras de Pachuca, Tepotzotlán, Guadalupe, Patlachique y Tepozán, cuando se crearon las sierras de las Cruces y Nevada al este y oeste respectivamente caracterizadas por la Formación Tarango, caracterizada por materiales piroclásticos depositados al pie de estas sierras, transformaron el valle en una cuenca cerrada.

Por esta razón se almaceno el agua en varios lagos y los ríos que descendían de las sierras circundantes, depositaron en conos de deyección materiales muy diversos al confluir a dichos lagos. Simultáneamente la cuenca se fue llenando al centro con acarreo limo-arenosos y emisiones de cenizas volcánicas y pómez. Finalmente en la época glacial de los últimos 100 mil años, la masa de agua se extendió formando un solo lago.

En las partes centrales y bajas predominaron los suelos lacustres constituidos por cenizas volcánicas, intercaladas con pómez, arenas finas y limos; en general la formación lacustre es altamente compresible y de baja resistencia al esfuerzo cortante.

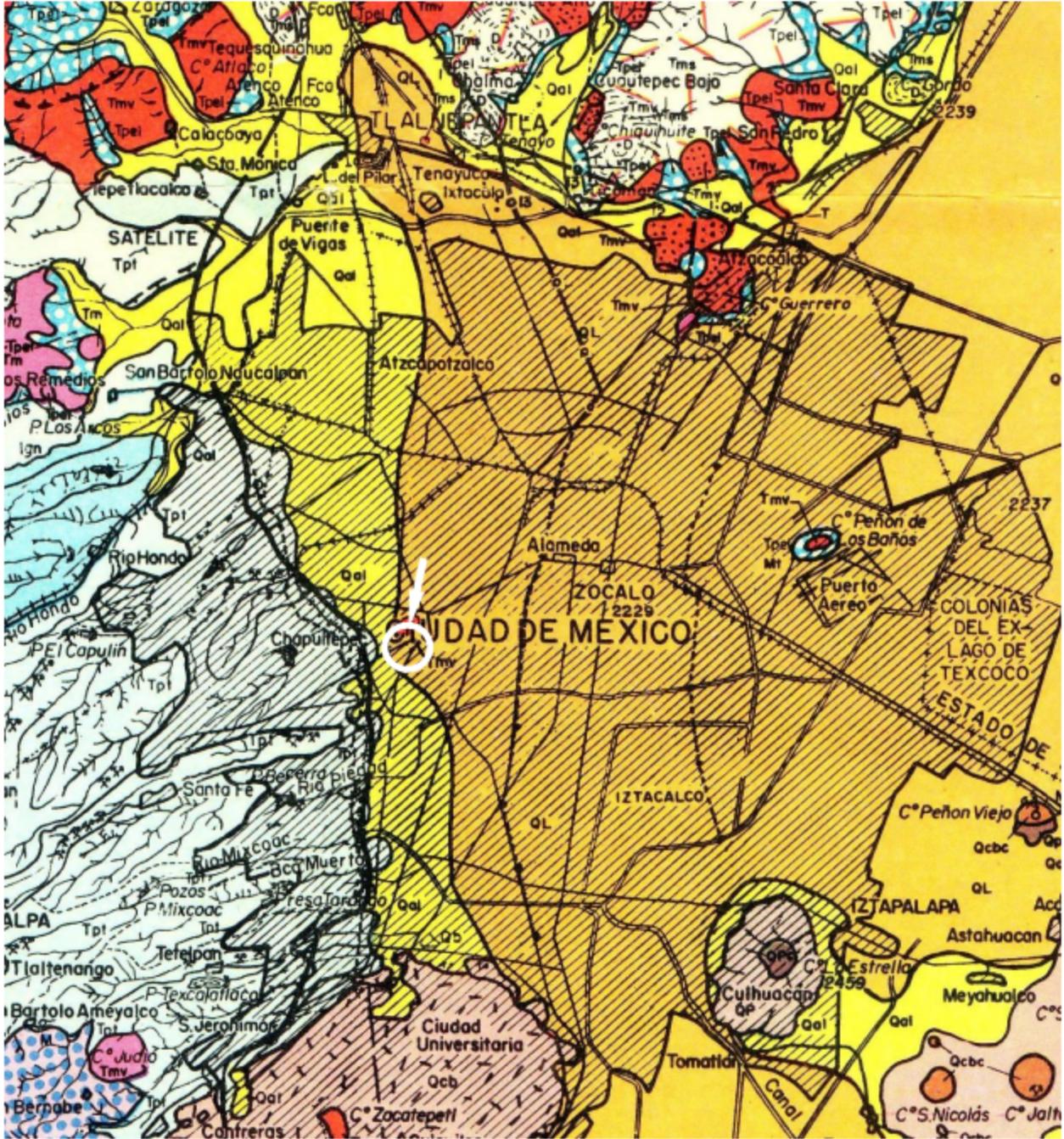


Figura 79. Geología del sitio en estudio

**-Sismicidad:** Para realizar las revisiones estructurales debe considerarse que la sísmica del predio en estudio corresponde en características, a la Zona IIIb, dentro Zonificación Sísmica del DF para fines de diseño por sismo, por lo que el coeficiente sísmico “c” aplicable tomando en cuenta la estratigrafía encontrada será  $C_s = 0.45$

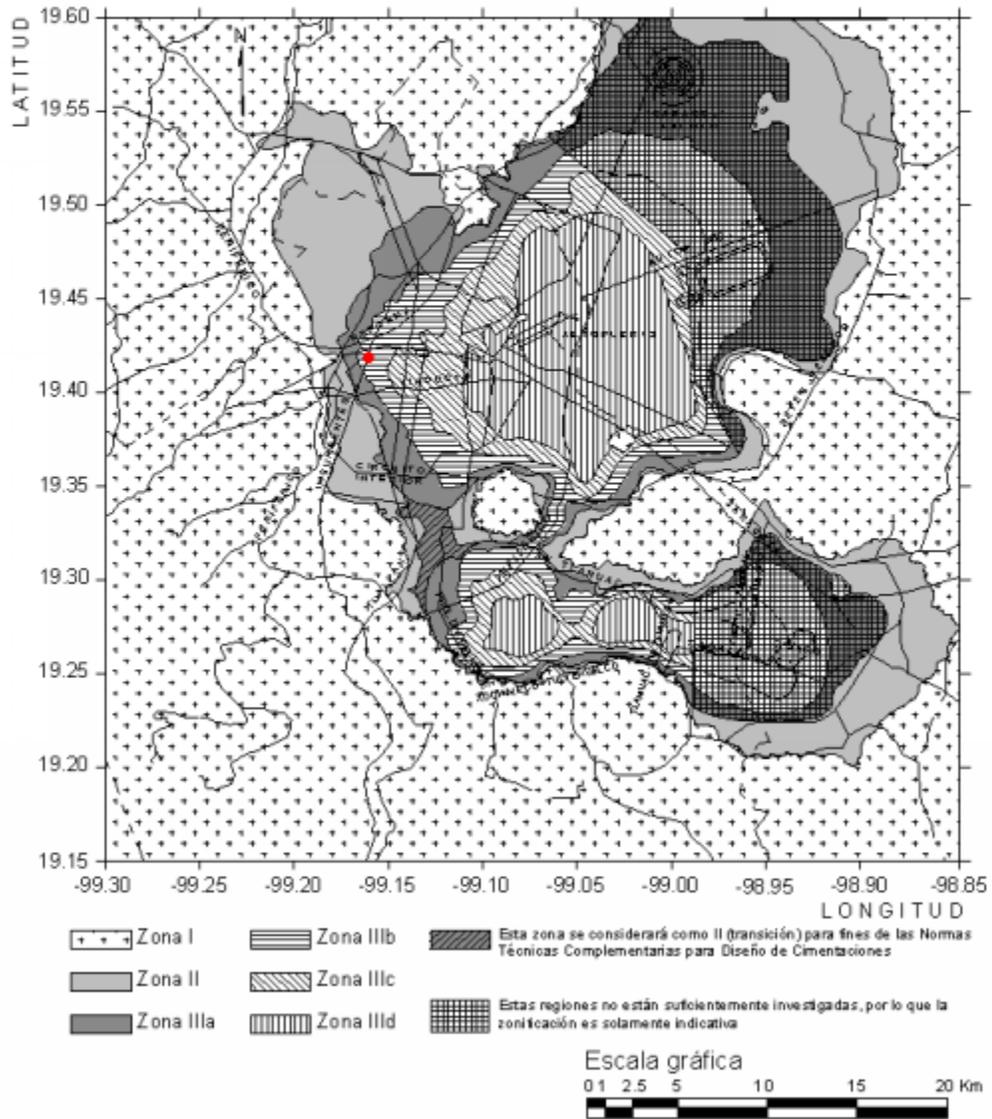


Figura 80. Zonificación del DF para diseño por sismo

## TRABAJOS DE CAMPO

**-Inspección de la zona:** Se realizaron varios caminamientos por la zona, a fin de corroborar el tipo de suelos y las soluciones de cimentación más frecuentes. En la zona existen en general construcciones destinadas a uso habitacional con edificios de varios niveles, desde antiguos hasta remodelados y re-estructurados. Dado lo anterior con certeza en la zona se han aplicado diferentes tipos de cimentaciones en la mayoría de los casos, son cimentaciones profundas a base de pilas o pilotes, cajones de cimentación, y en los casos menores donde hay casas o estructuras bajas se han usado desde zapatas superficiales hasta losas de cimentación.

**-Sondeos exploratorios:** Se realizó 1 sondeo exploratorio de muestreo alterado a 26.40 m de profundidad, midiendo en campo la resistencia a la penetración dinámica mediante el Método de Penetración Estándar (SPT) siguiendo la Norma ASTM D-1585-67 "Standar Method for Penetration Test and Split Barrel Sampling of Soils". Y se alternó con la recuperación de muestras inalteradas con Tubo Shelby.

En el sondeo realizado se registró la presencia del Nivel de agua Freática a partir de los 4.20 m de profundidad, se colocó una estación piezométrica con una punta porosa a los 19.50 m de profundidad (en una intercalación de ceniza volcánica) y un tubo de observación a 6 m de profundidad.

**-Inspección de la cimentación:** De forma complementaria a los sondeos, se realizó una inspección de la cimentación, difícilmente se pudo determinar alguna circunstancia, aunque desde el punto de vista de la cimentación se sabe que el edificio está desplantado en una losa a 1.20 m de profundidad con pilotes de fricción.

## **TRABAJOS DE LABORATORIO**

La totalidad de las muestras obtenidas del sondeo, se clasificaron en forma visual y manual en campo, posteriormente fueron enviadas al laboratorio, para llevar a cabo su clasificación definitiva y programar sus ensayos. La descripción de cada una de las pruebas realizadas a las muestras, se describen ampliamente en los manuales de procedimientos de pruebas consignados en las referencias bibliográficas de este documento.

**-Pruebas Índice:** se realizaron los siguientes ensayos y pruebas índices:

- Contenido Natural de Agua ( $\omega$ )
- Clasificación visual y manual conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)

Las propiedades índice que se determinaron en el laboratorio se muestran graficadas en los perfiles estratigráficos de los sondeos.

**-Pruebas Mecánicas:** Considerando que los suelos de apoyo corresponde a arcillas, para determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos estudiados, en las muestras inalteradas, se realizaron ensayos de compresión simple y triaxial. En el anexo de resultados de laboratorio se muestran los resultados obtenidos donde se indica:

- Esfuerzo máximo resistido por cada probeta
- Curvas esfuerzo deformación
- Envolvente de los círculos de Mohr
- **Pruebas de Consolidación** Tomando en cuenta que se tienen suelos

compresibles, se realizaron ensayos de consolidación unidimensional, en los anexos de resultados de laboratorio, se reportan sus resultados, donde se indica:

- Curvas deformación- tiempo por incremento
- Curvas de Consolidación
- Cargas de pre-consolidación

## **ESTRATIGRAFIA Y PARÁMETROS GEO-MECANICOS**

La estratigrafía encontrada confirma que el predio de interés se localiza en la Zona IIIb (Zona de Lago). En general presenta la siguiente secuencia de los materiales del subsuelo, entre la superficie y 2.40 m de profundidad se encuentra la denominada

Costra Superficial constituida por arcilla limo arenosa, y arcilla poco arenosa, con material de rellenos y cascajo contenido de agua variable de 43.80% a 78.1%, de consistencia muy compacta, con índice de resistencia a la penetración estándar  $N > 50$  golpes.

Entre 2.40 m y 6.60 m de profundidad se encuentra la denominada Formación Arcillosa superior, constituida por capas inter-estratificadas de arcilla arenosa a arcilla poco arenosa de color gris verdoso, estos depósitos lacustres en su parte menos profunda tienen contenidos de agua de 63.2 % y van aumentando con la profundidad hasta alcanzar 267.8 %, son suelos de baja resistencia y alta compresibilidad, de consistencia muy blanda, con numero de golpes de  $N = 4$  a 5.

Entre 6.60 m y 7.40 m se encontró una capa de ceniza volcánica y arena pumítica de color blanco, con contenido de agua  $\omega = 47.4$  %.

De 7.40 m a 23.40 m se encontró la misma Formación Arcillosa, de color café y gris verdoso con materia orgánica, en algunos casos con intercalaciones de fósiles, los suelos de este estrato tienen contenidos de agua variables entre 105.3 % y hasta 335.5 %; la resistencia a la penetración estándar es muy baja  $3 < N < 6$  golpes. Entre 11.60 m y 12.0 m se encuentra una capa permeable de ceniza volcánica negra, con contenido de agua de 63-9 % y Numero de Golpes  $N = 40$ .

Y entre 19.80 m y 20.60 m de profundidad se encuentra una ceniza volcánica de color blanco con contenido de agua de 63.6 % muy compacta con Numero de Golpes > 50.

Finalmente a partir de 23.40 m de profundidad se inicia la primera capa dura formada por tobas limo arenosas de color café verdoso, con contenido de agua ente 66.6 % y hasta 141.3%, con Número de Golpes variables entre  $20 < N < 30$ , que se incrementan con la profundidad.

En el sondeo realizado se registró la presencia del Nivel de agua Freática a partir de los 4.20 m de profundidad.

## **DISEÑO GEOTÉCNICO**

### **REVISION DE LA CAPACIDAD DE CARGA**

Tomando en cuenta que la estructura se desplanta en una losa de cimentación desplantado a 1.20 m de profundidad y que los suelos de desplante son cohesivo friccionantes, se analizó la capacidad de carga de la losa aunque está ligada a un grupo de pilotes de fricción. En una primera etapa, se revisó la capacidad de carga de la Losa.

Para realizar la revisión estructural del Edificio debe considerarse que la zonificación sísmica del predio en estudio corresponde en características, a la Zona IIIb del D.F., por lo que el coeficiente sísmico "c" aplicable es el recomendado para la Zona de Lago del Distrito Federal, tomando en cuenta la estratigrafía encontrada. ( $C_s = 0.45$ )

Dada la clasificación de suelos resultante, los resultados de laboratorio obtenidos y la naturaleza del suelo, se consideró que el comportamiento del suelo superficial (costra superficial) es cohesivo friccionante, por que se aplicó la siguiente ecuación para la valuación de la capacidad de carga:

$$Q_{adm} = (C N_c + \gamma D_f N_q + \frac{1}{2} B \gamma N_\gamma) / F.S.$$

Donde:

$Q_{adm}$  = Capacidad de carga admisible ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )

$C$  = Parámetro de cohesión del suelo ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )

$\gamma D_f$  = Esfuerzo efectivo del suelo a la profundidad de desplante de la cimentación ( $\text{ton}/\text{m}^2$ ) a 1.20 m de profundidad.

$B$  = Ancho de la base de la cimentación (m)

$\gamma$  = Peso volumétrico del suelo a nivel de desplante igual a  $1.39 \text{ ton}/\text{m}^3$

$N_c, N_q$  y  $N_\gamma$  = Factores de capacidad de carga en función del ángulo de fricción interna del suelo  $\phi$ .

F.S.= Factor de seguridad igual a 3 (en condiciones estáticas).

Los parámetros de suelo utilizados corresponden a los de ensayos triaxiales realizados por debajo de la Costra Superficial, éstos, por su naturaleza, rigen en resistencia y

deformabilidad, aunque la losa se desplante en suelos de mayor capacidad, según se observa en el perfil y la descripción estratigráfica del sondeo realizado.

Los factores de capacidad de carga se valoraron, considerando que la superficie de falla trabaja al límite, los valores correspondientes de  $N_c = 5.8$   $N_q = 1.5$  y  $N_\gamma = 1$  se aplican cuando el ángulo de fricción interna del suelo es de  $\phi = 7^\circ$ ; si consideramos una cohesión del suelo a nivel de desplante de  $C = 4.6 \text{ ton/m}^2$  (dos terceras partes del valor obtenido en el ensaye triaxial) se obtiene una Capacidad de Carga Admisible de:

$$Q_{adm} = 13.3 \text{ ton/m}^2$$

Revisando el valor de la capacidad de carga admisible obtenido con las expresiones del Reglamento de Construcciones del D.D.F. indicadas en las Normas Técnicas Complementarias (Refs. 4 y 5), se tiene que el valor a verificar debe cumplir con la siguiente desigualdad:

$$\Sigma F_c / A < [C_u N_c + P_v (N_q - 1) + \gamma B N_\gamma / 2] F.R. + P_v$$

Donde:

$\Sigma Q F_c$  - Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación de cargas considerada, afectada por su factor de carga ( $\text{ton/m}^2$ ).

A- Área de la cimentación ( $\text{m}^2$ ).

$C_u$ - Cohesión aparente del suelo determinada en ensaye triaxial ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )

$N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$ - Coeficientes de capacidad de carga en función del ángulo de fricción interna del suelo (adimensionales).

$P_v$ - Presión vertical efectiva a nivel de desplante de la cimentación ( $\text{ton}/\text{m}^2$ ).

$\gamma$ - Peso volumétrico del suelo ( $\text{ton}/\text{m}^3$ )

B- Ancho de la base de la cimentación (m).

F.R.- Factor de resistencia =0.35 para cimientos de menos de 5.0 m de profundidad, aplicable a la capacidad de carga neta de la cimentación (en condiciones estáticas).

Tomando en cuenta que se está suponiendo una Bajada de Cargas de  $8 \text{ ton}/\text{m}^2$ , y además qué, en la revisión preliminar de reforzamiento hecho por los estructuristas, que incluye reforzamiento de columnas emplacadas, trabes, y muros reparados y provistos de malla electrosoldada, se resume en la tabla siguiente:

Section	ElementType	NumPieces	TotalLength	TotalWeight
C2	Column	14	42	9212.095
C1A	Column	4	12	839.429
C1	Column	6	18	4295.468
TRAB30X30REF	Beam	40	131.375	10811.054
C2A	Column	36	108	5947.441
				31105.487 kg
				31.105487 t

Se incrementará la carga en el Edificio (por efecto del reforzamiento) en 31.1 ton, que se reparten de manera proporcional en el área del edificio (340 m<sup>2</sup>) a una carga de 91.5 kg por metro cuadrado.

Al aplicar la desigualdad de Reglamento, se incrementan las cargas por su factor de 1.4 especificado por el Reglamento, por lo que se cumple que:

$$8.1 \text{ ton/m}^2 \times 1.4 = 11.35 \text{ ton/m}^2 < Q_{adm} = 13.3 \text{ ton/m}^2$$

La losa de cimentación CUMPLE, incluyendo el incremento de carga generado por el reforzamiento propuesto por el estructurista.

Ahora bien, revisando el historial de los edificios de la Colonia Condesa, éstos datan de finales de los años 60, donde se estilaba usar en algunos casos pilotes de fricción, con certeza estos fueron apoyados a unos 19.80 m donde están las capas delgadas de arena y ceniza volcánica. Considerando que se colocó un pilote por columna, y que la sección de éstos se supone de 0.35 m x 0.35 m, se aplicó la siguiente expresión para determinar la Capacidad de carga por fricción lateral de un pilote:

$$C_f = A_l \cdot f$$

Donde:

$C_f$  – Capacidad por fricción del pilote (ton)

$A_l$  – Area lateral del Pilote (m<sup>2</sup>)

$f$  – Fricción o adherencia lateral pilote – suelo ( $\text{ton}/\text{m}^2$ )

FR – Factor de reducción = 0.65

Considerando que lo anterior, y tomando en cuenta que el valor promedio de la cohesión en toda la columna estratigráfica es de  $C = 4 \text{ ton}/\text{m}^2$ , se determinó que la capacidad admisible por fricción de un pilote es de  $C_f = 67 \text{ ton}$ .

Si consideramos que en la estructura hay 30 columnas y a cada una se le asigna un pilote de las características mencionadas, la capacidad de los pilotes es de 2,010 ton. Lo anterior implica que esto correspondería a una aportación adicional de  $Q_{\text{adm Pilotes Fricción}} = 5.90 \text{ ton}/\text{m}^2$ .

Tomando en cuenta que el diseño se realizó a finales de los años 60, es factible que se considere el 50 % de la capacidad de carga de la losa reduciéndola a  $Q_{\text{adm Losa}} = 6.65 \text{ ton}/\text{m}^2$  y tomando en cuenta la aportación de los pilotes, se tendría una capacidad de carga combinada de

$$Q_{\text{adm Losa}} + Q_{\text{adm Pilotes Fricción}} = 6.65 \text{ ton}/\text{m}^2 + 5.90 \text{ ton}/\text{m}^2 = 12.55 \text{ ton}/\text{m}^2$$

Muy seguramente el diseño de los pilotes de fricción fue motivado para contrarrestar los asentamientos provocados por la estructura, ya que al día de hoy la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos es muy baja, y se supone que ha mejorado mucho en los últimos 50 años por el fenómeno de subsidencia regional debido a la extracción de agua.

## **ESTABILIDAD POR SISMO**

Para las condiciones actuales de la estructura, se incluyó la verificación de la estabilidad por sismo considerando el 100 % de la acción sísmica en sentido transversal y el 30 % en sentido longitudinal.

En condiciones estáticas se determinó una capacidad de carga admisible combinada entre losa y pilotes de fricción de:

$$Q_{adm} = 12.55 \text{ ton/m}^2$$

En condiciones dinámicas el factor de seguridad para la Capacidad de Carga se reduce a F.S. = 2 por lo que el valor admisible para solicitaciones accidentales se incrementa a:

$$Q_{adm \text{ DINAMICA}} = 18.8 \text{ ton/m}^2$$

Tomando en cuenta que el peso de la estructura, incluyendo la cimentación se estimó en 2,720.14 ton, se determinó un esfuerzo cortante sísmico de  $V_{\text{transversal}100\%} = 612$  ton para el 100 % del coeficiente sísmico, y un  $V_{\text{longitudinal}30\%} = 183.6$  ton para el 30 %.

En esas condiciones se estimaron momentos de volteo según se indica:

$$M_{\text{transversal}} = 4,814.65 \text{ ton-m} \quad \text{y} \quad M_{\text{longitudinal}} = 1,444.40 \text{ ton-m}$$

Aplicando la ecuación para la revisión de cimentaciones sujetas a volteo, se obtuvo lo siguiente:

$$Q_{\max, \min} = \Sigma V / \text{Area} (1 \pm 6e/L)$$

Donde:

$Q_{\max, \min}$  Esfuerzo máximo en compresión o tensión debida al sismo

$\Sigma V$  Suma de cargas incluyendo el peso propio de la cimentación

**Area** superficie de contacto de la cimentación

**e** excentricidad debida a las cargas dinámicas

**L** dimensión transversal o longitudinal de la cimentación según corresponda

Para la condición desfavorable, es decir 100 % de sismo en sentido transversal al Edificio se obtuvo una excentricidad de 1.77 m, valor que queda dentro del tercio medio, por lo que no se presentan tensiones en la estructura; aplicando la ecuación anterior los valores de  $Q_{\max}$  y  $Q_{\min}$  se reportan a continuación:

$$Q_{\max} = 11.72 \text{ ton/m}^2 \quad \text{y} \quad Q_{\min} = 4.27 \text{ ton/m}^2$$

El factor de seguridad para el caso de máxima compresión es de F.S. = 1.60

Para la condición en sentido longitudinal con el 30% del sismo, se obtuvo una excentricidad de 0.53 m, y aplicando la ecuación anterior se obtuvieron los siguientes valores:

$$Q_{\max} = 9.70 \text{ ton/m}^2 \quad \text{y} \quad Q_{\min} = 6.30 \text{ ton/m}^2$$

El factor de seguridad para el caso de máxima compresión es de F.S. = 1.93

Lo anterior indica que el edificio se comporta estable durante un sismo.

### REVISION DE ASENTAMIENTOS

Tomando en cuenta que la estructura descarga al suelo aproximadamente  $8 \text{ ton/m}^2$ , la cual se incrementa aproximadamente unos  $90 \text{ kg/m}^2$ , por efecto del reforzamiento propuesto, hemos revisado los asentamientos de la estructura, considerando que esta se desplanta a 1.20 m de profundidad.

Considerando la presencia de los pilotes de fricción, la carga se transmite a los estratos de suelo inferiores disipando los esfuerzos de la estructura, aproximadamente desde 1/3 de su profundidad.

En esas condiciones se aplicó la siguiente ecuación.

$$\Delta H = (\Delta e / 1 + e_o) \delta h$$

$\Delta H$  – asentamiento diferencial debido a la carga

$\Delta e$  – variación de la relación de vacíos por efecto de las cargas adicionales

$e_0$  – relación de vacíos del suelo en estado actual

$\delta h$ – diferencial de espesor de suelo donde hay variaciones en la relación de vacíos debido al incremento de carga

Considerando que el espesor de suelos compresibles están entre 2.40 m y 23.40 m de profundidad, se realizó la distribución de esfuerzos de las cargas del edificio transmitidas por los pilotes incluyendo las que corresponden al peso de los reforzamientos propuestos por el estructurista.

Al respecto se obtuvo el siguiente resultado:

$$\delta h = 22.68 \text{ cm}$$

Considerando que el Hundimiento Regional se ha acelerado de manera importante y que se tiene una reducción de la relación de vacíos en los últimos años del orden del 32 %, los asentamientos calculados evidentemente ya se han presentado por la carga del edificio durante los últimos años, el diferencial por efecto de la sobrecarga debida al reforzamiento es prácticamente despreciable.

1. Después del sismo ocurrido el 19 de septiembre, de M 7.1, se presentaron colapsos de varias estructuras de entre 5 y 7 niveles, que presentaban daños de sismos anteriores.
2. El caso que nos ocupa, se refiera a la estructura ubicada en Amsterdam No. 27, que presentó daños de importancia, y el edificio del No. 25 que tuvo problemas estructurales y fue demolido.
3. Por parte del Despacho CESAR MENDEZ FRANCO S.C. se realizó una revisión estructural y un proyecto de reforzamiento, ya que durante el evento sísmico el edificio sufrió afectaciones principalmente en las columnas de los niveles 2 al 4, además de agrietamientos en muros.
4. La zona de estudio corresponde a un edificio de 14.90 m de ancho por 32.69 m de fondo, se compone por una planta baja de estacionamientos y 6 niveles más azotea. El edificio se estructuró con marcos rígidos en ambas direcciones con columnas y trabes de concreto y acero y algunos muros de rigidez.

5. Para fines de los análisis se consideró que la combinación más desfavorable de Carga Muerta + Carga Viva corresponde a unas  $8 \text{ ton/m}^2$ .
6. Para investigar las condiciones del suelo, se realizó 1 sondeo exploratorio de muestreo alterado a 26.40 m de profundidad, midiendo en campo la resistencia a la penetración dinámica mediante el Método de Penetración Estándar (SPT) siguiendo la Norma ASTM D-1585-67 "Standar Method for Penetration Test and Split Barrel Sampling of Soils". Y se alternó con la recuperación de muestras inalteradas con Tubo Shelby.
7. En el sondeo realizado se registró la presencia del Nivel de agua Freática a partir de los 4.20 m de profundidad, se colocó una estación piezométrica con una punta porosa a los 19.50 m de profundidad (en una intercalación de ceniza volcánica) y un tubo de observación a 6 m de profundidad.
8. De forma complementaria a los sondeos, se realizó una inspección de la cimentación, difícilmente se pudo determinar alguna circunstancia, aunque desde el punto de vista de la cimentación se sabe que el edificio esta desplantado en una losa a 1.20 m de profundidad con pilotes de fricción.
9. Se presentan en los anexos de este informe el perfil estratigráfico que confirma la zonificación geotécnica del sitio.

10. Tomando en cuenta que la estructura se desplanta en una losa de cimentación desplantado a 1.20 m de profundidad y que los suelos de desplante son cohesivo friccionantes, se analizó la capacidad de carga de la losa aunque está ligada a un grupo de pilotes de fricción. La capacidad de la losa determinada es de  $Q_{adm} = 13.3 \text{ ton/m}^2$ , la anterior cumple con la verificación del reglamento.
11. En la revisión preliminar de reforzamiento hecho por los estructuristas, que incluye reforzamiento de columnas emplacadas, trabes, y muros reparados y provistos de malla electrosoldada, se determinó que el incremento de carga en el edificio es de 31.1 ton, que se reparten de manera proporcional en el área del edificio (340 m<sup>2</sup>) a una carga de 91.5 kg por metro cuadrado.
12. Para analizar los pilotes se esta suponiendo que son pilotes de fricción, de acuerdo a la información proporcionada, y que fueron apoyados a unos 19.80 m donde están las capas delgadas de arena y ceniza volcánica; además que se colocó un pilote por columna, y que la sección de éstos es de 0.35 m x 0.35 m.
13. En esas condiciones se determino que la capacidad de los pilotes es de 2,010 ton. Lo anterior implica que esto correspondería a una aportación adicional de  $Q_{adm \text{ Pilotes Fricción}} = 5.90 \text{ ton/m}^2$ .
14. Tomando en cuenta que el diseño se realizó a finales de los años 60, es factible que se considere el 50 % de la capacidad de carga de la losa reduciéndola a  $Q_{adm \text{ Losa}} = 6.65 \text{ ton/m}^2$  más la aportación de los pilotes, se tendría una capacidad de carga combinada de  $12.55 \text{ ton/m}^2$ .

15. Para las condiciones actuales de la estructura, se incluyó la verificación de la estabilidad por sismo considerando el 100 % de la acción sísmica en sentido transversal y el 30 % en sentido longitudinal.

16. Para la condición desfavorable, es decir 100 % de sismo en sentido transversal al Edificio se obtuvo una excentricidad de 1.77 m, valor que queda dentro del tercio medio, por lo que no se presentan tensiones en la estructura; aplicando la ecuación anterior los valores de  $Q_{max}$  y  $Q_{min}$  se reportan a continuación:

$$Q_{max} = 11.72 \text{ ton/m}^2 \quad \text{y} \quad Q_{min} = 4.27 \text{ ton/m}^2$$

El factor de seguridad para el caso de máxima compresión es de F.S. = 1.60

17. Para la condición en sentido longitudinal con el 30% del sismo, se obtuvo una excentricidad de 0.53 m, y aplicando la ecuación anterior se obtuvieron los siguientes valores:

$$Q_{max} = 9.70 \text{ ton/m}^2 \quad \text{y} \quad Q_{min} = 6.30 \text{ ton/m}^2$$

El factor de seguridad para el caso de máxima compresión es de F.S. = 1.93

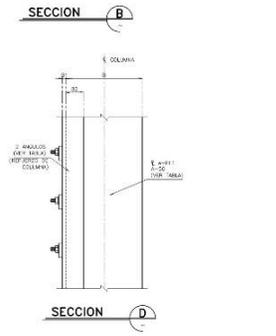
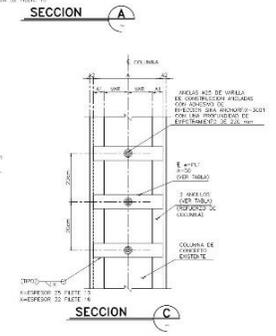
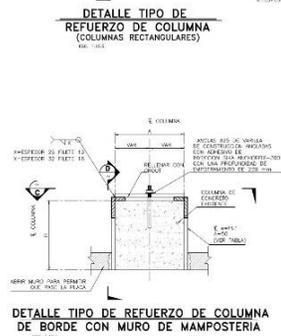
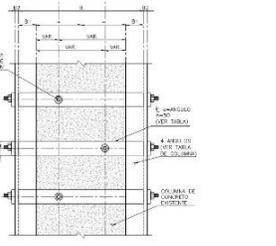
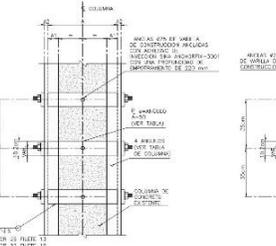
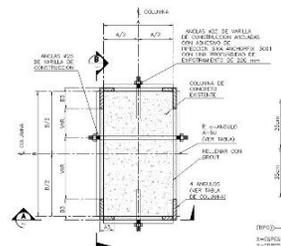
18. Considerando que el espesor de suelos compresibles están entre 2.40 m y 23.40 m de profundidad, se realizó la distribución de esfuerzos de las cargas del edificio transmitidas por los pilotes incluyendo las que corresponden al peso de los reforzamientos propuestos por el estructurista. Se obtuvo un asentamiento de 22.68 cm.

19. Considerando que el Hundimiento Regional se ha acelerado de manera importante y que se tiene una reducción de la relación de vacíos en los últimos años del orden del 32 %, los asentamientos calculados evidentemente ya se han presentado por la carga del edificio durante los últimos años, el diferencial por efecto de la sobrecarga debida al reforzamiento es prácticamente despreciable.





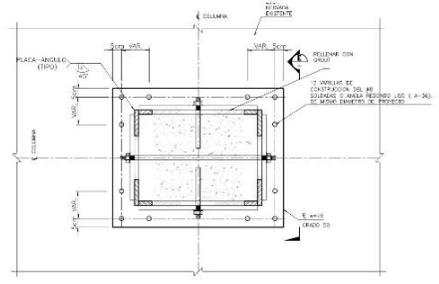
TABLA DE REFUERZOS EN COLUMNAS										
COLUMNA	ANGULO	A1	A2	A3	B1	B2	B3	E 1	NIVEL	REFUERZO PARA COL. DE CONCRETO DE (DIM) [cm]
D-1	ANGULO RECTANGULAR	322	322	324	322	324	32	FE-83		80x85
C-1	ANGULO RECTANGULAR	137	35	152	137	35	152	25	FE-83	80x85
C-2	ANGULO RECTANGULAR	137	35	152	137	35	152	25	FE-83	80x85
E-1	ANGULO RECTANGULAR	322	322	324	322	324	32	FE-83		80x85
E-2	ANGULO RECTANGULAR	137	35	152	137	35	152	25	FE-83	80x85
E-3	ANGULO RECTANGULAR	137	35	152	137	35	152	25	FE-83	80x85
E-4	ANGULO RECTANGULAR	138	35	153	138	35	153	25	FE-83	80x85



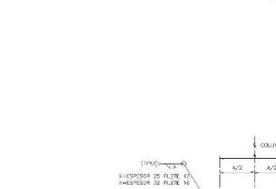
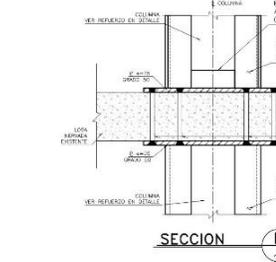
**NOTA 1**  
LOS ANGULOS DE TORNO EN ANGULO EN 20º DE LA TORNO EN LA COLUMNA

**NOTA 1**  
TODA PLACA DE REFUERZO DE TRAZOS EN UNO DE LOS EJES DE REFUERZO DEBEN SER RECORRIDOS POR LOS EJES DE REFUERZO DE LA COLUMNA

**NOTA 1**  
EN CASO DE QUE LAS PLACAS DE REFUERZO Y LAS COLUMNAS SE CONECTEN EN UNO DE LOS EJES DE REFUERZO DEBEN SER RECORRIDOS POR LOS EJES DE REFUERZO DE LA COLUMNA



**DETALLE TIPO DE REFUERZO DE COLUMNA EN NODO LECHO SUPERIOR E INFERIOR DE LOSA**



**DETALLE GENERAL TIPO DE REFUERZO: COLUMNA DE BORDE EN ZONA MURO DE CONCRETO**



**ELEVACION ESQUEMATICA**

- NOTAS:**
- 1.- APLICACIONES EN UN METRO CADA UNO DE LOS EJES.
  - 2.- ANGULO EN METRO.
  - 3.- LAS CORTAS DEBEN SER EN EL BARRIL.
  - 4.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 5.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 6.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 7.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 8.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 9.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 10.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 11.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 12.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 13.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 14.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 15.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 16.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 17.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 18.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 19.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.
  - 20.- REFUERZO EN LOS EJES DE REFUERZO EN BARRIL ARQUITECTONICO.

**SIMBOLOGIA:**

R1-C: BARRIL PARA BARRIL DE CONCRETO  
R1-A: BARRIL PARA BARRIL DE ACERO  
R1-F: BARRIL PARA BARRIL DE FERRALLA  
R1-L: BARRIL PARA BARRIL DE LAMINADO  
R1-P: BARRIL PARA BARRIL DE PLACA

FECHA	REV.	REVISION	REV.	APR.

**REFORZAMIENTO**

**DETALLES DE REFUERZO EN COLUMNAS**

AS-BUILT - Estructural

Figura 83. Detalles de refuerzo en columnas

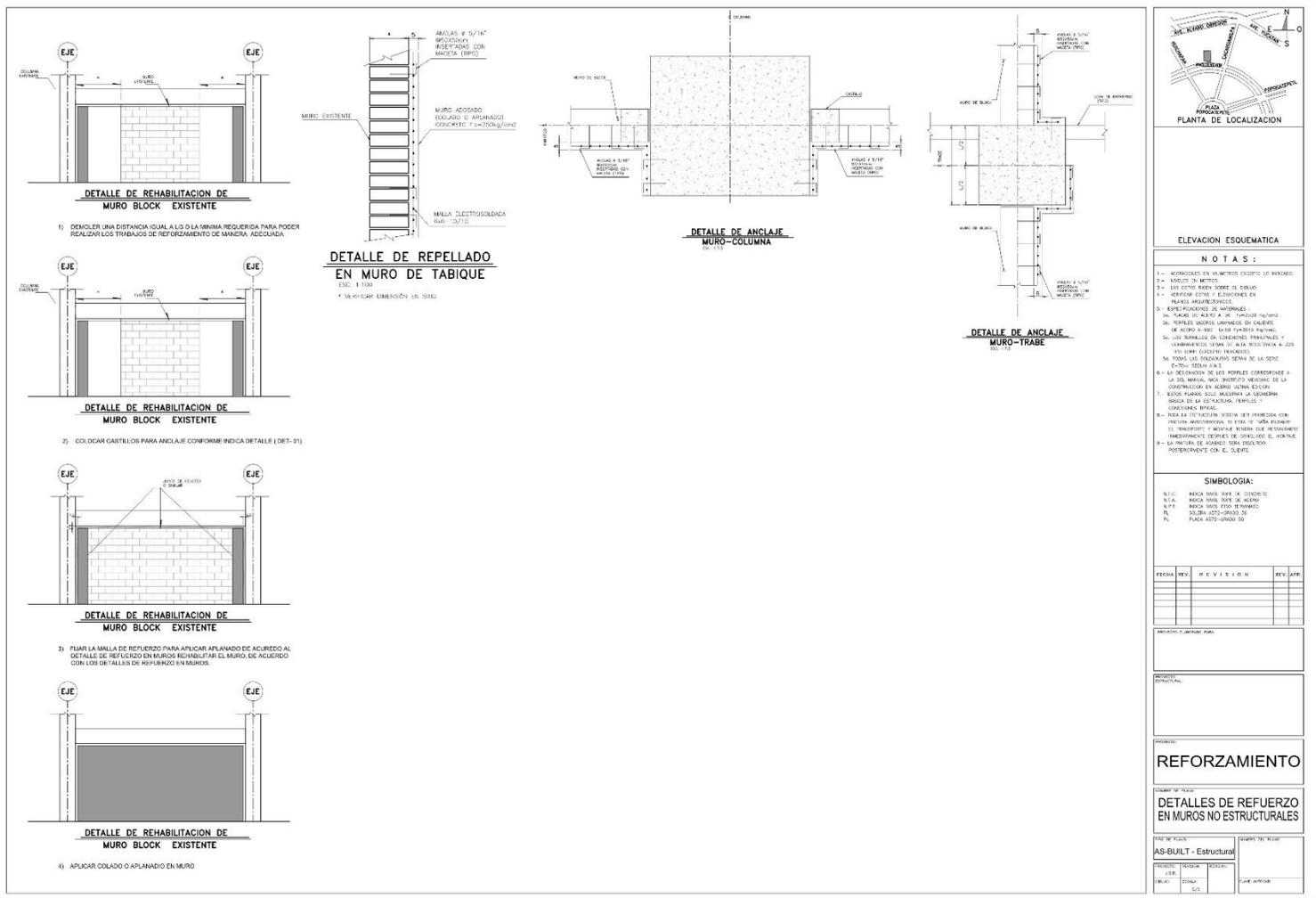


Figura 84. Detalles de refuerzo en muros

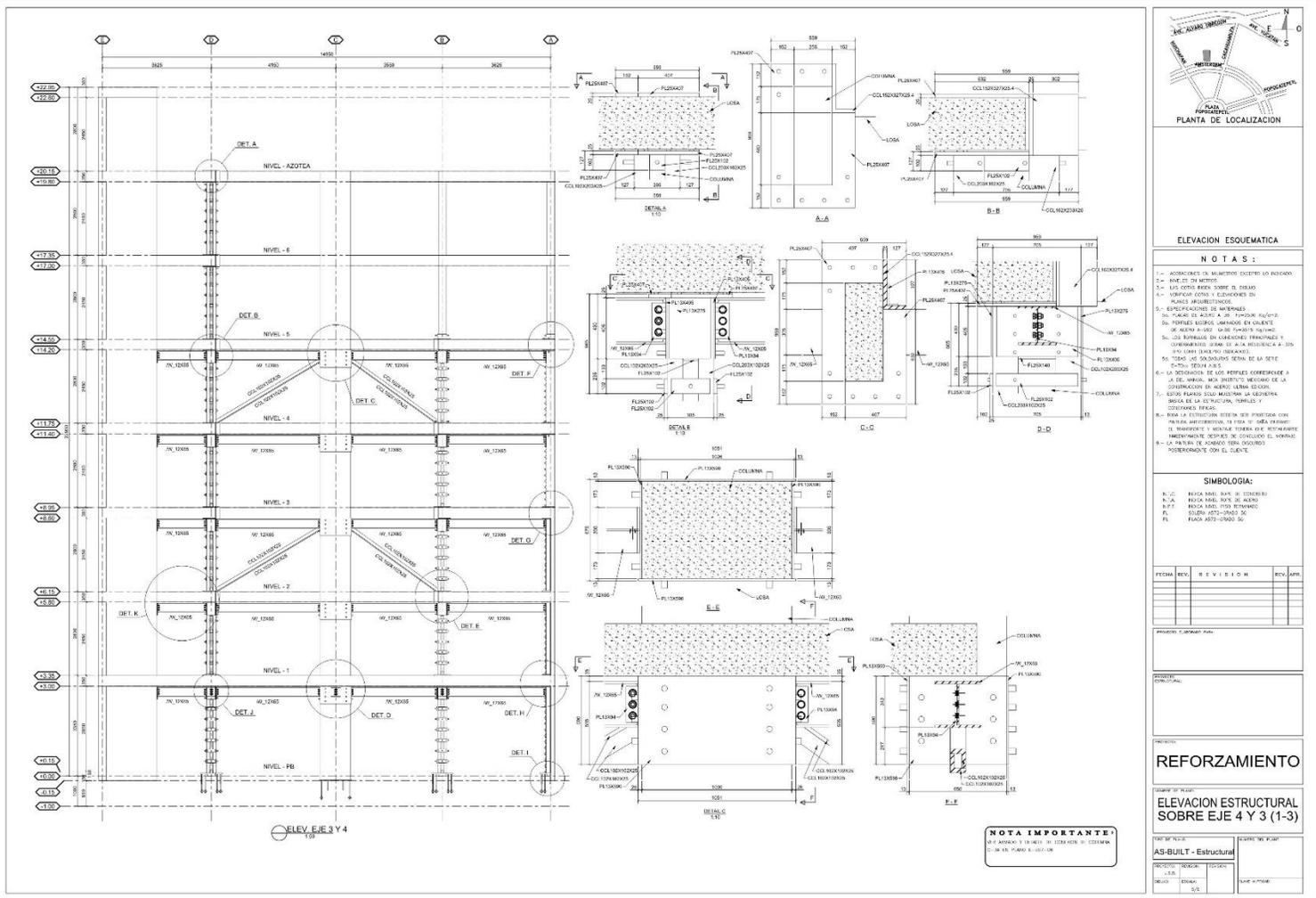
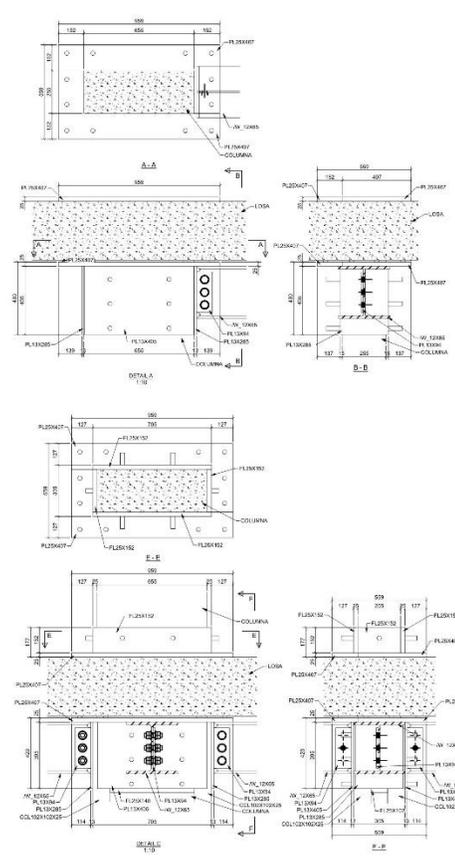
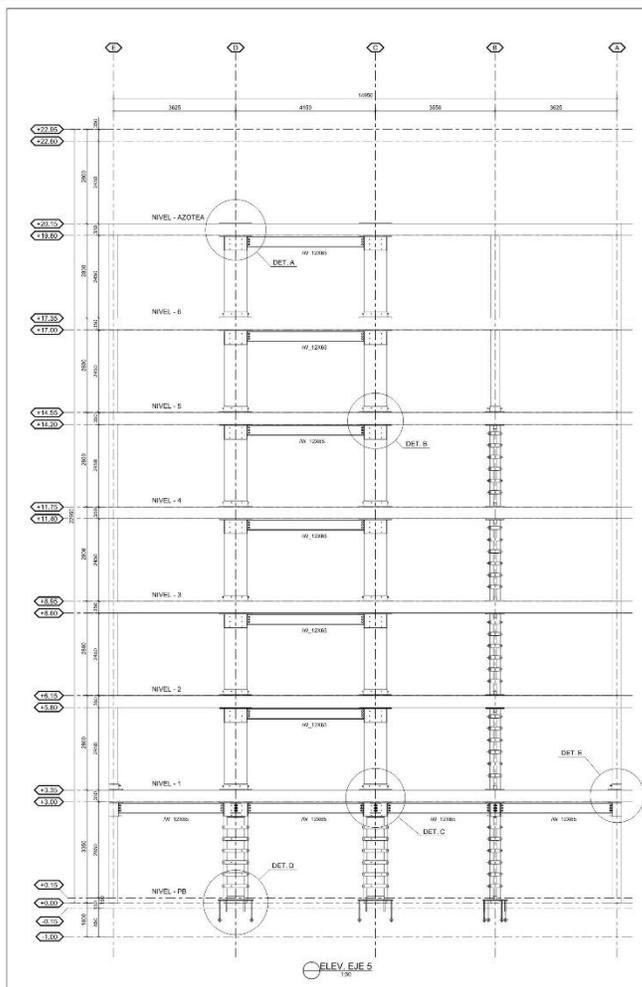


Figura 85. Planos indicando refuerzos y contraventeos ejes 3 y 4







**PLANTA DE LOCALIZACION**

---

**ELEVACION ESQUEMATICA**

---

**NOTAS:**

- 1.- COORDENAR EL ALIBRADO EXCEPTO EN NUDO 2.
- 2.- ANEJO EN METROS.
- 3.- LOS NUDOS DEBEN SER DE TIPO A.
- 4.- VERIFICAR CORTES Y ELEVACIONES EN NUDO 2.
- 5.- ESPECIFICACIONES DE MATERIALES:
  - 5.1. ACERO: BARRAS A 28, FERRALLAS ALICATA.
  - 5.2. HORMIGON: M3000 EN COLETA.
  - 5.3. MANTA DE AISLAMIENTO: 10 CM DE POLIURETANO.
  - 5.4. MANTA DE AISLAMIENTO: 10 CM DE POLIURETANO.
  - 5.5. MANTA DE AISLAMIENTO: 10 CM DE POLIURETANO.
  - 5.6. MANTA DE AISLAMIENTO: 10 CM DE POLIURETANO.
  - 5.7. MANTA DE AISLAMIENTO: 10 CM DE POLIURETANO.
  - 5.8. MANTA DE AISLAMIENTO: 10 CM DE POLIURETANO.
  - 5.9. MANTA DE AISLAMIENTO: 10 CM DE POLIURETANO.
  - 5.10. MANTA DE AISLAMIENTO: 10 CM DE POLIURETANO.
- 6.- LA DISTRIBUCION DE LOS BARRAS DEBERA SER ADECUADA PARA LA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DEL NUDO.
- 7.- LOS BARRAS DEBEN SER DE TIPO A.
- 8.- LA DISTRIBUCION DE LOS BARRAS DEBERA SER ADECUADA PARA LA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DEL NUDO.
- 9.- LA DISTRIBUCION DE LOS BARRAS DEBERA SER ADECUADA PARA LA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DEL NUDO.
- 10.- LA DISTRIBUCION DE LOS BARRAS DEBERA SER ADECUADA PARA LA RESISTENCIA Y DUCTILIDAD DEL NUDO.

---

**SIMBOLIA:**

N.C. ROSA: BARRA DE ACERO  
 N.A. ROSA: BARRA DE ACERO  
 N.P. ROSA: BARRA DE ACERO  
 PL: FERRALLA ALICATA  
 AN: FERRALLA ALICATA

FECHA	REV.	REVISION	REV. APT.

**REFORZAMIENTO**

---

**ELEVACION ESTRUCTURAL SOBRE EJE 5 (1-2)**

PROYECTO	FECHA	REV.	REVISION	REV. APT.

Figura 88. Detalles de refuerzos en nodos

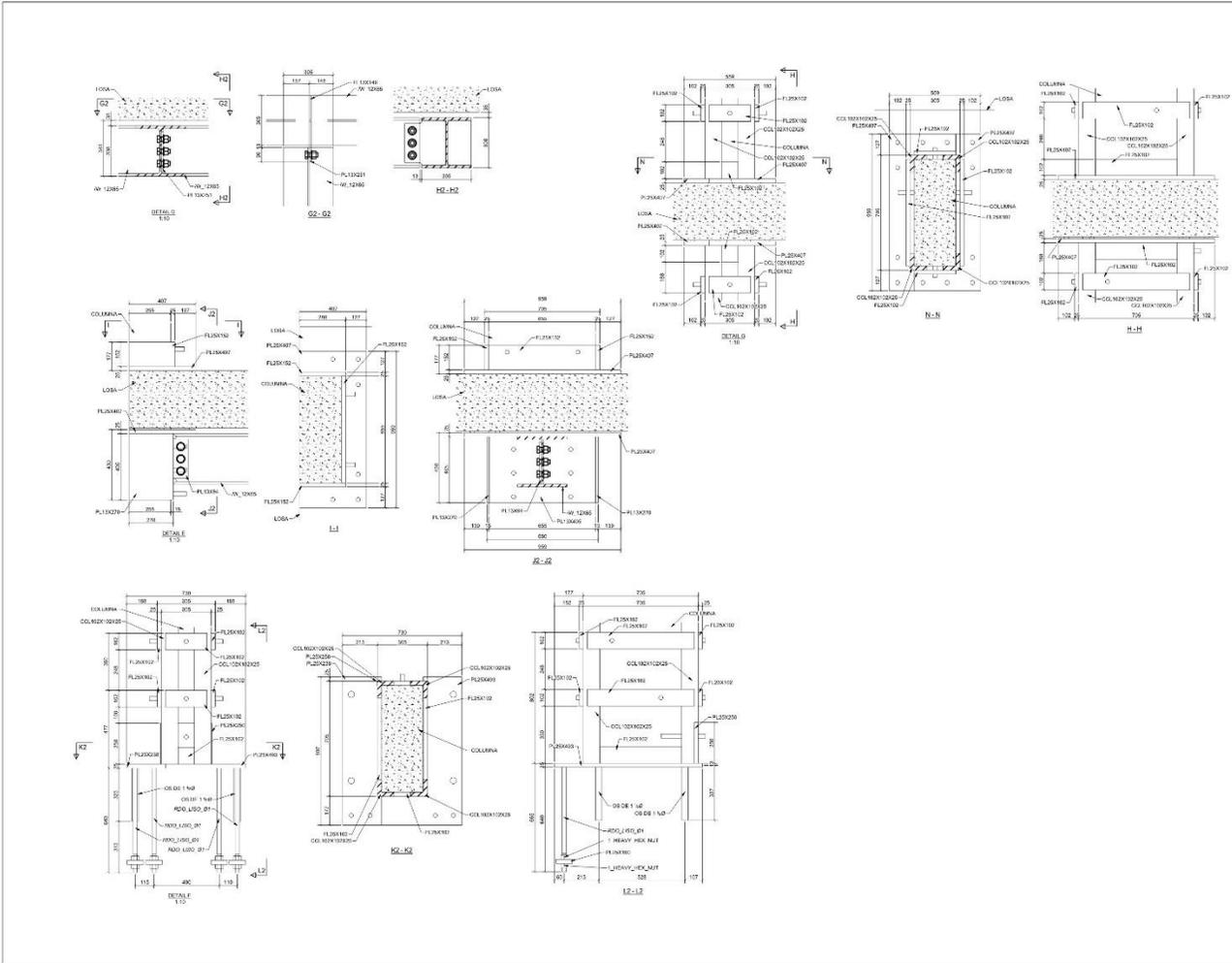












**ELEVACION ESQUEMATICA**

- NOTAS:**
- 1.- ACOMODAR EL ALMOCORO DENTRO DE LOS ANCHOS
  - 2.- LOS CANTOS DEBEN QUEDAR EN EL DENTRO
  - 3.- LOS CANTOS DEBEN QUEDAR EN EL DENTRO
  - 4.- LOS CANTOS DEBEN QUEDAR EN EL DENTRO
  - 5.- REFORZACIONES DE BARRAS
  - 6.- PLANOS DE ACERO A 20 CM. DE LOS BARRAS
  - 7.- FORMAS DEBEN QUEDAR EN SU LUGAR
  - 8.- LOS BARRAS DE CONCRETO DEBEN QUEDAR EN SU LUGAR
  - 9.- LOS BARRAS DE CONCRETO DEBEN QUEDAR EN SU LUGAR
  - 10.- LOS BARRAS DE CONCRETO DEBEN QUEDAR EN SU LUGAR
  - 11.- LOS BARRAS DE CONCRETO DEBEN QUEDAR EN SU LUGAR
  - 12.- LOS BARRAS DE CONCRETO DEBEN QUEDAR EN SU LUGAR
  - 13.- LOS BARRAS DE CONCRETO DEBEN QUEDAR EN SU LUGAR
  - 14.- LOS BARRAS DE CONCRETO DEBEN QUEDAR EN SU LUGAR
  - 15.- LOS BARRAS DE CONCRETO DEBEN QUEDAR EN SU LUGAR
  - 16.- LOS BARRAS DE CONCRETO DEBEN QUEDAR EN SU LUGAR
  - 17.- LOS BARRAS DE CONCRETO DEBEN QUEDAR EN SU LUGAR
  - 18.- LOS BARRAS DE CONCRETO DEBEN QUEDAR EN SU LUGAR
  - 19.- LOS BARRAS DE CONCRETO DEBEN QUEDAR EN SU LUGAR
  - 20.- LOS BARRAS DE CONCRETO DEBEN QUEDAR EN SU LUGAR

- SIMBOLOGIA:**
- K.-C. ACERO PARA BARRAS DE CONCRETO
  - K.-A. ACERO PARA BARRAS DE ACERO
  - B.-C. ACERO PARA BARRAS DE BARRAS
  - B.-A. ACERO PARA BARRAS DE BARRAS
  - B.-S. ACERO PARA BARRAS DE BARRAS
  - B.-O. ACERO PARA BARRAS DE BARRAS
  - B.-P. ACERO PARA BARRAS DE BARRAS
  - B.-R. ACERO PARA BARRAS DE BARRAS
  - B.-T. ACERO PARA BARRAS DE BARRAS
  - B.-U. ACERO PARA BARRAS DE BARRAS
  - B.-V. ACERO PARA BARRAS DE BARRAS
  - B.-W. ACERO PARA BARRAS DE BARRAS
  - B.-X. ACERO PARA BARRAS DE BARRAS
  - B.-Y. ACERO PARA BARRAS DE BARRAS
  - B.-Z. ACERO PARA BARRAS DE BARRAS

FECHA	REV.	REVISION	REV.	FECHA

PROYECTO: ESTRUCTURAL

PROYECTO: ESTRUCTURAL

PROYECTO: ESTRUCTURAL

**REFORZAMIENTO**

**ELEVACION ESTRUCTURAL SOBRE EJE 1**

FECHA	REV.	REVISION	REV.	FECHA

Figura 94. Detalles de nodos eje 1

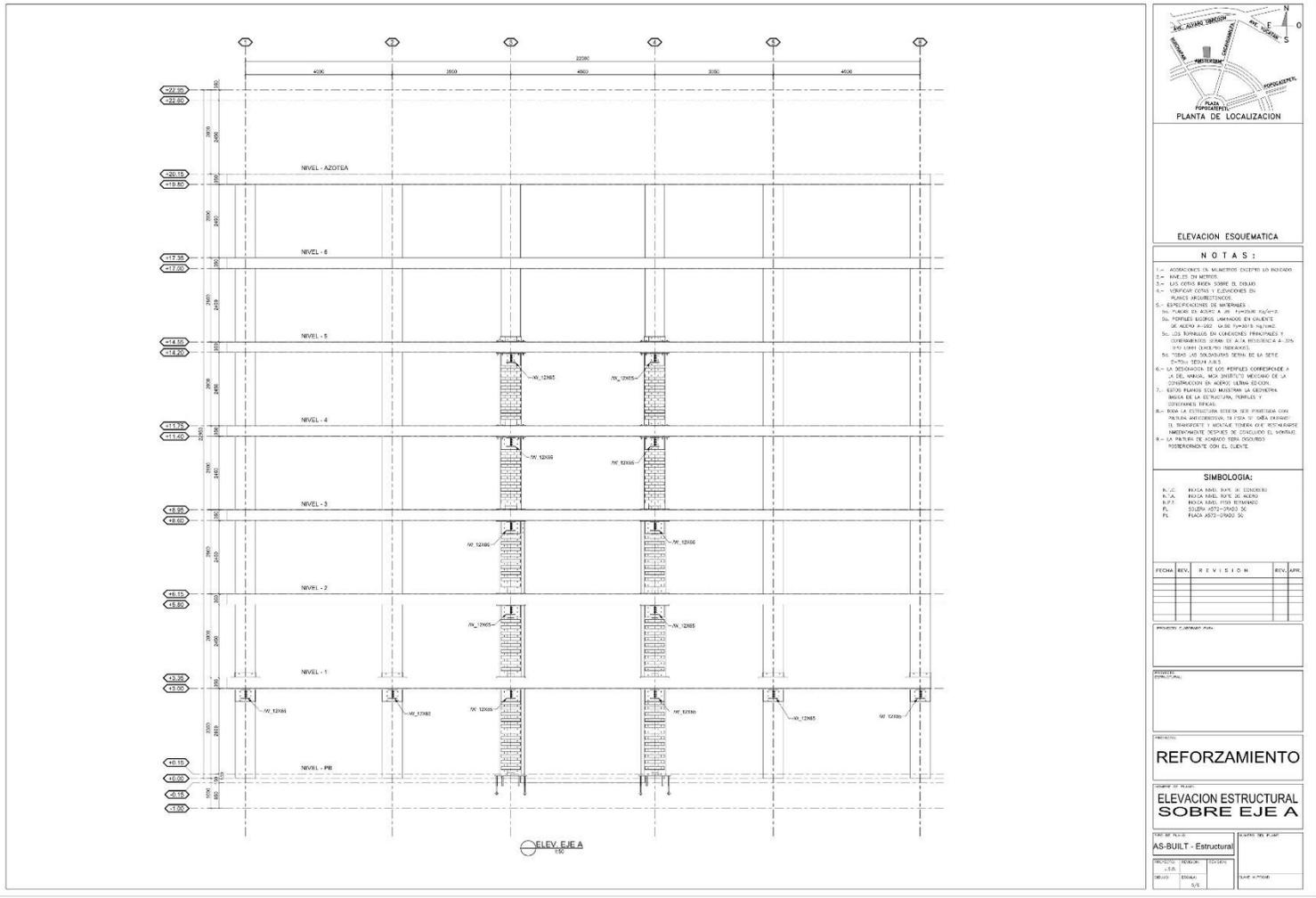


Figura 95. Elevación y refuerzos eje A

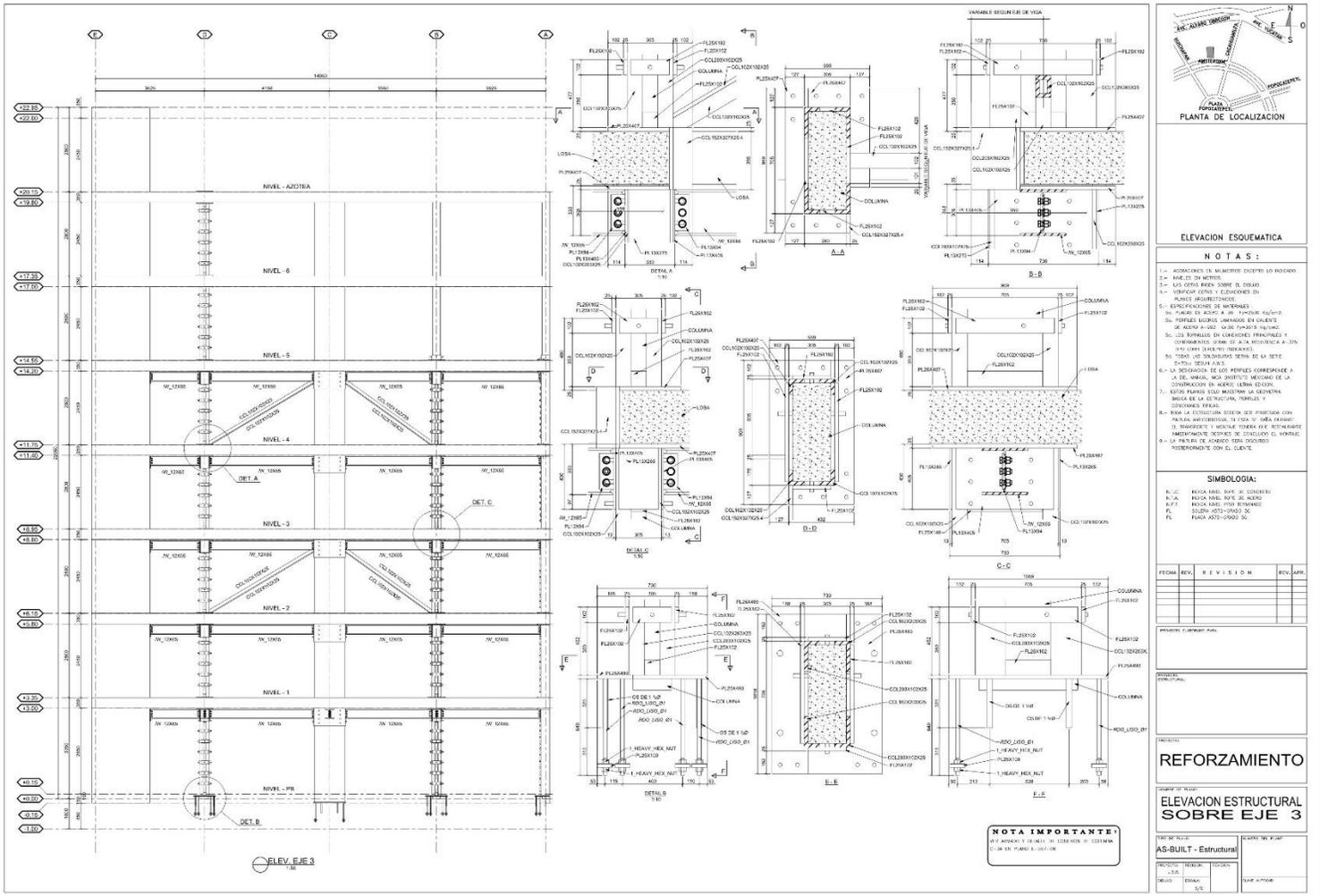


Figura 96. Detalles de refuerzo eje 3



## 11. SEGUIMIENTO AL PROCESO CONSTRUCTIVO



**created:** 28/10/19 7:18  
**modified:** 28/10/19 7:18  
**taken by app:** Yes  
**description:** Se presenta primer columna de refuerzo para ver proceso de soldado etc



**created:** 28/10/19 7:19  
**modified:** 28/10/19 7:19  
**taken by app:** Yes  
**description:** Segunda columna presentada para refuerzo



**created:** 28/10/19 7:22  
**modified:** 28/10/19 7:22  
**taken by app:** Yes  
**description:** Se presenta viga para conexion en nodo



**created:** 28/10/19 7:29  
**modified:** 28/10/19 7:29  
**taken by app:** Yes  
**description:** Ajuste nuevo detalle para anclaje nodo cuando solo hay viga y no refuerzo



Amst\_Reporte3\_191031085418.jpg

Creado: jue. 31 oct. 08:54 2019

Columna presentada posterior a inyección , no se aprecia químico epoxico, se deberá verificar si el tratamiento previo fue aplicado antes de colocar anclas



Amst\_Reporte3\_191031085631.jpg

Creado: jue. 31 oct. 08:56 2019

Columna presentada misma situación colocación de acero previo a tratamiento con inyección



Creado: jue. 31 oct. 08:58 2019  
Zona de nodo no presenta anclas solo presentación

Amst\_Reporte3\_191031085823.jpg



Creado: jue. 31 oct. 08:59 2019  
Misma situación de columnas anteriores se presenta refuerzo previo a inyección verificar que el tratamiento sea haya aplicado antes de colocar anclas

Amst\_Reporte3\_191031085916.jpg



Creado: jue. 31 oct. 09:01 2019  
Columna reforzada conforme indica proyecto , falta colocación de anclas y químico de contacto soleras y columna

Amst\_Reporte3\_191031090127.jpg



Creado: jue. 31 oct. 09:02 2019  
Colocación de refuerzo previo a inyección , se deberá verificar tratamiento previo así mismo garantizar soldadura a penetración dónde se aprecia bisel a 45

Amst\_Reporte3\_191031090241.jpg



Amst\_ReporteD\_191107083614.jpg

Creado: jue. 07 nov. 08:36 2019

Columnas presentadas ,se respeto indicación de no anclar hasta reparará con inyección columnas indicadas en proyecto



Amst\_ReporteD\_191107083729.jpg

Creado: jue. 07 nov. 08:37 2019

Se ajusto barreno conforme a lo indicado en bitácora para evitar choque de anclas



Amst\_ReporteD\_191107083814.jpg

Creado: jue. 07 nov. 08:38 2019

Se respeta zona de empalme sin solera previo a inyección y colocación de refuerzo para poder soldar a penetración



Amst\_ReporteD\_191107084758.jpg

Creado: jue. 07 nov. 08:47 2019

Caminas encaminadas solamente presentadas esperando tratamiento de inyección



AmsL\_ReporteD\_191107084912.jpg

Creado: jue. 07 nov. 08:49 2019

Barrenado en placa conforme a proyecto, se muestra presentación para generar anclajes en losa



created: 11/11/19 7:10

modified: 11/11/19 7:10

taken by app: Yes

description: Inicia proceso de refuerzo para desplante de columnas en cimentacion



created: 11/11/19 7:13

modified: 11/11/19 7:13

taken by app: Yes

description: Demolicion no parte de proyecto en basamento de columna unión columna/cimentación se requiere reparación urgente con sikatop 122



Creado: jue. 07 nov. 09:01 2019

Columna presentada conforme a proyecto respetando tratamiento de inyección



created: 11/11/19 7:16

modified: 11/11/19 7:16

taken by app: Yes

description: Nivel azotea paso de instalación por trabe rompío acero longitudinal se debe apuntalar, demoler localmente para empatar aceros y recolar



created: 11/11/19 7:17

modified: 11/11/19 7:17

taken by app: Yes

description: Columna central sección posterior unión con azotea inyectar oquedades



**created:** 11/11/19 7:18  
**modified:** 11/11/19 7:18  
**taken by app:** Yes  
**description:** Daño superficial sólo reparar con sikatop 122



**created:** 11/11/19 7:18  
**modified:** 11/11/19 7:18  
**taken by app:** Yes  
**description:** Losa azotea demolicion local para recolado



**created:** 11/11/19 7:19  
**modified:** 11/11/19 7:19  
**taken by app:** Yes  
**description:** Nervaduras a arreglar



**created:** 11/11/19 7:21  
**modified:** 11/11/19 7:21  
**taken by app:** Yes  
**description:** Reparar losas con sikatop122



Creado: vie. 15 nov. 09:02 2019  
 Apuntalamiento de elementos continuos cruja superior he inferior precio a demolición de columna como indica proyecto

Amst\_ReporteD\_191115090245.jpg

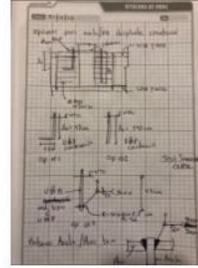


Amst\_ReporteD\_191115091644.jpg

Creado: vie. 15 nov. 09:16 2019  
 Pies derechos colocados en segundo nivel conforme indica proyecto se verificará capacidad en ficha técnica



created: 19/11/19 7:41  
 modified: 19/11/19 7:41  
 taken by app: Yes  
 description: Se confirma en cimientos crecimiento es 40 cm Acotado después de paño de contratabes existentes para crecer dado sus varillas verticales se anclan a losa fondo 15cm dentro de este quedan confinadas las anclas de refuerzo de columnas



created: 21/11/19 8:53  
 modified: 21/11/19 8:53  
 taken by app: Yes  
 description: Bitacora detalle de anclaje pb en zona de cimientos



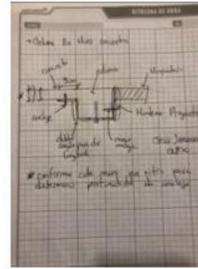
created: 19/11/19 7:51  
 modified: 19/11/19 7:51  
 taken by app: Yes  
 description: Dado a crecer para refuerzo desplante de refuerzo columnas



created: 21/11/19 9:07  
 modified: 21/11/19 9:07  
 taken by app: Yes  
 description: Bitacora detalles en columnas colindancia



created: 19/11/19 7:51  
 modified: 19/11/19 7:51  
 taken by app: Yes  
 description: Puntales de 1 ton de capacidad



created: 21/11/19 9:11  
 modified: 21/11/19 9:11  
 taken by app: Yes  
 description: Minutas de detalles



created: 19/11/19 8:10  
 modified: 19/11/19 8:10  
 taken by app: Yes  
 description: Se deja bitacora de ajuste de esteibos en dados cimentacion y puntales para demoliciones



created: 21/11/19 9:15  
 modified: 21/11/19 9:15  
 taken by app: Yes  
 description: Ok presentacion de armado de dado



Amst\_Reporte0\_191202082450.jpg

Creado: lun. 02 dic. 08:24 2019  
Columnas en proceso de inyección se muestran trabajos de avances en las mismas



Amst\_Reporte0\_191202083743.jpg

Creado: lun. 02 dic. 08:37 2019  
Se inician trabajos de inyección en traves



Amst\_Reporte0\_191202083049.jpg

Creado: lun. 02 dic. 08:30 2019  
Pretilas a demoler se presentan completos se inician trabajos de nivel azotea hacia planta baja



Creado: lun. 02 dic. 08:38 2019  
Se inician trabajos de inyección por parte de la contratista



created: 06/01/20 7:30  
 modified: 06/01/20 7:31  
 taken by app: Yes  
 description: Columna C6  
 Se adiciona para demolicion dado el grado de deterioro del concreto  
  
 La demolición será parcial solo la parte superior al MURETE  
  
 Se aplicará demolicion parcial se mandara proceso



created: 09/01/20 7:51  
 modified: 09/01/20 7:51  
 taken by app: Yes  
 description: No se ha avanzado en las calas para definir cierres de refuerzos inyeccion



created: 06/01/20 7:33  
 modified: 06/01/20 7:33  
 taken by app: Yes  
 description: En columnas que recubrimiento esta desprendido  
 Se inyecta y recubrimiento como se indica se recubre con sikatop 122 para recubrimiento



created: 09/01/20 7:52  
 modified: 09/01/20 7:52  
 taken by app: Yes  
 description: Columans nivel 2 aún no se realizan calas pedidas a contratista para definir procesos



created: 06/01/20 7:48  
 modified: 06/01/20 7:48  
 taken by app: Yes  
 description: Limpieza en columnas para definir refuerzo



created: 09/01/20 7:53  
 modified: 09/01/20 7:53  
 taken by app: Yes  
 description: Nivel 3 no se a atacado calas por la contratista para cerrar definición de proceso de reparación



created: 06/01/20 8:03  
 modified: 06/01/20 8:03  
 taken by app: Yes  
 description: Casetones se rellenan por oquedades



created: 09/01/20 8:01  
 modified: 09/01/20 8:01  
 taken by app: Yes  
 description: Muros bajos que troquelan columnas en perímetro a todos desligar de momento para evitar riesgo posterior se elimina al 100%



created: 17/02/20 8:27  
 modified: 17/02/20 8:27  
 taken by app: Yes  
 description: Avance refuerzo pb



created: 17/02/20 8:27  
 modified: 17/02/20 8:27  
 taken by app: Yes  
 description: Fijación de angulos a placas en nodos



created: 17/02/20 8:28  
 modified: 17/02/20 8:28  
 taken by app: Yes  
 description: Cierre refuerzos columna



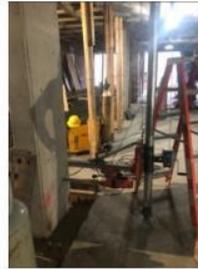
created: 17/02/20 8:28  
 modified: 17/02/20 8:28  
 taken by app: Yes  
 description: No hay mas dudas hasta junta en ISC mañana



created: 20/02/20 7:19  
 modified: 20/02/20 7:19  
 taken by app: Yes  
 description: Eje 2 columnas centrales se están cerrando para presentar traves de marco



created: 27/02/20 7:15  
 modified: 27/02/20 7:15  
 taken by app: Yes  
 description: Ejecución en proceso columna c perimetro luce bien el detallado



created: 27/02/20 7:16  
 modified: 27/02/20 7:16  
 taken by app: Yes  
 description: Taladro ubicado para perforar columnas en encamisados de refuerzo



created: 02/03/20 8:31  
 modified: 02/03/20 8:31  
 taken by app: Yes  
 description: Avance de refuerzo planta baja de acuerdo a pendientes esta de acuerdo a proyecto y se aprecian correctos trabajos



created: 10/03/20 8:45  
 modified: 10/03/20 8:45  
 taken by app: Yes  
 description: Viga presentada ya soldada en posicon



created: 02/03/20 8:31  
 modified: 02/03/20 8:31  
 taken by app: Yes  
 description: Columnas de perímetro en proceso de acuerdo bitacora



created: 10/03/20 8:45  
 modified: 10/03/20 8:45  
 taken by app: Yes  
 description: Soldar patin hasta refuerzo lateral (rellenar soldadura faltante)



created: 02/03/20 8:32  
 modified: 02/03/20 8:32  
 taken by app: Yes  
 description: Columnas ya con colocación de groutt para ligar revestimiento con concreto



created: 10/03/20 8:47  
 modified: 10/03/20 8:47  
 taken by app: Yes  
 description: Columna reforzada ya colocado el groutt entre refuerzo / columna



created: 02/03/20 8:34  
 modified: 02/03/20 8:34  
 taken by app: Yes  
 description: Quedamos pendientes de apuntalamiento a modificar por cambio de proceso seguro en columnas centrales sin demolición que el DRO revisaría para confirmar eliminación y solo dejar apuntalamiento tipo de losas / entrepisos



created: 10/03/20 8:48  
 modified: 10/03/20 8:48  
 taken by app: Yes  
 description: Soldadura en refuerzos y preparación para trabe de liga

## 12. RESULTADOS

Se pudo confirmar que el planteamiento de refuerzo fue adecuado, la estructura se analizó de manera correcta y el seguimiento al proceso constructivo fue el adecuado. Derivado de sismos recientes se hizo otra visita al inmueble para constatar la sanidad del mismo, el cual no presenta ningún tipo de fisura y/o deformación, que dé indicios de algún desplazamiento existente fuera de lo planeado y nos confirma que el refuerzo ha sido una buena opción para la rehabilitación del mismo, brindando la adecuada seguridad estructural bajo la normativa vigente aplicable, se anexa reporte de revisión 2 años después de la conclusión de la obra.

### SUPERVISIÓN 23.02.2022

OK TRABAJOS DE REFUERZO DE SUPERESTRUCTURA  
TERMINADOS AL 100% DE ACUERDO A PROYECTO  
DE CÉSAR MÉNDEZ FRANCO SC



ESTACIONAMIENTO

ESTACIONAMIENTO



OK TRABAJOS DE REFUERZO DE SUPERESTRUCTURA  
TERMINADOS AL 100% DE ACUERDO A PROYECTO  
DE CÉSAR MÉNDEZ FRANCO SC

# SUPERVISIÓN 23.02.2022

ESTACIONAMIENTO



OK TRABAJOS DE REFUERZO DE SUPERESTRUCTURA TERMINADOS AL 100% DE ACUERDO A PROYECTO DE CÉSAR MÉNDEZ FRANCO SC

OK TRABAJOS DE REFUERZO DE SUPERESTRUCTURA TERMINADOS AL 100% DE ACUERDO A PROYECTO DE CÉSAR MÉNDEZ FRANCO SC



ESTACIONAMIENTO

# SUPERVISIÓN 23.02.2022

OK TRABAJOS DE REFUERZO DE SUPERESTRUCTURA TERMINADOS AL 100% DE ACUERDO A PROYECTO DE CÉSAR MÉNDEZ FRANCO SC



ESTACIONAMIENTO

ESTACIONAMIENTO



OK TRABAJOS DE REFUERZO DE SUPERESTRUCTURA TERMINADOS AL 100% DE ACUERDO A PROYECTO DE CÉSAR MÉNDEZ FRANCO SC

## SUPERVISIÓN 23.02.2022

OK TRABAJOS DE REFUERZO DE SUPERESTRUCTURA  
TERMINADOS AL 100% DE ACUERDO A PROYECTO  
DE CÉSAR MÉNDEZ FRANCO SC



ESTACIONAMIENTO

FACHADA POSTERIOR



OK TRABAJOS DE REFUERZO DE SUPERESTRUCTURA  
TERMINADOS AL 100% DE ACUERDO A PROYECTO  
DE CÉSAR MÉNDEZ FRANCO SC

## SUPERVISIÓN 23.02.2022

FACHADA POSTERIOR



FACHADA POSTERIOR



OK TRABAJOS DE REFUERZO DE SUPERESTRUCTURA  
TERMINADOS AL 100% DE ACUERDO A PROYECTO  
DE CÉSAR MÉNDEZ FRANCO SC

**SUPERVISIÓN 23.02.2022**

ACCESO ESTACIONAMIENTO



OK TRABAJOS DE REFUERZO DE SUPERESTRUCTURA  
TERMINADOS AL 100% DE ACUERDO A PROYECTO  
DE CÉSAR MÉNDEZ FRANCO SC

PATIO CENTRAL



OK TRABAJOS DE REFUERZO DE SUPERESTRUCTURA  
TERMINADOS AL 100% DE ACUERDO A PROYECTO  
DE CÉSAR MÉNDEZ FRANCO SC

**SUPERVISIÓN 23.02.2022**

PATIO CENTRAL



OK TRABAJOS DE REFUERZO DE SUPERESTRUCTURA  
TERMINADOS AL 100% DE ACUERDO A PROYECTO  
DE CÉSAR MÉNDEZ FRANCO SC

PATIO CENTRAL

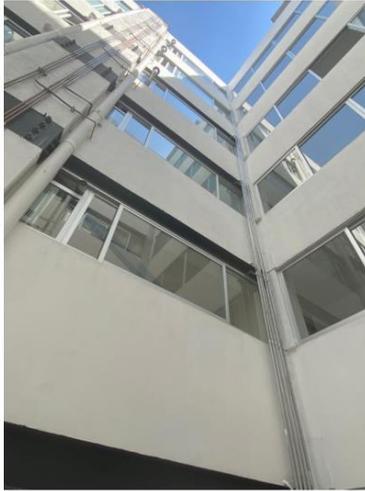


# SUPERVISIÓN 23.02.2022

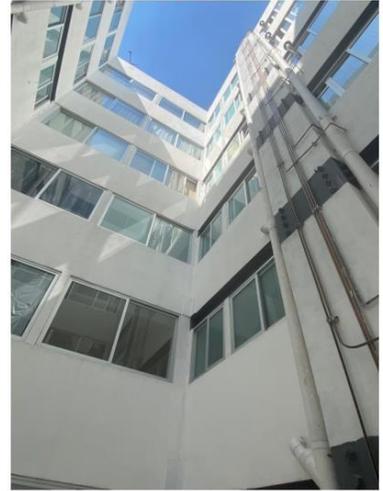
PATIO CENTRAL



PATIO CENTRAL



PATIO CENTRAL



OK TRABAJOS DE REFUERZO DE SUPERESTRUCTURA  
TERMINADOS AL 100% DE ACUERDO A PROYECTO  
DE CÉSAR MÉNDEZ FRANCO SC

### 13. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se puede concluir que, a partir de una correcta recopilación y análisis de la información de una edificación dañada por sismos, producto de:

- 1) Una inspección detallada para determinar las afectaciones a la integridad de su sistema estructural
- 2) La identificación de los procesos constructivos empleados y posibles deficiencias
- 3) La obtención de la resistencia real de los materiales
- 4) Estudios de mecánica de suelos

Se puede realizar la evaluación del comportamiento real de la estructura de un inmueble diseñado y construido bajo una norma previa y sí es viable plantear un refuerzo estructural que no sólo restituya su resistencia de diseño, sino también que incremente su seguridad estructural acorde a la normatividad vigente, con objeto de que pueda exhibir un adecuado comportamiento ante eventos sísmicos futuros, salvaguardando la integridad de sus ocupantes.

Como pudo observarse en el desarrollo de este trabajo, para desarrollar un proyecto de reforzamiento estructural, es fundamental contar un modelo numérico que represente las condiciones reales de la edificación, por lo que es necesario realizar una los trabajos y estudios de campo necesarios para lograr ese objetivo.

Con este modelo será posible estudiar las posibles opciones de reforzamiento y seleccionar la que más convenga. De no contarse con un modelo estructural representativo del estado actual de la edificación, el reforzamiento propuesto, puede no garantizar su efectividad.

De igual forma para fue clave la supervisión durante los trabajos en obra ya que al ser una estructura existente siempre hay ajustes y/o cambios de soluciones que realizar derivado de hallazgos puntuales que se tengan y/o condiciones atípicas en nodos específicos, por lo cual el dar seguimiento al proceso constructivo ayudo en poder concluir un proyecto de manera satisfactoria y cumpliendo con la normativa aplicable desde el diseño hasta su construcción.

## BIBLIOGRAFÍA

1. RCDF-2017. (2017). *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
2. NTC-DCEC-2017. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
3. NTC-DS-2017. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
4. NTC-DCEA-2017. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Acero*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
5. NTC-RSEE-2017. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para la Revisión de la Seguridad Estructural de las Edificaciones*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
6. MDOC-DS-2015. (2015). *Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Sismo*. Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad CFE.
7. MDOC-DV-2008. (2008). *Manual de Diseño de Obras Civiles. Diseño por Viento*. Instituto de Investigaciones Eléctricas, Comisión Federal de Electricidad CFE.
8. NTCS-87 / NTCS-04. (2017) *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
9. NTC-DS-2017. (2017). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción Cimentaciones*. Gaceta Oficial de la Ciudad de México.
10. MCA (2014). *Manual de Construcción en Acero*. 5a. Edición. Instituto Mexicano de la Construcción en Acero (IMCA). Editorial Limusa
11. Instituto de Ingeniería de la UNAM (IINGEN) <http://www.iingen.unam.mx/>
12. Servicio Sismológico Nacional (SSN) <http://www.ssn.unam.mx/>
13. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTCS-87 y 04)
14. <https://smie.com.mx/smie-2022/informacion-tecnica/estados/reglamentos-construccion-ciudad-de-mexico.php>