



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Evaluación de seguridad estructural de un edificio
escolar de concreto reforzado de cuatro niveles,
diseñado y construido en los años sesenta en la
zona del Pedregal de la Ciudad de México**

TESIS

Que para obtener el título de

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A:

Miguel Ángel López Cruz

DIRECTOR DE TESIS:

Ing. Josué Garduño Chávez



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2017



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/061/16

Señor
MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
 - II. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA
 - III. ESTUDIOS ANALÍTICOS
 - IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS CONFORME A DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS
 - V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES
- BIBLIOGRAFÍA Y REFERENCIAS

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 2 de agosto del 2016.
EL PRESIDENTE


M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

AGRADECIMIENTOS

A mi madre Yvet Cruz Sánchez, por tu inmenso amor. Siempre recuerdo, con mucho afecto, el lunch que me dabas para la escuela.

A mi padre Mario López Benítez, por obsequiarme una bonita niñez.

A mi hermana Diana Yveth López Cruz, por tus consejos que han sido de gran ayuda.

A mi familia “los Vilchis”, “los Ramírez”, a mi abuelita Alejandra Santos San Juan y a mi padrino Zenón Santos San Juan, por su cariño y ayuda.

A mis mejores amigos Antonio Jiménez Ruiz, Aarón Romero Pelayo, Daniel Salmerón Vergara, Michelle Bourguett Estrada y Beatriz de Jesús González, por compartir grandes e inolvidables momentos.

A mi amiga de la Coordinación de Proyectos Gloria Meneses de Anda.

A mi tutor y amigo Josué Garduño Chávez, por el apoyo que me has brindado y tu paciencia para el desarrollo de este trabajo.

A mis sinodales M. I. José Luis Trigos Suárez, M. I. Germán López Rincón, M. I. Octavio García Domínguez y M. I. Juan Luis Umaña Romero, por sus oportunas observaciones.

A mi maestra de la infancia Michell Colin Hilda Libertad, gracias por su enorme cariño y apoyo cuando era niño.

A la Facultad de Ingeniería y a la Universidad Nacional Autónoma de México, por brindarme una excelente educación, por siempre mi alma mater.

EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	I
I. ANTECEDENTES	1
I.1. GEOLOGÍA DEL SITIO.....	2
I.2. REVISIÓN DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE.....	3
II. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA	8
II.1. UBICACIÓN DEL EDIFICIO.....	9
II.2. DESCRIPCIÓN ARQUITECTÓNICA DEL EDIFICIO	9
II.3. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL.....	21
II.4. DESCRIPCIÓN DE LA CIMENTACIÓN	21
II.5. TIPIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	21
III. ESTUDIOS ANALÍTICOS	51
III.1. MODELACIÓN DE LA ESTRUCTURA	52
III.2. PROPIEDADES GEOMÉTRICAS DE LOS ELEMENTOS.....	62
III.3. PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES.....	62
III.4. ANÁLISIS DE CARGAS.....	63
III.4.1. Acciones permanentes	63
III.4.2. Acciones variables.....	65
III.4.3. Acciones accidentales	65
III.5. ANÁLISIS SÍSMICO.....	66
III.5.1. Fuerzas sísmicas estáticas (F_E) y dinámicas (F_D).....	66
III.6. CARGAS ACTUANTES EN LA ESTRUCTURA.....	67
III.6.1. Condiciones básicas de carga.....	67
III.6.2. Combinaciones de carga para la revisión de los Estados Límite de Servicio	67
III.6.3. Combinaciones de carga para la revisión de los Estados Límite de Falla	68
IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS CONFORME A DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS	69
IV.1. SEGURIDAD ESTRUCTURAL	70
IV.2. REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.....	70
IV.2.1. Distorsiones de entrepiso en los marcos principales	70
IV.3. REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITE DE FALLA.....	88

V. CONCLUSIONES.....	94
V.1 CONCLUSIONES	95
V.1.1. Estados Límite de Servicio.....	95
V.1.2. Estados Límite de Falla.....	96
VI. FUENTES DE CONSULTA.....	97
VI.1 REFERENCIAS.....	98
VI.2. BIBLIOGRAFÍA	101
VII. APÉNDICES.....	103
APÉNDICE A. ANÁLISIS POR ACCIÓN DEL VIENTO.....	104
APÉNDICE B. CÁLCULO DE LA EXCENRICIDAD DE ENTREPISO.....	108
APÉNDICE C. REVISIÓN DE LAS CONDICIONES DE REGULARIDAD	112
APÉNDICE D. ANÁLISIS SÍSMICOS	116
APÉNDICE E. COMPARACIÓN ENTRE EL $A_{S_{REQ}}$ Y EL $A_{S_{NOM}}$	120
LISTA DE IMÁGENES, TABLAS Y FIGURAS.....	130

INTRODUCCIÓN

Un ingeniero civil se puede desenvolver profesionalmente en una o varias de las siguientes áreas: construcción, geotecnia, hidráulica, ingeniería de sistemas, ingeniería sanitaria y estructuras. El que se desarrolla en estructuras se le conoce como ingeniero estructurista; éste puede ejercer en la docencia, investigación, diseño y evaluación de edificios, puentes, chimeneas, espectaculares, torres de comunicación, etc.

El tema de estudio de esta tesis pertenece a la rama de las estructuras y se enfoca en la evaluación de la seguridad estructural de un edificio escolar, por normatividad se debe realizar una constancia sobre su estabilidad cada cinco años o después de un sismo, de concreto reforzado de cuatro niveles, ubicado en el Pedregal de la Ciudad de México.

Para considerar seguro a un inmueble, éste debe evitar el colapso durante un fenómeno, sísmico o eólico, excepcionalmente severo y tener un buen comportamiento en condiciones normales de operación.

Es necesario aclarar que este trabajo tiene un estilo de redacción similar a un informe técnico, puesto que es un proceso de revisión del cumplimiento de la normativa especificada en el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en la versión vigente de 2016 (RCDF16) y las Normas Técnicas Complementarias promulgadas en el 2004 aún válidas; ambas tienen un carácter de obligatoriedad.

A continuación, se dará una descripción breve del proceso de revisión que aparece en esta tesis, para determinar el grado de seguridad que tiene la estructura.

En el Capítulo I se mencionan brevemente las cualidades del terreno donde se desplantó la estructura y su origen. Posteriormente, se muestran las copias de los planos que se utilizaron para conocer las propiedades generales de la estructura.

En el segundo Capítulo se indica la ubicación del edificio, las características arquitectónicas y estructurales, que sirvieron de base para generar un modelo gráfico, éste se muestra en el tercer Capítulo

Para realizar el modelo analítico fue necesario calcular el peso propio de la estructura, así como las posibles acciones que afectarán a la estructura. Por consiguiente, generar fuerzas internas y desplazamientos.

En relación con el Capítulo IV, Análisis de resultados conforme a disposiciones reglamentarias, se muestran las distorsiones de entrepiso calculadas a partir de los desplazamientos; éstas se comparan contra las permisibles. Asimismo, se establece un intervalo sobre la capacidad de carga en los elementos estructurales principales.

Para finalizar, en el Capítulo V, se exponen las conclusiones sobre las condiciones actuales de la estructura y el nivel de cumplimiento de la normativa vigente. En cuanto a los apéndices, éstos muestran algunas de las operaciones matemáticas utilizadas para el desarrollo de esta evaluación.

I. ANTECEDENTES

I.1. Geología del sitio

La estructura en estudio está localizada dentro del Campus Ciudad Universitaria (CU), sede principal de la Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM). CU pertenece a la zona basáltica del Pedregal de San Ángel; éste fue formado por el derrame lávico procedente del volcán Xitle, que se encuentra a unos 8 kilómetros al Suroeste del campus.

El volcán Xitle, cuyo nombre en Náhuatl es ombliguito, es un cono cinerítico y monogenético, compuesto de escoria (tezontle) y ceniza volcánica. Tiene una altura de 140 metros y un cráter de 50 metros de profundidad.

Gracias a la invención de datación por radiocarbono de Willard Libby (1949), se ha podido aproximar la época en la que hizo erupción el Xitle. Las primeras pruebas (obtenidas de la ceniza, resultado de los incendios forestales provocados por la erupción) sugieren una edad de 1530 ± 65 años Antes del Presente (Enciso de la Vega Salvador, 1994, p. 124).

La composición petrográfica de las lavas procedentes del Xitle es principalmente olivino, piroxeno y basalto andesítico (Palacio Prieto José Luis y Guilbaud Marie Noëlle, 2015, p. 229). Los derrames provenientes de este volcán son del tipo pahoehoe, cuyo espesor en la zona puede variar entre unos 50 centímetros a 10 metros (Enciso de la Vega Salvador, p. 125). Las rocas ígneas, producto del enfriamiento del pahoehoe, son de color gris oscuro con textura porfídica, poseen arrugas de configuración parabólica y oquedades irregulares (vesículas), como se muestra en la imagen 1.1.



Imagen 1.1. Características de las rocas ígneas cercanas al inmueble en estudio, fotografía tomada a un costado de la estructura, parte oriente

El módulo de elasticidad del basalto está en un rango de 7,000 a 13,000 ksi y el esfuerzo a compresión entre 1757 a 2812 kgf/cm² (E. Bowles Joseph, 1968, p. 103), por tanto, se puede considerar la calidad de la roca como competente.

I.2. Revisión de la información disponible

Para realizar la evaluación estructural se contó con la información contenida en las copias de los planos, que forman parte del proyecto arquitectónico y estructural, fechados en el año de 1965, ver imágenes 1.2 a 1.5.

Las copias de los planos indican que el proyecto estructural se diseñó con el código ACI (American Concrete Institute) de 1963, sin embargo, para el cálculo de las fuerzas sísmicas, muy probablemente, se utilizaron los parámetros de las Normas de Emergencia de 1957, NE57.

Con base en el NE57, el edificio se clasifica dentro del grupo A (construcciones para lugares de reunión, que al fallar pongan en peligro la vida de gran número de personas), ubicado en un terreno tipo C (suelos con alta capacidad de carga) y estructuración de clase 2 (construcciones que no tienen elementos ajenos a la estructura que contribuyan a aumentar su rigidez); por lo tanto, su coeficiente sísmico es igual a 0.15 (Fundación ICA, 1985, pp. 54 – 57).

Tabla 1.1. Características del edificio para las Normas de Emergencia de 1957

Grupo	Tipo de terreno	Estructuración	Coefficiente sísmico
A	Suelos con alta capacidad de carga	Clase 2	0.15

Con respecto a la información contenida en los planos, gran parte de ésta se rehizo para contar con un registro, el que se presenta en el capítulo siguiente.

Es necesario señalar que no se contó con referencias sobre modificaciones al proyecto, descrito en las copias de los planos, ni con documentos relativos a otras evaluaciones de seguridad estructural del edificio en estudio.

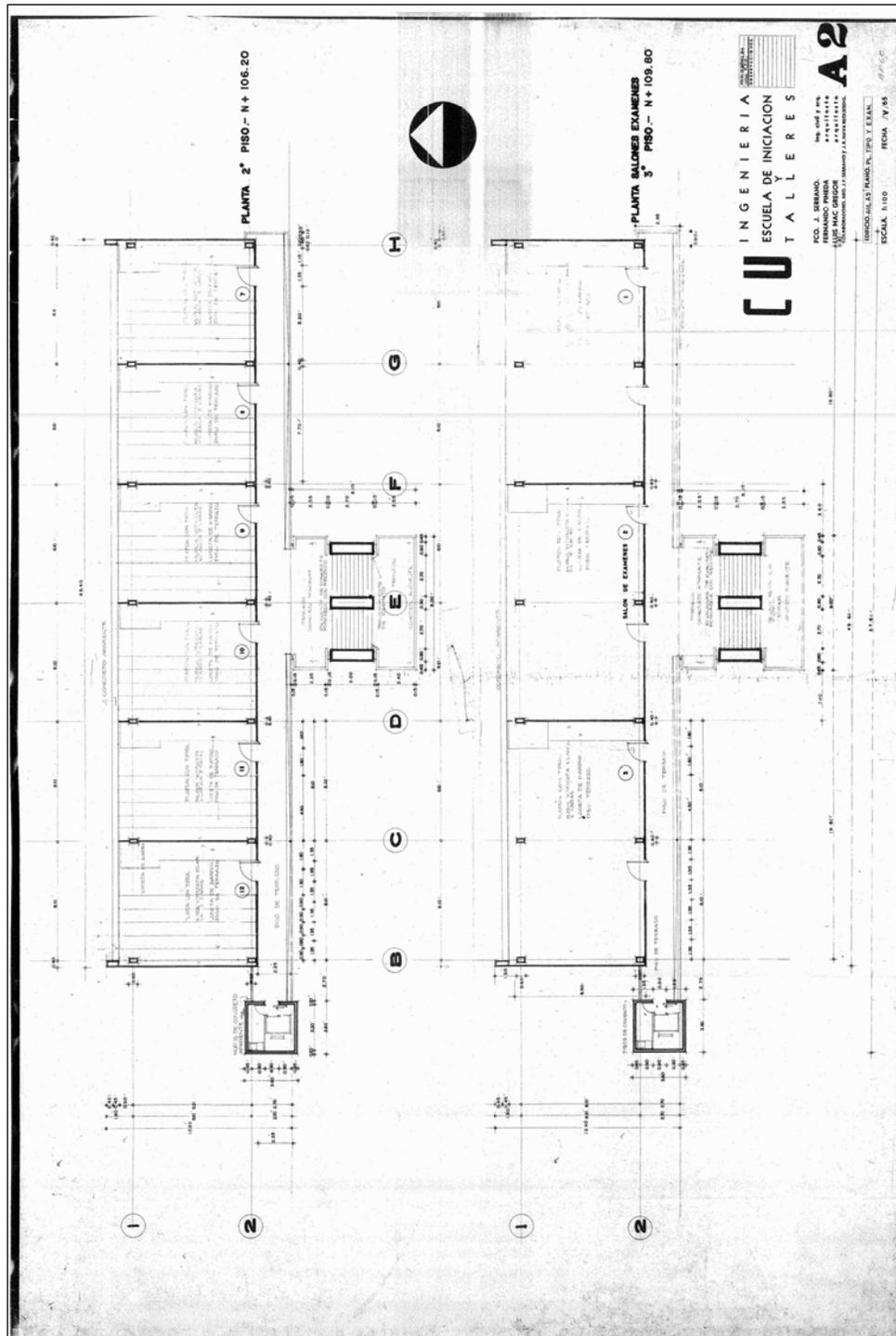


IMAGEN 1.3. PLANO ARQUITECTÓNICO A2: AULAS EN LAS PLANTAS TIPO

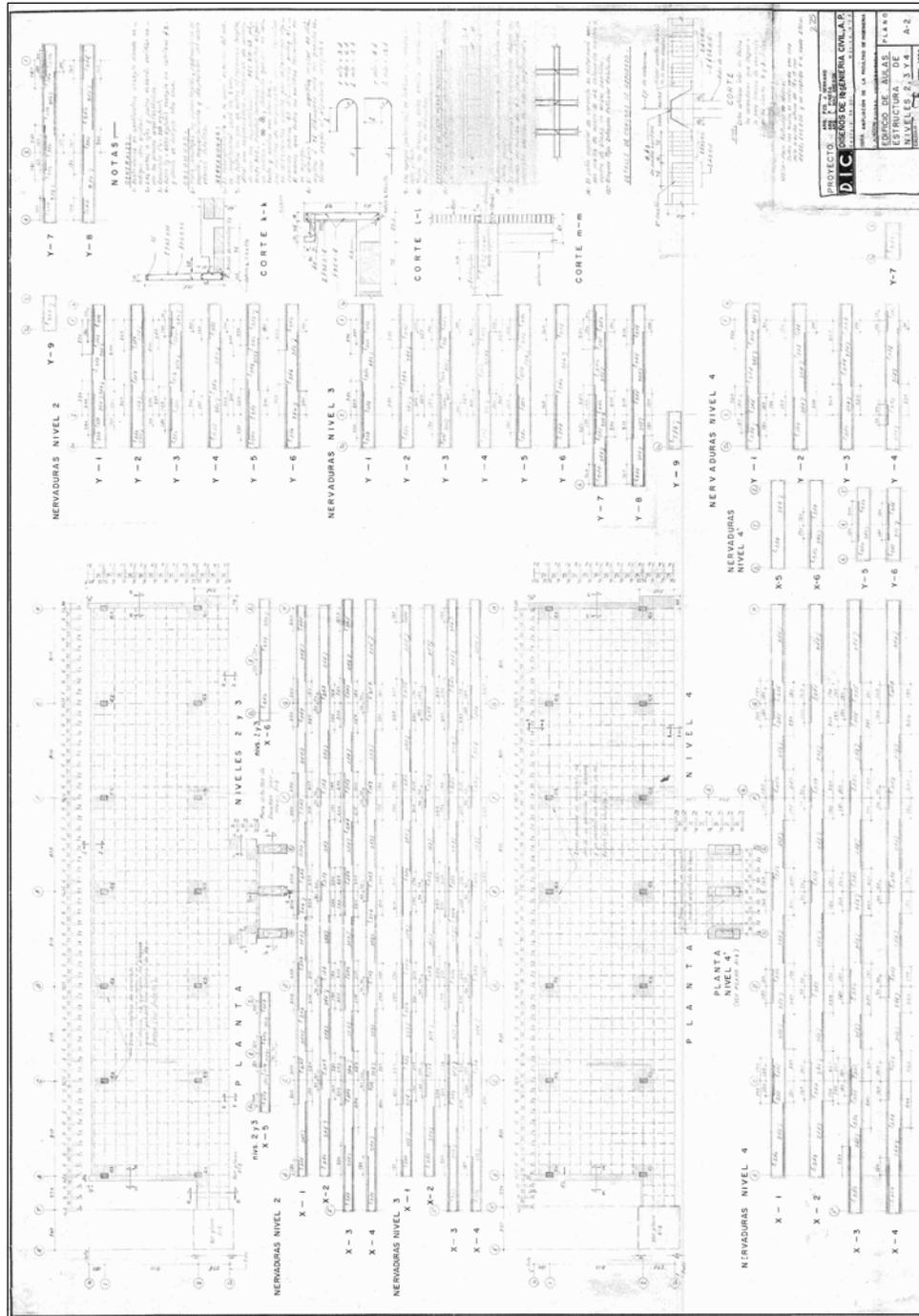


IMAGEN 1.5. PLANO ESTRUCTURAL E2: NIVELES 2, 3 Y AZOTEA

II. DESCRIPCIÓN GENERAL DE LA ESTRUCTURA

II.1. Ubicación del edificio

El Edificio denominado I, también es conocido como Torre de Ciencias Básicas, se encuentra en el conjunto sur de la Facultad de Ingeniería o Anexo de Ingeniería.

Este edificio está delimitado por el camino verde, al norte; por el Circuito Interior de Ciudad Universitaria, al sur; por la Facultad de Contaduría y Administración, al poniente; por la División de Ingenierías Civil y Geomática, la División de Estudios de Posgrado y el Centro de Ingeniería Avanzada, al oriente (figura 2.1).

II.2. Descripción arquitectónica del edificio

De acuerdo con la información contenida en las copias de los planos, el proyecto arquitectónico estuvo a cargo de los arquitectos Francisco J. Serrano, Fernando Pineda y Luis Mac Gregor Krieger.

El inmueble se resolvió como una estructura de concreto reforzado e integrado por muros divisorios de vitricotta, cuya geometría es irregular en algunas de sus plantas y elevaciones; tiene una orientación que va de poniente – oriente. Cuenta con una superficie aproximada de construcción de 3,254 m², repartida en cinco plantas arquitectónicas: una Planta Baja (PB); tres niveles de aulas (N1 a N3) y finalmente una Azotea (AZ); las que se ilustran en las figuras 2.2 al 2.6.

En la Planta Baja se localiza una sala de profesores, tres salas de cómputo, sanitarios para alumnos y en su parte central un pasillo que comunica la explanada con los laboratorios de Ciencias Básicas.

En el Nivel uno y dos se encuentran seis salones, respectivamente, cada uno de ellos con una capacidad máxima de cincuenta butacas, que poseen un “sistema de gradas”. Este sistema está formado por losas siporex, muretes de tabique, concreto de relleno, piso de terrazo y losetas de barro, ver figura 2.7. En cambio, en el Nivel tres no existe este sistema de gradas.

Los acabados en las fachadas poniente y oriente están compuestos por muros de mampostería; éstos están formados por ladrillos vitricotta de color blanco. En la fachada sur se aprecia la cancelería de color amarillo industrial; mientras que en la fachada norte se observan los pretilos de concreto de los pasillos y muros de mampostería con herrería por encima de éste, figuras 2.8 al 2.11.

La altura total aproximada del inmueble, tomada a partir de la Planta Baja es de 14.40 m, con los siguientes niveles aproximados de piso terminado, en metros:

Planta Baja	PB	NPT	+0.00
Nivel 1	N1	NPT	+3.60
Nivel 2	N2	NPT	+7.20
Nivel 3	N3	NPT	+10.80
Azotea	AZ	NPT	+14.40

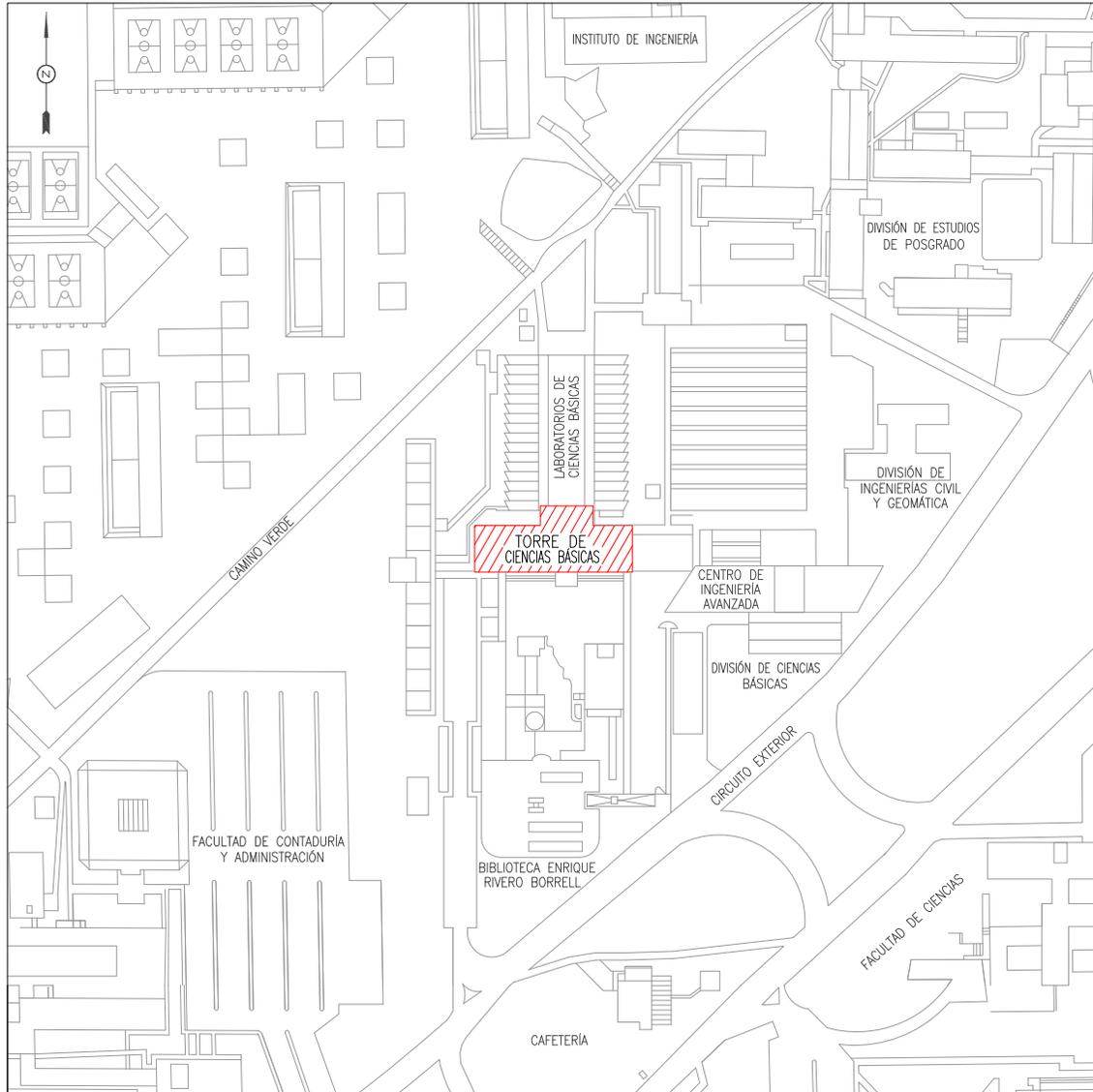
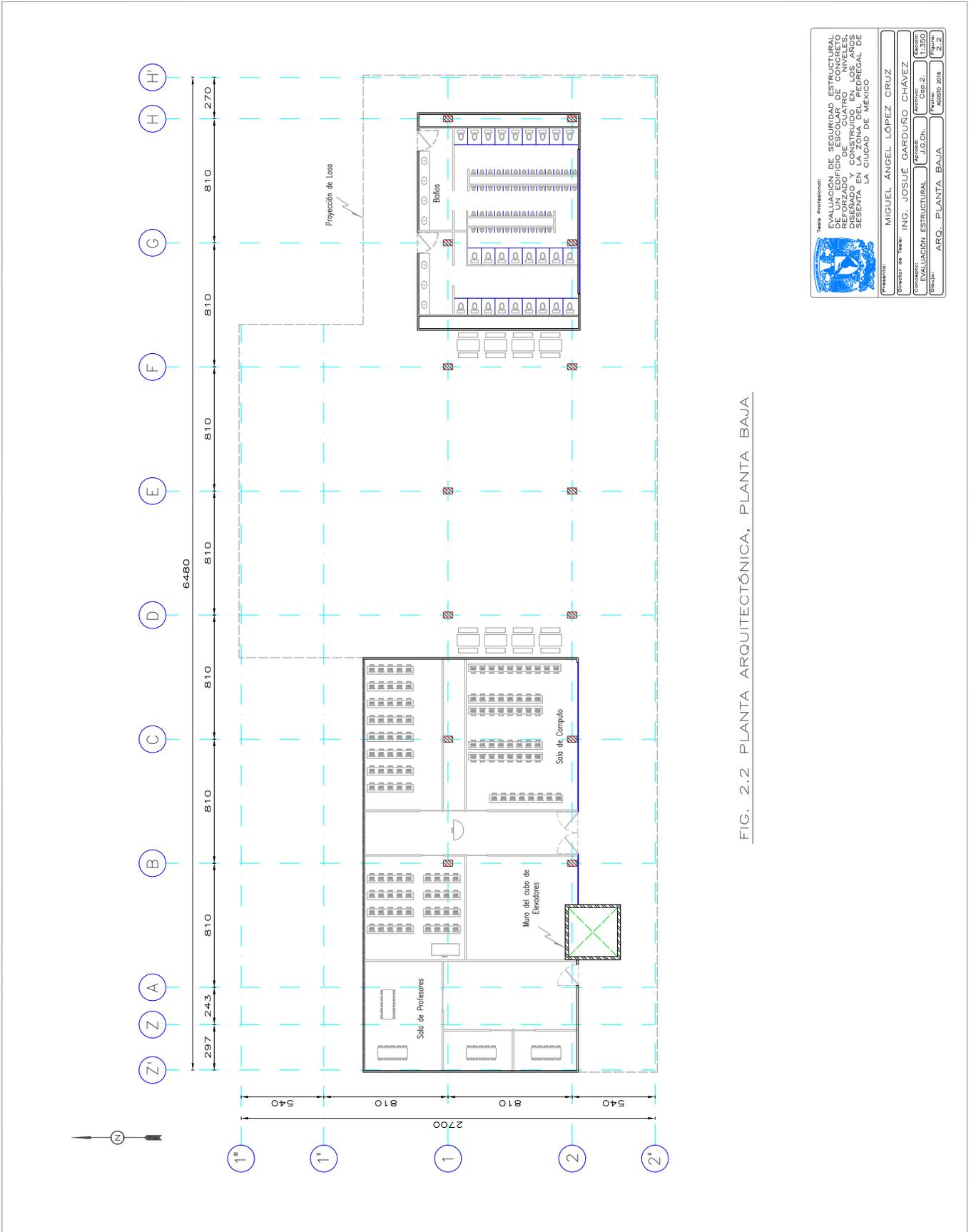


FIG. 2.1 UBICACIÓN DE LA TORRE DE CIENCIAS BÁSICAS

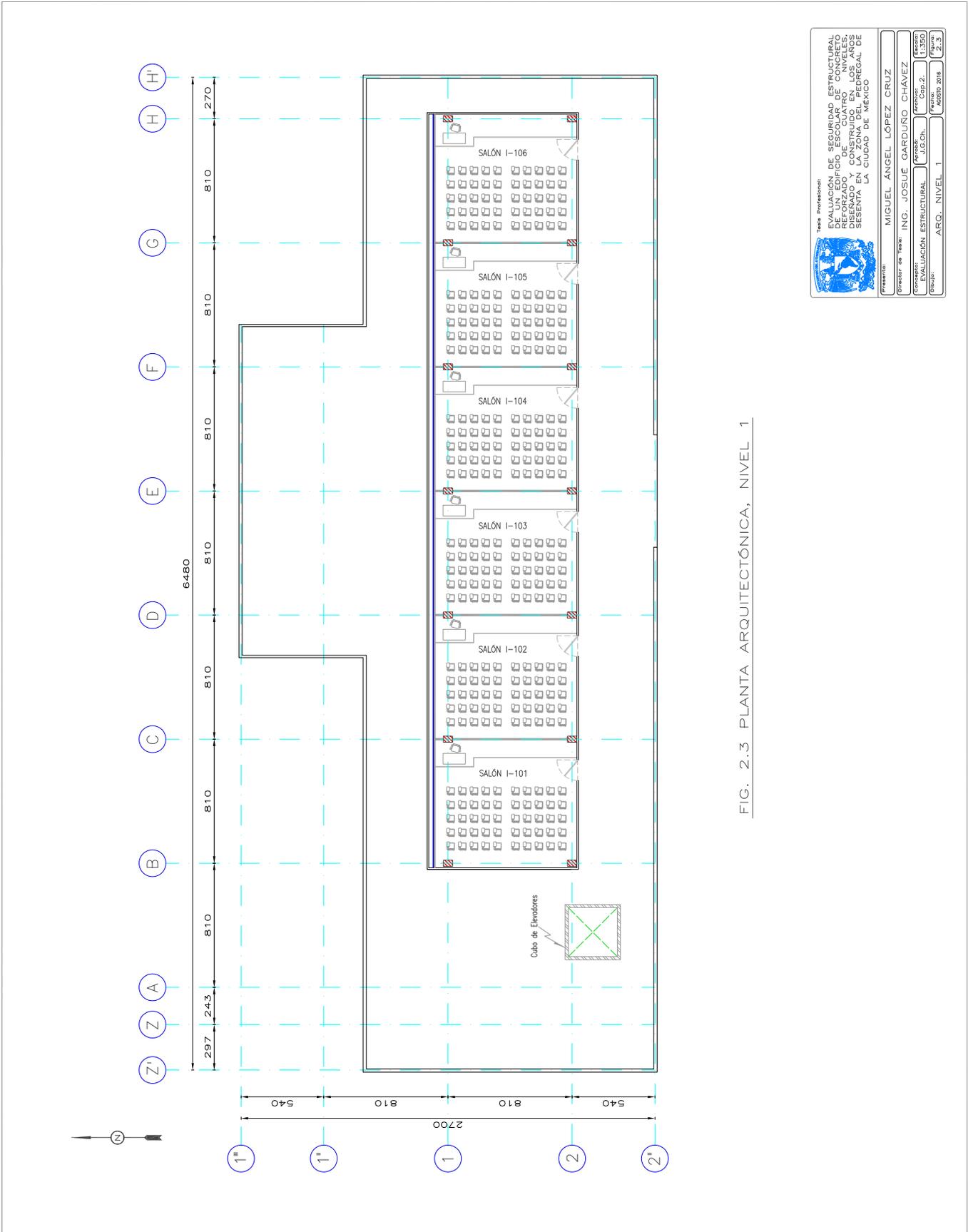
				Tesis Profesional:			
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO							
Presenta:							
MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ							
Director de Tesis:							
ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ							
Concepto:		Aprobó:		Archivo:		Escala:	
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL		J.G.Ch.		Cap. 2.		S/E	
Dibujo:				Fecha:		Figura:	
CROQUIS DE LOCALIZACIÓN				Ago 2016		2.1	




Tesis Profesional:
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ
Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL S. DE CV. J.G.Ch. Matr. CIP. 2. 1.350
Grado: ARG. PLANTA BAJA Matr. 2018. 2.2

FIG. 2.2 PLANTA ARQUITECTÓNICA, PLANTA BAJA




Título Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS ESPECÍFICOS REFORZADOS DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presentado por:	MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis:	ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ
Asesor:	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
Colaborador:	J.G.Ch.
Fecha:	AGOSTO 2018
Edición:	1.350
Formato:	ARG. NIVEL 1
Hoja:	2.33

FIG. 2.3 PLANTA ARQUITECTÓNICA, NIVEL 1

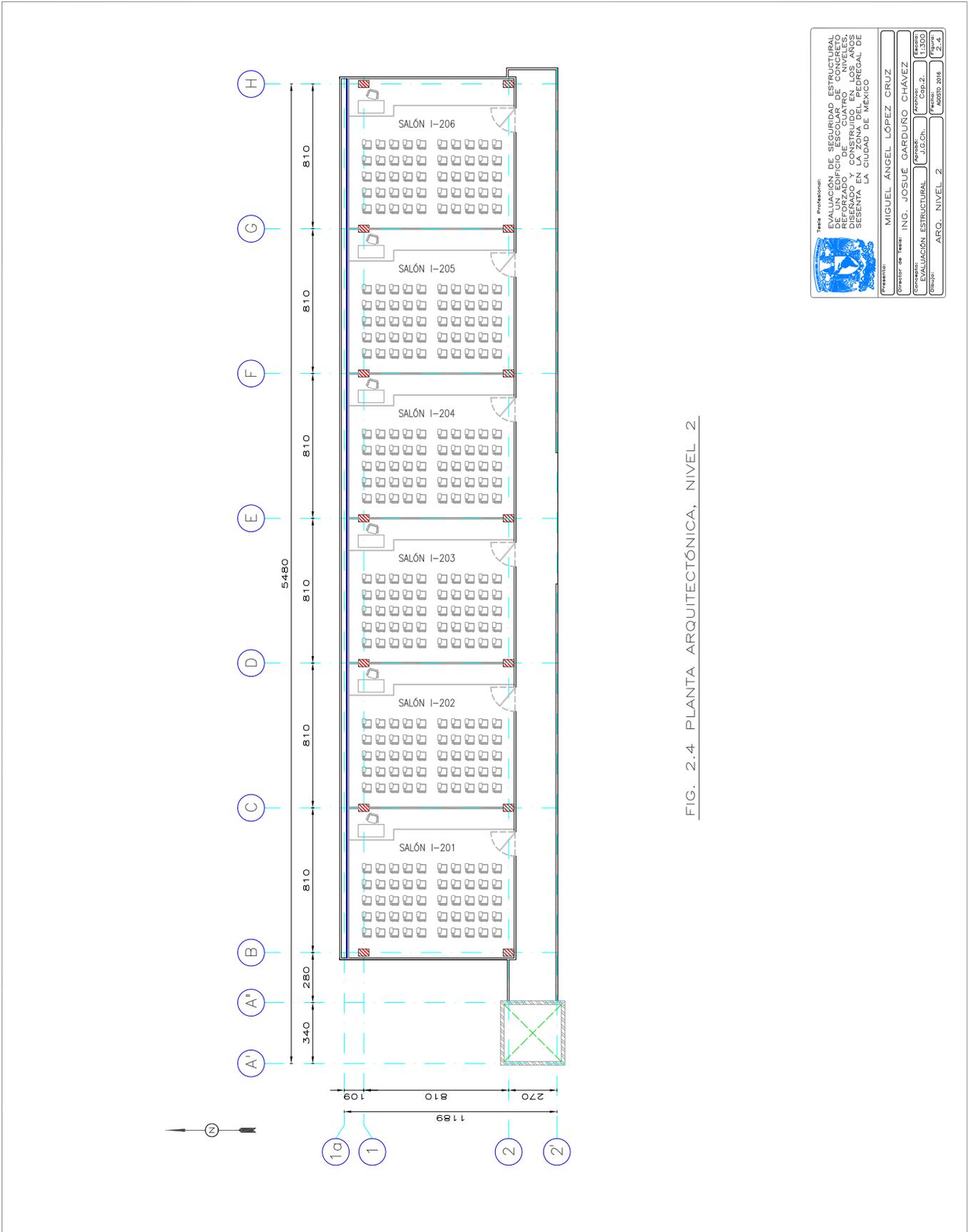


FIG. 2.4 PLANTA ARQUITECTÓNICA, NIVEL 2

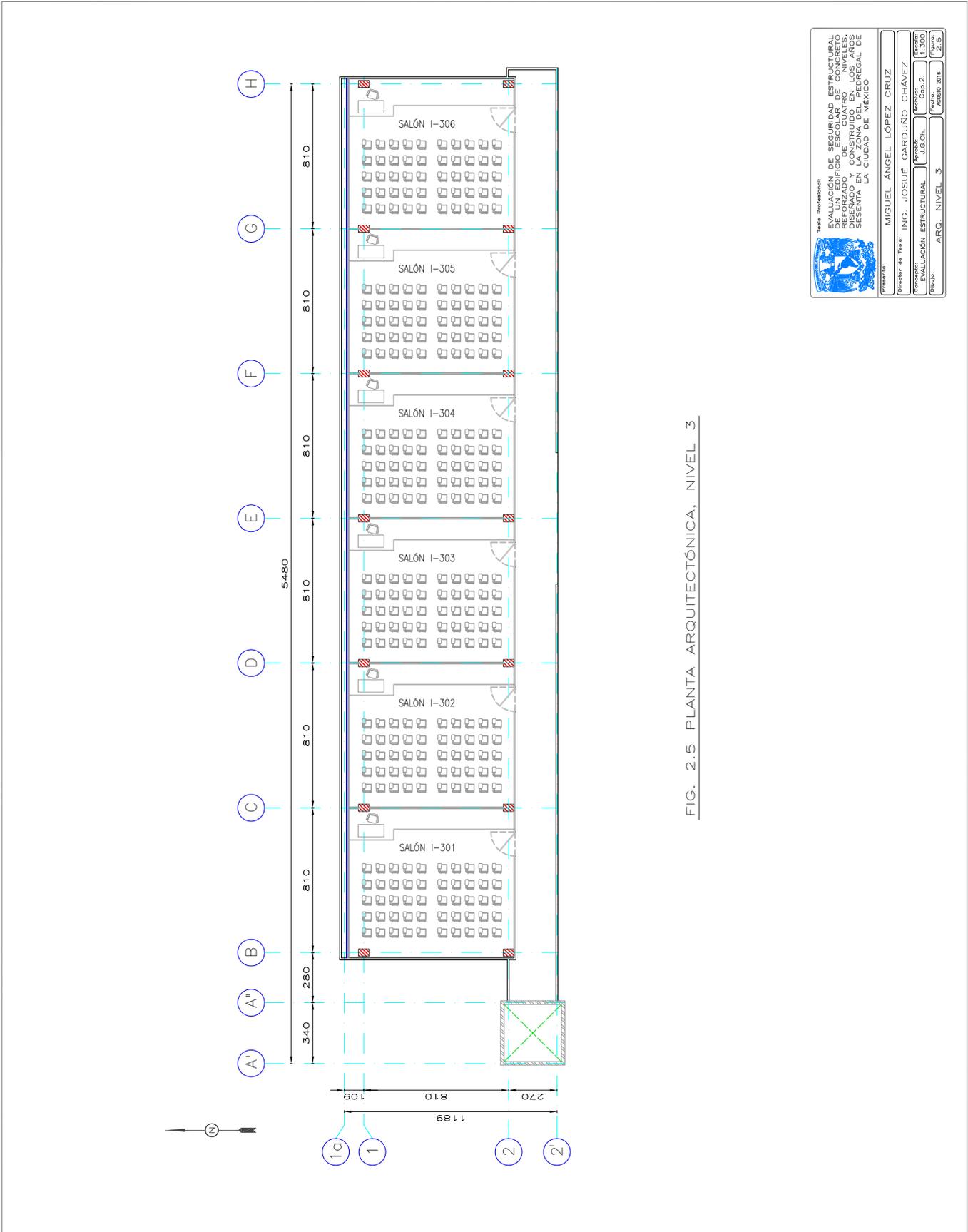


FIG. 2.5 PLANTA ARQUITECTÓNICA, NIVEL 3

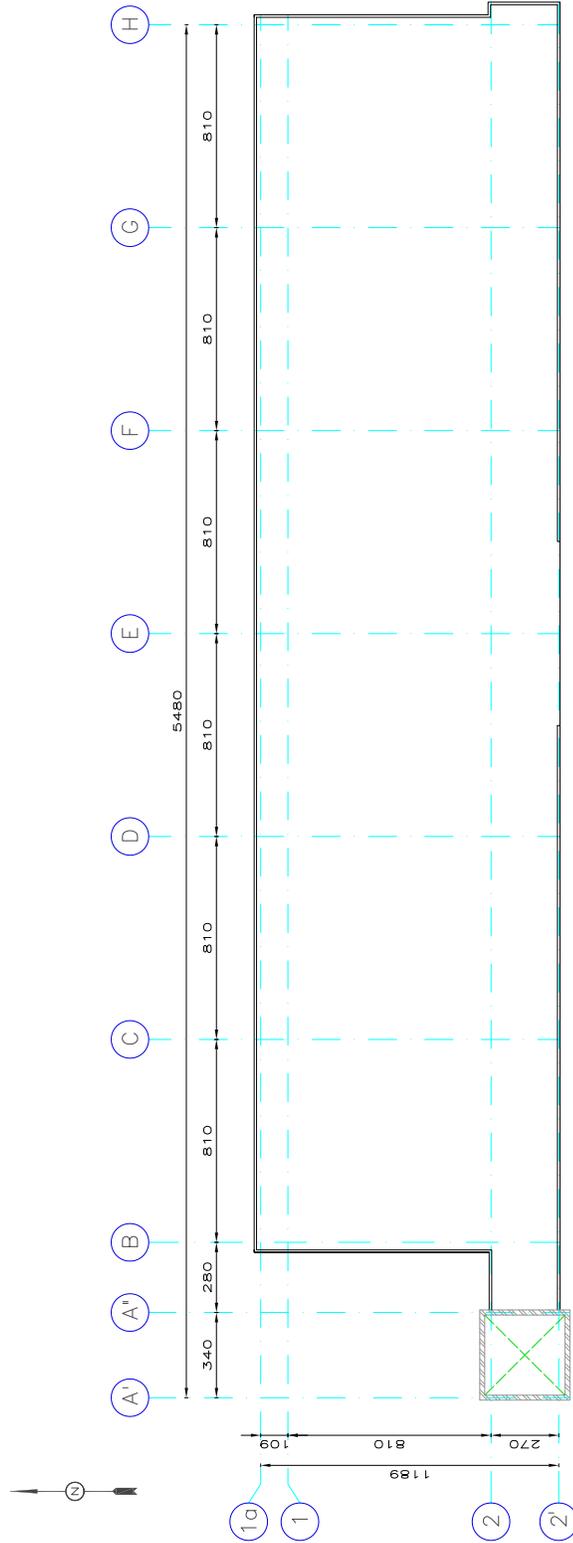


FIG. 2.6 PLANTA ARQUITECTÓNICA, NIVEL AZOTEA

	Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	Presenta: MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ	Autor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
C.A. No. 13300 No. C.P. 2. No. 2. C.B.	No. 13300 No. 2. C.B.

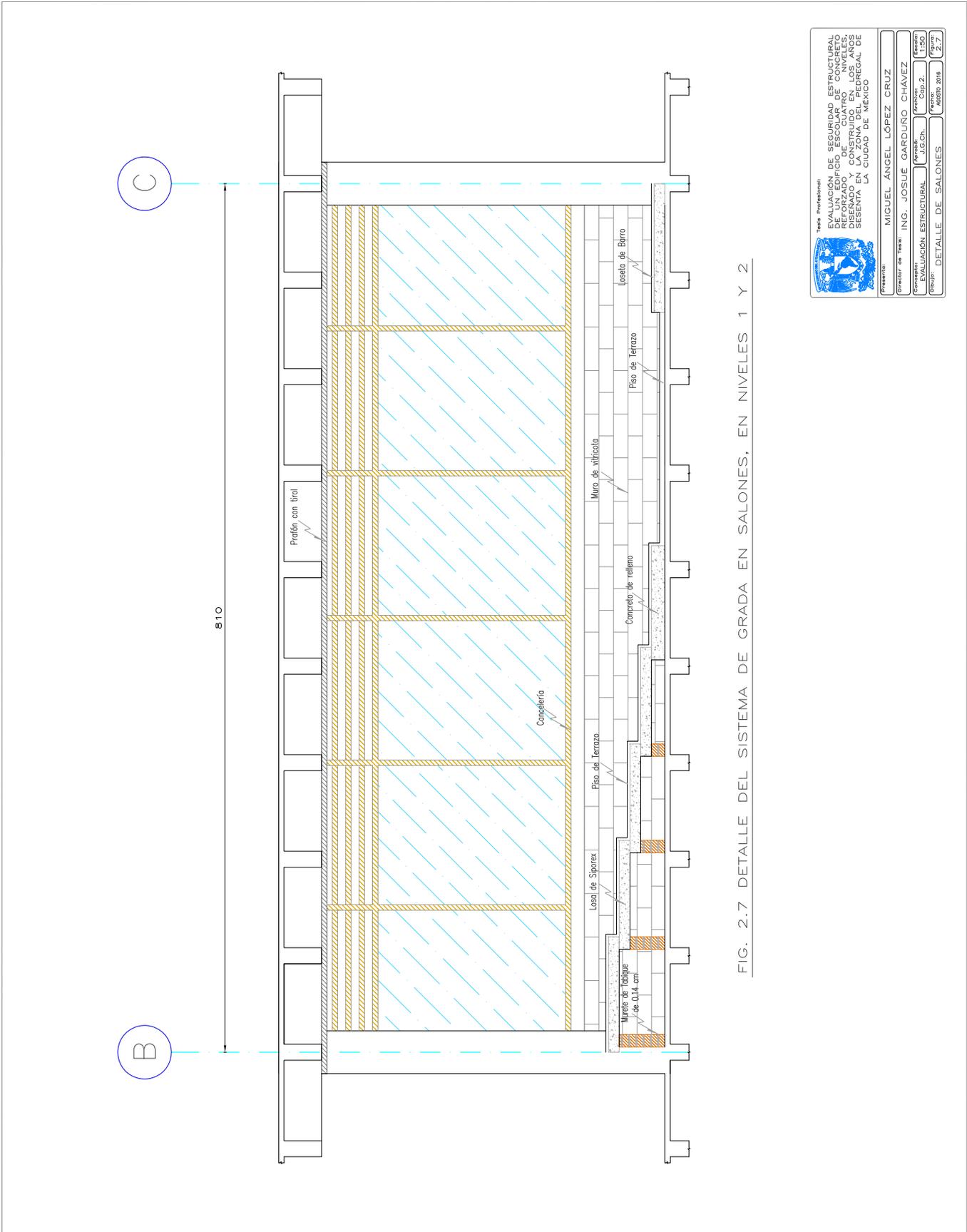


FIG. 2.7 DETALLE DEL SISTEMA DE GRADA EN SALONES, EN NIVELES 1 Y 2


Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ
Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL S. DE CV
Asesor: J.G.Ch.
Fecha: ABRIL 2018
Escuela: DETALLE DE SALONES
Asesor: J.G.Ch.
Fecha: ABRIL 2018
Escuela: DETALLE DE SALONES

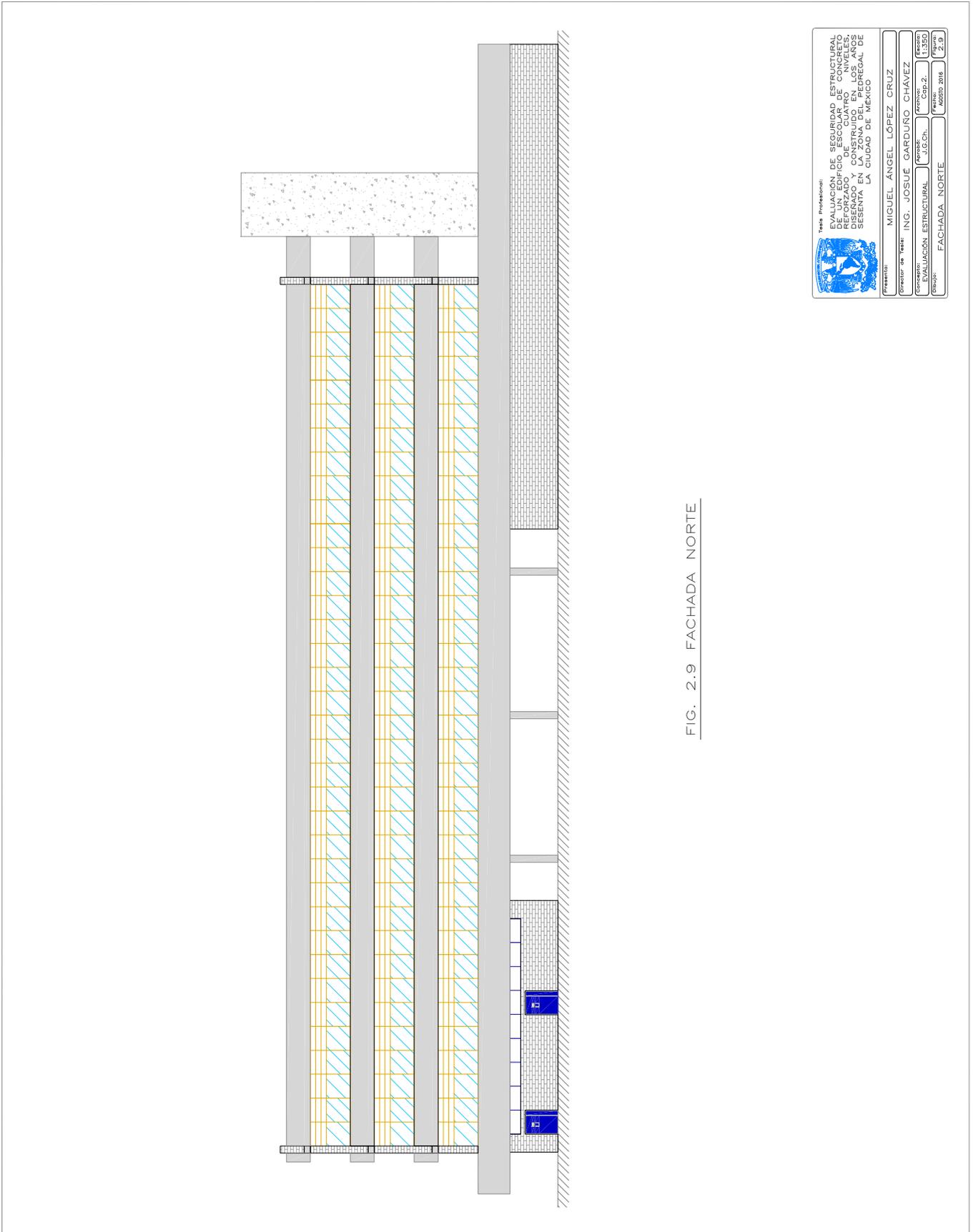


FIG. 2.9 FACHADA NORTE

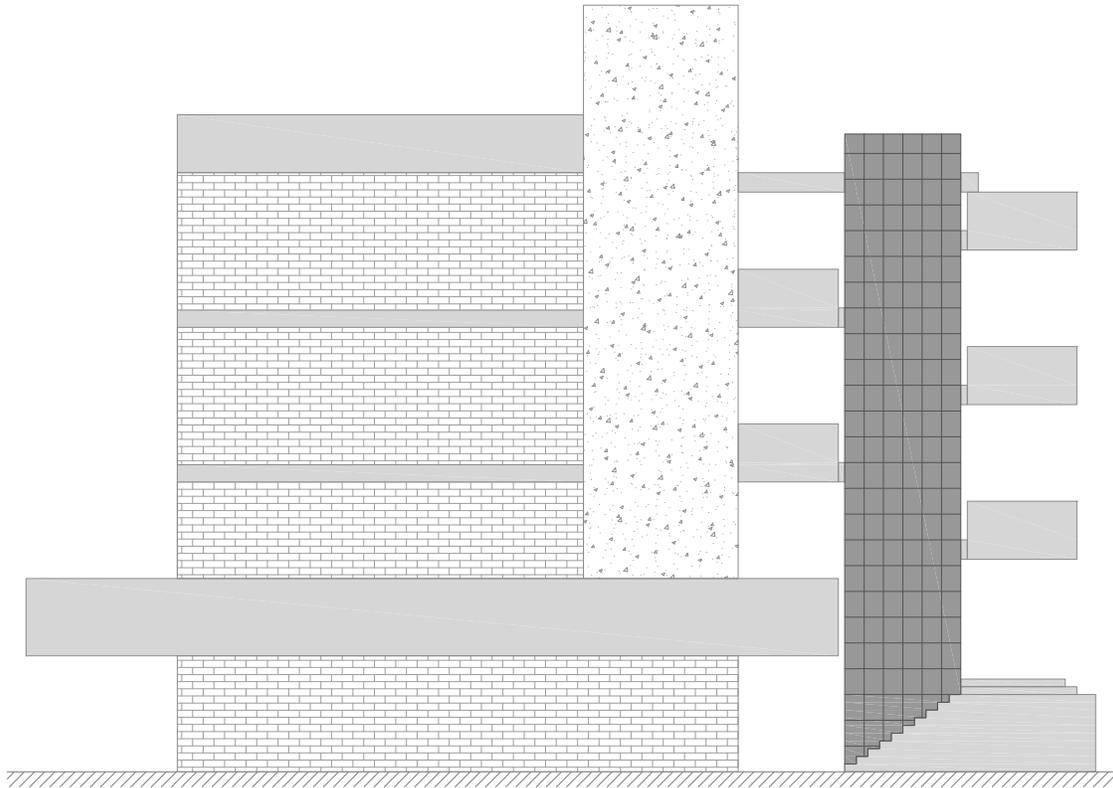


FIG. 2.10 FACHADA PONIENTE

				Tesis Profesional:			
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO							
Presenta: MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ							
Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ							
Concepto:		Aprobó:		Archivo:		Escala:	
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL		J.G.Ch.		Cap. 2.		S/E	
Dibujo: FACHADA PONIENTE				Fecha: Agosto 2016		Figura: 2.10	

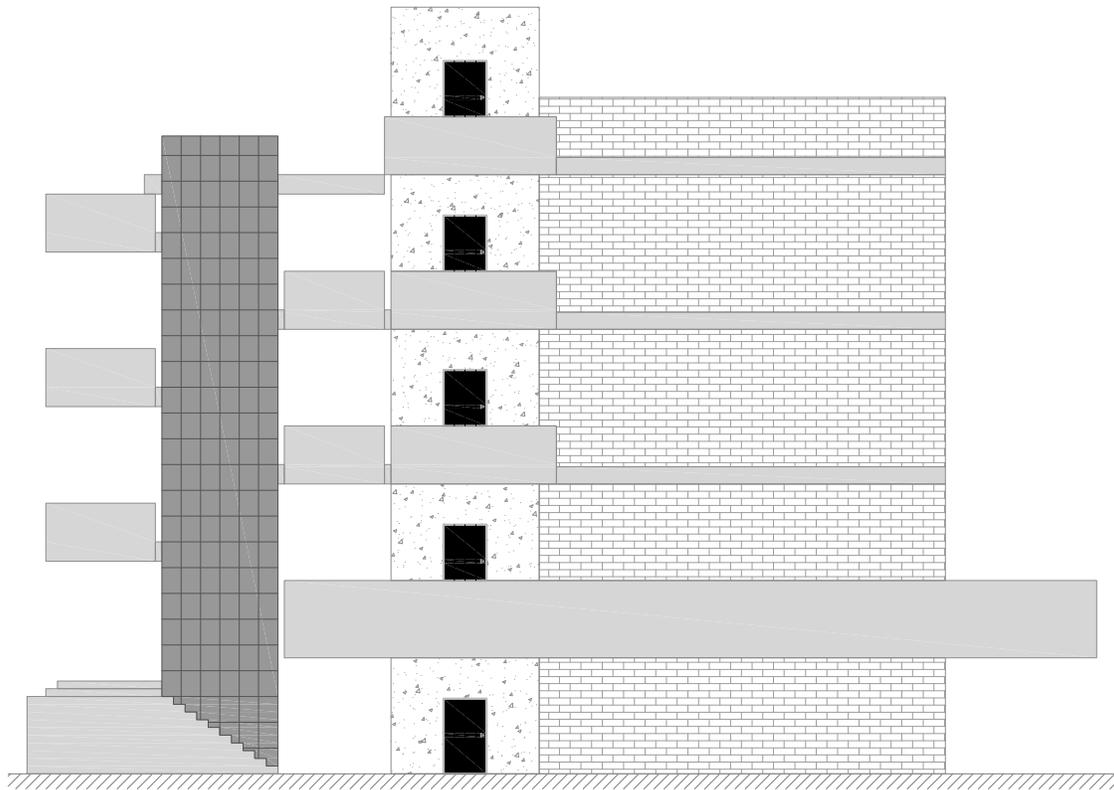


FIG. 2.11 FACHADA ORIENTE

			
Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta: MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	Aprobó: J.G.Ch.	Archivo: Cap. 2.	Escala: S/E
Dibujo: FACHADA ORIENTE		Fecha: AGOSTO 2016	Figura: 2.1.1

II.3. Descripción del sistema estructural

De la revisión de las copias de los planos estructurales y de los recorridos en el inmueble, se observa que la superestructura está constituida a base de columnas (figuras 2.12 a 2.14) y trabes de secciones rectangulares de concreto reforzado; formando entre ellos un conjunto de nueve marcos ortogonales en la dirección transversal (figuras 2.15 a 2.23) y tres marcos ortogonales en la dirección longitudinal (figuras 2.24 a 2.26), donde se identifican los elementos que los conforman; así como los armados correspondientes, ver figuras 2.27 a 2.35.

La estructura cuenta con dos tipos de sistemas de piso: el primero es una losa maciza colada in situ con un espesor de doce centímetros apoyada en trabes, en el Nivel 1; el segundo, losas reticulares con casetones de concreto reforzado coladas in situ, integrado por nervaduras y trabes de cuarenta centímetros de peralte, con un firme de compresión de cinco centímetros (Niveles 2, 3 y Azotea), que se ilustran en las figuras 2.36 a 2.39.

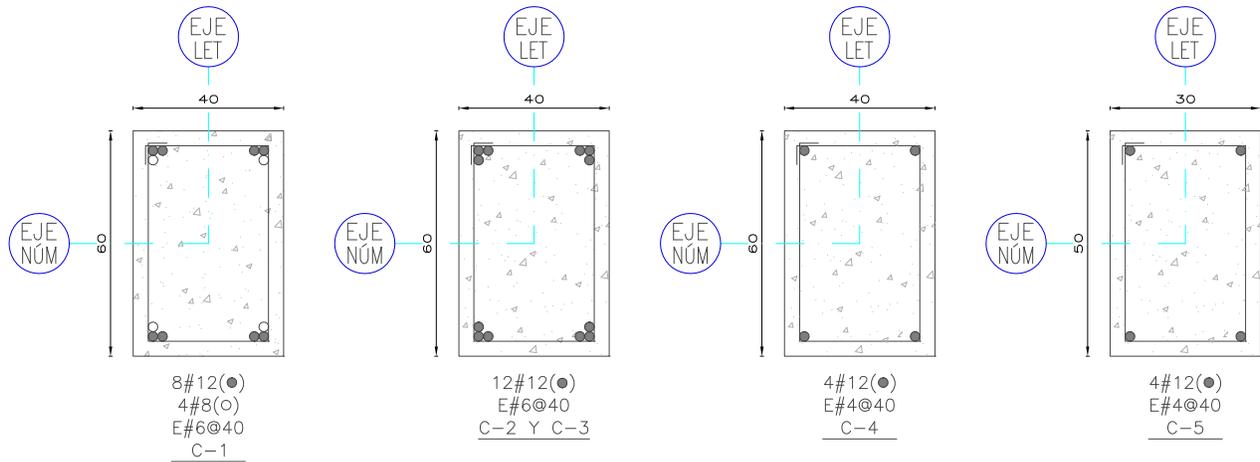
II.4. Descripción de la cimentación

La cimentación del inmueble en estudio fue resuelta por un conjunto de cuatro tipos de zapatas aisladas de concreto reforzado, cuadradas, con escarpio, cuya profundidad mínima de desplante fue de setenta centímetros, mismas que reciben a las columnas, las que están confinadas por medio de un dado de concreto reforzado hasta el Nivel Tope de Concreto de la Planta Baja. La ubicación de las zapatas, su dimensionamiento y el arreglo del acero de refuerzo se muestran en las figuras 2.40 y 2.41.

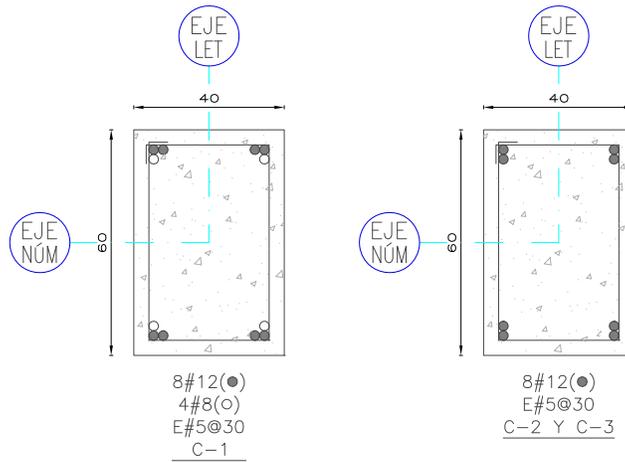
II.5. Tipificación de la estructura

Con base en el Artículo 139 del RCDF16, el inmueble en estudio se clasifica dentro del grupo A *“Edificaciones cuya falla estructural podría causar un número elevado de pérdidas de vidas humanas”* (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2016, p. 36).

En cuanto al Artículo 170, el inmueble en análisis se ubica en la zona I *“Lomas formadas por rocas o suelos generalmente firmes”* (Ibíd., p. 39); su localización se indica en la figura 2.42.



COLUMNAS, PB A N1



COLUMNAS, N1 A N2

FIG. 2.12 SECCIONES Y ARMADOS DE COLUMNAS-I

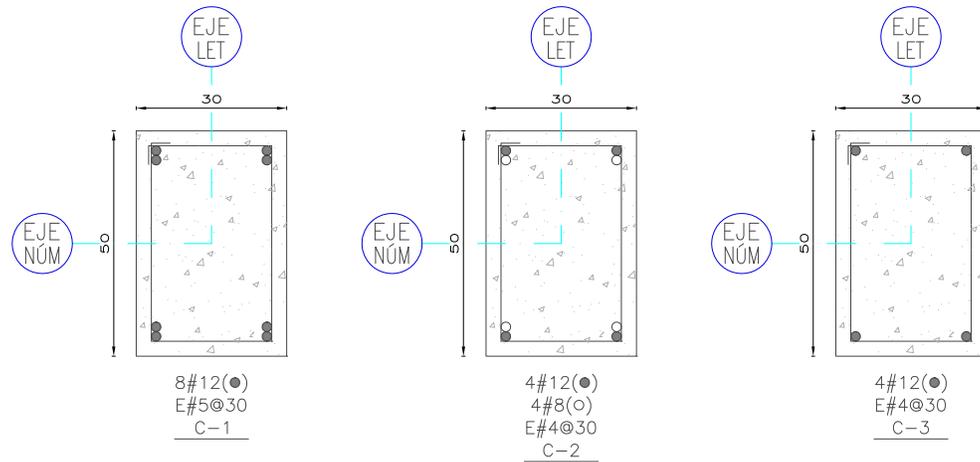
NOTAS

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.

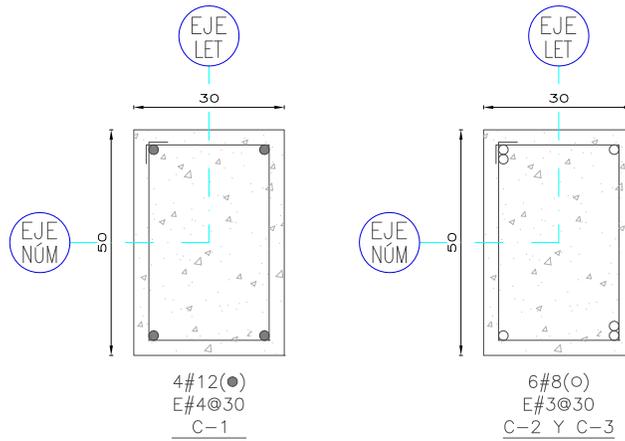
SIMBOLOGÍA

- ⊙ A CADA
- # NÚMERO DE VARILLA
- C COLUMNA

				Tesis Profesional:			
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO							
Presenta:				MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis:				ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:		Aprobó:		Archivo:		Escala:	
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL		J.G.Ch.		Cap.2.		S/E	
Dibujo:				Fecha:		Figura:	
EST. COLUMNAS, DETALLES-I				SEPTIEMBRE 2016		2.12	



COLUMNAS, N2 A N3



COLUMNAS, N3 A AZ

FIG. 2.13 SECCIONES Y ARMADOS DE COLUMNAS-II

NOTAS

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.

SIMBOLOGÍA

- ⊙ A CADA
- # NÚMERO DE VARILLA
- C COLUMNA

	Tesis Profesional:		
	EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO		
Presenta: MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivó:	Escaló:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	J.G.Ch.	Cap.2.	S/E
Dibujo:	EST. COLUMNAS, DETALLES-II	Fecha:	Figura:
		SEPTIEMBRE 2016	2.13

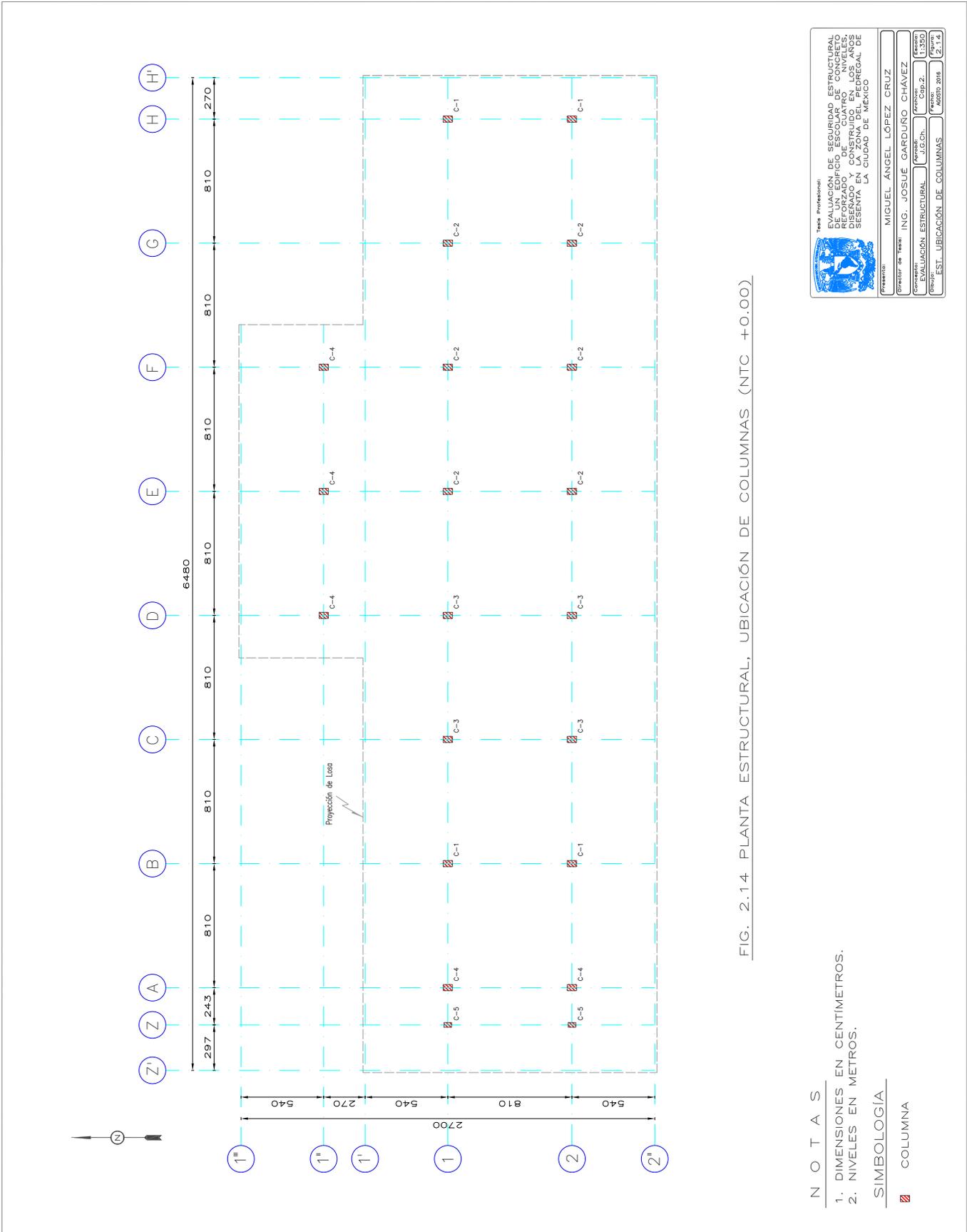


FIG. 2.14 PLANTA ESTRUCTURAL, UBICACIÓN DE COLUMNAS (NTC +0.00)


Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.
Director de Tesis: MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ
Ing. de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ
Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL (M.C.) J.G.Ch. Matr. C.P. 11350
Grupo: EST. UBICACIÓN DE COLUMNAS Matr. 2016 E.T.14

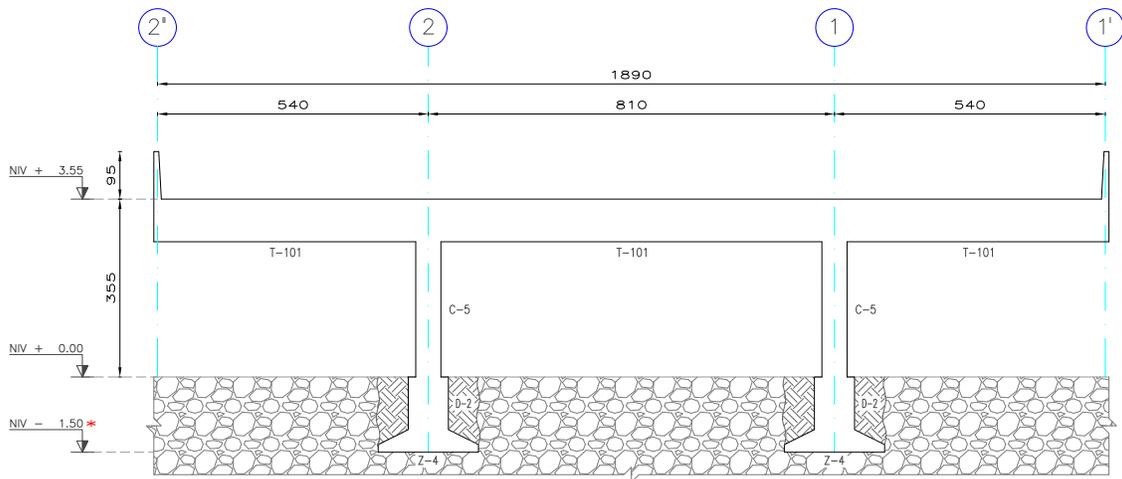


FIG. 2.15 MARCO EJE Z

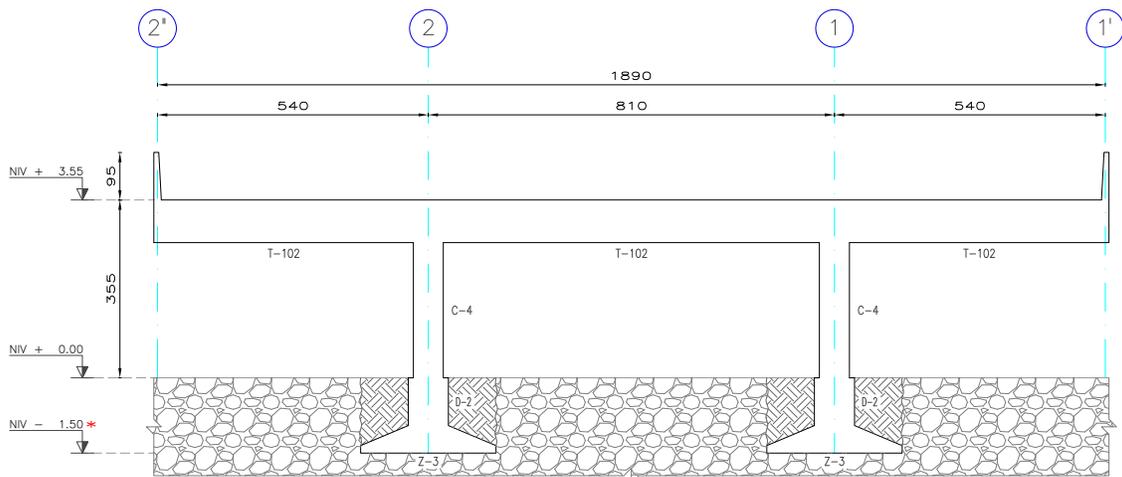


FIG. 2.16 MARCO EJE A

NOTAS

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
 2. NIVELES EN METROS.
- * NIVEL DE DESPLANTE DE CIMENTACIÓN DE ACUERDO A INFORMACIÓN EN PLANOS.

SIMBOLOGÍA

- C COLUMNA
D DADO
N NERVADURA
T TRABE
Z ZAPATA

			
Tesis Profesional:			
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:			
MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis:			
ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivo:	Escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	J.G.Ch.	Cap. 2	1:150
Dibujo:		Fecha:	Figuras:
EST. MARCOS TRANSVERSALES Z y A		AGOSTO 2018	2.15-2.16

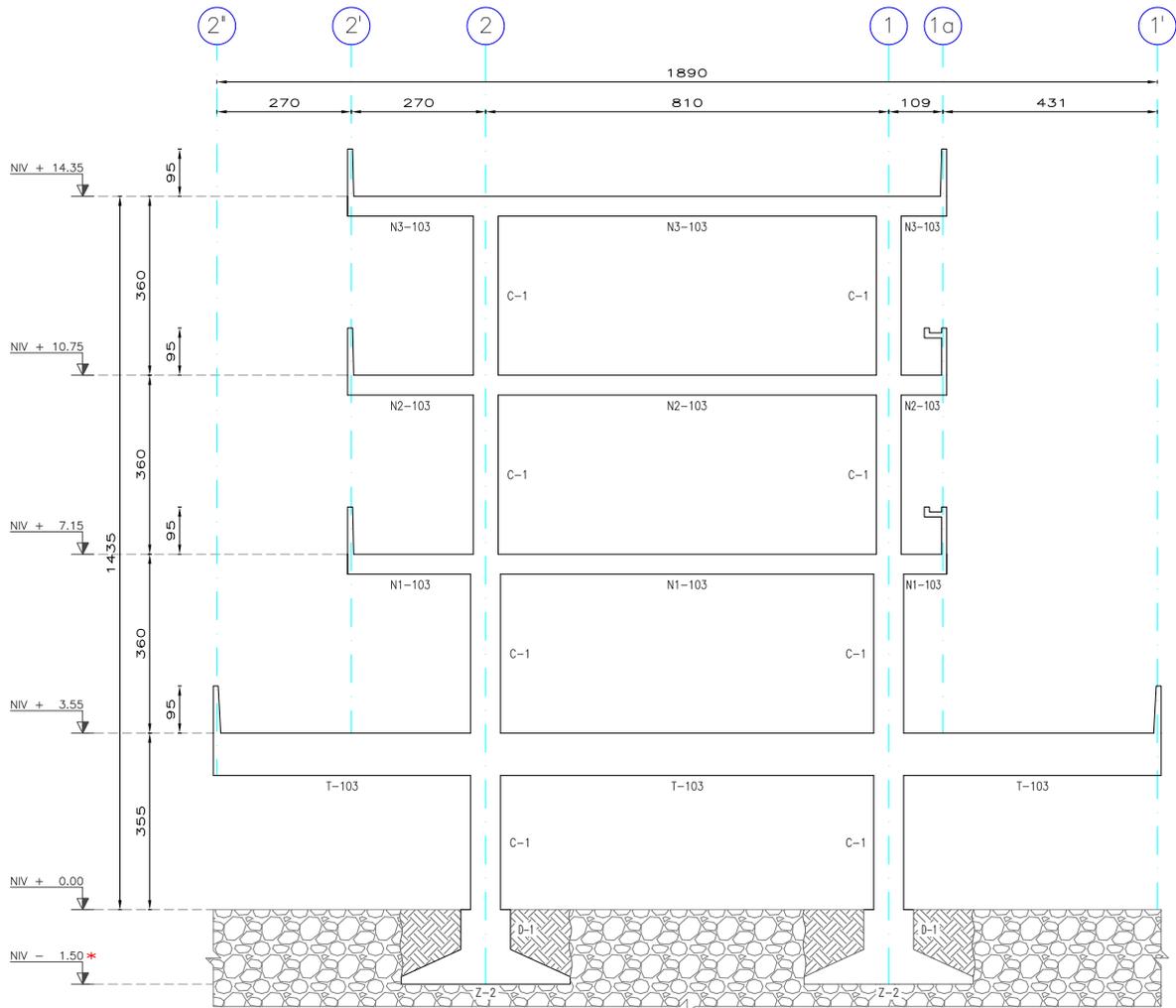


FIG. 2.17 MARCO EJE B

NOTAS

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
 2. NIVELES EN METROS.
- * NIVEL DE DESPLANTE DE CIMENTACIÓN DE ACUERDO A INFORMACIÓN EN PLANOS.

SIMBOLOGÍA

- C COLUMNA
D DADO
N NERVADURA
T TRABE
Z ZAPATA

			
Tesis Profesional:			
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:			
MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis:			
ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivo:	Escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	J.G.Ch.	Cap.2.	1:150
Dibujo:	Fecha:	Figura:	
EST. MARCO TRANSVERSAL B	Abril 2016	2.17	

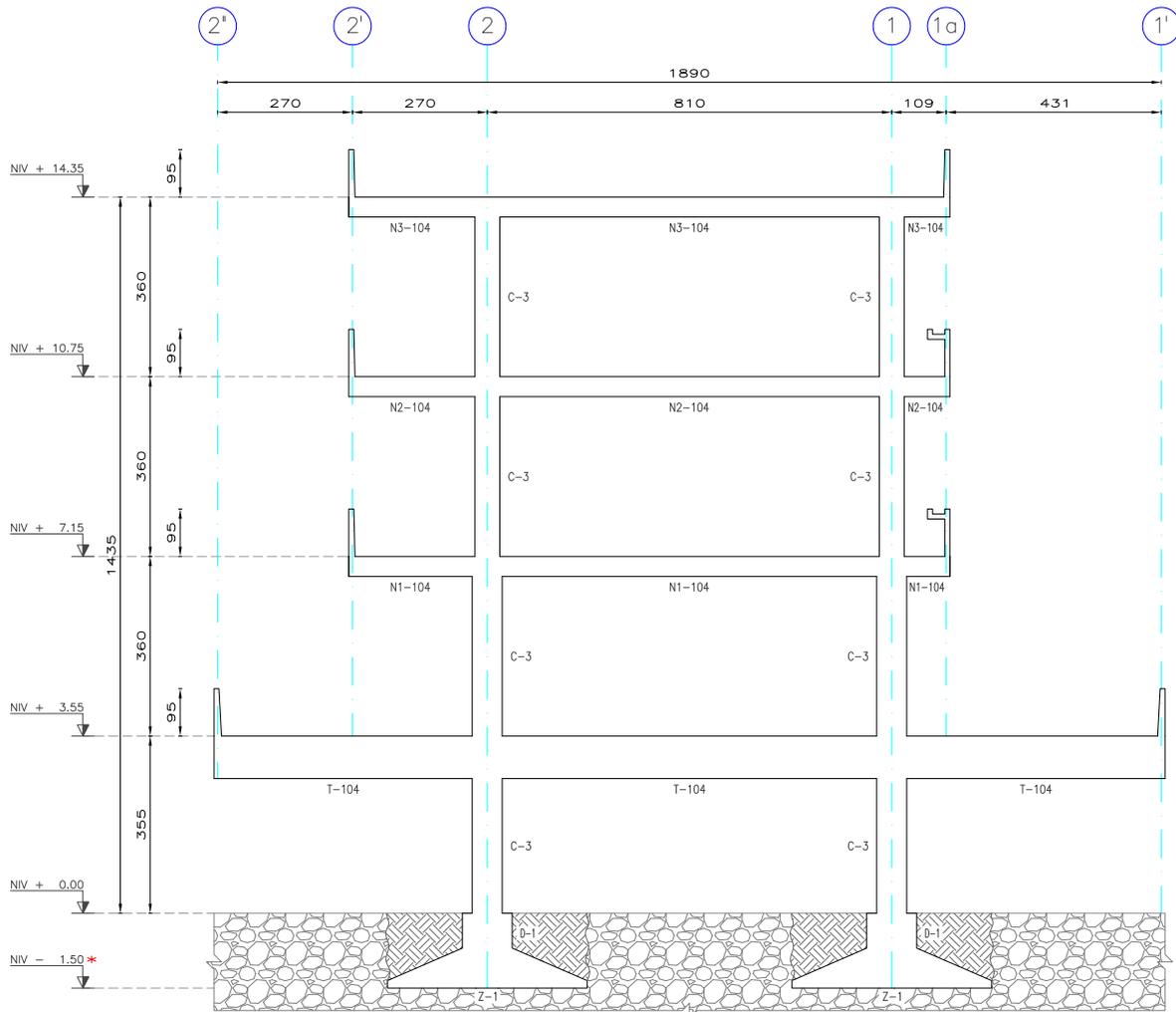


FIG. 2.18 MARCO EJE C

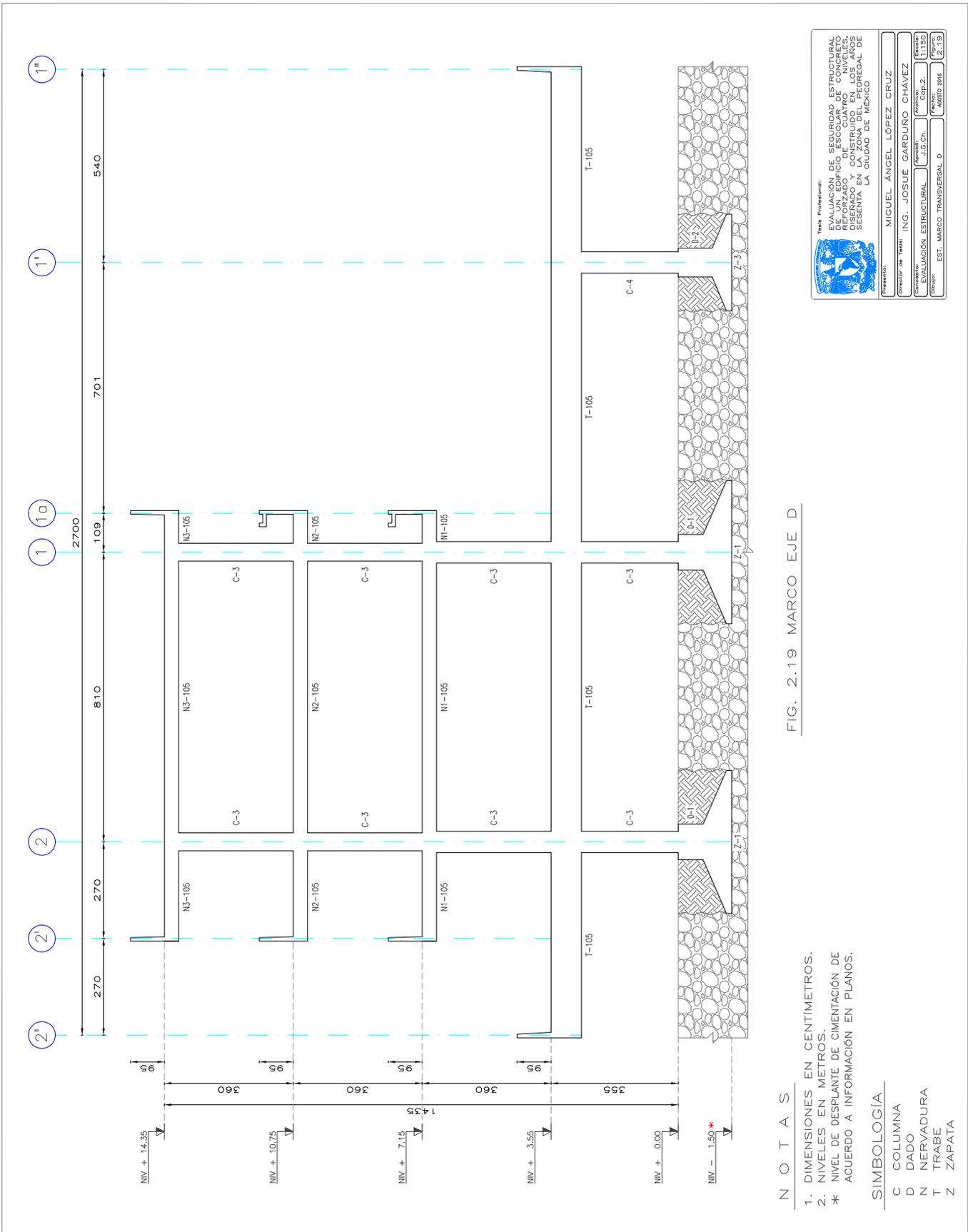
NOTAS

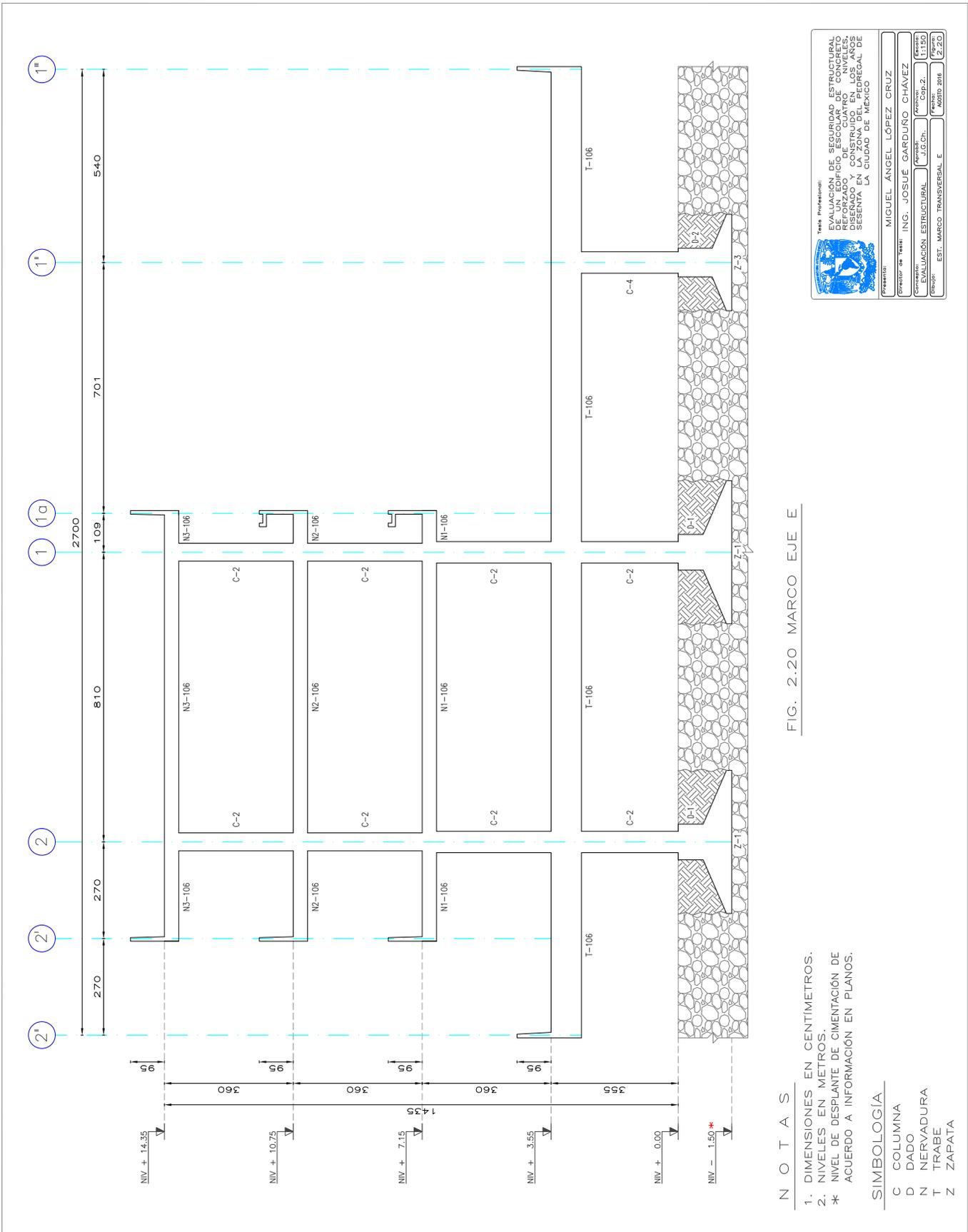
1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
 2. NIVELES EN METROS.
- * NIVEL DE DESPLANTE DE CIMENTACIÓN DE ACUERDO A INFORMACIÓN EN PLANOS.

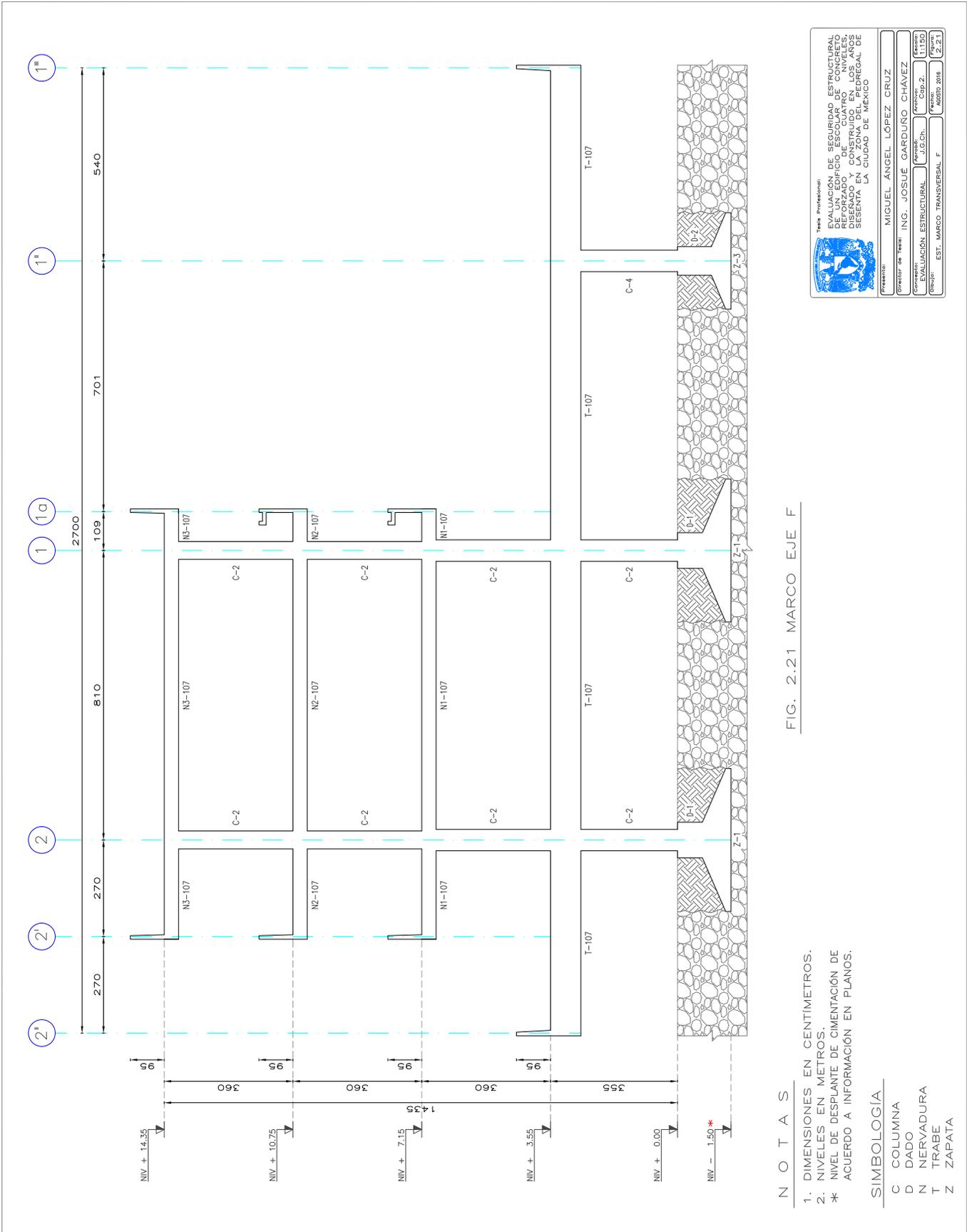
SIMBOLOGÍA

- C COLUMNA
 D DADO
 N NERVADURA
 T TRABE
 Z ZAPATA

			
Tesis Profesional:			
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:			
MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis:			
ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivo:	Escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	J.G.Ch.	Cap.2.	1:150
Dibujo:	Fecha:	Figura:	
EST. MARCO TRANSVERSAL C	Ago 2016	2.18	







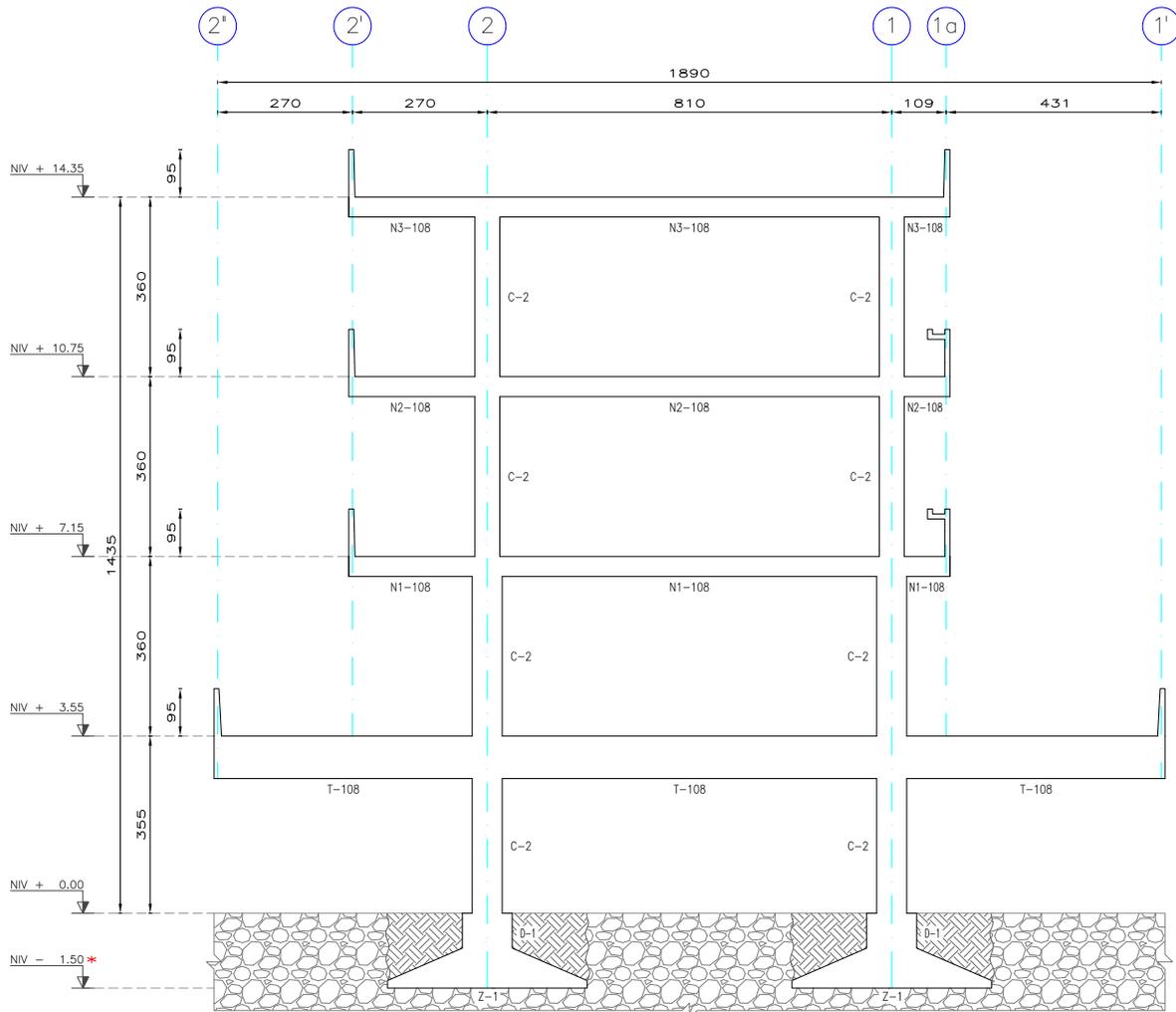


FIG. 2.22 MARCO EJE G

NOTAS

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
 2. NIVELES EN METROS.
- * NIVEL DE DESPLANTE DE CIMENTACIÓN DE ACUERDO A INFORMACIÓN EN PLANOS.

SIMBOLOGÍA

- C COLUMNA
- D DADO
- N NERVADURA
- T TRABE
- Z ZAPATA

			
Tesis Profesional:			
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:			
MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis:			
ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivo:	Escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	J.G.Ch.	Cap.2.	1:150
Dibujo:	EST. MARCO TRANSVERSAL G	Fecha:	Figura:
		Abril 2016	2.22

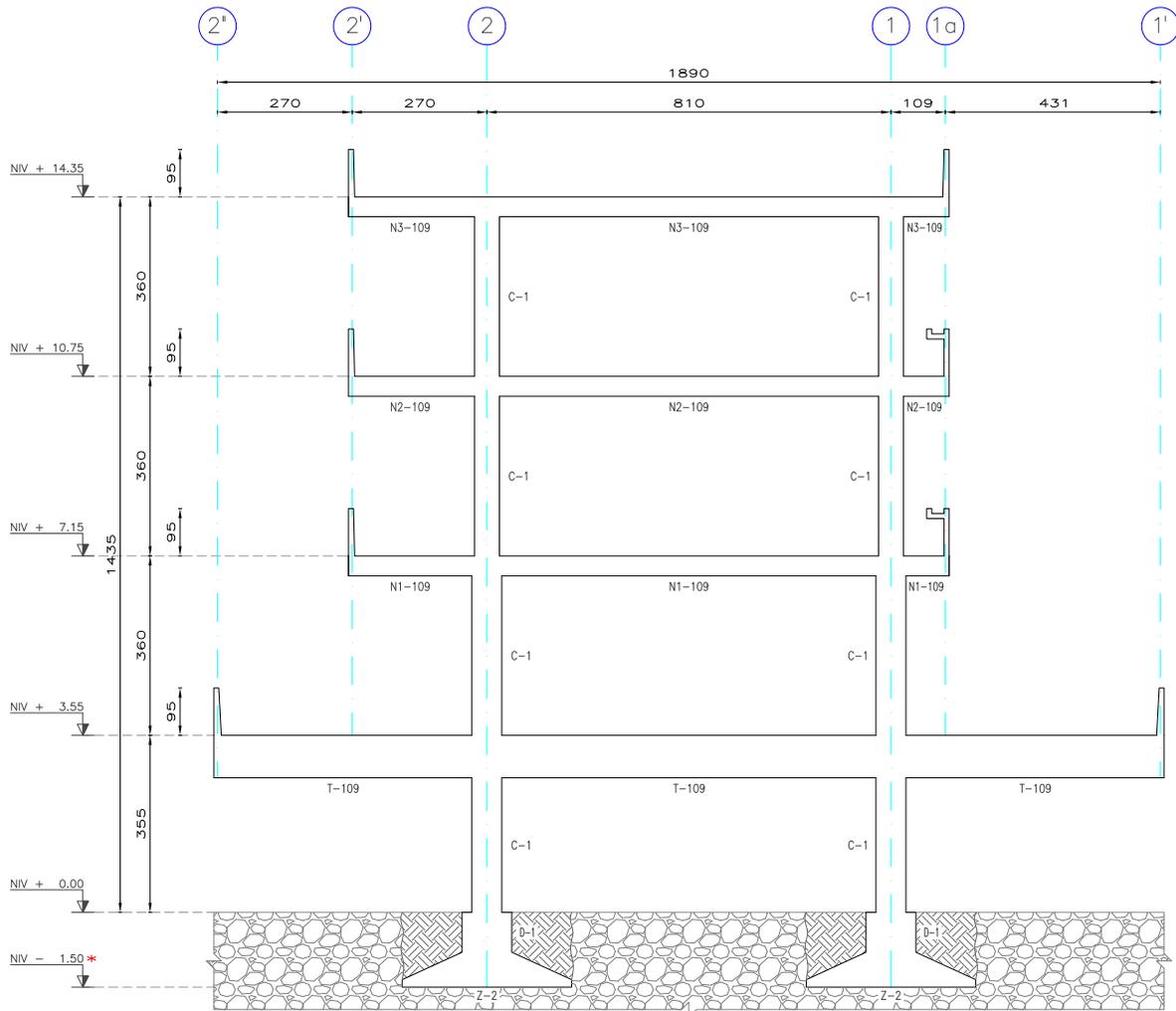


FIG. 2.23 MARCO EJE H

NOTAS

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
 2. NIVELES EN METROS.
- * NIVEL DE DESPLANTE DE CIMENTACIÓN DE ACUERDO A INFORMACIÓN EN PLANOS.

SIMBOLOGÍA

- C COLUMNA
- D DADO
- N NERVADURA
- T TRABE
- Z ZAPATA

			
Tesis Profesional:			
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:			
MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis:			
ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivo:	Escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	J.G.Ch.	Cap.2.	1:150
Dibujo:	Fecha:	Figura:	
EST. MARCO TRANSVERSAL H	Agosto 2016	2.23	

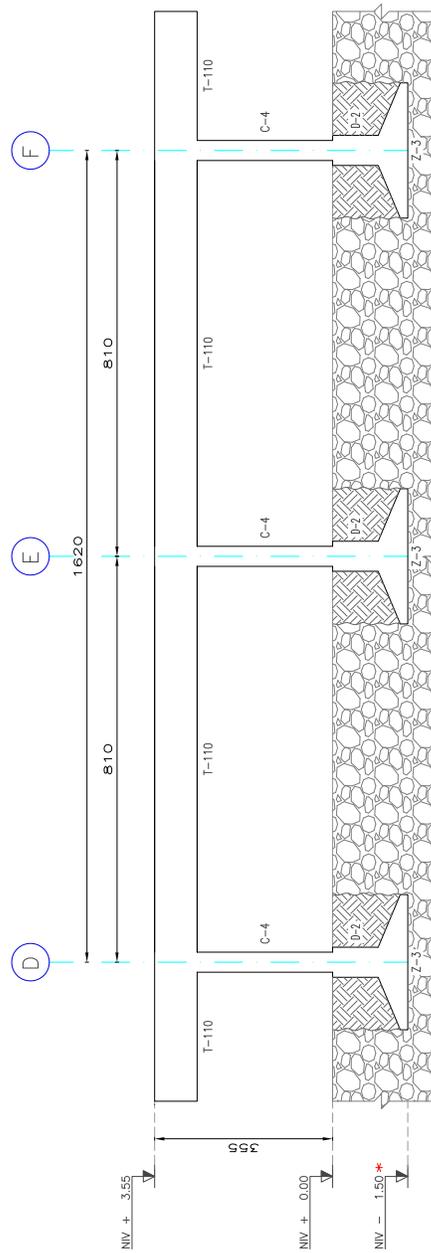


FIG. 2.24 MARCO EJE 1"

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
- * NIVEL DE DESPLANTE DE CIMENTACIÓN DE ACUERDO A INFORMACIÓN EN PLANOS.

SIMBOLOGÍA

- C COLUMNA
- D DADO
- N NERVADURA
- T TRABE
- Z ZAPATA

	Tema Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO	Presenta: ING. JOSUE GABRIEL CHAVEZ
	Director de Tema: MIGUEL ANGEL LOPEZ CRUZ	Autor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
No. de Proyecto: 11350	No. de C.P.P.: 11350	No. de Hoja: 2/24
No. de Hoja: EST. MARCO LONGITUDINAL 1"	No. de Hoja: 11350	No. de Hoja: 2/24



FIG. 2.25 MARCO EJE 1

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
- * NIVEL DE DESPLANTE DE CIMENTACIÓN DE ACUERDO A INFORMACIÓN EN PLANOS.

SIMBOLOGÍA

- C COLUMNA
- D DADO
- N NERVADURA
- T TRABE
- Z ZAPATA

	Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL J.G.Ch.
Fecha: ABRIL 2011	Número de Copias: 1.350
Número de Páginas: 2.23	



FIG. 2.26 MARCO EJE 2

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
- * NIVEL DE DESPLANTE DE CIMENTACIÓN DE ACUERDO A INFORMACIÓN EN PLANOS.

SIMBOLOGÍA

- C COLUMNA
- D DADO
- N NERVADURA
- T TRABE
- Z ZAPATA

	Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL J.G.Ch.
Fecha: 11/3/20	Número de C.P.P.: 11350
Fecha: 11/3/20	Número de Aprobación: 11350
Fecha: 11/3/20	Número de Aprobación: 11350

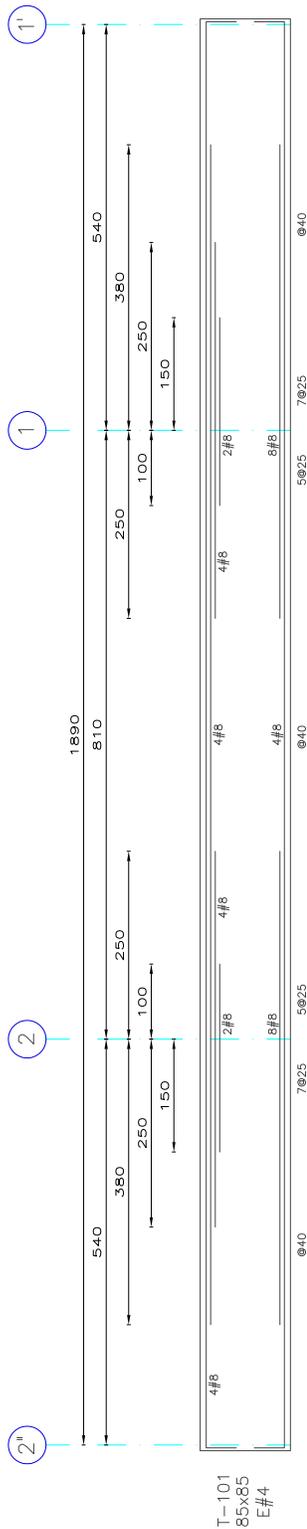


FIG. 2.27 ARMADO DE TRABE, MARCO EJE Z

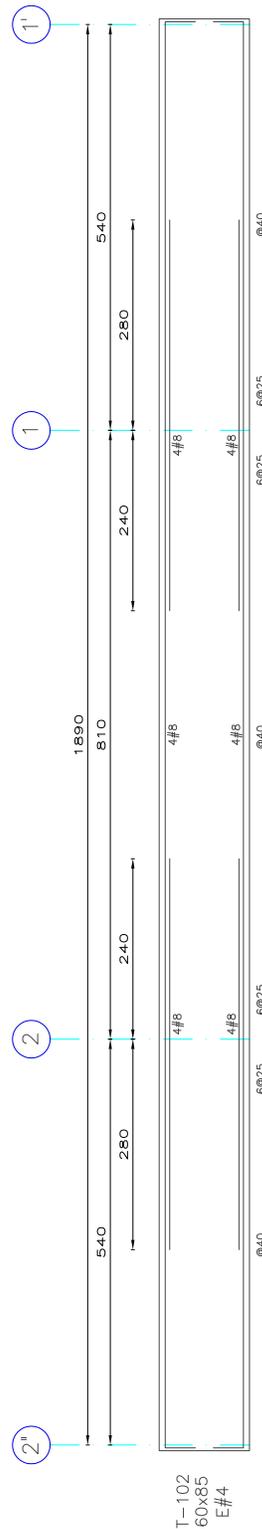


FIG. 2.28 ARMADO DE TRABE, MARCO EJE A

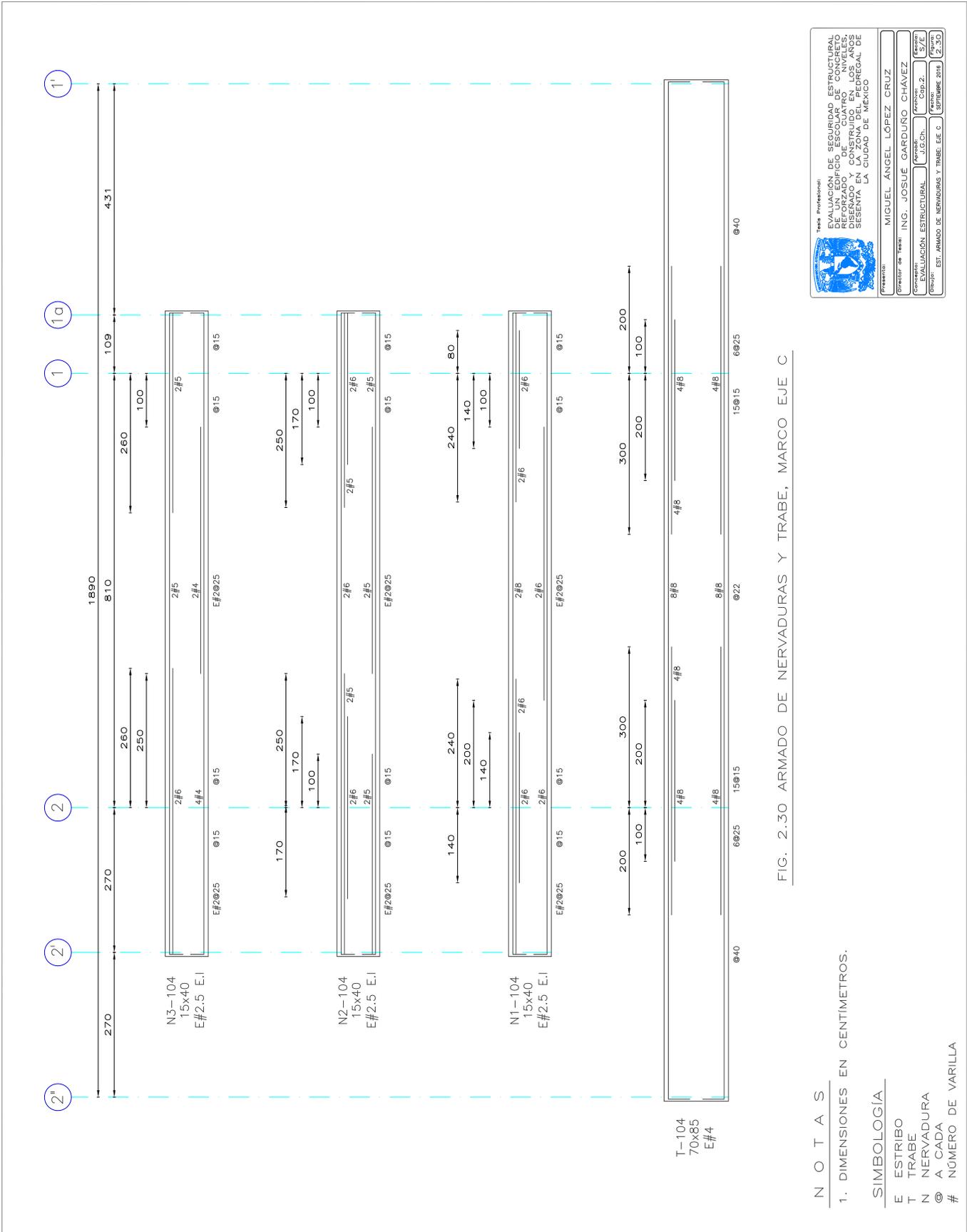
N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.

SIMBOLOGÍA

- E ESTRIBO
- T TRABE
- @ A CADA
- # NÚMERO DE VARILLA

	Titular Profesional:	EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL
	Director de Trabe:	ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ
Coordinador:	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	PROYECTO
Elaboró:	EST. ARMADO DE TRABES EJE Z Y A	FECHA: 15/08/2014
		ESPECIFICACIONES: 5/E




Tesis Profesional: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GABRIEL CHAVEZ
Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL (M. J.G.Ch.) (C. Crp. 2.) (S/E)
Grupo: EST. ARMADO DE NERVADURAS Y TRABE EJE C (SEPTIEMBRE 2018) (P. 30)

FIG. 2.30 ARMADO DE NERVADURAS Y TRABE, MARCO EJE C

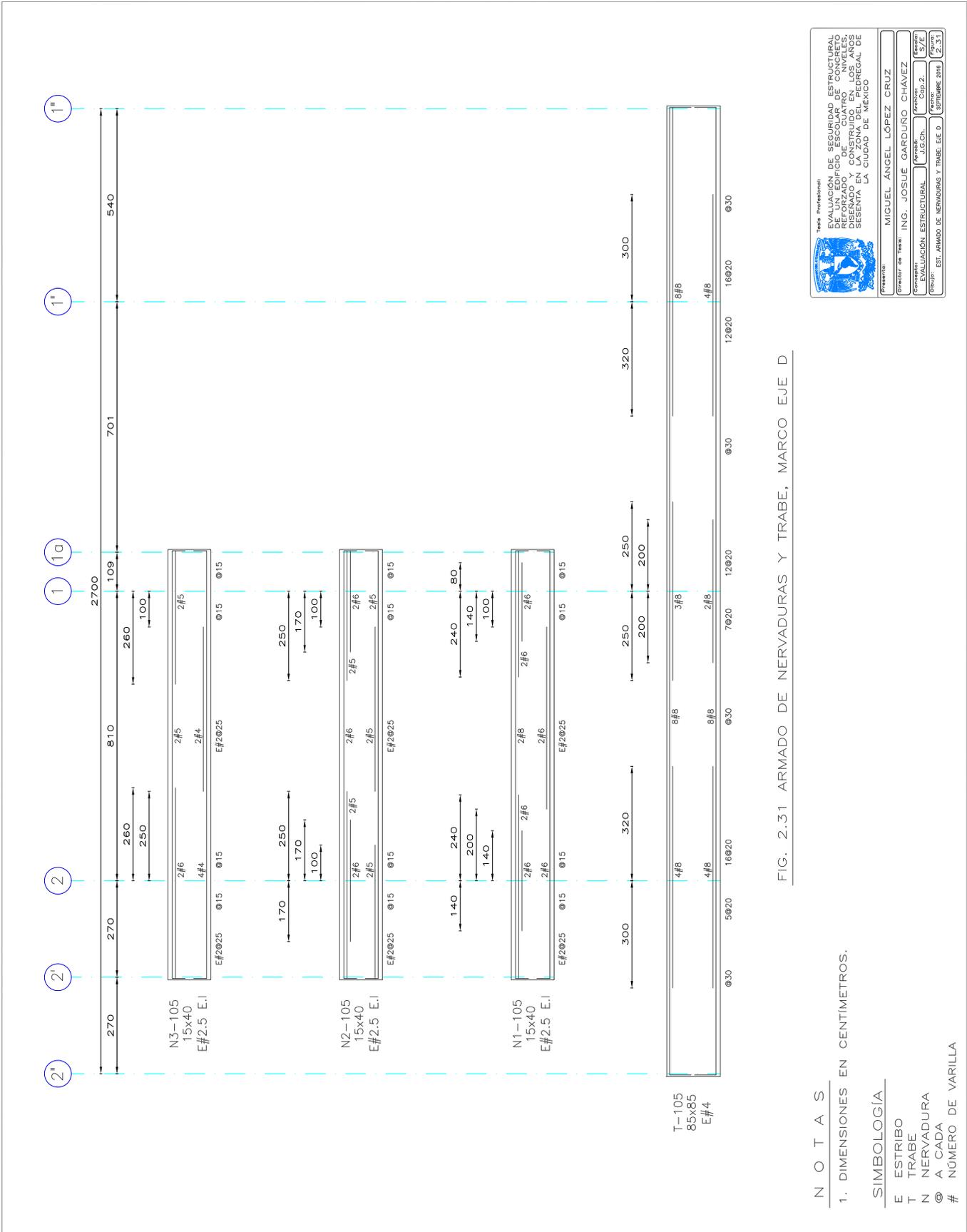
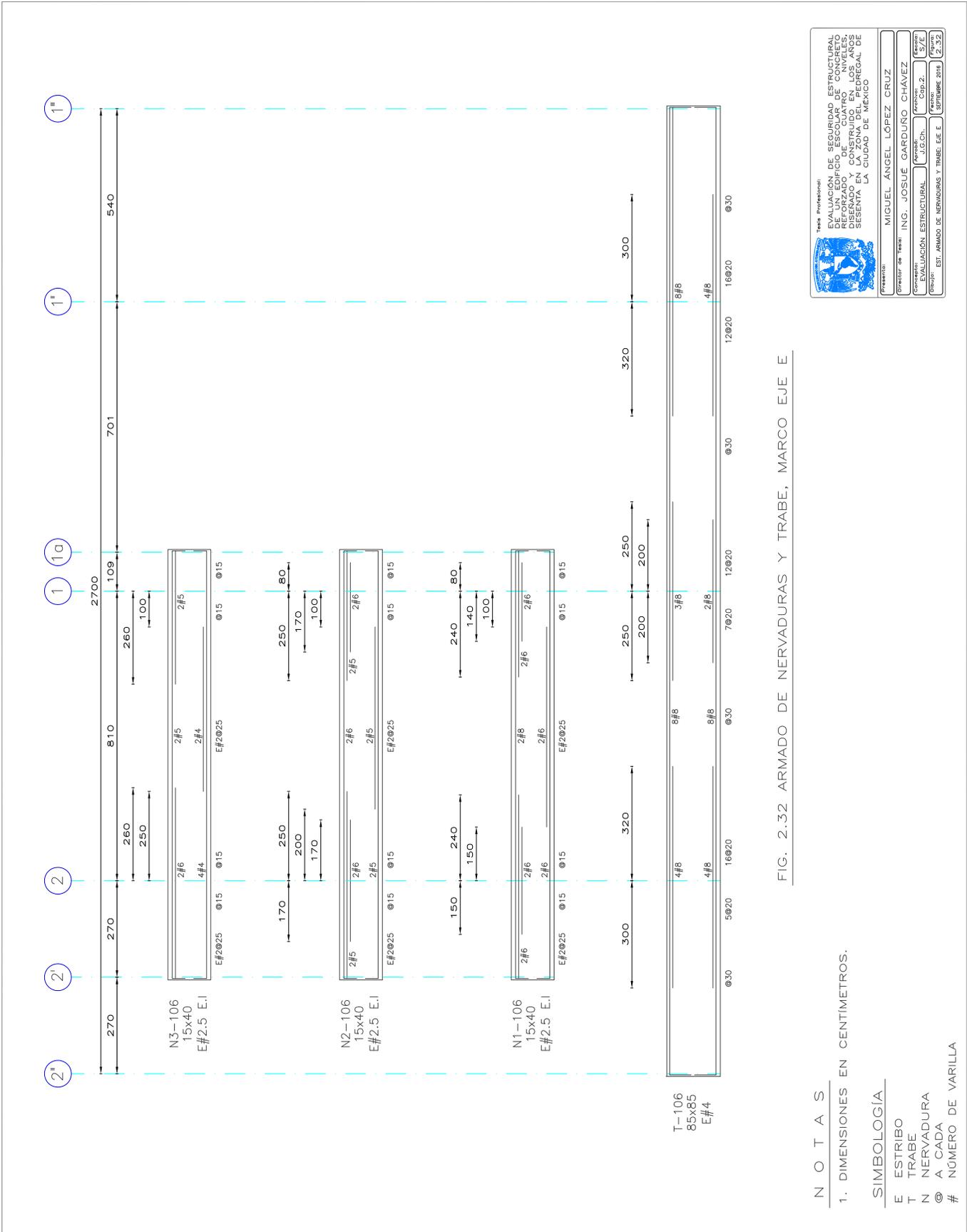


FIG. 2.31 ARMADO DE NERVADURAS Y TRABE, MARCO EJE D

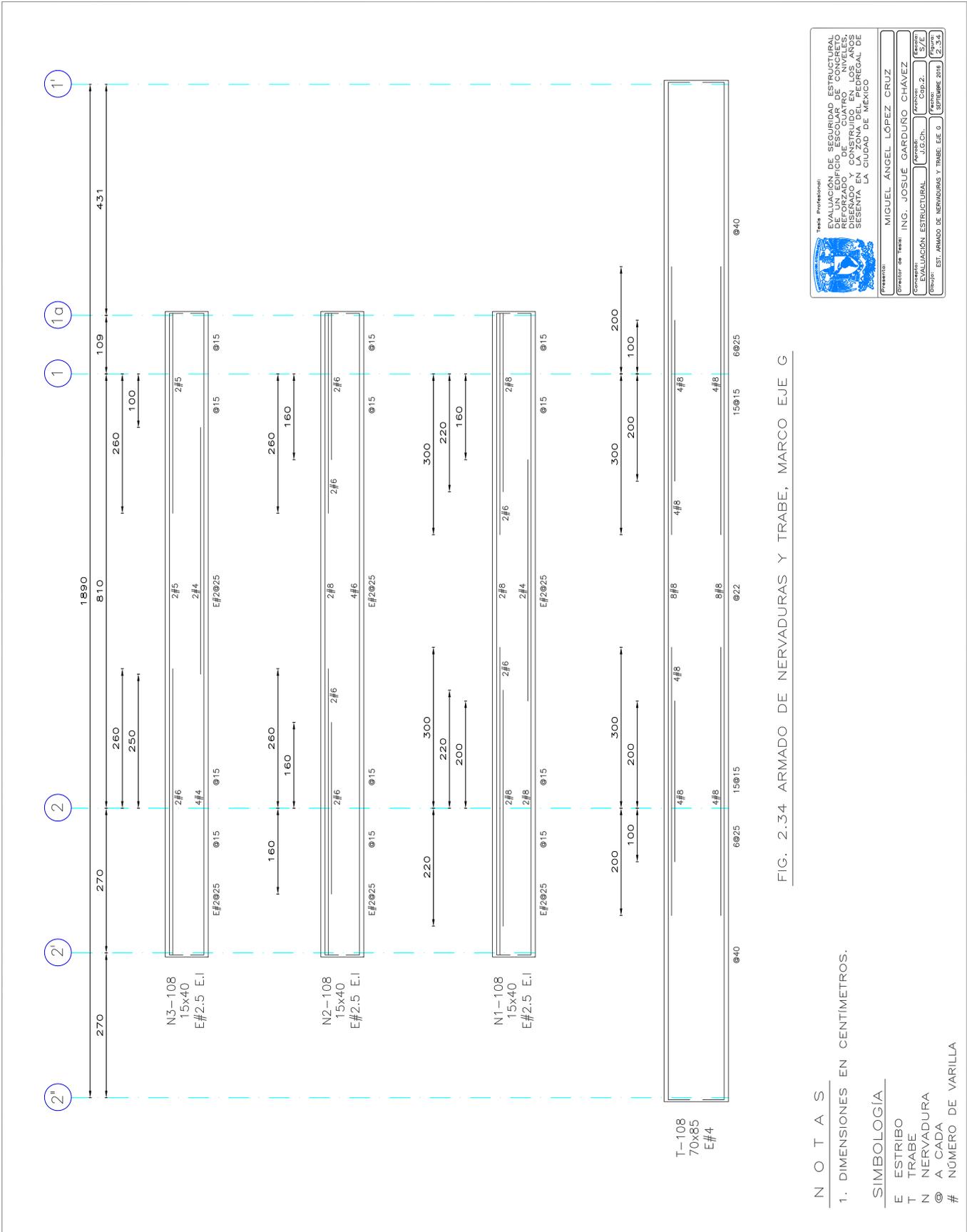


Nota: Este Profesional:  EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO.

Presenta: **MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ**
 Director de Tesis: **ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ**
 Asesor: **EVALUACIÓN ESTRUCTURAL** (Cred. J.G.Ch.) (Cred. CIP.2.) (Cred. S/E)
 Grupo: **EST. ARMADO DE NERVADURAS Y TRABE. EJE E** (Fecha: **SEPTIEMBRE 2018**) (Página: **2/32**)

FIG. 2.32 ARMADO DE NERVADURAS Y TRABE, MARCO EJE E

- N O T A S**
- DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
- SIMBOLOGÍA**
- E ESTRIBO
 - T TRABE
 - N NERVADURA
 - ⊙ A CADA
 - # NÚMERO DE VARILLA




Tesis Profesional: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ
Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL (C.A.S.)
Grado: EST. ARMADO DE NERVADURAS Y TRABE EJE G (SEPTIEMBRE 2018)

FIG. 2.34 ARMADO DE NERVADURAS Y TRABE, MARCO EJE G

- N O T A S**
- DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
- SIMBOLOGÍA**
- E ESTRIBO
 - T TRABE
 - N NERVADURA
 - ⊙ A CADA
 - # NÚMERO DE VARILLA

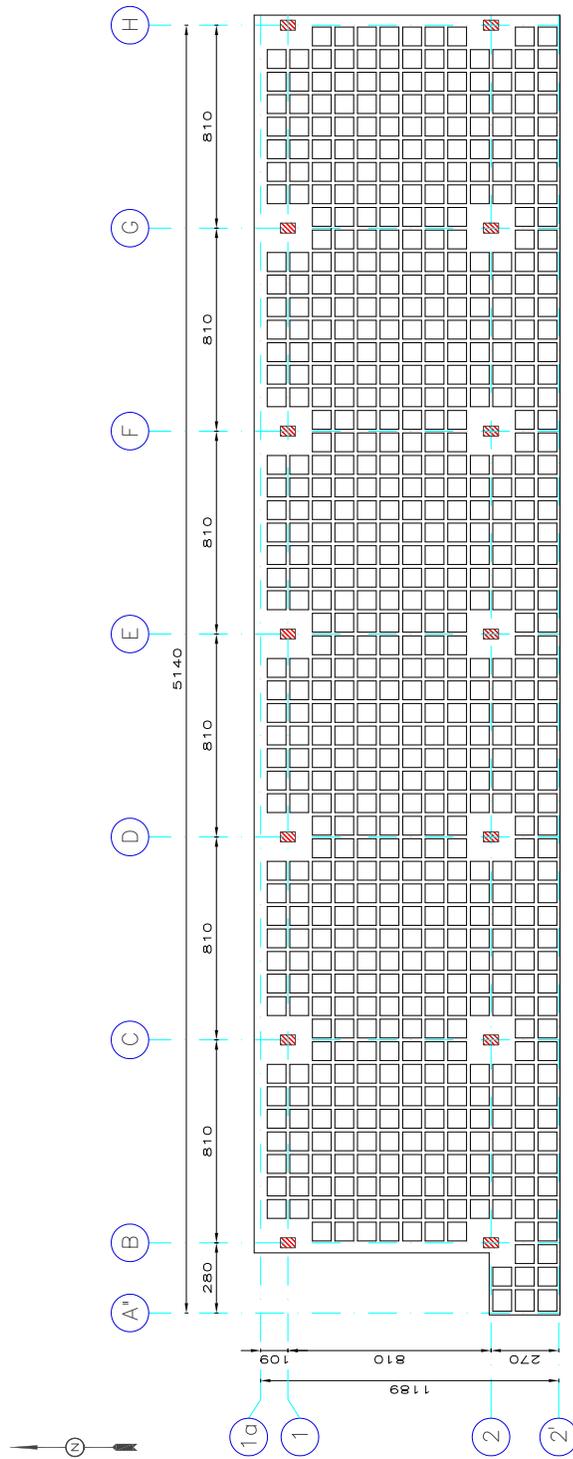


FIG. 2.37 PLANTA ESTRUCTURAL, SISTEMA DE PISO NIVEL 2 (NTC +7.20)

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.

SIMBOLOGÍA

█ COLUMNA

	Título Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	Autor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
Asesor: J.G.Ch.	Año: C.P.P. 2. 1.300
Grupo: EST. SISTEMA DE PISO N2	Fecha: AGOSTO 2016
	Folios: 2.32

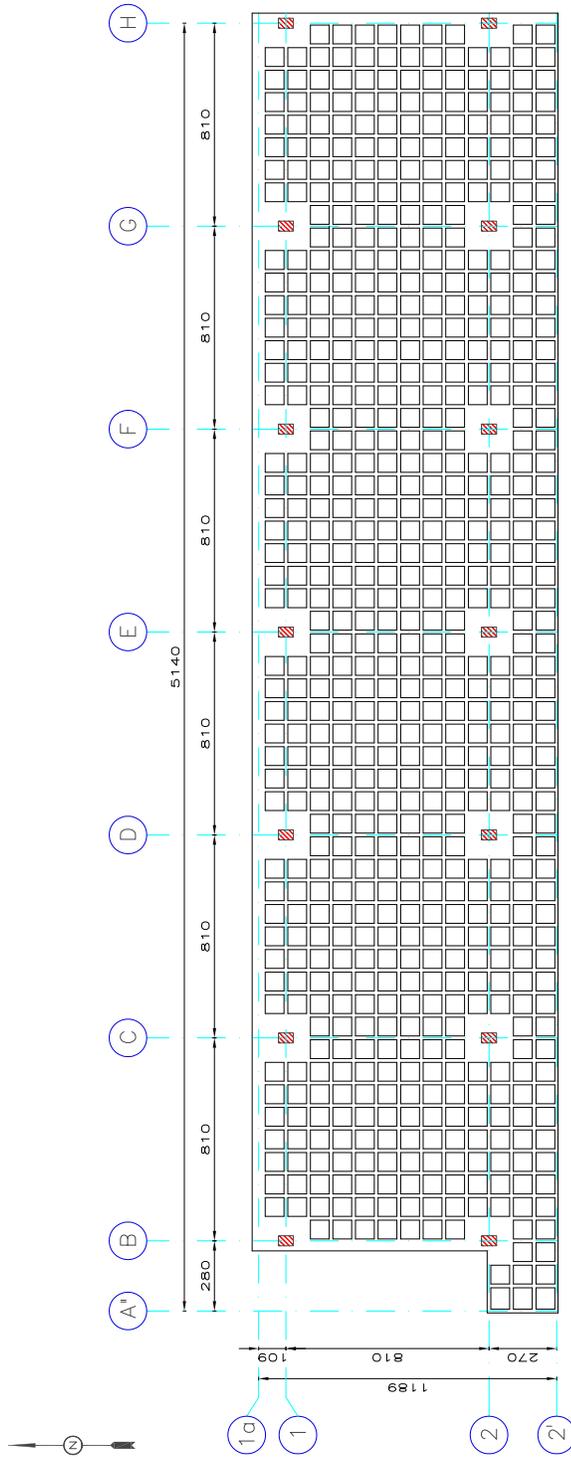


FIG. 2.38 PLANTA ESTRUCTURAL, SISTEMA DE PISO NIVEL 3 (NTC+10.80)

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.

SIMBOLOGÍA

█ COLUMNA

	Título Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE EDIFICIOS ESCOLARES DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	Autor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
Lugar: EST. SISTEMA DE PISO N.3	No. C.P.P.: 11300
Fecha: AGOSTO 2016	Hojas: 2/38

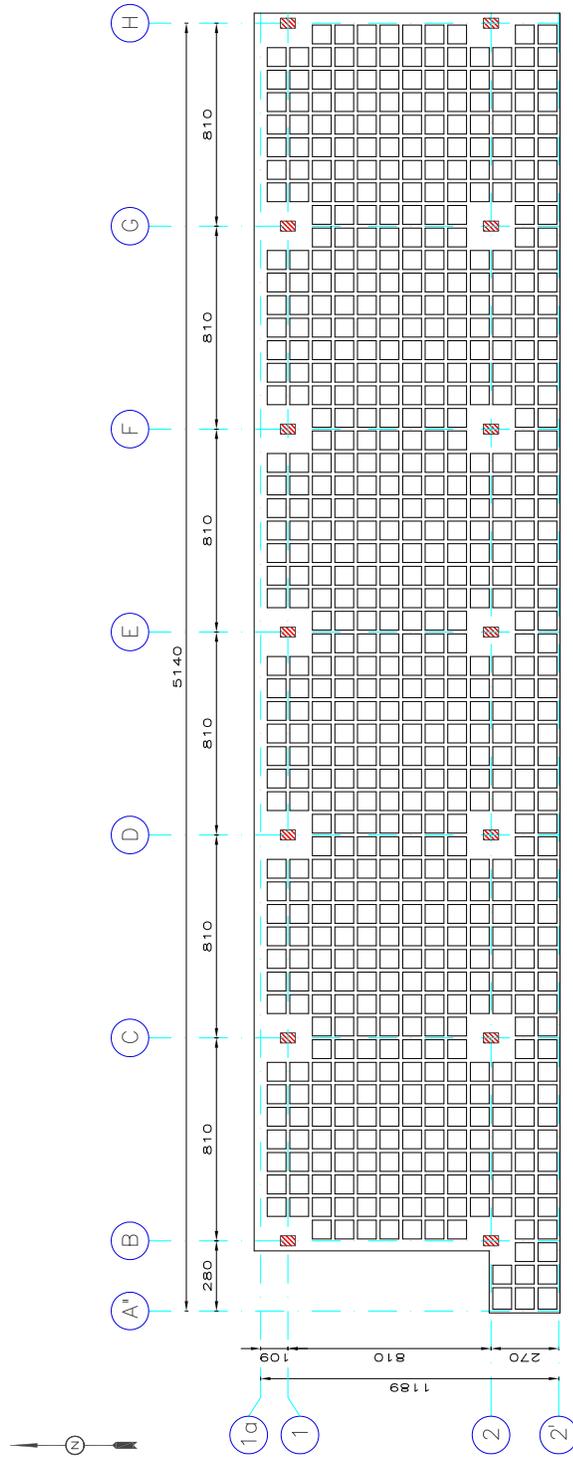


FIG. 2.39 PLANTA ESTRUCTURAL, SISTEMA DE PISO AZOTEA (NTC+14.40)

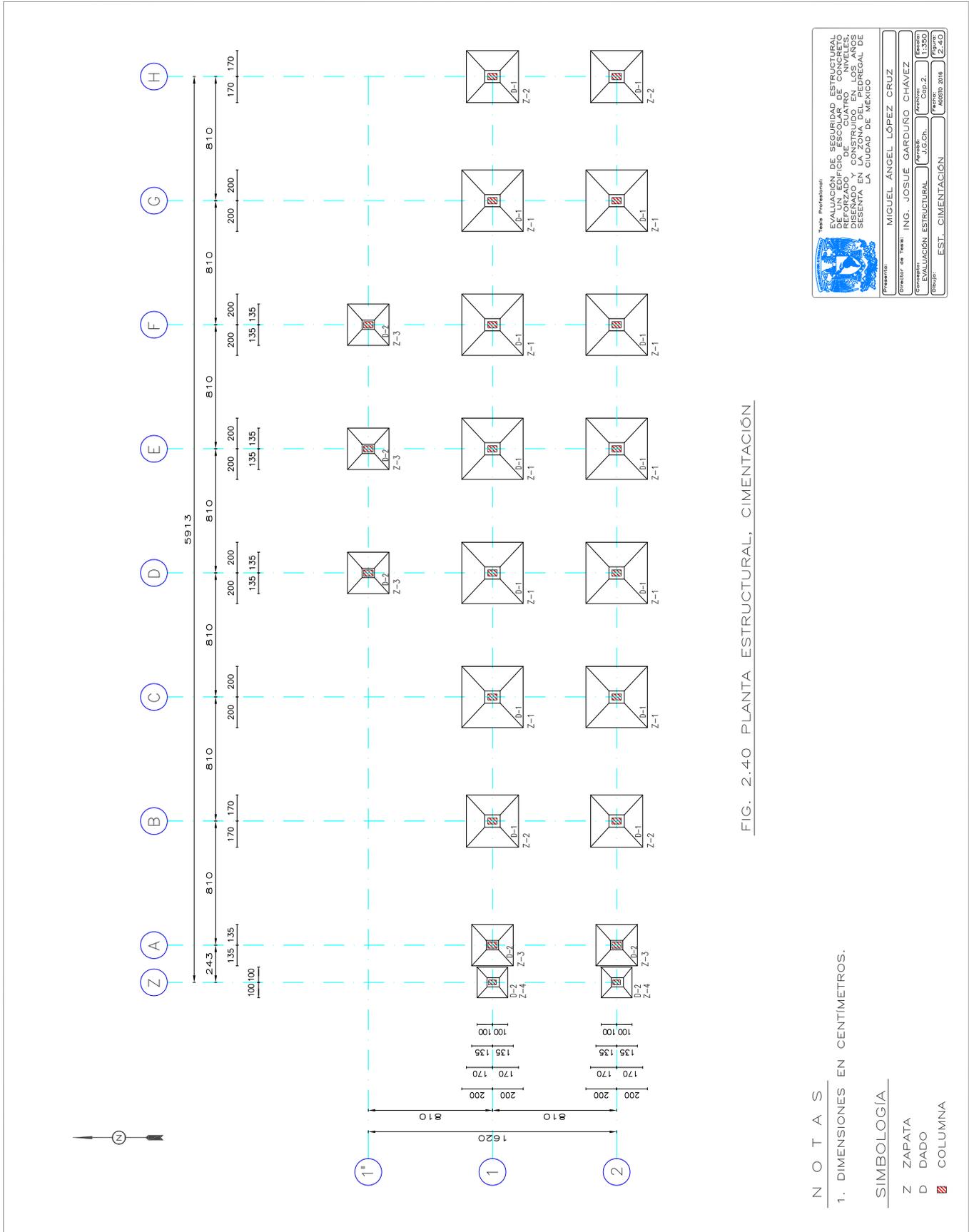
N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.

SIMBOLOGÍA

█ COLUMNA

	Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL ING. J.G.Ch.
Matrícula: EST...SISTEMA DE PISO AZOTEA	No. Cdp. 2: No. de Matrícula: 11300 Agosto 2016 2:38

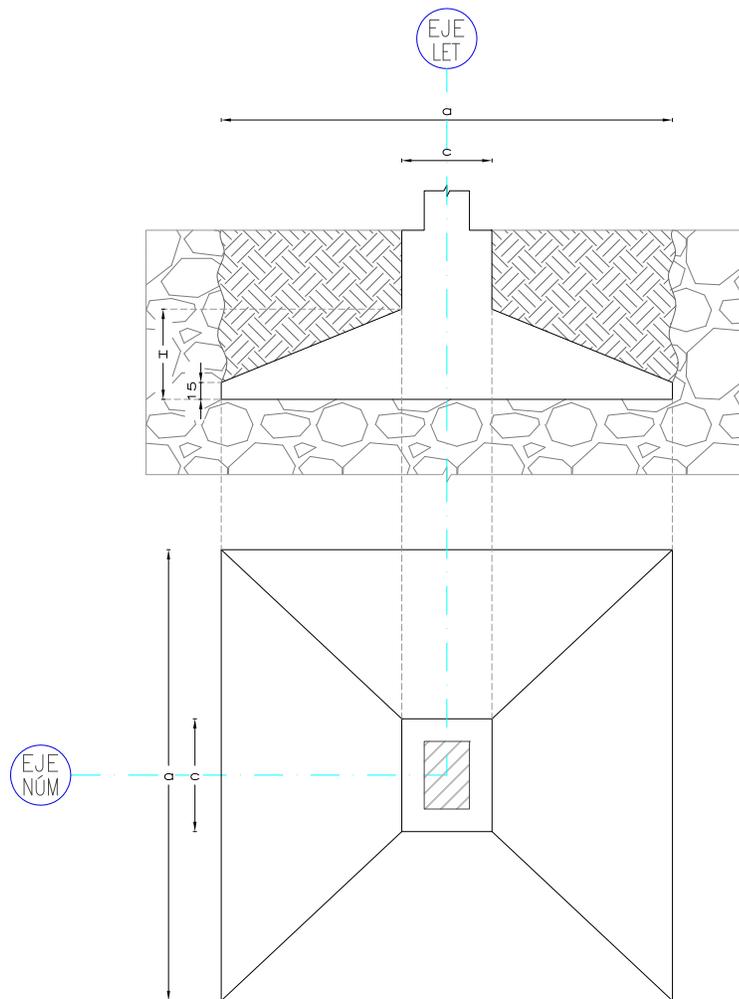



Instituto Mexicano de Ingeniería Profesional
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
 Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
 Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ
 Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL (M. en C.) J.G.Ch. (No. Exp. 2. 1.350)
 Título: EST. CIMIENTACIÓN (No. Exp. 2.40)

FIG. 2.40 PLANTA ESTRUCTURAL, CIMIENTACIÓN

NOTAS
 1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.

SIMBOLOGÍA
 Z ZAPATA
 D DADO
 [Hatched] COLUMNA



ZAPATA TIPO: CORTE TRANSVERSAL Y VISTA EN PLANTA

TABLA DE ZAPATAS (SECCIONES Y ARMADOS)				
TIPO	$a \times a$	$c \times c$	H	CUANTÍA DE ACERO
Z-1	400 x 400	100 x 80	80	#5@12
Z-2	340 x 340	100 x 80	70	#5@15
Z-3	270 x 270	80 x 60	55	#4@12
Z-4	200 x 200	80 x 60	45	#4@17

FIGS. 2.41 SECCIONES Y ARMADOS DE ZAPATAS

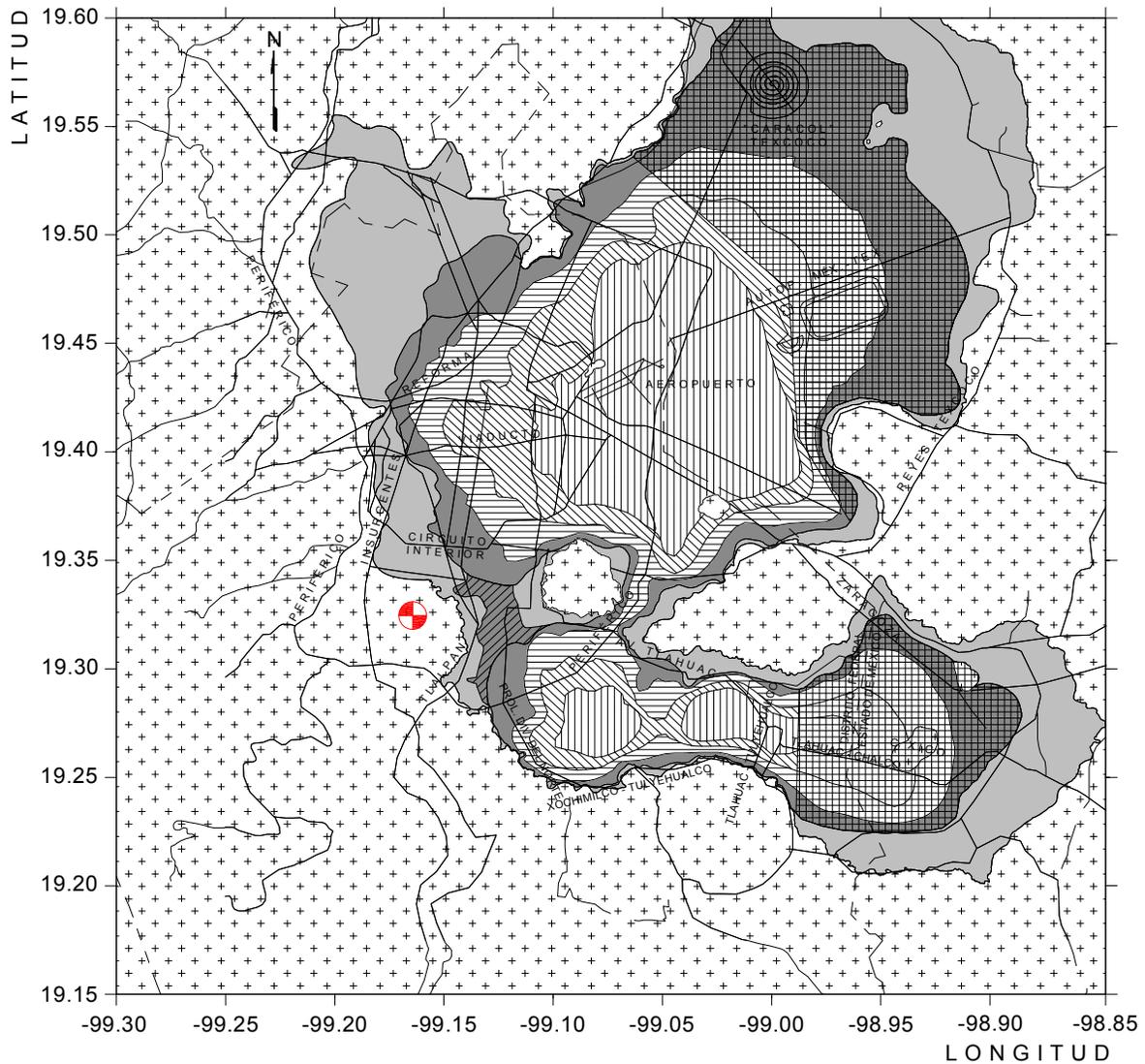
NOTAS

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
2. ÁREAS DE ACERO EN cm^2

SIMBOLOGÍA

- a ANCHO O LARGO DE ZAPATA
- c ANCHO O LARGO DE DADO
- @ A CADA
- # NÚMERO DE VARILLA
- ▣ COLUMNA

			
Tesis Profesional:			
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:			
MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis:			
ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivo:	Escaló:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	J.G.Ch.	Cap. 2.	S/E
Dibujo:	EST. CIMENTACIÓN, DETALLES	Fecha:	Figura:
		SEPTIEMBRE 2016	2-41



- | | | | | | |
|--|-----------|--|--|--|--|
| | Zona I | | Zona IIIb | | Esta zona se considerará como II (transición) para fines de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones |
| | Zona II | | Zona IIIc | | Zona IIId |
| | Zona IIIa | | Estas regiones no están suficientemente investigadas, por lo que la zonificación es solamente indicativa | | |

Escala gráfica

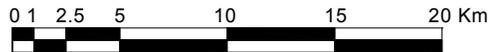


FIG. 2.42 ZONIFICACIÓN DEL D.F. PARA FINES DE DISEÑO POR SISMO

SIMBOLOGÍA

- UBICACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Tesis Profesional:			
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:			
MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis:			
ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivo:	Escaló:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	J.G.Ch.	Cap.2	S/E
Dibujo:		Fecha:	Figura:
ZONIFICACIÓN DEL DISTRITO FEDERAL		OCTUBRE 2016	2-42

III. ESTUDIOS ANALÍTICOS

III.1. Modelación de la estructura

El objetivo de este capítulo es establecer un modelo estructural que conduzca a resultados lógicos y prácticos para el análisis de la estructura en revisión.

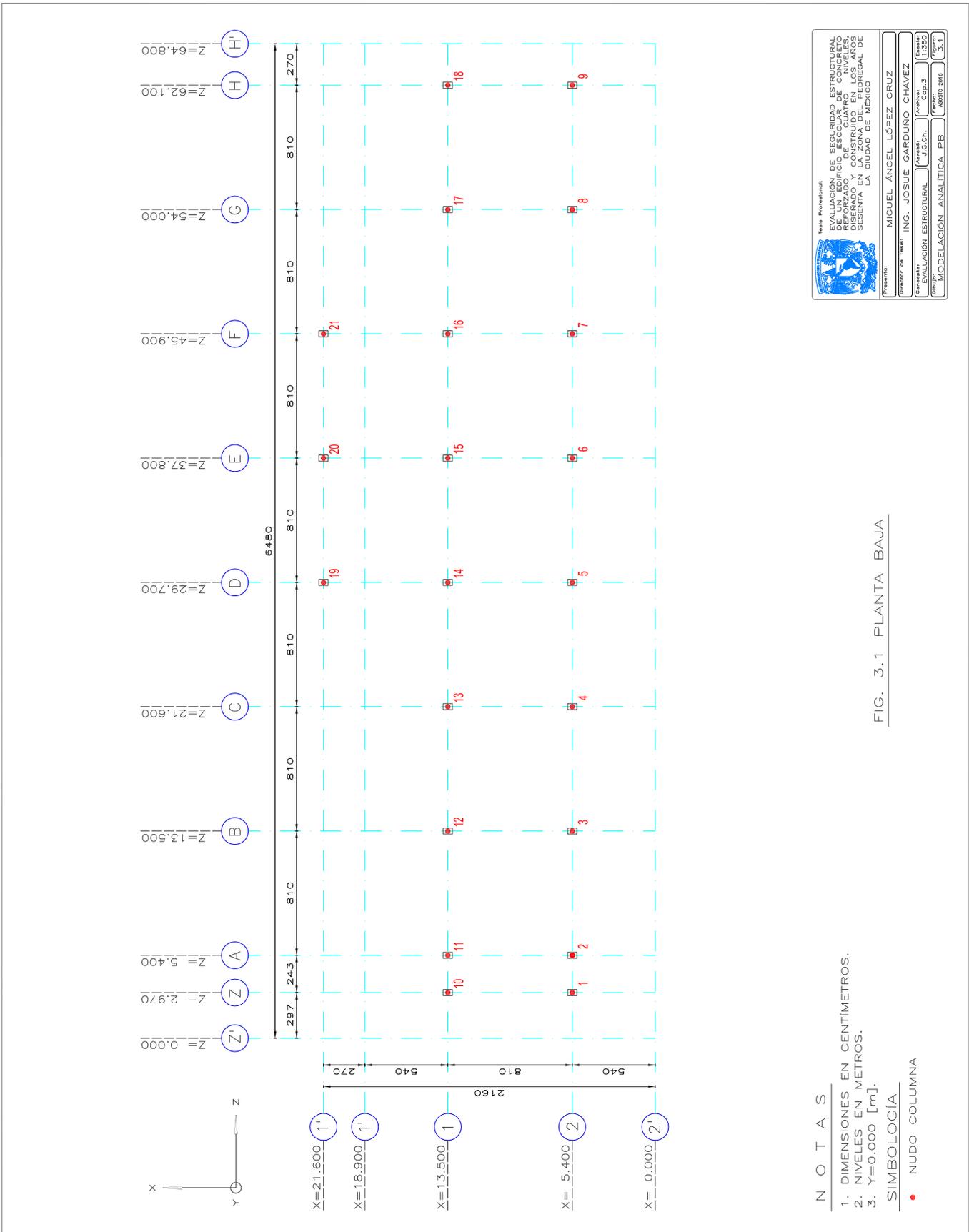
Con respecto al modelo estructural, éste es la representación gráfica, matemática y analítica de una construcción, que se ha desarrollado o que se desea edificar; generalmente está constituido por trabes, columnas, losas, muros, etc. Cada uno de estos componentes estructurales se pueden representar de diferente forma; por ejemplo, la unión de dos puntos (nudos con coordenadas X , Y y Z), por medio de una línea, habitualmente se usa para representar elementos barra que pueden ser trabes o columnas; las superficies generadas por tres o cuatro nudos, se utilizan para elementos placa que simulan muros o losas.

Para realizar el modelo gráfico del edificio en estudio se procedió a identificar a los elementos que aportan rigidez al sistema estructural, de modo que se omiten los muros de vitricotta y los pretiles de concreto. En consecuencia, se dibujaron la Planta Baja y los sistemas de piso siguiendo el sistema mencionado en el párrafo anterior (ver figuras 3.1 a 3.5). Después, los nudos, barras y placas se enumeraron, considerando un sistema de referencia global, integrado por dos ejes ortogonales (X y Z) en el plano y un eje vertical (Y), con el objetivo de generar un archivo de datos; el cual se ingresó al programa comercial 3D Structural Analysis and Design (STAAD.PRO v8i, SELECT series 5) y así obtener un modelo gráfico representativo de la estructural real.

Se emplearon las propiedades geométricas y mecánicas indicadas en las secciones III.2 y III.3. También, se utilizaron las acciones que actúan o posiblemente afectarán al inmueble, indicadas en las secciones III.4, III.5 y III.6, asimismo, se tomaron las siguientes suposiciones:

- La estructura se comporta como un sistema elástico – lineal, por lo cual existe equilibrio y compatibilidad esfuerzo – deformación en sus materiales.
- Se considera que la estructura está empotrada en su base y por las características del suelo, ver Capítulo 1, no existen hundimientos ni asentamientos diferenciales en los apoyos.
- Para estudiar el comportamiento de la estructura ante acciones sísmicas, las losas se consideran indeformables en su plano (diafragmas rígidos), por lo que, se analizan únicamente tres grados de libertad: dos desplazamientos ortogonales en el plano y un giro respecto al eje perpendicular. *“En caso contrario se tendría que considerar el desplazamiento independiente de cada nudo en el nivel, en función de seis grados de libertad”* (García Domínguez Octavio, p. 3).
- El peso de las diferentes partes del edificio se considera concentrado al nivel de las losas.

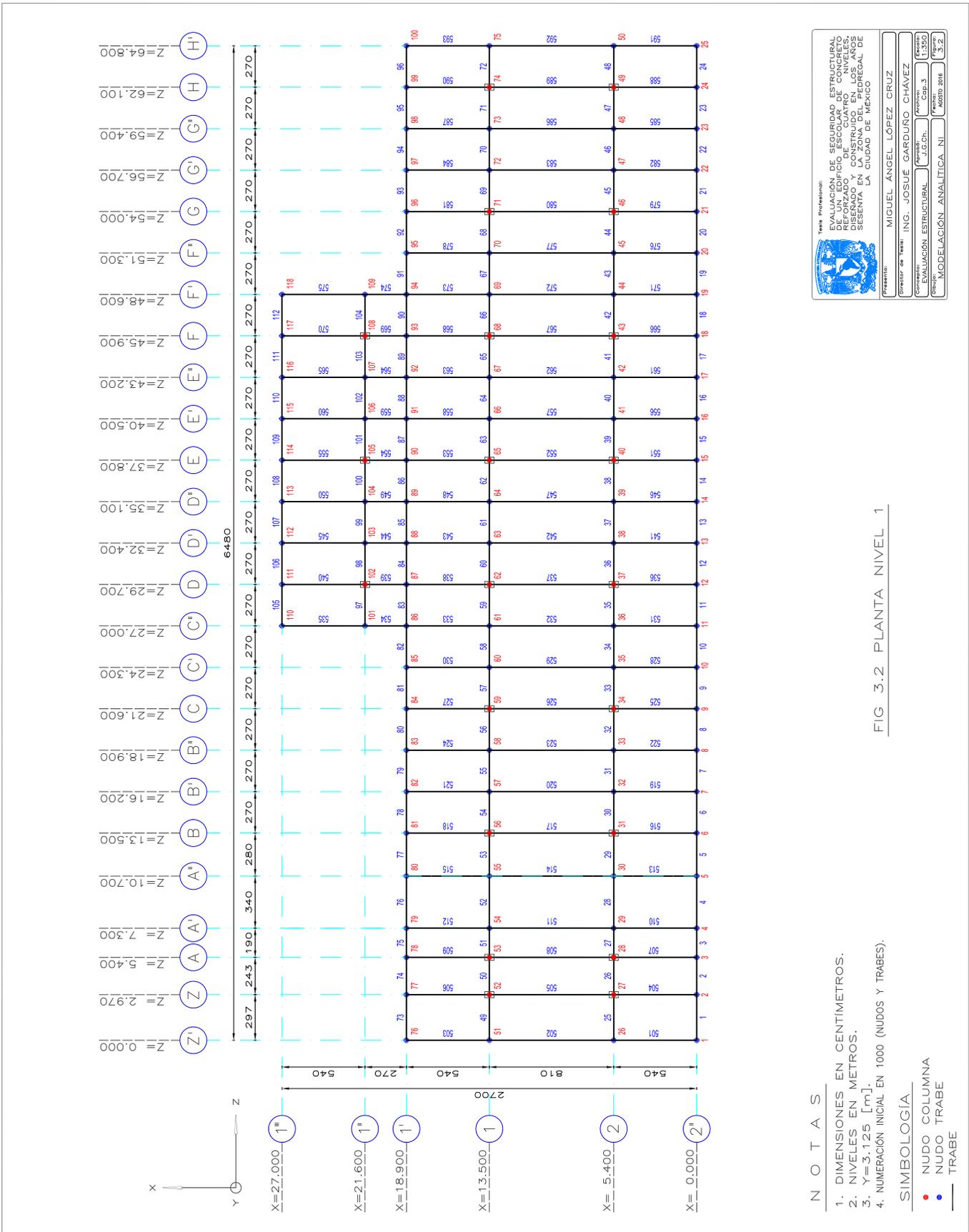
Finalmente, el modelo resultó formado por 2,489 nudos, 4,744 elementos barra (columnas, trabes principales, trabes secundarias y nervaduras) y 147 placas, con coordenadas locales (x , y y z) que representan su longitud, ancho y peralte, respectivamente. Las figuras isométricas, del modelo tridimensional, se presentan en las figuras 3.6 a 3.9.




Titular Profesional:
 EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES, REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Taller: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ
Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL J.G.Ch. (Cred. Exp. 3 11350)
Elaboró: MODELACIÓN ANALÍTICA PB (Fecha: Agosto 2018) (Firma:)

FIG. 3.1 PLANTA BAJA



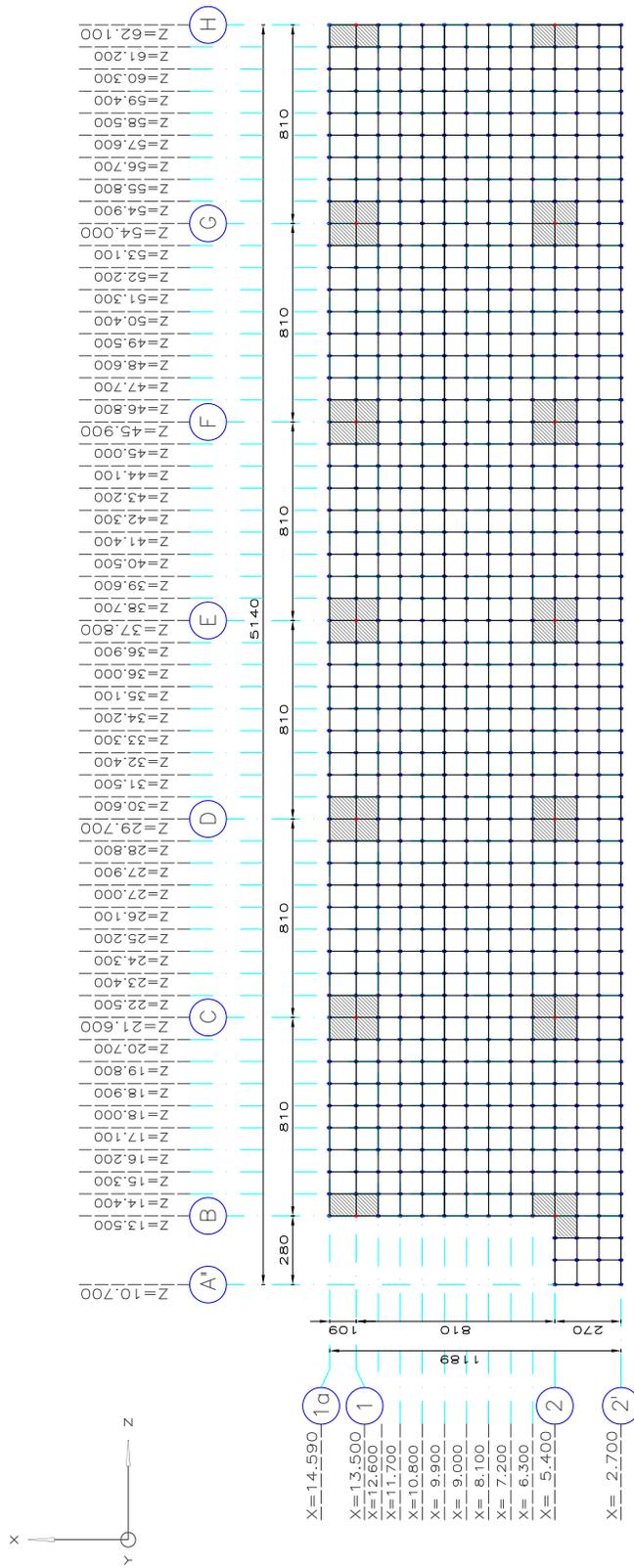


FIG. 3.3 PLANTA NIVEL 2

NOTAS

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. Y=6.950 [m].

SIMBOLOGÍA

- NUDO COLUMNA
- NUDO TRABE
- TRABE
- ▨ PLACA

Tesis Profesional:
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO

Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ

Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ

Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL (M.C.) J.G.Ch. Matr. Csp. 3 Matr. 1,300

Editor: MODELACIÓN ANALÍTICA S.L. Fecha: ABRIL 2018 Pág. 23

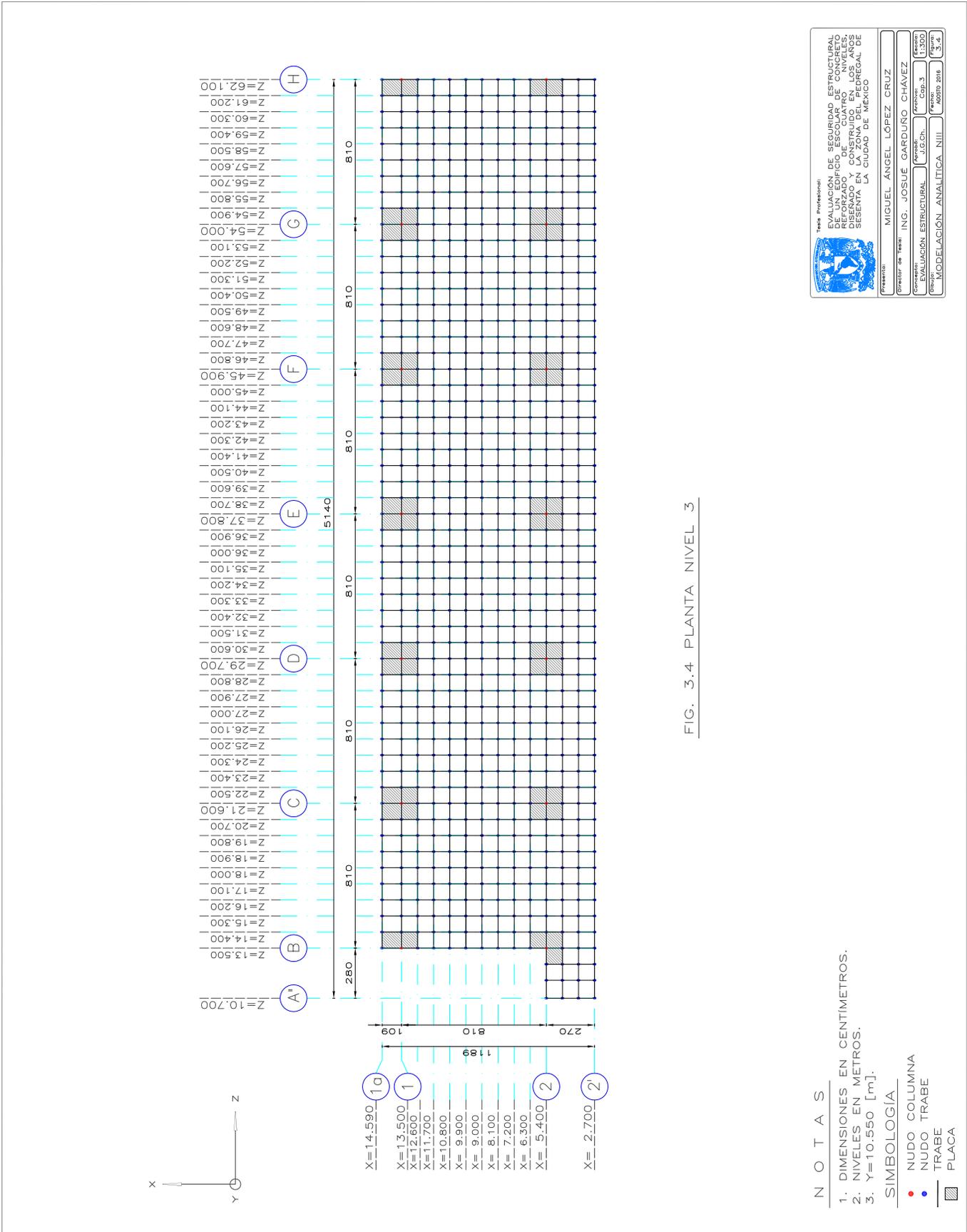


FIG. 3.4 PLANTA NIVEL 3

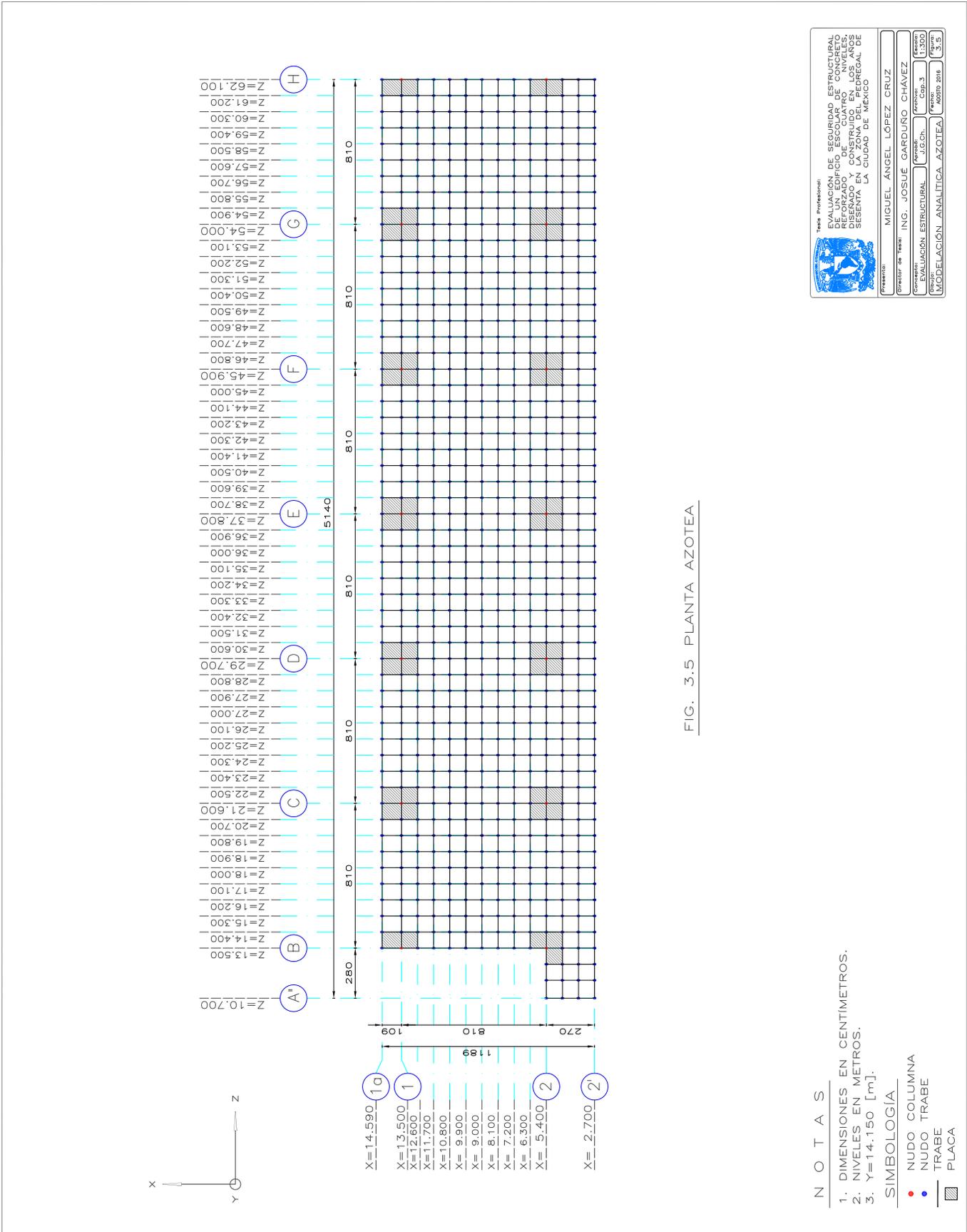
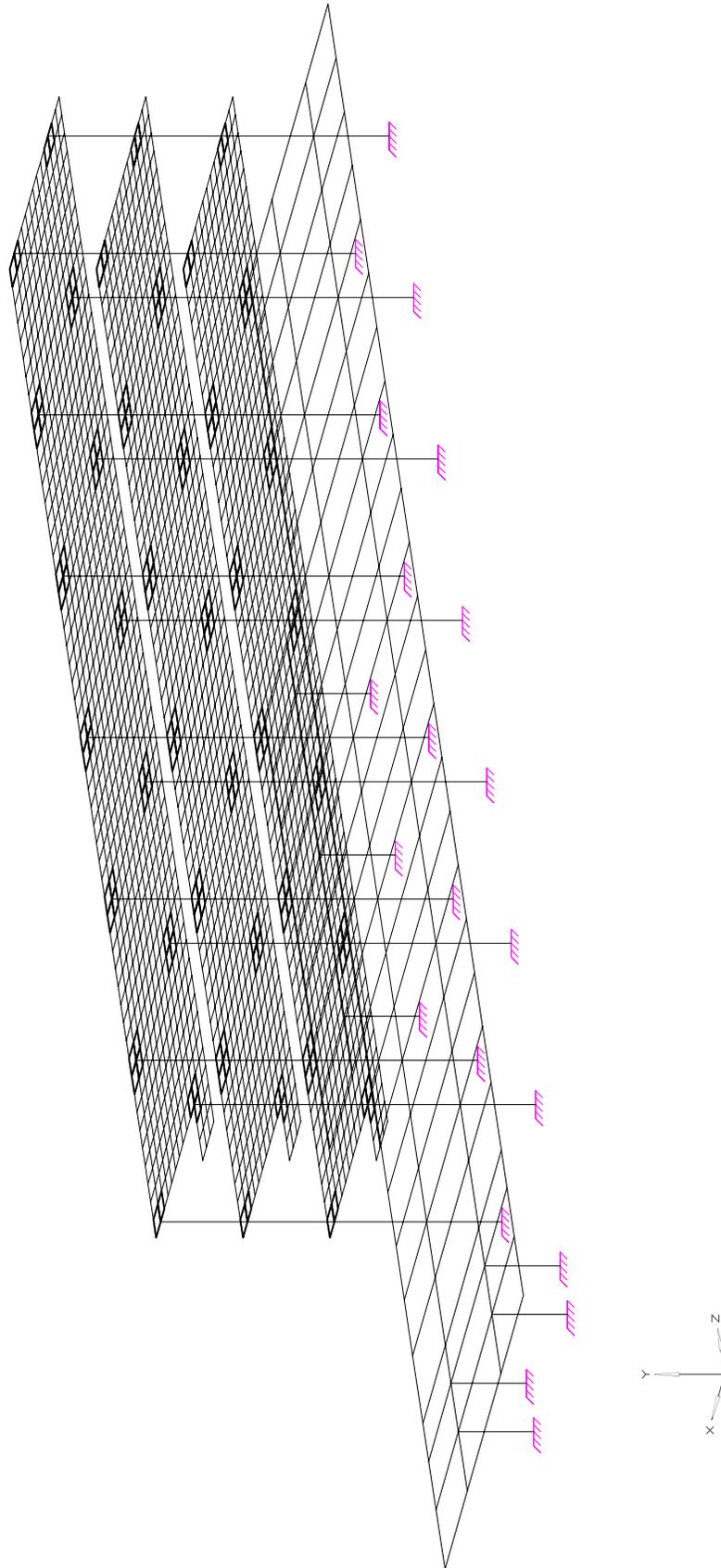


FIG. 3.5 PLANTA AZOTEA



DATOS DE LA ESTRUCTURA

MODELO: TCB_MME

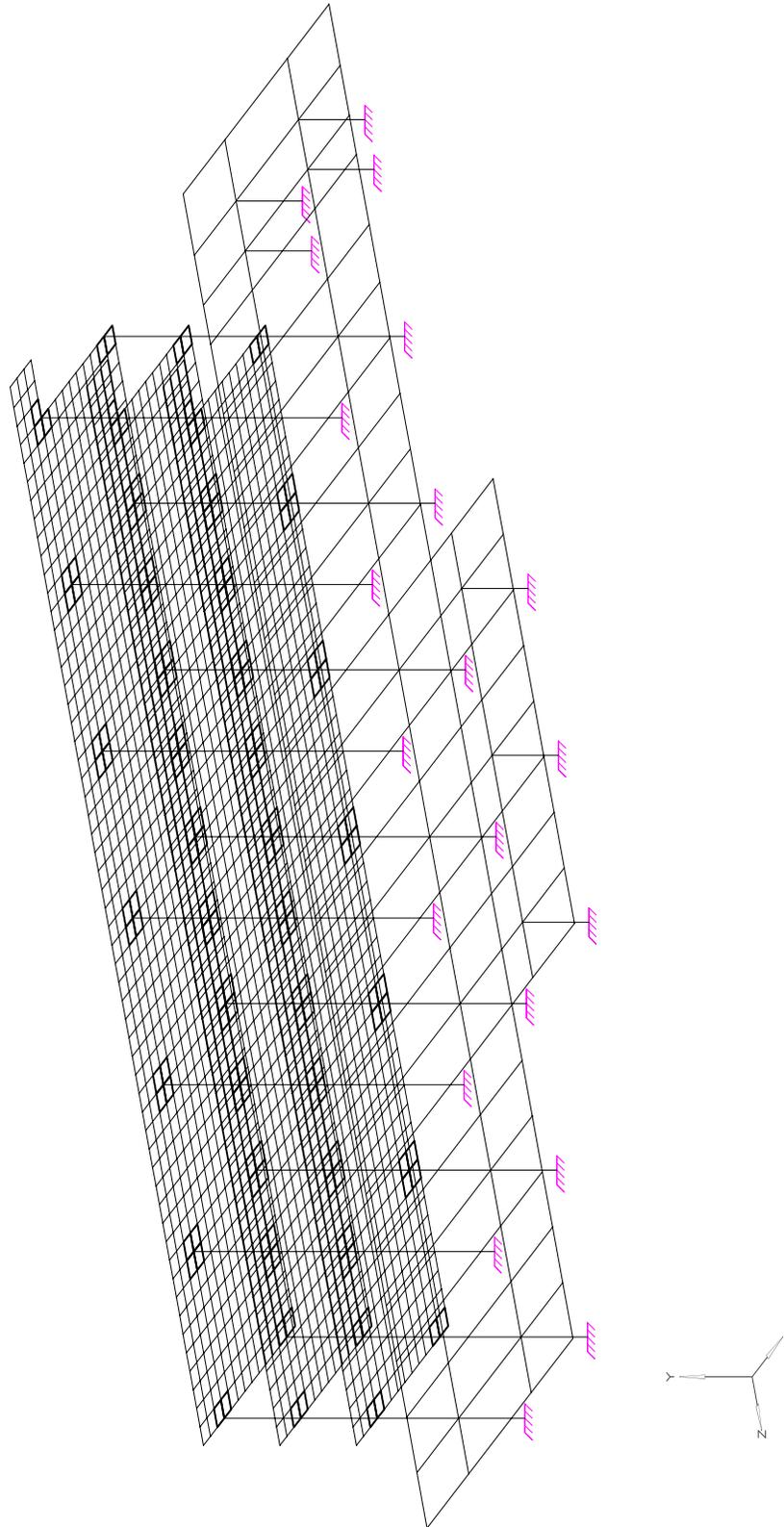
No. NUDOS: 2489

No. ELEMENTOS: 4744

No. PLACAS: 147

	Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ
Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL J.G.O.Ch.	Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL J.G.O.Ch.
Título: ISOMÉTRICO 1	Fecha: MARZO 2013
	Folios: 2/28

FIG. 3.6 ISOMÉTRICO 1

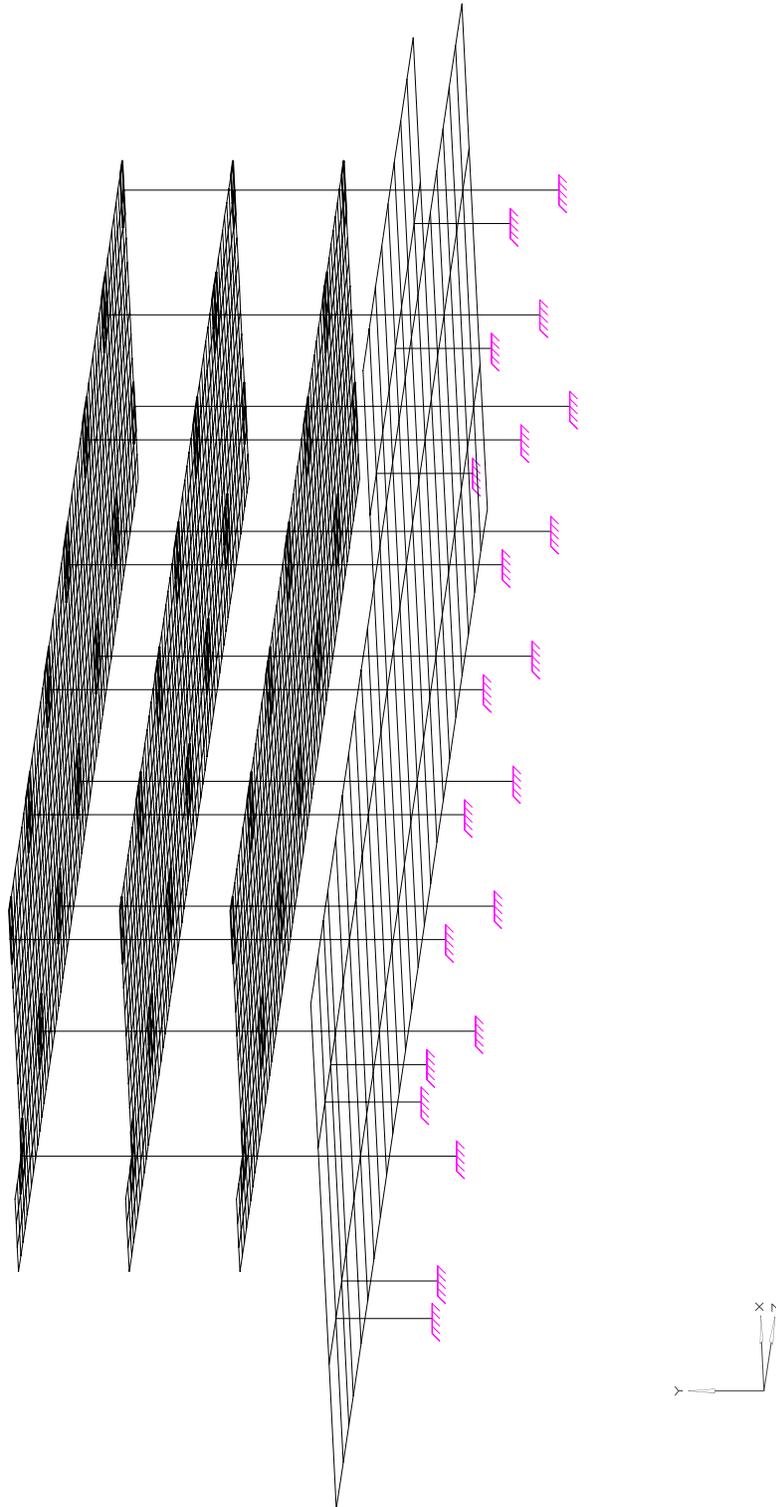


DATOS DE LA ESTRUCTURA

MODELO: TCB_MME
 No. NUDOS: 2489
 No. ELEMENTOS: 4744
 No. PLACAS: 147

	Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	Autor:
Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL J.G.Ch.	No. Exp. 3 S/E
Título: ISOMÉTRICO 2	Fecha: MARZO 2012 Folio: 3.7

FIG. 3.7 ISOMÉTRICO 2



DATOS DE LA ESTRUCTURA

MODELO: TCB_MME

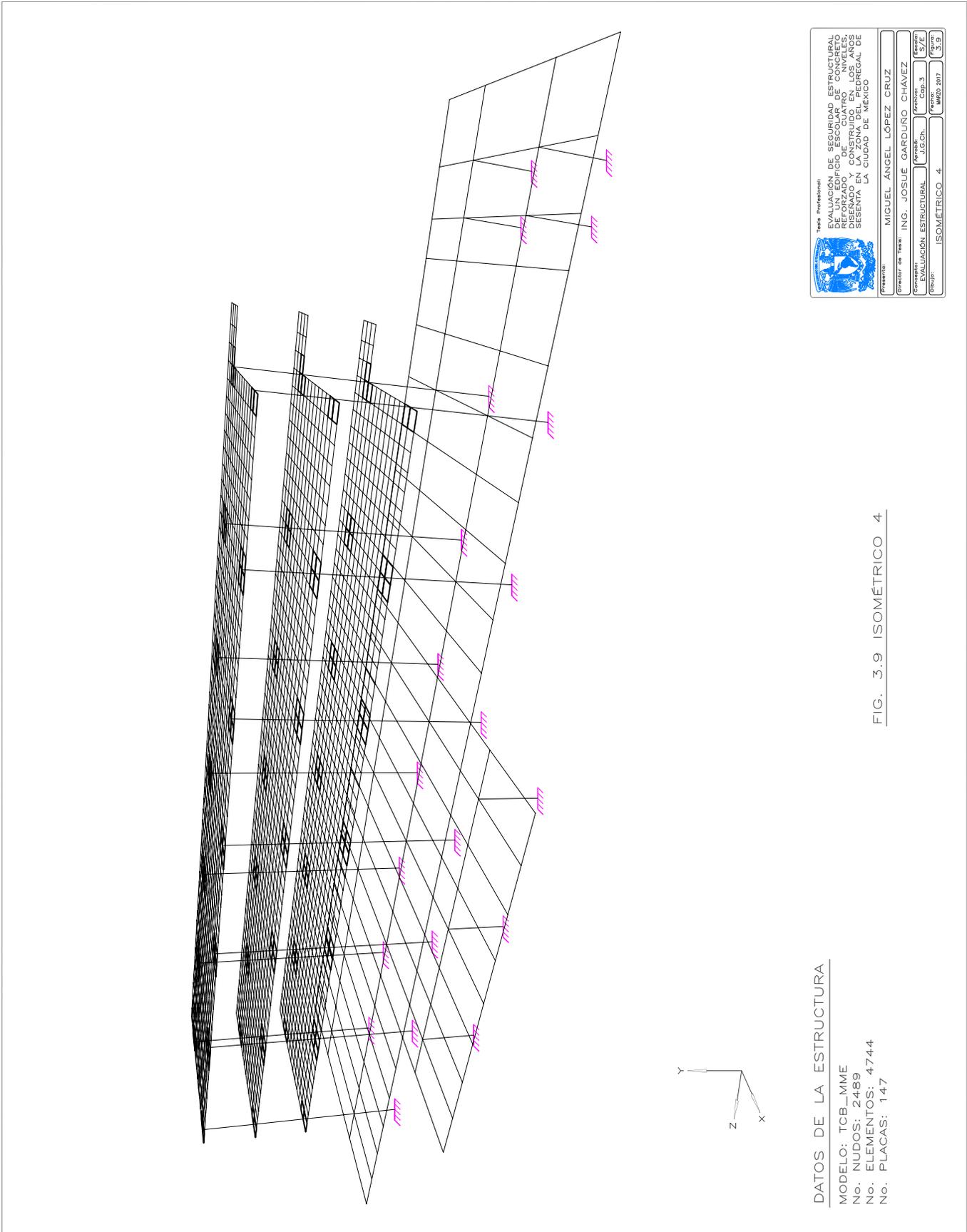
No. NUDOS: 2489

No. ELEMENTOS: 4744

No. PLACAS: 147

FIG. 3.8 ISOMÉTRICO 3

	Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	Autor:
Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	No. Csp. 3
Grupo: ISOMÉTRICO 3	Fecha: MARZO 2013
	Folio: 2 de 2



DATOS DE LA ESTRUCTURA

MODELO: TCB_MME
 No. NUDOS: 2489
 No. ELEMENTOS: 4744
 No. PLACAS: 147

FIG. 3.9 ISOMÉTRICO 4

	Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	Autor:
Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL J.G.Ch.	Matr. Cdp. 3
Grupo: ISOMÉTRICO 4	Fecha: MARZO 2017
	Folio: 57/62
	Total: 62

III.2. Propiedades geométricas de los elementos

Las dimensiones geométricas utilizadas en el modelo estructural se presentaron en el Capítulo 2; donde las secciones, dimensiones, ubicación de las columnas y vigas se muestran en las figuras 2.12 a 2.14 y 2.24 a 2.32, respectivamente.

III.3. Propiedades mecánicas de los materiales

Como se ha mencionado, la estructura fue resuelta a base de marcos ortogonales de concreto reforzado. Las especificaciones de los materiales empleados están contenidas en las copias de los planos, información que resultó de gran utilidad para el desarrollo del modelo analítico que, a continuación se presenta:

A. Concreto:

- $f'_c = 280 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
- $E_c = 234,265 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$
- $\gamma = 2,400 \frac{\text{kgf}}{\text{m}^3}$

B. Acero de refuerzo:

- $f_y = 4,000 \frac{\text{kgf}}{\text{cm}^2}$

Se usó la expresión $E_c = 14,000\sqrt{f'_c}$, para calcular el módulo de elasticidad de un concreto clase I, especificada por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (Anónimo, 2011, pp. 341 – 522); no obstante, el RCDF1966 especifica: $E_c = 10,000\sqrt{f'_c}$ (Departamento del Distrito Federal, 1966, p.49). Se utilizó la primera fórmula, puesto que, se considera que hay un aumento de la resistencia a la compresión del concreto, f'_c , debido al proceso de solidificación de la pasta del cementante con respecto al tiempo (Mc Cormac Jack y Brown Russell, 2011, p.1).

En cuanto al acero de refuerzo utilizado en la construcción, éste no satisface con la normatividad actual, ya que las Normas, anteriormente citadas, requieren el cumplimiento de la Norma Mexicana para Varillas Corrugadas de Acero para Refuerzo de Concreto (NMX-B-457). Donde se especifica que el esfuerzo de fluencia mínimo, para una varilla de grado 42, debe ser de 4200 kgf/cm^2 (Organismo Nacional de Normalización, 2013, p.11).

III.4. Análisis de cargas

Para los análisis de carga se tomaron en cuenta las acciones permanentes, variables y accidentales, establecidas en el Artículo 151 del RCDF16 (este artículo y el 161 no cambiaron del RCDF04). Las combinaciones de éstas se indican en la sección III.6.

III.4.1. 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” (Anónimo, 2011, p.128). La Carga Muerta, CM, se define a continuación:

A. Carga Muerta

“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” (Ibíd., p. 134). Para este estudio se estimaron las siguientes cargas, de acuerdo con su nivel y destino:

Tabla 3.1. Cargas Muertas utilizadas en el modelo analítico

Concepto	Nivel 1		Niveles 2 y 3		Azotea (kgf/m ²)
	Salones (kgf/m ²)	Pasillo (kgf/m ²)	Salones (kgf/m ²)	Pasillo (kgf/m ²)	
Losa h = 12 cm y 5 cm	288	288	120	120	120
Herrería	30	-	30	-	
Instalaciones	20	20	20	20	20
Plafón con tirol	30	30	30	30	30
Acabados	40	-	40	-	-
Piso de Terrazo	80	80	80	80	-
Relleno	-	-	-	-	100
Impermeabilizante	-	-	-	-	10
RCDF04	40	40	40	40	40
SUMAS	528	458	360	290	320

Por otra parte, el peso propio de los elementos estructurales, ya está considerado dentro del modelo analítico.

En la tabla 3.2 se presenta el análisis de carga del sistema de las gradas de los salones, que se muestra en la figura 3.10.

Tabla 3.2. Peso del Sistema de Gradas por Nivel

Concepto	kgf
Muro de Vitricotta	47,060
Murete de Tabique	15,880
Concreto de Relleno	27,476
Losa de Siporex	3,382
SUMA	93,799

III.4.2. Acciones variables

“Son las que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo. Las principales acciones que entran a esta categoría son: la carga viva; los efectos de temperatura; las deformaciones impuestas y los hundimientos diferenciales” (Ibíd., p. 128). Únicamente se calculó la carga viva especificada en el Artículo 161 del RCDF04.

B. Cargas Vivas

“Se considerarán cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen un carácter permanente” (Ibíd., p. 134).

Conforme a las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (Anónimo, 2011, p. 126), 6. Cargas Variables, 6.1.2. Disposiciones Generales. - Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberán tomar en consideración las siguientes disposiciones:

- Carga viva máxima, $CV_{m\acute{a}x}$, se deberá emplear para diseño estructural de los cimientos ante fuerzas gravitacionales.
- Carga instantánea, CV_a , se deberá usar para diseño por sismo.
- Carga media, CV_{med} , se deberá emplear para el cálculo de flechas diferidas.

Por lo tanto, las cargas elegidas para completar el modelo analítico se presentan a continuación en kgf/m^2 :

Tabla 3.3. Cargas Vivas de acuerdo con su destino

Destino	CV_{med}	CV_a	$CV_{m\acute{a}x}$
Salones	100	180	250
Pasillos	40	150	350
Azotea	15	70	100

III.4.3. 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” (Anónimo, 2011, pp. 128 – 129). Para el análisis del inmueble, únicamente se utilizaron las acciones accidentales debidas al sismo, dado que, las fuerzas laterales provocadas por el efecto del sismo son más desfavorables que las inducidas por el viento (ver Apéndice A).

III.5. Análisis sísmico

Se utilizó el Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral, ASDME, en la evaluación de la seguridad estructural, debido a que no hay una distribución vertical uniforme en la rigidez, ni en el peso de la estructura (ver Apéndice C), por lo que no se pueden evaluar de forma precisa las fuerzas laterales sísmicas utilizando el Análisis Sísmico Estático Equivalente, ASEE. Además, se recomienda que se utilice el ASDME para el análisis de estructuras con mayor importancia (grupo A), dado que se requiere una evaluación más acertada del comportamiento estructural (Wakabayashi Minoru y Martínez Romero Enrique, 1988, pp. 217 – 218).

Para el análisis sísmico se tomaron las siguientes hipótesis:

- El sismo es tal que la base del edificio tiene un movimiento solamente de traslación en el plano horizontal.
- Las fuerzas sísmicas actúan en el Centro de Masas, CM, que coincide con el Centro Geométrico, CG, de los pisos.
- Los momentos de torsión, correspondientes a cada nivel, son distribuidos entre los elementos resistentes.
- Los cortantes de entrepiso, originados de la respuesta traslacional y rotacional, son la suma de las fuerzas laterales sísmicas sobre dicho piso y son proporcionales a las rigideces de los elementos resistentes del edificio.

III.5.1. Fuerzas sísmicas estáticas (F_E) y dinámicas (F_D)

Ahora bien, las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, sección 9.3.- Revisión por cortante basal, indican que se debe verificar la siguiente desigualdad:

$$\frac{V_D}{V_E} \geq 0.80 \quad (\text{III.1})$$

donde:

V_D = Cortante basal dinámico, debido al sismo.

V_E = Cortante basal estático, debido al sismo.

Dicha desigualdad limita la reducción del cortante basal obtenido del ASDME a no menos del 80% del cortante basal calculado con el ASEE (Anónimo, 2011, pp. 906 – 907). Con base en el Apéndice D, las fuerzas sísmicas son las siguientes:

Tabla 3.4. Fuerzas y cortantes sísmicos para su comparación

Nivel	hi [m]	Wi (tonf)	Wi*hi (tonf m)	MEE (tonf)		MME (tonf)	
				F_i	V_j	F_i	V_j
AZ	14.15	510.92	7229.56	191.55	191.55	206.12	206.12
N3	10.55	665.68	7022.90	186.08	377.63	154.69	360.81
N2	6.95	724.21	5033.26	133.36	510.99	123.48	484.29
N1	3.13	2088.95	6527.97	172.96	683.96	167.20	651.49

Aplicando la ecuación III.1.

$$\frac{V_D}{V_E} = \frac{651.49 \text{ tonf}}{683.96 \text{ tonf}} = 0.95 \geq 0.80$$

Por lo tanto, se cumple la desigualdad indicada en la ecuación III.1.

III.6. Cargas actuantes en la estructura

De las estimaciones de las fuerzas que pueden presentarse durante la vida útil del inmueble, mismas que fueron estudiadas por separado, debido a su permanencia en la estructura (permanentes, variables, accidentales), se generaron siete condiciones básicas de carga, *CXX*. Estas cargas básicas, se combinaron posteriormente, de acuerdo con la normatividad vigente, para verificar el cumplimiento de los Estados Límite de Servicio y de Falla.

III.6.1. Condiciones básicas de carga

C01 = Carga Muerta	CM
C02 = Carga viva máxima	$CV_{máx}$
C03 = Carga viva instantánea	CV_a
C04 = Sismo dinámico en dirección X	S_{DX}
C05 = Sismo dinámico en dirección Z	S_{DZ}
C06 = Torsión accidental debido al sismo en dirección X	T_x
C07 = Torsión accidental debido al sismo en dirección Z	T_z

III.6.2. Combinaciones de carga para la revisión de los Estados Límite de Servicio

A continuación, se presentan las Combinaciones de Carga, *CCXX*, que se formularon para la estimación de los desplazamientos verticales (flechas o deflexiones) y horizontales; que sirven para calcular las distorsiones en los entresijos.

$$CC08 = 1.0 [CM + CV_{máx}]$$

$$CC09 = 1.0 [CM + CV_a + (S_{DX} + 0.30S_{DZ} + T_x + 0.30T_z)Q]$$

$$CC10 = 1.0 [CM + CV_a + (S_{DX} - 0.30S_{DZ} + T_x - 0.30T_z)Q]$$

$$CC11 = 1.0 [CM + CV_a + (-S_{DX} + 0.30S_{DZ} - T_x + 0.30T_z)Q]$$

$$CC12 = 1.0 [CM + CV_a + (-S_{DX} - 0.30S_{DZ} - T_x - 0.30T_z)Q]$$

$$CC13 = 1.0 [CM + CV_a + (0.30S_{DX} + S_{DZ} + 0.30T_x + T_z)Q]$$

$$CC14 = 1.0 [CM + CV_a + (0.30S_{DX} - S_{DZ} + 0.30T_x - T_z)Q]$$

$$CC15 = 1.0 [CM + CV_a + (-0.30S_{DX} + S_{DZ} - 0.30T_x + T_z)Q]$$

$$CC16 = 1.0 [CM + CV_a + (-0.30S_{DX} - S_{DZ} - 0.30T_x - T_z)Q]$$

III.6.3. Combinaciones de carga para la revisión de los Estados Límite de Falla

Se presentan nueve combinaciones de carga, $CCXX$, que sirvieron para calcular la capacidad de carga en los elementos estructurales que conforman el inmueble.

$$CC17 = 1.50[CM + CV_{m\acute{a}x}]$$

$$CC18 = 1.10[CM + CV_a + S_{DX} + 0.30S_{DZ} + T_x + 0.30T_z]$$

$$CC19 = 1.10[CM + CV_a + S_{DX} - 0.30S_{DZ} + T_x - 0.30T_z]$$

$$CC20 = 1.10[CM + CV_a - S_{DX} + 0.30S_{DZ} - T_x + 0.30T_z]$$

$$CC21 = 1.10[CM + CV_a - S_{DX} - 0.30S_{DZ} - T_x - 0.30T_z]$$

$$CC22 = 1.10[CM + CV_a + 0.30S_{DX} + S_{DZ} + 0.30T_x + T_z]$$

$$CC23 = 1.10[CM + CV_a + 0.30S_{DX} - S_{DZ} + 0.30T_x - T_z]$$

$$CC24 = 1.10[CM + CV_a - 0.30S_{DX} + S_{DZ} - 0.30T_x + T_z]$$

$$CC25 = 1.10[CM + CV_a - 0.30S_{DX} - S_{DZ} - 0.30T_x - T_z]$$

IV. ANÁLISIS DE RESULTADOS CONFORME A DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS

IV.1. Seguridad Estructural

Una vez realizados los análisis correspondientes a la estructura, se presentan los resultados para su revisión y comparación, de acuerdo a lo indicado en los Artículos 146 y 147 del RCDF16, que expresa lo siguiente:

“Artículo 146. Toda edificación debe contar con un sistema estructural que permita el flujo adecuado de las fuerzas que generan las distintas acciones de diseño, para que dichas fuerzas puedan ser transmitidas de manera continua y eficiente hasta la cimentación. Debe contar además con una cimentación que garantice la correcta transmisión de dichas fuerzas al subsuelo considerando las condiciones en materia de hundimientos, emersiones, agrietamientos del subsuelo, oquedades o galerías de minas.

Artículo 147. Toda estructura y cada una de sus partes deben cumplir con los requisitos básicos siguientes:

- *Tener seguridad adecuada contra la aparición de todo estado límite de falla posible ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida esperada.*
- *No rebasar ningún estado límite de servicio ante combinaciones de acciones que corresponden a condiciones normales de operación” (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2016, p.37).*

IV.2. Revisión de los Estados Límite de Servicio

“Se considerará como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas” (Anónimo, 2011, p. 127). De ahí que se examinaron los desplazamientos verticales y horizontales; éstos últimos sirvieron para obtener las distorsiones de entrepiso.

Se debe recordar que las fuerzas sísmicas empleadas para la revisión de los Estados Límite de Servicio fueron reducidas por el factor Q' , por tanto, los desplazamientos obtenidos deben ser multiplicados por el factor de comportamiento sísmico, Q , igual a dos. Para este caso, se multiplicaron las fuerzas reducidas por Q , puesto que, al multiplicar las fuerzas sísmicas o los desplazamientos por Q , dan el mismo resultado (Meli Piralla Roberto, 1991, p. 33).

IV.2.1. Distorsiones de entrepiso en los marcos principales

Las distorsiones admisibles, Ψ_{adm} , producidas por las fuerzas cortantes sísmicas, no excederán 0.006 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, ya que existen elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables (Anónimo, 2011, p. 892). Por lo cual se debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$\Psi_{adm} \leq 0.006 \quad (IV.1)$$

Se define la distorsión de entrepiso, Ψ , como el desplazamiento relativo, Δ , entre dos niveles sucesivos, dividido entre la altura de entrepiso, H_j , correspondiente a dichas elevaciones (Gómez Chávez Salvador Ismael, 2007, p. 117); de manera que:

$$\Psi_i = \frac{\Delta_i}{H_j} \quad (IV.2)$$

donde:

$\Delta_i =$ Es la diferencia entre los desplazamientos absolutos de los niveles sucesivos, es decir, $\Delta_i = \delta_i - \delta_{i-1}$, ver figura 4.1.

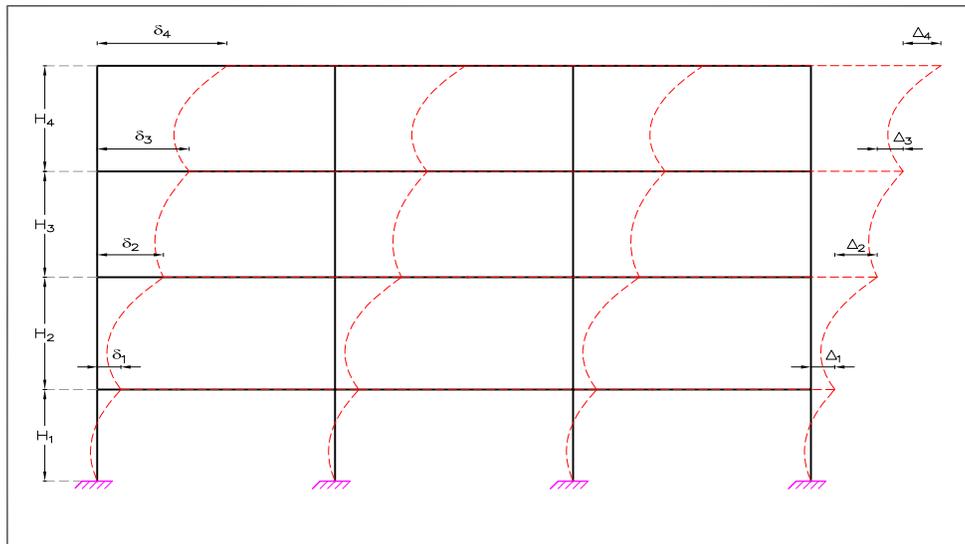


Fig. 4.1. Desplazamientos absolutos y relativos

En la tabla 4.1 se indican los desplazamientos de los nudos seleccionados de los marcos principales (figuras 4.2 a 4.10), donde se calculan las distorsiones de entrepiso y se comparan con los valores establecidos por la normatividad, de modo que, si éstos están en color verde son aceptables, en caso contrario se muestran en color rojo.

Los desplazamientos de los nudos se obtuvieron de la respuesta sísmica de la estructura con las combinaciones de carga más desfavorables: combinación de carga doce, CC12, en la dirección transversal (dirección X) y la combinación de carga trece, CC13, en la dirección longitudinal (dirección Z).

Posteriormente se presentan las posibles configuraciones deformadas de la estructura (figuras 4.11 a 4.16), donde se aprecia su movimiento en el sentido transversal, longitudinal y torsional, respectivamente. Hay que destacar que la configuración deformada de estas figuras se amplificó para una mejor apreciación.

Tabla 4.1. Revisión de las distorsiones de entrepiso en los marcos principales

Eje	Nudos	H (m)	Dirección X (transversal)			Dirección Z (longitudinal)		
			Combinación de Carga 12			Combinación de Carga 13		
			δx (cm)	ΔX (cm)	$\Psi=\Delta X/H_i$	δz (cm)	ΔZ (cm)	$\Psi=\Delta Z/H_i$
Z	1027	3.13	-0.07	0.07	0.0002	2.49	2.49	0.0080
	1052	3.13	-0.07	0.07	0.0002	2.34	2.34	0.0075
A	1028	3.13	-0.15	0.15	0.0005	2.49	2.49	0.0080
	1053	3.13	-0.15	0.15	0.0005	2.34	2.34	0.0075
B	4178	14.15	-2.42	0.65	0.0018	14.01	4.24	0.0118
	3178	10.55	-1.77	0.57	0.0016	9.77	2.77	0.0077
	2178	6.95	-1.20	0.80	0.0021	7.00	4.51	0.0118
	1031	3.125	-0.40	0.40	0.0013	2.49	2.49	0.0080
	4673	14.15	-2.42	0.65	0.0018	13.37	4.08	0.0113
	3673	10.55	-1.77	0.57	0.0016	9.28	2.65	0.0074
	2673	6.95	-1.20	0.80	0.0021	6.64	4.30	0.0112
C	1056	3.125	-0.40	0.40	0.0013	2.34	2.34	0.0075
	4187	14.15	-3.67	0.96	0.0027	14.01	4.24	0.0118
	3187	10.55	-2.70	0.82	0.0023	9.77	2.77	0.0077
	2187	6.95	-1.89	1.21	0.0032	7.00	4.51	0.0118
	1034	3.125	-0.68	0.68	0.0022	2.49	2.49	0.0080
	4682	14.15	-3.67	0.96	0.0027	13.37	4.08	0.0113
	3682	10.55	-2.70	0.82	0.0023	9.28	2.65	0.0074
D	2682	6.95	-1.89	1.21	0.0032	6.64	4.30	0.0112
	1059	3.125	-0.68	0.68	0.0022	2.34	2.34	0.0075
	4196	14.15	-4.96	1.29	0.0036	14.01	4.24	0.0118
	3196	10.55	-3.67	1.08	0.0030	9.77	2.77	0.0077
	2196	6.95	-2.60	1.63	0.0043	7.00	4.51	0.0118
	1037	3.125	-0.97	0.97	0.0031	2.49	2.49	0.0080
	4691	14.15	-4.96	1.29	0.0036	13.37	4.08	0.0113
	3691	10.55	-3.67	1.08	0.0030	9.28	2.65	0.0074
E	2691	6.95	-2.60	1.63	0.0043	6.64	4.30	0.0112
	1062	3.125	-0.97	0.97	0.0031	2.34	2.34	0.0075
	1102	3.125	-0.97	0.97	0.0031	2.25	2.25	0.0072
	4205	14.15	-6.32	1.62	0.0045	14.01	4.24	0.0118
	3205	10.55	-4.70	1.35	0.0037	9.77	2.77	0.0077
	2205	6.95	-3.36	2.07	0.0054	7.00	4.51	0.0118
	1040	3.125	-1.29	1.29	0.0041	2.49	2.49	0.0080
	4700	14.15	-6.32	1.62	0.0045	13.37	4.08	0.0113
	3700	10.55	-4.70	1.35	0.0037	9.28	2.65	0.0074
2700	6.95	-3.36	2.07	0.0054	6.64	4.30	0.0112	
1065	3.125	-1.29	1.29	0.0041	2.34	2.34	0.0075	
1105	3.125	-1.29	1.29	0.0041	2.25	2.25	0.0072	

Tabla 4.1. (Continuación), Revisión de las distorsiones de entrepiso en los marcos principales

Eje	Nudos	H (m)	Dirección X (transversal)			Dirección Z (longitudinal)		
			Combinación de Carga 12			Combinación de Carga 13		
			δx (cm)	ΔX (cm)	$\Psi=\Delta X/H_i$	δz (cm)	ΔZ (cm)	$\Psi=\Delta Z/H_i$
F	4214	14.15	-7.81	1.99	0.0055	14.01	4.24	0.0118
	3214	10.55	-5.82	1.64	0.0046	9.77	2.77	0.0077
	2214	6.95	-4.18	2.55	0.0067	7.00	4.51	0.0118
	1043	3.125	-1.63	1.63	0.0052	2.49	2.49	0.0080
	4709	14.15	-7.81	1.99	0.0055	13.37	4.08	0.0113
	3709	10.55	-5.82	1.64	0.0046	9.28	2.65	0.0074
	2709	6.95	-4.18	2.55	0.0067	6.64	4.30	0.0112
	1068	3.125	-1.63	1.63	0.0052	2.34	2.34	0.0075
	1108	3.125	-1.63	1.63	0.0052	2.25	2.25	0.0072
G	4223	14.15	-9.34	2.37	0.0066	14.01	4.24	0.0118
	3223	10.55	-6.97	1.95	0.0054	9.77	2.77	0.0077
	2223	6.95	-5.02	3.05	0.0080	7.00	4.51	0.0118
	1046	3.125	-1.97	1.97	0.0063	2.49	2.49	0.0080
	4718	14.15	-9.34	2.37	0.0066	13.37	4.08	0.0113
	3718	10.55	-6.97	1.95	0.0054	9.28	2.65	0.0074
	2718	6.95	-5.02	3.05	0.0080	6.64	4.30	0.0112
	1071	3.125	-1.97	1.97	0.0063	2.34	2.34	0.0075
H	4232	14.15	-10.88	2.76	0.0077	14.01	4.24	0.0118
	3232	10.55	-8.12	2.26	0.0063	9.77	2.77	0.0077
	2232	6.95	-5.87	3.56	0.0093	7.00	4.51	0.0118
	1049	3.125	-2.31	2.31	0.0074	2.49	2.49	0.0080
	4727	14.15	-10.88	2.76	0.0077	13.37	4.08	0.0113
	3727	10.55	-8.12	2.26	0.0063	9.28	2.65	0.0074
	2727	6.95	-5.87	3.56	0.0093	6.64	4.30	0.0112
	1074	3.125	-2.31	2.31	0.0074	2.34	2.34	0.0075

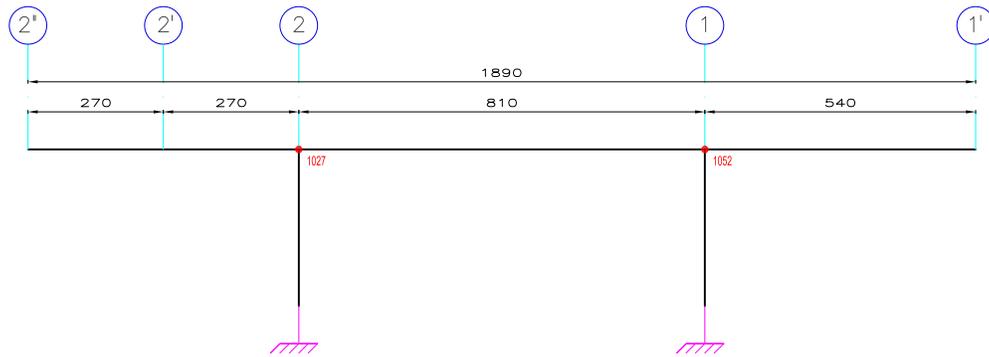


FIG. 4.2 IDENTIFICACIÓN DE LOS NUDOS EN EL MARCO EJE Z PARA REVISIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO

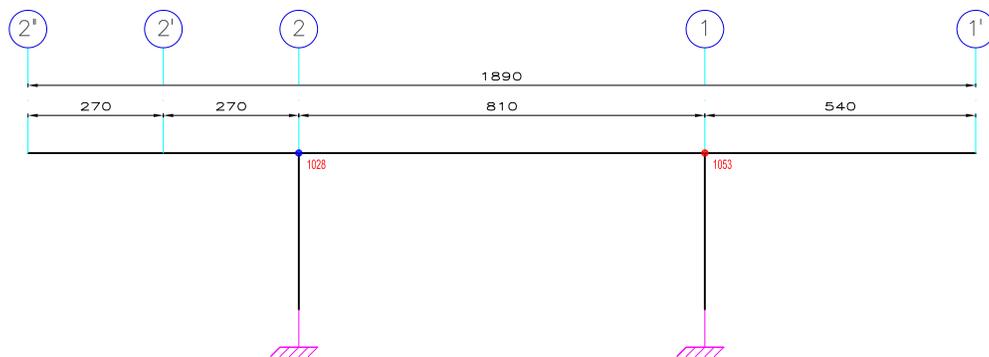


FIG. 4.3 IDENTIFICACIÓN DE LOS NUDOS EN EL MARCO EJE A PARA REVISIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.

SIMBOLOGÍA

• NUDO COLUMNA

			
Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta: MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	Aprobó: J.G.Ch.	Archivo: Cap.4	Escala: 1:150
Dibujo: IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN LOS MARCOS Z y A		Fecha: AGOSTO 2016	Figuras: 4.2-4.3

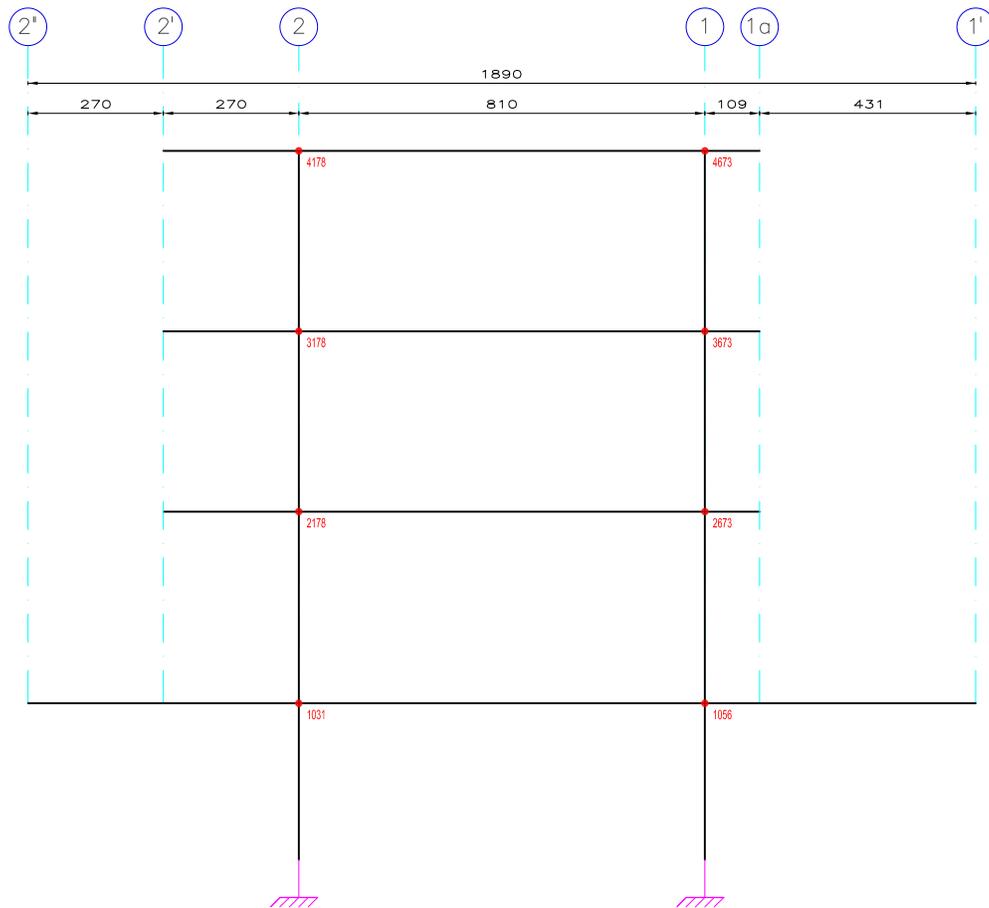


FIG. 4.4 IDENTIFICACIÓN DE LOS NUDOS EN EL MARCO EJE B PARA REVISIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.

SIMBOLOGÍA

● NUDO COLUMNA

			
Tesis Profesional:			
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta: MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivo:	Escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	J.G.Ch.	Cap.4	1:150
Dibujo:		Fecha:	Figura:
IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN EL MARCO B		AGOSTO 2016	4-4

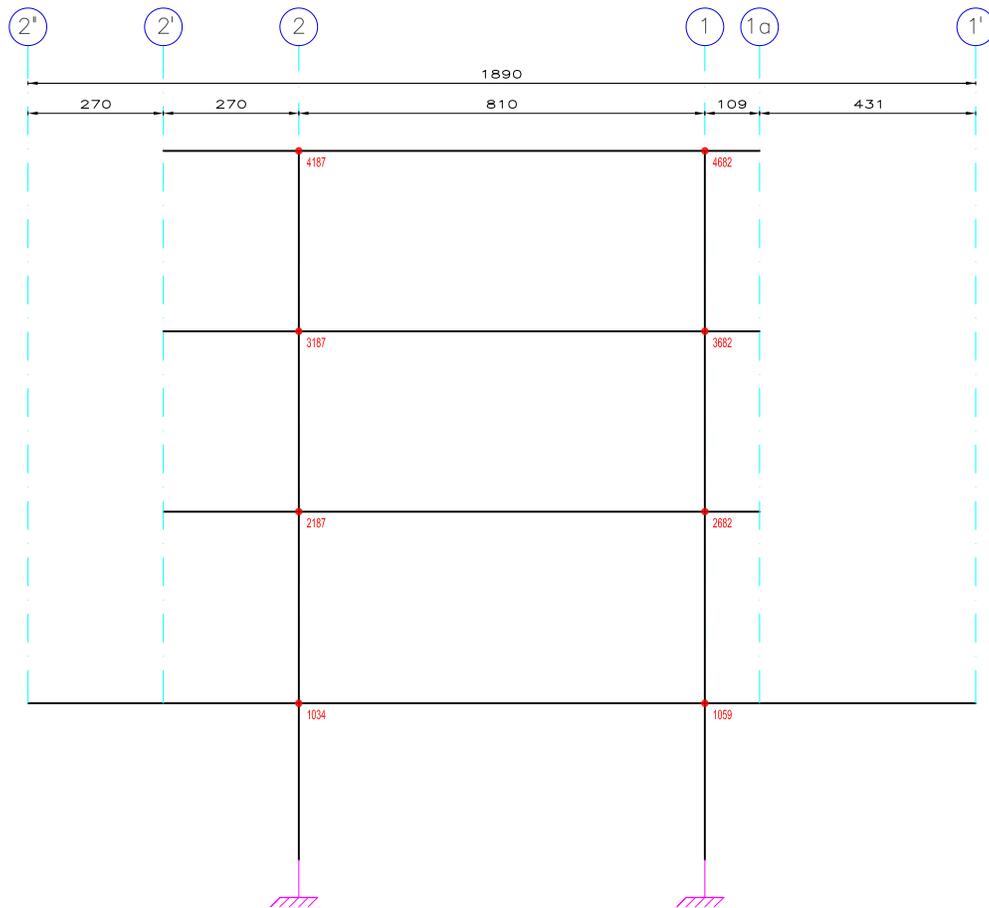


FIG. 4.5 IDENTIFICACIÓN DE LOS NUDOS EN EL MARCO EJE C PARA REVISIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO

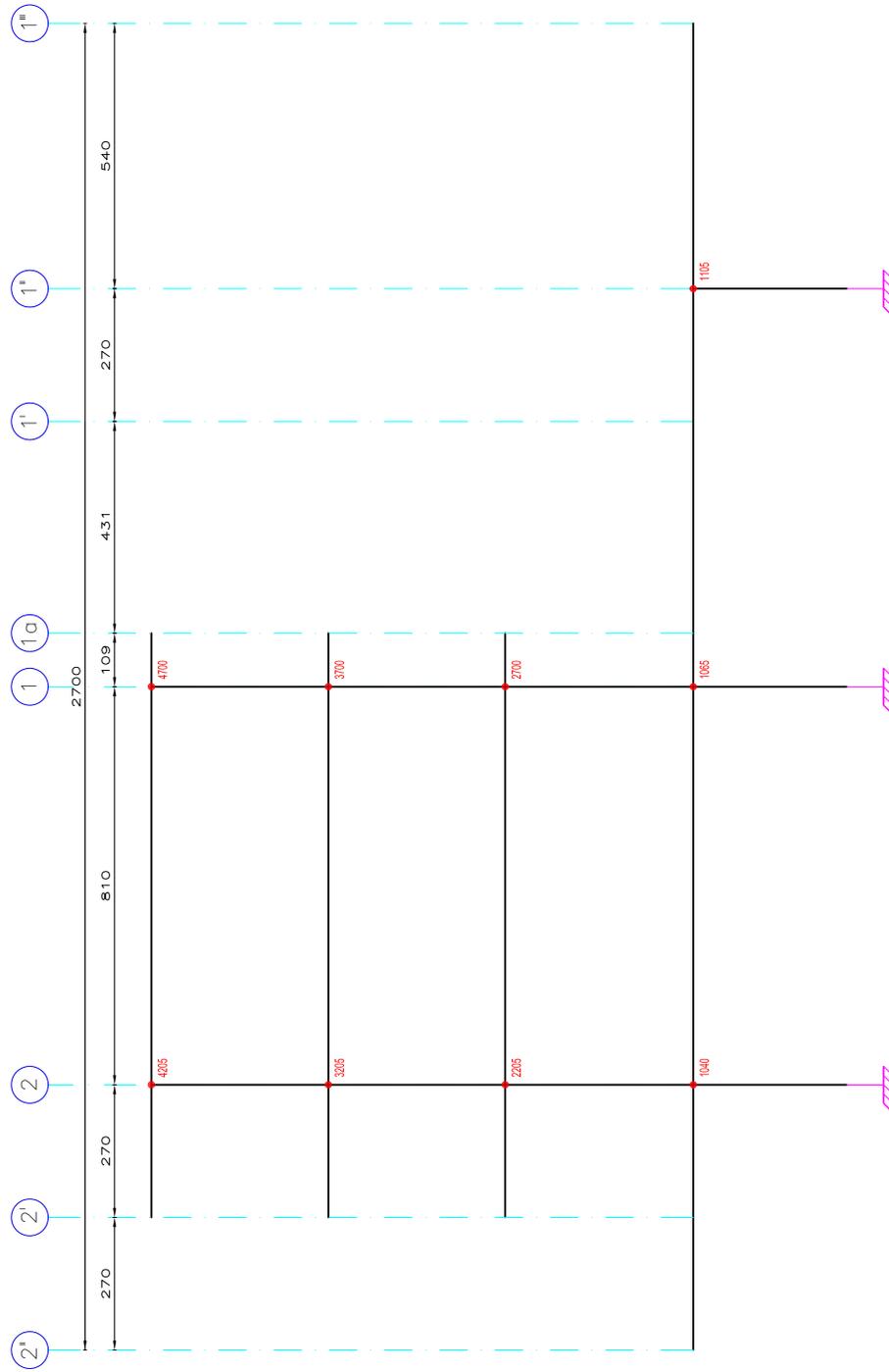
N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.

SIMBOLOGÍA

● NUDO COLUMNA

			
Tesis Profesional:			
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta: MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivo:	Escala:
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	J.G.Ch.	Cap.4	1:150
Dibujo:		Fecha:	Figura:
IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN EL MARCO C		AGOSTO 2016	4-3



N O T A S

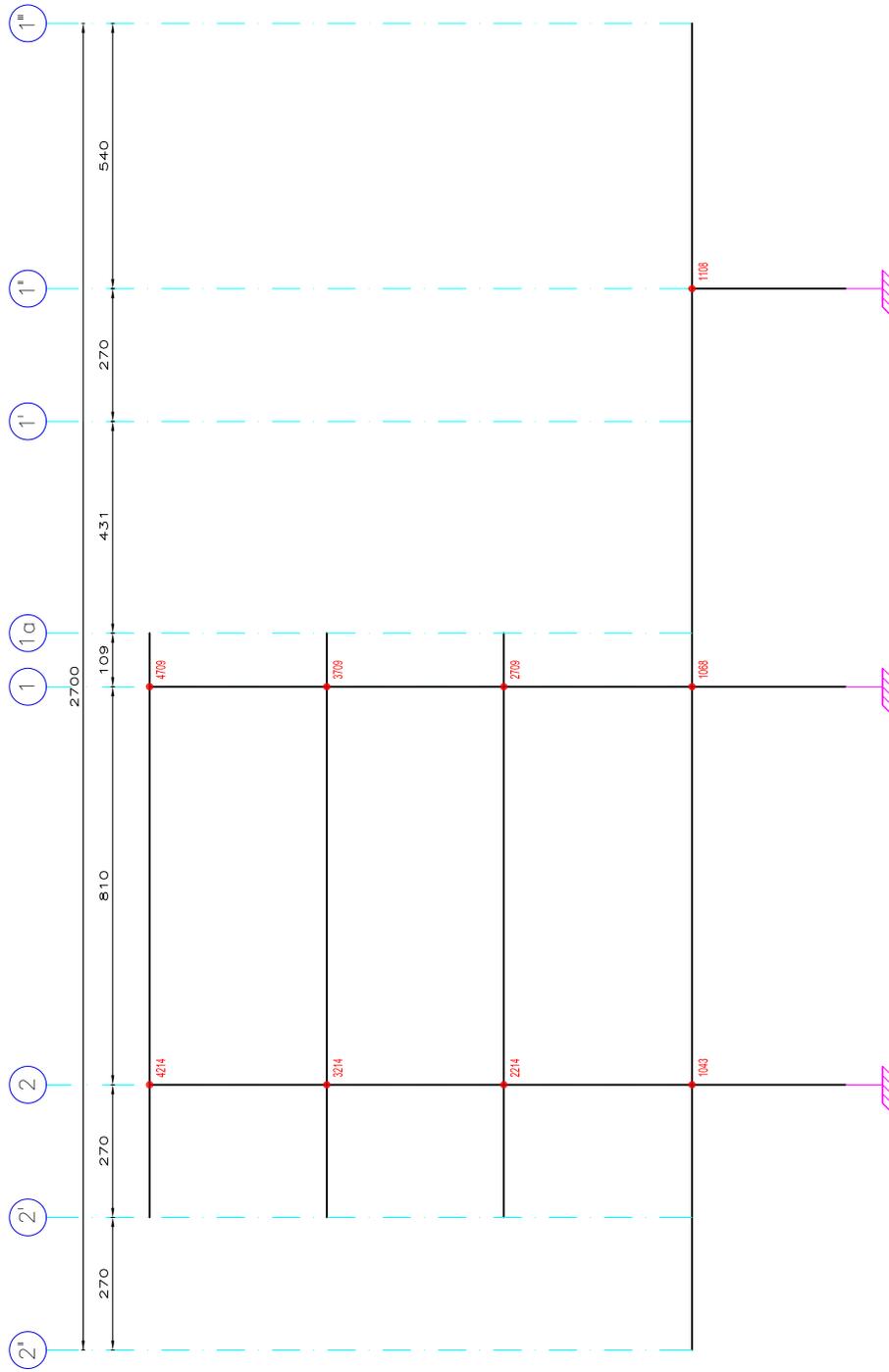
1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.

SIMBOLOGÍA

• NUDO COLUMNA

FIG. 4.7 IDENTIFICACIÓN DE LOS NUDOS EN EL MARCO EJE E PARA REVISIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO

	Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL J.G.Ch.
Fecha: ABRIL 2018	No. Cop.: 11150
Fecha: ABRIL 2018	No. de Págs.: 42-72



N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.

SIMBOLOGÍA

• NUDO COLUMNA

FIG. 4.8 IDENTIFICACIÓN DE LOS NUDOS EN EL MARCO EJE F PARA REVISIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO.



Tesis Profesional: **MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ**
 Director de Tesis: **ING. JOSUE GABRIEL CHAVEZ**
 Asesor: **EVALUACIÓN ESTRUCTURAL** (Cred. J.G.Ch. No. 11150)
 Grupo: **IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN EL MARCO F** (Fecha: ABRIL 2018) (Pág. 4 de 5)

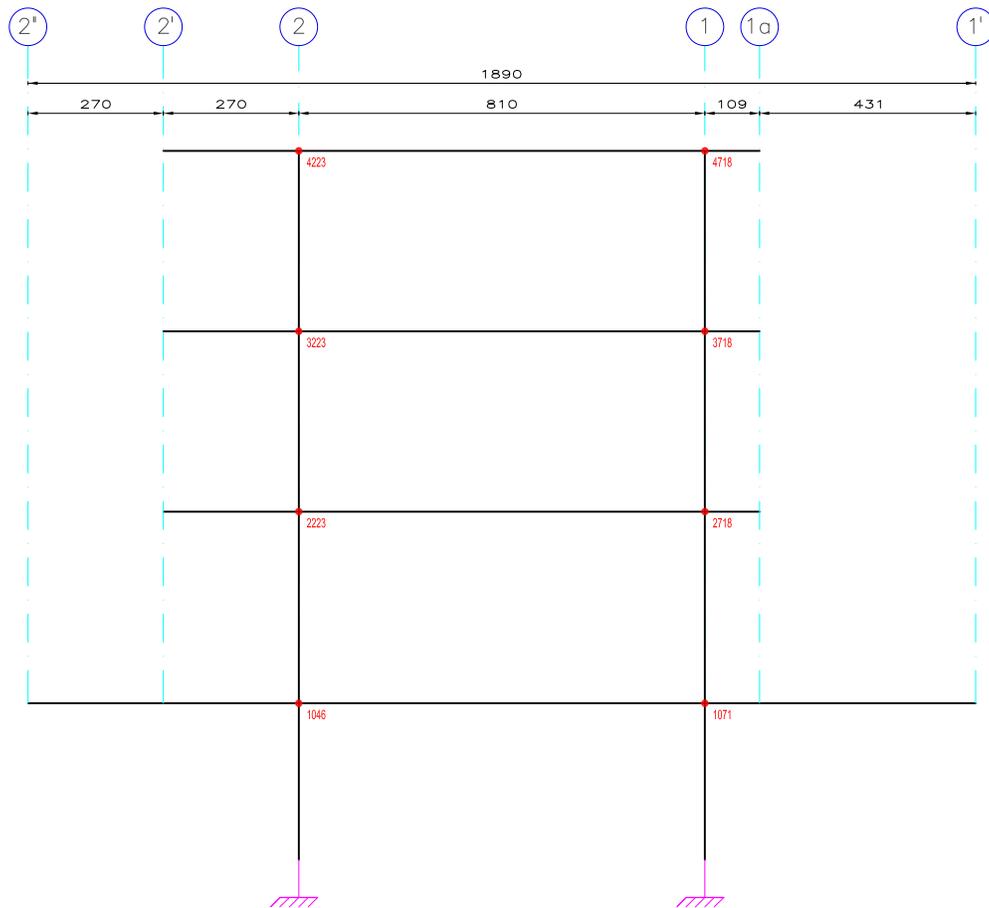


FIG. 4.9 IDENTIFICACIÓN DE LOS NUDOS EN EL MARCO EJE G PARA REVISIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.

SIMBOLOGÍA

● NUDO COLUMNA

				Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO											
Presenta:						MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ									
Director de Tesis:						ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ									
Concepto:		Aprobó:		Archivo:		Escala:		Concepto:		Aprobó:		Archivo:		Escala:	
EVALUACIÓN ESTRUCTURAL		J.G.Ch.		Cap.4		1:150		EVALUACIÓN ESTRUCTURAL		J.G.Ch.		Cap.4		1:150	
Dibujo:						IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN EL MARCO G						Fecha:		Figura:	
												AGOSTO 2016		4-3	

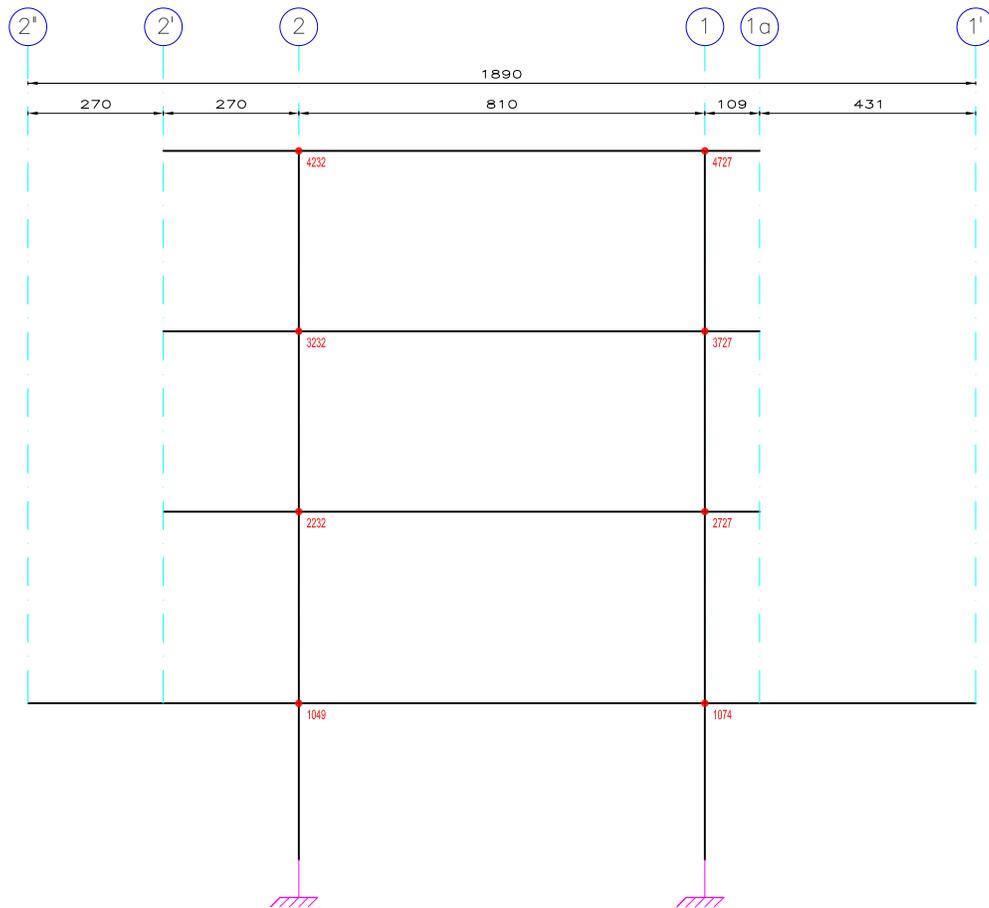


FIG. 4.10 IDENTIFICACIÓN DE LOS NUDOS EN EL MARCO EJE H PARA REVISIÓN DE DISTORSIONES DE ENTREPISO

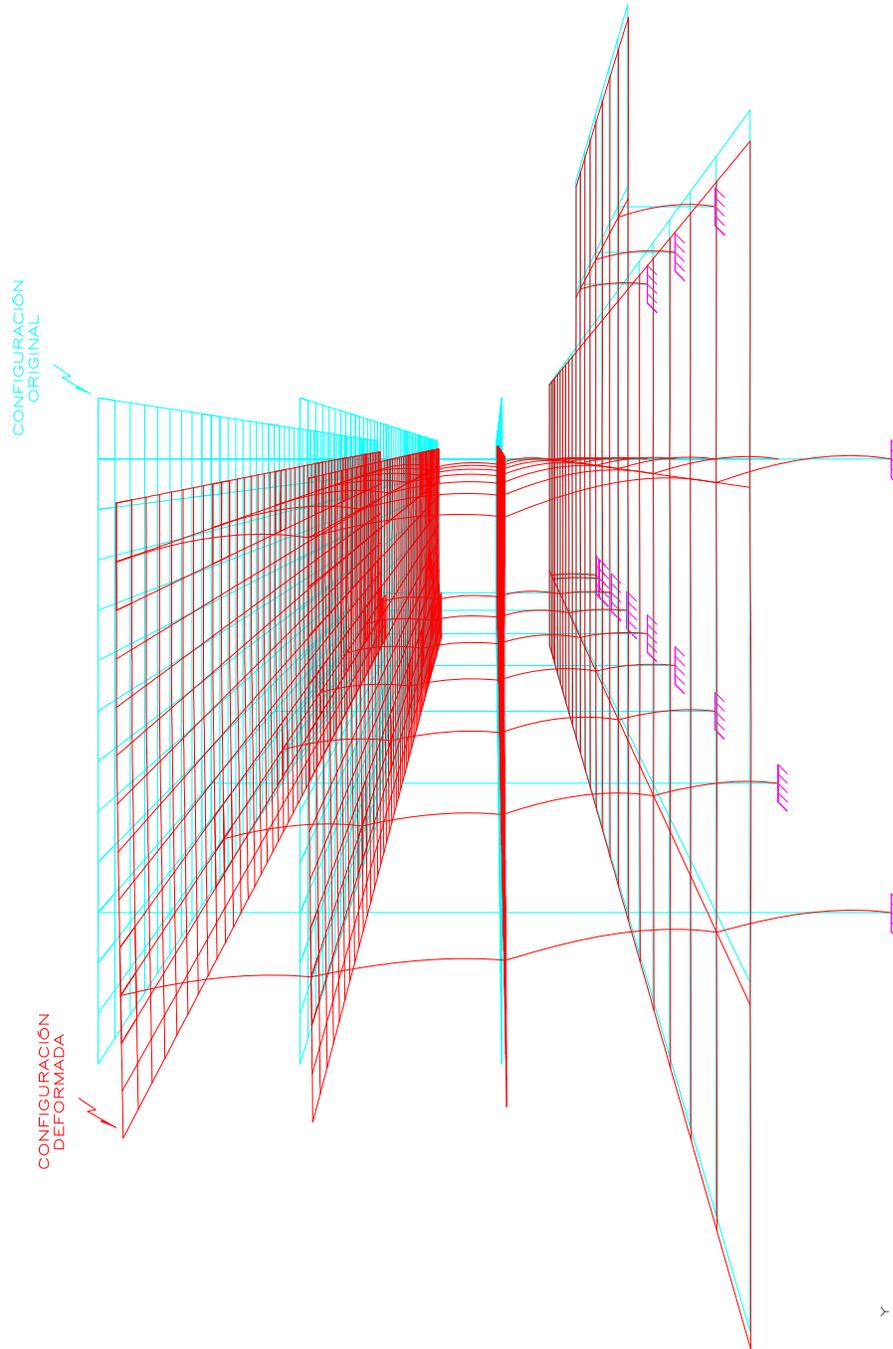
N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.

SIMBOLOGÍA

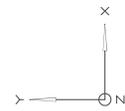
• NUDO COLUMNA

			
Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta: MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	Aprobó: J.G.Ch.	Archivo: Cap.4	Escala: 1:150
Dibujó: IDENTIFICACIÓN DE NUDOS EN EL MARCO H		Fecha: AGOSTO 2016	Figura: 4.10



CONFIGURACIÓN ORIGINAL

CONFIGURACIÓN DEFORMADA

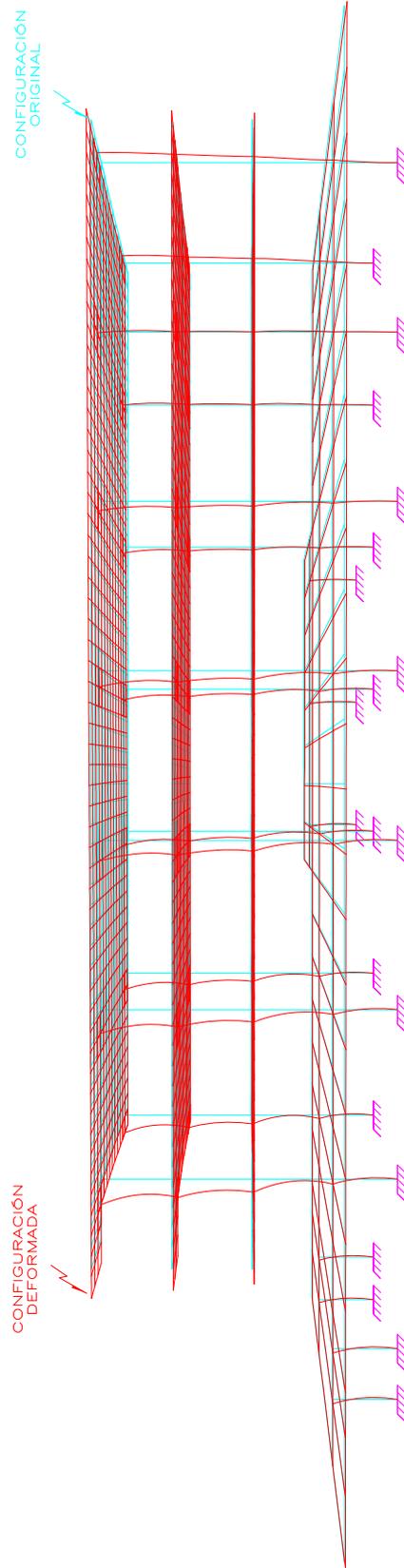


DATOS DE LA ESTRUCTURA

MODELO: TCB_MME
 No. NUDOS: 2489
 No. ELEMENTOS: 4744
 No. PLACAS: 147

FIG. 4.1.1 ISOMÉTRICO 5 DE DESPLAZAMIENTOS
 COMBINACIÓN DE CARGA No. 12

	Tesis Profesional:		EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO	
	Presenta:		MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ	
Director de Tesis:		ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ		
Asesor:		EVALUACIÓN ESTRUCTURAL		Grado: Cop. 4
C. ÚNICO DE SERVICIOS: ISOMÉTRICO C012		MEXICO		Fecha: 09/01/2015
				Formato: (A.1.1)

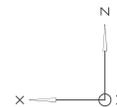
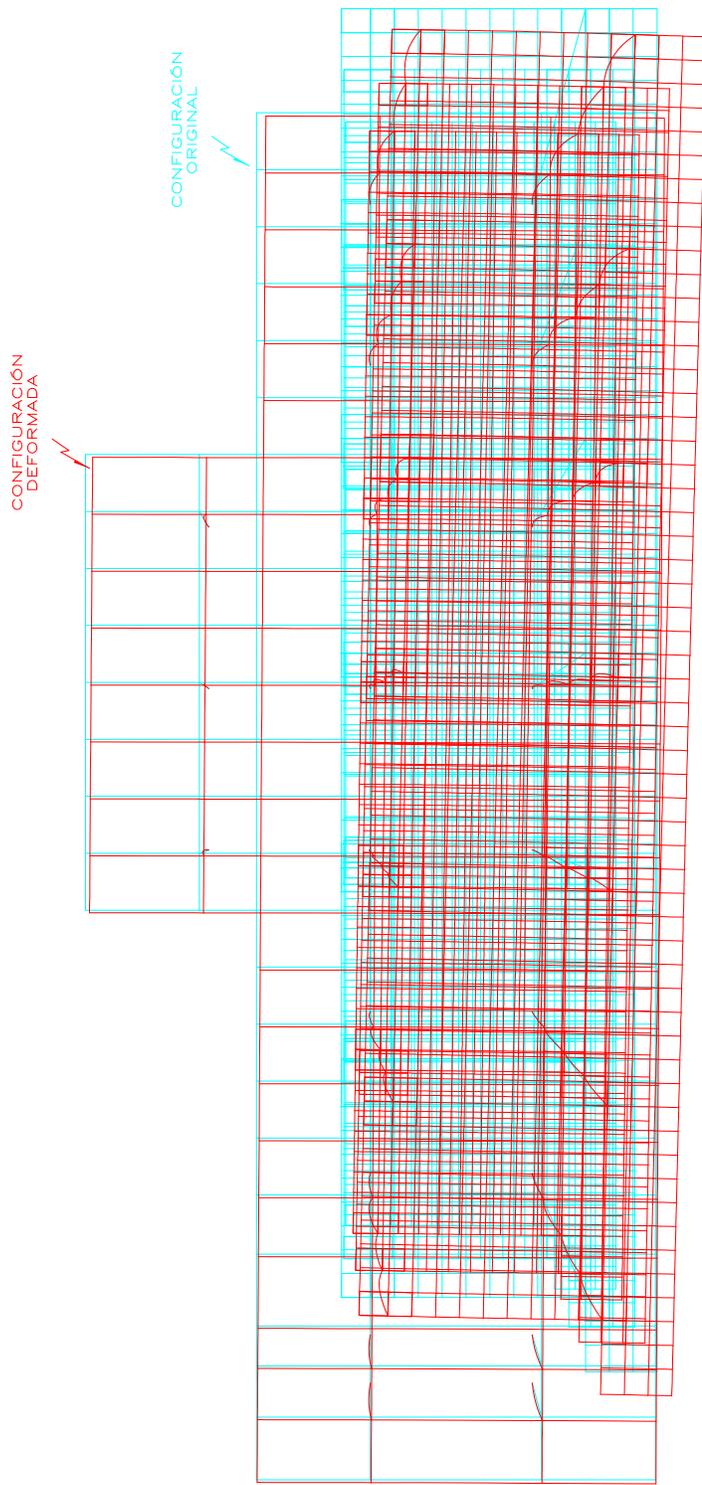


DATOS DE LA ESTRUCTURA

MODELO: TCB_MME
 No. NUDOS: 2489
 No. ELEMENTOS: 4744
 No. PLACAS: 147

FIG. 4.12 ISOMÉTRICO 6 DE DESPLAZAMIENTOS
 COMBINACIÓN DE CARGA No. 12

	Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	Presenta: MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHAVEZ	Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHAVEZ
Grupo: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	Grupo: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL
U. DE SERVICIOS: ISOMÉTRICO 0012	U. DE SERVICIOS: ISOMÉTRICO 0012
No. Cop. 4	No. Cop. 4
Fecha: 04/11/2013	Fecha: 04/11/2013

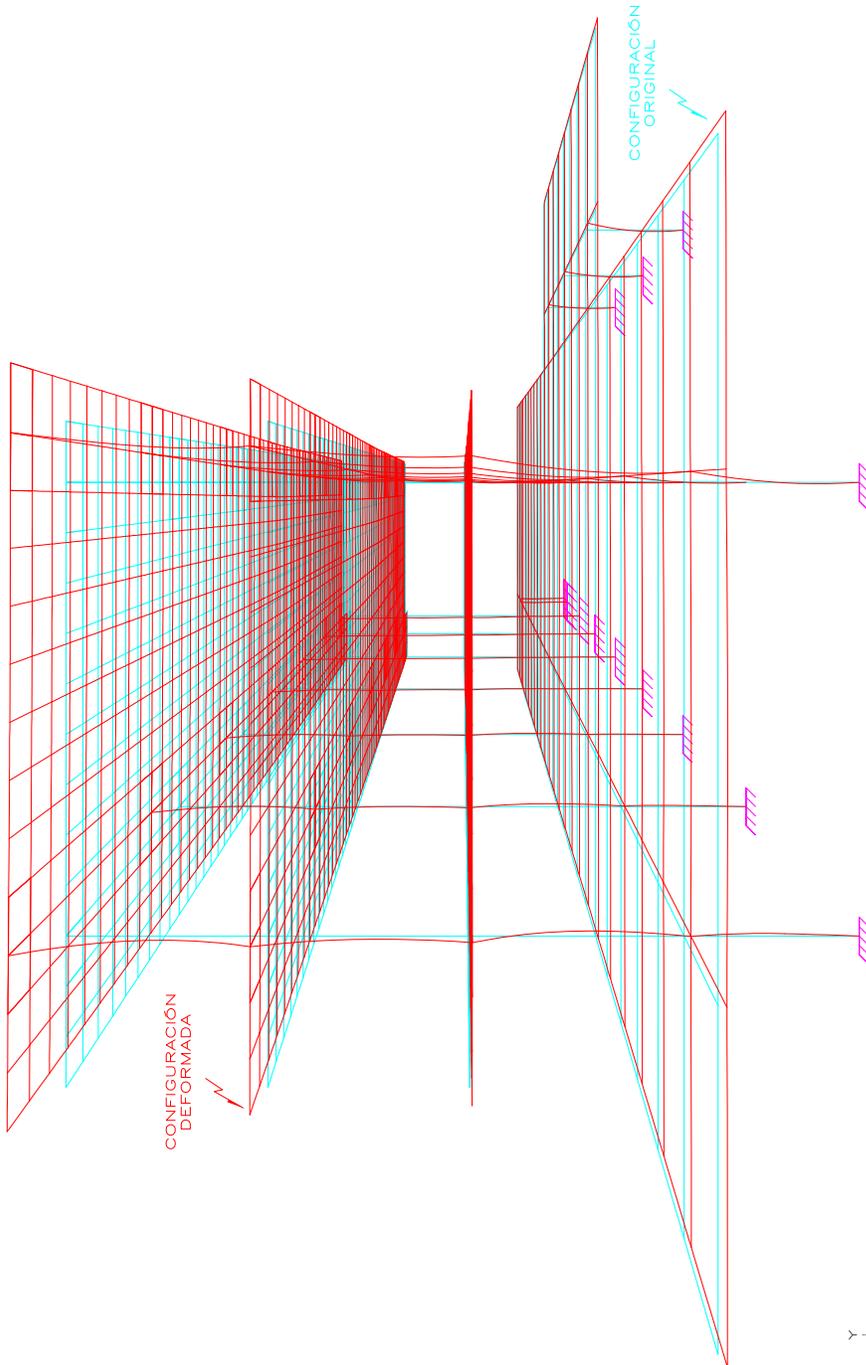


DATOS DE LA ESTRUCTURA

MODELO: TCB_MME
 No. NUDOS: 2489
 No. ELEMENTOS: 4744
 No. PLACAS: 147

FIG. 4.1.3 ISOMÉTRICO 7 DE DESPLAZAMIENTOS
 COMBINACIÓN DE CARGA No. 12

	Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO		
	Presenta: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	Ing. MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ	
Director de Tesis: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	Ing. J.G.Ch.	No. Exp. 4	S/E
U. LÍMITE DE SERVICIO: ISOMÉTRICO C012	No. Exp. 4	Fecha: MAR 2015	Hoja No. 4.1.3

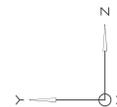
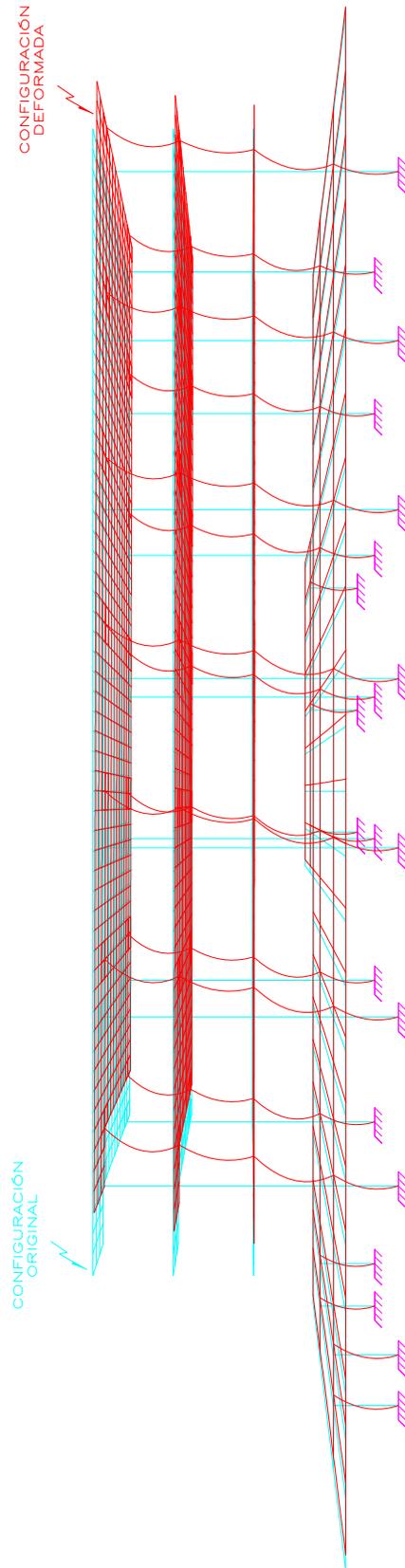


DATOS DE LA ESTRUCTURA

MODELO: TCB_MME
 No. NUDOS: 2489
 No. ELEMENTOS: 4744
 No. PLACAS: 147

FIG. 4.1.4 ISOMÉTRICO 8 DE DESPLAZAMIENTOS
 COMBINACIÓN DE CARGA No. 13

	Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO	Presenta: MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ
	Director de Tesis: ING. JOSUÉ GABRIEL CHAVEZ	Director de Tesis: ING. JOSUÉ GABRIEL CHAVEZ
Grupo: LÍMITE DE SERVICIO: ISOMÉTRICO 0013	Área: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	Materia: ANL 301
Cód. de Materia: 0013	Cód. de Materia: 0013	Cód. de Materia: 0013



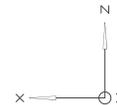
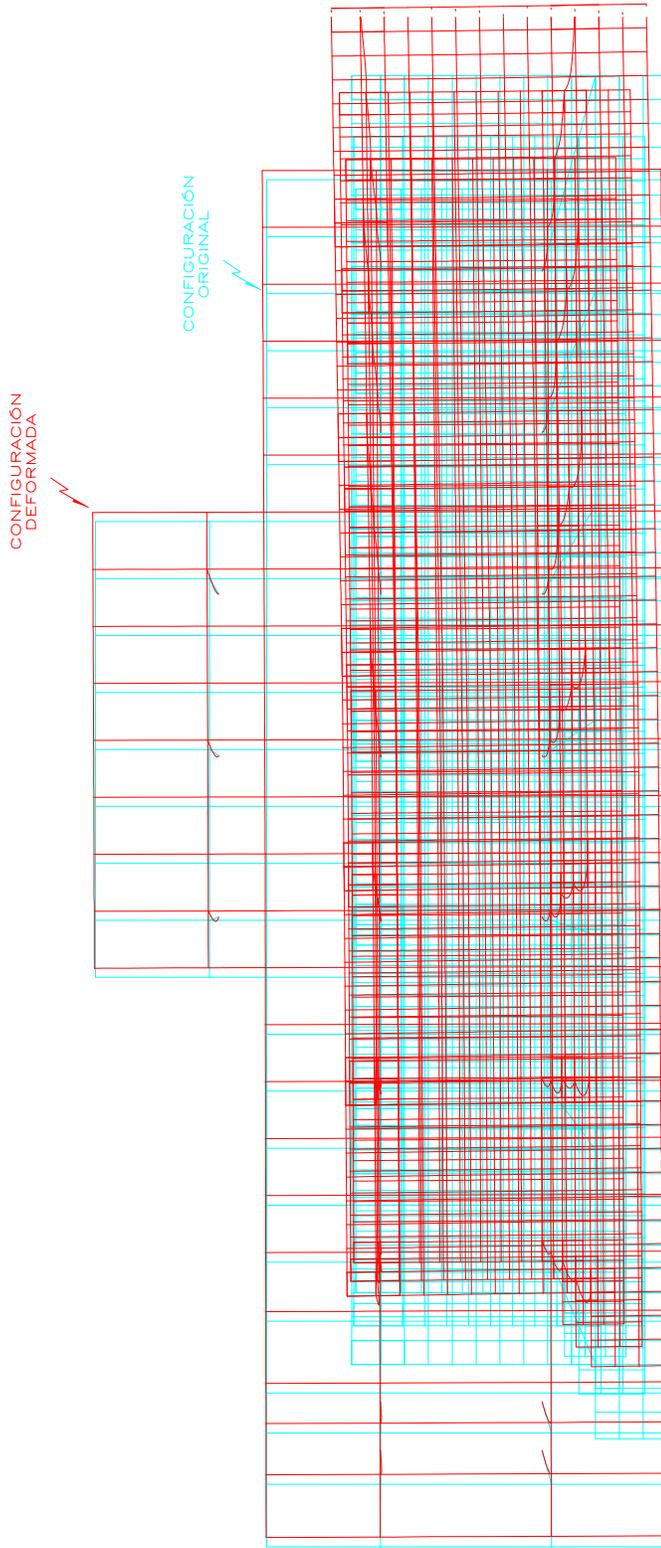
DATOS DE LA ESTRUCTURA

MODELO: TCB_MME
 No. NUDOS: 2489
 No. ELEMENTOS: 4744
 No. PLACAS: 147

FIG. 4.15 ISOMÉTRICO 9 DE DESPLAZAMIENTOS
 COMBINACIÓN DE CARGA No. 13

	Titular Profesional:	ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ		
	Director de Tesis:	MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ		
	Objeto:	EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	Artículo Cop. 4	Artículo S/E
	Subjeto:	E. LÍMITE DE SERVICIO: ISOMÉTRICO CC13	Fecha: MAR 2015	Formato: C.13

Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
 Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ



DATOS DE LA ESTRUCTURA

MODELO: TCB_MME
 No. NUDOS: 2489
 No. ELEMENTOS: 4744
 No. PLACAS: 147

FIG. 4.16 ISOMÉTRICO 10 DE DESPLAZAMIENTOS
 COMBINACIÓN DE CARGA No. 13

	Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	Presenta: MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUÉ GARDUÑO CHAVEZ	Director de Tesis: MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ
Área: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	Área: ESTRUCTURAL
Grupo: LÍMITE DE SERVICIO ISOMÉTRICO C012	Grupo: ESTRUCTURAL
Fecha: MAR 2017	Fecha: MAR 2017
Folio: 47/47	Folio: 47/47

IV.3. Revisión de los Estados Límite de Falla

“Se considerará como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga” (Anónimo, 2011, pp. 126). Dicho de otro modo, los elementos estructurales deben tener la capacidad apropiada para soportar las acciones por carga axial, flexión, cortante, torsión y sus combinaciones; puesto que se desea impedir la formación de un mecanismo de colapso local o general, de la estructura.

Para la revisión de la capacidad de carga de algunos elementos estructurales se estableció una convención de colores, que indica el intervalo de valores de las relaciones entre el área de acero de refuerzo requerido o necesario y el área de acero de refuerzo nominal o existente; de modo que los valores en color verde, menor que 0.8, representan un valor satisfactorio; en azul, mayor o igual a 0.8 y menor o igual a 1.10, se consideran relaciones aceptables; y por último, en rojo, mayor que 1.10, se encuentran en un rango crítico. Estas convenciones se muestran a continuación.

$$\frac{A_{s req}}{A_{s nom}} < 0.8 \quad (IV.3)$$

$$0.8 \leq \frac{A_{s req}}{A_{s nom}} \leq 1.10 \quad (IV.4)$$

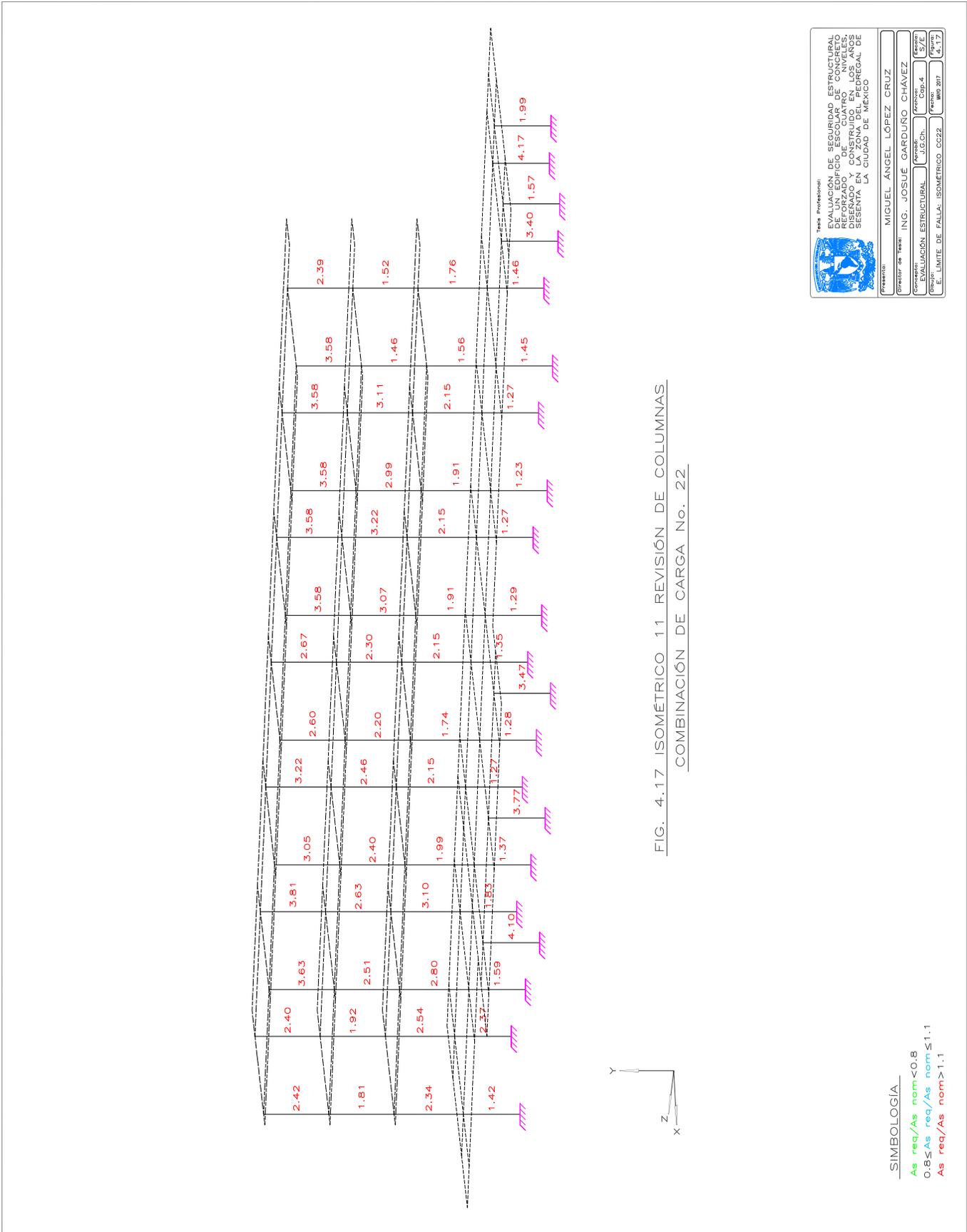
$$\frac{A_{s req}}{A_{s nom}} > 1.10 \quad (IV.5)$$

donde:

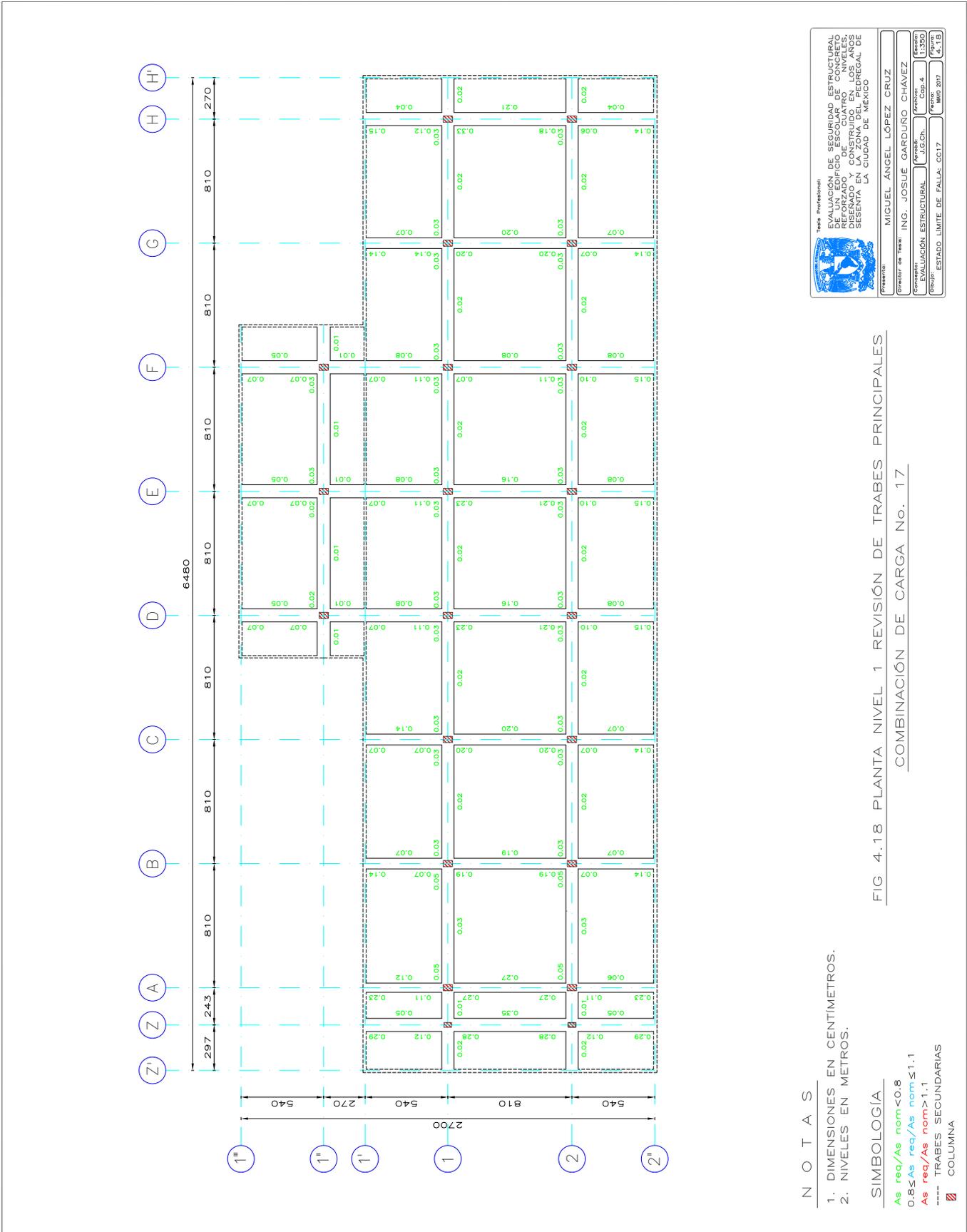
$A_{s nom}$ = Área de acero de refuerzo nominal (existente).
 $A_{s req}$ = Área de acero de refuerzo requerido(necesario).

Las áreas de acero de refuerzo existente, están indicadas en la figuras 2.12 a 2.13 y 2.27 a 2.35, de acuerdo al proyecto estructural, mientras que las áreas de acero de refuerzo requerido se obtuvieron a partir de las fuerzas calculadas con las combinaciones de carga 17 hasta la 22.

En el Apéndice E se presentan ejemplos de los cálculos utilizados para obtener el área del acero de refuerzo requerido en una trabe y en una columna, por consiguiente, ejemplificar la comparación entre las áreas de acero necesario y existente, por medio de las relaciones indicadas en las expresiones IV.3 a IV.5, en las siguientes figuras.




Título Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES, REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
Presentado por: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ
Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL J.G.Ch. (C) Cdp. 4 (S/E)
Grupo: E. LIMITE DE FALLA: ISOMÉTRICO CC22 (M) 2017 (C.17)




Instituto de Ingenieros de México
 Título Profesional: **ING. JOSUE GABRIEL CHAVEZ**
 Director de Taller: **MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ**
 Asesor: **EVALUACIÓN ESTRUCTURAL** (Módulo) **J.G.Ch.** (Firma) **1350** (Número) **4** (Especialidad)
 Sitio: **ESTADO LIMITE DE FALLA: GC17** (Fecha) **MAR 2017** (Firma) **6-1B** (Número)

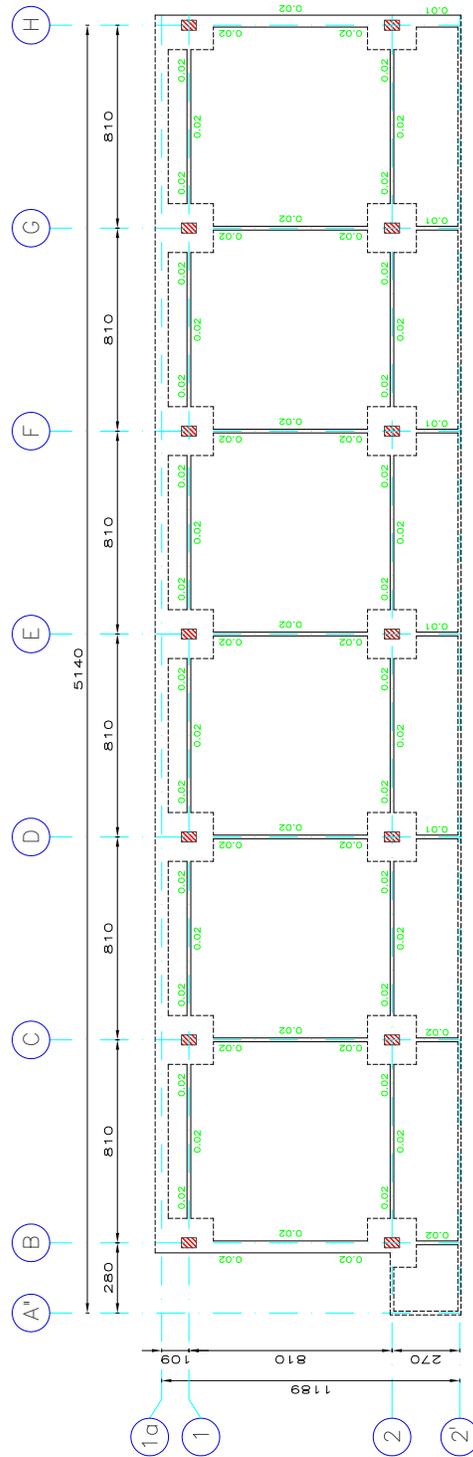


FIG 4.19 REVISIÓN DE TRABES PRINCIPALES EN EL NIVEL 2
COMBINACIÓN DE CARGA No. 17

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.

SIMBOLOGÍA

- As req/As nom < 0.8
- 0.8 ≤ As req/As nom ≤ 1.1
- As req/As nom > 1.1
- TRABES SECUNDARIAS
- █ COLUMNA

	Tesis Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CUATRO NIVELES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
	Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	Director de Tesis: ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ
Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL M.C. J.G.Ch.	Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL M.C. J.G.Ch.
Grupo: ESTADO LIMITE DE FALLA: GC17	Grupo: ESTADO LIMITE DE FALLA: GC17
Fecha: MARZO 2017	Fecha: MARZO 2017
Folio: 13/350	Folio: 13/350

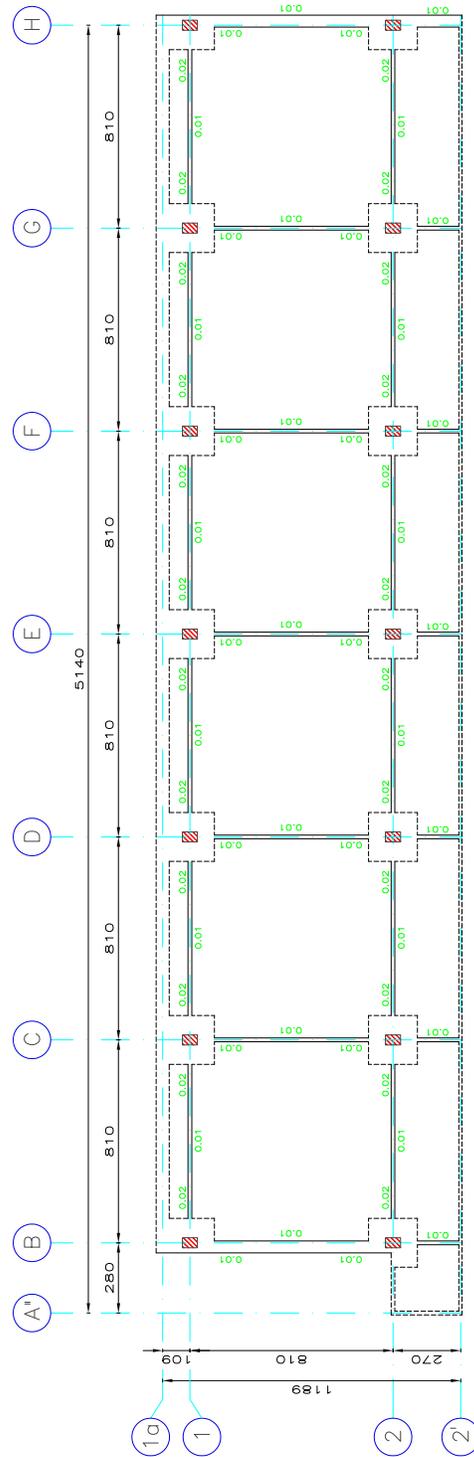


FIG 4.20 REVISIÓN DE TRABES PRINCIPALES EN EL NIVEL 3
COMBINACIÓN DE CARGA No. 17

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.

SIMBOLOGÍA

- $A_s \text{ req}/A_s \text{ nom} < 0.8$
- $0.8 \leq A_s \text{ req}/A_s \text{ nom} \leq 1.1$
- $A_s \text{ req}/A_s \text{ nom} > 1.1$
- TRABES SECUNDARIAS
- █ COLUMNA

		Título Profesional: EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL REVISIÓN DE TRABES PRINCIPALES REFORZADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
Presenta: Director de Taller	ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ	Miguel Ángel López Cruz
Asesor: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	M.C. J.G.Ch.	No. Exp. 4 No. 1350
Sitio: ESTADO LIMITE DE FALLA: GC17	No. 2017	Fecha: 02/20

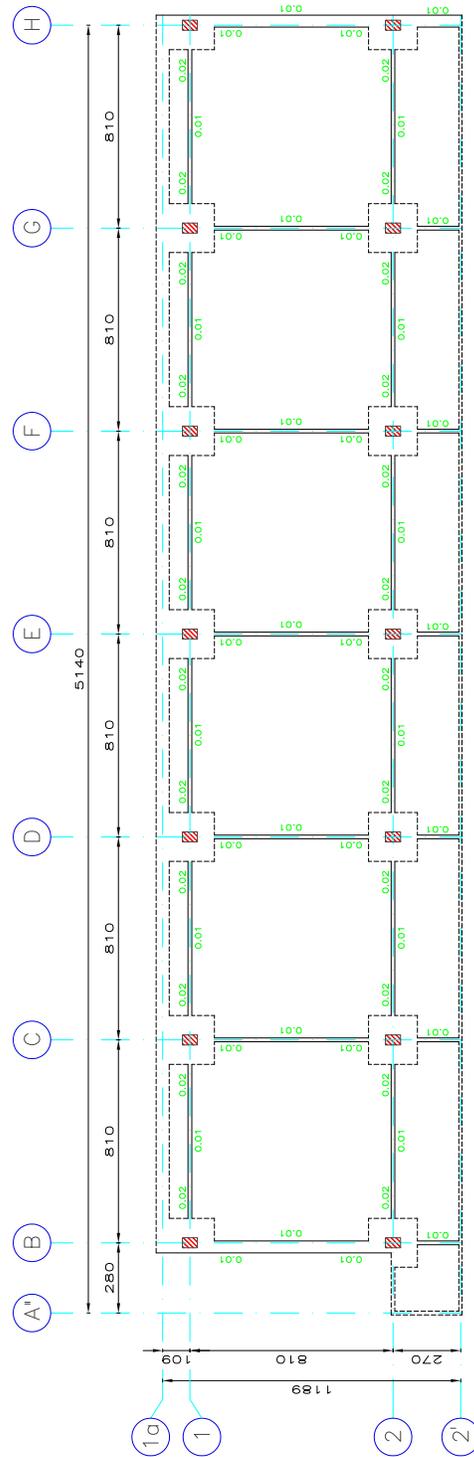


FIG 4.21 REVISIÓN DE TRABES PRINCIPALES EN LA AZOTEA
COMBINACIÓN DE CARGA No. 17

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
2. NIVELES EN METROS.

SIMBOLOGÍA

- $A_s \text{ req}/A_s \text{ nom} < 0.8$
- $0.8 \leq A_s \text{ req}/A_s \text{ nom} \leq 1.1$
- $A_s \text{ req}/A_s \text{ nom} > 1.1$
- TRABES SECUNDARIAS
- █ COLUMNA

		Tesis Profesional: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
Presenta: Director de Tesis: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ M.C.	Presenta: MIGUEL ANGEL LÓPEZ CRUZ
CARRERA: EVALUACIÓN ESTRUCTURAL	M.C. J.G.Ch.	No. Csp. 4 No. 1350
Grupo: ESTADO LIMITE DE FALLA: GC17	No. 2017	Fecha: MAR 2017
		Págs: 223

V. CONCLUSIONES

V.1. Conclusiones

El Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, versión 2016, y las Normas Técnicas Complementarias de 2004, aún vigentes, exigen que se cumplan los Estados Límite de Servicio y de Falla; de manera que la estructura tenga un comportamiento aceptable en condiciones normales de operación y evite el colapso ante un fenómeno sísmico excepcionalmente severo.

V.1.1. Estados Límite de Servicio

La irregularidad en planta y elevación provoca una distribución asimétrica en los elementos resistentes y en su propia masa, por lo cual, el centro de masa y el centro de torsión, posiblemente, no coincidan durante un sismo; esto puede inducir efectos de rotación, causando mayores desplazamientos y esfuerzos; por tanto, daños en los elementos estructurales y no estructurales (muros divisorios, fachadas, plafones, cancelería, instalaciones, etc.).

Además, el sistema estructural en los niveles tipo (losas reticulares), proporciona poca rigidez lateral, aumentando las probabilidades de daños en la estructura. *“Tal es el caso de los sistemas de losa plana reticular, para los que es prácticamente imposible cumplir con los requisitos de desplazamientos laterales admisibles en edificios de cierta altura, a menos que se recurra a rigidizarlos con muros de concreto o contravientos”* (Meli Piralla Roberto, 1991, p. 13).

Por lo anterior, se entiende que las distorsiones de entrepiso, calculadas en las direcciones X y Z, superan los valores admisibles establecidos por las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.

V.1.2. Estados Límite de Falla

Cuando se inició este trabajo se supuso que los elementos estructurales no tendrían la capacidad suficiente para cumplir satisfactoriamente con la normatividad vigente, dado que probablemente se diseñó con las Normas de Emergencia de 1957, ya que, los planos indican el uso del código ACI de 1963. Por obvias razones, las exigencias en materia de ingeniería estructural se han aumentado a partir de los años sesenta y por los efectos producidos por los sismos de 1985 en México, generando mayor conocimiento en esta área.

De la revisión de los Estados Límite de Falla, las columnas no cumplen con esta exigencia, puesto que el acero existente es inferior al que se necesita de acuerdo con la normatividad vigente; mientras que todas las trabes principales que se revisaron cumplen satisfactoriamente (el acero existente es mayor que el requerido en todos los casos).

En definitiva, la estructura no cumple con los Estados Límite de Servicio ni con los Estados Límite de Falla que establece el RCDF16, sin embargo, no existe evidencia de daño en los elementos estructurales visibles, que afecten a su capacidad de carga y el buen funcionamiento; es decir, el edificio ha tenido un buen comportamiento a lo largo del tiempo.

Por otra parte, el Artículo 71 del RCDF16 indica que, *“las construcciones del grupo A y subgrupo B1, a las que se refiere el Artículo 139 de este Reglamento, se debe registrar ante la Administración una Constancia de Seguridad Estructural, renovada cada cinco años o después de un sismo cuando la misma lo determine, en la que un Corresponsable en Seguridad Estructural haga constatar que dicha construcción se encuentra en condiciones adecuadas de seguridad, de acuerdo con las disposiciones de este Reglamento y sus Normas.*

Si la constancia del Corresponsable determina que la construcción no cumple con las condiciones de seguridad, ésta debe reforzarse o modificarse para satisfacerlas” (Gaceta Oficial de la Ciudad de México, 2016, p. 32).

En conclusión, se debe realizar un análisis costo – beneficio para decidir la pertinencia de realizar un proyecto de reforzamiento y/o rigidización para alcanzar los niveles de seguridad que exige la normatividad actual.

VI. FUENTES DE CONSULTA

VI.1. Referencias

Capítulo I Antecedentes

1. Enciso de la Vega Salvador, *Las lavas de el Pedregal "Reserva Ecológica del Pedregal de San Ángel*, p. 124, Dirección URL: http://www.repsa.unam.mx/documentos/Enciso_1994_Lavas_pedregal.pdf, [consulta: octubre de 2016].
2. Palacio Prieto José Luis, Guilbaud Marie Noëlle, *Patrimonio natural de la Reserva Ecológica del Pedregal de San Ángel y áreas cercanas: sitios de interés geológico y geomorfológico al sur de la Cuenca de México*, Boletín de la Sociedad Geológica Mexicana, Volumen 67, Núm. 2, 2015, p. 229.
3. Enciso de la Vega Salvador, *Las lavas de el Pedregal "Reserva Ecológica del Pedregal de San Ángel*, p. 125, Dirección URL: http://www.repsa.unam.mx/documentos/Enciso_1994_Lavas_pedregal.pdf, [consulta: octubre de 2016].
4. E. Bowles Joseph, *Foundation analysis and design – International student edition*, Mc Graw Hill, 1968, p. 103.
5. Anónimo, *Experiencias derivadas de los sismos de septiembre de 1985*, Fundación ICA A.C., Ed. Limusa, 1ª edición, México, 1988, pp. 54 – 57.

Capítulo II Descripción General de la Estructura

6. Anónimo, Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México, 2016, p. 36, Dirección URL: <file:///C:/Users/Miguel%C3%81ngel/Desktop/ciudad-de-mexico-reglamento-construccion-estatal-2016.pdf>, [consulta: julio de 2017].
7. *Ibíd.*, p. 39.

Capítulo III Estudios analíticos

8. García Domínguez Octavio, *Análisis sísmico estático de edificios asimétricos*, Departamento de Estructuras, F.I., UNAM, p. 3.
9. Anónimo, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal – Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, 6ª edición, Ed. Trillas, México, 2011, pp. 341 – 522.
10. Anónimo, *Nuevo Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Departamento del Distrito Federal, México, 1966, p. 49, Dirección URL: <http://www.smie.org.mx/layout/reglamentos-construccion/distrito-federal-reglamento-construccion-estatal-1966.pdf>, [consulta: marzo de 2017].
11. Mc Cormac Jack y Brown Russell, *Diseño de concreto reforzado*, 8ª edición, Ed. Alfaomega, México, 2011, p. 1.
12. Anónimo, *Varilla corrugada de acero para refuerzo de concreto*, Cámara Nacional de la Industria del Hierro y del Acero, Organismo Nacional de Normalización, México, 2013, p. 11, Dirección URL: <http://www.smie.org.mx/actividades/simposio-concretos-estructurales-alto-comportamiento-ntc-df-2015/archivos/arcelormittal-norma-mexicana-nmx-b-457-canacero-2013.pdf>, [consulta: marzo de 2017].
13. Anónimo, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, 6ª edición, Ed. Trillas, México, 2011, p.128.

14. *Ibíd.*, p. 134.
15. *Ibíd.*, p. 128.
16. *Ibíd.*, p. 134.
17. Anónimo, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal – Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones*, 6ª edición, Ed. Trillas, México, 2011, pp. 925 - 936, Dirección URL: http://www.agu.df.gob.mx/instituto/Descargas/Normas/ntc_CriteriosyAccionesEdificaciones.pdf [consulta: marzo de 2017].
18. Anónimo, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, 6ª edición, Ed. Trillas, México, 2011, pp.128 – 129.
19. Wakabayashi Minoru y Martínez Romero Enrique, *Diseño de Estructuras Sismorresistentes*, México, Mc. Graw Hill, 1988, pp. 217 – 218.
20. Anónimo, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal – Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, 6ª edición, Ed. Trillas, México, 2011, pp. 906 – 907.

Capítulo IV Análisis de resultados conforme a disposiciones reglamentarias

21. Anónimo, *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México, 2016, p. 37, Dirección URL: <file:///C:/Users/Miguel%20C3%81ngel/Desktop/ciudad-de-mexico-reglamento-construccion-estatal-2016.pdf>, [consulta: julio de 2017].
22. Anónimo, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, 6ª edición, Ed. Trillas, México, 2011, p. 127.
23. Meli Piralla Roberto, *Comentarios al Título Sexto “Seguridad Estructural de las Construcciones” del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Series del Instituto de Ingeniería, No. ES – 1, diciembre 1991, p. 33.
24. Anónimo, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal – Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, 6ª edición, Ed. Trillas, México, 2011, p. 892.
25. Gómez Chávez Salvador Ismael, *Análisis sísmico moderno con ética aplicada*, Ed. Trillas, México, 2007, p. 117.
26. Anónimo, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, 6ª edición, Ed. Trillas, México, 2011, pp. 126 - 127.

Capítulo V Conclusiones

27. Meli Piralla Roberto, *Comentarios al Título Sexto “Seguridad Estructural de las Construcciones” del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. ES – 1, 1991, p. 13.
28. Anónimo, *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Órgano de Difusión del Gobierno de la Ciudad de México, 2016, p. 32, Dirección URL: <file:///C:/Users/Miguel%20C3%81ngel/Desktop/ciudad-de-mexico-reglamento-construccion-estatal-2016.pdf>, [consulta: julio de 2017].

Apéndice A. Análisis por acciones del viento

29. Anónimo, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal – Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento*, 6ª edición, Ed. Trillas, México, 2011, pp. 861 – 886.
30. *Ibíd.*, p. 864.

Apéndice B. Excentricidad de Entrepiso

31. Escobar Sánchez José Alberto, Margo Cisneros Alberto y Gómez Martínez Roberto, *Evaluación de criterios de diseño por torsión sísmica estática para edificios de varios pisos*, Revista de Ingeniería Sísmica, 2004, No. 71, pp. 65 – 67, Dirección URL: <http://www.redalyc.org/pdf/618/61807103.pdf>, [consulta: enero de 2017].
32. Chípol F. Andrés y García Domínguez Octavio, *Variación espacial del centro de torsión utilizando modelos de flexión para edificios de varios niveles con asimetría en planta y elevación*, p. 7, Dirección URL: http://www.smie.org.mx/SMIE_Articulos/co/co_11/65.PDF, [consulta: enero de 2017].
33. Cheung. V. W. y W. K. Tso, *Eccentricity in irregular multistory buildings*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 13, No. 1, pp. 46 – 52, 1986.
34. García Domínguez Octavio, *Análisis Sísmico Estático de Edificios Asimétricos*, p. 5.

Apéndice C. Condiciones de Regularidad

35. Anónimo, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal – Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*, 6ª edición, Ed. Trillas, México, 2011, pp. 899 - 900.
36. Tena Colunga Arturo, *Análisis de estructuras con métodos matriciales*, Ed. Limusa, México, 2007, p. 96.

Apéndice D. Análisis Sísmicos

37. Wakabayashi Minoru y Martínez Romero Enrique, *Diseño de Estructuras Sismorresistentes*, México, Mc. Graw Hill, 1988, p. 217.
38. Anónimo, *STAAD.PRO 2007 Technical Reference Manual Section 1.18.3 Dynamic Analysis*, Bentley Systems, 2007, pp. 104 – 105.
39. Zárate Gonzalo, Gustavo Ayala A. y García Domínguez Octavio, *Método Sísmico Estático para Edificios Asimétricos: revisión de enfoques*, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 69, 2003, pp. 39 – 40.
40. Escobar Sánchez José Alberto, Magno Cisneros Carlo y Gómez Martínez Roberto, *Evaluación de criterios de diseño por torsión sísmica estática para edificios de varios pisos*, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 71, 2004, p. 64.

Apéndice E. Cálculo de las cuantías de acero de refuerzo

41. R. Park y T. Paulay, *Estructuras de concreto reforzado*, Ed. Limusa, México, 1996, pp. 51 – 57.
42. Anónimo, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal – Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, 6ª edición, Ed. Trillas, México, 2011, pp. 400 – 407.
43. Meli Piralla Roberto y Rodríguez R. Mario E., *Gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado*, Instituto de Ingeniería, UNAM, p. 12.

VI.2. Bibliografía

Libros

1. Bazán Zurita Enrique, Meli Piralla Roberto, *Diseño sísmico de edificios*, Ed. Limusa, México, 2014, 320 pp.
2. Magdaleno Carlo, *Análisis sísmico modal*, Instituto Politécnico Nacional, 150 pp.
3. Parker Harry, *Diseño simplificado de concreto reforzado*, Ed. Limusa Wiley, México, 2014, 352 pp.
4. Pérez Gavilán Juan José, *Análisis de Estructuras de Mampostería*, Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural A.C., México, 2015, 124 pp.
5. Quiroz Torres Luis, *Análisis y diseño de estructuras con SAP 2000 v.15*, Ed. Macro, Perú, 2015, 475 pp.
6. Rosenblueth Emilio, K. Chopra Anil, Esteva Luis, *Diseño de estructuras resistentes a sismos*, Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto A.C., México, 1982, 420 pp.

Tesis

7. Fernández Silva Julio César, *Evaluación técnica de la seguridad estructural de un edificio de concreto reforzado, diseñado y construido durante los años 60's, en la zona del Pedregal de la Ciudad de México*, Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2013, 88 pp.
8. Gallardo Contreras Miguel, *Cimentaciones en roca*, Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2012, 197 pp.
9. Garduño Chávez Josué, *Estudios sobre la estabilidad y seguridad estructural, en las condiciones actuales, del edificio Museo Universitario del Chopo*, Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2008, 109 pp.
10. González Barriga Miguel Ángel, *Estudios de estabilidad estructural del cubo de elevadores, de una torre escolar de diez niveles, ubicado en la zona del Pedregal de la Ciudad de México*, Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2014, 84 pp.
11. Torres Gómez José Ángel, *Dictamen técnico de seguridad estructural de un edificio de laboratorios, con cubierta sobre estructura metálica, dos niveles, superficie de 3,700 m², diseñado y construido entre los años 1967 y 1969, en la zona del Pedregal de la Ciudad de México*, Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2013, 96 pp.
12. Zumaya Mora Miguel Ángel, *Dictamen técnico de seguridad estructural de un edificio escolar de concreto reforzado, seis niveles, superficie de 4,310 m². Diseñado y construido entre los años 1952 y 1954, en la zona del Pedregal de la Ciudad de México*, Tesis de Licenciatura en Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2011, 140 pp.

Artículos académicos

13. Díaz Canales Manuel, *Apuntes de mecánica de materiales III, estabilidad de elementos estructurales*, División de Ingeniería Civil Topográfica y Geodésica, Departamento de Estructuras, Facultad de Ingeniería, UNAM, 1987, 348 pp.

Artículos académicos en línea

14. Escobar S. Alberto José, Mendoza S. Antonio y Gómez M. Roberto, *Diseño simplificado por torsión sísmica estática*, Revista de ingeniería Sísmica, 2004, No. 70, pp. 77 – 107, Dirección URL: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61807004>, [consulta: junio de 2017].
15. Loera Pizarro Santiago, Comentarios sobre el diseño estructural, Instituto de Ingeniería, UNAM, SD53, 2011, 24 pp., Dirección URL: <http://aplicaciones.iingen.unam.mx/consultasspii/DetallePublicacion.aspx?id=4888>, [consulta: junio de 2017].
16. Orozco Narváez Vicente y Reinoso Angulo Eduardo, *Revisión a 50 años de los daños ocasionados en la Ciudad de México por el sismo del 28 de julio de 1957 con ayuda de investigaciones recientes y sistemas de información geográfica*, Revista de Ingeniería Sísmica, No. 76, 2007, pp. 61 – 87, Dirección URL: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61807604>, [consulta: junio de 2017].
17. R. Rodríguez Mario Emiliano, *Una revisión crítica de la práctica de diseño por sismo de estructuras en México*, Revista de Ingeniería Sísmica, 2016, No. 94, pp. 27 – 48, Dirección URL: <http://www.scielo.org.mx/pdf/ris/n94/0185-092X-ris-94-00027.pdf>, [consulta: junio de 2017].
18. R. Rodríguez M. Emiliano e I. Restrepo José, *Práctica y diseño sísmico de edificios en México – cambios necesarios*, Revista de Ingeniería Sísmica, 2012, No. 86, pp. 89 – 118, Dirección URL: <http://www.scielo.org.mx/pdf/ris/n86/n86a4.pdf>, [consulta: junio de 2017].

VII. APÉNDICES

APÉNDICE A. Análisis por acción del viento

Para calcular las fuerzas laterales debidas a las acciones del viento, se tomaron los criterios generales de la Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Viento (NTCDV, 2011, pp. 861 - 886), que se muestran a continuación.

A.1. Clasificación de la estructura

La estructura está dentro del grupo A (ver sección II.5), además, se clasifica como Tipo I: “estructuras poco sensibles a las ráfagas y a los efectos dinámicos de viento. Incluye las construcciones cerradas techadas con sistemas de cubierta rígidos” (Ibíd., p. 864).

A.2. Velocidad de diseño

La velocidad de diseño queda definida por la ecuación A.1.

$$V_D = F_{TR} \times F_\alpha \times V_R \tag{A.1}$$

donde:

F_{TR} = Factor correctivo que toma en cuenta las condiciones locales relativas a la topografía y a la rugosidad del terreno en los alrededores del sitio de desplante.

F_α = Factor que toma en cuenta la variación de la velocidad con la altura.

V_R = Velocidad regional según la zona que le corresponde al sitio en donde se construirá la estructura.

A.3. Velocidad regional

Los valores de la velocidad regional se obtuvieron de la siguiente tabla.

Tabla A.1. Velocidades regionales, V_R , según la importancia de la construcción y la zonificación eólica, en m/seg

		Importancia de la construcción	A	B	Temporal
		Periodo de retorno, años	200	50	10
Zonas por Delegaciones	Álvaro Obregón, Azcapotzalco, Benito Juárez, Coyoacán, Cuauhtémoc, Gustavo A. Madero, Iztacalco, Iztapalapa, Miguel Hidalgo y Venustiano Carranza.		39	36	31
	Cuajimalpa, Magdalena Contreras, Milpa Alta, Tlalpan y Xochimilco.		35	32	28

Puesto que el edificio está dentro del grupo A y se ubica en la Delegación Coyoacán, se tomó un valor de 39 m/seg.

A.4. Variación con la altura

El factor F_α establece la variación de la velocidad del viento con respecto a la altura, z , y se obtiene de la siguiente manera:

$$\begin{aligned}
 F_\alpha &= 1.0 & \text{si } z \leq 10 \text{ m} \\
 F_\alpha &= \left(\frac{z}{10}\right)^\alpha & \text{si } 10 \text{ m} < z < \delta \\
 F_\alpha &= \left(\frac{\delta}{10}\right)^\alpha & \text{si } z \geq \delta
 \end{aligned}
 \tag{A.2}$$

donde:

- δ = Altura gradiente, en metros, medida a partir del nivel del terreno de desplante, por encima de la cual la variación de la velocidad del viento no es importante y se puede suponer constante, en metros.
- α = Exponente que determina la forma de la variación de la velocidad del viento con la altura.

Ambos coeficientes están en función de la rugosidad del terreno; sus valores se indican en la siguiente tabla.

Tabla A.2. Rugosidad del terreno

Tipo	Tipos de terreno	α	δ (m)
R1	Escasas o nulas obstrucciones al flujo de viento, como en campo abierto	0.099	245
R2	Terreno plano y ondulado con pocas obstrucciones	0.128	315
R3	Zona típica urbana y suburbana. El sitio está rodeado predominantemente por construcciones de mediana y baja altura o por áreas arboladas y no se cumplen las condiciones del Tipo R4.	0.156	390
R4	Zona de gran densidad de edificios altos. Por lo menos la mitad de las edificaciones que se encuentran en un radio de 500 metros alrededor de la estructura en estudio tiene altura superior a 20 metros	0.170	455

Dado que la estructura está rodeada por construcciones de baja altura y por áreas arboladas, el tipo de terreno es R3. Por lo cual se tomaron los valores de éste.

A.5. Factor correctivo por topografía y rugosidad

El factor F_{TR} , toma en cuenta el efecto topográfico local del sitio en donde se desplante la estructura y a su vez la variación de la rugosidad de los alrededores del sitio, (ver tabla A.3).

Tabla A.3. Factor de topografía y rugosidad del terreno, F_{TR}

Sitio	Periodo de retorno, años	Rugosidad de terrenos en alrededores		
		Terreno tipo		
		R2	R3	R4
T1	Base protegida de promontorios y faldas de serranías del lado de sotavento	0.80	0.70	0.66
T2	Valles cerrados	0.90	0.79	0.74
T3	Terreno prácticamente plano, campo abierto, ausencia de cambios topográficos importantes, con pendientes menores de 5%	1.00	0.88	0.82
T4	Terrenos inclinados con pendientes entre 5 y 10%	1.10	0.97	0.90
T5	Cimas de promontorios, colinas o montañas, terrenos con pendientes mayores de 10%, cañadas o valles	1.20	1.06	0.98

Por el hecho de que, la estructura ésta desplantada en un terreno plano con ausencia de cambios topográficos, se clasificó en un sitio T3, en consecuencia, el factor de topografía y rugosidad es de 0.88.

A.6. Determinación de la presión de diseño

La presión que ejerce el flujo del viento sobre una construcción determinada se obtiene tomando en cuenta su forma y está dada por la expresión A.3.

$$p_z = 0.048 \times C_p \times V_D^2 \quad (A.3)$$

donde:

p_z = Presión de diseño en kgf/m².

C_p = Coeficiente local de presión, que depende de la forma de la estructura. Tiene un valor de 0.80.

V_D = Velocidad de diseño a la altura z , en m/seg.

A.7. Fuerzas producidas por el viento

Las fuerzas producidas por el viento, en cada i – ésimo nivel, se calcularon con la siguiente ecuación.

$$F_v = p_z \times A \quad (\text{A.4})$$

donde:

A = Área sobre la que actúa la presión del viento (se considera la fachada norte, con la mayor superficie de contacto).

Tabla A.4. Fuerzas laterales por acción del viento, en la fachada norte

Nivel	z (m)	F_α	V_D (m/s)	p_z (kgf/m ²)	Superficie de contacto			F_{i_v} (tonf)	V_{i_v} (tonf)
					h (m)	b (m)	Área (m ²)		
AZ	14.15	1.06	36.23	50.40	2.95	51.40	151.63	7.64	7.64
N3	10.55	1.01	34.61	45.99	3.60	51.40	185.04	8.51	16.15
N2	6.95	1.00	34.32	45.23	3.60	51.40	185.04	8.37	24.52
N1	3.125	1.00	34.32	45.23	3.80	64.80	246.24	11.14	35.66

Resultando un cortante basal, debida a la acción del viento, de 35.66 tonf.

APÉNDICE B. Cálculo de la excentricidad de entrepiso

La excentricidad estructural de entrepiso o excentricidad estática, e_s , para cada una de las direcciones ortogonales X y Z , “es la distancia entre el Centro de Cortante, CC , y el Centro de Rigideces, CR ” (Escobar Sánchez José Alberto, 2004, pp. 65 – 67), esto es:

$$\begin{aligned} e_{sxj} &= X_{CCj} - X_{CRj} \\ e_{szj} &= Z_{CCj} - Z_{CRj} \end{aligned} \quad (B.1)$$

Para localizar las coordenadas del centro de cortante (X_{CC}, Z_{CC}) del j - ésimo entrepiso, se utiliza la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} X_{CCj} &= \frac{\sum Fz_i X_{CMj}}{Vz_j} \\ Z_{CCj} &= \frac{\sum Fx_i Z_{CMj}}{Vx_j} \end{aligned} \quad (B.2)$$

donde:

Fx_i y Fz_i = Fuerzas laterales aplicadas en las coordenadas (X_{CMj}, Z_{CMj}).

CM = Centro de masas “cuya proyección coincide con el Centro Geométrico, CG , de los niveles”. (Chípol F. Adrés y García D. Octavio, p. 7).

Vx_j y Vz_j = Cortantes del entrepiso j , en las direcciones X y Z , respectivamente.

Mientras que las coordenadas del centro de rigidez de entrepiso (X_{CR}, Z_{CR}) se calculan con las siguientes fórmulas:

$$\begin{aligned} X_{CRj} &= \frac{\sum (V_{dzi} X_i)}{Vz_j} \\ Z_{CRj} &= \frac{\sum (V_{dxi} Z_i)}{Vx_j} \end{aligned} \quad (B.3)$$

donde:

V_{dxi} y V_{dzi} = Cortantes directos del i – ésimo elemento resistente.

X_i y Z_i = Son sus coordenadas respecto a un punto de referencia, ver imagen B.1, en las direcciones X y Z en el entrepiso j .

Las expresiones utilizadas derivan de las definiciones del Centro de Rigideces y del Centro de Cortante. El CR de un entrepiso, para un edificio con marcos ortogonales, es el conjunto de puntos en el que la aplicación de cargas laterales no causa rotación de ningún nivel, pero si provoca traslación (Cheung. V. W., 1986, pp. 46 - 52), asimismo, el CC es un punto por donde pasa la fuerza cortante sísmica en el entrepiso (García D. Octavio, p.5).

De modo que para evaluar la excentricidad estática de la estructura, se procedió a calcular, primeramente, las fuerzas sísmicas laterales F_i y los cortantes de entrepiso V_j utilizando el Análisis Sísmico Estático Equivalente, ASEE.

Utilizando la expresión D.1 del Apéndice D y considerando las siguientes características de diseño sísmico:

- Factor de comportamiento sísmico, $Q = 2$.
- Condición de regularidad, $C.R. = 0.80$.
- Factor de reducción, $Q' = 1.60$.
- Coeficiente sísmico, $c = 0.16$.

Se obtiene la siguiente tabla.

Tabla B.1. Distribución de Fuerzas Laterales y Cortantes de Entrepiso

Nivel	hi (m)	Wi (tonf)	Wihi (tonf m)	Fi (tonf)	Vi (tonf)
AZ	14.15	510.92	7,229.56	111.74	111.74
N3	10.55	665.68	7,022.90	108.55	220.29
N2	6.95	724.21	5,033.26	77.79	298.08
N1	3.13	2,088.95	6,527.97	100.90	398.98

En segundo lugar se aplican las fuerzas calculadas, F_i , en las coordenadas del centro geométrico de cada uno de los niveles, impidiendo los giros de las losas alrededor del eje vertical. De ahí que se obtienen los cortantes de cada i ésimo elemento resistente.

Posteriormente se calculan las coordenadas del CC de cada uno de los entrepisos, utilizando la ecuación B.2. El procedimiento para ambas direcciones del análisis se muestra a continuación:

Cálculo del Centro de Cortante, dirección en X

$$X_{CC(N3-AZ)} = \frac{111.74(8.84)}{111.74} = 8.84 m$$

$$X_{CC(N2-N3)} = \frac{111.74(8.84) + 108.55(8.84)}{220.29} = 8.84 m$$

$$X_{CC(N1-N2)} = \frac{111.74(8.84) + 108.55(8.84) + 77.79(8.84)}{298.08} = 8.84 m$$

$$X_{CC(PB-N1)} = \frac{111.74(8.84) + 108.55(8.84) + 77.79(8.84) + 100.90(11.28)}{398.98} = 9.46$$

Cálculo del Centro de Cortante, dirección en Z

$$Z_{CC(N3-AZ)} = \frac{111.74(37.64)}{111.74} = 37.64 m$$

$$Z_{CC(N2-N3)} = \frac{111.74(37.64) + 108.55(37.64)}{220.29} = 37.64 m$$

$$Z_{CC(N1-N2)} = \frac{111.74(37.64) + 108.55(37.64) + 77.79(37.64)}{298.08} = 37.64 m$$

$$Z_{CC(PB-N1)} = \frac{111.74(37.64) + 108.55(37.64) + 77.79(37.64) + 100.90(33.21)}{398.98} = 36.52 m$$

Después, se calculan las coordenadas del *CR* de cada uno de los entrepisos utilizando la ecuación B.3 y con apoyo en la figura B.1. Las operaciones se indican a continuación:

Cálculo del Centro de Rigideces, dirección en X

$$X_{CR(N3-AZ)} = \frac{5.4(7.98 \times 7) + 13.5(7.98 \times 7)}{111.74} = 9.45m$$

$$X_{CR(N2-N3)} = \frac{5.4(15.74 \times 7) + 13.5(15.74 \times 7)}{220.29} = 9.45m$$

$$X_{CR(N1-N2)} = \frac{5.4(21.29 \times 7) + 13.5(21.29 \times 7)}{298.08} = 9.45m$$

$$X_{CR(PB-N1)} = \frac{5.4(7.25 + 20.24 \times 8) + 13.5(7.25 + 20.24 \times 8) + 21.6(20.24 \times 3)}{398.98} = 11.30m$$

Cálculo del Centro de Rigideces, dirección en Z

$$Z_{CR(N3-AZ)} = \frac{2 \times 7.98(13.50 + 21.60 + 29.70 + 37.80 + 45.90 + 54.00 + 62.10)}{111.74} = 37.80m$$

$$Z_{CR(N2-N3)} = \frac{2 \times 15.74(13.50 + 21.60 + 29.70 + 37.80 + 45.90 + 54.00 + 62.10)}{220.29} = 37.80m$$

$$Z_{CR(N1-N2)} = \frac{2 \times 21.29(13.50 + 21.60 + 29.70 + 37.80 + 45.90 + 54.00 + 62.10)}{298.08} = 37.80m$$

$$Z_{CR(PB-N1)} = \frac{2 \times [8.95(2.97) + 20.06(5.40 + 13.50 + 21.60 + 29.70 + 37.80 + 45.90 + 54.00 + 62.10)] + 20.06(29.70 + 37.80 + 45.90)}{398.98}$$

$$Z_{CR(PB-N1)} = 32.98m$$

Finalmente, se calcula la excentricidad estática de entrepiso, e_s , con la expresión B.1.

$$e_{SX(N3-AZ)} = 8.84 - 9.45 = -0.61m \quad e_{SZ(N3-AZ)} = 37.64 - 37.80 = -0.16m$$

$$e_{SX(N2-N3)} = 8.84 - 9.45 = -0.61m \quad e_{SZ(N2-N3)} = 37.64 - 37.80 = -0.16m$$

$$e_{SX(N1-N2)} = 8.84 - 9.45 = -0.61m \quad e_{SZ(N1-N2)} = 37.64 - 37.80 = -0.16m$$

$$e_{SX(PB-N1)} = 9.47 - 11.30 = -1.84m \quad e_{SZ(PB-N1)} = 36.49 - 32.98 = 3.54m$$

Los resultados se presentan en la siguiente Tabla.

Tabla B.2. Coordenadas del CM, CC, CR y valores de la Excentricidad Estática, e_s

Entrepiso	X_{CM} (m)	Z_{CM} (m)	X_{CC} (m)	Z_{CC} (m)	X_{CR} (m)	Z_{CR} (m)	e_{sx} (m)	e_{sz} (m)
N3 - AZ	8.84	37.64	8.84	37.64	9.45	37.80	-0.61	-0.16
N2 - N3	8.84	37.64	8.84	37.64	9.45	37.80	-0.61	-0.16
N1 - N2	8.84	37.64	8.84	37.64	9.45	37.80	-0.61	-0.16
PB - N1	11.28	33.21	9.46	36.52	11.30	32.98	-1.84	3.54

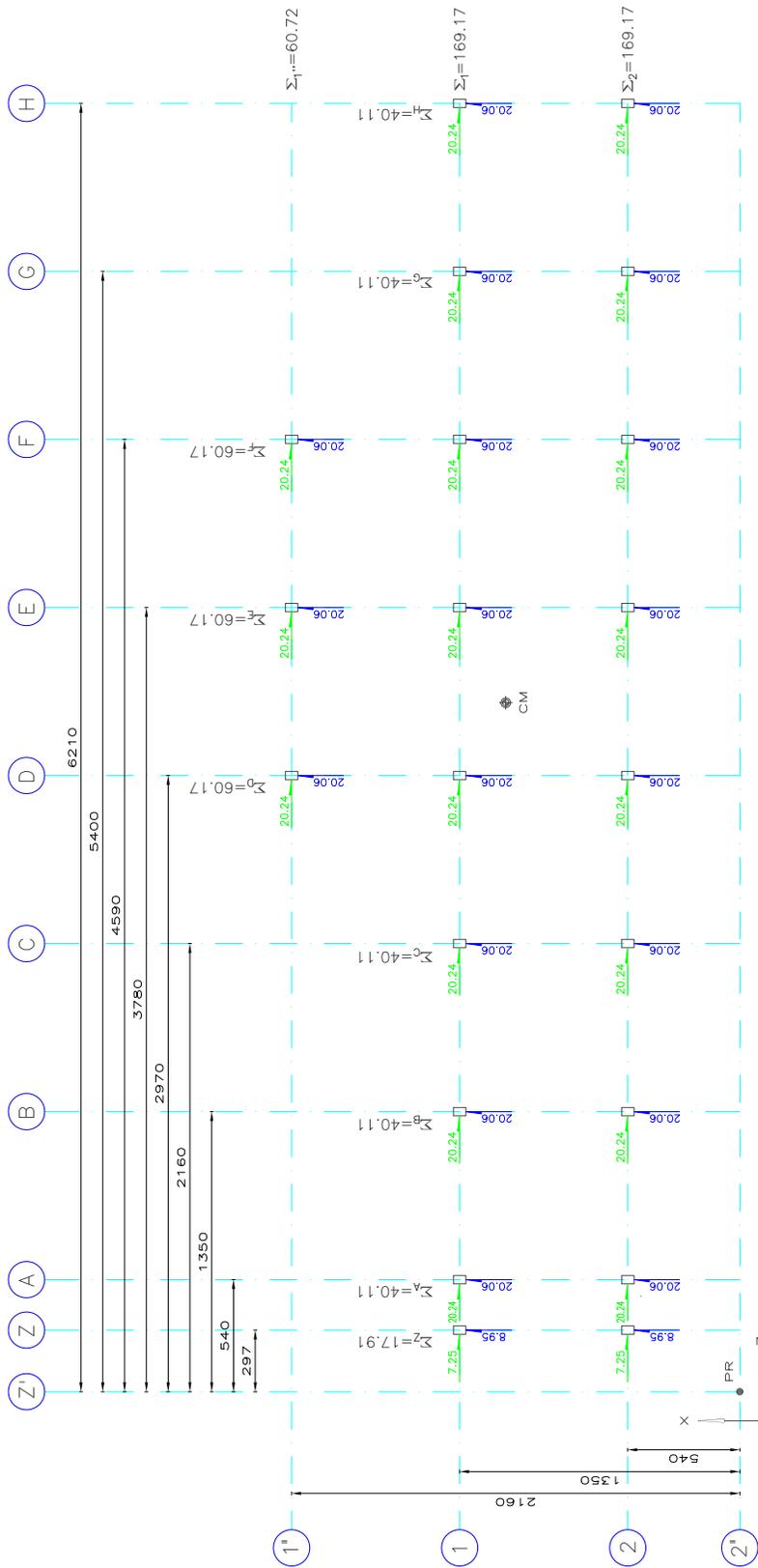


FIG. B.1 DISTRIBUCIÓN DE CORTANTES EN EL ENTREPISO PB - N1

N O T A S

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS.
2. NIVELES EN METROS.
3. CORTANTES EN tonf.

SIMBOLOGÍA

- XX MAGNITUDES DE CORTANTES EN DIRECCIÓN X
- XX MAGNITUDES DE CORTANTES EN DIRECCIÓN Z
- PUNTO DE REFERENCIA, PR
- ⊕ CENTRO DE MASAS, CM
- ΣXX SUMA DE CORTANTES EN EL EJE i


 Tesis Profesional:
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO
 Presenta: **MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ**
 Director de Tesis: **ING. JOSUE GARDUÑO CHAVEZ**
 Comité: **AFÉNDICE B** (Código: **1.350**)
 Título: **DISTRIBUCIÓN DE CORTANTES** (Fecha: **MAR 2017**)

APÉNDICE C. Revisión de las condiciones de regularidad

Con base en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, sección 6 Condiciones de Regularidad (NTCDS, 2011, pp. 899 – 900), para que una estructura pueda considerarse regular debe satisfacer los siguientes requisitos:

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

Esta estructura no cumple este primer requisito, porque en la PB existe un saliente entre los ejes D y F, como se aprecia en la figura 2.33, del Capítulo II.

2. La relación de su altura, H , a la dimensión menor de su base, b , no excede de 2.5.

$$H = 14.35 m; \quad b = 18.90 m$$

$$\frac{H}{b} = \frac{14.35 m}{18.90 m} = 0.76 < 2.5 \quad (\text{C.1})$$

Sí cumple este requisito; puesto que satisface la desigualdad C.1.

3. La relación de largo, L , a ancho de la base, B , no excede de 2.5.

$$L = 64.80 m; \quad B = 27.00 m$$

$$\frac{L}{B} = \frac{64.80 m}{27.00 m} = 2.40 < 2.5 \quad (\text{C.2})$$

Cumple este requisito.

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

$$\text{Saliente} = 8.10 m$$

$$\frac{\text{Saliente}}{B} = \frac{8.10 m}{27.00 m} = 0.30 \quad 30\% > 20\% \quad (\text{C.3})$$

No cumple este requisito, ya que el saliente excede el 20% de la dimensión de la planta.

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

Cumple, dado que en todos los niveles existe una losa de concreto reforzado que funciona como un diafragma rígido.

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

Cumple, debido a que la única abertura existente se ubica en la PB y ésta no excede el 20% del área total de la losa, ver figura 2.3.

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

En consecuencia, se debe cumplir la siguiente desigualdad.

$$0.70 \times W_{i-1} < W_i < 1.10 \times W_{i-1} \quad (\text{C.4})$$

Tabla C.1. Peso de cada nivel de la estructura

Nivel	W_T (tonf)	110% W_T (tonf)	70% W_T (tonf)
AZ	511	562	358
N3	666	732	466
N2	724	797	507
N1	2,089	2,298	1,462

Con la información proporcionada en la tabla C.1, se comprobó la desigualdad C.4, donde se eximen los niveles AZ y N1; el resultado se muestra a continuación.

$$N3: 507 < 666 < 797$$

$$N2: 1,462 \not< 724 < 2,298$$

En consecuencia, no cumple la desigualdad en el N2.

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

Por lo que se debe satisfacer la siguiente condición:

$$0.70 \times A_{i-1} < A_i < 1.10 \times A_{i-1} \quad (\text{C.5})$$

Tabla C.2. Área delimitada, AD, de cada nivel

Nivel	Área delimitada (m ²)	110% AD (m ²)	70% AD (m ²)
AZ	426.30	468.93	298.41
N3	426.30	468.93	298.41
N2	426.30	468.93	298.41
N1	649.79	714.77	454.85

Con la información proporcionada en la tabla C.2, se comprobó la desigualdad C.5, donde se eximen los niveles AZ y N1; el resultado se muestra a continuación.

$$N3: 298.41 < 426.30 < 468.93$$

$$N2: 454.85 \not< 426.30 < 714.77$$

De manera que no cumple la desigualdad en el N2.

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

Se cumple este requisito; puesto que las columnas en la PB y en los niveles tipo están restringidos en dos direcciones, ver figuras 2.33 a 2.36.

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

Con respecto a la rigidez de entrepiso; primero se calculó la rigidez lateral, K_L , “la cual restringe los desplazamientos laterales debidos a fuerzas laterales” (Tena Colunga Arturo, 2007, p. 96), de los entrepisos con la siguiente ecuación:

$$K_L = \frac{12EI}{L^3} \tag{C.6}$$

donde:

E_C = Módulo de elasticidad igual a 234,265 kgf / cm², ver sección III.3.

I_x y I_z = Momentos de inercia de la sección transversal de las columnas, en las direcciones X y Z, respectivamente.

L = Altura de las columnas en centímetros.

La revisión de esta condición consistió en calcular el momento de inercia, I , en las direcciones X y Z. Después, obtener la rigidez lateral de cada columna empleando la ecuación C.6 y finalmente sumar las rigideces de entrepiso de las columnas que se muestran en la tabla C.3.

Tabla C.3. Rigidez lateral de entrepiso

Entrepiso	K_L (tonf/m)		$0.5^* K_i$ (tonf/m)		$1.5^* K_i$ (tonf/m)	
	K_x	K_z	K_x	K_z	K_x	K_z
N3 - AZ	9,490	26,361	4,745	13,180	14,235	39,541
N2 - N3	9,490	26,361	4,745	13,180	14,235	39,541
N1 - N2	22,505	50,635	11,252	25,318	33,757	75,953
PB - N1	58,080	131,773	29,040	65,886	87,119	197,659

Se procedió a comprobar si cumple la desigualdad C.7, se excluye el último entrepiso.

$$0.50K_{i-1} < K_i < 1.50K_{i-1} \tag{C.7}$$

Dirección en X

N2 – N3 : 11,252 \nless 9,490 < 33,757

N1 – N2 : 29,040 \nless 22,505 < 87,119

Dirección en Z

N2 – N3 : 25,318 < 26,361 < 75,953

N1 – N2 : 65,886 \nless 50,635 < 197,659

No cumple la desigualdad C.7, en los entrepisos N1 – N2 y N2 – N3 en la dirección en X, ni en el entrepiso N1 – N2 en la dirección en Z.

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

$$e_s < 0.10b \quad (C.8)$$

De acuerdo con el apéndice B, se muestran los valores de las excentricidades en la siguiente tabla:

Tabla C.4. Excentricidad estática de entrepiso, e_s .

Entrepiso	Excentricidad (m)		Dimensión en planta (m)			
	e_{sx}	e_{sz}	b_x	b_z	$0.10*b_x$	$0.10*b_z$
N3 - AZ	-0.61	-0.16	11.89	51.4	1.19	5.14
N2 - N3	-0.61	-0.16	11.89	51.4	1.19	5.14
N1 - N2	-0.61	-0.16	11.89	51.4	1.19	5.14
PB - N1	-1.84	3.54	21.6	65.08	2.16	6.51

Dirección en X
 N3 - AZ: $0.61 < 1.19$
 N2 - N3: $0.61 < 1.19$
 N1 - N2: $0.61 < 1.19$
 PB - N1: $1.83 < 2.16$

Dirección en Z
 N3 - AZ: $0.16 < 5.14$
 N2 - N3: $0.16 < 5.14$
 N1 - N2: $0.16 < 5.14$
 PB - N1: $3.51 < 6.51$

Se cumple la ecuación C.9 en todos los entrepisos, en la direcciones X y Z.

De la revisión de las once condiciones de regularidad, se puede constatar que cinco de ellas no cumplen los requisitos estipulados en la sección 6.4 de las NTCDS; por ese motivo, la estructura se considera fuertemente irregular y el factor de reducción, Q' , se multiplicará por 0.7.

APÉNDICE D. Análisis sísmicos

D.1. Análisis Sísmico Estático Equivalente

El Análisis Sísmico Estático Equivalente, ASEE, reemplaza la fuerza sísmica lateral por una fuerza estática horizontal equivalente, F_i , que actúa sobre la masas concentradas de cada i -ésimo nivel (Wakabayashi Minoru y Martínez Romero Enrique, 1988, p. 217). Dicha fuerza se calcula de la siguiente manera:

$$F_i = \frac{c}{Q'} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (D.1)$$

donde:

- F_i = Fuerza lateral que actúa en el i -ésimo nivel.
- W_i = Porción del peso de la estructura, localizada en el nivel i .
- h_i = Altura arriba de la base al nivel i .
- Q' = Factor de reducción de las fuerzas sísmicas.
- c = Coeficiente sísmico (meseta del espectro).

Las características de diseño empleadas en el modelo analítico se muestran en los siguientes incisos.

D.1.1. Espectro de diseño sísmico

Según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico, NTCDS, la respuesta de una estructura está dada por el espectro de aceleraciones para diseño, dividida entre la aceleración de la gravedad, que se estipula a continuación.

$$\begin{aligned} a &= a_0 + (c - a_0) \frac{T}{T_a} & T < T_a \\ a &= c & T_a \leq T \leq T_b \\ a &= \left(\frac{T_b}{T} \right)^r c & T > T_b \end{aligned} \quad (D.2)$$

donde:

- a_0 = Aceleración del terreno, que corresponde a $T=0$ seg.
- r = Exponente de la rama descendente del espectro.
- T = Periodo natural de vibración de la estructura.
- T_a, T_b = Periodos característicos de los espectros de diseño, en segundos.

En la tabla D.1, se indican los parámetros del espectro de diseño, teniendo en cuenta lo explicado en la sección II.5, del Capítulo 2.

Tabla D.1. Espectros de Diseño utilizadas en el modelo analítico

Zona	c	a_0	T_a (s)	T_b (s)	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00

Debido a que la estructura está dentro del grupo A; y de acuerdo con lo estipulado en las NTCDS, se incrementó su coeficiente sísmico en un cincuenta por ciento, como se ilustra en la figura D.1.

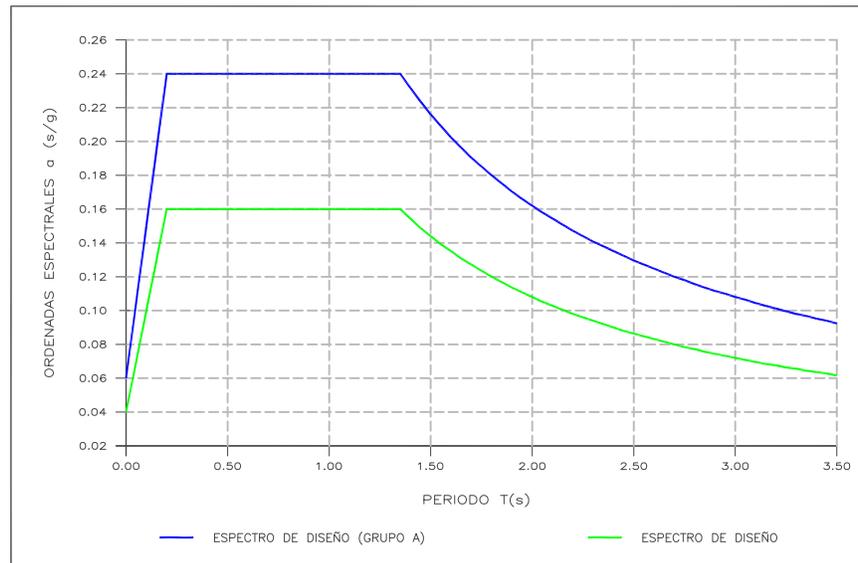


Fig. D.1. Espectro de diseño para la zona 1

D.1.2. Factor de comportamiento sísmico

Puesto que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos de concreto reforzado y que no cumple con los requisitos para ser considerados dúctiles, se utilizó un factor de comportamiento sísmico, Q , igual a dos.

D.1.3. Corrección por Irregularidad

Para el cálculo de las fuerzas sísmicas por el ASEE, se empleó un factor de reducción, Q' , que se calcula de la siguiente forma.

$$Q' = Q \times CI \tag{D.3}$$

donde:

CI = Corrección por Irregularidad igual a 0.7, ver Apéndice C.

Una vez conocidas las características de diseño y utilizando la expresión D.1, se obtienen las fuerzas sísmicas estáticas, mostradas en la siguiente tabla.

Tabla D.2. Fuerzas y Cortantes estáticos

Nivel	hi (m)	Wi (tonf)	W _i h _i (tonf m)	Fi (tonf)	V _i (tonf)
AZ	14.15	511	7,230	192	192
N3	10.55	666	7,023	186	378
N2	6.95	724	5,033	133	511
N1	3.13	2,089	6,528	173	684
Suma =		3,990	25,814		

D.2. Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral

En el Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral, ASDME, las fuerzas sísmicas laterales se estiman mediante los períodos naturales y las formas modales de los modos de vibración. Éstos, a su vez, se calcularon utilizando un software comercial (STAAD.PRO v8i, SELECT series 5).

Los datos que se introdujeron en el modelo analítico, para realizar el ASDME, son las ordenadas del espectro de diseño sísmico (ver sección D.1.1), las cargas adicionales de la estructura, W_{ad} , el momento polar de inercia y la torsión accidental. A continuación, se muestran los cálculos correspondientes de los conceptos antes mencionados.

D.2.1. Momento Polar de Inercia

El Momento Polar de Inercia, MMI , para cada masa del i -ésimo nivel, normalmente se calcula como masa por longitud al cuadrado; sin embargo, el programa STAAD.PRO divide automáticamente la carga adicional por la aceleración de la gravedad (Bentley Systems, 2007, pp. 104 - 105), por lo tanto se utilizó la siguiente ecuación para estimar el MMI .

$$MMI = W_{ad} \times \frac{(I_x + I_z)}{A} \quad (D.4)$$

donde:

- W_{ad} = Carga adicional de la estructura. Es la suma de la carga muerta, sin considerar el peso propio de la estructura, más la carga viva instantánea.
- I_x y I_z = Momentos de Inercia, en las direcciones X y Z, de cada i -ésimo nivel.
- A = Área de cada i -ésimo nivel.

De modo que los datos y resultados se muestran en la siguiente tabla.

Tabla D.3. Momento de Inercia de cada masa de la estructura

Nivel	W_{ad} (tonf)	Propiedades geométricas del nivel			$(I_x+I_z)/A$ (m ²)	MMI (tonf m s ²)
		I_x (m ⁴)	I_z (m ⁴)	A (m ²)		
AZ	237.77	7,649	127,775	611	221.78	52,734
N3	363.48	7,649	127,775	611	221.78	80,614
N2	410.22	7,649	127,775	611	221.78	90,980
N1	1008.00	67,616	452,348	1,424	365.04	367,961

Por otra parte, el ASDME no requiere de la estimación del momento de torsión de diseño, debido a que este efecto viene implícito en su análisis. A pesar de eso se tiene que estimar la torsión accidental (Zárate Gonzalo, Gustavo Ayala A. y García D. Octavio, 2003, pp. 39).

D.2.2. Torsión accidental

La torsión accidental, T_a , se origina por diversas causas, por ejemplo, a las incertidumbres en el cálculo de las masas y/o rigideces de los elementos estructurales, a los efectos de propagación de ondas sísmicas que dan un movimiento torsional al suelo y a las diferentes características de los materiales que integran a la estructura (Escobar Sánchez José Alberto, Magno Cisneros Carlo y Gómez Martínez Roberto, 2004, p. 64). Ésta se puede calcular con la siguiente ecuación:

$$T_a = 0.10 \times b \times F_{Di} \quad (D.5)$$

donde:

b = Dimensión en planta de la estructura, perpendicular a la dirección de la excitación sísmica que se analiza.

F_{Di} = Fuerza sísmica dinámica, aplicada en el i - ésimo nivel.

La fuerza lateral dinámica se obtiene estáticamente de los cortantes dinámicos de entrepiso, como se muestra a continuación.

$$F_D = V_{Dj} - V_{Dj+1} \quad (D.6)$$

donde:

V_{Dj} = Cortante dinámico de entrepiso, se calculó mediante la suma de los cortantes de los elementos resistentes, utilizando las combinaciones básicas de carga cuatro y cinco (CC04 y CC05), ver sección III.6.1.

Los resultados se muestran en la tabla D.4.

Tabla D.4. Torsión accidental

Nivel	Torsión Accidental en dirección X				Torsión Accidental en dirección Z			
	V_{X-Dj} (tonf)	F_{X-Di} (tonf)	b_z (m)	T_{a-X} (tonf m)	V_{Z-Dj} (tonf)	F_{Z-Di} (tonf)	b_x (m)	T_{a-Z} (tonf m)
AZ	206.12	206.12	51.40	1,059.47	217.20	217.20	11.89	258.25
N3	360.81	154.69	51.40	795.12	363.12	145.92	11.89	173.50
N2	484.29	123.48	51.40	634.69	490.83	127.71	11.89	151.84
N1	651.49	167.20	64.80	1,083.46	654.34	163.51	27.00	441.48

APÉNDICE E. Comparación entre el $A_{S_{req}}$ y el $A_{S_{nom}}$

Se utilizaron los postulados de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, para obtener las cuantías de acero de refuerzo requerido en dos elementos estructurales y posteriormente compararlas con el nominal o existente.

Se emplearon las hipótesis del comportamiento del acero de refuerzo y del concreto (R. Park y T. Paulay, 1996, pp. 51 – 57).

- Se desprecia la resistencia a tensión del concreto.
- Existe adherencia entre el concreto y el acero.
- Las secciones transversales permanecen planas después de aplicar la flexión o flexo compresión.
- La deformación unitaria máxima del concreto, ϵ_c , es igual a 0.003.
- El bloque de esfuerzos, a compresión, es un rectángulo equivalente en el concreto.

Por cuestiones prácticas, solamente se considera la flexión en traveses y flexocompresión biaxial en columnas.

E.1. Cálculo de las relaciones de $A_{S_{req}}/A_{S_{nom}}$, en una trabe

Se revisa la trabe rectangular T-106, localizada entre los ejes 1 y 2, con las siguientes características:

- Resistencia a la compresión del concreto, f'_c , igual a 280 kgf/cm^2 .
- Esfuerzo de fluencia del acero, F_y , igual a 4200 kgf/cm^2 .
- Ancho, b , y peralte, h , de la trabe igual a 85 centímetros.

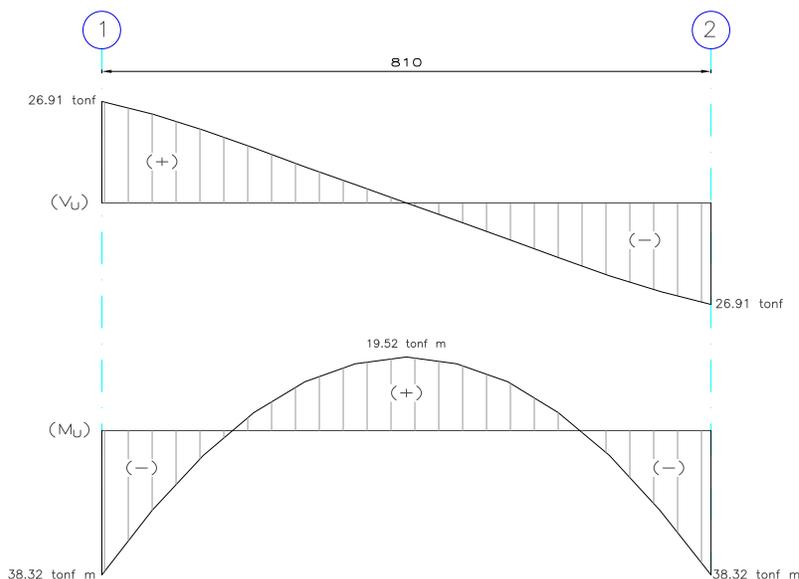


Fig. E.1. Elementos mecánicos en la trabe T-106

Se usan los elementos mecánicos de la figura E.1, los cuales fueron el resultado de los análisis empleando la combinación de carga 17, CC17, y así calcular la cuantía de acero de refuerzo necesario con los procedimientos descritos a continuación.

Momentos resistentes, M_R , a flexión

Para calcular el área de acero de refuerzo requerido en la trabe, es necesario determinar el comportamiento de la viga como simple o doblemente armada, con la siguiente desigualdad.

$$M_{Rmin} < M_U < M_{Rmax} \quad (E.1)$$

donde:

M_{Rmax} = Momento resistente máximo a flexión.

M_{Rmin} = Momento resistente mínimo a flexión.

M_U = Momento último a flexión (valor obtenido de los análisis, CC17).

Por lo que, se procede a calcular los momentos resistentes con las siguientes expresiones.

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

$$q = \frac{p \times f_y}{f_c''} \quad (E.3)$$

donde:

f_c'' = Resistencia de diseño, igual a $0.85 f_c^*$.

F_R = Factor de resistencia para flexión ante efectos de cargas verticales, igual a 0.9.

f_c^* = Resistencia nominal, igual a $0.8 f_c'$.

p = Cuantía del acero de refuerzo longitudinal a tensión, igual a A_s/bd .

Para estimar el M_{Rmin} , se procede a calcular el área mínima de acero de refuerzo con E.4.

$$A_{s,min} = bd \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} \quad (E.4)$$

donde:

d = Peralte efectivo en la dirección de flexión, es decir, $d = h - r$.

r = Recubrimiento igual a 4 centímetros, clasificación de exposición B2 (NTC-DC, 2011, pp. 400 - 407).

De modo que:

$$A_{s,min} = 85 \text{ cm} \times 81 \text{ cm} \times \frac{0.7 \sqrt{280 \text{ kgf/cm}^2}}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 19.20 \text{ cm}^2$$

La cuantía de acero de refuerzo mínimo, p_{min} , se obtiene a continuación.

$$p_{min} = \frac{A_{s,min}}{bd} = \frac{18.96 \text{ cm}^2}{85 \text{ cm} \times 81 \text{ cm}} = 0.003$$

Utilizando la expresión E.3

$$q_{min} = \frac{0.00279 \times 4200}{190.40} = 0.062$$

Por consiguiente, se puede utilizar la ecuación E.2.

$$M_{Rmin} = [0.9 \times 85 \times 81^2 \times 190.40 \times 0.0615 (1 - 0.5 \times 0.0615)] \times 10^{-5} = 56.98 \text{ tonf m}$$

Para estimar el $M_{Rmáx}$, se procede a calcular el área máxima de acero de refuerzo con E.5.

$$A_{s_{máx}} = 0.9 \left(bd \frac{f_c''}{f_y} \times \frac{6000\beta_1}{6000 + f_y} \right) \quad (E.5)$$

donde:

$$\beta_1 = 0.85$$

Utilizando las expresiones E.5 y E.3, se obtienen los siguientes resultados.

$$A_{s_{máx}} = 0.9 \left(81 \times 85 \times \frac{190.40}{4200} \times \frac{6000 \times 0.85}{6000 + 4200} \right) = 140.45 \text{ cm}^2$$

$$q_{máx} = \frac{A_{s_{máx}}}{bd} \times \frac{f_y}{f_c''} = \frac{140.45}{85 \times 81} \times \frac{4200}{190.40} = 0.45$$

Se procede a calcular el Momento resistente máximo con la ecuación E.2.

$$M_{Rmáx} = \left[0.9 \times 85 \times 81^2 \times 190.4 \times 0.45 (1 - 0.5 \times 0.45) \right] \times 10^{-5} = 333.28 \text{ tonf m}$$

Se puede calcular la viga como una trabe simplemente armada, dado que, el momento último es menor al momento resistente máximo.

Cuantía de acero requerido, $A_{s \text{ req.}}$

El área de acero de refuerzo necesario o requerido se obtiene con la siguiente expresión.

$$A_{s_{nec.}} = bd \frac{f_c''}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{F_R bd^2 f_c''}} \right) \quad (E.6)$$

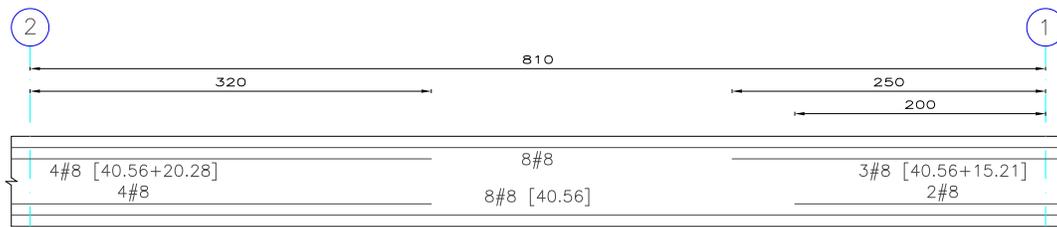
Después, se calcula el área de acero de refuerzo necesario en el centro del claro.

$$A_{s_{nec}} = 85 \times 81 \times \frac{190.4}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19.52 \times 10^5}{0.9 \times 85 \times 81^2 \times 190.4}} \right) = 6.44 \text{ cm}^2$$

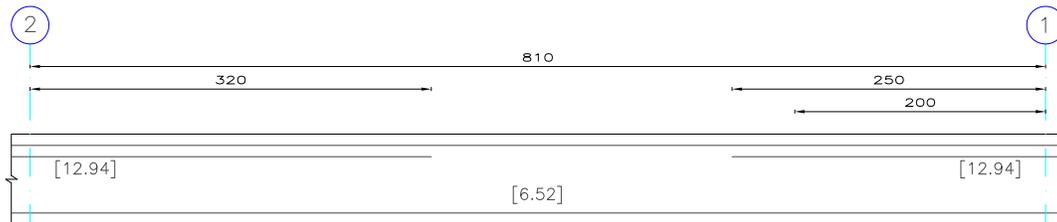
Con el mismo procedimiento, se obtiene el área de acero de refuerzo necesario, en los extremos de la trabe; momentos últimos en los extremos igual a 38.32 tonf m.

$$A_{s_{nec}} = 85 \times 81 \times \frac{190.4}{4200} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 38.32 \times 10^5}{0.9 \times 85 \times 81^2 \times 190.4}} \right) = 12.77 \text{ cm}^2$$

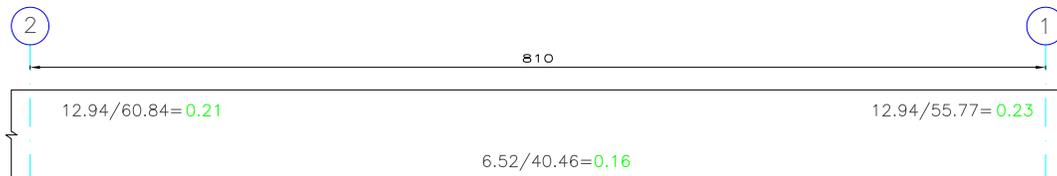
Finalmente, con el valor obtenido, se realiza el cálculo de la relación de área de acero requerido ($A_{s \text{ req}}$) contra el área de acero nominal ($A_{s \text{ nom}}$); tal y como se presenta en la figura E.2.



ACERO NOMINAL (A_n)



ACERO REQUERIDO (A_r)



RELACIÓN A_r/A_n

FIG E.2 REVISIÓN DE LA CUANTÍA DE ACERO, TRABE T-106 NIVEL 1

NOTAS

- 1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS.
- [xx] ÁREAS DE ACERO EN cm^2

RELACIONES DE ACERO

- $A_s \text{ req}/A_s \text{ nom} < 1.0$
- $0.8 \leq A_s \text{ req}/A_s \text{ nom} \leq 1.1$
- $A_s \text{ req}/A_s \text{ nom} > 1.1$

			
Tesis Profesional:			
EVALUACIÓN DE SEGURIDAD ESTRUCTURAL DE UN EDIFICIO ESCOLAR DE CONCRETO REFORZADO DE CUATRO NIVELES, DISEÑADO Y CONSTRUIDO EN LOS AÑOS SESENTA EN LA ZONA DEL PEDREGAL DE LA CIUDAD DE MÉXICO			
Presenta:			
MIGUEL ÁNGEL LÓPEZ CRUZ			
Director de Tesis:			
ING. JOSUÉ GARDUÑO CHÁVEZ			
Concepto:	Aprobó:	Archivo:	Escaló:
APÉNDICE E	J.G.Ch.	Apéndice.dwg	S/E
Dibujó:	Fecha:	Figura:	
RELACIONES DE ACERO EN T-106	MAYO 2017	E-2	

E.2. Cálculo de las relaciones de A_{sreq}/A_{snom} , en una columna

Primeramente se estima la capacidad de carga con el refuerzo longitudinal existente; después se calcula el área de refuerzo requerido, de una columna corta de sección rectangular, sujeta a flexocompresión en dos direcciones, utilizando las cargas últimas, obtenidas con la combinación de carga 22.

Se despreciaron los efectos de esbeltez, dado que, se consideró una columna corta. Además, para la revisión de las columnas, se utilizaron las hipótesis de Boris Bresler y ciertos diagramas de interacción para diseño de columnas.

Parámetros de diseño

De la siguiente figura, con coordenadas locales Z y Y , se obtienen los parámetros para el cálculo de la resistencia

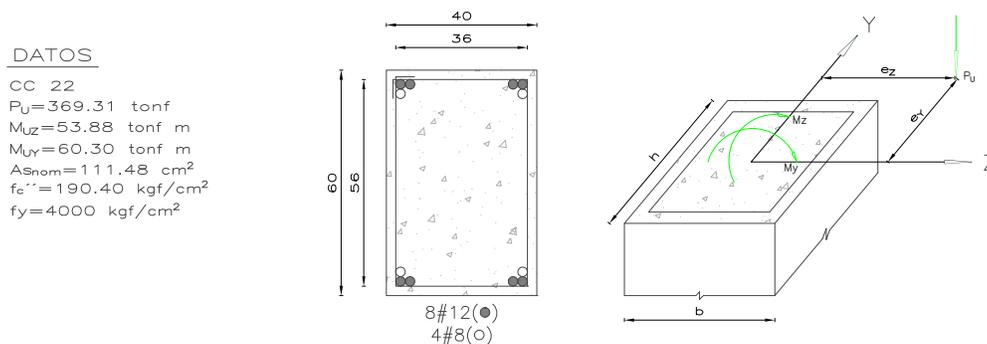


Fig. E.3. Sección de columna de concreto con flexocompresión biaxial, reforzada simétricamente

donde:

- P_U = Carga axial última.
- M_{UZ} = Momento flexionante, alrededor del eje Y .
- M_{UY} = Momento flexionante, alrededor del eje Z .
- A_{snom} = Cuantía de acero de refuerzo longitudinal.
- f_c' = Resistencia de diseño del concreto.
- f_y = Esfuerzo de fluencia.
- r = Recubrimiento, igual a 4 centímetros, clasificación de exposición B2.

Se muestran las ecuaciones del equilibrio para el refuerzo simétrico.

$$e_z = \frac{M_{uy}}{P_u}; e_y = \frac{M_{uz}}{P_u} \quad (E.7)$$

Aplicando la ecuación E.7, se obtienen los siguientes resultados.

$$e_z = 16.38 \text{ cm}; e_y = 14.59 \text{ cm}$$

Cuantía de acero de refuerzo longitudinal

Utilizando la ecuación E.3, se obtienen los siguientes datos.

$$p_{nom} = \frac{A_{s_{nom}}}{bh} = \frac{111.48}{40 \times 60} = 0.046$$

$$q_{nom} = 0.046 \times \frac{4000}{190.40} = 0.976$$

Se cumple con la siguiente desigualdad, sobre la cuantía mínima y máxima de acero de refuerzo.

$$\frac{20}{f_y} \leq p \leq 0.06 \tag{E.8}$$

Momentos adimensionales

$$\frac{R_z}{R_y} = \frac{e_z}{h} \tag{E.9}$$

$$\frac{e_z}{b} = \frac{16.33cm}{40cm} = 0.408; \frac{e_y}{h} = \frac{14.59cm}{60cm} = 0.243$$

$$\frac{R_x}{R_y} = 1.67$$

$R_x/R_y > 1.0$; R_y está asociado al menor de los momentos adimensionales, siendo el plano de este momento, perpendicular al eje Y. “Usualmente, en la práctica, b es el lado menor de la sección, sin embargo, puede ocurrir que b no coincida con el lado menor, y la sección tendrá que girarse” (Meli Piralla Roberto y Rodríguez R. Mario E., p. 12). Por ese motivo, se muestra la siguiente figura.

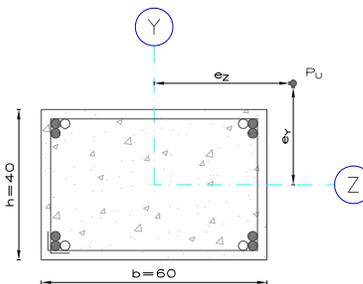


Fig. E.4. Sección de columna de concreto, girada

Calculando, de nuevo, los momentos adimensionales y utilizando la ecuación E.9.

$$\frac{e_z}{b} = \frac{16.33cm}{60cm} = 0.273; \frac{e_y}{h} = \frac{14.59cm}{40cm} = 0.243$$

$$\frac{R_x}{R_y} = \frac{0.273}{0.364} = 0.75 < 1$$

Se procede a calcular el factor de longitud efectiva de pandeo de la columna, K , en las direcciones Z y Y , utilizando la figura E.5 (el refuerzo longitudinal se encuentra en las caras extremas).

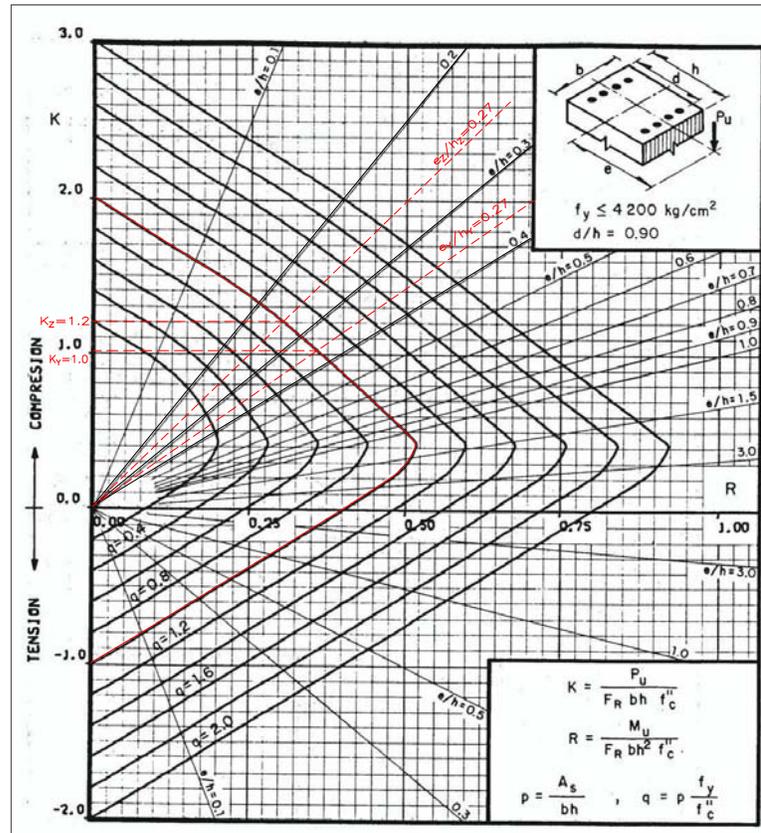


Fig. E.5. Diagrama de interacción para columnas rectangulares, varillas en los extremos

Flexión respecto al eje z

$$\frac{e_z}{h_z} = \frac{16.33\text{cm}}{60\text{cm}} = 0.27$$

$$\frac{d_z}{h_z} = \frac{56}{60} = 0.933 \approx 0.9$$

$$K_z = 1.2$$

Flexión respecto al eje y

$$\frac{e_y}{h_y} = \frac{14.59\text{cm}}{40\text{cm}} = 0.36$$

$$\frac{d_y}{h_y} = \frac{36}{40} = 0.9$$

$$K_y = 1.0$$

$$q_{nom} = 0.976$$

Se calcula la carga normal resistente de diseño aplicada con una excentricidad e_{zy} , con la siguiente expresión.

$$P_R = K [F_R b h f_c''] \tag{E.10}$$

Por consiguiente

$$P_{RZ} = 1.2 [0.7 \times 60\text{cm} \times 40\text{cm} \times 190.40\text{kfg/cm}^2] \times 10^{-3} = 383.85\text{tonf}$$

$$P_{RY} = 1.0 [0.7 \times 60\text{cm} \times 40\text{cm} \times 190.40\text{kfg/cm}^2] \times 10^{-3} = 319.87\text{tonf}$$

La carga axial resistente de diseño se obtiene con la ecuación E.11.

$$P_{RO} = F_R (f_C'' A_c + A_s f_y) \quad (\text{E.11})$$

donde:

A_c = Área, de concreto, de la columna sin la cuantía de acero de refuerzo.

Por lo tanto:

$$P_{RO} = 0.7 \left[190.4 \text{ kgf} / \text{cm}^2 (60 \text{ cm} \times 40 \text{ cm} - 111.48 \text{ cm}^2) + 111.48 \text{ cm}^2 \times 4000 \text{ kgf} / \text{cm}^2 \right] \times 10^{-3} = 617.16 \text{ tonf}$$

Se procede a calcular la carga normal resistente de diseño, con la expresión E.12.

$$P_R = \left(\frac{1}{P_{RZ}} + \frac{1}{P_{RY}} - \frac{1}{P_{RO}} \right)^{-1} \quad (\text{E.12})$$

$$P_R = \left(\frac{1}{383.85} + \frac{1}{319.87} - \frac{1}{617.16} \right)^{-1} = 243.90 \text{ tonf}$$

Es evidente que la carga normal resistente es menor que la carga última.

$$243.90 \text{ tonf} < 617.16 \text{ tonf}$$

Área de acero de refuerzo longitudinal, necesario en la columna

Se calcula el área de acero requerido para que la columna resista las acciones últimas, considerando un refuerzo longitudinal distribuido uniformemente, por lo que, se obtienen las constantes para utilizar los diagramas de interacción de las figuras E.6 y E.7.

Respecto al eje Z

$$R_z = \frac{M_{UZ}}{F_R b^2 h f_C''} = \frac{53.88 \text{ tonf m}}{0.7 \times 60^2 \times 40 \times 190.40} \times 10^5$$

$$R_z = 0.28$$

Respecto al eje Y

$$R_y = \frac{M_{UY}}{F_R b h^2 f_C''} = \frac{60.30 \text{ tonf m}}{0.7 \times 60 \times 40^2 \times 190.40} \times 10^5$$

$$R_y = 0.47$$

Debido a que la falla se produce en la zona de compresión del diagrama de interacción, siempre se utilizó un F_R igual a 0.7.

Ahora, se usa la expresión E.10.

$$K = \frac{P_U}{F_R b h f_C''} = \frac{369.31 \text{ tonf}}{0.7 \times 60 \times 40 \times 190.40} \times 10^3 = 1.15$$

Utilizando la ecuación E.9.

$$\frac{R_z}{R_y} = \frac{0.28}{0.47} \approx 0.60$$

Se tendrá que interpolar para el siguiente rango:

$$\frac{R_z}{R_y} : 0.5 - 0.6 - 1.0$$

$$\frac{R_z}{R_y} = 0.5; R_y = 0.47$$

$$q_1 = 2.36$$

$$\frac{R_z}{R_y} = 1.0; R_y = 0.47$$

$$q_3 = 3.0$$

Interpolación: $q_{nec} = 2.36 + \frac{(0.6 - 0.5)(3.0 - 2.36)}{1.0 - 0.5} \approx 2.49$

De la ecuación E.3.

$$p_{nec} = q_{nec} \frac{f_c''}{f_y} = 2.49 \times \frac{190.40 \text{ kgf/cm}^2}{4200 \text{ kgf/cm}^2} = 0.11$$

El resultado no cumple con la desigualdad E.8, no obstante, se realiza la operación para calcular la cuantía de acero de refuerzo necesario.

$$A_{s_{nec}} = p_{nec} b h = 0.11 \times 60 \times 40 \approx 264 \text{ cm}^2$$

Utilizando las relaciones de acero nominal contra requerido

$$\frac{A_{s_{req}}}{A_{s_{nom}}} = \frac{264 \text{ cm}^2}{111.48 \text{ cm}^2} = 2.37$$

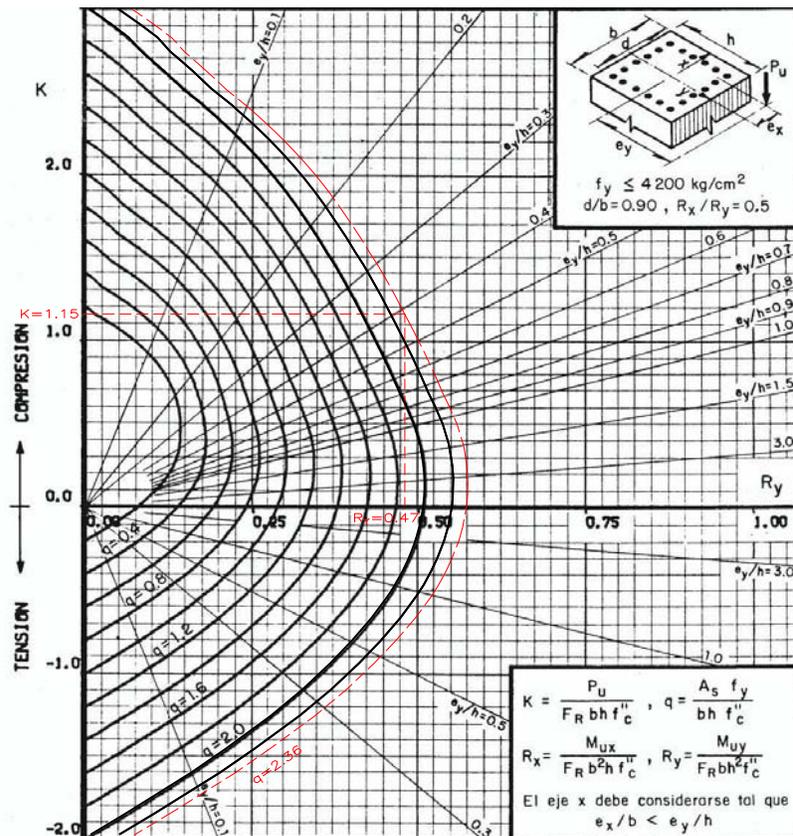


Fig. E.6. Diagrama de interacción para columnas rectangulares, $R_z/R_y = 0.5$
Refuerzo longitudinal distribuido uniformemente

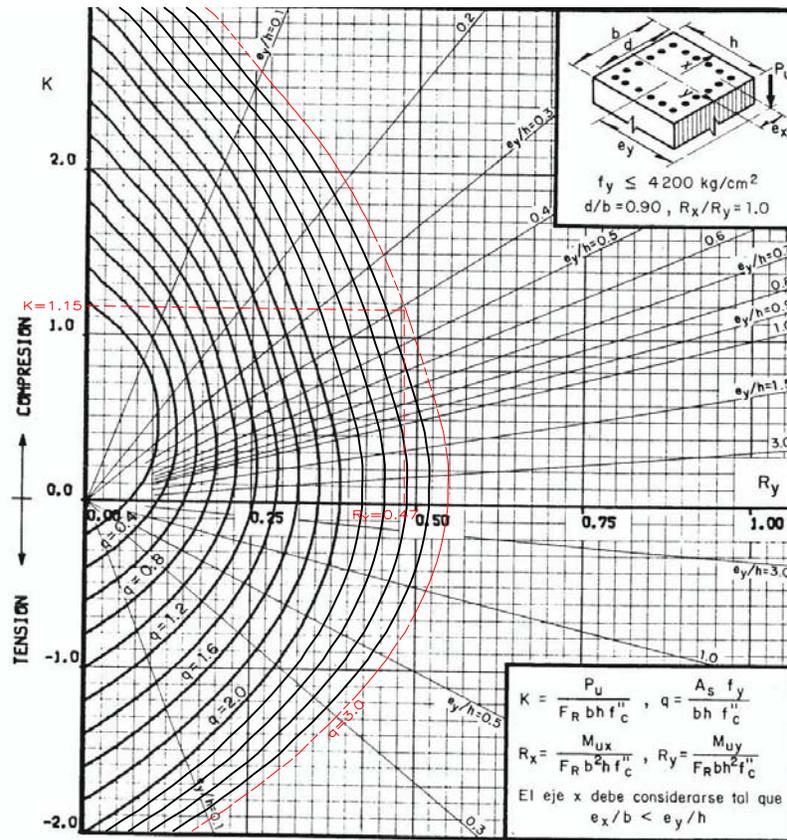


Fig. E.7. Diagrama de interacción para columnas rectangulares, $R_z/R_y = 1.0$.
 Refuerzo longitudinal distribuido uniformemente

Lista de imágenes, tablas y figuras

	Página
Capítulo I Antecedentes	
Características de las rocas ígneas cercanas al inmueble en estudio, fotografía tomada a un costado de la estructura, parte oriente.	Imagen 1.1 2
Características del edificio para las Normas de emergencia de 1957	Tabla 1.1 3
Plano arquitectónico A1: aulas en planta baja y primer piso	Imagen 1.2 4
Plano arquitectónico A2: aulas en las plantas tipo	Imagen 1.3 5
Plano estructural E1: cimentación y nivel 1	Imagen 1.4 6
Plano estructural E2: niveles 2, 3 y azotea	Imagen 1.5 7
Capítulo II Descripción General de la Estructura	
Ubicación de la Torre de Ciencias Básicas	Fig. 2.1 10
Planta arquitectónica, planta baja	Fig. 2.2 11
Planta arquitectónica, nivel 1	Fig. 2.3 12
Planta arquitectónica, nivel 2	Fig. 2.4 13
Planta arquitectónica, nivel 3	Fig. 2.5 14
Planta arquitectónica, nivel azotea	Fig. 2.6 15
Detalle del sistema de grada en salones, en niveles 1 y 2	Fig. 2.7 16
Fachada sur	Fig. 2.8 17
Fachada norte	Fig. 2.9 18
Fachada poniente	Fig. 2.10 19
Fachada oriente	Fig. 2.11 20
Secciones y armados de columnas – I	Fig. 2.12 22
Secciones y armados de columnas – II	Fig. 2.13 23
Planta estructural, ubicación de columnas (NTC +0.00)	Fig. 2.14 24
Marco eje Z	Fig. 2.15 25
Marco eje A	Fig. 2.16 25
Marco eje B	Fig. 2.17 26
Marco eje C	Fig. 2.18 27
Marco eje D	Fig. 2.19 28
Marco eje E	Fig. 2.20 29
Marco eje F	Fig. 2.21 30
Marco eje G	Fig. 2.22 31
Marco eje H	Fig. 2.23 32
Marco eje 1''	Fig. 2.24 33
Marco eje 1	Fig. 2.25 34
Marco eje 2	Fig. 2.26 35
Armado de trabe, marco eje Z	Fig. 2.27 36
Armado de trabe, marco eje A	Fig. 2.28 36
Armado de nervaduras y trabe, marco eje B	Fig. 2.29 37
Armado de nervaduras y trabe, marco eje C	Fig. 2.30 38
Armado de nervaduras y trabe, marco eje D	Fig. 2.31 39
Armado de nervaduras y trabe, marco eje E	Fig. 2.32 40
Armado de nervaduras y trabe, marco eje F	Fig. 2.33 41
Armado de nervaduras y trabe, marco eje G	Fig. 2.34 42
Armado de nervaduras y trabe, marco eje H	Fig. 2.35 43
Planta estructural, sistema de piso nivel 1 (NTC +3.60)	Fig. 2.36 44
Planta estructural, sistema de piso nivel 2 (NTC +7.20)	Fig. 2.37 45
Planta estructural, sistema de piso nivel 3 (NTC +10.80)	Fig. 2.38 46
Planta estructural, sistema de piso azotea (NTC +14.40)	Fig. 2.39 47
Planta estructural, cimentación	Fig. 2.40 48
Secciones y armados de zapatas	Fig. 2.41 49
Zonificación del D.F. para fines de diseño por sismo	Fig. 2.42 50

Capítulo III Estudios analíticos

Planta baja	Fig. 3.1	53
Planta nivel 1	Fig. 3.2	54
Planta nivel 2	Fig. 3.3	55
Planta nivel 3	Fig. 3.4	56
Planta azotea	Fig. 3.5	57
Isométrico 1	Fig. 3.6	58
Isométrico 2	Fig. 3.7	59
Isométrico 3	Fig. 3.8	60
Isométrico 4	Fig. 3.9	61
Cargas Muertas utilizadas en el modelo analítico	Tabla 3.1	63
Peso del sistema de grada por nivel	Tabla 3.2	63
Detalle de bajada de cargas en salones, niveles 1 y 2	Fig. 3.10	64
Cargas vivas de acuerdo con su destino	Tabla 3.3	65
Fuerzas y cortantes sísmicos para su comparación	Tabla 3.4	65

Capítulo IV Análisis de resultados conforme a disposiciones reglamentarias

Desplazamientos absolutos y relativos	Fig. 4.1	71
Revisión de las distorsiones de entrepiso en los marcos principales	Tabla 4.1	72
Identificación de los nudos en el marco eje Z para revisión de distorsiones de entrepiso	Fig. 4.2	74
Identificación de los nudos en el marco eje A para revisión de distorsiones de entrepiso	Fig. 4.3	74
Identificación de los nudos en el marco eje B para revisión de distorsiones de entrepiso	Fig. 4.4	75
Identificación de los nudos en el marco eje C para revisión de distorsiones de entrepiso	Fig. 4.5	76
Identificación de los nudos en el marco eje D para revisión de distorsiones de entrepiso	Fig. 4.6	77
Identificación de los nudos en el marco eje E para revisión de distorsiones de entrepiso	Fig. 4.7	78
Identificación de los nudos en el marco eje F para revisión de distorsiones de entrepiso	Fig. 4.8	79
Identificación de los nudos en el marco eje G para revisión de distorsiones de entrepiso	Fig. 4.9	80
Identificación de los nudos en el marco eje H para revisión de distorsiones de entrepiso	Fig. 4.10	81
Isométrico 5 de desplazamientos, combinación de carga No. 12	Fig. 4.11	82
Isométrico 6 de desplazamientos, combinación de carga No. 12	Fig. 4.12	83
Isométrico 7 de desplazamientos, combinación de carga No. 12	Fig. 4.13	84
Isométrico 8 de desplazamientos, combinación de carga No. 13	Fig. 4.14	85
Isométrico 9 de desplazamientos, combinación de carga No. 13	Fig. 4.15	86
Isométrico 10 de desplazamientos, combinación de carga No. 13	Fig. 4.16	87
Isométrico 11 revisión de columnas, combinación de carga No. 22	Fig. 4.17	89
Planta nivel 1, revisión de trabes principales. Combinación de carga No. 17	Fig. 4.18	90
Revisión de trabes principales en el nivel 2, combinación de carga No. 17	Fig. 4.19	91
Revisión de trabes principales en el nivel 3, combinación de carga No. 17	Fig. 4.20	92
Revisión de trabes principales en el nivel en la azotea, combinación de carga No. 17	Fig. 4.21	93

Apéndice A. Análisis por acciones del viento

Velocidades regionales, V_R , según la importancia de la construcción y la zonificación eólica en m/s	Tabla A.1	104
Rugosidad del terreno	Tabla A.2	105
Factor de topografía y rugosidad del terreno, F_{TR}	Tabla A.3	106
Fuerzas laterales por acción del viento, en la fachada norte	Tabla A.4	107

	Página
Apéndice B. Excentricidad de Entrepiso	
Distribución de fuerzas laterales y cortantes de entrepiso	Tabla B.1 109
Coordenadas del CM, CC, CR y valores de la excentricidad estática, e_s	Tabla B.2 110
Distribución de cortantes en el entrepiso PB – N1	Fig. B.1 111
Apéndice C. Condiciones de Regularidad	
Peso de cada nivel de la estructura	Tabla C.1 113
Área delimitada, AD, de cada nivel	Tabla C.2 113
Rigidez lateral de entrepiso	Tabla C.3 114
Excentricidad estática de entrepiso, e_s	Tabla C.4 115
Apéndice D. Análisis Sísmicos	
Espectros de diseño utilizadas en el modelo analítico	Tabla D.1 116
Espectro de diseño para la zona 1	Fig. D.1 117
Fuerzas y cortantes estáticos	Tabla D.2 117
Momento de inercia de cada masa de la estructura	Tabla D.3 118
Torsión accidental	Tabla D.4 119
Apéndice E. Cálculo de las cuantías de acero de refuerzo	
Elementos mecánicos en la trabe T – 106	Fig. E.1 120
Revisión de la cuantía de acero, trabe T – 106 nivel 1	Fig. E.2 123
Sección de columna de concreto con flexión biaxial, reforzada simétricamente	Fig. E.3 124
Sección de columna de concreto, girada	Fig. E.4 125
Diagrama de interacción para columnas rectangulares, varillas en los extremos	Fig. E.5 126
Diagrama de interacción para columnas rectangulares, $R_z/R_y=0.5$. Refuerzo longitudinal distribuido uniformemente	Fig. E.6 128
Diagrama de interacción para columnas rectangulares, $R_z/R_y=1.0$. Refuerzo longitudinal distribuido uniformemente	Fig. E.7 129