



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA CIMENTACIÓN
DE UN EDIFICIO VARIANDO LA PROFUNDIDAD
DE DESPLANTE.

T E S I S

PARA OBTENER EL GRADO DE

MAESTRO EN INGENIERÍA
E S T R U C T U R A S

P R E S E N T A:

JOSÉ ANGEL TORRES GÓMEZ

DIRECTOR DE TESIS

M. en I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN



CIUDAD UNIVERSITARIA 2018

COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

C O N T E N I D O

INTRODUCCIÓN.

I. ANTECEDENTES.	1
I.1 ALCANCES Y OBJETIVOS.	1
I.1.1 Alcances.	1
I.1.2. Objetivos.	1
II. ESTADO DEL ARTE.	3
II.1 BREVE RESEÑA HISTÓRICA DE LA GEOTECNIA.	3
II.2 EVOLUCIÓN DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS.	4
II.3 ANTECEDENTES DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS EN LA CIUDAD DE MÉXICO.	6
II.3.1 Efectos que Enfrentan las Cimentaciones de la Ciudad de México.	7
II.4 GEOLOGÍA Y ESTRATIGRAFÍA DEL VALLE DE MÉXICO.	8
II.4.1 Geología.	8
II.4.2 Estratigrafía.	9
II.4.2.1 Características de los Depósitos de Lago.	10
II.4.2.2 Sub-zonificación de los Depósitos de Lago.	11
II.5 MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES.	12
II.5.1 Importancia del Análisis en el Diseño de Cimentaciones.	13
II.5.2 Clasificación del Sistema Análisis/Diseño de Cimentaciones.	13
II.5.3 Elección de la Categoría Apropiaada para el Análisis de una Cimentación	14
III. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.	
III.1 BASES, CRITERIOS Y ESPECIFICACIÓN PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.	18
III.1.1 Disposiciones Reglamentarias.	18
III.1.2 Criterio de Análisis Estructural.	18
III.1.3 Información Disponible.	19
III.1.4 Localización del Inmueble.	20
III.1.5 Tipificación y Zonificación de la Edificación.	20
III. 2 ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA.	21
IV. MODELO ESTRUCTURAL.	44
IV.1 ANÁLISIS DE CARGAS.	44
IV.1.1 Carga Muerta.	44
IV.1.1.1 Peso Propio de la Estructura.	45
IV.1.1.2 Peso de los Sistemas de Piso.	45

IV.1.2 Carga Viva.	46
IV.1.2.1 Carga Viva Máxima.	46
IV.1.2.2 Carga Viva Instantánea.	47
IV.1.3 Cargas Accidentales.	47
IV.1.4 Análisis Sísmico Estático Equivalente (ASEE), Modelo A y B, RCDF04.	48
IV.1.4.1 Coeficiente Sísmico de Diseño.	48
IV.1.4.2 Fuerzas Sísmicas Estáticas Equivalentes.	48
IV.1.5 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral (ASDME), Modelo A y B, RCDF04.	49
IV.1.5.1 Modos de Vibrar, Periodos, Frecuencias y Factores de Participación.	49
IV.1.5.2 Espectro Sísmico de Diseño.	49
IV.2 MODELO ANALÍTICO.	50
IV.2.1 Propiedades Geométricas de Elementos.	50
IV.2.2 Propiedades Mecánicas de los Materiales.	51
IV.2.3 Condiciones Básicas de Carga.	51
IV.2.4 Combinaciones de Carga.	52
IV.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS MODELO A Y B.	55
IV.3.1 Revisión de Estados Límite de Servicio.	56
IV.3.2 Revisión de Estados Límite de Falla.	56
<u>V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN MODELO A Y B.</u>	78
V.1 ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.	78
V.1.1 Propuesta de Cimentación.	78
V.1.2 Análisis de Compensación.	79
V.2 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE FALLA.	80
V.2.1 Capacidad de Carga del Suelo por Resistencia al Esfuerzo Cortante.	80
V.2.2 Capacidad de Carga del Suelo por Esfuerzo Crítico.	80
V.2.3 Estabilidad de la Excavación por Flujo Plástico y por Sub-presión.	81
V.3 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.	81
V.3.1 Expansiones Elásticas.	82
V.3.2 Re-compresión a corto y largo plazo.	82
V.3.3 Compresión Neta a corto y largo plazo.	83
V.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.	85
V.4.1 Interacción Estática.	85
V.4.2 Interacción Dinámica.	85
V.4.2.1 Comportamiento del Suelo ante Sismo.	86
V.4.2.2 Estimación del Período de Balanceo del Edificio.	87
V.4.2.3 Período del Sistema Suelo-Cimentación-Estructura.	89
V.4.3 Revisión de la Capacidad de Carga del Suelo.	91
<u>VI. CONCLUSIONES.</u>	96
VI.1 RESUMEN.	96
VI.2 CONCLUSIONES.	97

<u>REFERENCIAS.</u>	99
<u>APÉNDICE A. CÁLCULO DEL PERÍODO FUNDAMENTAL DEL SUELO.</u>	102
<u>APÉNDICE B. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN MODELO A.</u>	110
B.1 Análisis de Compensación.	110
B.2 Estados Límite de Falla.	110
B.2.1 Capacidad de Carga del Suelo por Resistencia al Esfuerzo Cortante.	110
B.2.2 Capacidad de Carga del Suelo por Esfuerzo Crítico.	112
B.3 Estabilidad de la Excavación.	114
B.3.1 Estabilidad por Flujo Plástico.	114
B.3.2 Estabilidad por Sub-presión.	115
B.4 Estados Límite de Servicio.	116
B.4.1 Expansiones Elásticas.	116
B.4.2 Re-compresión a corto plazo y largo plazo.	116
B.4.3 Compresión Neta a corto plazo y largo plazo.	117
B.5 Análisis Estructural de la Cimentación.	118
B.5.1 Interacción Suelo-Estructura Estática, (ISEE).	118
B.5.1.1 Revisión de la Capacidad de Carga del Suelo.	125
B.5.2 Interacción Suelo-Estructura Dinámica, (ISED).	126
<u>APÉNDICE C. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN MODELO B.</u>	142
C.1 Análisis de Compensación.	142
C.2 Estados Límite de Falla.	142
C.2.1 Capacidad de Carga del Suelo por Resistencia al Esfuerzo Cortante.	142
C.2.2 Capacidad de Carga del Suelo por Esfuerzo Crítico.	144
C.3 Estabilidad de la Excavación.	146
C.3.1 Estabilidad por Flujo Plástico.	146
C.3.2 Estabilidad por Sub-presión.	147
C.4 Estados Límite de Servicio.	148
C.4.1 Expansiones Elásticas.	148
C.4.2 Re-compresión a corto plazo y largo plazo.	148
C.4.3 Compresión Neta a corto plazo y largo plazo.	149
C.5 Análisis Estructural de la Cimentación.	150
C.5.1 Interacción Suelo-Estructura Estática, (ISEE).	150
C.5.1.1 Revisión de la Capacidad de Carga del Suelo.	157
C.5.2 Interacción Suelo-Estructura Dinámica, (ISED).	159

INTRODUCCIÓN.

INTRODUCCIÓN.

La fragilidad de la Ciudad de México ante los fenómenos naturales como sismos ha sido manifiesta a lo largo de su historia. Por otra parte, el crecimiento de la capital ha sido enorme, principalmente en los años cincuenta del siglo pasado, lo que provocó un importante incremento de todo tipo de construcciones, principalmente en suelos que amplifican enormemente las ondas sísmicas generadas por rupturas de las placas en las costas del Pacífico.

A raíz de los sismos del 19 y 20 de septiembre de 1985, las construcciones de la Ciudad de México experimentaron fuertes efectos debido a este sismo, retomando importancia entre los habitantes y las autoridades la necesidad de conocer el estado en que se encontraban diversas edificaciones en ese momento. Posteriormente a este acontecimiento surge una serie de modificaciones con el fin de mejorar el análisis y diseño de estructuras también a su vez las cimentaciones con la única finalidad de garantizar un comportamiento adecuado ante acciones sísmicas.

Los reglamentos posteriores a 1985 tienen cambios en los requerimientos de seguridad y de servicio en los diferentes tipos de estructuras, debido a la magnitud de estos fenómenos que rebasan cualquier predicción probabilística y estadística, traen como resultado nuevos criterios técnicos que permiten tener márgenes de seguridad razonables ante eventos futuros de esta similitud.

En la actualidad, el avance tecnológico, la investigación y las experiencias acumuladas dentro de la ingeniería Estructural y de Cimentaciones han experimentado muchos cambios significativos con el propósito de vincular una relación analítica, entre el comportamiento de la estructura y el suelo, adoptando, estandarizando métodos de análisis y procedimientos de diseño en cimentaciones y estructuras. Establecidos en reglamentos y normas de construcción, fomentando que toda edificación cumpla las nuevas exigencias técnicas dentro de un margen de seguridad adecuado.

En este trabajo de tesis, se realiza un análisis para conocer el comportamiento de una cimentación ubicada en la zona lacustre del Valle de México, bajo la acción sísmica que actúa sobre esta, y a su vez induce a la superestructura fuerzas dinámicas que en ocasiones rebasan la resistencia permisible de sus elementos. Consecuentemente, el sistema de estructuración de la cimentación y la estructura portante del edificio constituyen un conjunto importante en la interacción suelo-estructura. Con lo anterior expuesto es significativo conocer el comportamiento del subsuelo ante la acción sísmica en la parte superficial donde se apoya la edificación. El trabajo de tesis lleva como título: *“Comportamiento estático y dinámico de la cimentación de un edificio variando la profundidad de desplante”*, tomando como marco de referencia el criterio desarrollado por el Dr. Leonardo Zeevaert y el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, vigente desde 2004, RCDF04, y sus normas Técnicas Complementarias, NTC's.

El **Capítulo I** presenta de manera breve los antecedentes y se establece el objetivo y alcance del presente trabajo desarrollado.

El **Capítulo II** se describe el Estado del Arte, se menciona una breve reseña histórica de la evolución de las cimentaciones partiendo de un marco general a un marco local así como un escueto resumen de los métodos de

análisis y diseño de cimentaciones en los últimos cincuenta años. Adicionalmente, se presenta una descripción geológica y estratigráfica del Valle de México.

El **Capítulo III** se indica las disposiciones reglamentarias, los criterios y las especificaciones utilizadas para analizar de la superestructura y estructura de cimentación. Se presenta la correspondiente estructuración de los modelos propuestos A y B con el objetivo de diferenciar la geometría entre ambos modelos y principalmente la profundidad entre ambas propuestas, la información disponible (Estudios de Mecánica de Suelos). Finalmente se muestra la Tipificación del edificio de acuerdo al RCDF04, presentando las plantas de localización del edificio y estructuración.

El **Capítulo IV** describe el proceso detallado de la modelación de la estructura (Modelo A y B), utilizando del programa de análisis estructural STAAD Pro versión V8i. Se muestra la modelación analítica a base de nudos, elementos barra y elementos placa que forman el conjunto total de la estructura y cimentación representado dos modelos tridimensionales. Adicionalmente se presentan las cargas y acciones consideradas. En las plantas de los modelos se muestra la topología que integra la cimentación y la estructura portante, incluyendo las propiedades geométricas de elementos y propiedades mecánicas de los materiales; las condiciones básicas de carga y las combinaciones de carga pertinentes para la revisión de los estados límite. Para finalizar este capítulo se describe de manera muy breve los aspectos relacionados con el cumplimiento de los estados límite, cabe mencionar que no es el objetivo primordial la revisión de los elementos que conforman este sistema estructural pero cumplen dentro de la normatividad vigente.

El **Capítulo V** se presenta el método desarrollado por el Dr. Leonardo Zeevaert para analizar la estabilidad de la cimentación (Estados Límite) y el comportamiento ante los efectos de sismo en ambos modelos, intervino el concepto de interacción estructura-cimentación-suelo.

Finalmente, en el **Capítulo VI** se presentan las conclusiones y recomendaciones, resultado del estudio realizado.

I. ANTECEDENTES.

I. ANTECEDENTES.

La vulnerabilidad de la Ciudad de México ante los fenómenos naturales como sismos ha sido manifiesta, ya que ha estado sujeta a sus efectos a lo largo de su historia. Las primeras descripciones históricas de sismos en México datan de la época prehispánica.

El crecimiento de la capital ha sido enorme, sobre todo a raíz de los años cincuenta del siglo pasado, lo que provocó la proliferación de todo tipo de construcciones, principalmente en suelos blandos, donde se encuentran depósitos de suelo de alta compresibilidad (zona lacustre del Valle de México), que se extienden a gran profundidad, amplificándose significativamente las ondas sísmicas. Por otro lado, uno de los problemas que sufren las edificaciones de esta región es el hundimiento regional, producto de la sobre explotación de los mantos acuíferos para el abasto de agua de sus habitantes, con resultados indeseables para inmuebles e instalaciones subterráneas.

En la actualidad, la Ingeniería Estructural y de Cimentaciones ha experimentado muchos cambios significativos. Se han llevado a cabo investigaciones de laboratorio y estudios de campo con objeto de encontrar una relación, con un grado razonablemente confiable, entre el comportamiento de la estructura y el suelo por medio de metodologías de análisis, diseño utilizadas en la práctica profesional y que han sido establecidas en las normas y reglamentos de construcción, fomentando que toda edificación sea diseñada dentro de un margen de seguridad apropiado.

Se han empleado muchas técnicas para analizar y diseñar cimentaciones en este tipo de suelos blandos. Una de las soluciones más empleadas son las cimentaciones compensadas con o sin pilotes de fricción y cimentaciones con pilotes de punta. Se elige la más conveniente de acuerdo con las características del terreno natural o estabilizado, el tipo de estructura, la magnitud de las cargas aplicadas, los lineamientos de seguridad, la economía, los procesos constructivos y el mantenimiento futuro.

I.1 ALCANCE Y OBJETIVOS.

I.1.1 Alcance.

En el presente estudio, se establece como alcance, realizar el análisis de Interacción Suelo-Estructura (métodos matriciales) utilizando las propiedades dinámicas del suelo y de la superestructura. Se crearán dos modelos numéricos representativos para analizar el comportamiento de la estructura de cimentación ante los efectos de sismo, de tal manera que en el proceso de investigación-aprendizaje se adquiera la sensibilidad adecuada para tener un criterio adecuado sobre los resultados obtenidos, cumpliendo los márgenes de seguridad que exige la normatividad.

I.1.2 Objetivos.

En el presente trabajo tiene por objetivos analizar y comparar el comportamiento de un edificio de acero estructural de nueve pisos cimentado a base de un cajón de cimentación, variando la profundidad de desplante

de este, apoyándose en un suelo de alta compresibilidad como el de la ciudad de México, considerando las propiedades dinámicas del suelo en conjunto con las propiedades de la estructura. Utilizado el criterio de análisis que desarrollo el Dr. Leonardo Zeevaert en su libro Interacción Suelo-Estructura, a su vez, apoyándose con los lineamientos que estipula el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004, **RCDF04**, y sus Normas Técnicas Complementarias, **NTC's**. Adicionalmente, obtener un criterio más confiable que permita comprender el comportamiento estructural de la superestructura y cimentación entre dos profundidades de desplante diferentes, ante la respuesta del sistema estructura-cimentación-suelo durante efectos sísmicos principalmente.

II. ESTADO DEL ARTE.

II. ESTADO DEL ARTE.

El hecho de que muchos edificios construidos en otras épocas hayan permanecido en pie hasta nuestros días demuestra que a lo largo de la Historia, ha existido algún modo llamado "*Ciencia de las Cimentaciones*", cuyo desarrollo ha culminado en las técnicas de cimentación actualmente en uso.

Sin embargo, los antecedentes de las actuales cimentaciones son poco conocidos porque, hasta inicios del siglo XVIII, hay una casi absoluta ausencia de filosofía acerca de las teorías y de los métodos constructivos aplicados al dimensionamiento y al proceso constructivo de cimentaciones. Con respecto a esta situación, solamente existen unos pocos documentos, dispersos y poco claros, contenidas en la normativa interna de algunas órdenes religiosas antiguas y en los tratados de construcción difundidos por Europa a partir del siglo XVI. Además, tales documentos siempre han sido considerados como simples hechos históricos. Es evidente que estos resultados son producto de sucesivos ensayos hechos por el hombre con la finalidad de solucionar los diferentes problemas propuestos por el conjunto: Estructura-Cimentación-Suelo.

II.1 BREVE RESEÑA HISTÓRICA DE LA GEOTECNIA.

El origen y el desarrollo de los conocimientos sobre las propiedades del suelo han sido adquiridas a través de un proceso bastante largo de experimentación e investigación. Desde la época antigua, este proceso evoluciono lentamente con un carácter exclusivamente experimental.

La investigación del suelo, al igual que la de cualquier otro material de construcción, se inicia cuando el hombre realiza cualquier clase de prueba o ensayo que le permita obtener algún dato acerca del comportamiento del material analizado. Como inicio de este proceso evolutivo, los primeros antecedentes datan desde la época Primitiva, cuando el hombre construye sus primeras viviendas sobre la superficie del suelo, este proceso carece de la más mínima intención de experimentar más allá pero lleva acabo las primeras pruebas empíricas acerca de la resistencia del suelo.

Durante la época Antigua se inician los primeros criterios para la selección del terreno para el apoyo de construcciones de mayores dimensiones y con ello las primeras investigaciones del terreno, específicamente buscando el mejor comportamiento del terreno con la finalidad de obtener estabilidad en las edificaciones y la permanencia de éstas en el tiempo.

Las primeras investigaciones específicamente geotécnicas del suelo en la época Medieval son de carácter religioso y en muchos casos se confunden como actos y prácticas prohibidas, generando únicamente un retraso en todos los ámbitos de la ciencia. Más tarde, estas ideologías cambiaron y con la llegada de los tratados Renacentistas que surgen en Europa durante el siglo XV, consecuentemente, aparecen las primeras referencias escritas acerca de las técnicas de investigación del suelo específicamente aplicadas a la construcción y de alguna forma un 'tipo de prueba' exclusivamente destinados a la caracterización del terreno como plano de apoyo de las edificaciones. Durante en este período atrajo profundos cambios que no permiten definir una línea homogénea en el proceso de practica-aprendizaje en la ingeniería de cimentaciones pero que pueden notarse importantes

cambios en la sociedad, la ciencia, los descubrimientos geográficos y sin dejar de lado los desarrollos en el campo de la construcción e ingeniería.

Con el advenimiento de la Primera Revolución Industrial, la investigación geotécnica del terreno tampoco mantiene una línea de desarrollo continua y uniforme. La Arquitectura Militar y la construcción de los grandes puentes para ferrocarril conducen a utilizar métodos empíricos que realmente aún no tienen ningún estudio previo desarrollado.

Además, la máquina de vapor no es incorporada a los primeros equipos de prospección del terreno sino hasta inicios del siglo XIX, por lo que, durante esta época, las técnicas de investigación del terreno no experimentan grandes transformaciones como en otros campos de la ciencia y la industria, como derivación de la Primera Revolución Industrial. Únicamente se presentaron los primeros intentos de caracterización de los suelos en base a tres clases de propiedades geotécnicas, que fueron las siguientes:

Las indicativas de la resistencia del terreno: Facilidad para la excavación, calidad del sonido producido por la percusión, facilidad para la compactación y resistencia a la penetración.

Las indicativas de la naturaleza del terreno: Color, permeabilidad, plasticidad y granulometría.

Las que relacionaban la naturaleza del terreno con las condicionantes del entorno: Experiencia local, geomorfología, topografía y clase de vegetación.

La demanda de nuevos proyectos de obra civil al finalizar la Primera Revolución Industrial, permitió el inicio de estudios metódicos debido a las necesidades de la época, sumando los constantes cambios en todas las áreas de la ingeniería trayendo las primeras técnicas para el análisis del suelo.

La ejecución de nuevas edificaciones a partir del siglo XIX (en particular, las desarrolladas por la Arquitectura e Ingeniería Militar) y, sobre todo, la construcción de grandes obras subterráneas durante este siglo, combinado con la obligación de apoyar sobre suelos de toda índole (muchos de ellos, completamente desconocidos) constituyeron el origen de las actuales ciencias como la Geología y las primeras bases para dar origen a las teorías de la Ingeniería Geotécnica.

II.2 EVOLUCIÓN DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS.

En la antigüedad las cimentaciones mediante pilotes reflejaban pocas novedades con respecto a aquellas que ya eran utilizadas en las construcciones lacustres primitivas. No obstante, las nuevas tipologías de edificaciones determinaron nuevos usos y los pilotes se emplean con una o varias de las tres finalidades siguientes:

- Como sistema de cimentación de estructuras de acero o concreto, un ejemplo de estas estructuras son los puentes.
- Como técnica de mejora del terreno por compactación o compresibilidad.
- Como elementos de retención o ataguía, para construir en seco cimentaciones bajo el agua.

La evolución de la técnica del pilotaje se refleja, aunque con escasas, en las dimensiones, en la disposición de sus piezas y evolución del material que están fabricados, en la maquinaria utilizada para la puesta en obra y en las técnicas empleadas para su instalación.

El origen de los pilotes está vinculado a las construcciones lacustres en la antigua Europa. La evolución de las técnicas constructivas empleadas en antiguas construcciones de esta región se desarrollaron durante varios siglos y durante este prolongado período de tiempo, los pilotes fueron utilizados básicamente como soportes de sistemas de pisos elevados con respecto al terreno, elementos estructurales que sostenían bloques de suelo, elementos de seguridad para evitar deslaves y elementos para soportar algún tipo de edificación en lagos o lagos temporales.

Los pilotes empleados durante este período en su mayoría eran cortos (de 1 a 3 m de longitud), aunque también existieran de mayor longitud y empalmados. Adicionalmente, el empleo del sistema de pilotes fue utilizado en construcciones portuarias vinculadas al comercio marítimo y especialmente, para crear fuertes a base de estacas en las dársenas de los puertos.

Hay varios autores que coinciden al afirmar que tipo de estacado constituyen una de las primeras aplicaciones del pilotaje y que su construcción podría derivarse del conocimiento práctico alcanzado por los constructores navales. Pero, por otro lado, las primeras soluciones de estacado son muy semejantes a las utilizadas en los recintos que bordeaban perimetralmente los asentamientos lacustres en civilizaciones de Mesoamérica. La simultaneidad de todos estos datos, históricamente comprobados, permite reconocer que los primeros modelos para construir estacados fueron los bordes perimetrales y no las construcciones navales.

Probablemente, esta solución evolucionó hasta concretarse en la construcción de elementos similares a postes hincados verticalmente y tangentes entre sí, entre los cuales quedaba confinada la sobreelevación conseguida con los rellenos de tierras. Con la evidencia en restos arqueológicos, esta solución, podría considerarse como un primer antecedente de la actual tierra armada. Esta resolución consistía en construir filas de postes hincados verticalmente en intervalos más o menos regulares, definiendo, entre poste y poste, claros que eran cerrados mediante tablas horizontales, formando puntales en un relleno de tierra confinada.

Actualmente, existe evidencia que demuestra el uso constante de esta solución constructiva, bajo las cimentaciones hechas en terrenos blandos, para apoyar edificaciones, las pilas de puentes y muelles. En efecto, con los pilotes no solamente se conseguía la compactación del suelo existente bajo los cimientos, sino también profundizar su plano de apoyo sin necesidad de excavación alguna. La compactación mejoraba la capacidad de suelos granulares y el hecho de profundizar el plano de apoyo aumentaba la capacidad resistencia de suelos arcillosos blandos. Además, en presencia de agua, esta técnica lograba evitar todas las dificultades que aparecían en una excavación convencional.

El empleo de los pilotes como elemento de retención o ataguía debió ser tan necesario, para construir en seco cimentaciones bajo el agua. En consecuencia, los puentes y los muelles fueron unas de sus más frecuentes construcciones, sin duda, los buenos resultados conseguidos mediante su aplicación llevaron al empleo sistemático de la misma.

A partir de la Primera Revolución Industrial, no hubo novedades en lo que se refiere a los usos y aplicaciones del pilotaje. Los pilotes fueron utilizados, al igual que en las etapas anteriores, como sistema de cimentación, como técnica de mejora de suelos blandos y para formar ataguías bajo el agua. Exclusivamente, esta técnica fue empleada principalmente en obras que constituyen un campo específico de la Ingeniería como el uso de pilas en la cimentación de puentes ferroviarios.

En los inicios del siglo pasado, la necesidad y los constantes cambios obligaron a construir un mayor número de determinadas estructuras en suelos con altos contenidos de agua, los pilotes fueron empleados con más frecuencia en regiones donde se localizan este tipo de suelos con las características mencionadas anteriormente. Entre los diferentes aspectos que destacan al emplear pilotes en este proceso evolutivo cabe señalar que estos antecedentes sirvieron como base de desarrollo e investigación para la Ingeniería de Cimentaciones remarcando los siguientes puntos:

- Definir las dimensiones de los pilotes y de fijar la separación a la que éstos debían ser colocados.
- Analizar los efectos secundarios cuando se ejecuta el procedimiento de hincado y la construcción de la estructura.
- Analizar los efectos que sufre el suelo durante la excavación.
- Analizar el comportamiento ante perturbaciones como sismo o viento.

El desarrollo de nuevos dispositivos que facilitaran determinadas operaciones concretas relacionadas con el pilotaje, como son:

- Mejora gradual de la maquinaria de hincado.
- La importancia de proteger con elementos metálicos las puntas y las cabezas de los pilotes.
- La perforación de los suelos duros hasta conseguir alguna penetración de los pilotes para su correcto hincado.
- La extracción de pilotes y el corte de sus cabezas.

II.3 ANTECEDENTES DE LAS CIMENTACIONES PROFUNDAS EN LA CIUDAD DE MEXICO.

La zona lacustre de la Ciudad de México fue poblada alrededor del año 1325 por nativos provenientes del Noroeste del país. Los pobladores ocuparon los antiguos lagos de Zumpango y Xaltocan al norte, el de Texcoco-Tenochtitlan en la porción central donde se ubicaría el centro de la actual ciudad y los lagos de Xochimilco y Chalco al sur y oriente respectivamente fueron poblados en menor proporción.

Esta nueva civilización incorporo conocimientos de otros pueblos del Altiplano mexicano, construyendo notables edificaciones, destacando plataformas artificiales y el complejo ceremonial de Tenochtitlan en el que sobresalía el Templo Mayor. En esta zona del valle se emplearon procedimientos y conceptos fundamentales de cimentaciones que posteriormente serían utilizados para el desarrollo de un mejor comportamiento, control ante de las dificultades que ofrece este tipo de suelos y metodologías de construcción. Algunos ejemplos son: el mejoramiento masivo del terreno mediante el hincado de elementos de madera, la construcción de un relleno para precargar el subsuelo, la construcción por etapas, y el empleo de materiales ligeros como el tezontle con el objeto de reducir el peso de una edificación.

Posteriormente, al desarrollarse las edificaciones de gobierno y templos religiosos durante la época de la Colonia, se generaron en el subsuelo etapas compleja de cargas y descargas así como zonas pre-comprimidas, lo que da como resultado una variación inducida de las propiedades mecánicas del subsuelo y como consecuencia la aparición de asentamientos diferenciales en estas antiguas construcciones y en las actuales del Centro Histórico de la ciudad.

II.3.1 Efectos que Enfrentan las Cimentaciones de la Ciudad de México.

Existen múltiples e incluso antiguas descripciones de problemas relacionados con cimentaciones de edificaciones en la Ciudad de México, en virtud de que una gran porción de su área urbana se asienta en la Zona del Lago, o Zona III, como es nombrado en el reglamento local de esta ciudad, está caracterizada por suelos arcillosos de alta compresibilidad y con baja resistencia. Sus limitadas propiedades mecánicas de este tipo de suelo se suman los efectos del asentamiento regional y la actividad sísmica que prevalece en la región. El fenómeno de subsidencia está asociado a la reducción de las cargas piezométricas que ocurren en los acuíferos superficiales y profundos, como resultado de la sobreexplotación de agua para consumo humano e industrial. Esta descripción explica claramente el efecto y la causa principal al sobrecargar y sobre explotar los mantos acuíferos el subsuelo en la Zona del Lago.

Los fuertes movimientos sísmicos que sufre la capital del país son provocadas predominantemente por el fenómeno de subducción que ocurre al penetrar la placa de Cocos bajo la placa continental de Norteamérica, en la región costera del Pacífico. Son dos aspectos principales en que globalmente podemos dividir la problemática que enfrentan las cimentaciones en la Zona del Lago, como resultado de los suelos que ahí se encuentran y de las perturbaciones externas a que están sometidas. Por una parte se tienen los asentamientos o expansiones totales y diferenciales de las cimentaciones, mismos que inciden en su funcionalidad y problemas de estabilidad propias de la edificación.

Al crecer la ciudad en el siglo pasado, se optó por construcciones de mayor altura, generando modos naturales de vibrar de esas estructuras, similares a los de algunas porciones de la Zona del Lago, donde se conjugan ciertos espesores de suelo blando, bajas rigideces dinámicas y ciertas frecuencias dominantes de las ondas sísmicas.

Ello determinó la fuerte respuesta de edificios de mediana altura resolviendo la cimentación mediante con un cajón de cimentación, con pilotes de fricción o de punta, ante la ocurrencia de sismos intensos. Condición más crítica durante su vida útil, al punto que pueden sufrir asentamientos diferenciales y totales súbitos muy considerables, e incluso su colapso total al provocar el volcamiento de la edificación.

Lamentablemente, después de los sismos ocurridos en Septiembre de 1985, son un verdadero parte-aguas en el desempeño de las cimentaciones, ya que determinaron modificaciones sustanciales en su análisis y diseño, así como en las regulaciones que imponen los reglamentos de construcción. Propiciaron también disposición para examinar los motivos que causaron los daños observados.

Se ha tenido avances significativos en el área de la Ingeniería de Cimentaciones en las últimas décadas. Sin duda, ingenieros e investigadores han realizado estudios teóricos, observaciones, mediciones en campo, y determinaciones experimentales en el laboratorio, mismos que han ayudado a analizar con mayor profundidad los patrones de comportamiento de cimentaciones.

En todo caso, los desarrollos teóricos más elaborados requieren una verificación; sus predicciones deben confrontarse con la realidad. El mejoramiento en la práctica de la Ingeniería de Cimentaciones transita en un terreno en el que las observaciones y mediciones en las obras deben compararse con las mejores predicciones teóricas así como estudios de laboratorio más detallados en las que se involucre el modelado más cercano del comportamiento del suelo y materiales de utilizados para la edificación.

II.4 GEOLOGÍA Y ESTRATIGRAFÍA DEL VALLE DE MÉXICO.

II.4.1 Geología.

La cuenca del Valle de México, se encuentra localizada en el extremo sur de la parte más alta de la plataforma Mexicana. Es una cuenca endorreica que se extiende en dirección norte-sur y ésta limitada al este por la Sierra Nevada, con una altitud del orden de 5 300 m sobre el nivel del mar. Al poniente y noroeste la cuenca se limita por la Sierra de las Cruces, al norte por la Sierra de Pachuca y al sur por la Sierra del Ajusco, con altitud del orden de 4 000 m sobre el nivel de mar. La cadena montañosa de Guadalupe se extiende en forma peninsular hacia el este dentro de la cuenca formando la protección norte de la Ciudad de México. La parte de la ciudad tiene una altitud del orden de 2 230 m sobre el nivel del mar.

Se presenta una breve reseña geológica del Valle a partir de los estudios de Mooser (1990), Marsal y Mazari (1959). Los estudios realizados por Mooser presentan una subdivisión de volcanes y depósitos volcánicos en tres grupos diferentes, de acuerdo con el orden de aparición estratigráfica y al grado de erosión. Los depósitos se pueden ordenar de la siguiente manera: Depósitos del Terciario Medio, Plioceno y Pleistoceno.

A inicios del Terciario se generaron grandes esfuerzos tectónicos, produciendo la aparición de grietas por las cuales fluyó lava, consecuentemente formaron grandes aparatos volcánicos. A partir de estos sucesos se encontraron una gran variedad de materiales petrográficos desplazados hacia la superficie, como son andesitas basálticas, andesitas francas con anfíboles y piroxenas, dacitas y latitas. Un ejemplo de este tipo de afloramiento se puede encontrar en el núcleo de la Sierra de Guadalupe. La actividad volcánica disminuyó a finales del Mioceno y fue seguida por un periodo de erosión intenso, que permitió la regularización del relieve.

En el Plioceno se inicia una nueva etapa de actividad volcánica en la región de Pachuca y la Sierra de Guadalupe. Esta etapa se caracteriza por la emisión de grandes masas de lava ácida, dacítica y riolítica, localizadas hoy en la cima de estas sierras. Posteriormente, aparecieron derrames andesíticos de la Sierra Nevada y de las Cruces, que después fueron cubiertos por lavas andesíticas del Iztaccíhuatl y del Ajusco. Al extinguirse estos volcanes, la actividad se trasladó a la parte septentrional de la cuenca, en donde se produjeron derrames de andesitas basálticas, en el Plioceno Superior.

Durante el Plioceno Superior, el clima semiárido y lluvias torrenciales erosionaron la topografía áspera, depositando en los flancos poniente y oriente de la cuenca, extensos abanicos aluviales formados por fragmentos andesíticos angulosos, arenas y limos. Producto de la destrucción de los complejos volcánicos del Terciario Medio y Superior, Esta Formación se le denomina como Tarango, se caracteriza por la ausencia de lavas.

En la época del Pleistoceno, la gran cuenca se rellenó con materiales transportados por el viento y por el agua. Las rocas en descomposición, las arcillas residuales y materiales piroclásticos, productos de grava y arena de la desintegración de las rocas andesíticas que limitan la cuenca, fueron transportados gradualmente hacia la parte central formando series de depósitos de grava, limo y arcillas limosas que alcanzan espesores de varias centenas de metros.

En la parte central de la ciudad, los depósitos superficiales comprenden arcillas limosas de origen volcánico altamente compresibles, productos de cenizas volcánicas que por alteraciones fueron transformadas en suelo tipo bentonítico. Contienen el mineral montmorilonita y alto porcentaje de diatomeas, conchas microscópicas y algo de materia orgánica coloidal. La fracción arcillosa alcanza el orden de 40%. La elevación variable del nivel del lago durante tiempos geológicos indujo a la regresión y transgresión de los sedimentos transportados por el agua, formando estratos intercalados de suelos finos y gruesos respectivamente. Las cenizas arrojadas por explosiones volcánicas con vapor de agua fueron depositadas en área del lago formando sedimentos bien definidos de estratos delgados que sirven como marcadores para estudios estratigráficos.

Al final de la última actividad volcánica y hasta tiempos recientes, se ha venido formando gradualmente un relleno en la región lacustre de la Ciudad de México de 4 a 6 m de espesor sobre la arcilla limosa típica de la ciudad. Aún más, los depósitos arqueológicos residuales se encuentran en los sedimentos superiores antes descritos. Dichos sedimentos pueden variar de arena fina, limo y arcilla limosa. En algunos lugares estas series de sedimentos contienen suelo orgánico haciéndolos altamente compresibles y con contenido de gas.

De 4 a 6 m de profundidad y hasta 33 m se encuentra el depósito conocido como *Tacubaya*, de arcilla limosa es muy alta compresibilidad. Este depósito se encuentra intercalado por numerosos estratos de limo y arena fina, principalmente productos de lluvia piroclásticas de arena de tamaño fino. La arcilla limosa típica desarrolló alta adherencia entre sus granos microscópicos a pesar de su muy alto contenido de agua, una parte de sólidos por 7 partes de agua o más. La arcilla limosa típica altamente compresible de este depósito, se encuentra interceptada a la profundidad del orden de 33 a 38 m por un estrato aluvial de arena y grava andesítica con cementación variable proporcionada por carbonatos de calcio y arcilla, conocida *Tarango Arena I*. El segundo depósito de arcilla limosa *Tarango Arcilla I*, con un espesor del orden de 10 m en la parte central de la ciudad, considera también de compresibilidad media alta. A este estrato de arcilla limosa, lo subyace un estrato de 18 m de espesor de suelos gruesos compactos, conocidos como *Tarango Arena II*. A profundidades mayores se encuentran series de sedimentos compactos de origen aluvial y fluvial. El fondo de estos sedimentos no ha sido establecido todavía.

II.4.2 Estratigrafía.

La estratigrafía del Valle de México va depender básicamente de su historia geológica, en este caso serán revisados tres tipos de depósitos, Depósitos de Lago, Depósitos de Transición y Depósitos de Lomas.

Depósitos de Lago. Son los suelos que se encuentran en la planicie del Valle. En ciertos tiempos geológicos, dependiendo de las condiciones del clima, las cuales propiciaban la existencia de un lago. En la cuenca endorreica de este valle podía existir un lago cuando las lluvias superaban la evotranspiración el cual desaparecía cuando esta superaba a las lluvias. Naturalmente, esto estaba regido por la temperatura del ambiente, si la temperatura era baja se formaba el lago pero si aumentaba el lago disminuía incluso desaparecer.

El fenómeno anterior se denomina transgresiones lacustres, y su resultado evidente es el depósito de arcillas o formación de suelos. En la zona central de la cuenca, el lago permanecía durante la temporada de calor, continuando ahí los depósitos de las arcillas lacustres, mientras en los alrededores (transición) se presentaba lo contrario.

Depósitos de Transición. Los depósitos en la parte central de la cuenca están combinados a medida que se aproximan al pie de las lomas (entre noroeste del lago de Texcoco y las serranías del lado poniente), lo que ocurre entre las arcillas es una intercalación de suelos limosos, cuerpos de arenas fluviales y en ciertos casos, especialmente en la desembocadura de arroyos y ríos, se han encontrado importantes depósitos de gravas y boleos.

Depósitos de las Lomas. Este tipo de depósitos se encuentran en las faldas de la Sierra de las Cruces, al poniente del Valle de México. En el ordenamiento estratigráfico de las Lomas se identifican cuatro fenómenos geológicos:

- La acumulación de potentes depósitos de erupciones volcánicas explosivas.
- La erosión subsecuente de estos depósitos, formándose profundas barrancas.
- Depósito en las barrancas de morrenas.
- Rellenos parciales de estas barrancas con los productos clásticos de nuevas erupciones.

Esta zona presenta, generalmente, condiciones favorables para cimentar estructuras, la capacidad de carga del terreno es alta y no existen capas de arcilla compresibles que puedan generar asentamientos diferenciales de gran magnitud.

II.4.2.1 Características de los Depósitos de Lago.

Este trabajo de tesis propone el análisis de una cimentación variando la profundidad de desplante de esta, dicha propuesta se propone desarrollar en la zona lacustre del Valle de México, de acuerdo a la clasificación del actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004, se clasifica en Zona III. A continuación se presentan algunos aspectos importantes de estos depósitos.

Los investigadores Marsal y Mazari en 1959, presentaron una clasificación estratigráfica, en la cual subdividieron en cinco estratos principales los depósitos del centro de la ciudad.

Manto Superficial. Básicamente, se compone por depósitos areno-arcillosos o limos, o bien en algunas partes se pueden encontrar rellenos superficiales que en algunos sitios de la ciudad llegan a medir hasta 10 m de espesor.

Esta zona pertenece a las formaciones de Barrilaco y Totolsingo. A su vez, este estrato está integrado por tres sub-estratos.

Relleno Artificial. Compuesto por restos de construcción y relleno arqueológico. Varía de 1 a 7 m.

Suelo Blando: Serie de depósitos aluviales blandos con lentes de material eólico intercalado.

Costra seca: Se compuso como consecuencia de una disminución del nivel del lago quedando expuestas algunas zonas del fondo a los rayos del sol.

Formación Arcillosa Superior. Este tipos de suelo corresponden a la Formación Tacubaya, muestra un perfil muy uniforme, cuyo espesor varía entre 15 y 32 m. Dentro de este estrato se pueden identificar otros cuatro sub-estratos, de acuerdo con su origen geológico y los efectos de la consolidación inducida por sobre cargas superficiales y bombeo profundo.

Los materiales que principalmente integran estos sub-estratos son arcillas pre-consolidadas superficiales, arcillas normalmente consolidadas y arcillas pre-consolidadas profundas. Además se pueden encontrar lentes intercalados de arena volcánica y lentes de vidrio volcánico. A continuación se presenta una breve descripción de cada uno de estos materiales.

- **Arcilla pre-consolidada superficial:** Este sub-estrato, las sobrecargas y rellenos provocan un proceso de consolidación, generando arcillas pre-consolidadas.
- **Arcilla normalmente consolidada:** Este tipo de arcillas se localizan a una profundidad en la cual, todavía se ve afectada por las sobrecargas, y sobre los suelos pre-consolidados por el bombeo profundo.
- **Arcilla pre-consolidada profunda:** La extracción de agua para abastecimientos de la ciudad ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas que superficiales.

Capa Dura. Compuesta por depósito de limo arenoso con algo de arcilla y ocasionalmente gravas, con una cementación muy heterogénea a base de carbonato de calcio.

Formación Arcillosa Inferior. Se caracteriza por una serie de estratos de arcilla separados por lentes duros. El espesor de esta varía de aproximadamente 15 m al centro del lago a prácticamente cero en las orillas.

Depósitos profundos. Esta capa se puede definir a partir de una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio. El espesor en la parte superior de estos depósitos varía alrededor de cinco metros. Debajo de estos depósitos se encuentran estratos menos cementados e inclusive arcillas pre-consolidadas. Es importante mencionar que estas tres últimas capas corresponden a la Formación de Tarango.

II.4.2.2 Sub-zonificación de los Depósitos de Lago.

Como se mencionó anteriormente, los depósitos de lagos se caracterizan principalmente por espesores muy potentes de arcilla blanda de alta compresibilidad, separados por medio de una costra superficial endurecida de espesor variable, dependiendo de la localización e historias de cargas. Debido a los factores mencionados

previamente, dicha zona se ha subdividido en tres sub-zonas, remarcando la importancia relativa de dos factores independientes:

- Espesor y propiedades de la costra superficial.
- La consolidación inducida en cada sitio.

Lago Virgen. Esta zona corresponde a la zona oriente del lago, cuyos suelos han mantenido prácticamente todas sus propiedades mecánicas desde su formación, sin embargo el creciente desarrollo de esta zona de la ciudad ha incrementado las sobrecargas en la superficie y el bombeo profundo.

Lago Centro I. Se le asocia a la parte no colonial de la ciudad, que se desarrolló desde principios del siglo pasado, estando sujeto a sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas. Las propiedades mecánicas de esta zona representan una condición intermedia entre el Lago Virgen y el Lago Centro II.

Lago Centro II. Esta zona corresponde a la antigua traza de la ciudad, donde la historia de cargas aplicadas en la superficie ha sido muy variable, situación que ha provocado encontrar las condiciones extremas:

- Arcillas fuertemente consolidadas debido a los rellenos y grandes sobrecargas de construcciones antiguas y coloniales.
- Arcillas blandas, asociadas a lugares que han alojado plazas y jardines por periodos de tiempo muy prolongados.
- Arcillas muy blandas en los cruces de antiguos canales.

Debido al intenso bombeo para proveer de agua a la ciudad se refleja en el aumento general de la resistencia de los estratos de arcilla, por efecto de la consolidación inducida.

II.5 MÉTODOS DE ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES.

El actual papel del análisis y diseño geotécnico de una cimentación es revisar los métodos existentes, los cuales se pueden clasificar dentro de tres categorías, dependiendo su nivel de estudio, aplicación y desarrollo. Tradicionalmente, el diseño de cimentaciones involucra básicamente tres análisis:

- Análisis de un tipo de cimentación propuesta con respecto a un índice general de estabilidad, garantizando únicamente una seguridad adecuada contra falla.
- Análisis bajo las condiciones de carga de diseño y deformaciones, con el objetivo que estas condiciones estén dentro de los límites tolerables (de acuerdo al tipo de estructura y su funcionamiento).
- Análisis de esfuerzos propios de la cimentación con el fin de proporcionar información para su diseño estructural.

Con más frecuencia son utilizados uno con respecto a los otros, estos análisis están separados e involucran diferentes métodos, suposiciones y parámetros de comportamiento del suelo. En muchos casos, los métodos empleados son empíricos o fuertemente modificados y quizás no reflejen una aproximación real del comportamiento de la cimentación.

El constante desarrollo de técnicas analíticas modernas ha aportado a la Ingeniería de Cimentaciones la posibilidad de adoptar un diseño más lógico y aproximado, involucrando aspectos del comportamiento del suelo

dentro de un análisis común. Cada técnica no siempre recurre a un análisis complejo de computadora, en muchos casos el diseñador puede utilizar resultados derivados de un análisis más completo o utilizar valores graficados o tablas, ecuaciones con soluciones particulares, especialmente en casos donde los datos geotécnicos son fuertemente alterados durante las pruebas de campo, podrían no justificarse un análisis de computadora.

El empleo de la categoría adecuada básicamente está en función de la variabilidad de los datos geotécnicos y de la magnitud del proyecto pudiéndose manejar como términos generales.

II.5.1 Importancia del Análisis en el Diseño de Cimentaciones.

El primer propósito de un análisis geotécnico de una cimentación es conocer en una primera instancia la respuesta de la cimentación ante las cargas de diseño que estará sujeta. Esta forma de analizar conjunta varios pasos, Figura 2.1, mientras la etapa de análisis es una parte fundamental del proceso, este es una sola parte de un sistema de estimación. De este modo, al encontrar un punto débil en la ejecución de uno o más componentes, el sistema podrá reflejar sustancialmente errores en el comportamiento de la cimentación, sin importar si los otros componentes estén bien ejecutados.

El segundo propósito en la Ingeniería de Cimentaciones es el estudio teórico del comportamiento del sistema Cimentación-Suelo, teniendo como objetivo comprender los factores influentes en este importante subconjunto del sistema. En este caso es común que el suelo sea modelado de manera idealizada y simplificada, un gran número de parámetros son variados e idealizados para medir la respuesta de la cimentación debido a los cambios hechos al suelo.

Los resultados de cada estudio frecuentemente pueden ser representados, tablas o gráficas, los cuales proporcionan una base útil para el diseño práctico. Cada tabla o gráfica ha sido desarrollada para un amplio rango de valores y parámetros para diferentes tipos de cimentaciones, incluyendo valores como asentamientos y capacidad al esfuerzo cortante para cimentaciones profundas y superficiales, la deformación del suelo para excavaciones apuntaladas y presiones del suelo contra estructuras de retención.

II.5.2 Clasificación del Sistema Análisis/Diseño de Cimentaciones.

La sugerencia hecha por H.G. Poulos en 1997, propone que el proceso de análisis y diseño de cimentaciones puede ser dividido dentro de tres grades categorías, y un extensa sub-clasificación de procedimientos como se presenta en la Tabla 2.1. A continuación se describe cada una de las categorías y sub-categorías.

Categoría 1. El procedimiento probablemente representa en gran medida el diseño y comportamiento de cimentaciones alrededor del mundo. Un ejemplo de este tipo de procedimientos es el uso de la Prueba de Penetración Estándar para el diseño superficial de cimentaciones (Terzaghi y Peck, 1967); este proceso emplea datos empíricos sin depender de principios fundamentales de mecánica de suelos.

Categoría 2. Los procedimientos cuentan con algunas propias bases teóricas no obstante están simplificadas. Los diagramas de diseño y ecuaciones se basan en un análisis teórico de falla, dentro de esta categoría existen dos subdivisiones que pueden ser identificadas como:

Categoría 2a, las gráficas o tablas para el diseño están basadas en una teoría de comportamiento lineal del suelo (por deformaciones) o una teoría de rigidez (por estabilidad). Un ejemplo pueden ser las soluciones por capacidad al Esfuerzo Cortante de Terzaghi (1943), para zapatas superficiales.

Categoría 2B, esta categoría se basa en una teoría la cual reconoce que el comportamiento del suelo no es linealmente elástico o plásticamente rígido. Algunos ejemplos pueden ser la solución de D'Appolonia (1971) para asentamientos iniciales de cimentaciones superficiales y la solución propuesta por Vesic (1975) para la capacidad al Esfuerzo Cortante para cimentaciones superficiales.

Virtualmente todas las soluciones de la Categoría 2 utilizan la representación estratigráfica del suelo y necesariamente requieren simplificar o idealizar algunos parámetros, por ejemplo se maneja una sola capa de suelo homogéneo por debajo de una base rígida o una capa infinitamente rígida donde la rigidez se incrementa linealmente con la profundidad.

Categoría 3. Los procedimientos generalmente requieren el uso de un análisis específico del sitio, basado en un método numérico relativamente avanzado o técnicas analíticas donde ambos procedimientos requieren el uso de la computadora. Dentro de esta categoría se puede subdividir tres subcategorías que a continuación se presentan:

Categoría 3A, la cual un simple modelo de suelo es utilizado (como en la categoría 2A) pero esta representación de suelo quizás sea tomada de una estratigrafía anisotropía. Los análisis en esta categoría pueden incluir elementos dentro de una frontera lineal y se puede analizar como elemento finito.

Categoría 3B, utiliza análisis que permiten una respuesta no lineal de una manera simplificada o aproximada; por ejemplo, el análisis de elemento finito representa una respuesta elástica-plástica del suelo (D'Appolonia y Lambe, 1970) o una respuesta hiperbólica (Duncan y Chang, 1970).

Categoría 3C, el comportamiento no-lineal del suelo es representado a través de un apropiado modelo constitutivo del suelo, integrando una relación de esfuerzo; representado sobre un amplio rango de niveles de esfuerzo.

II.5.3 Elección de la Categoría Apropriada para el Análisis de una Cimentación.

Los siguientes factores básicamente deben de ser considerados en la elección de un modelo de análisis y diseño de una cimentación:

- La importancia y escala del proyecto.
- La disponibilidad de presupuesto para el diseño de la cimentación.
- Datos geotécnicos disponibles.
- La complejidad del perfil estratigráfico del suelo y las condiciones de carga para el diseño.
- Los escenarios posibles durante el proceso de diseño, por ejemplo viabilidad, preliminares o diseño final que pueda llevarse a cabo.

En pequeños proyectos con presupuestos limitados es frecuentemente común y justificable emplear procedimientos de la categoría 2A, refiriéndose a diseños aproximados. Este tipo de cimentaciones son más económicas y su diseño se basa en un método simple y a su vez más conservador que si se trata de utilizar de manera más detallada parámetros y datos geotécnico. Por otro lado, un análisis de una Categoría 3 podría ser apropiado para el diseño final de una cimentación de una edificación de mayor magnitud e importancia en el cual los valores o datos geotécnicos toman bastante relevancia en pruebas de laboratorio y campo. La justificación para utilizar esta categoría podría ser las circunstancias inusuales en el aspecto de las propiedades del suelo, necesitando ser consideradas o las cargas de diseño fueran no convencionales.

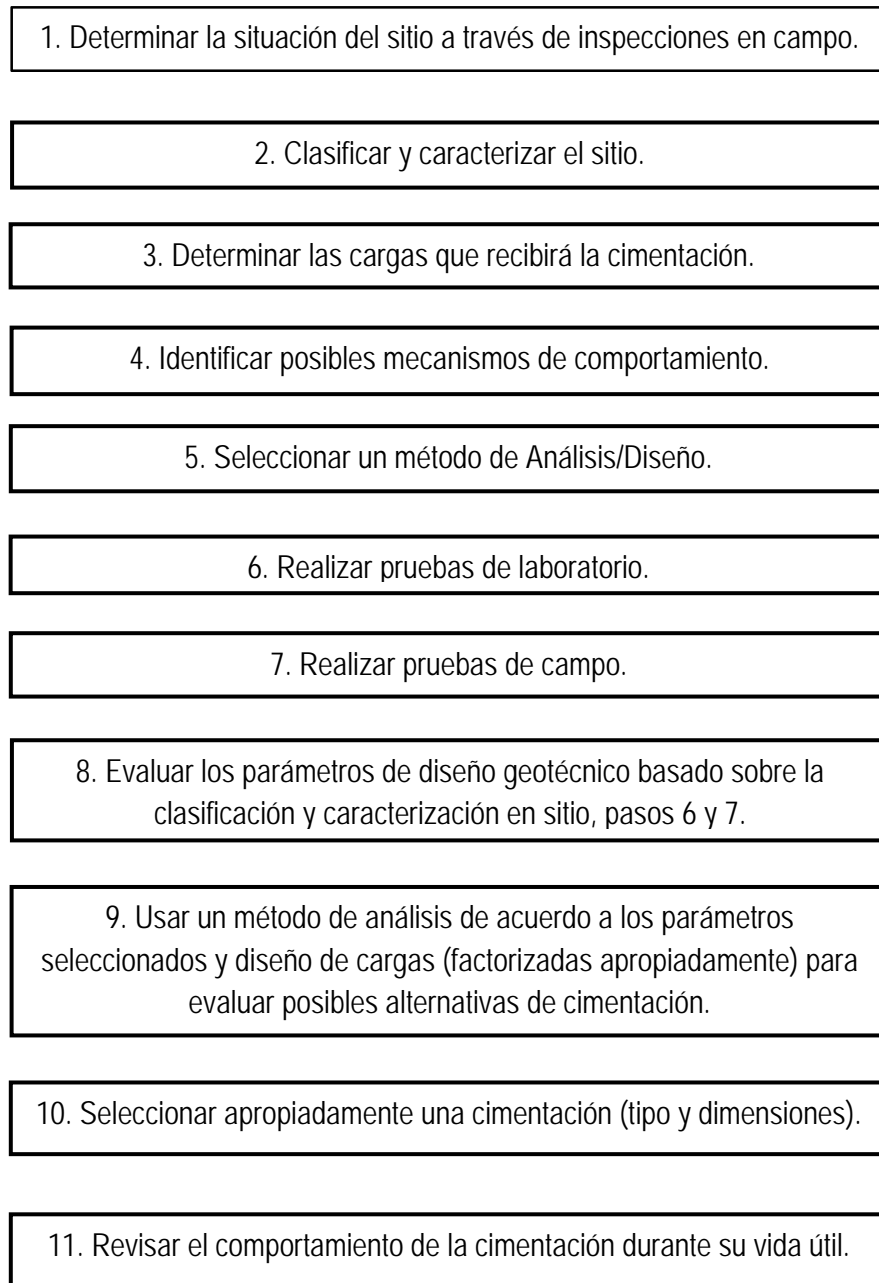


Figura 2.1 Pasos para el Diseño de Cimentaciones.

Tabla 2.1. Categorías de Análisis / Diseño.

Categoría	Sub-división	Características	Método / Parámetros
1		Empírico-no basado en principios de mecánica de suelos.	Simple en sitio o pruebas de laboratorio con correlaciones.
2	2A	Uso de los principios de mecánica de suelos. La teoría es elástico-lineal (deformación) o rígida (estabilidad).	Requiere de un procedimiento significativo para pruebas en sitio. Requiere de algunas correlaciones.
	2B	Como 2A, pero la teoría es no lineal (deformación) o elasto-plástico (estabilidad)	
3	3A	Utiliza un análisis específico, usa principios de mecánica de suelos. La teoría es elástico-lineal (deformación) o rígida (estabilidad).	Requiere de pruebas cuidadosas de laboratorio o en sitio las cuales representan comportamientos apropiados de esfuerzo.
	3B	Como 3A, pero no linealmente. En algunos casos es permitido de manera relativa.	
	3C	Como 3A, pero no linealmente. Se representa a través de modelos constitutivos.	

III. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

III. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA.

III.1 BASES, CRITERIOS Y ESPECIFICACIONES PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL.

III.1.1 Disposiciones Reglamentarias.

El presente trabajo tiene como marco de referencia:

- *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*, Leonardo Zeevaert, Van Nostrand - Reinhold, Company, New York, N. Y., U. S. A. 1972.
- *Interacción Suelo – Estructura de Cimentaciones Superficiales y Profundas Sujetas a Carga Estática y Sísmicas*, Leonardo Zeevaert, Editorial LIMUSA, Distrito Federal, México. 1980.
- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Diario Oficial, Enero 29, 2004, **RCDF04**.
- Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta Oficial, Octubre 2004:
 - a) Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, Octubre 6, 2004.
 - b) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Octubre 6, 2004.
 - c) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas, Octubre 6, 2004.
 - d) Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Octubre 6, 2004.
 - e) Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, Octubre 6, 2004.

III.1.2 Criterios de Análisis Estructural.

En el Modelo A y Modelo B, la estructura portante de cada edificio propuesto en este trabajo están formadas por marcos rígidos ortogonales en las dos direcciones, longitudinal y transversal, compuesto por columnas de acero estructural y columnas de concreto reforzado (zona de elevadores), mientras, los marcos rígidos de los sótanos están compuestos por columnas de concreto reforzado, adicionalmente se agregaron muros perimetrales como elementos estructurales del cajón de cimentación. Los elementos estructurales que conforman el cajón de cimentación son de concreto reforzado. El sistema de piso esta apoyado en trabes principales, trabes secundarias, se muestra los sistemas de piso en planta de sótanos y cajón de cimentación son losas macizas y a partir de la planta del primer nivel hasta la planta de azotea son a base de losacero.

La cimentación propuesta está resuelta mediante un cajón de cimentación con una losa de fondo de concreto reforzado su espesor varía de acuerdo al Modelo A (30 cm) y Modelo B (35 cm) respectivamente, en adición el cajón se rigidiza con muros internos de concreto de menor espesor.

En general, el análisis de toda la estructura y sus componentes se desarrolló considerando una hipótesis de comportamiento Elástico-Lineal, la revisión de los elementos de acero estructural se analizó con el método "Factor de Diseño de Carga y Resistencia". Para los elementos de concreto reforzado se utilizó el "Método de Resistencia Última". Para evaluar los efectos por sismo se manejó los siguientes tipos de análisis: el **Análisis Sísmico Estático Equivalente (ASEE)** y **Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral (ASDME)**.

Se realizó un análisis tridimensional de toda la estructura con apoyo del programa, STAAD Pro, versión V8i (Structural Analysis and Design). Los análisis realizados con el programa se basan en la aplicación del método de las rigideces y desplazamientos como caso particular del Método del Elemento Finito, estableciendo y resolviendo las ecuaciones de equilibrio, se obtienen los desplazamientos de nudos y las acciones mecánicas en los elementos, para todas las combinaciones de carga establecidas.

Las acciones que se estimaron para analizar y diseñar los elementos estructurales incluyen: Carga Muerta (peso propio de la estructura: columnas, trabes principales, trabes secundarias, muros de concreto, elementos de acero estructural como son columnas, trabes principales y secundarias, peso de losas, acabados, rellenos, plafones, instalaciones, muros divisorios, etc.); Carga Viva (oficinas, estacionamientos y azoteas con pendiente no mayor al cinco por ciento); y Acciones Accidentales por efectos de Sismo y Torsión. Se establecieron las correspondientes condiciones básicas de carga y las combinaciones de carga correspondientes para la revisión de estados límite de servicio y de falla.

III.1.3 Información Disponible.

Se dispuso de la información contenida en un conjunto de cuatro croquis que corresponden a una propuesta arquitectónica del edificio. Adicionalmente se cuenta con un estudio de mecánica de suelos del sitio.

A continuación se en lista los resultados obtenidos del estudio de mecánica del suelo así como dos tabla en las cuales se resumen los parámetros del subsuelo y propiedades dinámicas donde se pretende construir la edificación.

1. PERFIL ESTRATIGRAFICO SM-1. Figura 3.1.
2. PCS Muestras 5, 6, 12 y 21.
3. PCS Muestras 25, 28, 33 y 43.
4. PCS Muestras 58 y 65.
5. TRXL M-3. Prueba de Compresión Triaxial.
6. TRXL M-48. Prueba de Compresión Triaxial.
7. TRXL M-55. Prueba de Compresión Triaxial.
8. Modulo MZ. Módulo de Deformación.
9. Compresibilidad M9, M21. (Pruebas de Consolidación).
10. Compresibilidad M28, M33. (Pruebas de Consolidación).

11. Compresibilidad M43, M55. (Pruebas de Consolidación).
12. Compresibilidad M65. (Pruebas de Consolidación).
13. Prueba de Torsión.
14. Distribución de Esfuerzos.
16. Espectro de Respuesta Sísmica.
17. Propiedades mecánicas del subsuelo. Tabla 3.1.
18. Resumen de parámetros del subsuelo. Tabla 3.2.
19. Rigidez dinámica del subsuelo. Tabla 3.3.

III.1.4 Localización del Inmueble.

El edificio que se propone para analizar se ubica en el predio entre las calles de Independencia y Revillagigedo de la Delegación Cuauhtémoc, Ciudad de México. Figura 3.2.

III.1.5 Tipificación y Zonificación de la Edificación.

El edificio tendrá únicamente el uso de oficinas y los sótanos como estacionamientos. De acuerdo a la normatividad vigente, el **RCDF04**, conforme al artículo 139 clasifica las edificaciones en grupos, descrito en el Título Sexto referente de la Seguridad Estructural de las Construcciones.

El edificio está clasificado dentro del *Grupo B*, edificio de oficinas, cuyo funcionamiento no es esencial a raíz de una emergencia urbana.

El inmueble se ubica de acuerdo a la zonificación del Distrito Federal como menciona el artículo 170 del **RCDF04**, dividiéndose en tres zonas, de acuerdo a su ubicación, el edificio, le corresponde la zona III, la cual se denomina zona 'Lacustre', *integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresibles, separados por capas arenosas con contenido diverso de limo o arcilla. Estas capas arenosas son generalmente medianamente compactas a muy compactas y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales, materiales desecados y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m.* Figura 3.3.

De acuerdo con la zonificación sísmica presentada en las **NTC's por Sismo del RCDF04**, el sitio de estudio se localiza dentro de la Zona IIIb (Tabla 3.4); por lo que el coeficiente sísmico resulta de 0.45 y la aceleración pico del terreno de $a_0 = 0.11g$.

Tabla 3.4. Parámetros para Calcular los Espectros de Aceleraciones.

Zona	c	a_0	T_a	T_b	r
I	0.16	0.04	0.20	1.35	1.00
II	0.32	0.08	0.20	1.35	1.33
IIIa	0.40	0.10	0.53	1.80	2.00
IIIb	0.45	0.11	0.85	3.00	2.00
IIIc	0.40	0.10	1.25	4.20	2.00
III d	0.30	0.10	0.85	4.20	2.00

III.2 ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA.

La estructura portante del edificio propuesto está formada por marcos rígidos ortogonales en las dos direcciones, longitudinal y transversal, compuesto por columnas de concreto reforzado y columnas a base de acero estructural, muros de concreto reforzado. Los sistemas de piso están conformados a base de trabes principales, trabes secundarias (concreto reforzado y acero estructural), losas macizas y sistemas de losacero.

La cimentación propuesta fue resuelta mediante un cajón de cimentación, rigidizado con muros internos y su correspondiente losa de fondo de concreto reforzado, que recibe a las columnas de la estructura portante.

El edificio, en planta tiene forma rectangular, en la dirección longitudinal, está delimitada por los ejes 1, 2, 3, 4, 5 y 6, con distancia nominales entre ejes de 8.00 m, respectivamente, para tener una longitud total de 40.00 m; en la dirección transversal, tiene, como límites a los ejes A, B, C, D, E y F con distancia nominal entre ejes de 5.00 m para un total de 25.00 m.

MODELO A.

La edificación consta de Cimentación, CIM; Sótano 1, S1; Planta Baja, PB; Planta Nivel 1, N1; Planta Nivel 2, N2; Planta Nivel 3, N3; Planta Nivel 4, N4; Planta Nivel 5, N5; Planta Nivel 6, N6; Planta Nivel 7 N7; Planta Nivel 8, N8 y Planta Azotea, AZ.; con superficies construidas de 1000 m², respectivamente, para una superficie total aproximada de 12,000 m². Figuras 3.4 a 3.10.

La profundidad total aproximada por debajo del nivel piso terminado NPT en Planta Baja es de 5.00 m, con los siguientes niveles de piso terminado, en metros:

Planta Losa de Cimentación:	NPT - 5.00
Planta Sótano 1:	NPT - 3.00
Planta Baja:	NPT + 0.00

La altura total (estructura de acero) aproximada por encima del nivel piso terminado NPT en Planta Baja es de 27.00 m, con los siguientes niveles tope de perfil NTP, en metros:

Planta Baja:	NPT + 0.00
Planta Nivel 1:	NTP + 3.00
Planta Nivel 2:	NTP + 6.00
Planta Nivel 3:	NTP + 9.00
Planta Nivel 4:	NTP + 12.00
Planta Nivel 5:	NTP + 15.00
Planta Nivel 6:	NTP + 18.00
Planta Nivel 7:	NTP + 21.00
Planta Nivel 8:	NTP + 24.00
Planta Azotea:	NTP + 27.00

MODELO B.

La edificación consta de Cimentación, CIM; Sótano 2, S2; Sótano 1, S1; Planta Baja, PB; Planta Nivel 1, N1; Planta Nivel 2, N2; Planta Nivel 3, N3; Planta Nivel 4, N4; Planta Nivel 5, N5; Planta Nivel 6, N6; Planta Nivel 7 N7; Planta Nivel 8, N8 y Planta Azotea, AZ.; con superficies construidas de 1000 m², respectivamente, para una superficie total aproximada de 13,000 m². Figuras 3.11 a 3.18.

La profundidad total aproximada por debajo del nivel piso terminado NPT en Planta Baja es de 8.50 m, con los siguientes niveles de piso terminado, en metros:

Planta Losa de Cimentación:	NPT - 8.50
Planta Sótano 2:	NPT - 6.00
Planta Sótano 1:	NPT - 3.00
Planta Baja:	NPT + 0.00

La altura total (estructura de acero) aproximada por encima del nivel piso terminado NPT en Planta Baja es de 27.00 m, con los siguientes niveles tope de perfil NTP, en metros:

Planta Baja:	NPT + 0.00
Planta Nivel 1:	NTP + 3.00
Planta Nivel 2:	NTP + 6.00
Planta Nivel 3:	NTP + 9.00
Planta Nivel 4:	NTP + 12.00
Planta Nivel 5:	NTP + 15.00
Planta Nivel 6:	NTP + 18.00
Planta Nivel 7:	NTP + 21.00
Planta Nivel 8:	NTP + 24.00
Planta Azotea:	NTP + 27.00

Tabla 3.1. Propiedades mecánicas del subsuelo.

Estrato	Profundidad [m]	Clasificación SUCS	PPE (N)	Contenido de humedad, w (%)	qu [ton/m ²]	σ_0 [ton/m ²]	σ_p [ton/m ²]	$\Delta\sigma_z$ [ton/m ²]
1	0.00	Piso de mosaico, firme de concreto		-	7.80	-	-	-
2	0.13	Relleno de limo arenoso café con gravas, tepalcates, piedras hasta de 5"		-	7.80	4.00	-	-
3	2.50	Limo arenoso gris obscuro con tepalcates	4	-	9.13	4.75	-	-
4	3.10	Limo arenoso café obscuro	2	85	8.46	5.50	-	-
5	5.00	Arena fina café		85	7.80	5.74	-	-
6	5.15	Limo arcilloso, gris verdoso	8	90	10.45	5.86	-	-
7	5.70	Arcilla muy blanda, gris, verde olivo, café y café rojizo	1	410	5.00	6.22	11.50	2.64
8	9.50	Arena fina negra con lentes de arcilla	1	70	8.13	6.45	-	-
9	9.65	Arcilla blanda, café, gris, verde olivo y gris verdoso	1	325	7.80	6.57	-	-
10	13.75	Arena fina negra		45	7.80	6.92	-	-
11	13.85	Arcilla gris, gris verdoso, verde olivo, café olivo	1	375	7.80	8.60	15.00	3.20
12	18.80	Arena fina café		60	7.80	8.19	-	-
13	19.05	Arcilla con arena gris obscuro	1	105	7.10	8.53	-	-
14	19.90	Arena fina café		35	6.20	8.63	-	-
15	20.10	Arcilla gris, verde olivo, café olivo y gris verdoso	1	305	5.30	9.40	30.50	10.55
16	24.52	Vidrio volcánico		100	8.60	9.61	23.00	6.70
17	24.57	Arcilla gris, verde olivo, café olivo y gris verdoso	1	210	8.75	9.81	-	-
18	27.21	Vidrio volcánico		100	8.90	10.08	-	-
19	27.26	Arcilla gris, verde olivo, café olivo y gris verdoso	1	250	8.90	10.34	-	-
20	30.40	Arena fina gris y limo arenoso gris verdoso	49	26	23.40	10.48	42.00	15.76
21	31.00	Limo arenoso gris verdoso	50	55	23.40	13.23	-	-
22	35.00	Arena fina gris		55	-	13.46	-	-
23	35.10	Arcilla gris y gris verdoso muy rígida	13	160	7.80	13.68	32.50	9.41
24	36.45	Vidrio volcánico	35	130	-	14.00	-	-
25	37.10	Arcilla gris verdoso	-	125	-	14.31	-	-
26	37.70	Vidrio volcánico	50	40	-	14.62	-	-
27	38.60	Arcilla verde olivo y gris verdoso con lentes de arena fina negra. Arena de conchas y arcilla café rojizo	10	165	23.40	15.44	36.00	10.28
28	41.50	Arena fina gris obscuro, café y café obscuro	20	110	-	-	-	-
29	42.70	Limo arenoso con gravillas	17	35	-	-	-	-
	43.30							

Tabla 3.2. Resumen de parámetros del subsuelo.

SONDEO/PROF. m	σ_m kg/cm ²	M_v cm ² /kg	C_v cm ² /seg	β -	ξ -	M_t cm ² /kg
M-9 8.53-8.76	0.050	0.018650	0.002500	0.294930	2.005900	0.005500
	0.150	0.014070	0.003470	0.804040	1.895500	0.011310
	0.275	0.024480	0.003540	0.455160	1.744300	0.011140
	0.450	0.029680	0.002733	0.439270	1.175400	0.013040
	0.725	0.026080	0.002660	0.539420	2.669990	0.014067
M-21 16.64-16.92	0.050	0.018163	0.001960	0.417090	3.167860	0.007576
	0.150	0.022116	0.001938	0.367460	0.817423	0.008127
	0.275	0.022036	0.002565	0.370203	0.900199	0.008158
	0.450	0.023465	0.002529	0.481348	0.425680	0.011295
	0.725	0.018219	0.002480	0.520406	3.748829	0.009481
	1.200	0.009158	0.002394	0.587869	9.488814	0.006349
M-28 21.44-21.72	0.150	0.007254	0.010941	1.736594	0.049035	0.012597
	0.275	0.005984	0.010818	1.580637	0.091239	0.009459
	0.450	0.006175	0.006405	1.652131	0.116210	0.010202
	0.725	0.007712	0.006298	0.952917	0.132370	0.007349
	1.200	0.006147	0.007372	0.988540	0.167862	0.006077
	1.800	0.006122	0.009861	1.676112	0.074066	0.010261
M-33 24.42-24.65	0.150	0.010371	0.006643	0.627831	0.076303	0.006511
	0.275	0.009133	0.004217	0.659942	0.152217	0.006027
	0.450	0.011070	0.007021	0.637815	0.077979	0.007060
	0.725	0.012438	0.005554	0.466017	0.086801	0.005796
	1.200	0.013737	0.005454	0.403584	0.238477	0.005544
	1.800	0.010688	0.004102	1.014568	0.115386	0.010843
M-43 30.10-30.40	0.225	0.005466	0.006202	1.224425	0.084978	0.006692
	0.400	0.006385	0.013139	0.828226	0.045772	0.005289
	0.675	0.005983	0.004895	0.675664	0.136814	0.004043
	1.150	0.004186	0.007452	0.586539	2.186766	0.002455
	2.050	0.006275	0.002381	0.442242	0.215208	0.002775
	3.250	0.004929	0.002054	1.143113	0.128718	0.005634
M-58 35.6-35.85	0.075	0.004995	0.003333	0.867524	1.036225	0.004333
	0.225	0.005396	0.004565	1.122385	0.211827	0.006057
	0.400	0.005945	0.009717	1.194503	0.068407	0.007101
	0.650	0.004759	0.012819	0.823840	0.112515	0.004759
	1.025	0.005364	0.015419	0.808126	0.088978	0.004335
	1.550	0.005334	0.012436	0.760325	0.105889	0.004056
	2.450	0.005952	0.010144	0.608134	0.276049	0.003619
M-65 39.44-39.68	0.225	0.006721	0.005544	0.553862	0.778228	0.003723
	0.400	0.005905	0.005840	0.646986	0.401242	0.003820
	0.650	0.005774	0.005317	0.560655	0.541203	0.003237
	1.025	0.005745	0.004740	0.536357	0.382367	0.003081
	1.550	0.005329	0.003982	0.598164	0.387750	0.003188
	2.450	0.006785	0.002631	0.505560	0.550206	0.003430

Muestra

M-06-T2	$\mu_0=$	23.80	$N_c=$	0.294
M-21-T2	$\mu_0=$	27.40	$N_c=$	0.621
M-33-T1	$\mu_0=$	87.00	$N_c=$	0.422
M-47-T1	$\mu_0=$	187.00	$N_c=$	0.216
M-65-T1	$\mu_0=$	187.00	$N_c=$	0.216

Tabla 3.3. Rigidez dinámica del subsuelo μ .

Muestra	Profundidad m	D m	σ_0 ton / m ²	σ_0 kg / cm ²	γ_h ton / m ³	σ_c kg / cm ²	μ kg / cm ²	μ ton / m ²
M-06-T2	0.00							
	1.50	1.50	2.4900	0.2490	1.52	0.1724	150.00	1500.00
	2.80	1.30	4.2970	0.4297	1.52	0.2975	150.00	1500.00
	4.00	1.20	4.9760	0.4976	1.52	0.3445	80.00	800.00
	5.42	1.42	5.6355	0.5636	1.52	0.3902	80.00	800.00
	7.50	2.08	5.9260	0.5926	1.14	0.4103	26.85	268.51
	9.50	2.00	6.2250	0.6225	1.11	0.4310	27.01	270.15
M-21-T2	11.00	1.50	6.5070	0.6507	1.15	0.4505	36.24	362.45
	13.00	2.00	6.8067	0.6807	1.15	0.4712	36.71	367.15
	16.00	3.00	7.4450	0.7445	1.22	0.5154	37.74	377.36
	18.80	2.80	8.0610	0.8061	1.22	0.5581	38.75	387.49
M-33-T1	19.50	0.70	8.3740	0.8374	1.16	0.5797	111.11	1111.14
	21.00	1.50	8.8030	0.8803	1.16	0.6094	112.52	1125.16
	23.00	2.00	9.1230	0.9123	1.16	0.6316	113.57	1135.72
	24.50	1.50	9.3909	0.9391	1.16	0.6501	114.46	1144.65
M-47-T1	25.50	1.00	9.5570	0.9557	1.16	0.6616	215.73	2157.29
	27.00	1.50	9.7970	0.9797	1.25	0.6783	216.50	2165.05
	29.00	2.00	10.1170	1.0117	1.25	0.7004	217.54	2175.43
	30.70	1.70	10.4160	1.0416	1.69	0.7211	218.52	2185.18
	33.00	2.30	11.8770	1.1877	1.69	0.8223	223.34	2233.45
	35.00	2.00	13.2370	1.3237	1.67	0.9164	227.93	2279.33
M-65-T1	35.80	0.80	13.4930	1.3493	1.67	0.9341	228.81	2288.07
	36.70	0.90	13.8445	1.3845	1.28	0.9585	230.01	2300.13
	37.40	0.70	14.0182	1.4018	1.28	0.9705	230.61	2306.12
	38.20	0.80	14.4000	1.4400	1.28	0.9969	231.93	2319.32
	40.10	1.90	15.0387	1.5039	1.26	1.0411	234.16	2341.58
	42.20	2.10	15.8078	1.5808	1.26	1.0944	236.87	2368.66
	43.00	0.80	16.4000	1.6400	1.26	1.1354	238.97	2389.73

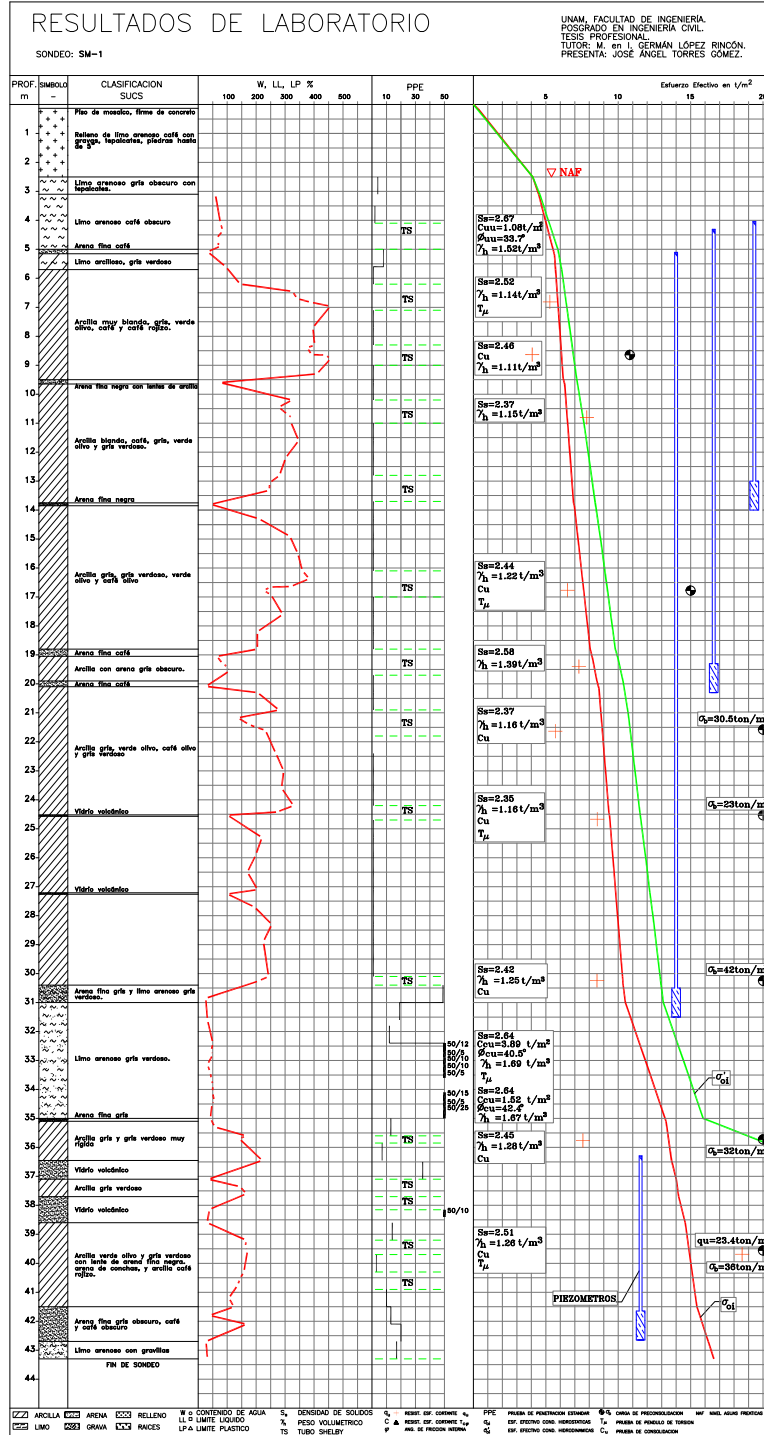


FIG. 3.1 PERFIL ESTRATIGRÁFICO, SONDEO: SM-1

TESIS PROFESIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL
**COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO
DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO
VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.**

Presento: **JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ**

Director de tesis: **M. en I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN**

Concepto: **ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA** aprobó: **GLR/JATC** archivo: **C3-EST** revisión: **3/1**

Dibujo: **PERFIL ESTRATIGRÁFICO** fecha: **JUNIO 2018** figura: **3.1**

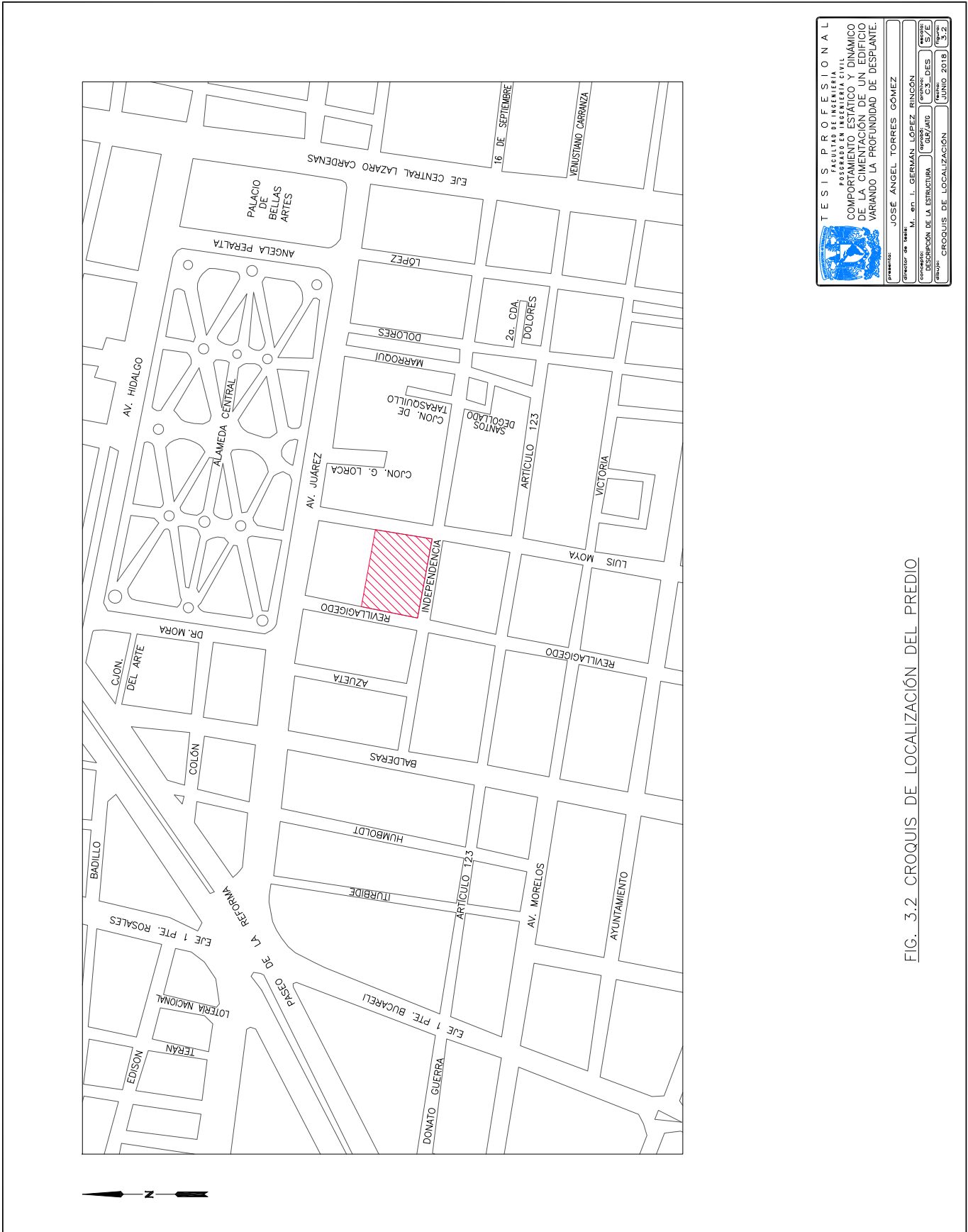

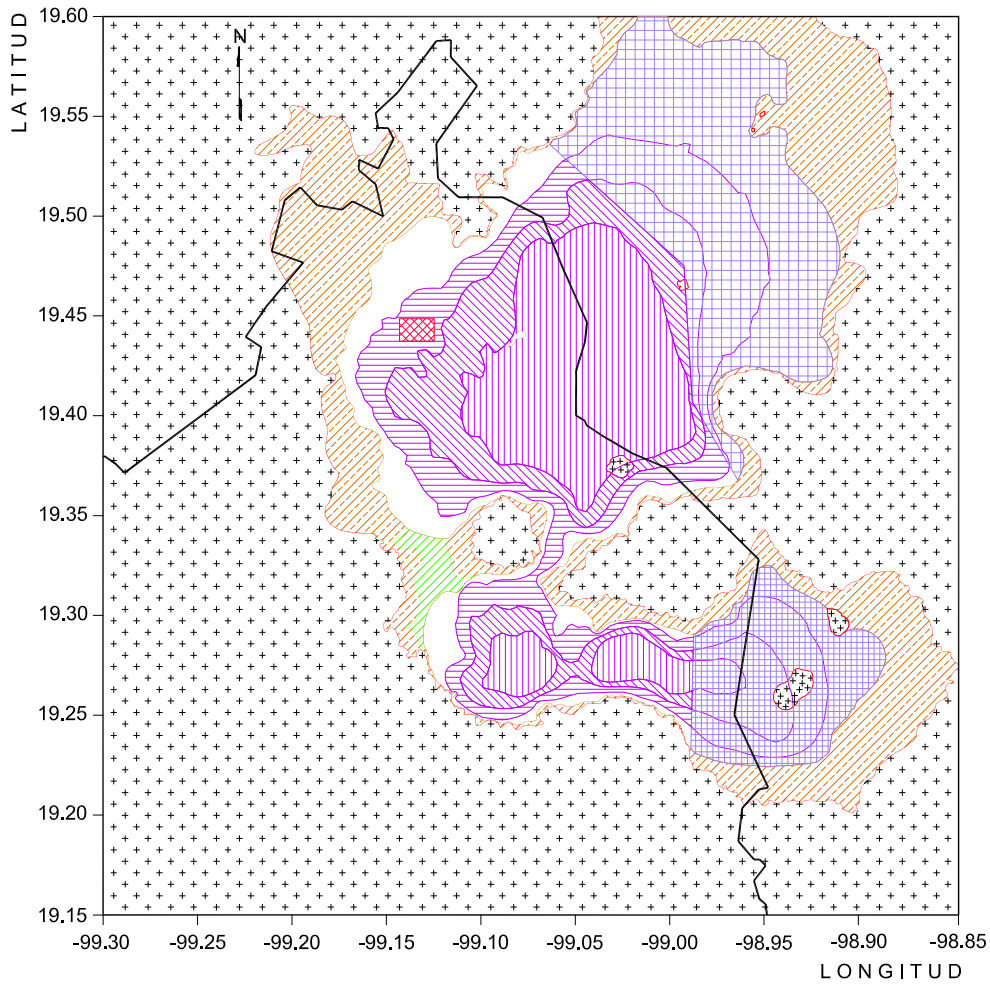


FIG. 3.2 CROQUIS DE LOCALIZACIÓN DEL PREDIO

		TESIS PROFESIONAL FACULTAD DE INGENIERIA POSGRADO EN INGENIERIA CIVIL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.	
Presenta:	JOSE ÁNGEL TORRES GÓMEZ	Director de Tesis:	M. en I. GERMAN LOPEZ RINCÓN
Coautor:	DESARROLLO DE LA ESTRUCTURA	Coautor:	CRISTÓBAL GUYANO
Fecha:	AGOSTO 2018	Fecha:	AGOSTO 2018
Edición:	1.0	Edición:	1.0



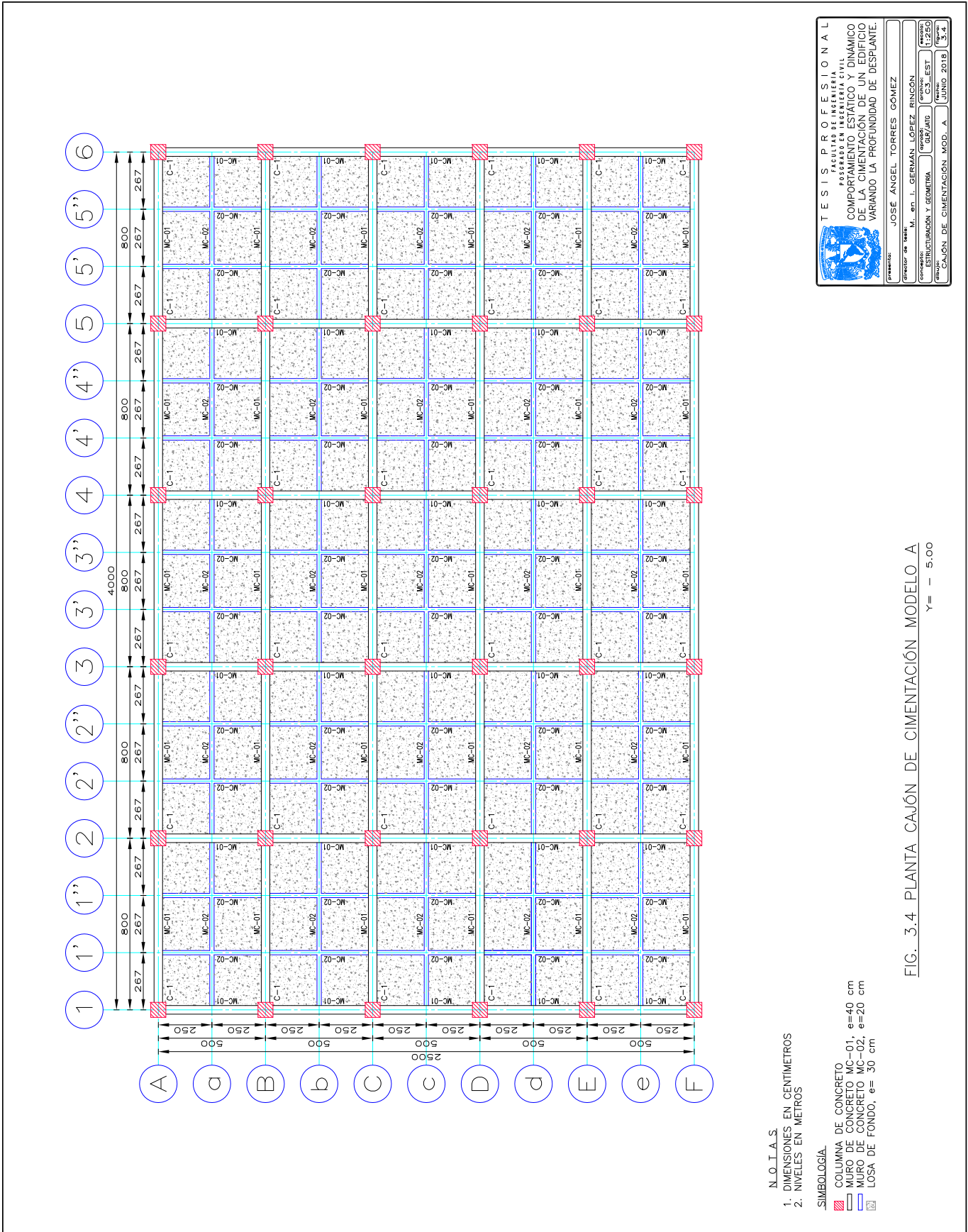
- | | | |
|-----------|-----------|--|
| Zona I | Zona IIIb | Esta zona se considerará como II (transición) para fines de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones |
| Zona II | Zona IIIc | Estas regiones no están suficientemente investigadas, por lo que la zonificación es solamente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

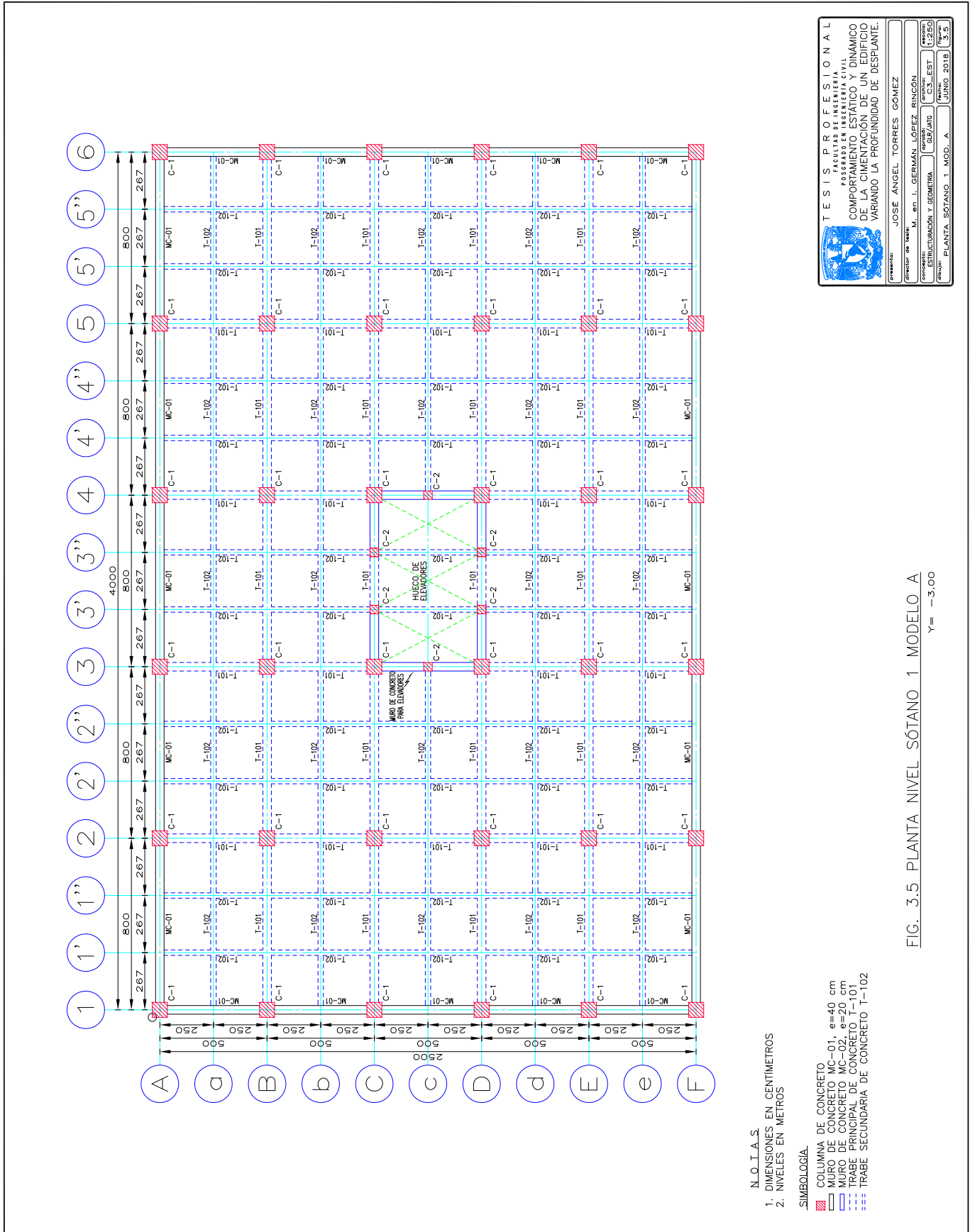
SIMBOLOGÍA

UBICACIÓN DEL PREDIO

FIG. 3.3 ZONIFICACIÓN DEL PREDIO DE ACUERDO AL RCDF04

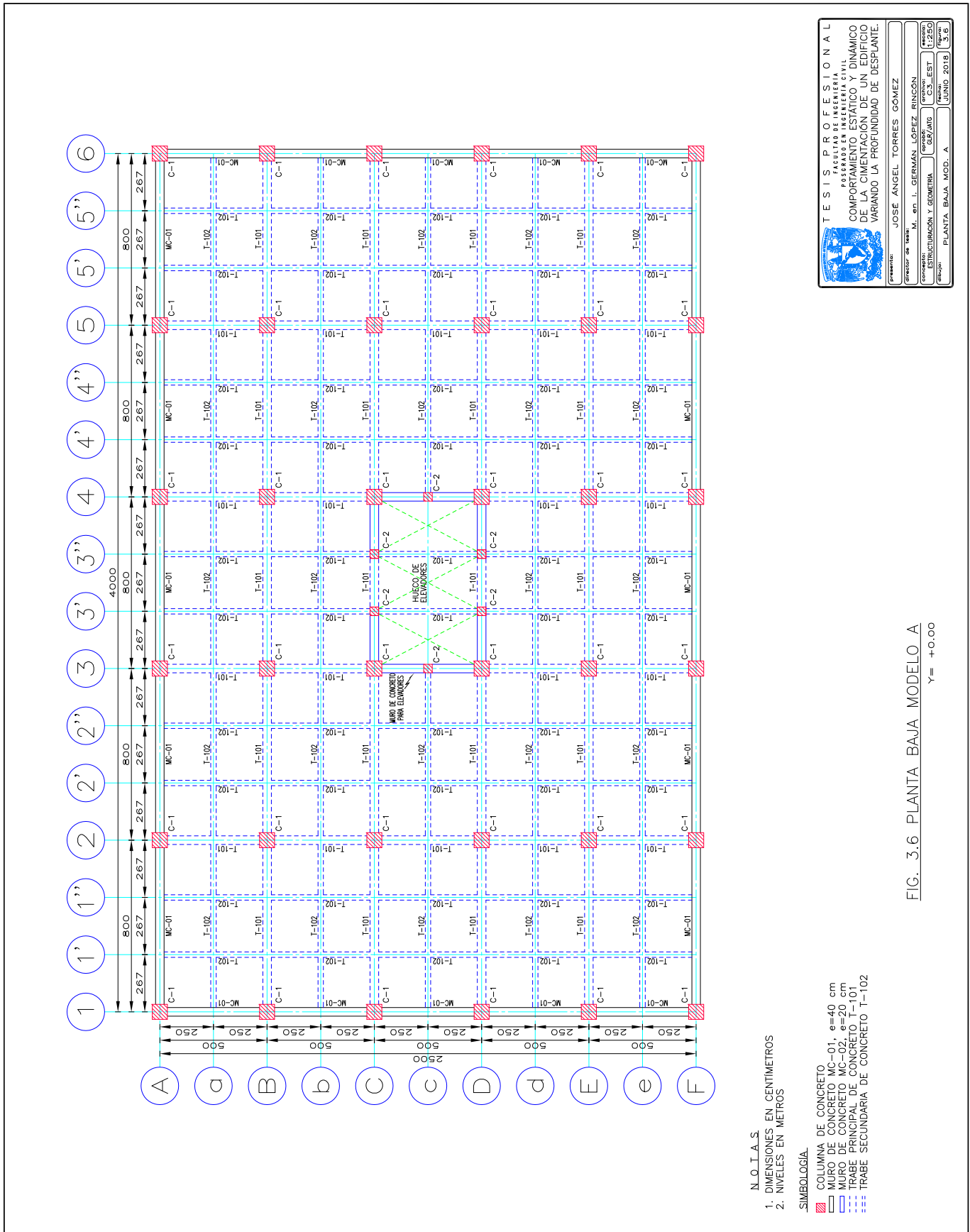
 TESIS PROFESIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL			
COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.			
presento: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
director de tesis: M. en I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN			
concepto: ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA	escribió: GLV/JATC	archivo: C3_EST	revisó: S/E
dibujo: ZONIFICACIÓN RCDF04	fecha: JUNIO 2018	figura: 3.3	





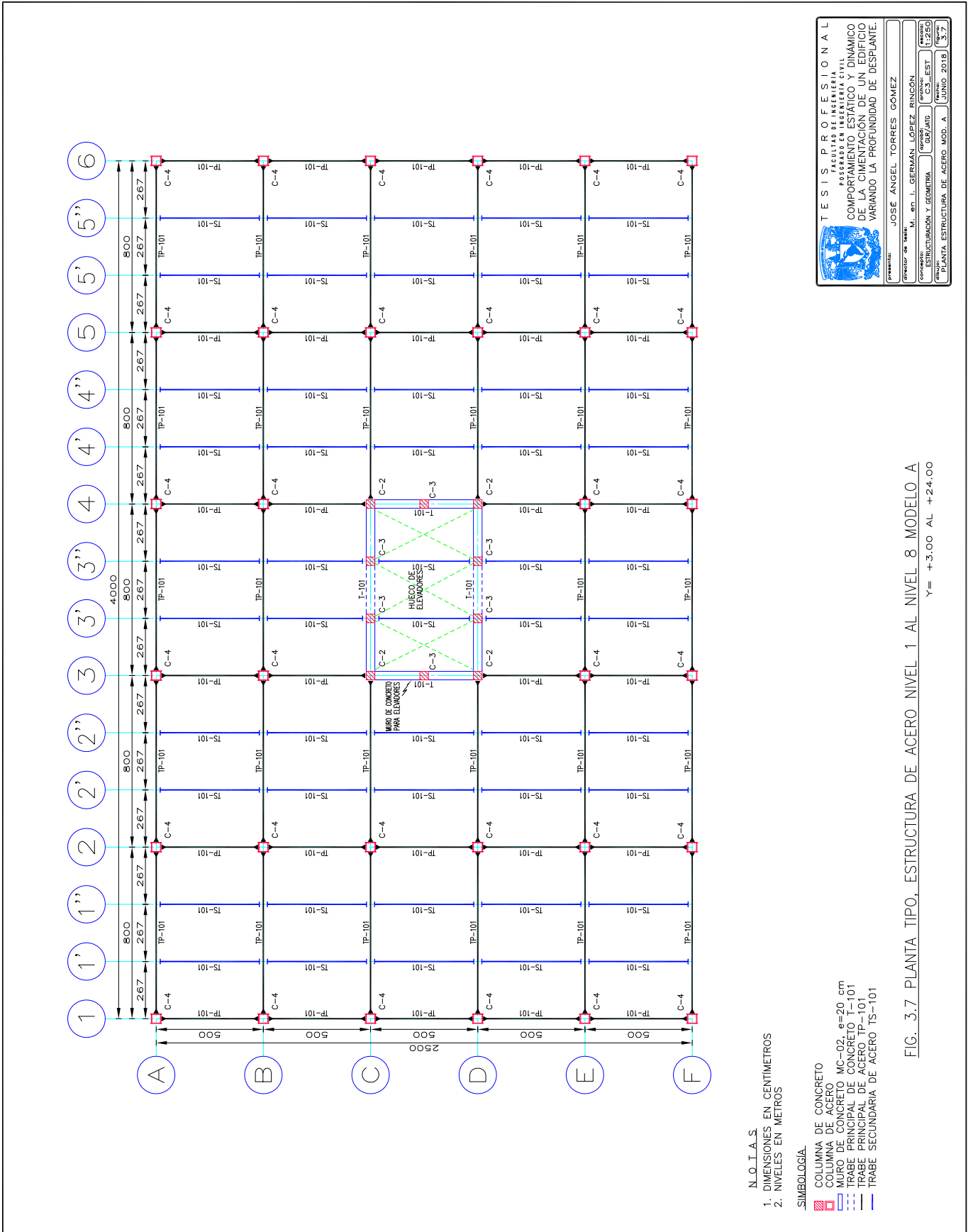
TESIS PROFESIONAL
FACULTAD DE INGENIERÍA
POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL
COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO
DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO
VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

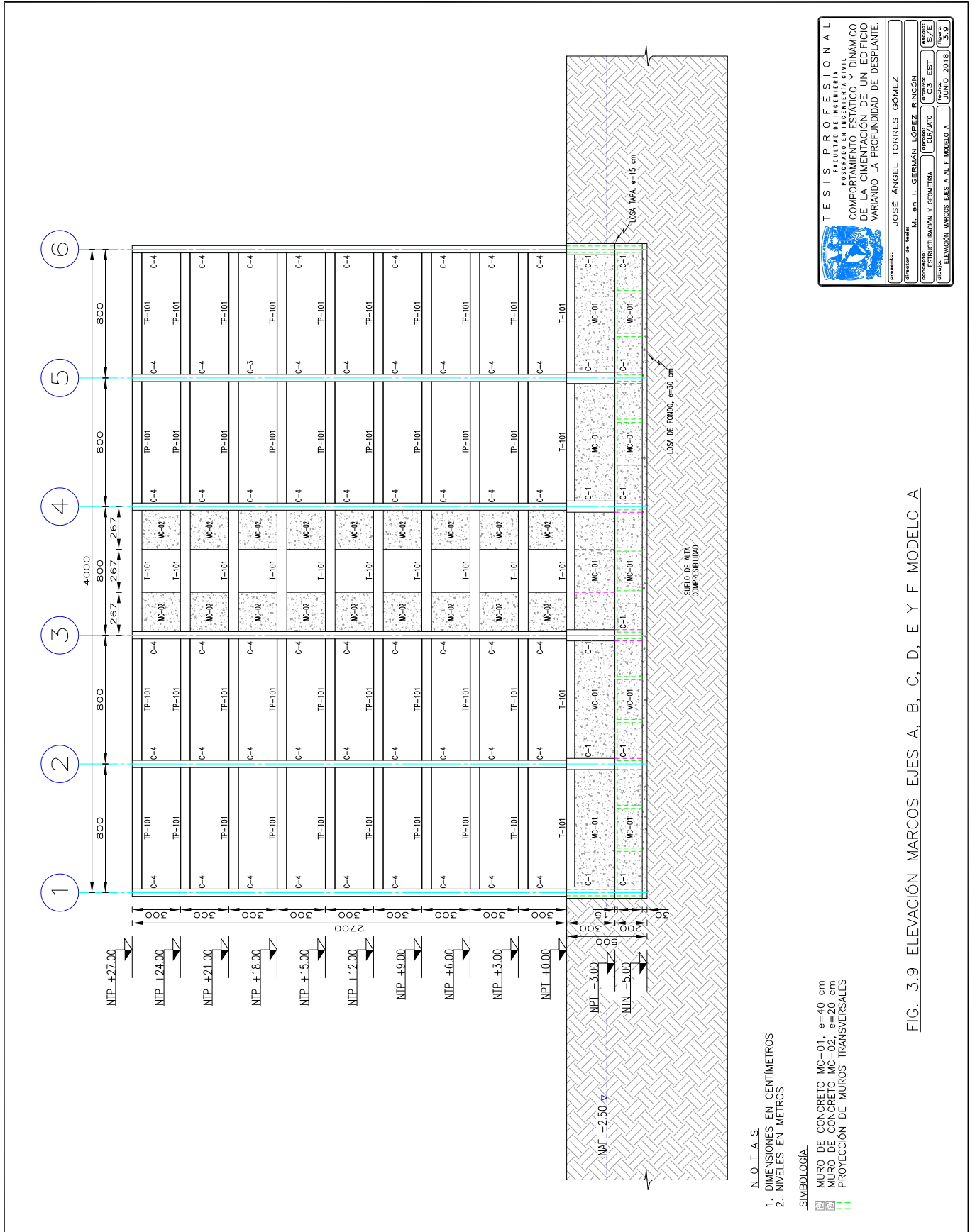
Presentado por: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
Director de Tesis: M. en I. GERMAN LOPEZ RINCÓN
Comité: ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA (OPCIÓN) GUYARD (U2250)
Fecha: JUNIO 2018 3.5



TESIS PROFESIONAL
 FACULTAD DE INGENIERIA
 POSGRADO EN INGENIERIA CIVIL
 COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO
 DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO
 VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

Presentado por: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
 Director de Tesis: M. en I. GERMAN LOPEZ RINCÓN
 Comisario: ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA
 Grupo: PLANTA BAJA MOD. A
 Fecha: 12/2018
 Año: JUNIO 2018
 P. 36



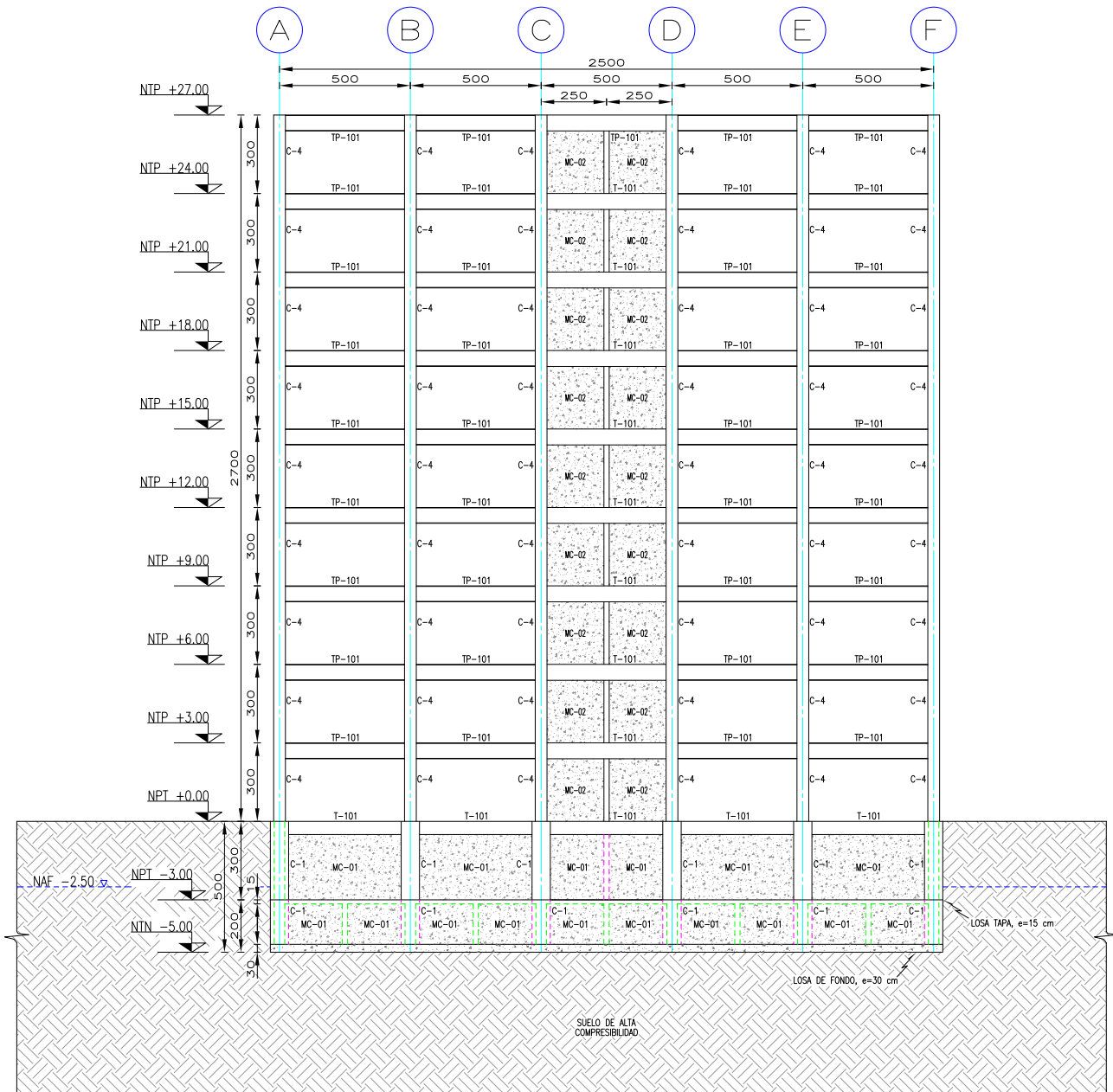


T E S I S P R O F E S I O N A L
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 POSGRADO EN INGENIERIA CIVIL
 COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO
 DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO
 VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

Presentado por: **JOSE ÁNGEL TORRES GÓMEZ**
 Director de Tesis: **M. en I. GERMAN LOPEZ RINCON**
 Comité: **ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA** (Presidente) **CS-EST** (Secretario) **CS-EST** (Vocal) **CS-EST** (Vocal)
 Fecha: **JUNIO 2018**
 Págs: **3-5**

- N.O.T.A.S**
 1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
 2. NIVELES EN METROS
- SIMBOLOGÍA.**
 MURO DE CONCRETO MC-01, e=40 cm
 MURO DE CONCRETO MC-02, e=20 cm
 PROYECCIÓN DE MUROS TRANSVERSALES

FIG. 3.9 ELEVACIÓN MARCOS EJES A, B, C, D, E Y F MODELO A

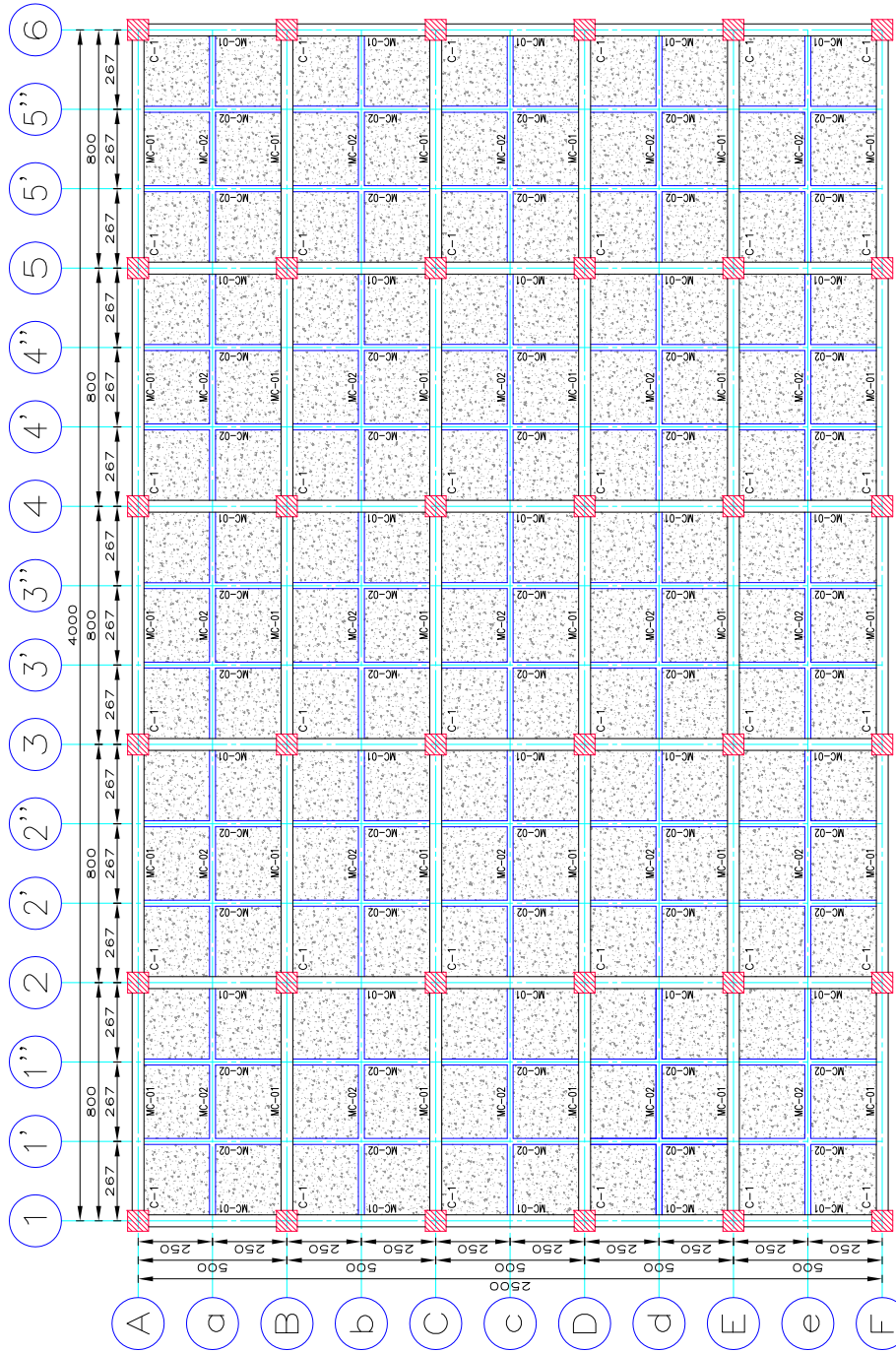


- NOTAS**
1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS
 2. NIVELES EN METROS

- SIMBOLOGÍA**
- MURO DE CONCRETO MC-01, e=40 cm
 - MURO DE CONCRETO MC-02, e=20 cm
 - PROYECCIÓN DE MUROS TRANSVERSALES

FIG. 3.10 ELEVACIÓN MARCOS EJES 1, 2, 3, 4, 5 Y 6 MODELO A

TESIS PROFESIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.			
presento: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
director de tesis: M. en I. GERMAN LÓPEZ RINCÓN			
concepto: ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA	aprobó: GLV/JATC	archivo: C3 - EST	revisó: S/E
dibujó: ELEVACIÓN MARCOS EJES 1 AL 6 MODELO A	fecha: JUNIO 2018	figura: 3.10	



N.O.T.A.S
 1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS
 2. NIVELES EN METROS

· SIMBOLOGÍA.

- COLUMNA DE CONCRETO
- MURO DE CONCRETO MC-01, e=40 cm
- MURO DE CONCRETO MC-02, e=20 cm
- LOSA DE FONDO, e= 35 cm

T E S I S P R O F E S I O N A L

FACULTAD DE INGENIERÍA
 POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL
**COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO
 DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO
 VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.**

Presenta: **JOSE ÁNGEL TORRES GÓMEZ**

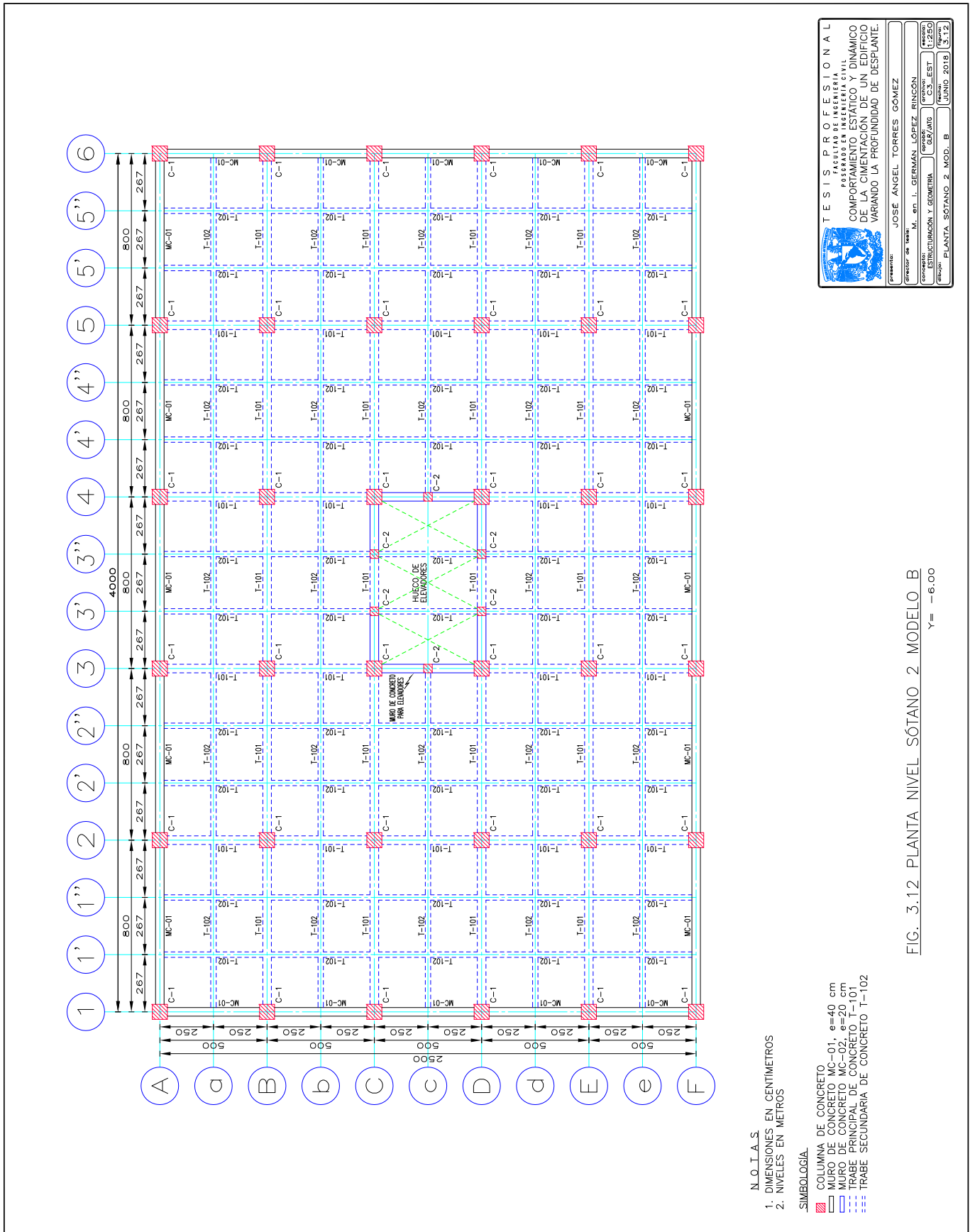
Director de Tesis: **M. en I. GERMAN LOPEZ RINCON**

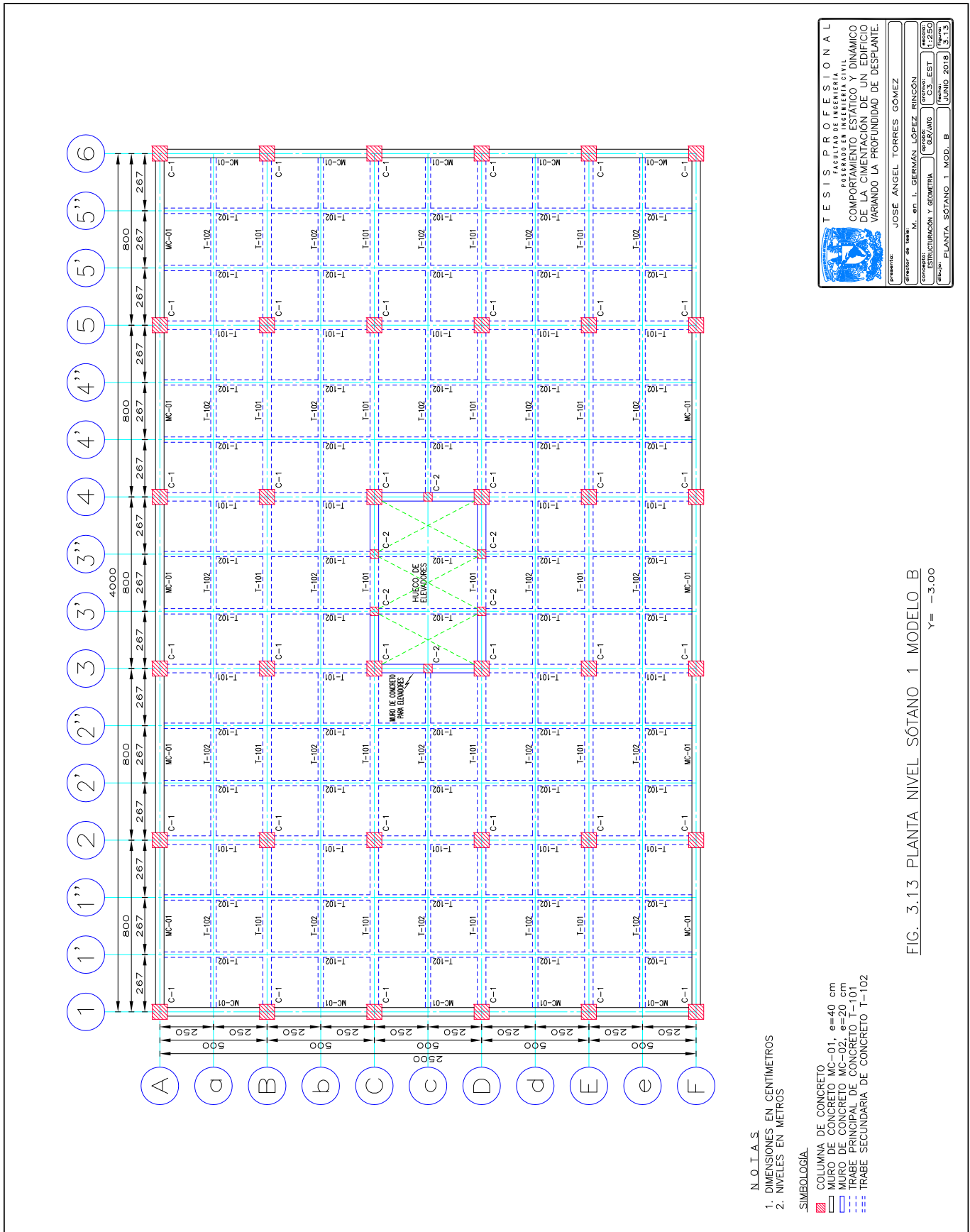
Comité: **ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA** **OPINIÓN:** **BOYARD** **FECHA:** **02/2018**

Curso: **CAJÓN DE CIMENTACIÓN MOD. B** **SEMESTRE:** **3.11**

FIG. 3.11 PLANTA CAJÓN DE CIMENTACIÓN MODELO B

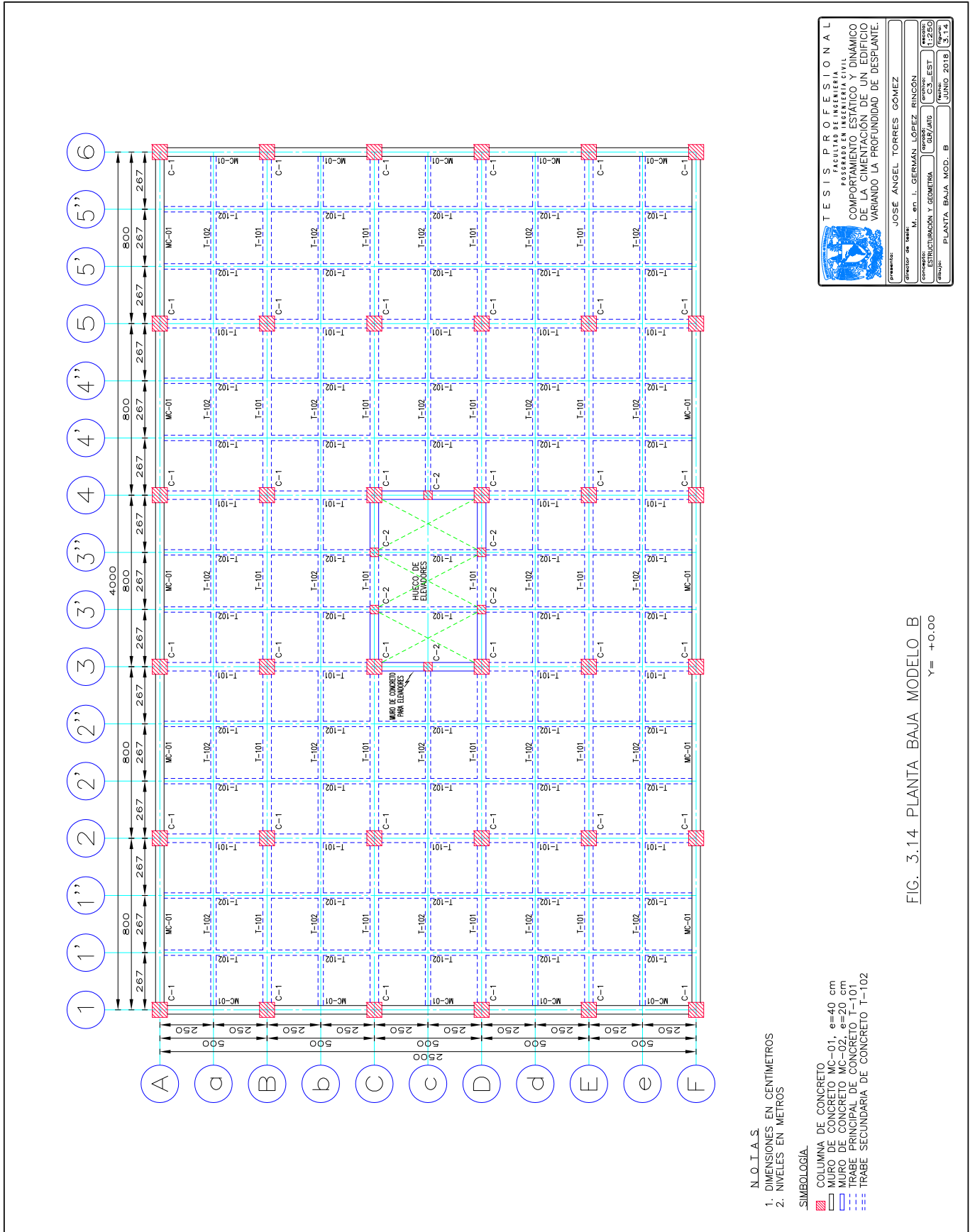
Y = - 8.50





TESIS PROFESIONAL
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL
 COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO
 DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO
 VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

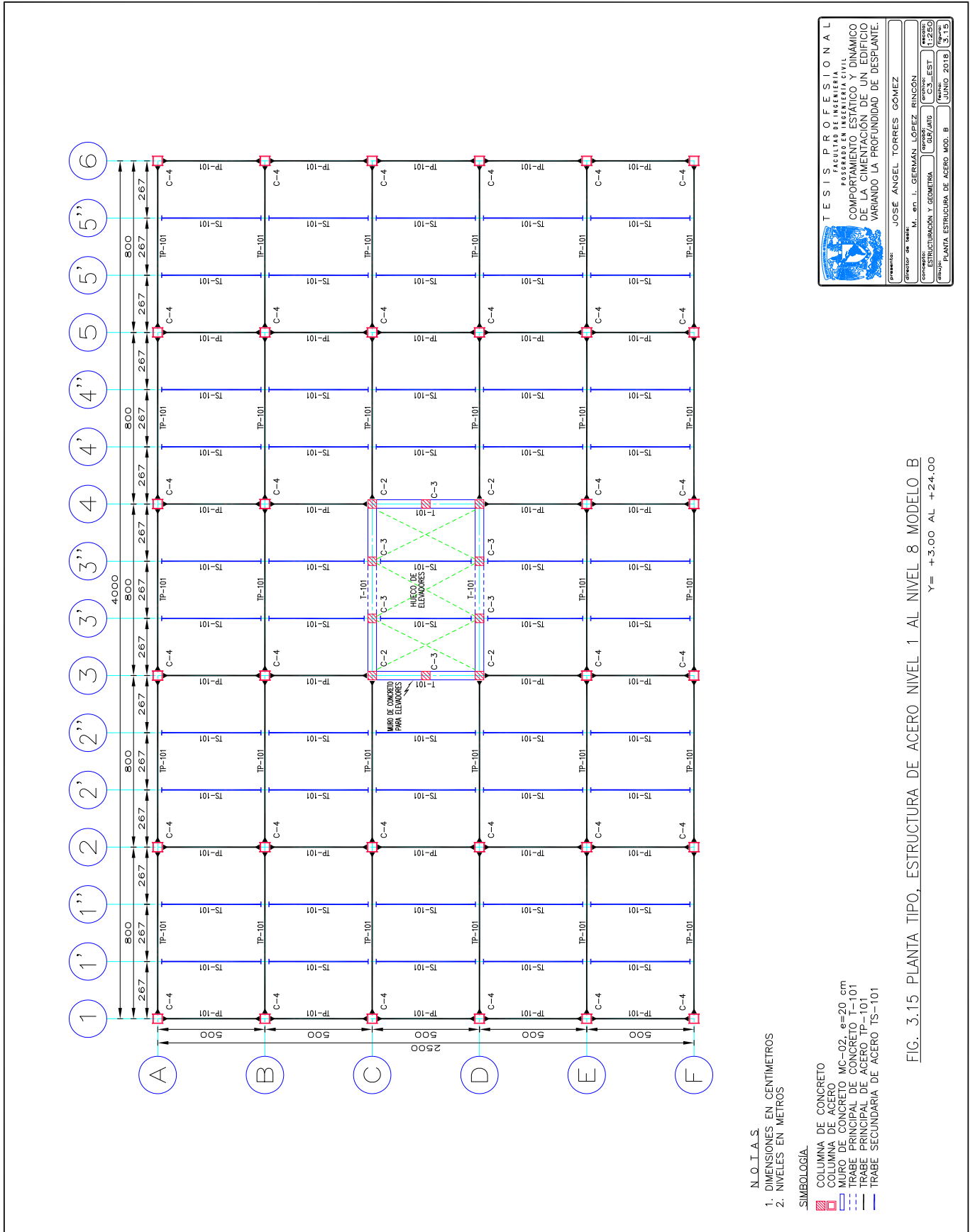
Presentado por: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
 Director de Tesis: M. en I. GERMAN LOPEZ RINCÓN
 Comisario: ESTRELLACIÓN Y GEMERA
 Profesor: GUYARD
 Fecha: 12/2018
 Grupo: PLANTA SÓTANO 1 MOD. B
 Págs: 3.13

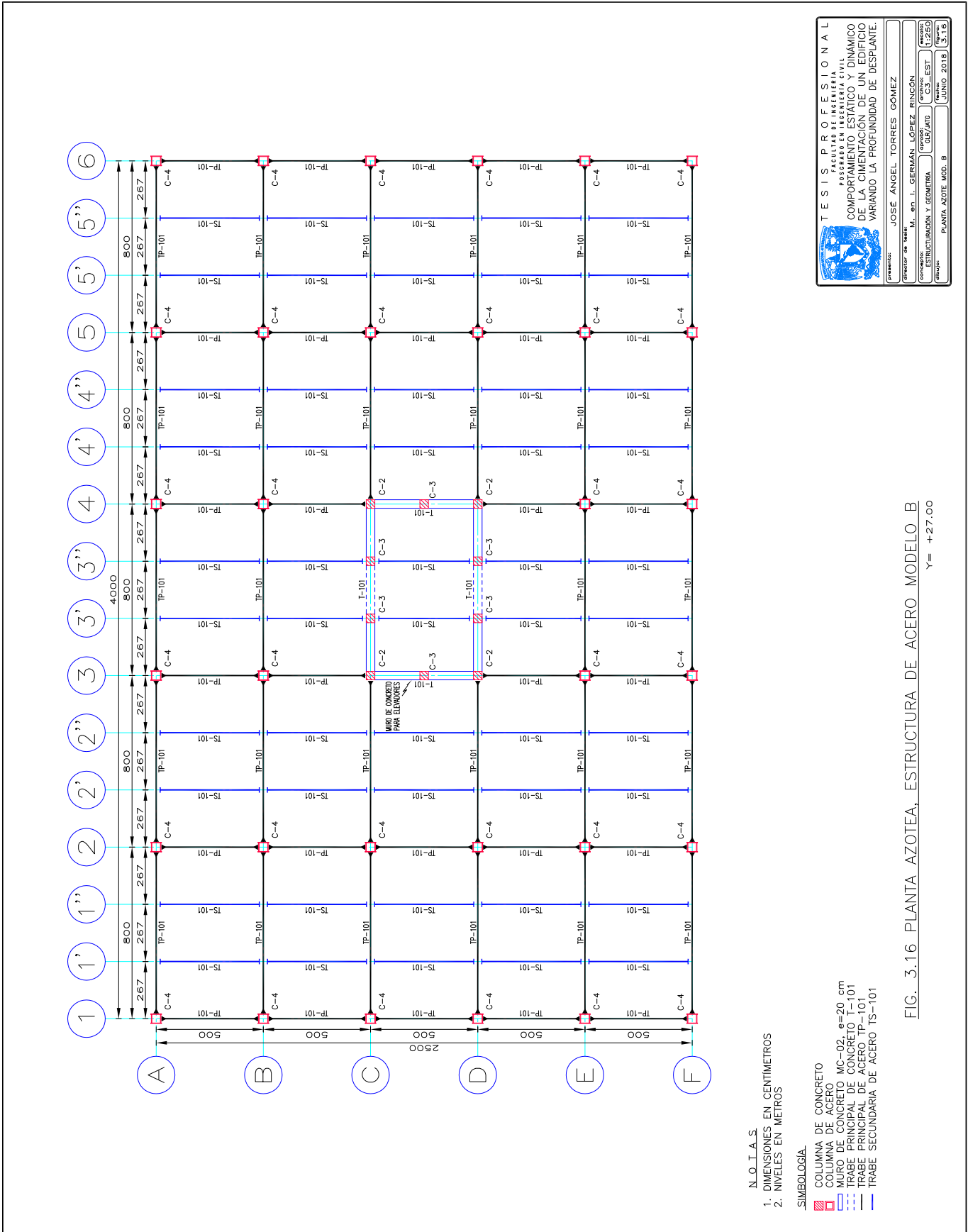


- N.O.T.A.S**
1. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS
 2. NIVELES EN METROS
- SIMBOLOGÍA.**
- █ COLUMNA DE CONCRETO
 - █ MURO DE CONCRETO MC-01, e=40 cm
 - █ MURO DE CONCRETO MC-02, e=20 cm
 - █ TRABE PRINCIPAL DE CONCRETO T-101
 - █ TRABE SECUNDARIA DE CONCRETO T-102

FIG. 3.14 PLANTA BAJA MODELO B

Y= +0.00





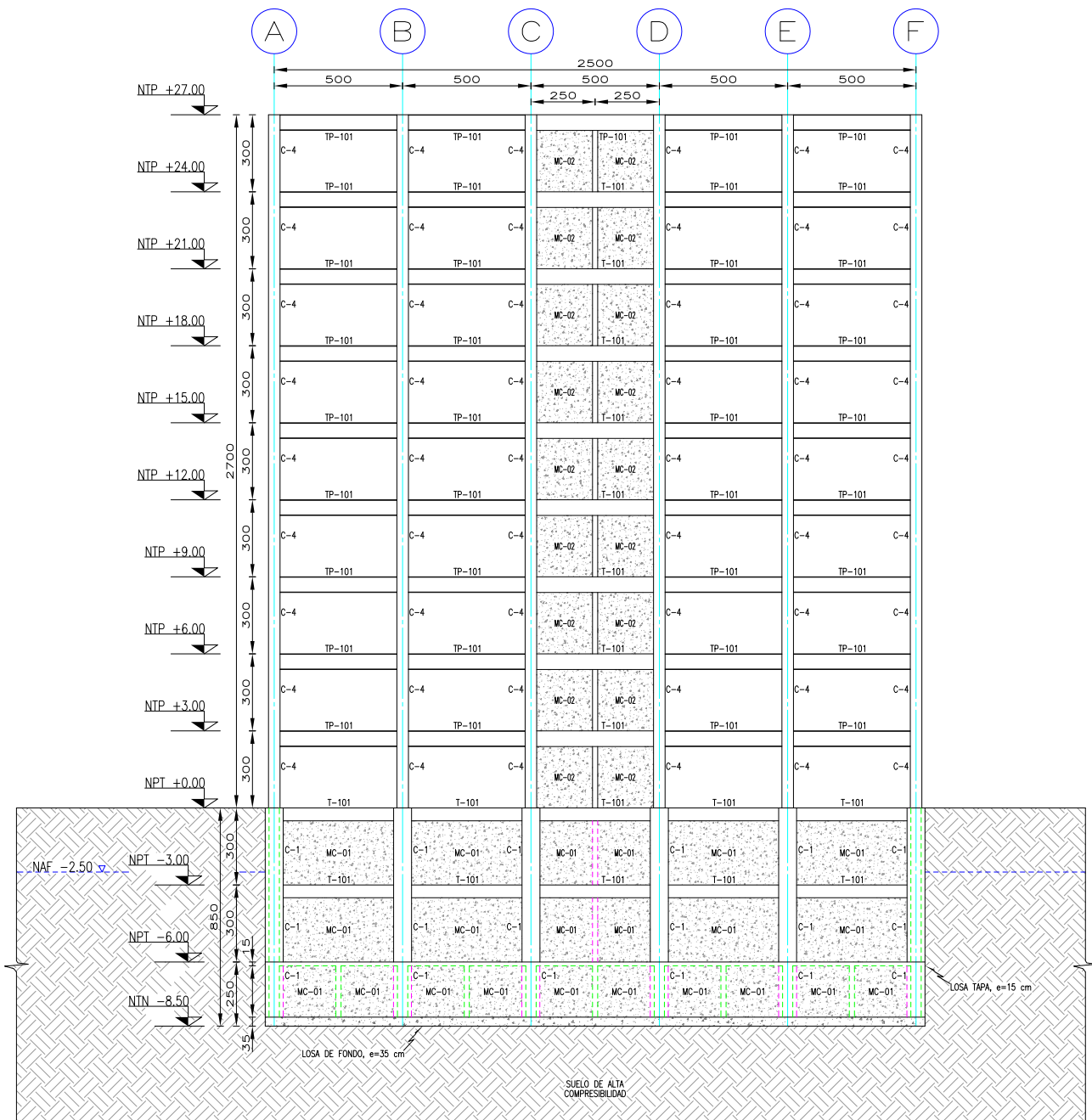
TESIS PROFESIONAL
 FACULTAD DE INGENIERIA
 POSGRADO EN INGENIERIA CIVIL
 COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO
 DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO
 VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

Presentado por: **JOSE ÁNGEL TORRES GÓMEZ**
 Director de Tesis: **M. en I. GERMAN LOPEZ RINCON**
 Comprobado: **ESTRUCTURACION Y GEOMETRIA** (Firma: **CS-EST**)
 Fecha: **12/2018**
 Grado: **INGENIERIA CIVIL** (Firma: **CS-EST**)
 Fecha: **JUNIO 2018** (Firma: **CS-EST**)
 Planteamiento: **PLANTA AZOTEA MOD. B** (Firma: **CS-EST**)



T E S I S P R O F E S I O N A L
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL
 POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL
 COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO
 DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO
 VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
 Director de Tesis: M. en I. GERMAN LOPEZ RINCÓN
 Consejo: ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA OFICINA: GUYANO ESCUELA: CS-EST SEMESTRE: 5º/18
 FECHA DE ENTREGA: JUNIO 2018 CALIFICACIÓN: 3,17




NOTAS

1. DIMENSIONES EN CENTIMETROS
2. NIVELES EN METROS

SIMBOLOGÍA

- MURO DE CONCRETO MC-01, e=40 cm
- MURO DE CONCRETO MC-02, e=20 cm
- PROYECCIÓN DE MUROS TRANSVERSALES

FIG. 3.18 ELEVACIÓN MARCOS EJES 1, 2, 3, 4, 5 Y 6 MODELO B

 TESIS PROFESIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL			
COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.			
Presento: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
Director de tesis: M. en I. GERMAN LÓPEZ RINCÓN			
Concepto: ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA	Elaboró: GLV/JAT	Archivó: C3 - EST	Revisó: S/E
Dibujo: ELEVACIÓN MARCOS EJES 1 AL 6 MODELO B		Fecha: JUNIO 2018	Figura: 3.18

IV. M O D E L O E S T R U C T U R A L .

IV. MODELO ESTRUCTURAL.

Como parte del análisis y diseño de cualquier estructura, en el ámbito profesional del ingeniero civil, se enfrenta a una problemática en la representación de modelos analíticos; resulta evidente que nunca puede en realidad llevarse a cabo un análisis 'exacto', es necesario idealizar el comportamiento estructural por medio de suposiciones ingenieriles bien fundamentadas, de modo que las fuerzas internas y los desplazamientos calculados representen solamente aproximaciones de los que realmente se presentan en la estructura. Así mismo, la resistencia en cada uno de los elementos estructurales ante cargas y deformaciones se puede determinar con razonable aproximación.

Además, las estructuras están sujetas frecuentemente a fuerzas, acciones y condiciones de servicio que no pueden ser previstas con precisión, así como otros factores tales como las características geométricas, los materiales, los procesos constructivos y los deterioros que puede tener la estructura durante su vida útil.

Para este trabajo se propusieron un conjunto de modelos con el fin de obtener una representación más acorde a la estructura real, así como conocer el comportamiento de la misma ante los diferentes tipos de acciones que intervinieron en el modelo y las combinaciones de éstas. Cabe señalar que esta modelación hace hincapié a la cimentación como parte fundamental de este trabajo, sin dejar a un lado la estructura portante (estructura de acero) cumpliendo los estados de límite de falla y de servicio que estipula el actual Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004, RCDF04.

Se utilizó un programa de análisis y diseño estructural, STAAD Pro versión V8i (Structural Analysis and Design), para la modelación tridimensional completa de la estructura, con el fin de obtener los resultados mediante un análisis tridimensional y diseño estructural de los elementos que componen toda la estructura propuesta.

IV.1 ANÁLISIS DE CARGAS.

La variedad de tipos de construcción y condiciones de operación, pueden presentarse en gran número. Se debe hacer un fuerte énfasis para determinar cuáles acciones y cargas serán consideradas para el análisis y diseño de cualquier tipo de edificación, tomando en cuenta los efectos de las cargas que soportará la estructura durante su vida útil.

Se presentan las cargas y acciones, para el análisis y diseño de la estructura, conforme a los requisitos aplicables del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004.

IV.1.1 Carga Muerta.

Se define como carga muerta a 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.

IV.1.1.1 Peso Propio de la Estructura.

Sé calculó el peso debido a los elementos que componen la estructura en los Modelos A y B: columnas, trabes y muros de concreto reforzado, con peso volumétrico $\gamma_c = 2.40 \text{ ton/m}^3$ y elementos de acero estructural (columnas, trabes), con peso volumétrico $\gamma_s = 7.85 \text{ ton/m}^3$. Tabla 4.1 y 4.2.

IV.1.1.2 Peso de los Sistemas de Piso.

Sé calculó el peso debido a los siguientes elementos: losas macizas, firmes, rellenos y acabados, plafones, instalaciones, muros divisorios, etc.

Análisis de Carga Muerta (Sótano 2, Modelo B).

▪ Losa de concreto	360.00 kg / m ²
▪ Acabado	10.00 kg / m ²
▪ Instalaciones	10.00 kg / m ²
▪ Sobre-carga RCDF04	40.00 kg / m ²
TOTAL	420.00 kg / m²

Análisis de Carga Muerta (Sótano 1, Modelo B).

• Losa de concreto	288.00 kg / m ²
• Acabados	10.00 kg / m ²
• Instalaciones y plafón	25.00 kg / m ²
• Sobre-carga RCDF04	40.00 kg / m ²
TOTAL	363.00 kg / m²

Análisis de Carga Muerta (Sótano 1, Modelos A).

▪ Losa de concreto	360.00 kg / m ²
▪ Acabado	10.00 kg / m ²
▪ Instalaciones	10.00 kg / m ²
▪ Sobre-carga RCDF04	40.00 kg / m ²
TOTAL	420.00 kg / m²

Análisis de Carga Muerta (Nivel Planta Baja, Modelos A y B).

• Losa de concreto	288.00 kg / m ²
• Acabados	30.00 kg / m ²
• Instalaciones y plafón	25.00 kg / m ²
• Muros divisorios	60.00 kg / m ²
• Sobre-carga RCDF04	40.00 kg / m ²
TOTAL	443.00 kg / m²

Análisis de Carga Muerta (Niveles Tipo. Estructura de Acero, Modelos A y B).

• Losacero Tipo 4	220.00 kg / m ²
• Acabados	30.00 kg / m ²
• Instalaciones y plafón	40.00 kg / m ²
• Muros divisorios	100.00 kg / m ²
• Sobre-carga RCDF04	40.00 kg / m ²
TOTAL	430.00 kg / m²

Análisis de Carga Muerta (Niveles Azotea. Estructura de Acero, Modelos A y B).

• Losacero Tipo 4	220.00 kg / m ²
• Relleno	65.00 kg / m ²
• Instalaciones	10.00 kg / m ²
• Impermeabilizante	5.00 kg / m ²
• Sobre-carga RCDF04	40.00 kg / m ²
TOTAL	340.00 kg / m²

IV.1.2 Carga Viva.

Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente.

IV.1.2.1 Carga Viva Máxima.

La carga viva máxima se emplea para la revisión de la estructura por cargas gravitacionales.

De acuerdo a las Normas Técnicas Complementarias NTC's del reglamento local RCDF04 se consideraron cargas vivas a las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. Como a continuación se describen:

- Oficinas, despachos y laboratorios.
 $CV_{m\acute{a}x} = 250 \text{ kg / m}^2$
- Garajes y estacionamientos.
 $CV_{m\acute{a}x} = 250 \text{ kg / m}^2$
- Azotea con pendiente no mayor de 5 %.
 $CV_{m\acute{a}x} = 40 \text{ kg / m}^2$

IV.1.2.2 Carga Viva Instantánea.

La carga viva instantánea se emplea en la revisión de la estructura por efectos sísmicos.

- Oficinas, despachos y laboratorios. $CV_a = 180 \text{ kg / m}^2$
- Garajes y estacionamientos. $CV_a = 100 \text{ kg / m}^2$
- Azotea con pendiente no mayor de 5 %. $CV_a = 40 \text{ kg / m}^2$

IV.1.3 Cargas Accidentales.

El actual reglamento local RCDF04, exige un análisis cuidadoso ante los efectos sísmicos sobre las estructuras en proceso de análisis, diseño o revisión. Sin dejar de lado las demás acciones, pero teniendo como prioridad el sismo.

La acción de un sismo en una estructura reviste aspectos netamente distintos de los de la mayoría de las otras acciones. Ante un sismo de gran intensidad, la respuesta de la estructura depende de varias características que la edificación posea. El objetivo al analizar, diseñar o revisar es que su respuesta se mantenga dentro de los niveles de comportamiento que no impliquen colapsos, daños mayores ni pérdida de vidas, mientras más riguroso sea el análisis del comportamiento de la estructura bajo la fuerza sísmica, más confiable será el diseño.

Para el diseño sísmico de estructuras de mediano tamaño, por lo general los reglamentos proponen utilizar el procedimiento de la fuerza lateral equivalente. Es un método que por simplicidad en el cálculo reemplaza la fuerza sísmica lateral por una fuerza estática lateral equivalente. Por otro lado, se adopta el análisis dinámico cuando se requiere una evaluación más acertada de la fuerza sísmica y el comportamiento estructural, permitiendo determinar la respuesta de una estructura estáticamente diseñada bajo una fuerza sísmica y valorar la seguridad de la respuesta de la estructura.

Debido a su gran importancia los efectos sísmicos ante otras acciones como el viento o granizo; serán evaluados los efectos por sismo empleado dos métodos de análisis: Análisis Sísmico Estático Equivalente (ASEE) como primer análisis conforme lo marca el reglamento local y el Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral (ASDME) con este análisis se verifica el diseño empleando los espectros de diseño que corresponden a la zonificación de la estructura.

Ha sido costumbre considerar que la acción sísmica se ejerce en forma independiente en cada dirección, o sea, revisar el efecto de la acción sísmica de diseño en una de las direcciones principales de la estructura considerando que las fuerzas sísmicas son nulas en cualquier otra dirección. La estructura puede presentar además, movimientos de rotación en cada masa. La importancia de las rotaciones y la magnitud de las sollicitaciones que por este efecto se inducen en la estructura, depende de la distribución en planta de las masas y de las rigideces laterales.

La fuerza actuante por sismo en cada piso está situada en el centro de masa, mientras la fuerza resistente lo está en el centro de torsión, o sea, donde se ubica la resultante de las fuerzas laterales que resisten cada uno de los elementos. Si entre esos dos puntos existe una excentricidad, la acción en cada entrepiso estará constituida por una fuerza cortante más un momento torsionante cuyo efecto debe tomarse en cuenta en el diseño.

El efecto de torsión se considera de manera estática superponiendo sus resultados a los de un análisis estático o dinámico, de los efectos de translación calculados de manera independiente.

IV.1.4 Análisis Sísmico Estático Equivalente (ASEE), Modelo A y B, RCDF04.

IV.1.4.1 Coeficiente Sísmico de Diseño.

La estructura se analizó bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales no simultáneos del movimiento del suelo, una en el sentido longitudinal, Z y la otra en el sentido transversal, X.

Para la determinación de las fuerzas sísmicas se tomó como base la siguiente información:

Según el destino de la estructura:	Grupo B
Según la zonificación de las NTC's del RCDF:	Zona III b
Coeficiente sísmico básico:	$C = 0.45$
Factor de comportamiento sísmico:	$Q = 2.00$
Factor reductivo (condiciones de regularidad):	$Q' = 0.80 \times 2.00 = 1.60$
Por tanto:	$C_d = C \times F_c / Q'$
Coeficiente Sísmico de diseño:	$C_d = 0.45 / 1.60 = 0.28$

IV.1.4.2 Fuerzas Sísmicas Estáticas Equivalentes.

El método se basa generalmente en la determinación de la fuerza lateral total cuyo efecto estático se supone equivalente al de la acción sísmica. Tabla 4.3 y Tabla 4.4.

Por tanto la fuerza lateral que actúa en la estructura será calcula con la siguiente expresión:

$$F_i = C_d \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} W_i h_i$$

IV.1.5 Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral (ASDME), Modelo A y B, RCDF04.

IV.1.5.1 Modos de Vibrar, Periodos, Frecuencias y Factores de Participación.

La respuesta elástica de una estructura bajo una fuerza sísmica se puede determinar en mejor forma mediante un análisis modal. Es usual reemplazar la masa de cada piso por una masa concentrada en cada nivel, existiendo tantos modos de vibrar como el número de masas. Tabla 4.5.

IV.1.5.2 Espectro Sísmico de Diseño.

Según el destino de la estructura:	Grupo B
Según la zonificación de las NTC's del RCDF:	Zona III b
Coefficiente sísmico básico:	$C = 0.45$
Factor de comportamiento sísmico:	$Q = 2.00$
Factor reductivo (condiciones de regularidad):	$Q' = 0.80 \times 2.00 = 1.60$

Para calcular las ordenadas del espectro de diseño sísmico:

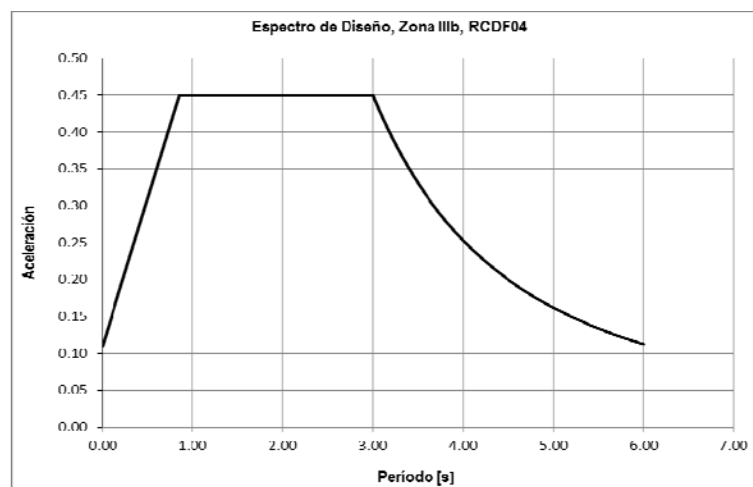
$$a = a_0 + (C - a_0) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a$$

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

$$a = qc; \quad \text{si } T > T_b \quad \text{donde } q = \left(\frac{T_b}{T}\right)^r$$

Valores de los parámetros para calcular el espectro de aceleración:

$c=0.45$; $a_0=0.11$; $T_a=0.85$; $T_b=3.00$; $r=2.00$.



IV.2 MODELO ANALÍTICO.

El modelo A y B propuestos en este trabajo, se realizaron tomando en cuenta toda la información disponible y aplicable, proporcionada en las propuestas arquitectónicas de los cuales se obtuvieron las plantas geométricas, los niveles que constituyen los sistemas de piso y la estructuración del edificio.

Para generar el modelo de toda la estructura portante y los elementos que componen la cimentación se considerando una hipótesis de comportamiento Elástico-Lineal, la revisión de los elementos de acero estructural se realizó en base al método de "Factor de Diseño de Carga y Resistencia". Para los elementos de concreto reforzado se utilizó el "Método de Resistencia Última". Para evaluar los efectos por sismo se manejó el Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral (ASDME).

Conformando un conjunto de elementos barra y placa interconectados entre sí, teniendo como resultado la geometría básica de la estructura con un sistema de referencia tridimensional global de coordenadas ortogonales: dos ejes horizontales (X y Z), y uno vertical (Y).

La estructura portante y de cimentación para el Modelo A se modeló analítica y matemáticamente mediante un conjunto tridimensional de 1 408 nudos, 3 118 elementos barra: trabes principales, trabes secundarias, columnas de acero estructural y concreto reforzado; y 755 elementos placa que discretizan a los muros de concreto perimetrales del sótano, cajón de cimentación, muro de elevadores y losas, integrados explícitamente en el modelo de análisis tridimensional. Figuras 4.1 a 4.5.

Por otra parte, el Modelo B se modelo de la misma manera con un conjunto tridimensional de 1 582 nudos, 3 480 elementos barra: trabes principales, trabes secundarias, columnas de acero estructural y concreto reforzado; y 813 elementos placa que discretizan a los muros de concreto perimetrales de los sótanos 1 y 2, cajón de cimentación, muro de elevadores y losas. Figuras 4.6 a 4.11. Los isométricos de los Modelos A y B se representan en las Figuras 4.12 y 4.13.

El sistema de piso se idealiza como un diafragma rígido, es decir, como un elemento único condicionado y limitado a permitir solo desplazamientos horizontales y verticales, así como el giro alrededor de un eje vertical, sin permitir deformaciones significativas en su plano.

IV.2.1 Propiedades Geométricas de Elementos.

Las propiedades geométricas de los elementos que componen las estructuras en estudio como son columnas, trabes, losas y muros, se establecieron principalmente secciones prismáticas rectangulares de concreto reforzado, con anchos y peraltes diversos. Los elementos de acero son secciones prismáticas, en el caso de columnas y contra-vientos estos elementos están formados a base de cuatro placas, mientras las trabes principales y secundarias son a base de perfiles tipo IR con peraltes distintos.

Las dimensiones de todos los elementos, han sido consignadas en los dibujos estructurales presentados en este capítulo. Figuras 4.14 y 4.15.

IV.2.2 Propiedades Mecánicas de los Materiales.

Las propiedades mecánicas en el caso del acero dependen principalmente de la composición química, los procesos de laminado y el tratamiento térmico de los elementos que componen el sistema de piso.

Para fines del análisis y diseño estructural, se consideró que todos los elementos que componen la estructura portante en ambos modelos a partir del Nivel +0.00 m (columnas y contra-vientos) y los elementos de apoyo del sistema de piso como traveses principales y traveses secundarios a excepción de los elementos que forman el hueco del elevador (muros y traveses) de cada entrepiso son de Acero Estructural, mientras los elementos que conforman la estructura portante de los niveles de los sótanos, el cajón de cimentación, muros perimetrales, muros del hueco del elevador de todos los niveles son de concreto reforzado a los cuales les corresponden las siguientes propiedades:

ACERO ESTRUCTURAL (ASTM A992).

$F_y =$	3, 515 kg / cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero
$E_s =$	2' 039, 000 kg / cm ²	Módulo de elasticidad del acero
$\gamma_s =$	7.85 ton / m ³	Peso volumétrico del acero
$\mu_s =$	0.30	Relación de Poisson del acero

CONCRETO REFORZADO CLASE 1, $f'c = 250$ kg / cm².

$E_c =$	14, 000 (250) ^{1/2} = 221, 359.44 kg / cm ²	Módulo de elasticidad del concreto
$F_y =$	4, 200 kg / cm ²	Esfuerzo de fluencia del acero
$\gamma_c =$	2.40 ton / m ³	Peso volumétrico del concreto
$\mu_c =$	0.17	Relación de Poisson del concreto

IV.2.3 Condiciones Básicas de Carga.

Para analizar los Modelos A y B, se identificaron las siguientes Condiciones Básicas de Carga: permanentes, variables y accidentales; combinándolas se presentan las condiciones de carga a las que puede estar sometida la edificación en condiciones normales de servicio o bajo acciones accidentales, como pueden ser sismo, viento y/o torsión.

Condiciones Básicas de Cargas Permanentes:

C01 = CARGA MUERTA (CM)

Condiciones Básicas de Cargas Variables:

C02 = CARGA VIVA MÁXIMA (CV_{máx})
 C03 = CARGA VIVA INSTANTÁNEA (CV_a)

Condiciones Básicas de Cargas Accidentales (ASEE):

C04	=	SISMO ESTÁTICO EN DIRECCIÓN X	(SEX)
C05	=	SISMO ESTÁTICO EN DIRECCIÓN Z	(SEZ)

Condiciones Básicas de Cargas Accidentales (ASDME):

C06	=	SISMO DINÁMICO EN DIRECCIÓN X	(SDX)
C07	=	SISMO DINÁMICO EN DIRECCIÓN Z	(SDZ)
C08	=	TORSIÓN EN DIRECCIÓN X	(TX)
C09	=	TORSIÓN EN DIRECCIÓN Z	(TZ)

IV.2.4 Combinaciones de Carga.

Las combinaciones de carga establecidas para la revisión de los estados límite de servicio y los estados límite de falla, para los modelos analíticos en donde se aplicó el método de Análisis Sísmico Estático Equivalente (ASEE), son las siguientes:

Combinaciones de carga para revisión de los Estados Límite de Servicio. ASEE.

CC10=	1.00 [CM + CV _{máx}]
CC11=	1.00 [CM + CV _a] + Q [SEX + 0.30 SEZ]
CC12=	1.00 [CM + CV _a] + Q [SEX - 0.30 SEZ]
CC13=	1.00 [CM + CV _a] + Q [-SEX + 0.30 SEZ]
CC14=	1.00 [CM + CV _a] + Q [-SEX - 0.30 SEZ]
CC15=	1.00 [CM + CV _a] + Q [0.30 SEX + SEZ]
CC16=	1.00 [CM + CV _a] + Q [0.30 SEX - SEZ]
CC17=	1.00 [CM + CV _a] + Q [-0.30 SEX + SEZ]
CC18=	1.00 [CM + CV _a] + Q [-0.30 SEX - SEZ]

Combinaciones de carga para revisión de los Estados Límite de Falla. ASEE. (Diseño por factores de carga y resistencia).

CC19=	1.20 CM + 1.60 CV _{máx}
CC20=	1.20 CM + 0.50 CV _a + 1.00 SEX + 0.30 SEZ
CC21=	1.20 CM + 0.50 CV _a + 1.00 SEX - 0.30 SEZ
CC22=	1.20 CM + 0.50 CV _a - 1.00 SEX + 0.30 SEZ
CC23=	1.20 CM + 0.50 CV _a - 1.00 SEX - 0.30 SEZ
CC24=	1.20 CM + 0.50 CV _a + 0.30 SEX + 1.00 SEZ
CC25=	1.20 CM + 0.50 CV _a + 0.30 SEX - 1.00 SEZ
CC26=	1.20 CM + 0.50 CV _a - 0.30 SEX + 1.00 SEZ
CC27=	1.20 CM + 0.50 CV _a - 0.30 SEX - 1.00 SEZ

Combinaciones de carga para revisión de los Estados Límite de Falla. ASEE. (Elementos de Concreto).

$$\begin{aligned} \text{CC28} &= 1.40 \text{ CM} + 1.40 \text{ CVmáx} \\ \text{CC29} &= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} + 1.10 \text{ SEX} + 0.33 \text{ SEZ} \\ \text{CC30} &= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} + 1.10 \text{ SEX} - 0.33 \text{ SEZ} \\ \text{CC31} &= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} - 1.10 \text{ SEX} + 0.33 \text{ SEZ} \\ \text{CC32} &= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} - 1.10 \text{ SEX} - 0.33 \text{ SEZ} \\ \\ \text{CC33} &= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} + 0.33 \text{ SEX} + 1.10 \text{ SEZ} \\ \text{CC34} &= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} + 0.33 \text{ SEX} - 1.10 \text{ SEZ} \\ \text{CC35} &= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} - 0.33 \text{ SEX} + 1.10 \text{ SEZ} \\ \text{CC36} &= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} - 0.33 \text{ SEX} - 1.10 \text{ SEZ} \end{aligned}$$

Las combinaciones de carga establecidas para la revisión de los estados límite de servicio y los estados límite de falla, para el modelo analítico en los que se aplicó el método de Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral (ASDME), son las siguientes:

Combinaciones de carga para revisión de los Estados Límite de Servicio. ASDME.

$$\begin{aligned} \text{CC37} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVmáx}] \\ \text{CC38} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa}] + Q [\text{SDX} + \text{TX} + 0.30 \text{ SDZ} + 0.30 \text{ TZ}] \\ \text{CC39} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa}] + Q [\text{SDX} + \text{TX} - 0.30 \text{ SDZ} - 0.30 \text{ TZ}] \\ \text{CC40} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa}] + Q [-\text{SDX} - \text{TX} + 0.30 \text{ SDZ} + 0.30 \text{ TZ}] \\ \text{CC41} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa}] + Q [-\text{SDX} - \text{TX} - 0.30 \text{ SDZ} - 0.30 \text{ TZ}] \\ \\ \text{CC42} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa}] + Q [0.30 \text{ SDX} + 0.30 \text{ TX} + \text{SDZ} + \text{TZ}] \\ \text{CC43} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa}] + Q [0.30 \text{ SDX} + 0.30 \text{ TX} - \text{SDZ} - \text{TZ}] \\ \text{CC44} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa}] + Q [-0.30 \text{ SDX} - 0.30 \text{ TX} + \text{SDZ} + \text{TZ}] \\ \text{CC45} &= 1.00 [\text{CM} + \text{CVa}] + Q [-0.30 \text{ SDX} - 0.30 \text{ TX} - \text{SDZ} - \text{TZ}] \end{aligned}$$

Combinaciones de carga para revisión de los Estados Límite de Falla. ASDME. (Diseño por factores de carga y resistencia).

$$\begin{aligned} \text{CC46} &= 1.20 \text{ CM} + 1.60 \text{ CVmáx} \\ \text{CC47} &= 1.20 \text{ CM} + 0.50 \text{ CVa} + 1.00 \text{ SDX} + 1.00 \text{ TX} + 0.30 \text{ SDZ} + 0.30 \text{ TZ} \\ \text{CC48} &= 1.20 \text{ CM} + 0.50 \text{ CVa} + 1.00 \text{ SDX} + 1.00 \text{ TX} - 0.30 \text{ SDZ} - 0.30 \text{ TZ} \\ \text{CC49} &= 1.20 \text{ CM} + 0.50 \text{ CVa} - 1.00 \text{ SDX} - 1.00 \text{ TX} + 0.30 \text{ SDZ} + 0.30 \text{ TZ} \\ \text{CC50} &= 1.20 \text{ CM} + 0.50 \text{ CVa} - 1.00 \text{ SDX} - 1.00 \text{ TX} - 0.30 \text{ SDZ} - 0.30 \text{ TZ} \\ \\ \text{CC51} &= 1.20 \text{ CM} + 0.50 \text{ CVa} + 0.30 \text{ SDX} + 0.30 \text{ TX} + 1.00 \text{ SDZ} + 1.00 \text{ TZ} \\ \text{CC52} &= 1.20 \text{ CM} + 0.50 \text{ CVa} + 0.30 \text{ SDX} + 0.30 \text{ TX} - 1.00 \text{ SDZ} - 1.00 \text{ TZ} \\ \text{CC53} &= 1.20 \text{ CM} + 0.50 \text{ CVa} + 0.30 \text{ SDX} + 0.30 \text{ TX} + 1.00 \text{ SDZ} + 1.00 \text{ TZ} \\ \text{CC54} &= 1.20 \text{ CM} + 0.50 \text{ CVa} - 0.30 \text{ SDX} - 0.30 \text{ TX} - 1.00 \text{ SDZ} - 1.00 \text{ TZ} \end{aligned}$$

Combinaciones de carga para revisión de los Estados Límite de Falla. ASDME. (Elementos de Concreto).

$$\begin{aligned} \text{CC55} &= 1.40 \text{ CM} + 1.40 \text{ CVmáx} \\ \text{CC56} &= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} + 1.10 \text{ SDX} + 1.10 \text{ TX} + 0.33 \text{ SDZ} + 0.33 \text{ TZ} \end{aligned}$$

$$CC57= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} + 1.10 \text{ SDX} + 1.10 \text{ TX} - 0.33 \text{ SDZ} - 0.33 \text{ TZ}$$

$$CC58= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} - 1.10 \text{ SDX} - 1.10 \text{ TX} + 0.33 \text{ SDZ} + 0.33 \text{ TZ}$$

$$CC59= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} - 1.10 \text{ SDX} - 1.10 \text{ TX} - 0.33 \text{ SDZ} - 0.33 \text{ TZ}$$

$$CC60= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} + 0.33 \text{ SDX} + 0.33 \text{ TX} + 1.10 \text{ SDZ} + 1.10 \text{ TZ}$$

$$CC61= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} + 0.33 \text{ SDX} + 0.33 \text{ TX} - 1.10 \text{ SDZ} - 1.10 \text{ TZ}$$

$$CC62= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} - 0.33 \text{ SDX} - 0.33 \text{ TX} + 1.10 \text{ SDZ} + 1.10 \text{ TZ}$$

$$CC63= 1.10 \text{ CM} + 1.10 \text{ CVa} - 0.33 \text{ SDX} - 0.33 \text{ TX} - 1.10 \text{ SDZ} - 1.10 \text{ TZ}$$

IV.3 ANÁLISIS DE RESULTADOS MODELO A Y B.

Para conocer el comportamiento límite en una construcción debido a una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determinan el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de la edificación se procede a revisar los valores obtenidos en la modelación previa con el objeto de interpretar el estado de la futura construcción conforme a la reglamentación local vigente.

De acuerdo con los artículos 148 y 149 del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su versión 2004, referido al Título Sexto, de la Seguridad Estructural de las Construcciones, capítulo III de Criterios de Diseño Estructural, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y 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.

Se valora como Estado Límite de Falla cualquier situación que corresponda al agotamiento definitivo de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus elementos, o al hecho de que la estructura, sin agotar su capacidad de carga sufra daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga. Nota: el objetivo de este trabajo no es el de evaluar y analizar la capacidad de cada elemento estructural que integra la superestructura no serán detallados sino serán descritos de manera breve los resultados del Modelo A y B previamente analizados en este capítulo.

Se empleó el programa de Análisis y Diseño Estructural, STAAD. Pro versión V8i, para la modelación completa de las estructuras propuestas en estudio, los resultados obtenidos se basan en la hipótesis de un comportamiento Elástico-Lineal.

Para evaluar los efectos por sismo se aplicó el Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral (**ASDME**). La revisión de los elementos de acero estructural se efectuó en base al método de "Diseño por Factores de Carga y Resistencia". Para los elementos de concreto reforzado se utilizó el "Método de Resistencia Última".

La estructura portante y de cimentación para el **Modelo A** se modeló analítica y matemáticamente mediante un conjunto tridimensional de 1 408 nudos, 3 118 elementos barra: trabes principales y secundarias (acero y concreto), columnas de acero estructural y concreto reforzado; y 755 elementos placa que discretizan a los muros de concreto perimetrales del sótano, cajón de cimentación, muro de elevadores y losas, integrados explícitamente en el modelo de análisis tridimensional. Se propusieron siete condiciones básicas de cargas permanentes y accidentales (C01 a C03, C06 a C09); nueve combinaciones para revisión de los desplazamientos en nudos de la estructura (CC37 a CC45); y nueve combinaciones para revisión de índices de seguridad en los elementos de acero estructural (CC46 a CC54) y para los elementos de concreto reforzado incluyendo muros (CC55 a CC63).

Por otra parte, el **Modelo B** se modeló de la misma manera, como con un conjunto tridimensional de 1 582 nudos, 3 480 elementos barra: trabes principales, trabes secundarias, columnas de acero estructural y concreto

reforzado; y 813 elementos placa que discretizan a los muros de concreto perimetrales de los sótanos 1 y 2, cajón de cimentación, muro de elevadores y losas. En el caso del Modelo B se utilizaron las mismas condiciones básicas de carga permanente y accidentales y las respectivas combinaciones para los estados límite del Modelo A, con el fin de obtener su correspondiente revisión de los desplazamientos en nudos de la estructura y verificación de índices de seguridad en los elementos que constituyen la estructura.

Se revisaron todos los elementos de la estructura en los Modelo A y B para todas las combinaciones de carga; a continuación se consigna un resumen de los principales resultados. Nota: el objetivo de este trabajo no es el de evaluar o analizar de manera detallada desplazamientos y la capacidad de cada elemento estructural. Los resultados pueden expresarse de manera breve siendo **satisfactorios** conforme lo que estipula el actual reglamento local RCDF en su versión 2004. Se expone de manera muy breve los siguientes resultados:

IV.3.1 Revisión de Estados Límite de Servicio.

Se revisaron los conceptos aplicables del RCDF04, Título VI, Seguridad Estructural de las Edificaciones: Capítulo III, Criterios de Diseño Estructural; y Capítulo VI, Diseño por Sismo.

Se calcularon los desplazamientos en el **Modelo A** para todos los nudos de la estructura, al revisar los estados límite de desplazamientos horizontales en las dos direcciones de análisis, incluidas las combinaciones de carga CC47 y CC49, se obtiene que los desplazamientos máximos de la estructura deformada, al nivel de Azotea, NAZ, para las combinaciones de carga más críticas son de **9.90 cm** y **14.50 cm**, en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente, que al compararlos con los **desplazamientos aceptables** en el RCDF04, de **16.20 cm**, resultan **condiciones satisfactorias**.

Se evaluaron los desplazamientos en el **Modelo B** para todos los nudos de la estructura, al revisar los estados límite de desplazamientos horizontales en las dos direcciones de análisis, incluidas las combinaciones de carga CC47 y CC49, se obtiene que los desplazamientos máximos de la estructura deformada, al nivel de Azotea, NAZ, para las combinaciones de carga más críticas son de **8.90 cm** y **15.30 cm**, en las direcciones transversal y longitudinal, respectivamente, que al compararlos con los **desplazamientos aceptables** en el RCDF04, de **16.20 cm**, resultan **condiciones satisfactorias**.

IV.3.2 Revisión de Estados Límite de Falla.

Se efectuaron análisis estructurales de segundo orden con objeto de considerar el equilibrio en la condición deformada, revisando los conceptos aplicables del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, RCDF04.

Para evaluar la revisión de índices de seguridad de todos los elementos de acero se utilizó el método de "Diseño por Factores de Carga y Resistencia". Para los elementos de concreto reforzado se utilizó el "Método de Resistencia Última".

a. Columnas de Concreto Reforzado.

De la revisión de todas las columnas para todas las combinaciones de carga, del total de 72 columnas Modelo A y 108 columnas Modelo B, se obtuvieron resultados en términos de la relación de la carga actuante máxima. Los resultados son **satisfactorios**.

b. Trabes Principales de Concreto Reforzado.

De los resultados de la revisión de todas las trabes principales para todas las combinaciones de carga, en términos de la relación del acero de refuerzo requerido ($A_{s_{req}}$) los resultados obtenidos son **satisfactorios**.

c. Muros de Concreto Reforzado.

De la revisión de todos los elementos panel para las combinaciones de carga crítica, se deduce que los esfuerzos absolutos máximos que actúan en los muros de concreto o elementos placa, con un valor máximo de 210.10 kg/cm² es menor que la resistencia a compresión del concreto de 250 kg/cm², resultan **condiciones satisfactorias**.

d. Columnas de Acero Estructural.

De la revisión de todas las columnas para todas las combinaciones de carga, del total de 324 columnas Modelos A y B, se obtuvieron resultados en términos de la relación F_R/F_C . Los resultados son **satisfactorios**.

e. Trabes Principales de Acero Estructural.

De los resultados de la revisión de todas las trabes principales en los Modelos A y B, para todas las combinaciones de carga, en términos de la relación F_R/F_C . Los resultados obtenidos son **satisfactorios**.

Tabla 4.2. Peso propio de la Estructura Modelo B.

Estructura de Concreto		Estructura de Acero	
Peso del Cajón de Cimentación	Peso [ton]	Peso de los Niveles Tipo	Peso [ton]
Losa de Fondo e=35 cm	840.00	Trabes Principales	522.35
Muros Interiores y Exteriores	305.18	Trabes Secundarias	150.58
Trabes de Cierre de Fondo	331.02	Columnas	262.50
Trabes de Cierre de Superiores	235.88		
Columnas	71.97		
	1784.05	<u>Peso Total Estructura de Acero</u>	<u>935.43 ton</u>
Peso Sótano 1 y 2	Peso [ton]		
Muros Perimetrales	556.80		
Columnas	267.84		
Trabes de Cierre de Superiores	467.10		
	1291.74		
Peso del Elevador Niveles tipo	Peso [ton]		
Estructura de Concreto Elevador	389.19		
<u>Peso Total Estructura de Concreto</u>	<u>3,464.97 ton</u>		
	Peso Propio total de la Estructura Modelo B	4,400.40 ton	

Tabla 4.3. Fuerza sísmica estática equivalente Modelo A.

NIVEL	NPT m	H m	h_i m	W_{CM} ton	W_{cva} ton	W_i ton	$W_i h_i$ ton-m	F_i ton	V_i ton
NAZ	31.00		31.00	431.92	67.20	499.12	15472.60	302.96	302.96
N8	28.00	3.00	28.00	553.56	172.80	726.36	20338.16	398.23	701.18
N7	25.00	3.00	25.00	553.56	172.80	726.36	18159.07	355.56	1056.74
N6	22.00	3.00	22.00	558.04	172.80	730.84	16078.50	314.82	1371.57
N5	19.00	3.00	19.00	562.52	172.80	735.32	13971.06	273.56	1645.12
N4	16.00	3.00	16.00	562.52	172.80	735.32	11765.10	230.36	1875.49
N3	13.00	3.00	13.00	566.87	172.80	739.67	9615.77	188.28	2063.77
N2	10.00	3.00	10.00	571.23	172.80	744.03	7440.31	145.68	2209.45
N1	7.00	3.00	7.00	571.23	172.80	744.03	5208.22	101.98	2311.43
PB	4.00	3.00	4.00	891.86	172.80	1064.66	4258.62	83.39	2394.81
CIM	1.00	3.00	1.00	1053.19	96.00	1149.19	1149.19	22.50	2417.32
TOTAL=				6,876.50	1,718.40	8,594.90	123,456.60	2,417.32	

Tabla 4.4. Fuerza sísmica estática equivalente Modelo B.

NIVEL	NPT m	H m	h_i m	W_{CM} ton	W_{cva} ton	W_i ton	$W_i h_i$ ton-m	F_i ton	V_i ton
NAZ	34.00	3.00	34.00	440.85	67.20	508.05	17273.84	316.39	316.39
N8	31.00	3.00	31.00	568.85	172.80	741.65	22991.30	421.11	737.50
N7	28.00	3.00	28.00	568.85	172.80	741.65	20766.34	380.36	1117.86
N6	25.00	3.00	25.00	568.85	172.80	741.65	18541.37	339.61	1457.47
N5	22.00	3.00	22.00	568.85	172.80	741.65	16316.41	298.85	1756.33
N4	19.00	3.00	19.00	568.85	172.80	741.65	14091.44	258.10	2014.43
N3	16.00	3.00	16.00	568.85	172.80	741.65	11866.48	217.35	2231.78
N2	13.00	3.00	13.00	568.85	172.80	741.65	9641.51	176.60	2408.37
N1	10.00	3.00	10.00	568.85	172.80	741.65	7416.55	135.84	2544.22
PB	7.00	3.00	7.00	906.34	172.80	1079.14	7553.95	138.36	2682.58
S1	4.00	3.00	4.00	1001.28	96.00	1097.28	4389.12	80.39	2762.97
CIM	1.00	1.00	1.00	1194.20	96.00	1290.20	1290.20	23.63	2786.60
				TOTAL=	8,093.51	1,814.40	152,138.51	9,907.91	2,786.60

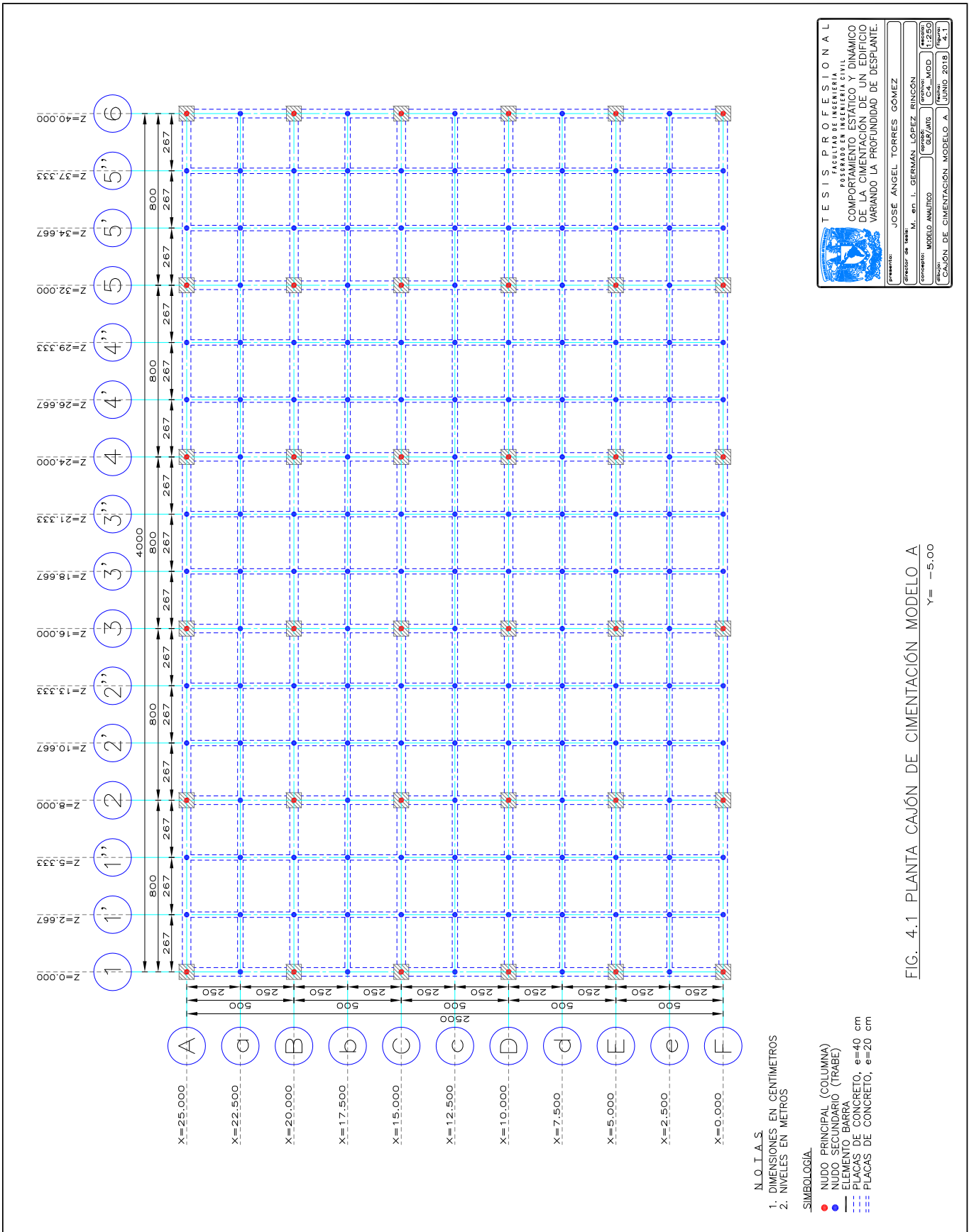
Tabla 4.5. Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral, Modelo A y B.

Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral, MODELO A.

Modo de Vibrar	Período T [seg]	Frecuencia f [hertz]	Factores de Participación de Masa (%)					
			X	Y	Z	ΣX	ΣY	ΣZ
1	0.766	1.306	0.00	0.00	53.66	0.00	0.00	53.66
2	0.671	1.491	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	53.66
3	0.620	1.612	52.36	0.00	0.00	52.36	0.00	53.66
4	0.221	4.521	0.00	0.00	8.87	52.36	0.00	62.53
5	0.213	4.691	0.00	0.00	0.00	52.36	0.00	62.53
6	0.172	5.815	11.59	0.00	0.00	63.95	0.00	62.53

Análisis Sísmico Dinámico Modal Espectral, MODELO B.

Modo de Vibrar	Período T [seg]	Frecuencia f [hertz]	Factores de Participación de Masa (%)					
			X	Y	Z	ΣX	ΣY	ΣZ
1	0.720	1.389	1.11	0.00	37.91	1.11	0.00	37.91
2	0.646	1.549	18.46	0.00	8.41	19.57	0.00	46.32
3	0.579	1.726	28.41	0.00	1.27	47.98	0.00	47.59
4	0.211	4.744	0.11	0.00	4.96	48.09	0.00	52.55
5	0.196	5.097	0.44	0.00	2.88	48.53	0.00	55.43
6	0.170	5.920	9.75	0.00	0.01	58.28	0.00	55.44



TESIS PROFESIONAL
 FACULTAD DE INGENIERIA
 POSGRADO EN INGENIERIA CIVIL
 COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO
 DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO
 VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

Presenta: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
 Director de Tesis: M. en I. GERMAN LOPEZ RINCÓN
 Asesor: MODELO ANILINDO
 Grupo: CIV-410
 Carrera: CIV-INGENIERIA CIVIL
 Fecha: JUNIO 2018
 No. Tesis: 4.1

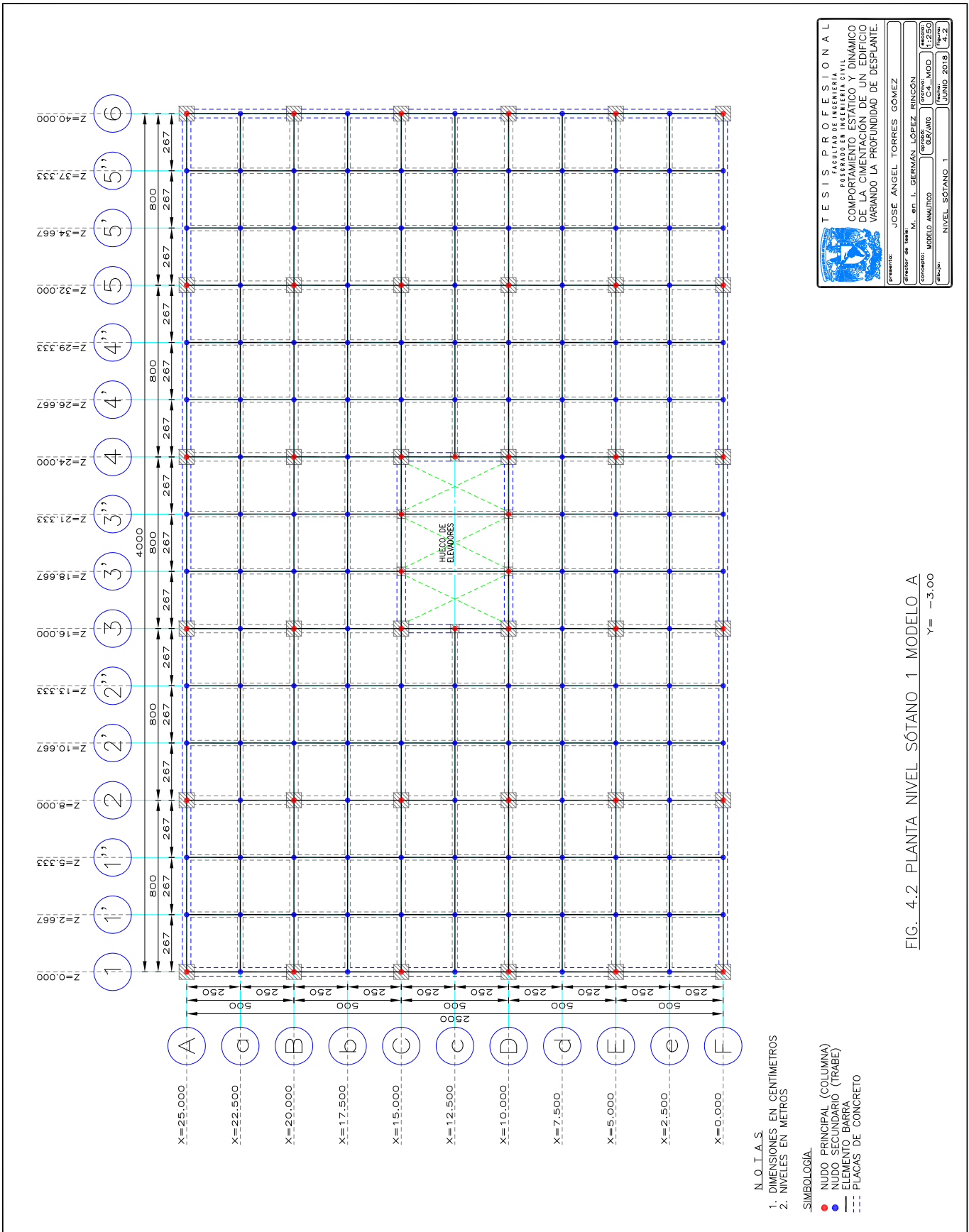
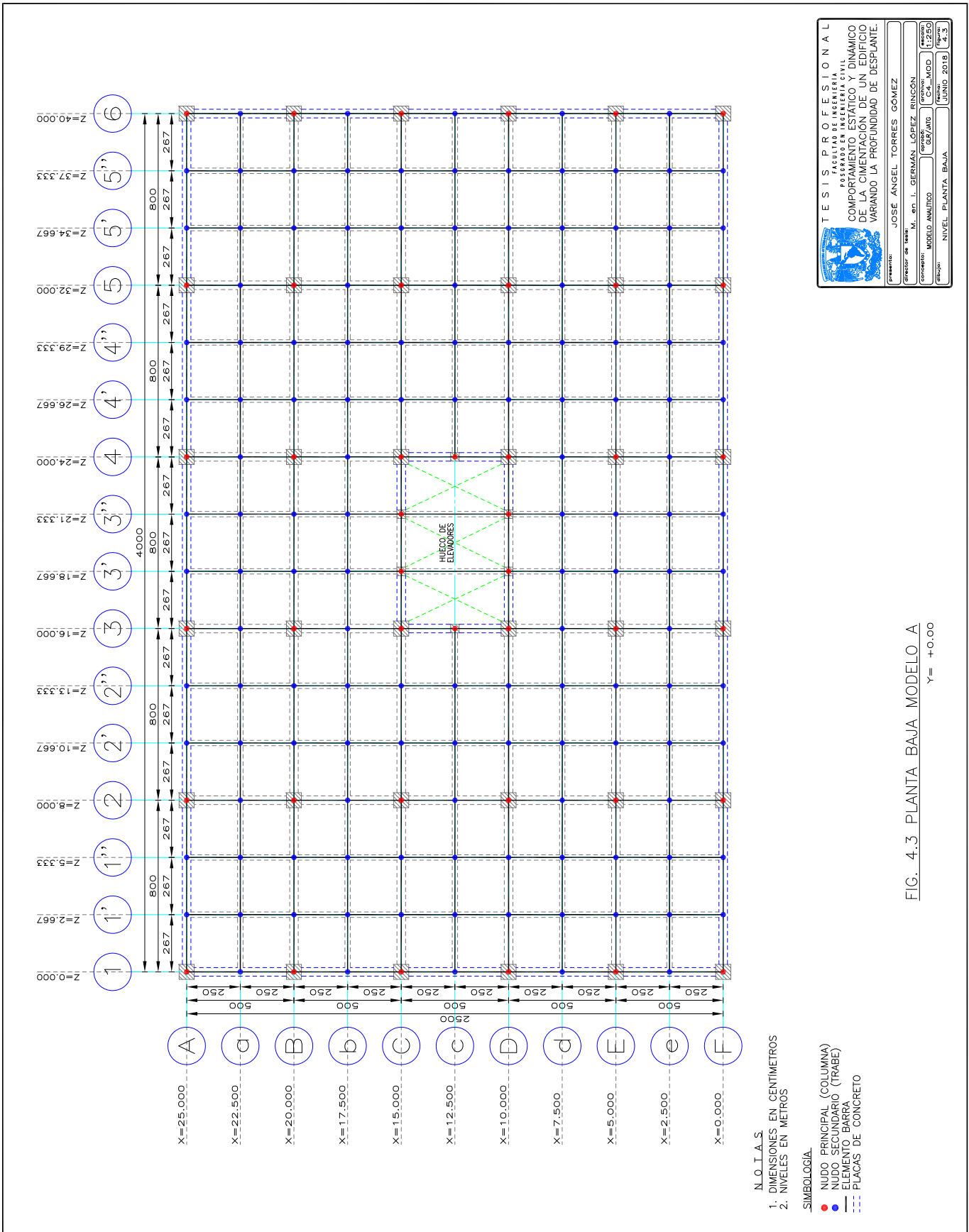
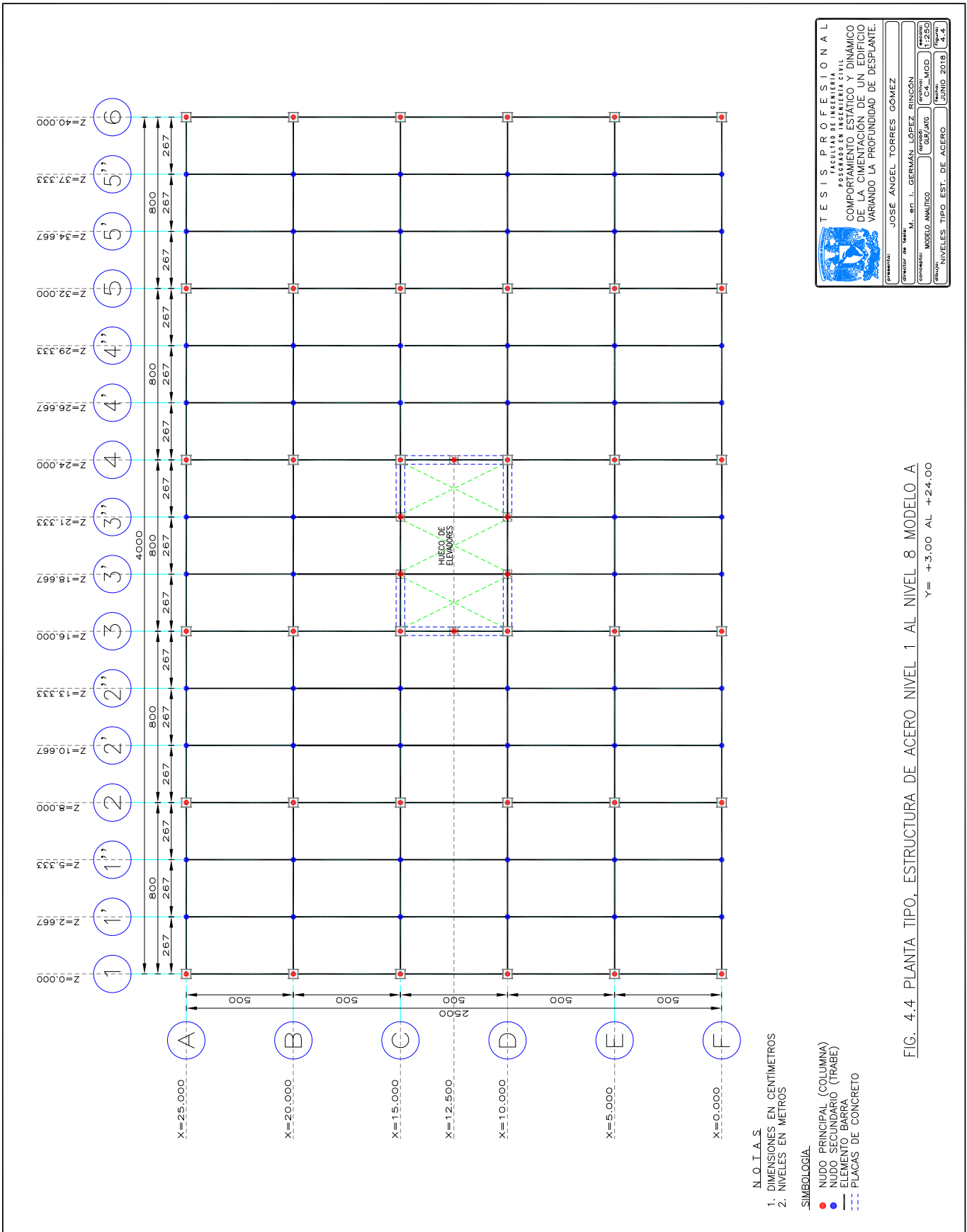
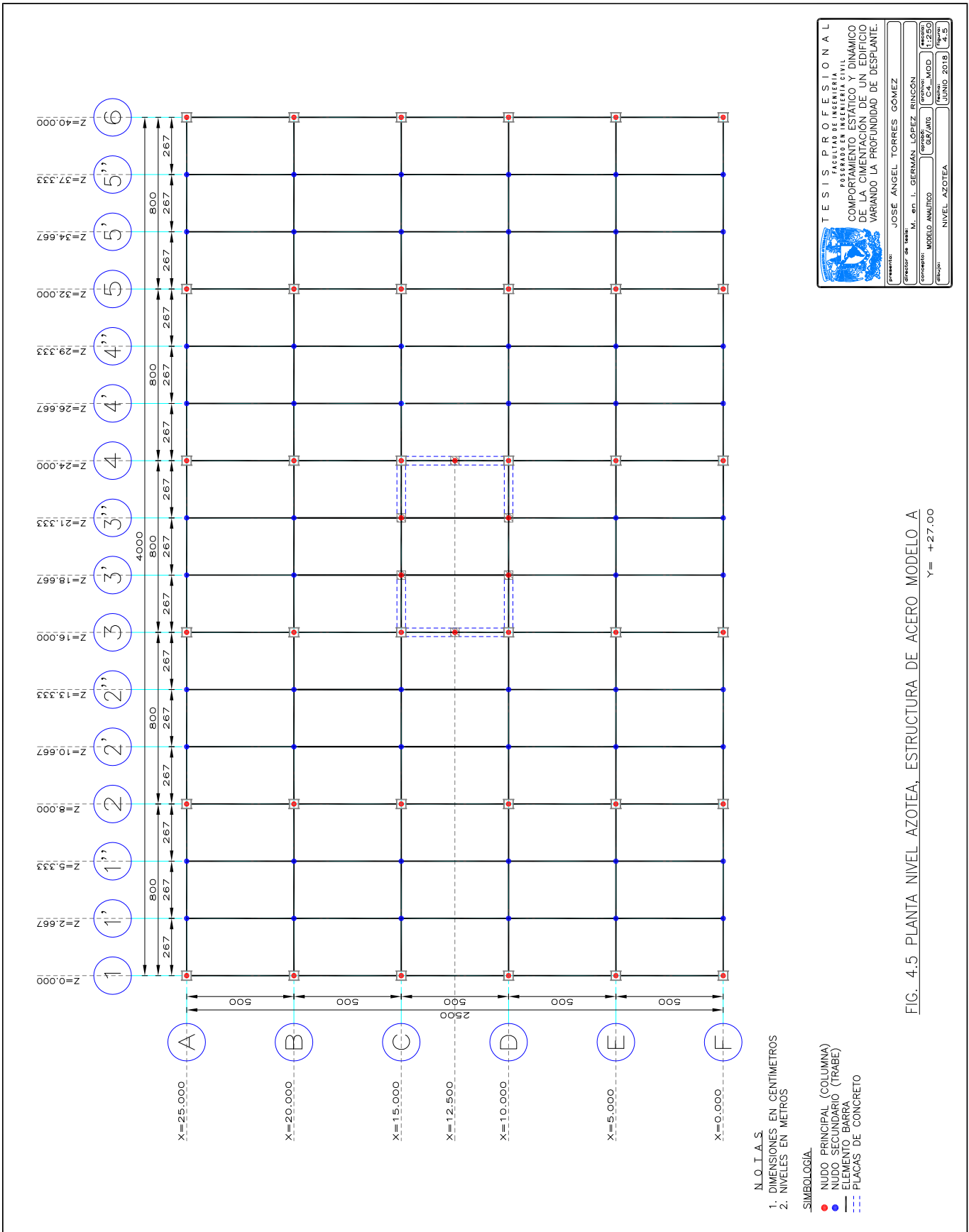


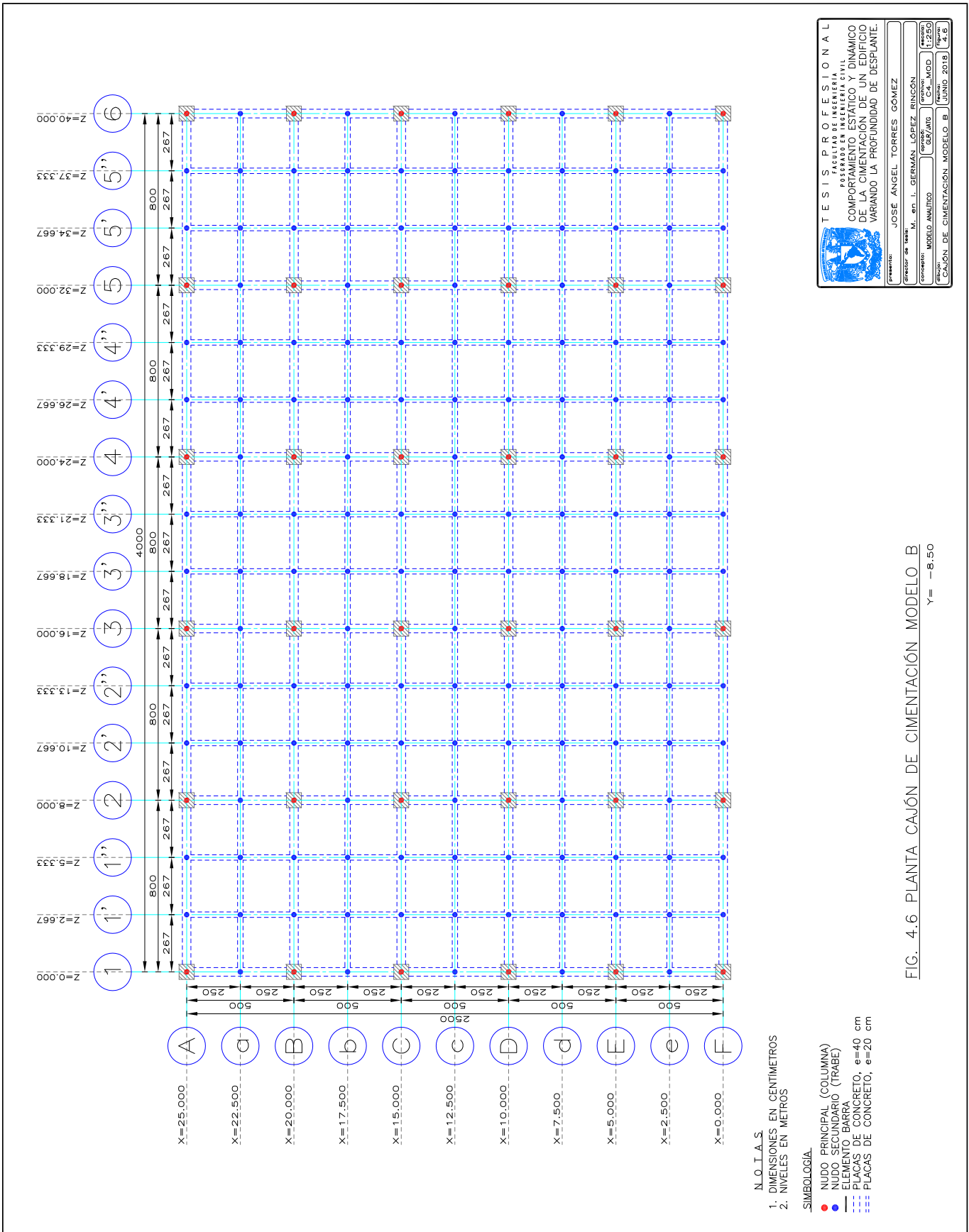
FIG. 4.2 PLANTA NIVEL SÓTANO 1 MODELO A

Y = -3.00









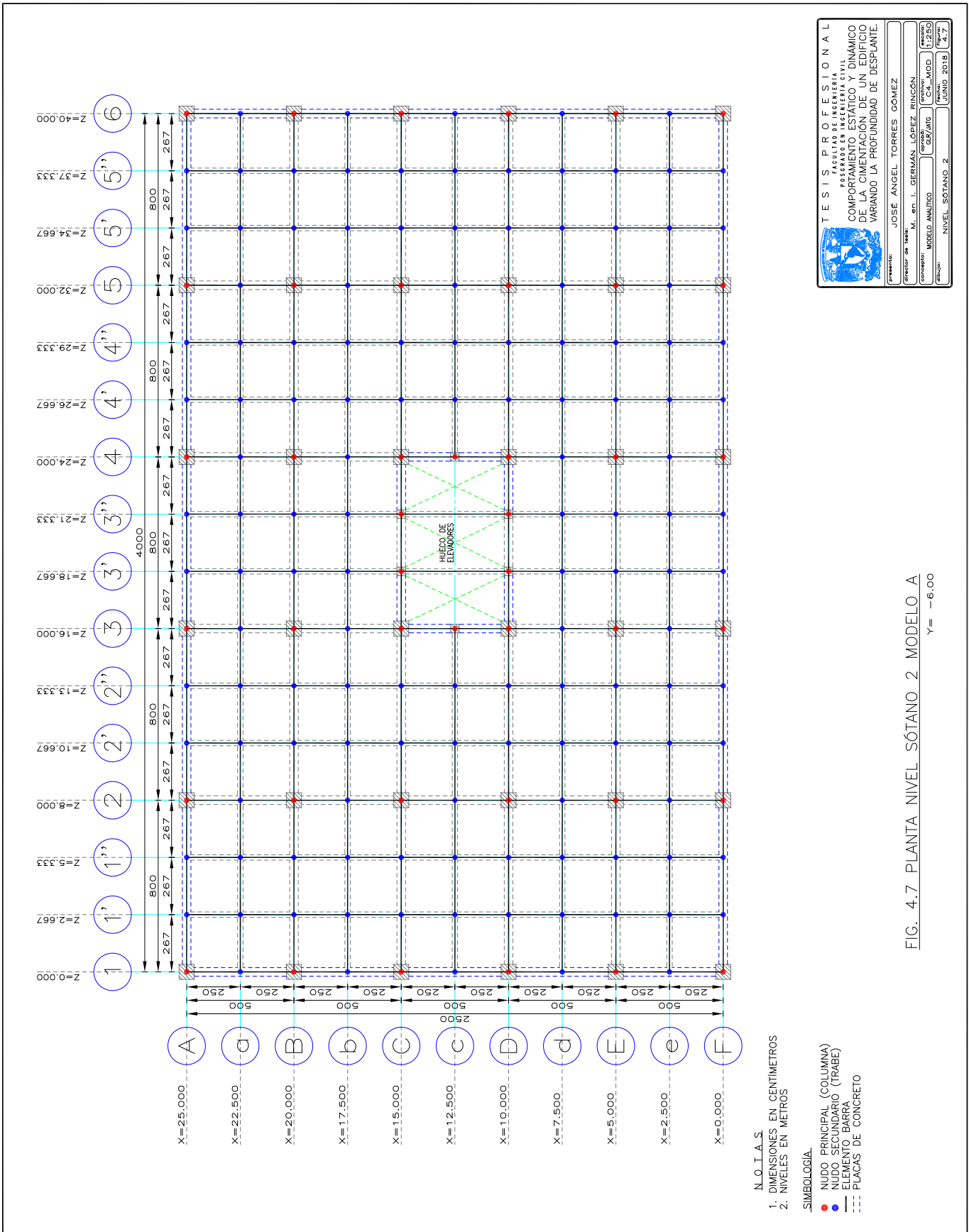
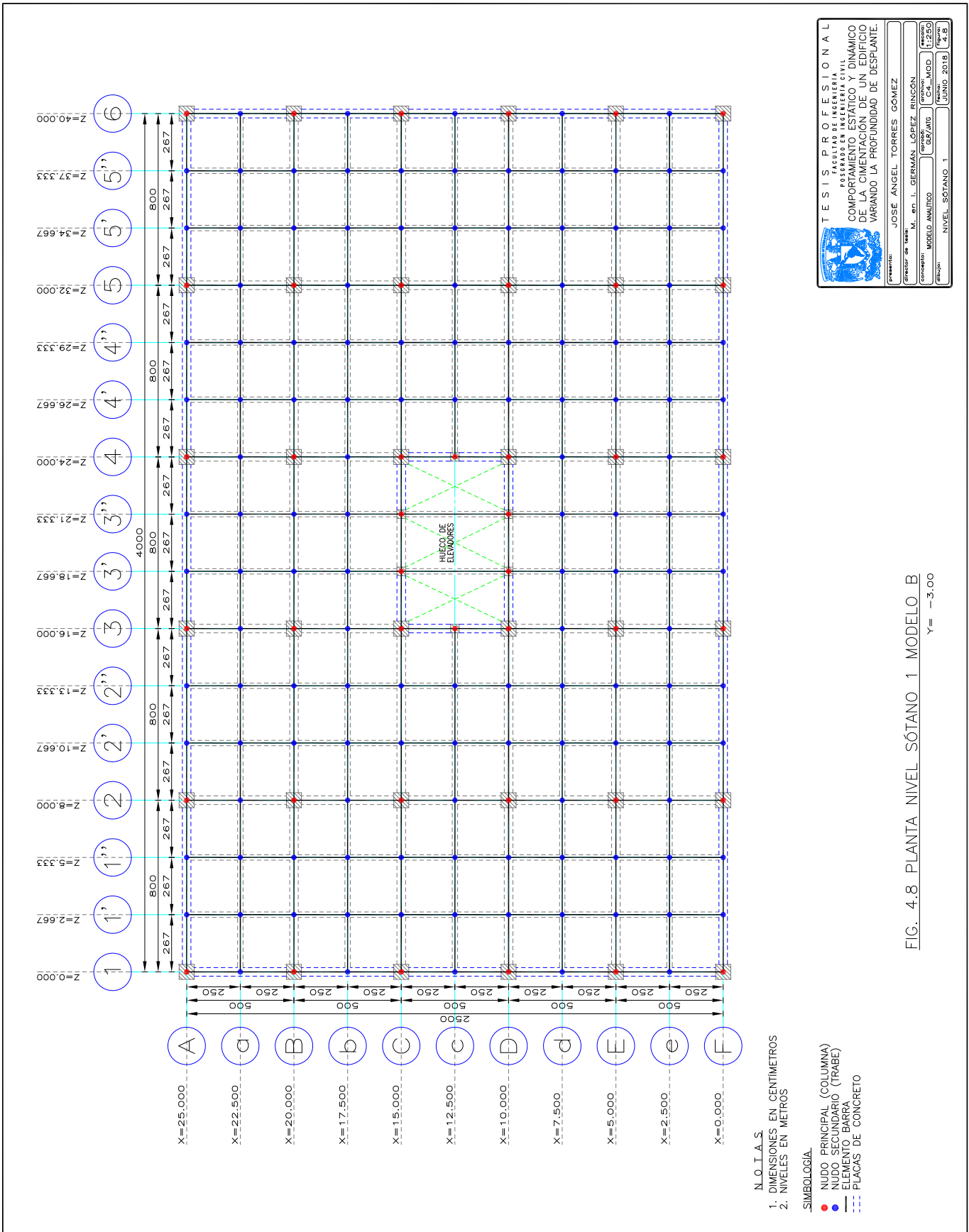
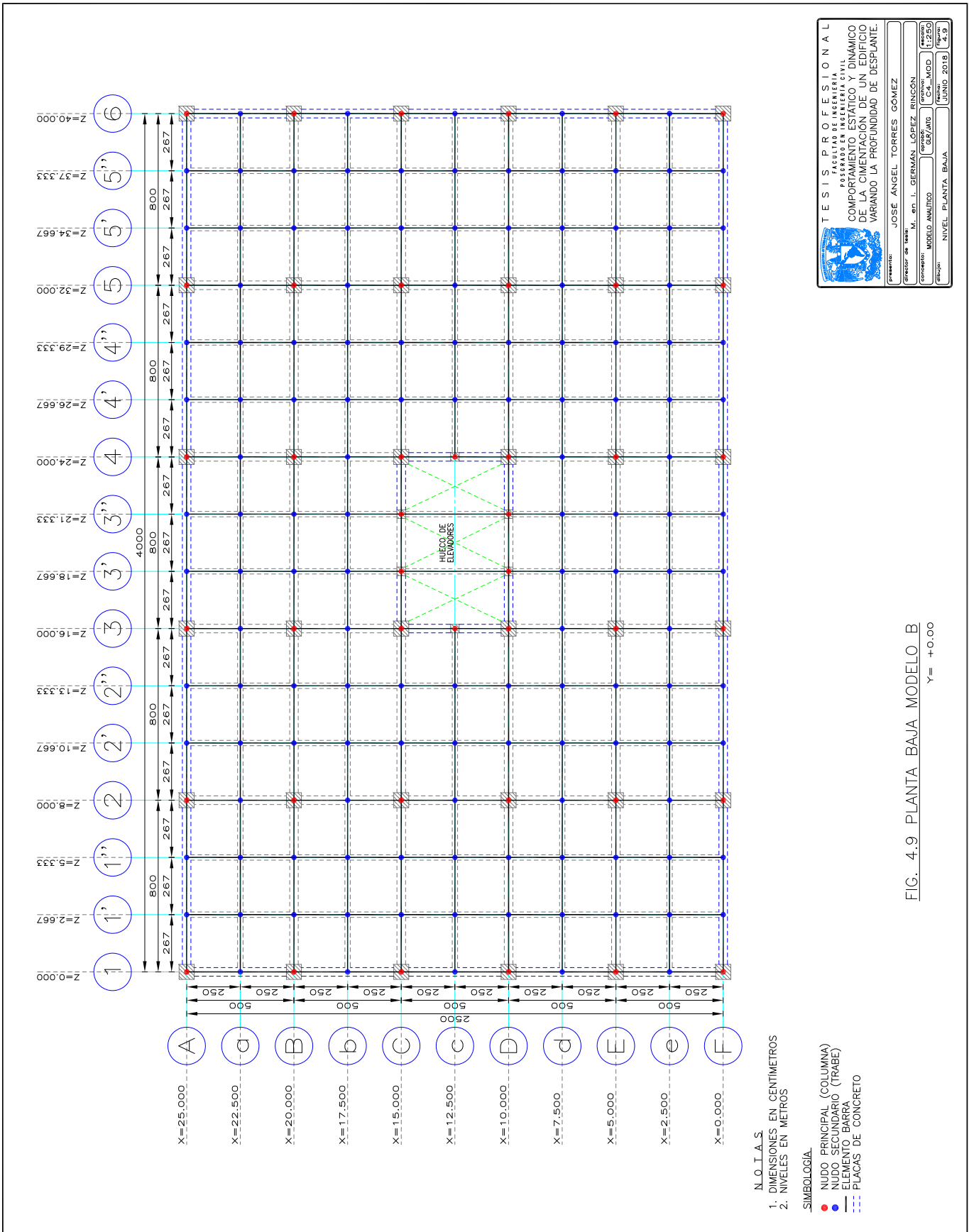


FIG. 4.7 PLANTA NIVEL SÓTANO 2 MODELO A

Y = -6.00





TESIS PROFESIONAL
 FACULTAD DE INGENIERIA
 POSGRADO EN INGENIERIA CIVIL
 COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO
 DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO
 VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

Presentado por: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
 Director de Tesis: M. en I. GERMAN LOPEZ RINCÓN
 Comisario: MODELO AMBITO
 Grupo: NIVEL PLANTA BAJA

Fecha: JUNIO 2018

FIG. 4.9 PLANTA BAJA MODELO B
 Y = +0.00

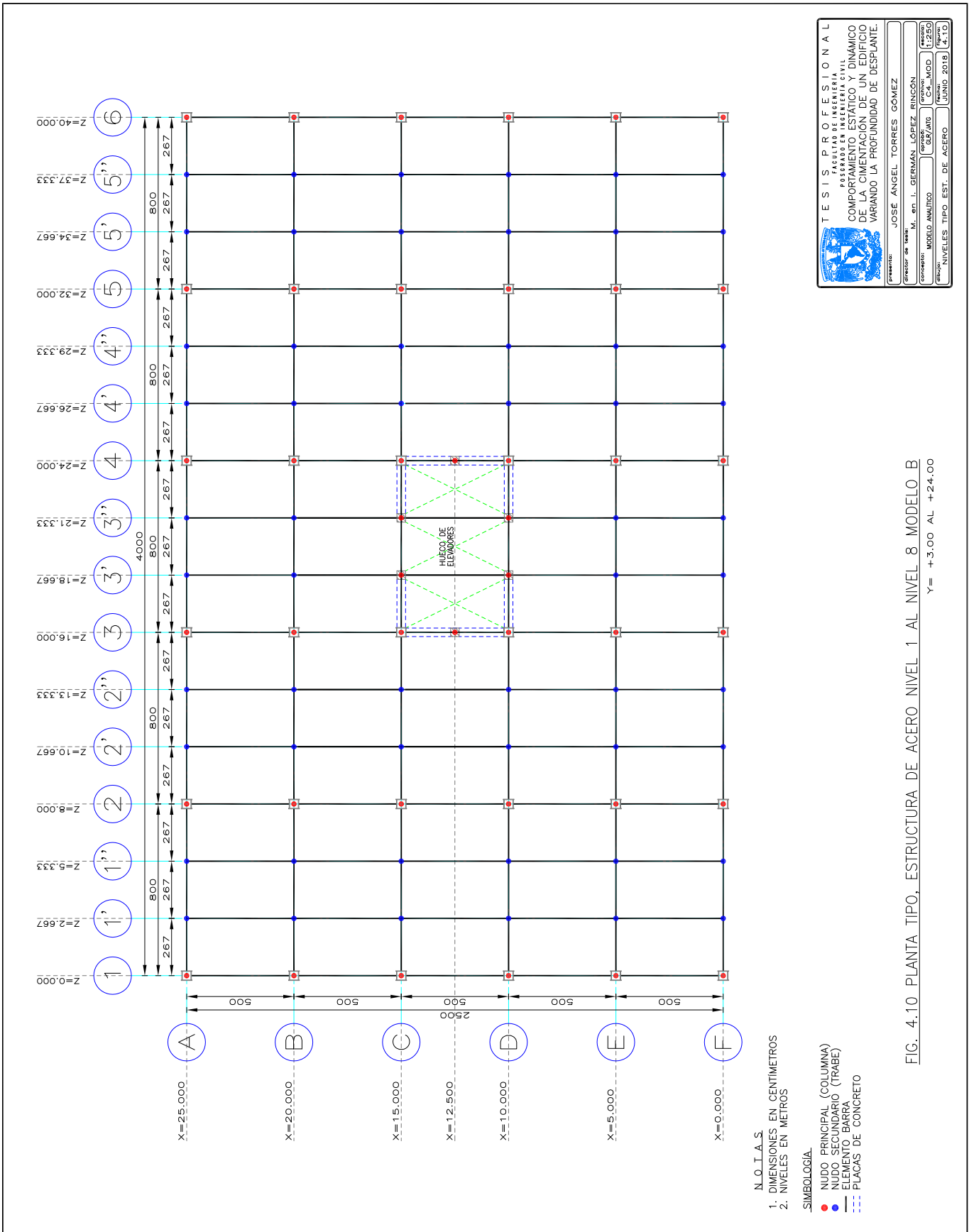
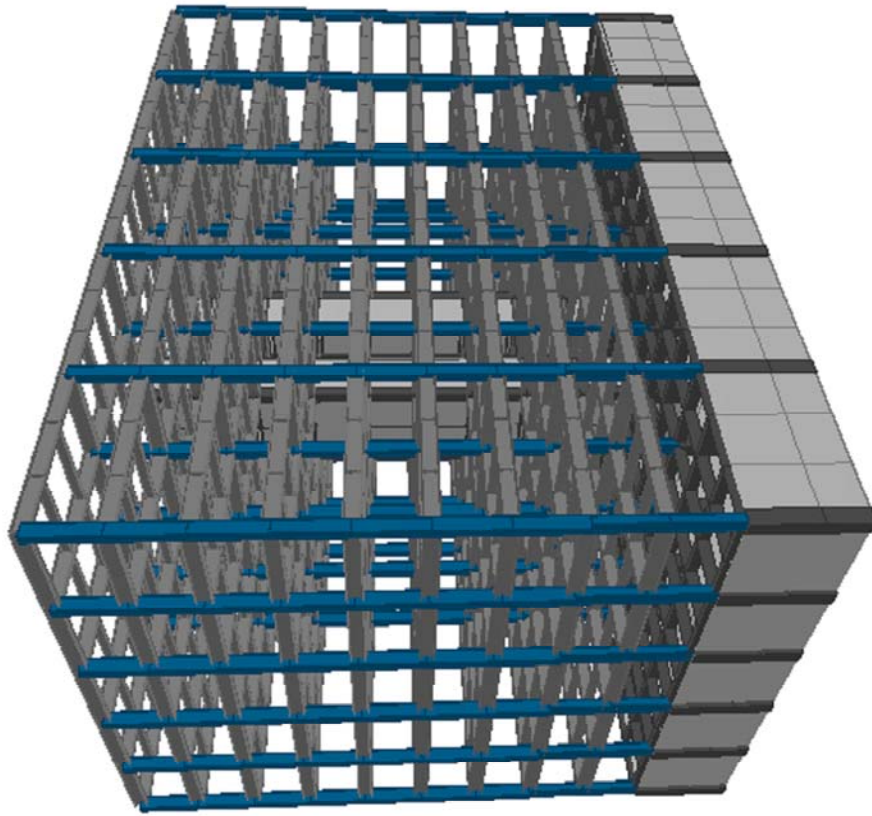


FIG. 4.10 PLANTA TIPO, ESTRUCTURA DE ACERO NIVEL 1 AL NIVEL 8 MODELO B
 Y = +3.00 AL +24.00




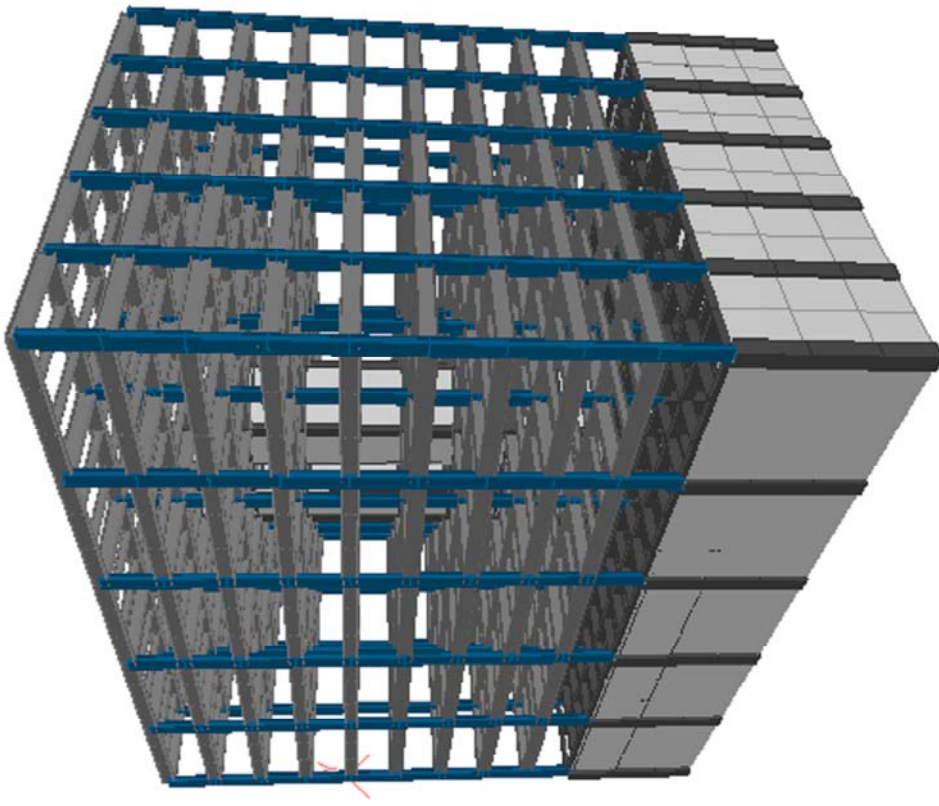
	T E S I S P R O F E S I O N A L FACULTAD DE INGENIERIA POSGRADO EN INGENIERIA CIVIL		
	COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.		
Presentado por:	JOSE ÁNGEL TORRES GÓMEZ	Director de Tesis:	M. en I. GERMAN LOPEZ RINCÓN
Concepto:	MODELO ANÁLITICO	Profesor:	GUYARD
Fecha:	ISOMÉTRICO 1. MODELO A	Semestre:	5º/18
		Fecha:	JUNIO 2018

FIG. 4.12 I S O M É T R I C O 1 M O D E L O A




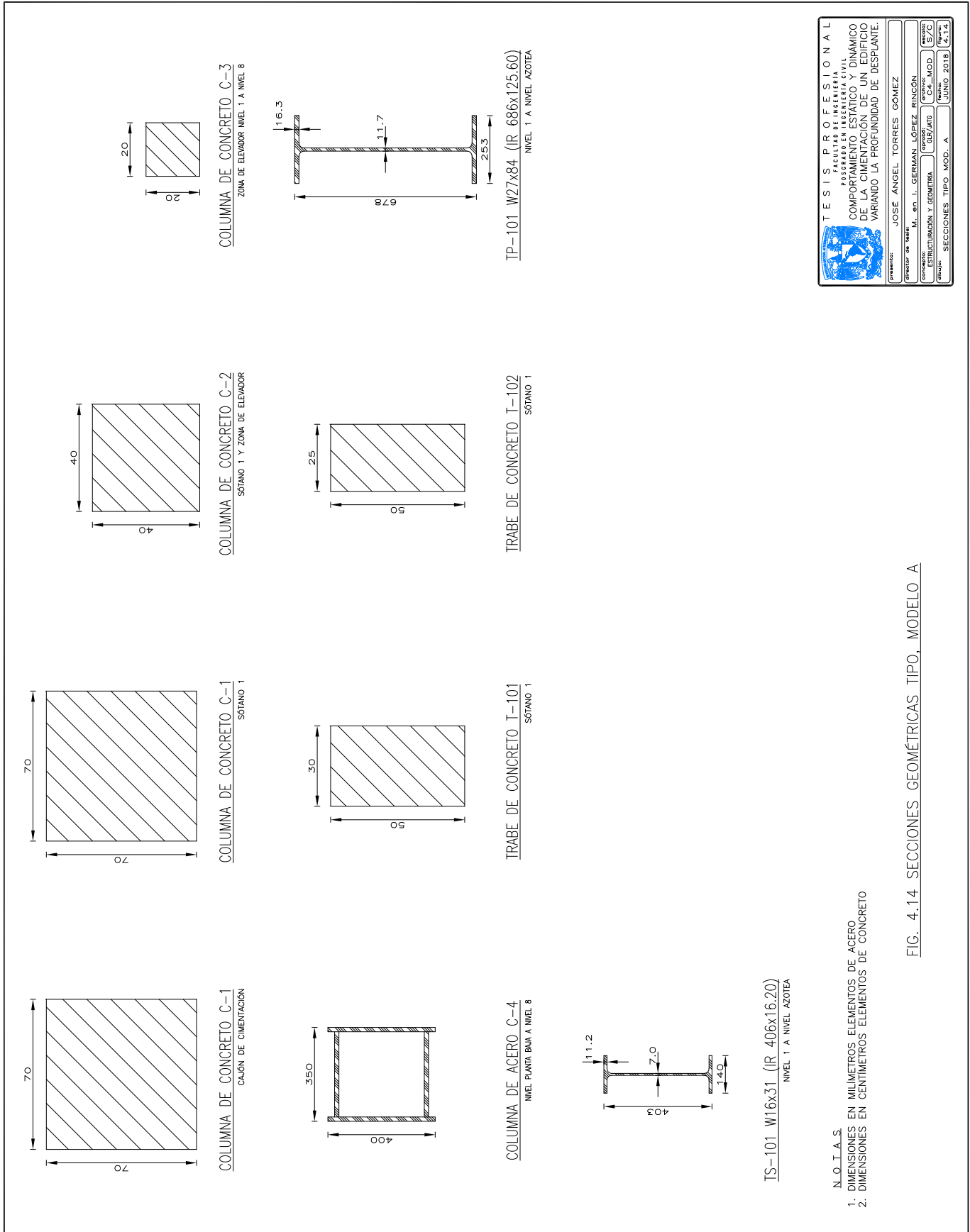
	T E S I S P R O F E S I O N A L FACULTAD DE INGENIERIA POSGRADO EN INGENIERIA CIVIL				
	COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.				
Presentado por:	JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ	Director de Tesis:	M. en I. GERMAN LOPEZ RINCON	Profesor:	GUSTAVO CAJALDO
Concepto:	MODELO ANULADO	Grupo:	ISOMÉTRICO 2	Modelo:	MODELO B
				Fecha:	JUNIO 2018
				Hoja:	4.13

FIG. 4.13 I S O M É T R I C O 2 M O D E L O B

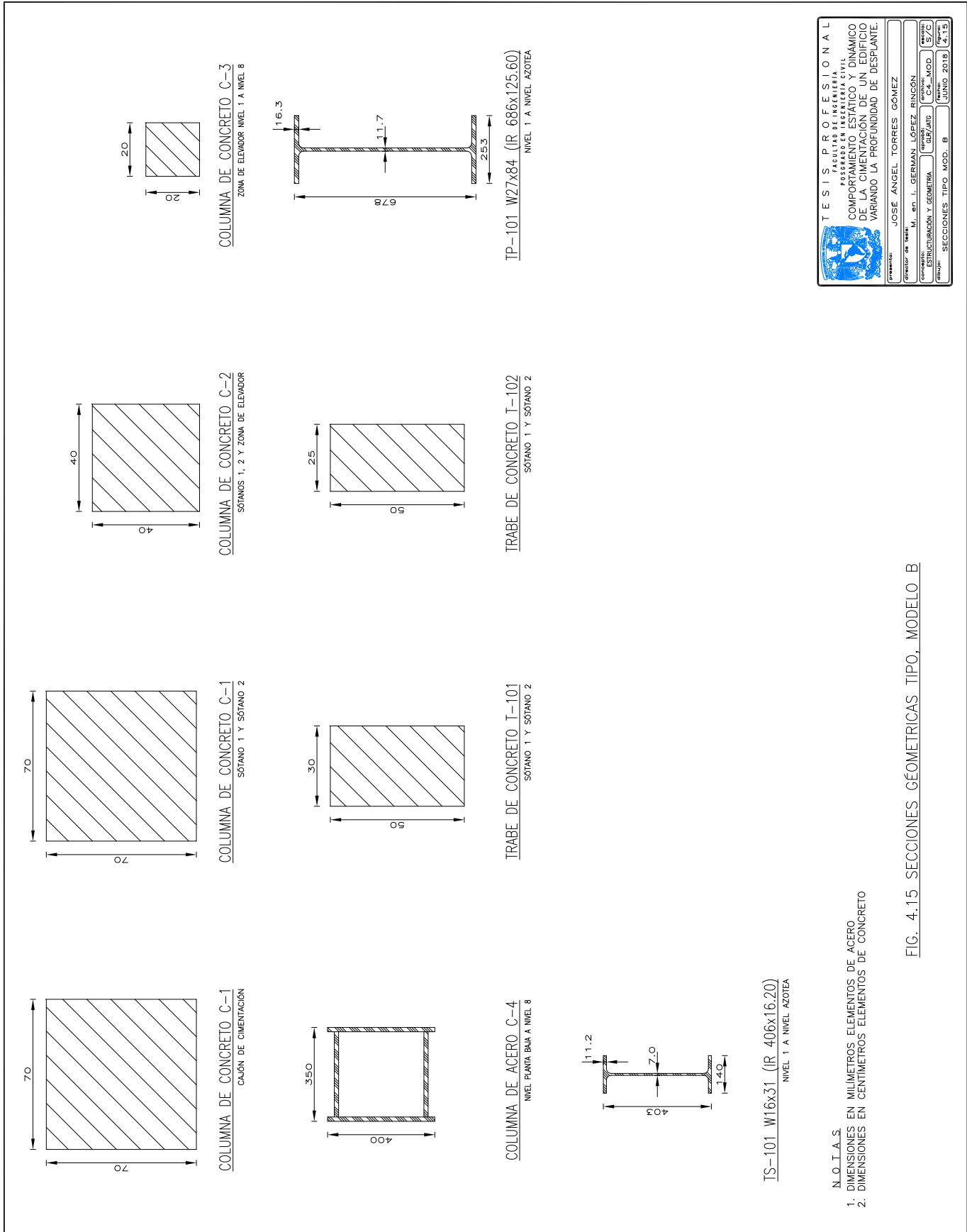


TESIS PROFESIONAL
 FACULTAD DE INGENIERIA
 POSGRADO EN INGENIERIA CIVIL
 COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO
 DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO
 VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

Presentado por: **JOSE ÁNGEL TORRES GÓMEZ**
 Director de Tesis: **M. en I. GERMAN LOPEZ RINCÓN**
 Comisario: **ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA** (OPCIÓN) **GEOMÉTRICA** (OPCIÓN)
 Grado: **SECCIONES TIPO MOD. A** (OPCIÓN) **SECCIONES TIPO MOD. A** (OPCIÓN)
 Fecha: **JUNIO 2018** (OPCIÓN) **JUNIO 2018** (OPCIÓN)

N.O.T.A.S.
 1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS ELEMENTOS DE ACERO
 2. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS ELEMENTOS DE CONCRETO

FIG. 4.14 SECCIONES GEOMÉTRICAS TIPO, MODELO A



TESIS PROFESIONAL
FACULTAD DE INGENIERIA
POSGRADO EN INGENIERIA CIVIL
COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO
DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO
VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

Presentado por: **JOSE ÁNGEL TORRES GÓMEZ**
Director de Tesis: **M. en I. GERMAN LOPEZ RINCÓN**
Comité: **ESTRUCTURACIÓN Y GEOMETRÍA** (PRESIDENTE) **OSCAR GUYARD** (SECRETARIO) **OSCAR GUYARD** (SECRETARIO)
Fecha: **SECCIONES TIPO MOD. B** (JUNIO 2018) 4.15

N.O.T.A.S.
1. DIMENSIONES EN MILÍMETROS ELEMENTOS DE ACERO
2. DIMENSIONES EN CENTÍMETROS ELEMENTOS DE CONCRETO

FIG. 4.15 SECCIONES GEOMÉTRICAS TIPO, MODELO B

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN MODELO A Y B.

V. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN MODELO A Y B.

V.1 ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA CIMENTACIÓN.

El análisis y diseño eficiente de una cimentación reúne varios aspectos para alcanzar un comportamiento óptimo, algunos de ellos es la elección del tipo de cimentación de acuerdo a las condiciones geométricas, cargas, uso, etc., que demande el proyecto y el tipo de suelo con el propósito de transmitir las cargas de manera adecuada a la profundidad de desplante definitiva. Con estas razones se pueden utilizar diferentes tipos de estructuras de cimentación, las cuales se pueden definir como parte del sistema estructural que reparte las cargas de la superestructura al suelo.

Dependiendo de las dimensiones de la cimentación y de su profundidad de desplante, se podrán clasificar como cimentaciones superficiales o cimentaciones profundas.

Cimentaciones Superficiales. Se considera una cimentación superficial, si la relación $D_f/B \leq 1$. Generalmente para este tipo de cimentación dicha relación varía entre 0.25 y 1.0. Las cimentaciones más comunes de este tipo se encuentran las zapatas aisladas y corridas así como losas de cimentación.

Cimentaciones Profundas. A diferencia de las cimentaciones superficiales, una cimentación profunda tiene una relación $D_f/B \geq 5$ pudiendo alcanzar valores mayores, alrededor de 20. Las cimentaciones profundas más comúnmente utilizadas son las pilas pre-excavadas y los pilotes, tanto hincados como pre-excavados.

V.1.1 Propuesta de Cimentación.

El diseño de cimentaciones compensadas tiene una alta importancia en suelos de alta compresibilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante, especialmente en las zonas II y III del Valle de México. A partir de la información presentada en capítulos anteriores, la geometría del edificio y la geología del sitio se analizarán dos cimentaciones Compensadas (Modelo A y B) la principal diferencia entre ambos modelos es la profundidad de desplante de una con respecto a otra.

Una cimentación compensada se puede describir como una losa de cimentación, la cual se desplanta a cierta profundidad, el objetivo es sustituir el peso del edificio, siendo compensado con el peso del suelo excavado. Con esto se logra disminuir o eliminar el incremento de esfuerzos que se va a producir como respuesta del suelo, lo cual se va a reflejar en un decremento del asentamiento.

Conceptualmente, para el diseño de una cimentación compensada se debe de considerar al suelo como un material bifásico, compuesto por una fase sólida y una fase líquida, por lo cual el análisis de compensación se debe tomar en cuenta los efectos de ambas partes.

El comportamiento mecánico de este tipo de cimentación es controlado por una fase sólida, debido a los cambios en los esfuerzos efectivos del terreno (L. Zeevaert 1983). Consecuentemente, es necesario conocer en forma

precisa el comportamiento esfuerzo-deformación-tiempo en los diferentes estratos que conforman el subsuelo para evaluar el asentamiento que se van a generar debido a dichos cambios en los esfuerzos.

El éxito de una cimentación compensada radica principalmente en mantener la condición de pre-consolidación del suelo durante etapas de descarga y recarga. Para alcanzar esto, se tiene que llevar a cabo un estricto control durante las etapas de excavación y bombeo para garantizar que el esfuerzo efectivo original del suelo no cambie de forma significativa, posteriormente construir la edificación y de esta manera obtener la compensación deseada, adicionalmente se puede reducir al máximo el asentamiento provocado por la construcción total del edificio, beneficiando al buen comportamiento del edificio.

La presión del agua juega un papel muy importante en el comportamiento en el tipo de este tipo de cimentación, para alcanzar el efecto de flotación requerido, es conveniente que la losa de cimentación sea impermeable.

V.1.2 Análisis de Compensación.

El análisis de compensación se hace comparando el peso total de la estructura con el peso total del suelo excavado.

Sea q la presión de contacto del edificio en ton/m^2 , igual al peso total de la construcción W_t , entre el área de contacto A_c , esto es

$$q = \frac{W_t}{A_c}$$

y P_{od} la presión total del suelo al nivel de desplante de la cimentación, esto es

$$P_{od} = \sum_0^d \gamma_h \cdot \Delta z$$

donde

γ_h es el peso volumétrico del estrato de suelo en ton/m^3 y Δz es el espesor en metros.

El primer tipo de cimentación compensada, es la de tipo *totalmente compensada*, el edificio no ejerce ningún cambio de esfuerzos en el suelo. A partir de la siguiente ecuación en términos de la presión total del suelo se puede definir este tipo de cimentación.

$$q = P_{od}$$

La cimentación *semi-compensada* o *sub-compensada*, es el segundo tipo de cimentación compensada, la cual va producir un incremento de esfuerzos en la masa de suelo, ya que el peso del suelo excavado y el efecto de la sub-presión no alcanzan a compensar el peso total del edificio, produciendo un incremento neto de esfuerzos.

$$q > P_{od}$$

Cuando esto último ocurre el incremento neto de esfuerzos al nivel de desplante será igual a

$$\Delta\sigma_d = q - P_{od}$$

Finalmente, el último tipo de cimentación compensada, es *cimentación sobre-compensada*, el peso de suelo excavado y el efecto de la sub-presión son mayores que el peso total del edificio.

$$q < P_{od}$$

Los análisis de compensación correspondiente al Modelo A y B están mostrados en el Apéndices B1 y C1.

V.2 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE FALLA.

V.2.1 Capacidad de Carga del Suelo por Resistencia al Esfuerzo Cortante.

La capacidad de carga del suelo por resistencia al esfuerzo cortante en suelos cohesivos está dada por la siguiente expresión

$$q_a = \frac{5.7c}{FS} + \sigma_{od}$$

donde:

q_a	Capacidad admisible de carga.
c	Cohesión media del suelo afectado por la superficie potencial de deslizamiento.
σ_{od}	Esfuerzo efectivo a la profundidad de desplante.
FS	Factor de seguridad.

Puede notarse que en el caso de cimentaciones sobre-compensadas o compensadas 100% en donde la carga de la construcción no rebasa el esfuerzo efectivo del suelo al nivel de desplante, el factor de seguridad tiende a ser muy grande. En el caso de cimentaciones semi-compensadas donde q_a es mayor a σ_{od} .

V.2.2 Capacidad de Carga del Suelo por Esfuerzo Crítico.

El esfuerzo crítico o carga de pre-consolidación en suelos de alta compresibilidad queda definido por el quiebre en la curva de compresibilidad, Figura 5.1. Si se rebasa este punto el suelo puede sufrir cambios volumétricos de considerable magnitud que, desde el punto de vista funcional, puede ocasionar la falla de la cimentación. Por esta razón es conveniente que no se rebase este nivel de esfuerzos en el suelo, contando además con un margen de seguridad dada la precisión con la que se determina este esfuerzo crítico. La revisión de los estados límite de falla es mostrada en los Apéndices B.2 y C.2. respectivamente.

En estas condiciones el incremento neto máximo de esfuerzos que puede ponerse al nivel de desplante está dado por la expresión

$$\Delta\sigma_d = \frac{(\sigma_{bz} - \sigma_{oz})_{min}}{I_z \cdot FS}$$

donde:

- σ_{bz} Esfuerzo crítico de compresión o carga de pre-consolidación a la profundidad z, obtenido de pruebas de consolidación.
- σ_{oz} Esfuerzo efectivo a la profundidad Z.
- I_z Influencia del área de contacto de la cimentación a la profundidad Z.
- FS Factor de seguridad que en este caso debe ser mayor o igual a 1.5.

V.2.3 Estabilidad de la Excavación por Flujo Plástico y por Sub-presión.

La falla del fondo de la excavación deberá analizarse para verificar que no se presenta por alguna de dos causas: flujo plástico o sub-presión.

El factor de seguridad contra la falla por *flujo plástico* se calcula aplicando la expresión

$$FS = \frac{5.7 \cdot c}{\sigma_{od} + q_0}$$

en este caso q_0 representa la sobrecarga en el hombro de la excavación o bien, la presión efectiva de contacto de edificios vecinos.

La falla de fondo por *sub-presión*, se presenta cuando el peso total del bloque de suelo que se encuentra por debajo de la excavación es menor que la sub-presión que se genera en el acuífero más cercano por debajo de aquél, esto es:

$$\gamma_h \cdot \Delta h > \gamma_w \cdot h_w$$

Si este es el caso, deberá abatirse la presión en el acuífero mediante bombeo profundo en éste último. Para el Modelo A, la sub-presión en el acuífero localizado a 9.30 m es menor que el peso del bloque de suelo que se encuentra encima. Sin embargo, al efectuar la excavación a 5.00 m se requiere abatir el nivel freático para mantener seca la excavación. Esta condición se toma en cuenta en el cálculo del cambio de esfuerzos y se consigna como U_{iz} .

El cálculo de los valores del punto V.2.3 para el Modelo A y B son mostrados en los Apéndices B3 y C3.

V.3 REVISIÓN DE ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO.

En lo que respecta al suelo y principalmente a suelos finos y saturados donde se presentan propiedades dependientes del tiempo podrá decirse que los esfuerzos de contacto también varían en función del tiempo, modificando el comportamiento de los elementos de estabilidad de la estructura de cimentación. Es imprescindible conocer la estratigrafía del lugar y en particular la zona en donde se construirá la edificación, las condiciones hidráulicas que rigen en el momento y los cambios probables que podrían suscitarse en el futuro.

Conociendo la estratigrafía y las características de los sedimentos que lo constituyen, se podrá conocer la variación probable de las propiedades mecánicas de los sedimentos en el área de la cimentación.

Una vez que se ha asegurado la estabilidad de la cimentación se deberá verificar que su comportamiento es satisfactorio y acorde a los requerimientos del proyecto.

V.3.1 Expansiones Elásticas.

El cambio de esfuerzos provocado por la excavación y posteriormente por la re-aplicación de la carga, necesariamente generará cambios volumétricos en el subsuelo. Para evaluarlos se requiere conocer primero ese cambio de esfuerzos, el cual, aplicando la ecuación de los suelos finos saturados resulta:

Antes de realizar la excavación:

$$P_{oz} = \sigma_{oz} + U_{oz}$$

después de excavar:

$$P_{iz} = \sigma_{iz} + U_{iz}$$

como lo que se quiere es el cambio en el esfuerzo efectivo puede escribirse:

$$\sigma_{oz} - \sigma_{iz} = \Delta\sigma_{exc} = (P_{oz} - P_{iz}) - (U_{oz} - U_{iz})$$

además

$$P_{oz} - P_{iz} = P_{od} \cdot I_z$$

y

$$U_{oz} - U_{iz} = \lambda_z \cdot \gamma_z$$

la expansión que sufre un estrato de suelo por el alivio de esfuerzos $\Delta\sigma_{exc}$ es

$$\delta_e = (\rho_e M_e) \cdot d \cdot \Delta\sigma_{exc}$$

por lo que sustituyendo valores se llega a la ecuación siguiente

$$\delta_c = (\rho_e M_e d)(I_z P_{od}) - (\rho_e M_e d)(\lambda_z \gamma_w)$$

donde:

ρ_e Factor de expansión, igual a $(\Delta\sigma_{exc} / \sigma_0)^{c-1}$, para la arcilla del Valle de México, $c \sim 1.5$.

M_e Módulo de respuesta elástica del suelo, obtenido mediante pruebas de compresión simple con ciclos de histéresis.

V.3.2 Re-compresión a corto y largo plazo.

De la misma manera, al reaplicar la carga se presentarán hundimientos, sólo que éstos no ocurren de inmediato, se requiere tiempo para que se generen.

De acuerdo con la teoría de la consolidación de Terzaghi y la de la Viscosidad Intergranular de Zeevaert, la ecuación para el cálculo de los hundimientos a través del tiempo, por re-aplicación de la carga, es la siguiente

$$(\delta_t)_{rc} = \sum \rho_c m_v d \Delta \sigma_{exc} \cdot \{F(T_v) + \beta \cdot \log(1 + \xi \cdot T_v)\}$$

donde

ρ_c	está dado en forma aproximada por la expresión: $\rho_c = (\Delta \sigma_{exc} / \sigma_0)^c$.
m_v	Módulo de compresibilidad volumétrica de la teoría de consolidación de Terzaghi.
$F(T_v)$	Función de Terzaghi.
β	Relación entre el módulo de compresibilidad volumétrica de la teoría de viscosidad intergranular de Zeevaert y el módulo m_v .
ξ	Factor tiempo de retardamiento de la teoría de viscosidad intergranular.

Los parámetros anteriores se obtienen de pruebas de consolidación efectuadas en muestras inalteradas representativas de los diferentes estratos compresibles del suelo.

La expresión anterior puede escribirse de forma simplificada como:

$$(\delta_t)_{rc} = \alpha_{rc} \cdot \Delta \sigma_{exc}$$

En este caso α_{rc} se define como la compresibilidad volumétrica para la re-compresión.

Puede verse que la re-compresión varía proporcionalmente al alivio de esfuerzo que se produce por la excavación, al reaplicar la carga hasta el nivel de esfuerzos que se tenían inicialmente. Para reducir la expansión y consecuentemente la re-compresión es importante establecer un proceso constructivo que minimice el cambio de esfuerzos, sea excavando por partes si el área de construcción es muy grande o bien, en etapas, si la excavación es profunda. Con la recomendación anterior y adicionalmente con ayuda de un sistema de bombeo que reduzca la presión de poro durante la construcción, limitará considerablemente los movimientos verticales en cimentaciones compensadas.

V.3.3 Compresión Neta a corto y largo plazo.

En el caso de que se tenga una cimentación semi-compensada, como se plantea en este trabajo de tesis, al asentamiento dado por la expresión anterior se sumará al debido al incremento neto de esfuerzos $\Delta \sigma$. La expresión para el cálculo es la siguiente

$$(\delta_t)_c = \sum m_v \cdot d \cdot \Delta \sigma_z \cdot \{F(T_v) + \beta \cdot \log(1 + \xi \cdot T_v)\}$$

al igual que en el caso de la re-compresión, la expresión anterior puede escribirse de forma simplificada como sigue

$$(\delta_t)_c = \alpha_c \cdot \Delta\sigma$$

el hundimiento total será entonces

$$\delta_t = (\delta_t)_{rc} + (\delta_t)_c$$

o bien

$$\delta_t = \alpha \cdot (I_z \cdot q) = \alpha_{rc} \cdot (I_z \cdot P_{od}) - \alpha_{rc} \cdot (\lambda \cdot \gamma_w) + \alpha_c \cdot (I_z \cdot \Delta\sigma_d)$$

de donde

$$\alpha = \alpha_{rc} \cdot \frac{P_{od}}{q} - \alpha_{rc} \cdot \frac{(\lambda \cdot \gamma_w)}{I_z \cdot q} + \alpha_c \cdot \frac{\Delta\sigma_d}{q}$$

Al valor de α se le conoce como la compresibilidad volumétrica del estrato y sus unidades son m³/ton.

El cálculo de las expansiones y hundimientos para ambos Modelos son mostrados en las tablas de los Apéndices B4 y C4 respectivamente.

V.4 ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACIÓN.

V.4.1 Interacción Estática.

Uno de los objetivos en la determinación de las propiedades de esfuerzo-deformación de los suelos es el uso de estas propiedades mecánicas, para estimar desplazamientos verticales y horizontales en la masa del suelo cuando éste se somete a un incremento de esfuerzo. En la interfase de la estructura de cimentación y el suelo se originan desplazamientos debidos a las cargas que trasmite la cimentación dando lugar a desplazamientos totales y diferenciales. Los desplazamientos diferenciales de la estructura deberán ser iguales a los originados en la superficie de apoyo de la cimentación. Por lo tanto, la estructura de la cimentación junto con las cargas que obran sobre ella y las reacciones que se provocan en el suelo se sujetará a una determinada configuración, igual a la que el suelo debido a las reacciones que éste aporta a la estructura de cimentación para su equilibrio.

La interacción entre la estructura de cimentación y el suelo consistirá en encontrar un sistema de reacciones que aplicadas simultáneamente a la estructura de cimentación y a la masa del suelo produzcan la misma configuración de desplazamientos diferenciales entre los elementos. El procedimiento de cálculo se muestra en los Apéndices B.5 y C.5 respectivamente.

V.4.2 Interacción Dinámica.

En regiones sísmicas o de vientos de alta velocidad, deberán asignarse modalidades en el diseño de las cimentaciones que permitan hacerlas menos vulnerables a estas fuerzas. En el caso de sismos en donde el movimiento se transmite del suelo a la cimentación, será necesario conocer las propiedades dinámicas de los sedimentos para estimar el comportamiento del subsuelo y la forma en el que el movimiento se transmite a la cimentación y los efectos de interacción que se generan.

La típica arcilla limosa del subsuelo de la Ciudad de México, se comporta altamente elástica durante la acción sísmica. La reflexión y refracción de las ondas en la superficie del suelo no debe ser despreciada. Las ondas de cuerpo irrotacionales y equivolúmetricas que indujeron los fuertes movimientos en la superficie del suelo durante el terremoto que sacudió a la ciudad en septiembre de 1985, son las responsables de los múltiples fenómenos observados.

Las ondas de cuerpo viajan a la superficie del suelo con velocidades pequeñas en comparación con las velocidades que éstas alcanzan en los sedimentos compactos subyacentes. Las ondas de cuerpo cuando alcanzan la superficie, generan ondas de superficie, principalmente cuando éstas chocan contra cuerpos rocosos o promontorios de suelo firme, donde las ondas de cuerpo de cortante sufren reflexión. Sin embargo, la acción de las diferentes ondas puede ser analizada separadamente en forma simple para conocer el orden de magnitud de su respuesta, por ello es importante desde el punto de vista sismo-geotécnico investigar las propiedades dinámicas del suelo, con el objetivo de analizar en forma cuantitativa el comportamiento de los diferentes tipos de ondas que generan daños en las edificaciones.

Debe reconocerse que el suelo de la Ciudad de México es muy sensitivo a cargas estáticas y dinámicas. El comportamiento sismo-dinámico del suelo es altamente relacionado con la estratigrafía y la configuración de la base firme donde se apoyan los sedimentos suaves. Debido a las características geográficas montañosas de la cuenca del Valle de México, las ondas de cuerpo se refractan erráticamente. Durante el sismo de septiembre de 1985 se observó que la componente dominante de las ondas sísmicas que se propagan en el área de la ciudad fue predominantemente sur-suroeste ya que muchos edificios mostraron el máximo daño en dirección este-oeste, debido a la acción de las ondas de cortante propagándose aproximadamente en dirección sur-norte.

V.4.2.1 Comportamiento del Suelo ante Sismo.

La respuesta sísmica del subsuelo así como sus propiedades dinámicas son importantes para el cálculo de la interacción de la superficie de apoyo de la estructura de cimentación con el suelo. En este caso es importante conocer el período fundamental de vibración libre y los desplazamientos máximos probables de la masa del suelo producido por las ondas de esfuerzo cortante que se trasladan en sentido vertical del estrato firme hacia la superficie del suelo con una velocidad

$$V_s = \sqrt{\mu/\rho}$$

en donde μ es el módulo de elasticidad al esfuerzo cortante o módulo de rigidez del suelo definido por τ/γ , τ es el esfuerzo cortante, γ la distorsión angular y ρ la masa unitaria del suelo. Si se conocen los valores de μ_i representativos de los estratos del subsuelo desde la base firme hasta la superficie se podría calcular el tiempo que tarda la onda de cortante en atravesar cada estrato con módulo de rigidez dinámica μ_i y espesor d_i .

$$\Delta t_i = \frac{d_i}{V_{si}}$$

El tiempo que tarda la onda de cortante en atravesar todos los estratos es $\frac{1}{4}$ del período fundamental del suelo T_s , consiguiente

$$T_s = 4 \sum_1^n \frac{d_i}{V_s}$$

Conociendo el período fundamental del suelo por medio de la ecuación anterior se podrá afinar este periodo y calcular la configuración de desplazamientos horizontales relativos y esfuerzos cortantes en la masa del suelo para el período considerando por medio de las siguientes expresiones (L. Zeevaert 1973)

$$\delta_{i+1} = A_i \delta_i - B_i \tau_i$$

$$\tau_{i+1} = C_i (\delta_i + \delta_{i+1}) + \tau_i$$

$$A_i = \frac{1 - N_i}{1 + N_i} \quad C_i = \frac{1}{2} \rho d_i \omega_i^2$$

$$B_i = \frac{1}{1 + N_i} \cdot \frac{d_i}{\mu_i} \quad N_i = \frac{\rho d_i \omega_i^2}{4\mu_i}$$

Para efectuar el cálculo se supone la frecuencia circular $\omega_1 = 2\pi/T_s$ y asignando una aceleración horizontal G_o a la superficie del suelo se obtiene un desplazamiento máximo de $\delta_s = G_o/\omega_1^2$, el esfuerzo cortante en la superficie es $\tau_s = 0$. Con este valor inicial se calcula el próximo valor del desplazamiento horizontal $\delta_{i+1} = \delta_2$. Con este valor y el de $\tau_1 = 0$ se calcula el valor τ_2 . En esta forma paso a paso se calcula la configuración δ_i y τ_i . Al llegar a la base firme el valor $\delta_b = 0$ y $\tau_b = \tau_{m\acute{a}x}$. Si $\delta_b \neq 0$ será necesario efectuar una corrección a la frecuencia circular supuesta ω_1 hasta lograr el ajuste necesario y satisfacer las condiciones de frontera en la base firme. Puede analizarse configuraciones producidas por el primer y segundo modos superpuestos en la forma más desfavorable, los que en general pueden influir en forma más desfavorable en los desplazamientos y esfuerzos cortantes en la masa del suelo. Así pues, la excitación de la masa del suelo dependerá de la longitud y período de las ondas sísmicas. El cálculo del período del subsuelo es desarrollado en el Apéndice A.

V.4.2.2 Estimación del Período de Balanceo del Edificio.

La respuesta sísmica de una cimentación se analiza principalmente por el fenómeno de rotación el cual es ocasionado por el momento de volteo sísmico de la estructura. Durante este fenómeno se incrementan los esfuerzos de contacto de la estructura de cimentación con el suelo.

Para visualizar el procedimiento de cálculo de este fenómeno sísmico supondremos una cimentación rígida de tipo cajón usadas generalmente en edificios altos y mediana altura donde se producen momentos de volteo importantes.

Por simplicidad de exposición se maneja un periodo libre de vibración de la estructura pequeño lo que implica un edificio de alta rigidez, de tal manera que el período de vibración libre por rotación T_θ resulta importante. Si el período fundamental del suelo T_s se tendrá la siguiente relación de periodos T_θ/T_s y asignando un amortiguamiento crítico ξ_o para el sistema de cimentación, se puede usar el espectro de diseño y encontrar el valor del factor de amplificación f_a , donde la fuerza de inercia en el centro de masa del edificio será

$$V_m = f_a \cdot m \cdot a_m$$

f_a	Factor de amplificación.
m	Masa del edificio.
a_m	Aceleración máxima asignada a la superficie del suelo.
V_m	Fuerza horizontal en el centro de masa del edificio.

El movimiento sísmico de la superficie del suelo empujará a la cimentación rígida de tal manera que se originara una fuerza horizontal V_m en el centro de masa del edificio. Durante el movimiento sísmico el suelo se comprime lateralmente contra la cimentación con una fuerza horizontal R_h que para cimentaciones de poca profundidad puede suponerse que actúa a la profundidad media de la cimentación. Si el suelo no falla debido al empuje pasivo entonces las fuerzas cortantes en la base a la elevación de desplante de la cimentación es

$$V_B = R_h - V_m$$

V_B	Fuerza cortante en la base.
R_h	Fuerza horizontal, debido al movimiento sísmico.
V_m	Fuerza horizontal en el centro de masa del edificio.

El momento de volteo a la elevación de desplante de la cimentación será

$$O_{TB} = V_m h_m - 1/2 R_h d$$

El momento de volteo originado por la fuerza de inercia está dado por

$$O_T = m \omega_\theta^2 \delta_\theta \cdot h_m$$

ω_θ	Frecuencia circular por rotación de la cimentación.
δ_θ	Desplazamiento del centro de masa.

Se llamará K_θ al módulo de cimentación por rotación el cual se define por

$$K_\theta = \frac{O_T}{\theta}$$

O_T	Momento de volteo originado por la fuerza de inercia.
θ	Amplitud del ángulo de rotación originado por O_T .

Y consecuentemente el período de rotación de la cimentación

$$O_T = 2\pi h_m \sqrt{\frac{m}{K_\theta}}$$

Para calcular T_θ será necesario conocer el valor de K_θ el cual es función de las propiedades dinámicas de deformación de la masa del suelo.

La configuración de esfuerzos y deformaciones en la superficie de contacto dependerá de la rigidez de la estructura de la cimentación, de la deformación del subsuelo, de la distribución de cargas que se apliquen sobre la estructura de la cimentación y las acciones dinámicas que esté sujeta. Para los casos analizados en este trabajo de tesis se propone una *cimentación rígida sin pilotes* capaz de tomar el momento de volteo y trabajar de forma monolítica a la flexión.

Se estableció que el momento de volteo de una cimentación rígida se puede expresar

$$K_{\theta} = \frac{O_T}{\theta}$$

K_{θ}	Módulo de cimentación por rotación.
θ	Amplitud del ángulo del movimiento de rotación.
O_{TW}	Momento de volteo que toman los muros de retención o lados de la caja rígida de cimentación.
O_{TB}	Momento de volteo que toma la base de cimentación a la profundidad de desplante.

Por consiguiente, los módulos de cimentación para los muros y la base se pueden expresar de la siguiente forma

$$K_{\theta W} = \frac{O_{TW}}{\theta}$$

$$K_{\theta B} = \frac{O_{TB}}{\theta}$$

Puesto que

$$O_T = O_{TW} + O_{TB}$$

Por lo tanto resulta que

$$K_{\theta} = K_{\theta W} + K_{\theta B}$$

V.4.2.3 Período del Sistema Suelo-Cimentación-Estructura.

Conocer el módulo dinámico de elasticidad al cortante y la velocidad correspondiente de la onda de cortante, ambos datos son necesarios para analizar el comportamiento dinámico del subsuelo. Con esta información se podrá estimar los efectos sísmicos de la estructura del edificio y su cimentación.

Una de las prioridades del comportamiento dinámico del subsuelo es el de conocer en forma adecuada la aceleración máxima de la superficie del suelo para el diseño sísmico del edificio. Se presentan casos en que no existe información previa que pueda ser utilizada para estimar las aceleraciones probables de la superficie del suelo por lo que es necesario utilizar métodos empíricos de atenuación de la aceleración sísmica o el estudio de los factores de amplificación para diferentes grados de amortiguamiento crítico de la masa del suelo, ya que es bien conocido que la respuesta de aceleración es función del período de la estructura y del fenómeno de amortiguamiento.

Obteniendo las características sísmicas del lugar y las propiedades dinámicas del suelo se puede analizar el comportamiento del subsuelo y sus implicaciones en la interacción con la estructura de cimentación. La respuesta sísmica se calcula para determinar las reacciones totales del suelo sobre la estructura de cimentación.

Las cimentaciones compensadas son planificadas generalmente como cajas impermeables monolíticas, consecuentemente resultan muy rígidas en comparación con la compresibilidad del subsuelo. Cuando se genera un sismo este fenómeno origina una rotación de la cimentación como una respuesta sísmica importante. Este movimiento podrá presentarse acoplado con la vibración de la estructura del edificio.

Conociendo la respuesta sísmica de la estructura de cimentación, podrá calcularse los esfuerzos de contacto sobre los muros de retención y losa base de la cimentación, adicionalmente se podrá revisar la estabilidad del conjunto desde el punto de vista de mecánica de suelos. Es decir, investigar los factores de seguridad con respecto al empuje pasivo sobre los muros de retención, así también la capacidad de carga última en los bordes de la cimentación, ya que en estas zonas pueden producirse esfuerzos altos por el momento de volteo durante la rotación inducida por el sismo y originar en el suelo efectos plásticos, que de ser extensos, el edificio podrá sufrir rotación o giro permanente durante el sismo, perdiendo su verticalidad.

Para el diseño de la cimentación es importante conocer la aceleración máxima de la superficie del suelo y las características del espectro de respuesta sísmica. La historia de aceleraciones de la superficie del suelo puede ser conocida por medio de acelerogramas. De éstos puede determinarse la aceleración máxima registrada.

La respuesta máxima de un sistema de un grado de libertad expuesto al movimiento sísmico representado por el acelerograma puede determinarse integrando todos los impulsos por medio de la siguiente expresión (Biot 1943 y Hudson 1962)

$$R_v = \int_0^t a(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cdot \text{sen } \omega_d(t - \tau) d\tau$$

La fórmula anterior proporciona la respuesta sísmica máxima en términos de la pseudo-velocidad relativa como función de la frecuencia circular libre ω equivalente a un sistema de un grado de libertad, aquí ω_d es la frecuencia circular amortiguada y ξ una fracción del amortiguamiento crítico del sistema. Por lo tanto, la respuesta de aceleración será

$$R_a = \omega R_v$$

Por consiguiente, conociendo el período equivalente de la estructura para un grado de libertad se encuentra el espectro de respuesta, el valor de R_a de donde podrá calcularse la fuerza sísmica aplicada al centro de masa del edificio. Si llamamos M la masa del sistema entonces la fuerza sísmica horizontal en el centro de masa de la estructura es

$$V_m = M \cdot R_a$$

En particular, para un espectro de respuesta de aceleración se registra una aceleración máxima de la superficie del suelo a_m por consiguiente se puede escribir

$$V_m = M \cdot \left(\frac{R_a}{a_m} \right) a_m$$

de donde es espectro de respuesta se puede visualizar en términos de R_a/a_m que representa el factor de amplificación de la aceleración, esto es

$$f_a = \frac{R_a}{a_m}$$

Por lo tanto, la fuerza sísmica horizontal se puede escribir

$$V_m = f_a \cdot M \cdot a_m$$

Debe notarse que cada espectro tiene ciertos valores característicos en los picos que representan cierta resonancia del sistema de un grado de libertad con el subsuelo. El Dr. Zeevaert comparo valores obtenidos en la Ciudad de México con informes de otros lugares, de donde dedujo que aparentemente los factores de amplificación son independientes de las características del subsuelo, siempre y cuando éste sea uniforme y actúe como un vibrador entre la superficie y la base firme.

El autor llama T_{s1} al período dominante del subsuelo, el espectro envolvente de respuesta sísmica puede ser construido en términos de f_a contra la relación T_0/T_{s1} para diferentes grados de amortiguamiento crítico ξ_0 . Por consiguiente, para determinar el valor de $f_a=R_a/a_m$ para cierto período T_0 de vibración de la estructura y su cimentación será necesario conocer el período dominante del subsuelo T_{s1} , el cual podrá ser calculado conociendo las condiciones estratigráficas y propiedades dinámicas de los sedimentos del subsuelo. Consecuentemente será necesario asignar un valor a la aceleración máxima a_m de la superficie del suelo. Además, se hace necesario determinar los períodos equivalentes y amortiguamiento crítico del sistema de cimentación y estructura T_0 y ξ_0 respectivamente. Por consiguiente, conociendo T_0/T_{s1} y ξ_0 se entra al espectro envolvente de respuesta sísmica normalizado y se encuentra el valor de f_a , Figura 5.2. Finalmente, con la aceleración máxima de la superficie del suelo a_m asignada, puede estimarse la fuerza sísmica V_m en el centro de masa del edificio. El procedimiento de cálculo de la interacción suelo-estructura dinámica se muestra en los Apéndices B.5 y C.5.

V.4.3 Revisión de la Capacidad de Carga del Suelo.

La hipótesis para el esfuerzo límite en la orilla de la cimentación (L. Zeevaert, 1973), puede analizarse conforme a las siguientes consideraciones. Las reacciones efectivas σ_a y σ_b en la orilla de la cimentación pueden resultar altas originándose un flujo visco-plástico y consecuentemente relajamiento del esfuerzo de reacción bajo deformación constante en esos puntos. Se asignara q_{ep} al esfuerzo límite efectivo o respuesta máxima que puede admitirse en condiciones estáticas en la orilla de la cimentación, de tal manera que se deberá tener $\sigma_a, \sigma_b \leq q_{ep}$. Si c_d y ϕ_d son los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante para condiciones drenadas en el material del suelo en las inmediaciones del borde de la cimentación, se podrá calcular aproximadamente el valor de q_{ep} .

Considerando, Figura 5.3, al borde de la cimentación, un esfuerzo efectivo σ_{od} sobre un plano horizontal al nivel del desplante. En condiciones de reposo al esfuerzo horizontal inmediatamente abajo del desplante será $\sigma_h = K_o \sigma_{od}$. Se hace la hipótesis de que el estado incipiente de comportamiento visco-plástico se iniciará cuando al aumentar el esfuerzo vertical a un valor q_{ep} se alcanza la resistencia del material, esto se puede expresar como

$$q_{ep} = 2c_o \sqrt{N_{\phi_d}} + \sigma_h N_{\phi_d}$$

o bien

$$q_{ed} = 2c_o \sqrt{N_{\phi_d}} + K_o N_{\phi_d} \sigma_{od}$$

Se considera que el flujo visco-plástico incipiente se hace importante para un valor de $c_o = 3/4c_d$ sin necesariamente alcanzar la capacidad de carga última en el borde de la cimentación.

Los esfuerzos en la orilla de la cimentación deben de examinarse para constatar la capacidad de carga local con un factor de seguridad adecuado. Podría establecerse la condición límite de que este esfuerzo en condiciones estáticas no rebase el esfuerzo crítico σ_b correspondiente al quiebre de la curva de compresibilidad. En el caso dinámico en materiales finos impermeables y semi-impermeables deberá suponerse $\phi_d = 0$ y utilizar la capacidad ultima de falla

$$q_{ed} \leq 5.7c + \sigma_{od}$$

En donde el valor de c puede obtenerse de la consistencia natural del suelo, $c = q_u/2$. Para evitar deformaciones plásticas importantes en las orillas de la cimentación. Apéndices B.5 y C.5.

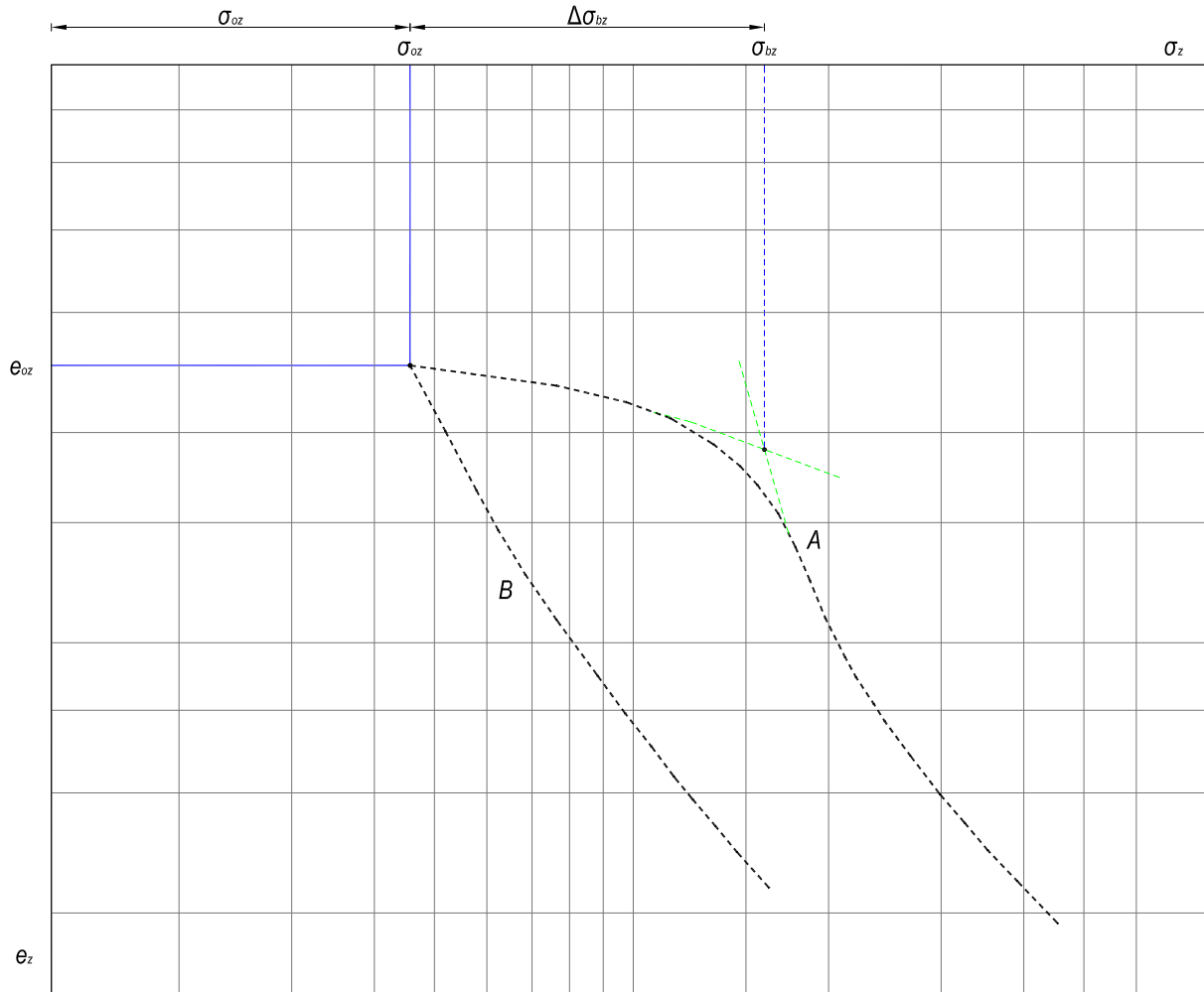


FIG. 5.1 SUELO NORMALMENTE CONSOLIDADO Y PRECONSOLIDADO

 TESIS PROFESIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL			
COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.			
presento: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ			
director de tesis: M. en I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN			
concepto: ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN	aprobó: GUR/JAT	revisó: COS...ISE	revisó: S/E
dibujo: SUELO NORMALMENTE CONSOLIDADO	fecha: JUNIO 2018	figura: 5.1	

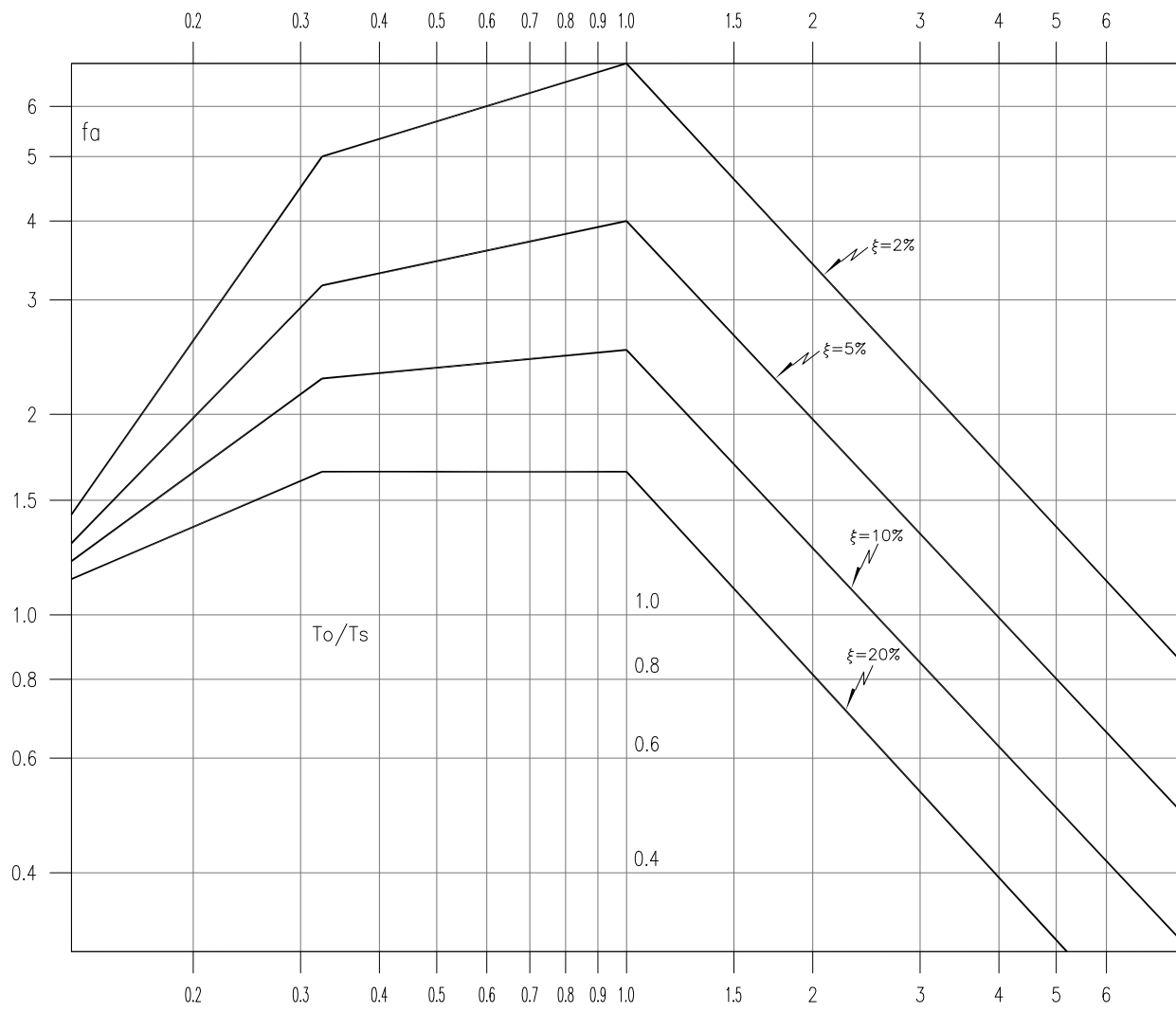


FIG. 5.2 ESPECTRO ENVOLVENTE PARA DISEÑO SÍSMICO (L. Zeevaert)

 TESIS PROFESIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL			
COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.			
presento:		JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ	
director de tesis:		M. en I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN	
concepto:	asesoró:	revisó:	revisó:
ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN	GLV/JAT	COS...ISE	S/E
dibujo:	fecha:	figura:	
ESPECTRO_FACTOR DE AMPLIFICACIÓN f_a	JUNIO 2018	5.2	

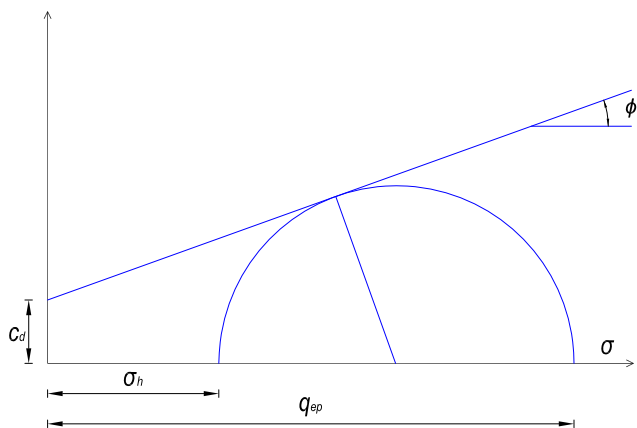
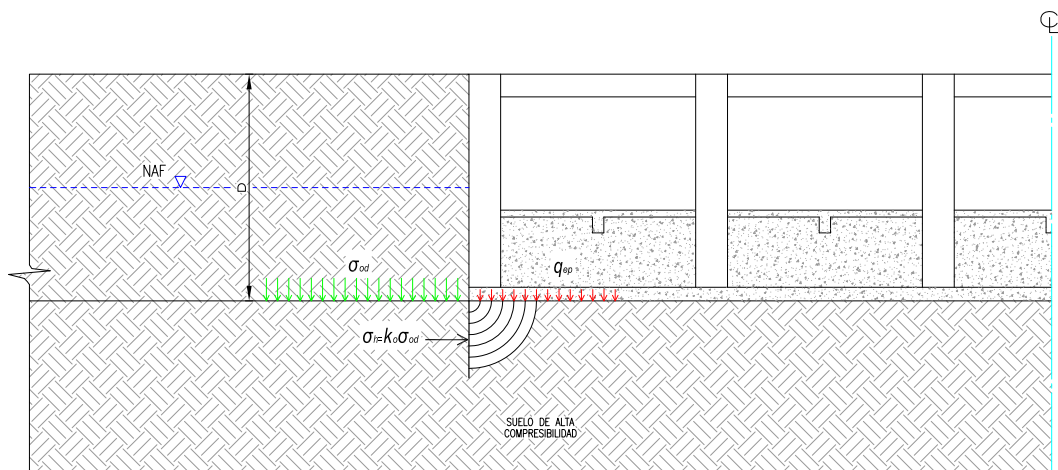


FIG. 5.3 HIPÓTESIS DE ESFUERZO LÍMITE EN LA ORILLA DE LA CIMENTACIÓN

 TESIS PROFESIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL			
COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.			
presento:		JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ	
director de tesis:		M. en I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN	
concepto:	asesor:	revisor:	tesista:
ANÁLISIS DE CIMENTACIÓN	GLV/JAT	COS...ISE	S/E
dibujo:	fecha:	figura:	
ESFUERZO LÍMITE EN LA ORILLA DE LA CIMENTACIÓN	JUNIO 2018	5.3	

VI. CONCLUSIONES.

VI. RESUMEN Y CONCLUSIONES.

VI.1 RESUMEN.

En los capítulos anteriores se presentó los criterios de análisis que desarrollo el Dr. Leonardo Zeevaert, con el propósito de analizar y comparar el comportamiento estático y dinámico de un edificio de acero estructural de nueve pisos cimentado a base de un cajón de cimentación, variando la profundidad de desplante de este, considerando las propiedades dinámicas del suelo en conjunto con las propiedades de la estructura, apoyándose en un suelo de alta compresibilidad como el de la Ciudad de México. A continuación se exponen los puntos más sobresalientes realizados en este trabajo:

1. Se analizó y reviso las condiciones geológicas y geotécnicas del sitio, disponiendo de los estudios de mecánica de suelos los cuales proporcionaron información para analizar las dos propuestas de desplante de la cimentación Modelo A y Modelo B, esta información incluye estratigrafía del lugar, propiedades mecánicas de compresibilidad y resistencia al esfuerzo cortante en condiciones estáticas y dinámicas así como propiedades hidráulicas.
2. Se consideró la propuesta arquitectónica del edificio propuesto en este trabajo para desarrollar la correspondiente estructuración del mismo en este caso se trabajó con una estructura de nueve niveles de acero estructural, mientras la estructura inmersa en el suelo incluyendo sótano/s y el cajón de cimentación se resolvió a base de concreto reforzado. A partir del análisis estructural se obtuvieron datos del peso de la estructura en las diferentes condiciones de servicio y su correspondiente período de vibrar.
3. Debido a las características del suelo y la geometría del edificio se propuso una cimentación compensada, para el modelo A se utilizó una profundidad de desplante de -5.00 m a partir de la superficie del suelo en contraste el Modelo B se desplanto a una profundidad de -8.50 m. Dentro de esta etapa de análisis se comprobó la capacidad de carga para ambas propuestas de desplante.
4. Análisis detallado de las deformaciones verticales que se puedan esperar en la estructura como expansiones debido a la excavación y asentamientos provocados por las diferentes etapas como por ejemplo etapa de construcción o bien, etapas durante la vida útil del edificio, considerando diferentes periodos de tiempo (corto plazo y largo plazo), solamente fue necesario modificar las propiedades mecánicas de compresibilidad de los estratos del subsuelo, las cuales pueden variar con el tiempo, principalmente en suelos finos de alta compresibilidad.
5. Reconocimiento de los efectos de Interacción Suelo-Estructura de la Cimentación para condiciones Estáticas y Dinámica para una cimentación compensada.
6. Se calculó la respuesta sísmica del subsuelo de acuerdo con sus propiedades dinámicas de cada estrato, obteniendo el período fundamental de vibración libre y los desplazamientos máximos probables de la masa del suelo producido por las ondas de esfuerzo cortante que se trasladan en sentido vertical del estrato firme hacia la superficie del suelo.

Los resultados más destacados durante los capítulos anteriores para el comportamiento del sistema de cimentación propuesto en este trabajo se presentan en la Tabla 6.1.

VI.2 CONCLUSIONES.

Las conclusiones que integran este capítulo se plantean desde el punto de vista de la Ingeniería Estructural y de Cimentaciones en base a un conjunto de estudios e información proporcionada para desarrollar este trabajo de tesis, es conveniente mencionar que este trabajo representa una alternativa de análisis entre la estructura de cimentación y el suelo, con la finalidad de evaluar el comportamiento ante los efectos que genera un sismo dentro de otras opciones que ofrece la investigación y la Ingeniería de Cimentaciones. A partir de los resultados mostrados en la Tabla 6.1 y la discusión presentada a lo largo de todo el trabajo se puede concluir lo siguiente:

1. Las ondas ocasionadas por macro-sismos introducen fuerzas dinámicas de consideración en la cimentación de la estructura. La previsión de la resonancia del subsuelo en función de las propiedades estratigráficas, dinámicas e hidráulicas del subsuelo es sumamente importante en el diseño de la cimentación.
2. Se requiere del conocimiento de la rigidez dinámica del suelo, el suelo tiene elementos elásticos que responden en forma activa durante una vibración. La respuesta elástica del suelo es por lo tanto una función de su rigidez elástica y consecuentemente de la fricción de elementos elásticos que sean excitados.
3. El método utilizado en este trabajo proporciona una herramienta práctica y aproximada válida para analizar la acción sísmica en campo y consecuente la estabilidad de la cimentación mediante el concepto de Interacción Suelo-Estructura, las propiedades mecánicas y dinámicas del suelo son requeridas para analizar en conjunto con las propiedades de la superestructura.
4. La predicción de la respuesta adecuada de un edificio durante un sismo depende principalmente de la relación entre el período equivalente de vibración de la estructura y cimentación al período o períodos de la masa del suelo que soporta la cimentación. El período de vibración del suelo es una función del módulo dinámico de rigidez de cada uno de los estratos del subsuelo involucrados en el movimiento sísmico. En esta zona de la Ciudad de México es importante la determinación del modo fundamental de vibración del sitio debido a los constantes cambios de carga y descarga que han sufrido estos depósitos.
5. El análisis de estabilidad de la cimentación y subsecuentemente la superestructura de la edificación para el Modelo A y B constituyen un sistema continuo que representa un papel importante en la interacción suelo-estructura-cimentación. Es decir la profundidad de desplante, la compatibilidad de deformación del suelo en conjunto con la estructura de cimentación y la estructuración del edificio es de enorme trascendencia cuando esta se compara con el comportamiento dinámico de la masa del suelo donde se apoya la cimentación del edificio. El conocimiento de la rigidez del conjunto cimentación-edificio, en la cual queda representada por los periodos y amortiguamientos equivalentes del sistema donde interviene el período o períodos de la masa y su amortiguamiento crítico tanto del suelo como de la superestructura, garantizan un mejor comportamiento a mayor profundidad de desplante.

Tabla 6.1. Tabla de Resultados.

CONDICIONES ESTÁTICAS		MODELO A	MODELO B	UNIDADES
h	Altura del Edificio	31.00	34.00	m
A	Área por Nivel	960.00	960.00	m ²
NAF	Nivel de Aguas Freáticas	2.50	2.50	m
D_f	Profundidad de Desplante	5.00	8.50	m
σ_{od}	Esfuerzo Efectivo a la Profundidad de Desplante	5.50	6.06	ton/m ²
U_{od}	Presion de Poro a la Profundidad de Desplante	2.50	6.00	ton/m ²
P_{od}	Esfuerzo Total a la Profundidad de Desplante	8.00	12.06	ton/m ²
W_{TMáx}	Peso Total de la Estructura (Intensidad Máxima)	10,530.00	12,250.00	ton
W_{Ta}	Peso Total de la Estructura (Intensidad Instantánea)	9,756.00	11,329.00	ton
W_{Tm}	Peso Total de la Estructura (Intensidad Media)	8,440.00	9,952.00	ton
V_B	Cortante Basal Estático	2,417.00	2,787.00	ton
O_{TE}	Momento de Volteo Estático	34,722.00	42,789.00	ton-m
q_t	Esfuerzo Total de Contacto a la Profundidad de Desplante	10.53	12.25	ton/m ²
q_{efectivo}	Esfuerzo Efectivo de Contacto a la Profundidad de Desplante	8.03	6.25	ton/m ²
FS	Factor de Seguridad para el Cajón de Cimentación	7.33	8.00	-
δ_e	Expansión Media por Excavación	24.25	19.43	cm
δ_T	Asentamiento Medio de la Cimentación (t= 1.5 años)	22.61	17.90	cm
δ_T	Asentamiento Medio de la Cimentación (t=50 años)	32.45	25.07	cm

CONDICIONES DINÁMICAS		MODELO A	MODELO B	UNIDADES
h_m	Altura del Centro de Masa	14.50	15.36	m
m	Masa del Edificio	9.55E+06	1.11E+07	kg s ² /m
T₀	Período Rotacional de la Estructura de Cimentación	1.0451	1.0030	s
T_n	Período Fundamental del Edificio	0.7660	0.7210	s
T_o	Período Acoplado del Sistema Edificio-Cimentación	1.2766	1.2349	s
ξ₀	Amortiguamiento del Sistema Edificio-Cimentación	13	13	%
T_s	Período Dominante del Subsuelo	1.8469	1.8469	s
a₀	Aceleración Máxima en la Superficie del Suelo	1.00	1.00	m/s ²
a_d	Aceleración de Diseño a la Profundidad de Desplante	0.9768	0.8434	m/s ²
f_a	Factor de Amplificación	2.1716	2.1803	-
V_m	Fuerza Horizontal al Centro de Masa del Edificio	2,292.00	2,296.24	ton
O_T	Momento de Volteo	32,913.00	35,300.00	ton-m
θ	Giro del Cajón de Cimentación	0.00411	0.00305	rad
q_{máx-orill}	Esfuerzo Medio Total Máximo en la Orilla	12.63	18.89	ton/m ²

REFERENCIAS.

REFERENCIAS.**BIBLIOGRAFÍA CONSULTADA.**

1. Bazán, E. y Meli, R., "*Diseño Sísmico de Edificios*", Editorial Limusa, México, 2001.
2. Bowles, J. E., "Foundation Analysis and Design", 5th Edition, McGraw-Hill, New York, 1997.
3. Bresler, B., Lin, T. y Scalzi, J., "Diseño de Estructuras de Acero", Primera Edición, 1970, Limusa-Wiley.
4. Chopra, A., "*Dynamics of Structures*", 4th Edition, Prentice Hall, 2012.
5. Das, B. M., "Principios de Ingeniería de Cimentaciones", Quinta Edición, Editorial CENGAGE-Learning, México, 2004.
6. Ghali, A. y Neville, A. M., "*Structural Analysis: A Unified Classical and Matrix Approach*", CRC Press, Canada, 2009.
7. Gómez, S. I., "*Análisis Sísmico Moderno con Ética Aplicada*", Editorial Trillas, México; 2007.
8. González, O. y Robles, F., "*Aspectos Fundamentales del Concreto Reforzado*", Editorial Limusa, México, 2011.
9. McCormac, J. y Brow, R., "*Diseño de Concreto Reforzado*", Octava Edición, Editorial Alfaomega, México, 2011.
10. Meli, R., "*Diseño Estructural*", Editorial Limusa, México, 2001.
11. Minoru, W. y Martínez, E., "*Diseño de Estructuras Sismorresistentes*", Editorial McGraw-Hill, México, 1988.
12. Paz, M. y Leigh, W., "*Structural Dynamics, Theory and Computation*", 5th Edition, Springer Science, 2004.
13. Segui, W. T., "*Steel Design*", 5th Edition, CENGAGE Learning, U.S.A., 2013.
14. Tena, A., "Análisis de Estructuras con Métodos Matriciales", Editorial Limusa, México, 2007.
15. Zeevaert, L., "*Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*", Van Nostrand Reinhold Co. New York, 1983.
16. Zeevaert, L., "*Interacción Suelo-Estructura de Cimentaciones Superficiales y Profundas, Sujetas a Cargas Estáticas y Sísmicas*". Editorial Limusa, México, 1980.

17. Zeevaert, L., *"Sismo-Geodinámica de la Superficie del Suelo y Cimentación de Edificios en la Ciudad de México"*. Edición Privada, México, 1988.

NORMAS.

18. Anónimo, *"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal"*, Gaceta Oficial, Enero 29, 2004.
19. Anónimo, *"Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"*, Gaceta Oficial, Octubre 6, 2004.
20. Anónimo, *"Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones"*, Gaceta Oficial, Octubre 6, 2004.
21. Anónimo, *"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto"*, Gaceta Oficial, Octubre 6, 2004.
22. Anónimo, *"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones"*, Gaceta Oficial, Octubre 6, 2004.
23. Anónimo, *"Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras Metálicas"*, Gaceta Oficial, Octubre 6, 2004.
24. Anónimo, *"Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo"*, Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, 1987.
25. Anónimo, *"American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structure Concrete (ACI 318 M-02) and Commentary (ACI 318 RM-02)"*. 2002.
26. Anónimo, *"American Institute for Steel Construction, Manual of Steel Construction: Allowable Stress Design 9th Edition"*, 1989.
27. Anónimo, *"Manual de Construcción en Acero"*, 5a Edición, Instituto Mexicano de la Construcción en Acero, A. C. Editorial Limusa, México, 2014.

ARTICULOS ACADÉMICOS Y TÉCNICOS.

28. Anónimo, *"STAAD Pro V8i (Structural Analysis And Design), Technical Manual Reference"*, Bentley Systems, 2008.
29. Escobar, J. A., Mendoza, A. y Gómez, R., *"Diseño Simplificado por Torsión Sísmica Estática"* Revista de Ingeniería Sísmica, No. 70, 2004.

30. Escobar, J. A., Magno, C. y Gómez, R., "*Evaluación de Criterios de Diseño por Torsión Sísmica Estática para Edificios de Varios Pisos*", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 71, 2004.
31. García, O., "*Análisis Sísmico Estático de Edificios Asimétricos*", Departamento de Estructuras, F.I., UNAM.
32. López, G., "*Apuntes de Cimentaciones I y II*", División de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, 2016.
33. López, G., Zea, C. y Rivera, R., "*Una solución Directa al Problema de Interacción Suelo-Estructura*", Pan-Am CGS Geotechnical Conference, Toronto, Canadá, 2011.
34. López, G., Zea, C. y Rivera, R., "*Cálculo de las Expansiones, Recompresiones y Compresiones Generadas en el Suelo de Apoyo por las Cargas de un Edificio y su Cimentación*", Pan-Am CGS, Geotechnical Conference, Toronto, Canadá, 2011.
35. Rodríguez, M., "Una Revisión Crítica de la Práctica de Diseño por Sismo de Estructuras en México", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 94, 2016.
36. Zarate, G., Gustavo, A. y García, O., "*Método Sísmico Estático para Edificios Asimétricos: revisión de enfoques*", Revista de Ingeniería Sísmica, No. 69, 2003.
37. Zeevaert, L., "*Conceptos Básicos en el Diseño de Cimentaciones Compensadas con y sin Pilotes de Fricción*" Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México, 1990.
38. Zeevaert, L., "*Diseño Sismo-Geodinámico de Cimentación*". Publicación D-106, DEPMI, UNAM, 1995.
39. Zeevaert, L., "*Compendio Elemental de Mecánica de Suelos*", Facultad de Ingeniería, UNAM, 1995.

TESIS CONSULTADAS.

40. Bailon Toriz, Martin. y Zempoalteca Valencia, Juan., "*Análisis de Interacción Estática: Cimentación Semicompensada Suelo de Alta Compresibilidad*", Tesis de Licenciatura, F.I.-UNAM, 1995.
41. Espejel Acosta, Oscar., "*Análisis Estático y Sísmico de un Edificio Cimentado con Pilotes de Fricción*", Tesis de Licenciatura, F.I.-UNAM, 1994.
42. Osorio Salas, Juan Pablo., "*Diseño de la Cimentación para un Edificio de 12 Pisos en un Sitio con Pilotes Existentes*", Tesis de Maestría, F.I.-UNAM, 2006.

APÉNDICE A.

PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS ESTRATOS Y CÁLCULO DEL MÓDULO DE RIGIDEZ

ESTRATO No.	DE m	A m	PRUEBA No	d m	Za m	σ_0 ton/m ²	u	σ_c Kg/cm ²	μ_0 Kg/cm ²	N _c	μ Kg/cm ²	Co	G ton/m ²	Y ton/m ³	ρ ton s ² /m ⁴	
1	0.00	2.50		2.50	1.25	2.4900	0.25	0.1383	23.80	0.294			1,500.00	1.52	0.1549	
2	2.50	3.10		0.60	2.80	4.2970	0.25	0.2387	23.80	0.294			1,500.00	1.52	0.1549	
3	3.10	5.00	M-06-T2	1.90	4.05	4.9760	0.25	0.2764	23.80	0.294			800.00	1.52	0.1549	
4	5.15	5.70		0.55	5.43	5.6355	0.25	0.3131	23.80	0.294			800.00	1.52	0.1549	
5	5.70	7.50		1.80	6.60	5.9260	0.35	0.4103	23.80	0.294	26.8510		268.51	1.14	0.1162	
6	7.50	9.50		2.00	8.50	6.2250	0.35	0.4310	23.80	0.294	27.0149		270.15	1.11	0.1131	
7	9.50	11.00		1.50	10.25	6.5070	0.35	0.4505	27.40	0.621	36.2447		362.45	1.15	0.1172	
8	11.00	13.00		2.00	12.00	6.8067	0.35	0.4712	27.40	0.621	36.7148		367.15	1.15	0.1172	
9	13.00	16.00	M-21-T2	3.00	14.50	7.4450	0.35	0.5154	27.40	0.621	37.7362		377.36	1.22	0.1244	
10	16.00	18.80		2.80	17.40	8.0610	0.35	0.5581	27.40	0.621	38.7490		387.49	1.22	0.1244	
11	18.80	19.50		0.70	19.15	8.3740	0.35	0.5797	87.00	0.422	111.1141		1,111.14	1.16	0.1182	
12	19.50	21.00		1.50	20.25	8.8030	0.35	0.6094	87.00	0.422	112.5155		1,125.16	1.16	0.1182	
13	21.00	23.00	M-33-T1	2.00	22.00	9.1230	0.35	0.6316	87.00	0.422	113.5723		1,135.72	1.16	0.1182	
14	23.00	24.50		1.50	23.75	9.3909	0.35	0.6501	87.00	0.422	114.4647		1,144.65	1.16	0.1182	
15	24.50	25.50		1.00	25.00	9.5570	0.35	0.6616	187.00	0.216	215.7289		2,157.29	1.16	0.1182	
16	25.50	27.00		1.50	26.25	9.7970	0.35	0.6783	187.00	0.216	216.5045		2,165.05	1.25	0.1274	
17	27.00	29.00		2.00	28.00	10.1170	0.35	0.7004	187.00	0.216	217.5430		2,175.43	1.25	0.1274	
18	29.00	30.70	M-47-T1	1.70	29.85	10.4160	0.35	0.7211	187.00	0.216	218.5179		2,185.18	1.69	0.1723	
19	30.70	33.00		2.30	31.85	11.8770	0.35	0.8223	187.00	0.216	223.3445		2,233.45	1.69	0.1723	
20	33.00	35.00		2.00	34.00	13.2370	0.35	0.9164	187.00	0.216	227.9332		2,279.33	1.67	0.1702	
21	35.00	35.80		0.80	35.40	13.493	0.35	0.9341	187.00	0.216	228.8075		2,288.07	1.67	0.1702	
22	35.80	36.70		0.90	36.25	13.8445	0.35	0.9585	187.00	0.216	230.0133		2,300.13	1.28	0.1305	
23	36.70	37.40		0.70	37.05	14.0182	0.35	0.9705	187.00	0.216	230.6115		2,306.12	1.28	0.1305	
24	37.40	38.20		0.80	37.80	14.4000	0.35	0.9969	187.00	0.216	231.9319		2,319.32	1.28	0.1305	
25	38.20	40.10	M-65-T1	1.90	39.15	15.0387	0.35	1.0411	187.00	0.216	234.1577		2,341.58	1.26	0.1284	
26	40.10	42.20		2.10	41.15	15.8078	0.35	1.0944	187.00	0.216	236.8663		2,368.66	1.26	0.1284	
27	42.20	43.00		0.80	42.60	16.4000	0.35	1.1354	187.00	0.216	238.9733		2,389.73	1.26	0.1284	
28	43.00															

Tabla A.1. Módulo de rigidez de los estratos

CÁLCULO DEL PERÍODO DE VIBRACIÓN DEL SUBSUELO.

MÉTODO: APROXIMADO O CELERIDADES.

$T = 2.0752 \text{ s}$

ESTRATO No.	PROF. m	d m	γ ton / m ²	ρ ton s ² / m ⁴	μ ton / m ²	C_s m / s	T s
	0.00	-----					
1	2.50	2.50	1.52	0.1549	1500	98.39	0.1016
2	3.10	0.60	1.52	0.1549	1500	98.39	0.0244
3	5.15	2.05	1.52	0.1549	800	71.86	0.1141
4	5.70	0.55	1.52	0.1549	800	71.86	0.0306
5	7.50	1.80	1.14	0.1162	269	48.07	0.1498
6	9.50	2.00	1.11	0.1131	270	48.86	0.1637
7	11.00	1.50	1.15	0.1172	362	55.60	0.1079
8	13.00	2.00	1.15	0.1172	367	55.96	0.1429
9	16.00	3.00	1.22	0.1244	377	55.09	0.2178
10	18.80	2.80	1.22	0.1244	387	55.82	0.2006
11	19.50	0.70	1.16	0.1182	1111	96.94	0.0289
12	21.00	1.50	1.16	0.1182	1125	97.55	0.0615
13	23.00	2.00	1.16	0.1182	1136	98.00	0.0816
14	24.50	1.50	1.16	0.1182	1145	98.39	0.0610
15	25.50	1.00	1.16	0.1182	2157	135.07	0.0296
16	27.00	1.50	1.25	0.1274	2165	130.35	0.0460
17	29.00	2.00	1.25	0.1274	2175	130.66	0.0612
18	30.70	1.70	1.69	0.1723	2185	112.62	0.0604
19	33.00	2.30	1.69	0.1723	2233	113.86	0.0808
20	35.00	2.00	1.67	0.1702	2279	115.71	0.0691
21	35.80	0.80	1.67	0.1702	2288	115.93	0.0276
22	36.70	0.90	1.28	0.1305	2300	132.77	0.0271
23	37.40	0.70	1.28	0.1305	2306	132.94	0.0211
24	38.20	0.80	1.28	0.1305	2319	133.32	0.0240
25	40.10	1.90	1.26	0.1284	2342	135.02	0.0563
26	42.20	2.10	1.26	0.1284	2369	135.80	0.0619
27	43.00	0.80	1.26	0.1284	2390	136.40	0.0235

SUMA= 2.0752

Tabla A.2. Primera aproximación del período de vibración del subsuelo

PRIMER MODO DE VIBRAR.
MÉTODO EMPLEADO POR EL DR. ZEEVAERT

Valor inicial del período T= 2.0752 s
Valor final del período T= 1.8469 s

$\omega = 3.4020 \text{ s}^{-1}$
 $a_0 = 1.00 \text{ m/s}^2$

ESTRATO No.	PROF. m	d m	$\rho \text{ ton S}^2/\text{m}^4$	G ton./m ²	N _i	A _i	B _i	C _i	δ_i m	$\tau \text{ ton/m}^2$	a m/s ²	$\delta_i \text{ m} \cdot 10^{-1}$
1	0.00	2.50	0.1549	1500	0.00186794	0.996271091	0.001663559	2.241524338	0.08640545	0.0	1.000	0.864054497
2	2.50	0.60	0.1549	1500	0.00010759	0.999784837	0.000399957	0.537965841	0.08608325	0.38663762	0.996	0.860832517
3	3.10	2.05	0.1549	800	0.00235500	0.995301063	0.002556479	1.838049957	0.08591009	0.47916417	0.994	0.859100913
4	5.15	0.55	0.1549	800	0.00016952	0.999661027	0.000687383	0.493135354	0.08428143	0.79198469	0.975	0.842814319
5	5.70	1.80	0.1162	269	0.000405714	0.991918517	0.006676577	1.210423142	0.07719113	0.87482645	0.969	0.837084655
6	7.50	2.00	0.1131	270	0.00484741	0.990351951	0.00736761	1.309522113	0.06856612	1.06958304	0.893	0.771911307
7	9.50	2.00	0.1131	270	0.00484741	0.990351951	0.00736761	1.309522113	0.06856612	1.26045538	0.794	0.68566116
7	11.00	1.50	0.1172	362	0.00210555	0.99579775	0.004129837	1.017534074	0.06307251	1.39440216	0.730	0.630725085
8	13.00	2.00	0.1172	367	0.00369528	0.992636655	0.005427345	1.356712099	0.05504018	1.55464708	0.637	0.550401816
9	16.00	3.00	0.1244	377	0.00858171	0.982982625	0.007882276	2.158941862	0.04184939	1.76382602	0.484	0.418493855
10	18.80	2.80	0.1244	387	0.00728024	0.985544758	0.007173773	2.015012405	0.02859116	1.90576459	0.331	0.285911551
11	19.50	0.70	0.1182	1111	0.00015087	0.999698297	0.000629888	0.478978359	0.02738211	1.93257457	0.317	0.27382111
12	21.00	1.50	0.1182	1125	0.00068416	0.998632615	0.001332238	1.026382197	0.02477002	1.98610259	0.287	0.247700199
13	23.00	2.00	0.1182	1136	0.00120497	0.997592966	0.001758873	1.368509596	0.02121710	2.04903640	0.246	0.212170961
14	24.50	1.50	0.1182	1145	0.00067251	0.998655884	0.001309566	1.026382197	0.01850523	2.08980668	0.214	0.185052285
15	25.50	1.00	0.1182	2157	0.00015859	0.999682868	0.000463471	0.684254798	0.01753079	2.11446451	0.203	0.175307946
16	27.00	1.50	0.1274	2165	0.00038314	0.999234017	0.000692561	1.106015298	0.01605297	2.15160866	0.186	0.16052971
17	29.00	2.00	0.1274	2175	0.00067788	0.998645153	0.000918736	1.474687064	0.01405446	2.19600771	0.163	0.140544624
18	30.70	1.70	0.1723	2185	0.00045922	0.998682438	0.00077456	1.694710374	0.01232865	2.24071943	0.143	0.123286457
19	33.00	2.30	0.1723	2233	0.00118058	0.997641616	0.001028585	2.292843448	0.00999480	2.29190360	0.116	0.099947999
20	35.00	2.00	0.1702	2279	0.00086437	0.998272757	0.000876692	1.970181918	0.00796824	2.32729406	0.092	0.079682424
21	35.80	0.80	0.1702	2288	0.00013777	0.999724497	0.000349591	0.788072767	0.00715245	2.33921026	0.083	0.071524466
22	36.70	0.90	0.1305	2300	0.00013294	0.999734145	0.00039123	0.679535799	0.00623538	2.34830777	0.072	0.062353765
23	37.40	0.70	0.1305	2306	0.00008021	0.999899583	0.000303516	0.528527844	0.00552163	2.35452167	0.064	0.055216263
24	38.20	0.80	0.1305	2319	0.00010417	0.999791674	0.000344893	0.604031822	0.00470842	2.36070094	0.054	0.047084183
25	40.10	1.90	0.1284	2342	0.00057293	0.998854803	0.000810954	1.412160333	0.00278861	2.37128794	0.032	0.02788606
26	42.20	2.10	0.1284	2369	0.00069189	0.998617181	0.000885963	1.560808789	0.00068388	2.37670783	0.008	0.006838766
27	43.00	0.80	0.1284	2390	0.00009952	0.99980097	0.000334732	0.594593824	-0.0001182	2.37704797	-0.001	-0.00118201

Tabla A.3. Período del subsuelo para el primer modo de vibrar

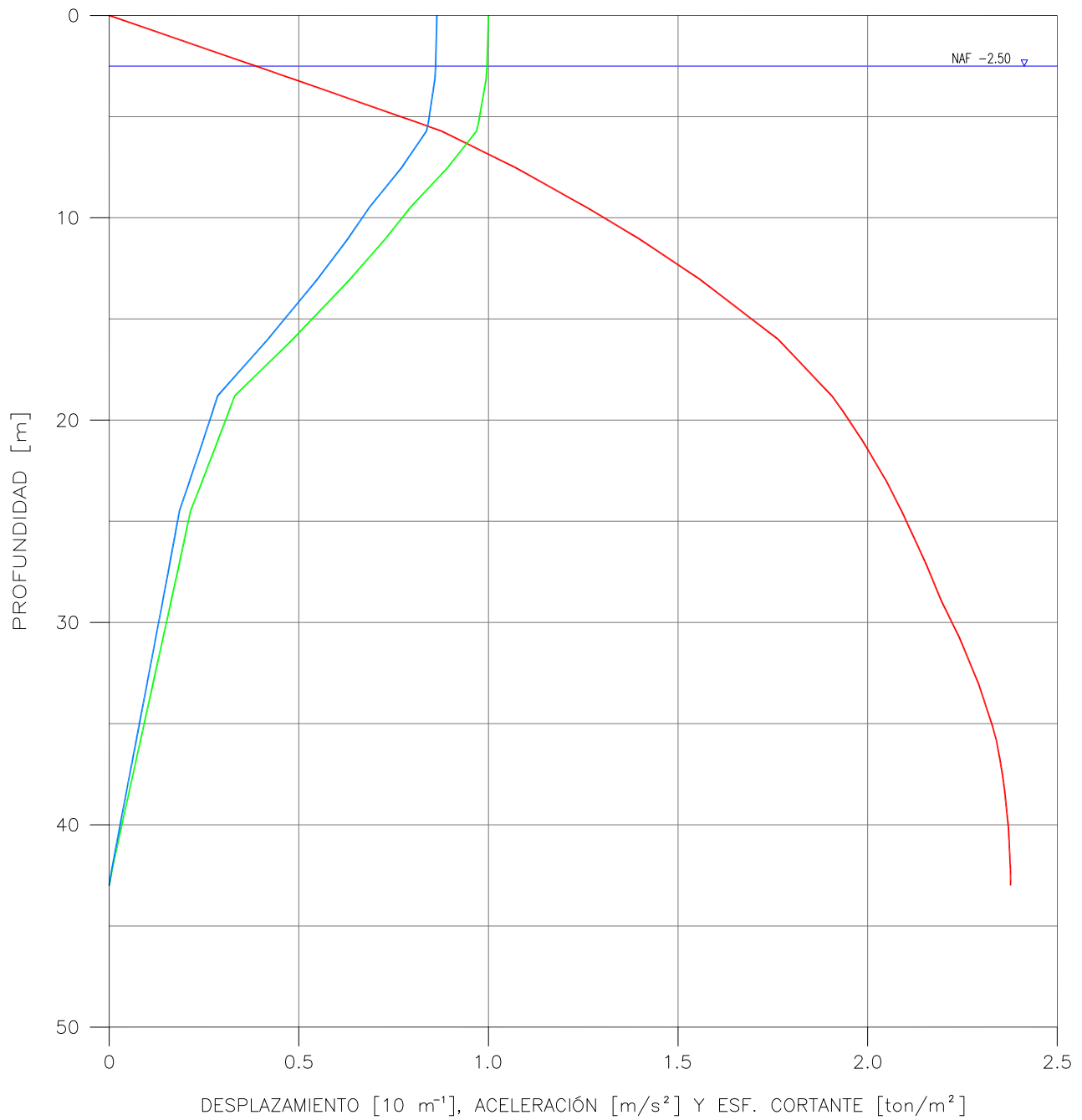
SEGUNDO MODO DE VIBRAR.
MÉTODO EMPLEADO POR EL DR. ZEEVAERT

Valor inicial del período T= 0.6156 s
Valor final del período T= 0.7395 s

$\omega = 8.4965 \text{ s}^{-1}$
 $a_0 = 1.00 \text{ m/s}^2$

ESTRATO No.	PROF. m	d m	$\rho \text{ ton S}^2/\text{m}^4$	G ton/m^2	Ni	AI	Bi	Ci	δ_i m	$\tau \text{ ton/m}^2$	a m/s^2	$\delta_i \text{ m}^{-1}$
1	0.00	2.50	0.1549	1500	0.01165145	0.976965488	0.001647471	13.9817385	0.01385235	0.00000000	1.000	0.138523488
2	3.10	0.60	0.1549	1500	0.00067112	0.998658653	0.000399732	3.35561724	0.01353327	0.38289851	0.977	0.135333267
3	5.15	2.05	0.1549	800	0.01468956	0.971046191	0.002525403	11.46502557	0.01336206	0.47314893	0.965	0.133620572
4	5.70	0.55	0.1549	800	0.00105737	0.997887496	0.000686774	3.07598247	0.01178028	0.76140650	0.850	0.117802831
5	7.50	1.80	0.1162	269	0.02530680	0.950635653	0.006538204	7.55013879	0.01123248	0.83219337	0.811	0.112324831
6	9.50	2.00	0.1131	270	0.03023621	0.941302379	0.007186045	8.168278808	0.00523695	0.95653986	0.378	0.05236949
									-0.0194419	0.98343607	-0.140	-0.019441862
7	11.00	1.50	0.1172	362	0.01313358	0.974073352	0.004084884	6.346973398	-0.00591100	0.93357940	-0.427	-0.059110019
8	13.00	2.00	0.1172	367	0.02304967	0.954939289	0.005324669	8.462631197	-0.01061565	0.79372044	-0.766	-0.106156494
9	16.00	3.00	0.1244	377	0.05352928	0.898381038	0.007545988	13.46662182	-0.01552630	0.44167666	-1.121	-0.155263028
10	18.80	2.80	0.1244	387	0.04541124	0.91312272	0.006912112	12.56884703	-0.01723034	0.02996345	-1.244	-0.172303384
11	19.50	0.70	0.1182	1111	0.00094109	0.998119584	0.000629391	2.987676753	-0.01721680	-0.07295346	-1.243	-0.17216797
12	21.00	1.50	0.1182	1125	0.00426752	0.991501227	0.001327484	6.402164471	-0.01697363	-0.29184620	-1.225	-0.169736307
13	23.00	2.00	0.1182	1136	0.00751611	0.985079927	0.001747855	8.536219295	-0.01621028	-0.57511132	-1.170	-0.162102781
14	24.50	1.50	0.1182	1145	0.00419485	0.991645348	0.001304973	6.402164471	-0.01532434	-0.77700115	-1.106	-0.153243421
15	25.50	1.00	0.1182	2157	0.00098923	0.998023495	0.000463087	4.268109647	-0.01493423	-0.90614807	-1.078	-0.149342346
16	27.00	1.50	0.1274	2165	0.00238986	0.995231668	0.000691174	6.898884128	-0.01423672	-1.10739508	-1.028	-0.142367169
17	29.00	2.00	0.1274	2175	0.00422836	0.991578879	0.000915487	9.198512171	-0.01310302	-1.35888000	-0.946	-0.131030217
18	30.70	1.70	0.1723	2185	0.00411192	0.991809828	0.000774782	10.57093019	-0.01194287	-1.62363837	-0.862	-0.119428692
19	33.00	2.30	0.1723	2233	0.00736402	0.985379634	0.001022271	14.30184672	-0.01010846	-1.93901312	-0.730	-0.101084613
20	35.00	2.00	0.1702	2279	0.00539158	0.989274657	0.000872745	12.28921226	-0.00830778	-2.16533423	-0.600	-0.083077816
21	35.80	0.80	0.1702	2288	0.00085936	0.998282761	0.000349339	4.915684904	-0.00753708	-2.24322258	-0.544	-0.0753708
22	36.70	0.90	0.1305	2300	0.00082926	0.998342858	0.000390958	4.238674408	-0.00664759	-2.30334676	-0.480	-0.066475852
23	37.40	0.70	0.1305	2306	0.00050035	0.998999803	0.000303389	3.296746762	-0.00594213	-2.34485185	-0.429	-0.059421264
24	38.20	0.80	0.1305	2319	0.00064980	0.998701252	0.000344705	3.767710585	-0.00512613	-2.38655383	-0.370	-0.051261274
25	40.10	1.90	0.1284	2342	0.00357369	0.992878073	0.000808529	8.808495255	-0.00316002	-2.45954232	-0.228	-0.031600206
26	42.20	2.10	0.1284	2369	0.00431572	0.991405649	0.000882766	9.735705282	-0.00096166	-2.49966980	-0.069	-0.009616616
27	43.00	0.80	0.1284	2390	0.00062080	0.998759179	0.000334558	3.708840107	-0.00012418	-2.50369703	-0.009	-0.001241843

Tabla A.4. Período del subsuelo para el segundo modo de vibrar

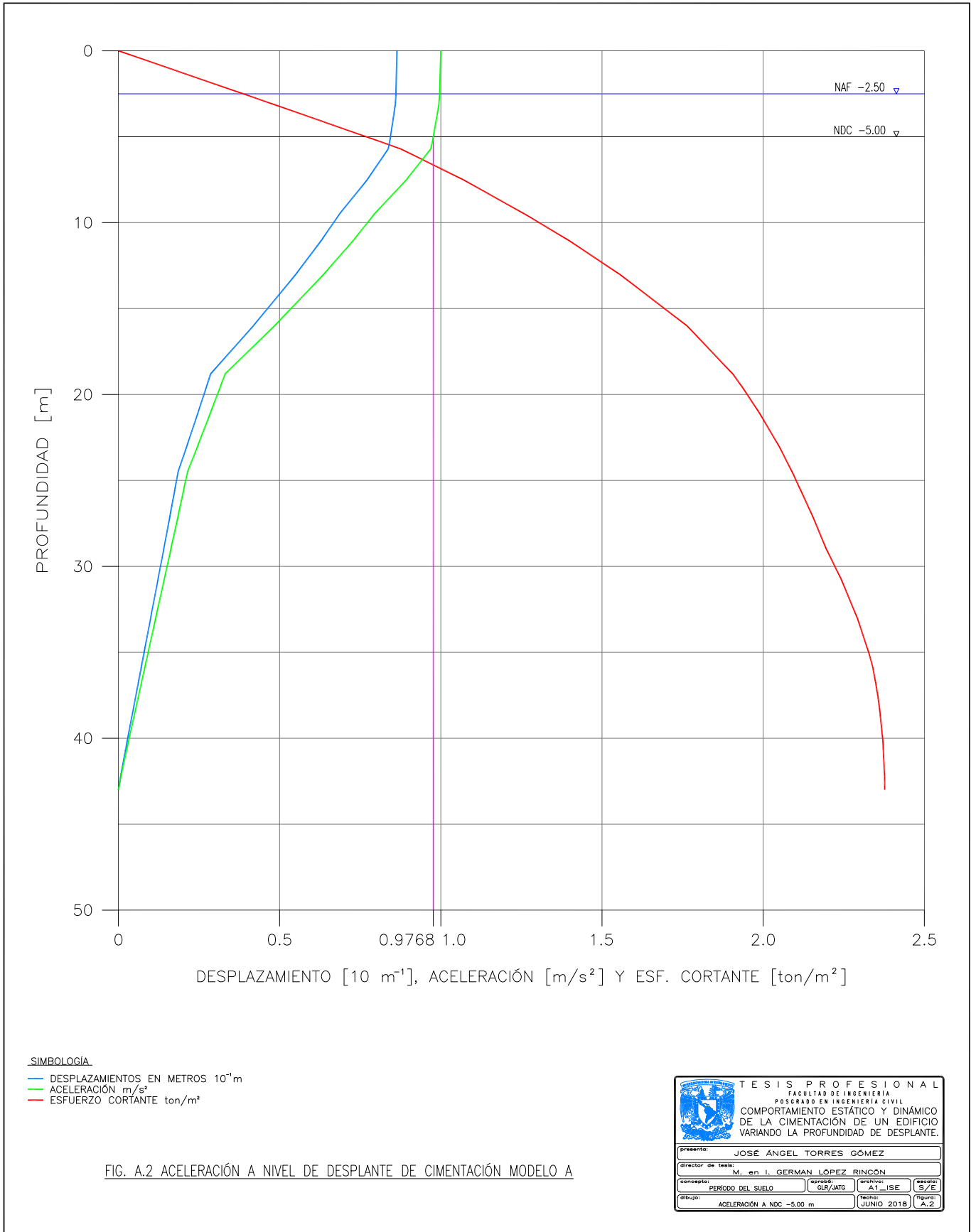


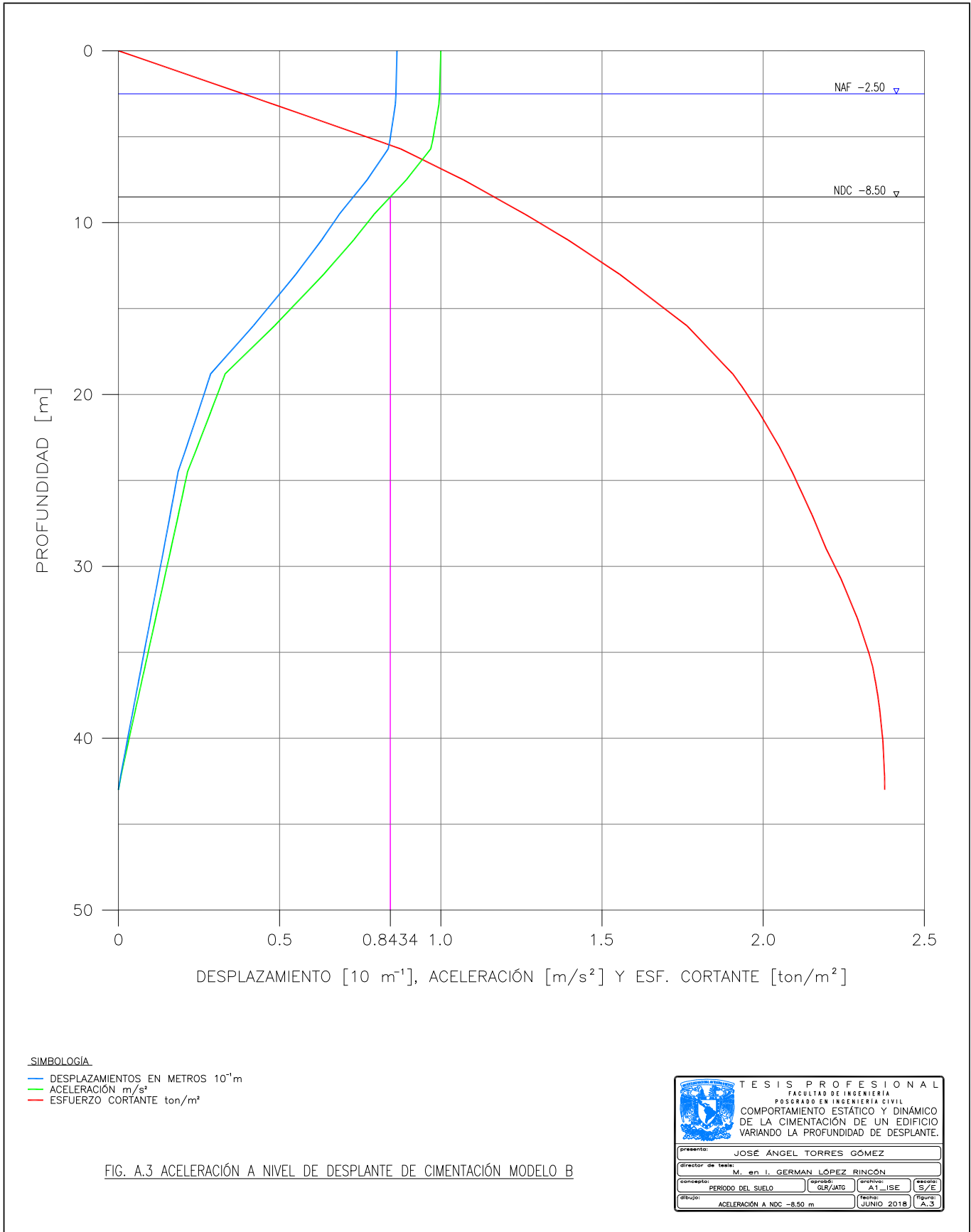
SIMBOLOGÍA

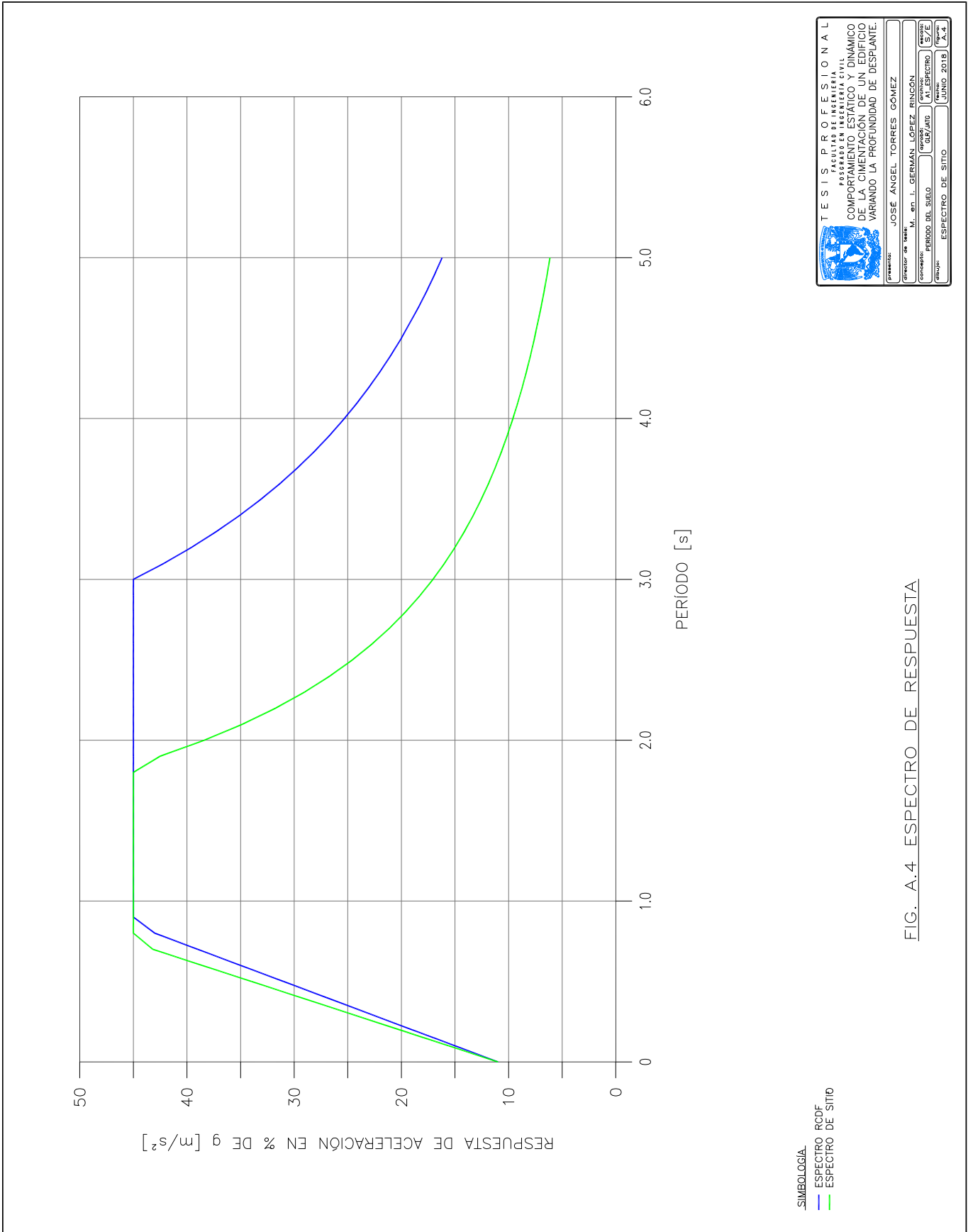
- DESPLAZAMIENTOS EN METROS $10^{-1}m$
- ACELERACIÓN m/s^2
- ESFUERZO CORTANTE ton/m^2

FIG. A.1 PERÍODO DEL SUELO (PRIMER MODO DE VIBRAR)

 TESIS PROFESIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL			
COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.			
presento:		JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ	
director de tesis:		M. en I. GERMAN LÓPEZ RINCÓN	
concepto:	aprobó:	archivo:	revisó:
PERIODO DEL SUELO	GLV/JATC	A1-ISE	S/E
dibujo:	fecha:	figura:	
PERIODO DEL SUELO PRIMER MODO DE VIBRAR	JUNIO 2018	A.1	







TESIS PROFESIONAL
 FACULTAD DE INGENIERÍA
 POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL
 COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO
 DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO
 VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.

Presentado por: JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ
 Director de Tesis: M. en I. GERMAN LOPEZ RINCÓN
 Comité: PERÍODO DEL SUELO (GRUPO) CAL-ESPECTRO (S/E/E) (S/E/E)
 Grupo: ESPECTRO DE SITIO (GRUPO) JUNIO 2018 (A-E)

FIG. A.4 ESPECTRO DE RESPUESTA

APÉNDICE B.

APÉNDICE B. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN MODELO A.

B.1 Análisis de Compensación.

DATOS:

Nivel Freático NAF

$$NAF := 2.50 \text{ m}$$

Profundidad de Desplante D_F

$$D_{FA} := 5.00 \text{ m}$$

Área de Contacto

$$A_C := (25.00 \text{ m}) \cdot (40.00 \text{ m}) = 1000 \text{ m}^2$$

Peso Total de la Estructura

$$W_T := 10530.00 \text{ tonf}$$

Esfuerzo de Contacto

$$q := \frac{W_T}{A_C} = 10.53 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

Esfuerzo Efectivo a nivel D_F

$$\sigma_{odA} := 5.50 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Se define

$$P_{odA} = \sigma_{odA} + U_{odA}$$

El valor de U_{odA} se calcula:

$$U_{odA} := (D_{FA} - NAF) \cdot 1.00 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} = 2.5 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

$$P_{odA} := \sigma_{odA} + U_{odA} = 8 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

La relación $q_A > P_{odA}$ se tiene una **Cimentación semi-Compensada.**

$$q = 10.53 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf} > P_{odA} = 8 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

Cálculo del Incremento Neto a Nivel de Desplante

$$\Delta\sigma_{od} = q - P_{odA}$$

$$\Delta\sigma_{od} := q - P_{odA}$$

$$\Delta\sigma_{od} = 2.53 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

Cálculo del Esfuerzo Efectivo de contacto

$$q_{aA1} := q - U_{odA}$$

$$q_{aA1} = 8.03 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

B.2 Estados Límite de Falla.

B.2.1 Capacidad de Carga del Suelo por Resistencia al Esfuerzo Cortante.

Para suelos cohesivos está dada por la siguiente expresión

$$N_{ESTcap} := 7$$

$$q_{adA} = \frac{5.70 \cdot c_{aA}}{FS_A} + \sigma_{odA}$$

Cálculo de c_{aA}

Profundidad de Estratos Compresibles

Espesor de Estratos Compresibles

$$Z_E := \begin{pmatrix} 5.70 \\ 9.575 \\ 13.8 \\ 18.925 \\ 20.00 \\ 24.50 \\ 27.24 \\ 30.40 \end{pmatrix} \cdot m \quad d_{ai} := \text{for } i \in 1..N_{ESTcap} \\ d_{ai} \leftarrow Z_{E_{i+1}} - Z_{E_i}$$

$$d_{ai} = \begin{pmatrix} 3.875 \\ 4.225 \\ 5.125 \\ 1.075 \\ 4.5 \\ 2.74 \\ 3.16 \end{pmatrix} m$$

Apartir del perfil Estratigráfico (Resist. Esf. Cortante)

$$q_{uA} := \begin{pmatrix} 4.6227 \\ 7.3153 \\ 7.0739 \\ 6.4215 \\ 5.0495 \\ 7.5842 \\ 8.00 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonf}}{m^2}$$

$$q_{uA_prom} = \frac{\sum q_{uA} \cdot d_{ai}}{\sum d_{ai}}$$

$$q_{uA_prom} := \frac{\sum_{i=1}^{N_{ESTcap}} (q_{uA_i} \cdot d_{ai})}{\sum_{i=1}^{N_{ESTcap}} d_{ai}} = 6.5085 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

$$c_{aA} := \frac{q_{uA_prom}}{2} \quad \text{por lo tanto} \quad c_{aA} = 3.25 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

Factor de Seguridad Mínimo considerado para q_{adm} es $FS_{ADM}=3.00$

$$FS_A := 3.00 \quad \sigma_{odA} = 5.5 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf} \quad q_{admA} := \frac{5.70 \cdot c_{aA}}{FS_A} + \sigma_{odA} \quad q_{aA1} = 8.03 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

$$\text{Esfuerzo Amisible a Cortante} \quad q_{admA} = 11.68 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf} \quad > \quad q_{aA1} = 8.03 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf} \quad \text{Esfuerzo Efectivo de Contacto}$$

se observa $q_{admA} > q_{aA1}$

El Factor de Seguridad es por lo tanto

$$FS := \frac{5.70 \cdot c_{aA}}{q_{aA1} - \sigma_{odA}} \quad \boxed{FS = 7.33} \quad \text{CUMPLE}$$

B.2.2 Capacidad de Carga del Suelo por Esfuerzo Crítico.

$$\Delta\sigma_{\text{dcrit}} = \frac{\sigma_{\text{bz}} - \sigma_{\text{oz}}}{l_z \cdot FS_{\text{cr}}}$$

Apartir del Perfil Estratigráfico (Esfuerzo de Pre-consolidación).
Profundidad Z_i

$$\sigma_{\text{oz}} := 6.88 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{\text{bz}} := 9.75 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$Z_i := (13.50) \text{ m}$$

El incremento neto que puede aplicarse al nivel de desplante será

$$\Delta\sigma_{\text{bz}} := \sigma_{\text{bz}} - \sigma_{\text{oz}}$$

$$\Delta\sigma_{\text{bz}} = 2.87 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

Cálculo del Esfuerzo vertical en un punto debido a un área rectangular uniformemente cargada.
DATOS:
Ancho en Planta
Número de Dovelas
Número de Estratos

$$A2B := 25.00 \text{ m}$$

$$N_{\text{DOV}} := 1$$

$$N_{\text{EST}} := 1$$

Longitud en Planta
Profundidad de Desplante
Ancho de la dovela

$$L2L := 40.00 \text{ m}$$

$$P_{\text{DES}} := 5.00 \text{ m}$$

$$\lambda := \frac{L2L}{N_{\text{DOV}}} = 40 \text{ m}$$

Ancho de la dovela
Coordenadas para el cálculo de la distribución de esfuerzos
Profundidad Z_i

$$L_1 := (40.00) \text{ m}$$

$$B := (12.50) \text{ m}$$

$$X_0 := (0) \text{ m}$$

$$Y_0 := (0) \text{ m}$$

$$Z_i := (13.5) \text{ m}$$

Área de las dovelas
Cálculo de los Centroides de las Dovelas x_c
Profundidad Z de influencias

$$a_i := \text{for } i \in 1..N_{\text{DOV}}$$

$$x_c := \text{for } i \in 1..N_{\text{DOV}}$$

$$z := Z_i - P_{\text{DES}} = (8.5) \text{ m}$$

$$a_i \leftarrow L_1 \cdot (2 \cdot B)_i$$

$$x_{c_i} \leftarrow X_0 + \frac{L_1}{2}$$

$$a_i = (1000) \text{ m}^2$$

$$x_c = (20) \text{ m}$$

Coordenadas geométricas de la dovela

$$\begin{aligned}
 x &:= \text{for } i \in 1..N_{DOV} & x &= (0) \text{ m} \\
 &\text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 &x_{i,j} \leftarrow x_{c_j} - x_{c_i}
 \end{aligned}$$

Los valores de la matriz de influencias debido a una carga unitaria superficial $q_i = +1.00$ se obtienen con un valor de $\chi = 3.00$ (Boussinesq). Se define para $\chi=3.00$, suelo homogéneo e isótropo.

$$\begin{aligned}
 I_Z &:= \text{for } k \in 1 \\
 &\alpha_0 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 &\quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 &\quad \alpha_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{B_j}{\sqrt{(x_{k,j})^2 + (z_i)^2}} \right] \\
 &\psi_1 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 &\quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 &\quad \psi_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left(\frac{x_{k,j} + \frac{\lambda}{2}}{z_i} \right) \\
 &\psi_2 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 &\quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 &\quad \psi_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left(\frac{x_{k,j} - \frac{\lambda}{2}}{z_i} \right) \\
 &I_Z \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 &\quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 &\quad I_{Z,i,j} \leftarrow \frac{3}{2\pi} \cdot \left[\sin(\alpha_{0,i,j}) - \frac{(\sin(\alpha_{0,i,j}))^3}{3} \right] \cdot \left[(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j}) + (\sin(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j})) \cdot (\cos(\psi_{1,i,j} + \psi_{2,i,j})) \right]
 \end{aligned}$$

Valor de Influencia:

$$I_Z = (0.9321)$$

$$\Delta\sigma_d = \frac{\sigma_{bz} - \sigma_{oz}}{l_z \cdot FS_{cr}} \quad \Delta\sigma_{bz} = 2.87 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf} \quad FS_{cr} := 1.50$$

$$\Delta\sigma_d := \frac{\Delta\sigma_{bz}}{FS_{cr} \cdot l_z} \quad \Delta\sigma_d = (2.05) \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

Revisando el Factor de Seguridad por Esfuerzo Crítico.

Incremento Neto de Esfuerzos a Nivel de Desplante

Influencia

$$\Delta\sigma_{od} = 2.53 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

$$l_z = (0.9321205)$$

$$FS_2 := \frac{\Delta\sigma_{bz}}{\Delta\sigma_{od} \cdot l_z}$$

$$FS_2 = (1.22)$$

SE ACEPTA

B.3 Estabilidad de la Excavación.

B.3.1 Estabilidad por Flujo Plástico.

El Factor de Seguridad contra la Falla por Flujo Plástico se calcula de acuerdo a la siguiente expresión

$$FS_{FFP} = \frac{5.70 \cdot c_{aA}}{\sigma_{odA} + q_0}$$

q_0 Presión efectiva de contacto de edificios vecinos valor mínimo de acuerdo al RCDF 04.

$$q_0 := 1.50 \cdot \frac{\text{tonf}}{m^2} \quad c_{aA} = 3.25 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf} \quad \sigma_{odA} = 5.5 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

$$FS_{FFP} := \frac{5.70 \cdot c_{aA}}{\sigma_{odA} + q_0} = 2.65 \quad \text{CUMPLE}$$

Por considerarse una situación temporal el $FS > 1.50$

B.3.2 Estabilidad por Sub-Presión.

Para asegurar la Estabilidad debe de cumplirse que

$$\gamma_h \cdot \Delta H > \gamma_w \cdot H_w$$

Obteneindo los valores apartir del Perfil Estratigrafico

Primer Acuífero: 9.50 m $H_{acuif} := 9.50 \cdot m$

Altura del Piezometro: 2.50 m $H_{Pz} := 2.50 \cdot m$

Se define $H_w := H_{acuif} - H_{Pz} = 7 \text{ m}$

El valor de γ_H para el primer estrato compresible

$$\gamma_h := \frac{1.14 + 1.11}{2} \cdot \frac{\text{tonf}}{m^3}$$

El valor de γ_w

$$\gamma_w := 1.00 \cdot \frac{\text{tonf}}{m^3}$$

Profundidad de Desplante

$$DF_A = 5 \text{ m}$$

Espesor del suelo por debajo de la excavación

$$\Delta H := H_{acuif} - DF_A = 4.5 \text{ m}$$

Se compara el Peso del bloque con la Subpresión

$$\gamma_h \cdot \Delta H > \gamma_w \cdot H_w$$

$$\gamma_h \cdot \Delta H = 5.06 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

>

$$\gamma_w \cdot H_w = 7 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

NO CUMPLE

Se requiere abatir el Nivel Freático para mantener seca la excavación

B.4 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO. RESULTADOS DEBIDO A EXPANSIÓN, RECOMPRESIÓN Y COMPRESIÓN TOTAL A LARGO PLAZO.

CIMENTACIÓN COMPENSADA MODELO A.		TIEMPO 50 AÑOS																					
PARAMETROS PARA COMPRESIÓN NETA		L=	40.00	m	B=	25.00	m	CVa=	9,756.00	Ton													
Área=	1,000.00	m ²	D/f=	5.00	m	q _s =	5.94	Ton/m ²	CVmax=	10,530.00	Ton												
q=	8.44	Ton/m ²	ood=	5.50	Ton/m ²	Incr. Neto=	0.44	Ton/m ²	CV/m=	8,440.00	Ton												
Peso Total=	8,440.00	Ton	Uod=	2.50	Ton/m ²	NAF=	2.50	m															
-	-	-	Pod=	8.00	Ton/m ²	X=	3																
ESTRATO	De	A	d	Prof. Med. Esf. Efec. σ ₀	z	Iz	U _{0z}	U _z	ΔU	σ' ₀	ΔP _{0z}	σ ₀ test.	Δσ _{0z}	P ₀	P _e	M ₀	Expansión	Recompr.	Compr. Neta	α Total	Compr. Total		
No.	m	m	cm	m	m	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	---	---	cm ² /Kg	cm	cm	cm	cm ³ /Kg	cm	cm	
-	0.00	5.00	-	2.50	0.000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
1	5.70	9.50	380	7.60	0.590	2.60	0.9955	0.510	0.300	0.890	0.796	0.094	0.496	0.92	0.88	0.0410	7.09	9.97	1.00	13.05	10.97	10.97	
2	9.65	13.75	410	11.70	0.660	6.70	0.9428	0.825	0.205	0.865	0.754	0.111	0.549	0.91	0.87	0.0410	8.42	11.77	1.02	16.06	12.78	12.78	
3	13.85	18.80	495	16.33	0.750	11.33	0.8149	1.220	0.132	0.882	0.652	0.230	0.520	0.83	0.77	0.0180	3.86	3.58	0.32	5.67	3.90	3.90	
4	19.05	19.85	80	19.45	0.830	14.45	0.7163	1.517	0.111	0.941	0.573	0.368	0.462	0.75	0.66	0.0180	0.50	0.41	0.04	0.74	0.45	0.45	
5	20.10	24.50	440	22.30	0.900	17.30	0.6327	1.782	0.084	0.984	0.506	0.478	0.422	0.68	0.59	0.0200	2.54	1.89	0.21	3.94	2.11	2.11	
6	24.55	27.20	265	25.88	0.960	20.88	0.5351	2.112	0.047	1.007	0.428	0.579	0.381	0.63	0.53	0.0200	1.27	1.29	0.15	3.18	1.44	1.44	
7	27.25	30.40	315	28.83	1.000	23.83	0.4663	2.385	0.017	1.017	0.373	0.644	0.356	0.60	0.50	0.0160	1.07	0.73	0.08	2.07	0.81	0.81	
-	30.40	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Suma																	24.76	29.63	2.83	32.45			

B.5 Análisis Estructural de la Cimentación.

B.5.1 Interacción Suelo Estructura Estática, (ISEE).

DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

CÁLCULO DE LA MATRIZ DE INFLUENCIAS DE ESFUERZO UNITARIO PARA SUELO ESTRATIFICADO MODELO A

DATOS:

Ancho en Planta **Número de Dovelas** **Número Estratos**
 $A2B := 25.00m$ $N_{DOV} := 10$ $N_{EST} := 7$

Longitud en Planta **Produndidad de Desplante** **Primera y última dovela de 4.00 m**
 $L2L := 40.00m$ $P_{DES} := 5.00m$ $\lambda := \frac{L2L - (2 \cdot 4.00m)}{N_{DOV} - 2} = 4m$

Ancho de la dovela **Coordenadas para el cálculo de la distribución de esfuerzos** **Profundidad media estratos compresibles**

$L_1 := \begin{pmatrix} 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \end{pmatrix} m$ $B := \begin{pmatrix} 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \end{pmatrix} m$ $X_0 := \begin{pmatrix} 0 \\ 4 \\ 8 \\ 12 \\ 16 \\ 20 \\ 24 \\ 28 \\ 32 \\ 36 \end{pmatrix} m$ $Y_0 := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} m$ $Z_{ESTR} := \begin{pmatrix} 7.60 \\ 11.70 \\ 16.325 \\ 19.475 \\ 22.310 \\ 25.89 \\ 28.32 \end{pmatrix} m$

Área de las dovelas

$a_i := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$
 $a_i \leftarrow L_{1_i} \cdot (2 \cdot B)_i$
 $a_i = \begin{pmatrix} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{pmatrix} m^2$

Cálculo de los Centroides de las Dovelas x_c

$x_c := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$
 $x_{c_i} \leftarrow X_{0_i} + \frac{L_{1_i}}{2}$
 $x_c = \begin{pmatrix} 2 \\ 6 \\ 10 \\ 14 \\ 18 \\ 22 \\ 26 \\ 30 \\ 34 \\ 38 \end{pmatrix} m$

Profundidad Z de influencias

$z := Z_{ESTR} - P_{DES} = \begin{pmatrix} 2.6 \\ 6.7 \\ 11.325 \\ 14.475 \\ 17.31 \\ 20.89 \\ 23.32 \end{pmatrix} m$

Coordenadas geométricas de dovelas

$$\begin{array}{l}
 x := \text{for } i \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \quad x_{i,j} \leftarrow x_{c_j} - x_{c_i}
 \end{array}
 \quad
 x = \begin{pmatrix}
 0 & 4 & 8 & 12 & 16 & 20 & 24 & 28 & 32 & 36 \\
 -4 & 0 & 4 & 8 & 12 & 16 & 20 & 24 & 28 & 32 \\
 -8 & -4 & 0 & 4 & 8 & 12 & 16 & 20 & 24 & 28 \\
 -12 & -8 & -4 & 0 & 4 & 8 & 12 & 16 & 20 & 24 \\
 -16 & -12 & -8 & -4 & 0 & 4 & 8 & 12 & 16 & 20 \\
 -20 & -16 & -12 & -8 & -4 & 0 & 4 & 8 & 12 & 16 \\
 -24 & -20 & -16 & -12 & -8 & -4 & 0 & 4 & 8 & 12 \\
 -28 & -24 & -20 & -16 & -12 & -8 & -4 & 0 & 4 & 8 \\
 -32 & -28 & -24 & -20 & -16 & -12 & -8 & -4 & 0 & 4 \\
 -36 & -32 & -28 & -24 & -20 & -16 & -12 & -8 & -4 & 0
 \end{pmatrix}^m$$

CÁLCULO DE LA MATRIZ DE INFLUENCIA

Los valores de la matriz de influencias debido a una carga unitaria superficial $q_i = +1.00$ se obtienen con un valor de $\chi = 3.00$ (Boussinesq). Se define para $\chi = 3.00$, suelo homogéneo e isótropo.

$$\begin{array}{l}
 l := \text{for } k \in 1 \\
 \quad \alpha_0 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 \quad \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \quad \quad \alpha_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{B_j}{\sqrt{(x_{k,j})^2 + (z_i)^2}} \right] \\
 \quad \quad \psi_1 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 \quad \quad \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \quad \quad \quad \psi_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left(\frac{x_{k,j} + \frac{\lambda}{2}}{z_i} \right) \\
 \quad \quad \psi_2 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 \quad \quad \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \quad \quad \quad \psi_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left(\frac{x_{k,j} - \frac{\lambda}{2}}{z_i} \right) \\
 \quad \quad l \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 \quad \quad \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \quad \quad \quad l_{i,j} \leftarrow \frac{3}{2\pi} \cdot \left[\left[\sin(\alpha_{0,i,j}) - \frac{(\sin(\alpha_{0,i,j}))^3}{3} \right] \cdot \left[(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j}) + (\sin(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j})) \cdot (\cos(\psi_{1,i,j} + \psi_{2,i,j})) \right] \right]
 \end{array}$$

Matriz de Influencia:

$$I = \begin{pmatrix} 0.7246 & 0.1226 & 0.0101 & 0.0019 & 0.0005 & 0.0002 & 0.0001 & 0 & 0 & 0 \\ 0.3519 & 0.2042 & 0.0635 & 0.0193 & 0.0068 & 0.0028 & 0.0013 & 0.0006 & 0.0003 & 0.0002 \\ 0.2001 & 0.1579 & 0.0866 & 0.0405 & 0.0186 & 0.0089 & 0.0045 & 0.0025 & 0.0014 & 0.0008 \\ 0.1461 & 0.125 & 0.0824 & 0.0466 & 0.0249 & 0.0133 & 0.0073 & 0.0042 & 0.0025 & 0.0015 \\ 0.1134 & 0.1012 & 0.0739 & 0.0472 & 0.0281 & 0.0164 & 0.0096 & 0.0058 & 0.0036 & 0.0023 \\ 0.0851 & 0.0785 & 0.0624 & 0.0443 & 0.0294 & 0.0188 & 0.0119 & 0.0076 & 0.0049 & 0.0033 \\ 0.0713 & 0.0667 & 0.0552 & 0.0414 & 0.029 & 0.0196 & 0.013 & 0.0086 & 0.0058 & 0.0039 \end{pmatrix}$$

DATOS DE LOS ESTRATOS

Las deformaciones de los estratos α se consideran a mediano plazo.

Deformación Volumétrica de los Estratos α_n

$$\alpha_{\text{neta}} := \begin{pmatrix} 0.011754 \\ 0.014594 \\ 0.005506 \\ 0.000715 \\ 0.003347 \\ 0.002824 \\ 0.001843 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{tonf}}$$

Profundidad media estratos compresibles

$$Z_{\text{ESTR}} = \begin{pmatrix} 7.6 \\ 11.7 \\ 16.325 \\ 19.475 \\ 22.31 \\ 25.89 \\ 28.32 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Profundidad Z de influencias

$$z = \begin{pmatrix} 2.6 \\ 6.7 \\ 11.325 \\ 14.475 \\ 17.31 \\ 20.89 \\ 23.32 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Cálculo de la matriz de desplazamientos Verticales (EMA) unitarios de la superficie debido a la carga $q_i = +1.00$ aplicada en el área tributaria, multiplicada por el vector de Deformación Volumétrica de cada estrato α .

$\delta_{ij} :=$ for $k \in 1..N_{DOV}$

```

 $\alpha_0 \leftarrow$  for  $i \in 1..N_{EST}$ 
  for  $j \in 1..N_{DOV}$ 
     $\alpha_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[ \frac{B_j}{\sqrt{(x_{k,j})^2 + (z_i)^2}} \right]$ 
 $\psi_1 \leftarrow$  for  $i \in 1..N_{EST}$ 
  for  $j \in 1..N_{DOV}$ 
     $\psi_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left( \frac{x_{k,j} + \frac{\lambda}{2}}{z_i} \right)$ 
 $\psi_2 \leftarrow$  for  $i \in 1..N_{EST}$ 
  for  $j \in 1..N_{DOV}$ 
     $\psi_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left( \frac{x_{k,j} - \frac{\lambda}{2}}{z_i} \right)$ 
 $l \leftarrow$  for  $i \in 1..N_{EST}$ 
  for  $j \in 1..N_{DOV}$ 
     $l_{i,j} \leftarrow \frac{3}{2\pi} \cdot \left[ \left[ \sin(\alpha_{0,i,j}) - \frac{(\sin(\alpha_{0,i,j}))^3}{3} \right] \cdot \left[ (\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j}) + (\sin(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j})) \cdot (\cos(\psi_{1,i,j} + \psi_{2,i,j})) \right] \right]$ 
 $\delta_{ij,k} \leftarrow l^T \cdot \alpha_{neta}$ 

```

$$\delta_{ij} = \begin{bmatrix} \begin{pmatrix} 0.0156 \\ 0.0061 \\ 0.0021 \\ 0.0009 \\ 0.0005 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0061 \\ 0.0156 \\ 0.0061 \\ 0.0021 \\ 0.0009 \\ 0.0005 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0021 \\ 0.0061 \\ 0.0156 \\ 0.0061 \\ 0.0021 \\ 0.0009 \\ 0.0005 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0009 \\ 0.0021 \\ 0.0061 \\ 0.0156 \\ 0.0061 \\ 0.0021 \\ 0.0009 \\ 0.0005 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0005 \\ 0.0009 \\ 0.0021 \\ 0.0061 \\ 0.0156 \\ 0.0061 \\ 0.0021 \\ 0.0009 \\ 0.0005 \\ 0.0002 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0002 \\ 0.0005 \\ 0.0021 \\ 0.0061 \\ 0.0156 \\ 0.0061 \\ 0.0021 \\ 0.0009 \\ 0.0005 \\ 0.0002 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0001 \\ 0.0002 \\ 0.0009 \\ 0.0021 \\ 0.0061 \\ 0.0156 \\ 0.0061 \\ 0.0021 \\ 0.0009 \\ 0.0002 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0.0009 \\ 0.0021 \\ 0.0061 \\ 0.0156 \\ 0.0061 \\ 0.0021 \\ 0.0009 \\ 0.0002 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0.0002 \\ 0.0005 \\ 0.0009 \\ 0.0021 \\ 0.0061 \\ 0.0156 \\ 0.0061 \\ 0.0021 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0.0002 \\ 0.0005 \\ 0.0009 \\ 0.0021 \\ 0.0061 \\ 0.0156 \\ 0.0061 \end{pmatrix} \end{bmatrix} \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{tonf}}$$

ENSAMBLE DE LA MATRIZ EMA

EMA := for $i \in 1..N_{DOV}$

$$\left| \begin{array}{l} M1 \leftarrow \delta_{ij_{1,i}} \\ \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\ \quad EMA_{i,j} \leftarrow M1_{j,1} \end{array} \right.$$

$$EMA = \begin{pmatrix} 0.01561 & 0.00606 & 0.00211 & 0.00092 & 0.00046 & 0.00025 & 0.00014 & 0.00008 & 0.00005 & 0.00003 \\ 0.00606 & 0.01561 & 0.00606 & 0.00211 & 0.00092 & 0.00046 & 0.00025 & 0.00014 & 0.00008 & 0.00005 \\ 0.00211 & 0.00606 & 0.01561 & 0.00606 & 0.00211 & 0.00092 & 0.00046 & 0.00025 & 0.00014 & 0.00008 \\ 0.00092 & 0.00211 & 0.00606 & 0.01561 & 0.00606 & 0.00211 & 0.00092 & 0.00046 & 0.00025 & 0.00014 \\ 0.00046 & 0.00092 & 0.00211 & 0.00606 & 0.01561 & 0.00606 & 0.00211 & 0.00092 & 0.00046 & 0.00025 \\ 0.00025 & 0.00046 & 0.00092 & 0.00211 & 0.00606 & 0.01561 & 0.00606 & 0.00211 & 0.00092 & 0.00046 \\ 0.00014 & 0.00025 & 0.00046 & 0.00092 & 0.00211 & 0.00606 & 0.01561 & 0.00606 & 0.00211 & 0.00092 \\ 0.00008 & 0.00014 & 0.00025 & 0.00046 & 0.00092 & 0.00211 & 0.00606 & 0.01561 & 0.00606 & 0.00211 \\ 0.00005 & 0.00008 & 0.00014 & 0.00025 & 0.00046 & 0.00092 & 0.00211 & 0.00606 & 0.01561 & 0.00606 \\ 0.00003 & 0.00005 & 0.00008 & 0.00014 & 0.00025 & 0.00046 & 0.00092 & 0.00211 & 0.00606 & 0.01561 \end{pmatrix} \cdot \frac{m^3}{tonf}$$

De acuerdo a la actual reglamento local RCDF04 establece lo siguiente:

Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras Suelo-Estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán evaluarse tomando en cuenta la rigidez y la resistencia de la estructura y del suelo de apoyo.

Adicionalmente, se establece también que deberá haber compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el suelo de apoyo. Se acepta cualquier distribución de reacciones del suelo que satisfaga las siguientes condiciones:

1. Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura así como fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.
2. Que los hundimientos diferenciales inmediatos y diferidos sean aceptables en los términos de las normas.
3. Que las deformaciones diferenciales inmediatas y diferidas en la estructura sean aceptables en terminos de las normas.

Para el caso de cimentación Rígida el hundimiento en todos los puntos de contacto son constantes. El valor de δ_a puede calcular un promedio haciendo $\delta_a = \sum \delta_j / n$, donde δ_j es la deformación para la condición de reacción uniforme.

Peso total de la estructura incluye cimentación

$$W_T := 9756.00 \cdot \text{tonf}$$

Área de superficie de contacto

$$A_{EDIF} := A2B \cdot L2L = 1000 \text{ m}^2$$

$$q_W := \frac{W_T}{A_{EDIF}}$$

$$q_W = 9.756 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

$$q_{W1} := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$$

$$q_{W1_i} \leftarrow q_W$$

Vector de esfuerzo por dovela

$$q_{W1} = \begin{pmatrix} 9.756 \\ 9.756 \\ 9.756 \\ 9.756 \\ 9.756 \\ 9.756 \\ 9.756 \\ 9.756 \\ 9.756 \\ 9.756 \end{pmatrix} \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

Se calcula la primera iteración para los asentamientos. Posteriormente se comprueba el equilibrio de bajada de cargas.

$$\delta_{a1} := EMA \cdot q_{W1}$$

$$\delta_{a1} = \begin{pmatrix} 0.250833 \\ 0.309665 \\ 0.329722 \\ 0.337892 \\ 0.340985 \\ 0.340985 \\ 0.337892 \\ 0.329722 \\ 0.309665 \\ 0.250833 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Asentamiento Total Promedio para una primera iteración

$$\delta_{TP} := \sum_{i=1}^{N_{DOV}} \left(\frac{\delta_{a1_i}}{10} \right)$$

$$\delta_{TP} = 0.3138 \text{ m}$$

Área tributaria de dovela

$$A_{TR} := A2B \cdot \lambda = 100 \text{ m}^2$$

Vector de asentamientos uniformes

Cálculo de la reacción del suelo por áreas tributarias

$$\delta_{U1} := \text{for } i \in 1..N_{DOV} \quad \delta_{U1} = \begin{pmatrix} 0.3138 \\ 0.3138 \\ 0.3138 \\ 0.3138 \\ 0.3138 \\ 0.3138 \\ 0.3138 \\ 0.3138 \\ 0.3138 \\ 0.3138 \end{pmatrix} \text{ m} \quad \delta_{U1_i} \leftarrow \delta_{TP}$$

$$W_{T2} := \left(\text{EMA}^{-1} \cdot \delta_{U1} \right) \cdot (A_{TR}) \quad W_{T2} = \begin{pmatrix} 1439.3 \\ 870.05 \\ 906.09 \\ 887.52 \\ 884.85 \\ 884.85 \\ 887.52 \\ 906.09 \\ 870.05 \\ 1439.3 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$$

Reacción Total del suelo para una primera iteración

$$W_{ST2} := \sum_{i=1}^{N_{DOV}} (W_{T2_i}) \quad \boxed{W_{ST2} = 9975.61 \cdot \text{tonf}}$$

Con la reacción obtenida, se calcula el Factor de Corrección que produce las presiones sobre el suelo debido a los asentamientos previamente calculados con el objetivo para cumplir el equilibrio.

$$F_{\text{correccion}} := \frac{W_T}{W_{ST2}} \quad \boxed{F_{\text{correccion}} = 0.978}$$

Se recalcula las reacciones del suelo con el correspondiente Factor de Corrección

$$W_{T2\text{Corr}} := \left[\left(\text{EMA}^{-1} \cdot \delta_{U1} \right) \cdot F_{\text{correccion}} \right] \cdot 100\text{m}^2 \quad W_{T2\text{Corr}} = \begin{pmatrix} 1407.61 \\ 850.9 \\ 886.14 \\ 867.99 \\ 865.37 \\ 865.37 \\ 867.99 \\ 886.14 \\ 850.9 \\ 1407.61 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$$

$$W_{ST2\text{Corr}} := \sum_{i=1}^{N_{DOV}} (W_{T2\text{Corr}_i}) \quad \boxed{W_{ST2\text{Corr}} = 9756 \cdot \text{tonf}}$$

Se recalcula los asentamientos del suelo con el correspondiente Factor de Corrección

$$\delta_{\text{corr}} = \delta_{\text{TP}} \cdot F_{\text{correccion}}$$

$$\delta_{\text{TP}} = 0.3138 \text{ m} \quad F_{\text{correccion}} = 0.978 \quad \delta_{\text{corr}} := \delta_{\text{TP}} \cdot F_{\text{correccion}}$$

$$\delta_{\text{corr}} = 0.3069 \text{ m}$$

Área Tributaria por dovela

$$A_{2B} = 25 \text{ m} \quad A_{\text{DOV}} := A_{2B} \cdot \lambda$$

$$\lambda = 4 \text{ m} \quad A_{\text{DOV}} = 100 \text{ m}^2$$

Esfuerzos corregidos de cada dovela

$$q_{\text{T2Corr}} := \text{for } i \in 1..N_{\text{DOV}}$$

$$q_{\text{T2Corr}_i} \leftarrow \frac{W_{\text{T2Corr}_i}}{A_{\text{DOV}}}$$

$$q_{\text{T2Corr}} = \begin{pmatrix} 14.076 \\ 8.509 \\ 8.861 \\ 8.68 \\ 8.654 \\ 8.654 \\ 8.68 \\ 8.861 \\ 8.509 \\ 14.076 \end{pmatrix} \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

B.5.1.1 Revisión de la Capacidad de Carga del Suelo.

CÁLCULO DEL ESFUERZO LÍMITE EN LA ORILLA (Zeevaert 1973)

Cálculo del esfuerzo límite efectivo. Datos tomados a partir del perfil Estratigráfico.

$$C_d := 1.08 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2} \quad \phi_d := 33.7^\circ \quad K_0 := 0.50 \quad C_0 := \frac{3}{4} \cdot C_d \quad \sigma_{\text{od}} := 5.50 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$N_{\phi_d} := \left(\tan \left(45^\circ + \frac{\phi_d}{2} \right) \right)^2 \quad N_{\phi_d} = 3.4928 \quad \sqrt{N_{\phi_d}} = 1.8689 \quad C_0 = 0.81 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

$$q_{\text{ep}} := 2 \cdot C_0 \cdot \sqrt{N_{\phi_d}} + K_0 \cdot N_{\phi_d} \cdot \sigma_{\text{od}}$$

$$q_{\text{ep}} = 12.63 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

B.5.2 Interacción Suelo-Estructura Dinámica (ISED).

ROTACIÓN DE LA CIMENTACIÓN (RÍGIDA) MOMENTO DE VOLTEO MODELO A

ANÁLISIS DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIÓN EN LA INTERFASE DE LA ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN (BASE) Y EL SUELO

DATOS:

Ancho en Planta **Número de Dovelas** **Número Estratos**
 A2B := 25-m N_{DOV} := 10 N_{ESTa} := 7

Longitud en Planta **Profundidad de Desplante** **Profundidad media de los estratos compresibles**
 L2L := 40.00 m P_{DES} := 5.00 m

Primera y última dovela de 2.50 m

$$\lambda_a := \frac{A2B}{N_{DOV}} = 2.5\text{m}$$

$$Z_{ESTR} := \begin{pmatrix} 7.600 \\ 11.700 \\ 16.325 \\ 19.475 \\ 22.310 \\ 25.890 \\ 28.320 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$L_a := \begin{pmatrix} 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \end{pmatrix} \text{m} \quad B_a := \begin{pmatrix} 40 \\ 40 \\ 40 \\ 40 \\ 40 \\ 40 \\ 40 \\ 40 \\ 40 \\ 40 \end{pmatrix} \text{m} \quad B := \begin{pmatrix} 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \end{pmatrix} \cdot \text{m} \quad \lambda_a := \begin{pmatrix} 0 \\ 2.5 \\ 5 \\ 7.5 \\ 10 \\ 12.5 \\ 15 \\ 17.5 \\ 20 \\ 22.5 \end{pmatrix} \text{m} \quad Y_a := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$z := Z_{ESTR} - P_{DES} = \begin{pmatrix} 2.6 \\ 6.7 \\ 11.325 \\ 14.475 \\ 17.31 \\ 20.89 \\ 23.32 \end{pmatrix} \text{m}$$

Profundidad de los Estratos Compresibles

$$Z_{ESTRa} := \begin{pmatrix} 5.70 \\ 9.575 \\ 13.80 \\ 18.925 \\ 20.00 \\ 24.50 \\ 27.24 \\ 30.40 \end{pmatrix} \cdot \text{m} \quad \mu_1 := \begin{pmatrix} 268.62 \\ 364.06 \\ 378.67 \\ 1072.37 \\ 1131.76 \\ 2159.20 \\ 2174.50 \end{pmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Cálculo del Módulo Dinámico de Elasticidad

$$Med_i = \frac{1}{3\mu}$$

$$Med_i := \text{for } i \in 1..N_{ESTa} = \begin{pmatrix} 0.00124091 \\ 0.0009156 \\ 0.00088027 \\ 0.00031084 \\ 0.00029453 \\ 0.00015438 \\ 0.00015329 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}}$$

$$Med_i \leftarrow \frac{1}{3 \cdot \mu_{1i}}$$

El efecto dinámico vertical a la elevación del desplante de la cimentación inducido por el sismo requiere del conocimiento de la deformación de los estratos del subsuelo relacionado con el módulo de rigidez dinámica del suelo.

Espesor de Estratos Compresibles

$$d_{ai} := \text{for } i \in 1..N_{ESTa}$$

$$d_{ai} \leftarrow Z_{ESTRa_{i+1}} - Z_{ESTRa_i}$$

$$d_{ai} = \begin{pmatrix} 3.875 \\ 4.225 \\ 5.125 \\ 1.075 \\ 4.5 \\ 2.74 \\ 3.16 \end{pmatrix} \cdot m$$

Módulo de Deformación Volumétrica (compresión) Dinámica α_d

$$\alpha_d := \text{for } i \in 1..N_{ESTa}$$

$$\alpha_d \leftarrow \text{Med}_i \cdot d_{ai}$$

$$\alpha_d = \begin{pmatrix} 0.00481 \\ 0.00387 \\ 0.00451 \\ 0.00033 \\ 0.00133 \\ 0.00042 \\ 0.00048 \end{pmatrix} \cdot \frac{m^3}{\text{tonf}}$$

Área de las Dovelas

$$a_{ai} := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$$

$$a_{ai} \leftarrow L_{a_i} \cdot B_{a_i}$$

$$a_{ai} = \begin{pmatrix} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{pmatrix} m^2$$

Cálculo de los Centroides de las Dovelas Transversales

$$x_{ac} := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$$

$$x_{c_i} \leftarrow X_{a_i} + \frac{L_{a_i}}{2}$$

$$x_{ac} = \begin{pmatrix} 1.25 \\ 3.75 \\ 6.25 \\ 8.75 \\ 11.25 \\ 13.75 \\ 16.25 \\ 18.75 \\ 21.25 \\ 23.75 \end{pmatrix} m$$

Coordenadas Geométricas de dovelas

$$x_a := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$$

$$\text{for } j \in 1..N_{DOV}$$

$$x_{a_{i,j}} \leftarrow x_{ac_j} - x_{ac_i}$$

$$x_a = \begin{pmatrix} 0 & 2.5 & 5 & 7.5 & 10 & 12.5 & 15 & 17.5 & 20 & 22.5 \\ -2.5 & 0 & 2.5 & 5 & 7.5 & 10 & 12.5 & 15 & 17.5 & 20 \\ -5 & -2.5 & 0 & 2.5 & 5 & 7.5 & 10 & 12.5 & 15 & 17.5 \\ -7.5 & -5 & -2.5 & 0 & 2.5 & 5 & 7.5 & 10 & 12.5 & 15 \\ -10 & -7.5 & -5 & -2.5 & 0 & 2.5 & 5 & 7.5 & 10 & 12.5 \\ -12.5 & -10 & -7.5 & -5 & -2.5 & 0 & 2.5 & 5 & 7.5 & 10 \\ -15 & -12.5 & -10 & -7.5 & -5 & -2.5 & 0 & 2.5 & 5 & 7.5 \\ -17.5 & -15 & -12.5 & -10 & -7.5 & -5 & -2.5 & 0 & 2.5 & 5 \\ -20 & -17.5 & -15 & -12.5 & -10 & -7.5 & -5 & -2.5 & 0 & 2.5 \\ -22.5 & -20 & -17.5 & -15 & -12.5 & -10 & -7.5 & -5 & -2.5 & 0 \end{pmatrix} m$$

Cálculo de la Matriz de asentamientos debido al ESFUERZO UNITARIO con una CARGA UNITARIA SUPERFICIAL $q_i = +1.00$.

Utilizando el Módulo de Deformación Volumétrica Dinámica de cada estrato. Estos valores se obtienen con un valor de $\chi = 3.00$ (Boussinesq). Se define para $\chi=3.00$, suelo homogéneo e isótropo.

$\delta a_{ij} :=$ for $k \in 1..N_{DOV}$

$$\begin{aligned}
 & \alpha_0 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{ESTa} \\
 & \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 & \quad \quad \alpha_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{B_j}{\sqrt{(x_{a_{k,j}})^2 + (z_i)^2}} \right] \\
 & \psi_1 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{ESTa} \\
 & \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 & \quad \quad \psi_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left(\frac{x_{a_{k,j}} + \frac{\lambda_a}{2}}{z_i} \right) \\
 & \psi_2 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{ESTa} \\
 & \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 & \quad \quad \psi_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left(\frac{x_{a_{k,j}} - \frac{\lambda_a}{2}}{z_i} \right) \\
 & l_a \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{ESTa} \\
 & \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 & \quad \quad l_{a,i,j} \leftarrow \frac{3}{2 \cdot \pi} \left[\sin(\alpha_{0,i,j}) - \frac{(\sin(\alpha_{0,i,j}))^3}{3} \right] \cdot \left[(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j}) + (\sin(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j})) \cdot (\cos(\psi_{1,i,j} + \psi_{2,i,j})) \right] \\
 & \delta a_{ij_{1,k}} \leftarrow l_a^T \cdot \alpha_d
 \end{aligned}$$

$$\delta a_{ij} = \begin{bmatrix}
 \begin{pmatrix} 0.0043 \\ 0.0024 \\ 0.0011 \\ 0.0007 \\ 0.0004 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0024 \\ 0.0043 \\ 0.0024 \\ 0.0011 \\ 0.0007 \\ 0.0004 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0011 \\ 0.0024 \\ 0.0043 \\ 0.0024 \\ 0.0011 \\ 0.0007 \\ 0.0004 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0007 \\ 0.0011 \\ 0.0024 \\ 0.0043 \\ 0.0024 \\ 0.0011 \\ 0.0007 \\ 0.0004 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0004 \\ 0.0007 \\ 0.0011 \\ 0.0024 \\ 0.0043 \\ 0.0024 \\ 0.0011 \\ 0.0007 \\ 0.0004 \\ 0.0003 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0003 \\ 0.0004 \\ 0.0007 \\ 0.0011 \\ 0.0024 \\ 0.0043 \\ 0.0024 \\ 0.0011 \\ 0.0007 \\ 0.0004 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0004 \\ 0.0007 \\ 0.0011 \\ 0.0024 \\ 0.0043 \\ 0.0024 \\ 0.0011 \\ 0.0007 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0001 \\ 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0004 \\ 0.0007 \\ 0.0011 \\ 0.0024 \\ 0.0043 \\ 0.0024 \\ 0.0011 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0004 \\ 0.0007 \\ 0.0011 \\ 0.0024 \\ 0.0043 \\ 0.0024 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0004 \\ 0.0007 \\ 0.0011 \\ 0.0024 \\ 0.0043 \\ 0.0024 \end{pmatrix}
 \end{bmatrix} \cdot \frac{m^3}{ton}$$

Ensamble de la Matriz EMAS.

La matriz columnar de desplazamientos se calcula multiplicando la matriz transpuesta de los coeficientes formada por los desplazamientos unitarios δ_{ij} , por la matriz columnar de las reacciones en las áreas tributarias 1 a n, obteniéndose la *Ecuación Matricial de Desplazamientos Verticales para el caso de movimiento sísmico (EMAS)*.

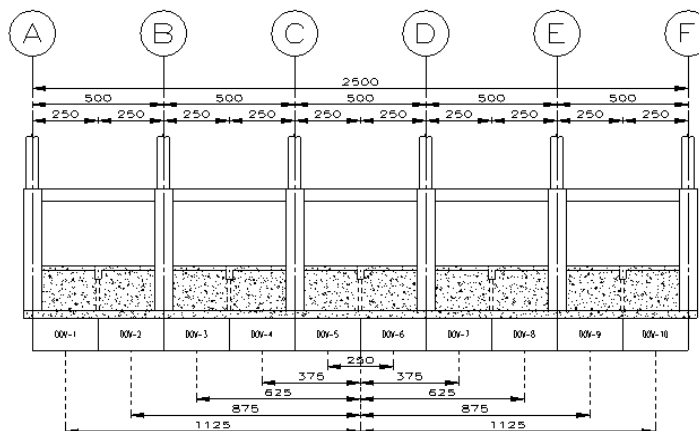
$$\text{EMAS} := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$$

$$\left| \begin{array}{l} M2 \leftarrow \delta_{ij,1,i} \\ \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\ \text{EMAS}_{i,j} \leftarrow M2_{j,1} \end{array} \right.$$

$$\text{EMAS} = \begin{pmatrix} 0.0043 & 0.0024 & 0.0011 & 0.0007 & 0.0004 & 0.0003 & 0.0002 & 0.0001 & 0.0001 & 0.0001 \\ 0.0024 & 0.0043 & 0.0024 & 0.0011 & 0.0007 & 0.0004 & 0.0003 & 0.0002 & 0.0001 & 0.0001 \\ 0.0011 & 0.0024 & 0.0043 & 0.0024 & 0.0011 & 0.0007 & 0.0004 & 0.0003 & 0.0002 & 0.0001 \\ 0.0007 & 0.0011 & 0.0024 & 0.0043 & 0.0024 & 0.0011 & 0.0007 & 0.0004 & 0.0003 & 0.0002 \\ 0.0004 & 0.0007 & 0.0011 & 0.0024 & 0.0043 & 0.0024 & 0.0011 & 0.0007 & 0.0004 & 0.0003 \\ 0.0003 & 0.0004 & 0.0007 & 0.0011 & 0.0024 & 0.0043 & 0.0024 & 0.0011 & 0.0007 & 0.0004 \\ 0.0002 & 0.0003 & 0.0004 & 0.0007 & 0.0011 & 0.0024 & 0.0043 & 0.0024 & 0.0011 & 0.0007 \\ 0.0001 & 0.0002 & 0.0003 & 0.0004 & 0.0007 & 0.0011 & 0.0024 & 0.0043 & 0.0024 & 0.0011 \\ 0.0001 & 0.0001 & 0.0002 & 0.0003 & 0.0004 & 0.0007 & 0.0011 & 0.0024 & 0.0043 & 0.0024 \\ 0.0001 & 0.0001 & 0.0001 & 0.0002 & 0.0003 & 0.0004 & 0.0007 & 0.0011 & 0.0024 & 0.0043 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{tonf}}$$

De esta manera se obtienen la distribución de Esfuerzos en el suelo producto de las fuerzas sísmicas.

$$(\delta_{ij}) \cdot \left| \frac{\Delta q}{\theta} \right| = |x_i|$$



Cálculo de Momento de volteo en la Base:

$$EMAS^{-1} = \begin{pmatrix} 338.06 & -198.08 & 27.93 & -14.27 & 0.22 & -1.71 & -0.54 & -0.48 & -0.27 & -0.35 \\ -198.08 & 454.13 & -214.45 & 36.29 & -14.4 & 1.22 & -1.39 & -0.27 & -0.29 & -0.27 \\ 27.93 & -214.45 & 456.43 & -215.63 & 36.3 & -14.54 & 1.17 & -1.44 & -0.27 & -0.48 \\ -14.27 & 36.29 & -215.63 & 457.03 & -215.64 & 36.37 & -14.51 & 1.17 & -1.39 & -0.54 \\ 0.22 & -14.4 & 36.3 & -215.64 & 457.03 & -215.64 & 36.37 & -14.54 & 1.22 & -1.71 \\ -1.71 & 1.22 & -14.54 & 36.37 & -215.64 & 457.03 & -215.64 & 36.3 & -14.4 & 0.22 \\ -0.54 & -1.39 & 1.17 & -14.51 & 36.37 & -215.64 & 457.03 & -215.63 & 36.29 & -14.27 \\ -0.48 & -0.27 & -1.44 & 1.17 & -14.54 & 36.3 & -215.63 & 456.43 & -214.45 & 27.93 \\ -0.27 & -0.29 & -0.27 & -1.39 & 1.22 & -14.4 & 36.29 & -214.45 & 454.13 & -198.08 \\ -0.35 & -0.27 & -0.48 & -0.54 & -1.71 & 0.22 & -14.27 & 27.93 & -198.08 & 338.06 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Distancia a centroide de cada dovela

Áreas tributaria en la base

$$x_j := \begin{pmatrix} -11.25 \\ -8.75 \\ -6.25 \\ -3.75 \\ -1.25 \\ 1.25 \\ 3.75 \\ 6.25 \\ 8.75 \\ 11.25 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$EMAS^{-1} \cdot x_j = \begin{pmatrix} -2204.765 \\ -533.996 \\ -557.855 \\ -273.566 \\ -98.628 \\ 98.628 \\ 273.566 \\ 557.855 \\ 533.996 \\ 2204.765 \end{pmatrix} \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

$$a_{ai} = \begin{pmatrix} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

$$\Delta q_{i_\theta} := EMAS^{-1} \cdot x_j$$

$$0_{TB_\theta} := \sum_{i=1}^{N_{DOV}} (\Delta q_{i_\theta} \cdot x_{j_i} \cdot a_{ai}) = 6.82 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

$$K_{\theta B} := 0_{TB_\theta} = 6.82 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{tonf} \cdot \frac{1}{\text{rad}}$$

ANÁLISIS DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIÓN EN LA INTERFASE DE LA ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN (MURO) Y EL SUELO

Para determinar el valor de $K_{\theta W}$, se puede considerar en forma aproximada que la reacción sobre el muro, se distribuye de manera uniforme cuando el muro gira en un plano comprimiendo al suelo en sentido horizontal.

Cálculo para formar la Matriz de Desplazamientos Horizontales Unitarios debido a fuerzas sísmicas HEMAS:

DATOS:

Profundidad Media z_i de los Estratos en la parte del Muro Radio del Muro Espesor del Estrato Número de Estratos

$$z_{HW} := \begin{pmatrix} 4.375 \\ 3.125 \\ 1.875 \\ 0.625 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$r_0 := \frac{40.00}{2} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_h := \begin{pmatrix} 1.25 \\ 1.25 \\ 1.25 \\ 1.25 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$\text{NUM}_{\text{ESTR}} := 4$$

Longitud de Influencia

Número de Dovelas

Ancho de Dovela

Módulo de rigidez del suelo

$$\text{NUM}_{\text{DOV}} := 10$$

$$\Delta x := 1.00 \text{ m}$$

$$E_{\text{estratos}} := \begin{pmatrix} 1500 \\ 1500 \\ 800 \\ 800 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$x := \begin{pmatrix} 0.5 \\ 1.5 \\ 2.5 \\ 3.5 \\ 4.5 \\ 5.5 \\ 6.5 \\ 7.5 \\ 8.5 \\ 9.5 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Área tributaria del Muro lado Longitudinal

Profundidad Media z_i para el cálculo de Influencias

$$A_{\text{TH}} := 2r_0 \cdot \lambda_h$$

$$A_{\text{TH}} = \begin{pmatrix} 50 \\ 50 \\ 50 \\ 50 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

$$z_{\text{HW2}} := \begin{pmatrix} 0.625 \\ 1.875 \\ 3.125 \\ 4.375 \end{pmatrix} \cdot \text{m}$$

M_{eH} es el Módulo Elástico de Deformación unitaria en sentido horizontal del suelo en contacto con el muro.

Deformación dinámica elástica unitaria del estrato N.

$$M_{eH} := \text{for } i \in 1..NUM_{ESTR} \quad M_{eH} = \begin{pmatrix} 0.00000002 \\ 0.00000002 \\ 0.00000005 \\ 0.00000005 \end{pmatrix} \frac{1}{Pa} \quad \alpha_{eH} := \text{for } i \in 1..NUM_{ESTR} \quad \alpha_{eH} = \begin{pmatrix} 0.00022222 \\ 0.00022222 \\ 0.00041667 \\ 0.00041667 \end{pmatrix} \cdot \frac{m^3}{tonf}$$

$$M_{eH_i} \leftarrow \frac{1}{3 \cdot \mu_{estratos_i}} \quad \alpha_{eH_i} \leftarrow M_{eH_i} \cdot (\Delta x)$$

Cálculo de la Matriz de Influencia en sentido Horizontal debido al esfuerzo unitario en cada dovela. Se utiliza el procedimiento basado en la imagen de cargas con respecto a la superficie libre de la masa semi-infinita (Dr. Leonardo Zevaert).

Los argumentos angulares son:

$$\alpha_0 \leftarrow \text{atan} \left[\frac{r_0}{\sqrt{(z_{HW,i} - z_{HW,j})^2 + x^2}} \right]$$

$$\alpha'_0 \leftarrow \text{atan} \left[\frac{r_0}{\sqrt{(z_{HW,i} + z_{HW,j})^2 + x^2}} \right]$$

$$\psi_1 \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW,i} - z_{HW,j}) + \frac{\lambda_h}{2}}{x} \right]$$

$$\psi'_1 \leftarrow \text{atan} \left[\frac{z_{HW,i} + z_{HW,j} + \frac{\lambda_h}{2}}{x} \right]$$

$$\psi_2 \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW,i} - z_j) - \frac{\lambda_h}{2}}{x} \right]$$

$$\psi'_2 \leftarrow \text{atan} \left[\frac{z_{HW,i} + z_{HW,j} - \frac{\lambda_h}{2}}{x} \right]$$

Cálculo de la Matriz de Influencia en sentido Horizontal debido al esfuerzo unitario en cada dovela.
 $l_{ijH} := \text{for } k \in 1..NUM_{ESTR}$

$$\begin{array}{l}
 \alpha_0 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\
 \quad \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\
 \quad \quad \alpha_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{r_0}{\sqrt{(z_{HW2_k} - z_{HW2_j})^2 + (x_i)^2}} \right] \\
 \psi_1 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\
 \quad \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\
 \quad \quad \psi_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} - z_{HW2_j}) + \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right] \\
 \psi_2 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\
 \quad \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\
 \quad \quad \psi_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} - z_{HW2_j}) - \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right] \\
 \alpha'_0 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\
 \quad \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\
 \quad \quad \alpha'_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{r_0}{\sqrt{(z_{HW2_k} + z_{HW2_j})^2 + (x_i)^2}} \right] \\
 \psi'_1 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\
 \quad \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\
 \quad \quad \psi'_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} + z_{HW2_j}) + \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right] \\
 \psi'_2 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\
 \quad \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\
 \quad \quad \psi'_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} + z_{HW2_j}) - \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right]
 \end{array}$$

$$\begin{array}{l}
 l_{ij,1,k} \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\
 \quad \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\
 \quad \quad l_{j,i} \leftarrow \frac{3}{2 \cdot \pi} \cdot \left[\sin(\alpha_{0,i,j}) - \frac{(\sin(\alpha_{0,i,j}))^3}{3} \right] \cdot \left[(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j}) + (\sin(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j})) \cdot (\cos(\psi_{1,i,j} + \psi_{2,i,j})) \right] \\
 \quad \quad \text{for } i \in 1..NUM_{ESTR} \\
 \quad \quad \quad Suma_{i,1} \leftarrow \left[\sum_{j=1}^{NUM_{DOV}} (l_{i,j}) \right]
 \end{array}$$

$$l_{ijH} = \begin{bmatrix} \begin{pmatrix} 3.9068 \\ 2.06 \\ 1.2434 \\ 0.8061 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 2.06 \\ 3.0903 \\ 1.6227 \\ 0.9759 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 1.2434 \\ 1.6227 \\ 2.8227 \\ 1.4512 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.8061 \\ 0.9759 \\ 1.4512 \\ 2.7101 \end{pmatrix} \end{bmatrix}$$

Ensamble de la matriz HEMAS. Utilizando el Módulo de Deformación Volumétrica (horizontal) Dinámica.

$$\delta_{ijH} := \text{for } k \in 1..NUM_{ESTR}$$

$$\alpha_0 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR}$$

$$\text{for } i \in 1..NUM_{DOV}$$

$$\alpha_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{r_0}{\sqrt{(z_{HW2_k} - z_{HW2_j})^2 + (x_i)^2}} \right]$$

$$\psi_1 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR}$$

$$\text{for } i \in 1..NUM_{DOV}$$

$$\psi_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} - z_{HW2_j}) + \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right]$$

$$\psi_2 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR}$$

$$\text{for } i \in 1..NUM_{DOV}$$

$$\psi_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} - z_{HW2_j}) - \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right]$$

$$\alpha'_0 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR}$$

$$\text{for } i \in 1..NUM_{DOV}$$

$$\alpha'_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{r_0}{\sqrt{(z_{HW2_k} + z_{HW2_j})^2 + (x_i)^2}} \right]$$

$$\psi'_1 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR}$$

$$\text{for } i \in 1..NUM_{DOV}$$

$$\psi'_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} + z_{HW2_j}) + \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right]$$

$$\psi'_2 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR}$$

$$\text{for } i \in 1..NUM_{DOV}$$

$$\psi'_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} + z_{HW2_j}) - \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right]$$

$$\left. \begin{array}{l} l_{ij,1,k} \leftarrow \\ \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\ \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\ l_{j,i} \leftarrow \frac{3}{2 \cdot \pi} \cdot \left[\sin(\alpha_{0,i,j}) - \frac{(\sin(\alpha_{0,i,j}))^3}{3} \right] \cdot \left[(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j}) + (\sin(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j})) \cdot (\cos(\psi_{1,i,j} + \psi_{2,i,j})) \right] \\ \text{for } i \in 1..NUM_{ESTR} \\ \text{Suma}_{i,1} \leftarrow \left[\sum_{j=1}^{NUM_{DOV}} (l_{i,j}) \right] \cdot \alpha_{eH_i} \end{array} \right\}$$

$$\delta_{ijH} = \begin{bmatrix} \begin{pmatrix} 0.000868 \\ 0.000458 \\ 0.000518 \\ 0.000336 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.000458 \\ 0.000687 \\ 0.000676 \\ 0.000407 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.000276 \\ 0.000361 \\ 0.001176 \\ 0.000605 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.000179 \\ 0.000217 \\ 0.000605 \\ 0.001129 \end{pmatrix} \end{bmatrix} \cdot \frac{m^3}{\text{tonf}}$$

Se transpone la matriz de desplazamientos horizontales para finalmente obtener la matriz HEMAS

$$\left. \begin{array}{l} \text{HEMAS} := \text{for } i \in 1..NUM_{ESTR} \\ \left. \begin{array}{l} M1 \leftarrow \delta_{ijH}_{1,i} \\ \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\ \text{HEMAS}_{j,i} \leftarrow M1_{j,1} \end{array} \right\} \end{array} \right\} \text{HEMAS} = \begin{bmatrix} 8.68 \times 10^{-4} & 4.58 \times 10^{-4} & 2.76 \times 10^{-4} & 1.79 \times 10^{-4} \\ 4.58 \times 10^{-4} & 6.87 \times 10^{-4} & 3.61 \times 10^{-4} & 2.17 \times 10^{-4} \\ 5.18 \times 10^{-4} & 6.76 \times 10^{-4} & 1.18 \times 10^{-3} & 6.05 \times 10^{-4} \\ 3.36 \times 10^{-4} & 4.07 \times 10^{-4} & 6.05 \times 10^{-4} & 1.13 \times 10^{-3} \end{bmatrix} \cdot \frac{m^3}{\text{tonf}}$$

Por consiguiente y resolviendo el sistema de ecuaciones

$$\Delta PH_{\theta 1} := \text{HEMAS}^{-1} \cdot z_{HW} = \begin{pmatrix} 4216.26 \\ 2753.93 \\ -1347.05 \\ -970.96 \end{pmatrix} \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

Los valores negativos no pueden presentarse debido a que no puede existir tracción entre el muro y el suelo. Por consiguiente, únicamente los estratos 1 y 2 tomarán el giro del muro. Para encontrar este efecto se recalcula de la siguiente forma:

$$\text{HEMAS}_2 := \text{submatrix}(\text{HEMAS}, 1, 2, 1, 2)$$

Profundidad Media Z

Área tributaria

$$\text{HEMAS}_2 = \begin{pmatrix} 0.000868 & 0.000458 \\ 0.000458 & 0.000687 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{tonf}}$$

$$z_{\text{HW3}} := \begin{pmatrix} 4.375 \\ 3.125 \end{pmatrix} \cdot \text{m}$$

$$A_{\text{TH2}} := \begin{pmatrix} 50 \\ 50 \end{pmatrix} \cdot \text{m}^2$$

$$\Delta\text{PH}_{\theta 2} := \text{HEMAS}_2^{-1} \cdot z_{\text{HW3}} = \begin{pmatrix} 4070.61 \\ 1837.09 \end{pmatrix} \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

$$\text{NUM}_{\text{ESTR2}} := 2$$

$$k_{\theta W} := \sum_{i=1}^{\text{NUM}_{\text{ESTR2}}} \left[(\Delta\text{PH}_{\theta 2})_i \cdot (A_{\text{TH2}})_i \cdot (z_{\text{HW3}})_i \right] = 1.18 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{tonf} \cdot \frac{1}{\text{rad}}$$

Módulos dinámicos de cimentación

$$k_{\theta W} = 1.18 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{tonf} \cdot \frac{1}{\text{rad}} \quad k_{\theta B} = 6.82 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{tonf} \cdot \frac{1}{\text{rad}}$$

Módulo total por rotación es

$$k_{\theta} := k_{\theta B} + k_{\theta W}$$

$$k_{\theta} = 8 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{tonf} \cdot \frac{1}{\text{rad}}$$

CÁLCULO DEL PERÍODO ROTACIONAL T_{θ} DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN

Peso de total de la estructura incluye cimentación

Aceleración gravitacional

$$W_T := 10530.00 \text{ tonf}$$

$$a_g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Masa Total

Altura del centro de masa del edificio

$$\text{masa} := \frac{W_T}{a_g} \quad \text{masa} = 9.55 \times 10^6 \text{ kg}$$

$$h_m := 14.36 \text{ m}$$

$$T_{\theta} := 2 \cdot \pi \cdot h_m \cdot \sqrt{\frac{\text{masa}}{k_{\theta}}}$$

$$T_{\theta} = 1.0451 \text{ s}$$

CÁLCULO DEL PERÍODO ACOPLADO T_0

Período Fundamental del Edificio

$$T_n := 0.733 \cdot s$$

Período rotacional T_θ del cajón de cimentación

$$T_\theta = 1.0451 \text{ s}$$

$$T_0 := \sqrt{T_n^2 + T_\theta^2}$$

$$T_0 = 1.2766 \text{ s}$$

CÁLCULO DEL AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO EQUIVALENTE

$$\xi_0 = \sqrt{1 - g_0}$$

% AMORTIGUAMIENTOS

Estructura $\xi_n := 0.05$

$$g_n := (1 - \xi_n^2) \quad g_n = 0.9975$$

Suelo $\xi_\theta := 0.15$

$$g_\theta := (1 - \xi_\theta^2) \quad g_\theta = 0.9775$$

$$g_0 := \frac{g_n \cdot g_\theta \cdot T_0^2}{g_n \cdot T_\theta^2 + g_\theta \cdot T_n^2} \quad g_0 = 0.984$$

$$\xi_0 := \sqrt{1 - g_0}$$

$$\xi_0 = 0.13$$

Relación de períodos $\frac{T_0}{T_s}$

T_s Período Dominante del Subsuelo empleando el método del Dr. Zeevaert

$$T_s := 1.8469 \cdot s$$

T_0 PERÍODO ACOPLADO ESTRUCTURA - CIMENTACIÓN

$$T_0 = 1.2766 \text{ s}$$

Por lo tanto $\frac{T_0}{T_s} = 0.6912$ y conociendo el amortiguamiento equivalente $\xi_0 = 0.13$

Entrando al Espectro de Diseño, Figura A.B.1 se obtiene un Factor de Amplificación f_a

$$F_{amp} := 2.186$$

CÁLCULO DE LA FUERZA EN EL CENTRO DE MASA

$$V_m = F_{amp} \cdot masa \cdot a_M$$

a_{Md} Aceleración Máxima de la superficie del suelo a nivel de desplante -5.00 m, Figura A..2.

$$a_{Md} := 0.9768 \cdot \frac{m}{s^2}$$

$$V_m := F_{amp} \cdot masa \cdot a_{Md}$$

$$V_m = 2292 \cdot \text{tonf}$$

CÁLCULO DEL MOMENTO DE VOLTEO O_T

$$O_T := V_m \cdot h_m$$

$$O_T = 3.2913 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

CÁLCULO DEL GIRO MÁXIMO DE LA CIMENTACIÓN

$$\theta := \frac{O_T}{k_\theta}$$

$$\theta = 0.00411 \cdot \text{rad}$$

CONOCIENDO EL GIRO θ SE CALCULAN LOS ESFUERZOS DE CONTACTO CONTRA LA CIMENTACIÓN

INCREMENTO DE PRESIONES SÍSMICAS SOBRE EL MURO

$$\Delta P_i = (\Delta Ph_{i_\theta}) \cdot \theta$$

Apartir del comportamiento Dinámico del Muro se obtuvo

$$\Delta PH_{\theta 2} = \left(\frac{4070.61}{1837.09} \right) \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

Del cálculo del giro de la cimentación

$$\theta = 0.0041 \cdot \text{rad}$$

$$\Delta P_i := (\Delta PH_{\theta 2}) \cdot \theta$$

$$\Delta P_i = \left(\frac{16.747}{7.558} \right) \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

EL INCREMENTO DE ESFUERZOS EN LA BASE

$$\Delta q_i = (\Delta q_{i_ \theta}) \cdot \theta$$

El valor del giro $\theta = 4.114 \times 10^{-3} \cdot \text{rad}$

Apartir del comportamiento Dinámico de la BASE se obtuvo

$$\Delta q_{i_ \theta} = \begin{pmatrix} -2204.77 \\ -534 \\ -557.85 \\ -273.57 \\ -98.63 \\ 98.63 \\ 273.57 \\ 557.85 \\ 534 \\ 2204.77 \end{pmatrix} \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

Por lo tanto

$$\Delta q_i := (\Delta q_{i_ \theta}) \cdot \theta$$

$$\Delta q_i = \begin{pmatrix} -9.07 \\ -2.2 \\ -2.3 \\ -1.13 \\ -0.41 \\ 0.41 \\ 1.13 \\ 2.3 \\ 2.2 \\ 9.07 \end{pmatrix} \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

VERIFICACIÓN

MOMENTO DE VOLTEO EN LOS MUROS O_{TW}

Área tributaria

Profundidad Media Z

$$A_{TH2} = \begin{pmatrix} 50 \\ 50 \end{pmatrix} \text{m}^2$$

$$z_{HW3} = \begin{pmatrix} 4.375 \\ 3.125 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$O_{TWV} := \sum_{i=1}^{NUMESTR2} [(\Delta P_i) \cdot (A_{THi}) \cdot (z_{HWi})]$$

$$O_{TWV} = 4.84 \times 10^3 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

MOMENTO DE VOLTEO EN LA BASE O_{TB}

Distancia a centroide de cada dovela

Área tributaria de la base

$$x_j = \begin{pmatrix} -11.25 \\ -8.75 \\ -6.25 \\ -3.75 \\ -1.25 \\ 1.25 \\ 3.75 \\ 6.25 \\ 8.75 \\ 11.25 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$a_{ai} = \begin{pmatrix} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{pmatrix} \text{m}^2$$

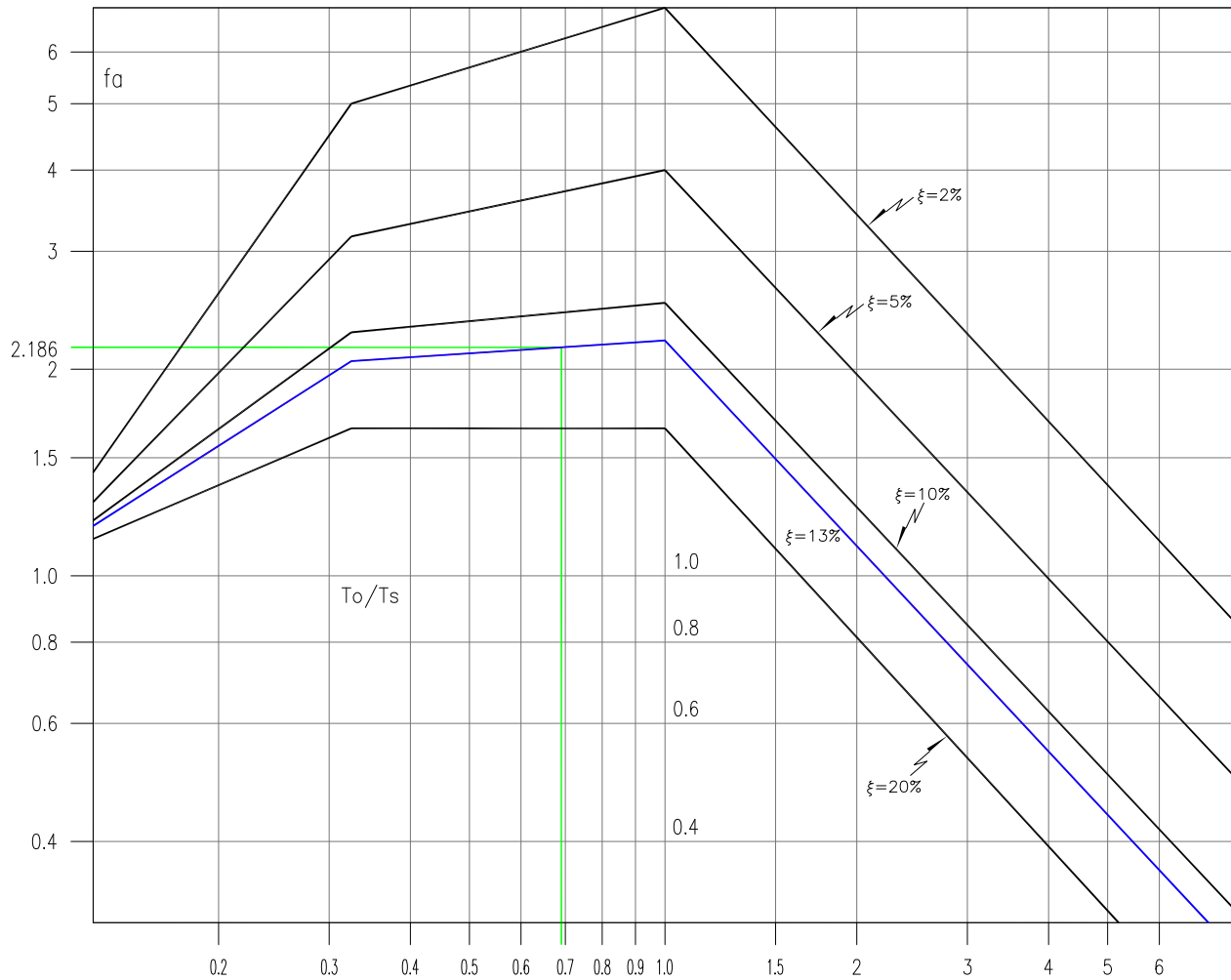
$$O_{TBV} := \sum_{i=1}^{N_{DOV}} (\Delta q_i \cdot x_j \cdot a_{ai})$$

$$O_{TBV} = 2.81 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

$$O_{Tverificado} := O_{TWV} + O_{TBV}$$

$$O_{Tverificado} = 3.29 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{tonf} \quad \text{CUMPLE}$$

$$O_T = 3.29 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$



NOTAS
 $T_o/T_s=0.6912$
 ξ AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO EQUIVALENTE 0.13
 f_a FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

 TESIS PROFESIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL			
COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.			
presento:		JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ	
director de tesis:		M. en I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN	
concepto:	aprobó:	archivo:	revisó:
INTERACCIÓN DINÁMICA	GLV/JAT	LAPEN...ISE	S/E
dibujo:	fecha:	figura:	
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN f_a , MODELO A	JUNIO 2018	A.B.1	

FIG. A.B.1 ESPECTRO ENVOLVENTE PARA DISEÑO SÍSMICO, MODELO A

APÉNDICE C.

APÉNDICE C. ANÁLISIS DE LA CIMENTACIÓN MODELO B.

C.1 Análisis de Compensación.

DATOS:

Nivel Freático NAF

$$NAF := 2.50 \text{ m}$$

Profundidad de Desplante D_F

$$D_F := 8.50 \text{ m}$$

Área de Contacto

$$A_C := (25.00 \text{ m}) \cdot (40.00 \text{ m}) = 1000 \text{ m}^2$$

Peso Total de la Estructura

$$W_T := 12250.00 \text{ tonf}$$

Esfuerzo de Contacto

$$q := \frac{W_T}{A_C} = 12.25 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

Esfuerzo Efectivo a nivel D_F

$$\sigma_{odB} := 6.05 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Se define

$$P_{odB} = \sigma_{odB} + U_{odB}$$

El valor de U_{odA} se calcula

$$U_{odB} := (D_F - NAF) \cdot 1.00 \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3} = 6 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

$$P_{odB} := \sigma_{odB} + U_{odB} = 12.05 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

La relación $q_A \sim P_{odB}$ para fines practicos se tiene una Cimentación Totalmente Compensada.

$$q = 12.25 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf} \quad \sim \quad P_{odB} = 12.05 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

Cálculo del Incremento Neto Modelo B.

$$\Delta\sigma_{od} = q - P_{odB}$$

$$\Delta\sigma_{od} := q - P_{odB}$$

$$\Delta\sigma_{od} = 0.2 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

Cálculo del Esfuerzo Efectivo de contacto

$$q_{aB1} := q - U_{odB}$$

$$q_{aB1} = 6.25 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

C.2 Estados Límite de Falla.

C.2.1 Capacidad de Carga del Suelo por Resistencia al Esfuerzo Cortante.

Para suelos cohesivos está dada por la siguiente expresión

$$N_{ESTcap} := 7$$

$$q_{adB} = \frac{5.70 \cdot c_{aB}}{FS_B} + \sigma_{odB}$$

Cálculo de c_{aB}

Profundidad de Estratos Compresibles

Espesor de Estratos Compresibles

$$Z_E := \begin{pmatrix} 8.50 \\ 9.575 \\ 13.8 \\ 18.925 \\ 20.00 \\ 24.50 \\ 27.24 \\ 30.40 \end{pmatrix} \cdot m \quad d_{ai} := \text{for } i \in 1..N_{ESTcap} \quad d_{ai} \leftarrow Z_{E_{i+1}} - Z_{E_i}$$

$$d_{ai} = \begin{pmatrix} 1.075 \\ 4.225 \\ 5.125 \\ 1.075 \\ 4.5 \\ 2.74 \\ 3.16 \end{pmatrix} m$$

Apartir del perfil Estratigráfico (Resist. Esf. Cortante)

$$q_{uB} := \begin{pmatrix} 4.6227 \\ 7.3153 \\ 7.0739 \\ 6.4215 \\ 5.0495 \\ 7.5842 \\ 8.00 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonf}}{m^2}$$

$$q_{uB_prom} = \frac{\sum q_{uB} \cdot d_{ai}}{\sum d_{ai}}$$

$$q_{uB_prom} := \frac{\sum_{i=1}^{N_{ESTcap}} (q_{uB_i} \cdot d_{ai})}{\sum_{i=1}^{N_{ESTcap}} d_{ai}} = 6.75 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

$$c_{aB} := \frac{q_{uB_prom}}{2} \quad \text{por lo tanto} \quad c_{aB} = 3.37 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

Factor de Seguridad Mínimo considerado para q_{adm} es $FS_{ADM} = 3.00$

$$FS_B := 3.00 \quad \sigma_{odB} = 6.05 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf} \quad q_{admB} := \frac{5.70 \cdot c_{aB}}{FS_B} + \sigma_{odB}$$

Esfuerzo Amisible a Cortante $q_{admB} = 12.46 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf} > q_{aB1} = 6.25 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$ **Esfuerzo Efectivo de Contacto**

se observa $q_{admB} > q_{aB1}$

El Factor de Seguridad es por lo tanto el Factor de Seguridad tiende a ser muy grande.

$$FS := \frac{5.70 \cdot c_{aB}}{q_{aB1} - \sigma_{odB}} \quad \text{CUMPLE}$$

C.2.2 Capacidad de Carga del Suelo por Esfuerzo Crítico.

$$\Delta\sigma_{dcrit} = \frac{\sigma_{bz} - \sigma_{oz}}{l_z \cdot FS_{cr}}$$

Apartir del Perfil Estratigráfico (Esfuerzo de Pre-consolidación).

Profundidad Z_i a una profundidad de 13.50 m

$$\sigma_{oz} := 6.88 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{bz} := 9.75 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$Z_i := (13.50) \text{ m}$$

El incremento neto que puede aplicarse al nivel de desplante será

$$\Delta\sigma_{bz} := \sigma_{bz} - \sigma_{oz}$$

$$\Delta\sigma_{bz} = 2.87 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

Cálculo del Esfuerzo vertical en un punto debido a un área rectangular uniformemente cargada.

DATOS:

Ancho en Planta

Número de Dovelas

Número de Estratos

$$A2B := 25.00 \text{ m}$$

$$N_{DOV} := 1$$

$$N_{EST} := 1$$

Longitud en Planta

Profundidad de Desplante

Ancho de la dovela

$$L2L := 40.00 \text{ m}$$

$$P_{DESB} := 8.50 \text{ m}$$

$$\lambda := \frac{L2L}{N_{DOV}} = 40 \text{ m}$$

Ancho de la dovela

Coordenadas para el cálculo de la distribución de esfuerzos

Profundidad Z_i

$$L_1 := (40.00) \text{ m}$$

$$B := (12.50) \text{ m}$$

$$X_0 := (0) \text{ m}$$

$$Y_0 := (0) \text{ m}$$

$$Z_i := (13.5) \text{ m}$$

Área de las dovelas

Cálculo de los Centroides de las Dovelas x_c

Profundidad Z de influencias

$$a_i := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$$

$$a_i \leftarrow L_1 \cdot (2 \cdot B)_i$$

$$x_c := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$$

$$x_{c_i} \leftarrow X_0 + \frac{L_1}{2}$$

$$z := Z_i - P_{DESB} = (5) \text{ m}$$

$$a_i = (1000) \text{ m}^2$$

$$x_c = (20) \text{ m}$$

Coordenadas geométricas de la dovela

$$\begin{aligned}
 x &:= \text{for } i \in 1..N_{DOV} & x &= (0) \text{ m} \\
 &\text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 &x_{i,j} \leftarrow x_{c_j} - x_{c_i}
 \end{aligned}$$

Los valores de la matriz de influencias debido a una carga unitaria superficial $q_i = +1.00$ se obtienen con un valor de $\chi = 3.00$ (Boussinesq). Se define para $\chi=3.00$, suelo homogéneo e isótropo.

$$\begin{aligned}
 I_Z &:= \text{for } k \in 1 \\
 &\alpha_0 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 &\quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 &\quad \alpha_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{B_j}{\sqrt{(x_{k,j})^2 + (z_i)^2}} \right] \\
 &\psi_1 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 &\quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 &\quad \psi_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left(\frac{x_{k,j} + \frac{\lambda}{2}}{z_i} \right) \\
 &\psi_2 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 &\quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 &\quad \psi_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left(\frac{x_{k,j} - \frac{\lambda}{2}}{z_i} \right) \\
 &I_Z \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 &\quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 &\quad I_{Z,i,j} \leftarrow \frac{3}{2\pi} \cdot \left[\sin(\alpha_{0,i,j}) - \frac{(\sin(\alpha_{0,i,j}))^3}{3} \right] \cdot \left[(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j}) + \left(\sin(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j}) \right) \cdot \left(\cos(\psi_{1,i,j} + \psi_{2,i,j}) \right) \right]
 \end{aligned}$$

Valor de Influencia:

$$I_Z = (0.9863904)$$

$$\Delta\sigma_d = \frac{\sigma_{bz} - \sigma_{0z}}{l_z \cdot FS_{cr}} \quad \Delta\sigma_{bz} = 2.87 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf} \quad FS_{cr} := 1.50$$

$$\Delta\sigma_d := \frac{\Delta\sigma_{bz}}{FS_{cr} \cdot l_z} \quad \Delta\sigma_d = (1.94) \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

Revisando el Factor de Seguridad por Esfuerzo Crítico.

Incremento Neto de Esfuerzos a nivel de Desplante

Influencia

$$\Delta\sigma_{od} = 0.2 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

$$l_z = (0.9863904)$$

$$FS_{CR} := \frac{\Delta\sigma_{bz}}{\Delta\sigma_{od} \cdot l_z}$$

$$FS_{CR} = (14.55)$$

C.3 Estabilidad de la Excavación.

C.3.1 Estabilidad por Flujo Plástico.

El Factor de Seguridad contra la Falla por Flujo Plástico se calcula de acuerdo a la siguiente expresión

$$FS_{FFP} = \frac{5.70 \cdot c_{aB}}{\sigma_{odA} + q_0}$$

q_0 Presión efectiva de contacto de edificios vecinos valor mínimo de acuerdo al RCDF 04.

$$q_0 := 1.50 \cdot \frac{\text{tonf}}{m^2} \quad c_{aB} = 3.37 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf} \quad \sigma_{odB} = 6.05 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

$$FS_{FFP} := \frac{5.70 \cdot c_{aB}}{\sigma_{odB} + q_0} = 2.548 \quad \text{CUMPLE}$$

Por considerarse una situación temporal el FS > 1.50

C.3.2 Estabilidad por Sub-Presión.

Para asegurar la Estabilidad debe de cumplirse que

$$\gamma_H \cdot \Delta H > \gamma_W \cdot H_W$$

Obteneindo los valores apartir del Perfil Estratigrafico

Primer Acuífero: 9.50 m $H_{acuif} := 9.50 \cdot m$

Altura del Piezometro: 2.50 m $H_{Pz} := 2.50 \cdot m$

Se define $H_W := H_{acuif} - H_{Pz} = 7 \text{ m}$

El valor de γ_H para el primer estrato compresible

$$\gamma_h := 1.11 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

El valor de γ_W

$$\gamma_W := 1.00 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Profundidad de Desplante

$$DF_B = 8.5 \text{ m}$$

Espesor del suelo por debajo de la excavación

$$\Delta H := H_{acuif} - DF_B = 1 \text{ m}$$

Se compara el Peso del bloque con la Subpresión

$$\gamma_h \cdot \Delta H = 1.11 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf} > \gamma_W \cdot H_W = 7 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf} \quad \text{NO CUMPLE}$$

Se requiere abatir el Nivel Freático para mantener seca la excavación

C.4 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO. RESULTADOS DEBIDO A EXPANSIÓN, RECOMPRESIÓN Y COMPRESIÓN TOTAL A CORTO PLAZO.

CIMENTACIÓN COMPENSADA MODELO A.														
TIEMPO 1.5 AÑOS														
PARAMETROS PARA COMPRESIÓN NETA														
CVa= 11,330.00 Ton CVmax= 12,250.00 Ton CV/m= 9,952.00 Ton														
Área=	1,000.00	m ²	L=	40.00	m	B=	25.00	m	D/f=	8.50	m	q _a =	3.95	Ton/m ²
q=	9.95	Ton/m ²	ood=	6.05	Ton/m ²	Incr. Neto=	(2.10)	Ton/m ²	Uod=	6.00	Ton/m ²	NAF=	2.50	m
Peso Total=	9,952.00	Ton	Pod=	12.05	Ton/m ²	X=	3							
ESTRATO No.	De	A	d	Prof.	Med.	Esf.	Efec.	σ ₀	z	U _z	U _z	U _z	U _z	U _z
	m	m	cm	m	m	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	m	---	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²
1	0.00	8.50	-	4.25	0.000	-	-	0.960	3.20	0.9921	0.835	0.535	0.300	0.960
2	9.65	13.75	410	11.70	0.660	3.20	0.9921	1.195	7.83	0.9152	1.220	0.980	0.240	0.990
3	13.85	18.80	495	16.33	0.750	7.83	0.9152	1.103	10.95	0.8265	1.517	1.351	0.166	0.996
4	19.05	19.85	80	19.45	0.830	10.95	0.8265	0.996	13.80	0.7399	1.782	1.661	0.121	1.021
5	20.10	24.50	440	22.30	0.900	13.80	0.7399	0.892	17.38	0.6305	2.112	2.045	0.067	1.027
6	24.55	27.20	265	25.88	0.960	17.38	0.6305	0.760	20.33	0.5498	2.385	2.361	0.024	1.024
7	27.25	30.40	315	28.83	1.000	20.33	0.5498	0.662						
-	30.40													
Suma														
											30.94	24.68	(6.78)	17.90

C.4 ESTADOS LÍMITE DE SERVICIO. RESULTADOS DEBIDO A EXPANSIÓN, RECOMPRESIÓN Y COMPRESIÓN TOTAL A LARGO PLAZO.

		TIEMPO		50 AÑOS															
		L=	Df=	U _z	U _z	U _z	U _z												
CIMENTACIÓN COMPENSADA MODELO A.		40.00 m	8.50 m	0.835	0.835	0.835	0.835												
PARAMETROS PARA COMPRESIÓN NETA		B=	q _u =	U _z	U _z	U _z	U _z												
Área=		25.00 m	3.95 Ton/m ²	0.980	0.980	0.980	0.980												
q=		Incr. Neto=	NAF=	1.351	1.351	1.351	1.351												
Peso Total=		2.50 m	2.50 m	1.661	1.661	1.661	1.661												
		Pod=	X=	2.045	2.045	2.045	2.045												
		3	3	2.361	2.361	2.361	2.361												
		3	3	2.385	2.385	2.385	2.385												
ESTRATO No.	De m	A m	d cm	Prof. m	Med. Est. Efec. σ _g Kg/cm ²	z m	Iz ---	ΔU Kg/cm ²	σ' ₀ Kg/cm ²	ΔP _{az} Kg/cm ²	σ _g test. Kg/cm ²	Δσ _{vac} Kg/cm ²	ρ _b ---	ρ _c ---	M _b cm ² /Kg	Expansión cm	Recompr. cm	Compr. Neta cm	Compr. Total cm
1	0.00	8.50	-	4.25	0.000	-	-	0.300	0.960	1.195	0.000	0.660	1.00	1.00	0.0410	11.09	16.20	-	11.09
2	9.65	13.75	410	11.70	0.660	3.20	0.9921	0.835	0.960	1.195	0.000	0.660	1.00	1.00	0.0410	11.09	16.20	-	11.09
3	13.85	18.80	495	16.33	0.750	7.83	0.9152	1.220	0.990	1.103	0.000	0.750	1.00	1.00	0.0180	6.68	6.73	(1.72)	5.01
4	19.05	19.85	80	19.45	0.830	10.95	0.8265	1.517	0.996	0.996	0.000	0.830	1.00	1.00	0.0180	1.19	1.11	(0.23)	0.88
5	20.10	24.50	440	22.30	0.900	13.80	0.7399	1.782	1.021	0.892	0.129	0.771	0.93	0.89	0.0200	6.28	5.22	(1.18)	4.04
6	24.55	27.20	265	25.88	0.960	17.38	0.6305	2.112	1.027	0.760	0.268	0.692	0.85	0.79	0.0200	3.12	3.47	(0.84)	2.63
7	27.25	30.40	315	28.83	1.000	20.33	0.5498	2.385	1.024	0.662	0.361	0.639	0.80	0.72	0.0160	2.57	1.91	(0.48)	1.43
-	30.40																		
															Suma	30.94	34.63	(9.56)	25.07

C.5 Análisis Estructural de la Cimentación.

C.5.1 Interacción Suelo Estructura Estática, (ISEE).

DESPLAZAMIENTOS VERTICALES

CÁLCULO DE LA MATRIZ DE INFLUENCIAS DE ESFUERZO UNITARIO PARA SUELO ESTRATIFICADO MODELO A

DATOS:

Ancho en Planta **Número de Dovelas** **Número Estratos**
 $A2B := 25.00m$ $N_{DOV} := 10$ $N_{EST} := 7$

Longitud en Planta **Produndidad de Desplante** **Primera y última dovela de 4.00 m**
 $L2L := 40.00m$ $P_{DES} := 8.50m$ $\lambda := \frac{L2L - (2 \cdot 4.00m)}{N_{DOV} - 2} = 4m$

Ancho de la dovela **Coordenadas para el cálculo de la distribución de esfuerzos** **Profundidad media estratos compresibles**

$L_1 := \begin{pmatrix} 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \\ 4 \end{pmatrix} m$ $B := \begin{pmatrix} 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \\ 12.5 \end{pmatrix} m$ $X_0 := \begin{pmatrix} 0 \\ 4 \\ 8 \\ 12 \\ 16 \\ 20 \\ 24 \\ 28 \\ 32 \\ 36 \end{pmatrix} m$ $Y_0 := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} m$ $Z_{ESTR} := \begin{pmatrix} 9.00 \\ 11.70 \\ 16.325 \\ 19.475 \\ 22.310 \\ 25.89 \\ 28.32 \end{pmatrix} m$

Área de las dovelas

$a_i := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$
 $a_i \leftarrow L_{1_i} \cdot (2 \cdot B)_i$
 $a_i = \begin{pmatrix} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{pmatrix} m^2$

Cálculo de los Centroides de las Dovelas x_c

$x_c := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$
 $x_{c_i} \leftarrow X_{0_i} + \frac{L_{1_i}}{2}$
 $x_c = \begin{pmatrix} 2 \\ 6 \\ 10 \\ 14 \\ 18 \\ 22 \\ 26 \\ 30 \\ 34 \\ 38 \end{pmatrix} m$

Profundidad Z de influencias

$z := Z_{ESTR} - P_{DES} = \begin{pmatrix} 0.5 \\ 3.2 \\ 7.825 \\ 10.975 \\ 13.81 \\ 17.39 \\ 19.82 \end{pmatrix} m$

Coordenadas geométricas de dovelas

$$\begin{array}{l}
 x := \text{for } i \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \quad x_{i,j} \leftarrow x_{c_j} - x_{c_i}
 \end{array}
 \quad x = \begin{pmatrix}
 0 & 4 & 8 & 12 & 16 & 20 & 24 & 28 & 32 & 36 \\
 -4 & 0 & 4 & 8 & 12 & 16 & 20 & 24 & 28 & 32 \\
 -8 & -4 & 0 & 4 & 8 & 12 & 16 & 20 & 24 & 28 \\
 -12 & -8 & -4 & 0 & 4 & 8 & 12 & 16 & 20 & 24 \\
 -16 & -12 & -8 & -4 & 0 & 4 & 8 & 12 & 16 & 20 \\
 -20 & -16 & -12 & -8 & -4 & 0 & 4 & 8 & 12 & 16 \\
 -24 & -20 & -16 & -12 & -8 & -4 & 0 & 4 & 8 & 12 \\
 -28 & -24 & -20 & -16 & -12 & -8 & -4 & 0 & 4 & 8 \\
 -32 & -28 & -24 & -20 & -16 & -12 & -8 & -4 & 0 & 4 \\
 -36 & -32 & -28 & -24 & -20 & -16 & -12 & -8 & -4 & 0
 \end{pmatrix}^m$$

CÁLCULO DE LA MATRIZ DE INFLUENCIA

Los valores de la matriz de influencias debido a una carga unitaria superficial $q_i = +1.00$ se obtienen con un valor de $\chi = 3.00$ (Boussinesq). Se define para $\chi = 3.00$, suelo homogéneo e isótropo.

$$\begin{array}{l}
 l := \text{for } k \in 1 \\
 \quad \alpha_0 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 \quad \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \quad \quad \alpha_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{B_j}{\sqrt{(x_{k,j})^2 + (z_i)^2}} \right] \\
 \quad \quad \psi_1 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 \quad \quad \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \quad \quad \quad \psi_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left(\frac{x_{k,j} + \frac{\lambda}{2}}{z_i} \right) \\
 \quad \quad \psi_2 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 \quad \quad \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \quad \quad \quad \psi_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left(\frac{x_{k,j} - \frac{\lambda}{2}}{z_i} \right) \\
 \quad \quad l \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{EST} \\
 \quad \quad \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \quad \quad \quad l_{i,j} \leftarrow \frac{3}{2\pi} \cdot \left[\left[\sin(\alpha_{0,i,j}) - \frac{(\sin(\alpha_{0,i,j}))^3}{3} \right] \cdot \left[(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j}) + (\sin(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j})) \cdot (\cos(\psi_{1,i,j} + \psi_{2,i,j})) \right] \right]
 \end{array}$$

Matriz de Influencia:

$$I = \begin{pmatrix} 0.9938 & 0.003 & 0.0001 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0.6408 & 0.1541 & 0.0168 & 0.0034 & 0.001 & 0.0004 & 0.0002 & 0.0001 & 0 & 0 \\ 0.3017 & 0.1963 & 0.074 & 0.0255 & 0.0096 & 0.0041 & 0.0019 & 0.001 & 0.0005 & 0.0003 \\ 0.2077 & 0.1619 & 0.0864 & 0.0394 & 0.0178 & 0.0084 & 0.0042 & 0.0023 & 0.0013 & 0.0008 \\ 0.1556 & 0.1314 & 0.0839 & 0.0459 & 0.0238 & 0.0124 & 0.0067 & 0.0038 & 0.0022 & 0.0014 \\ 0.1127 & 0.1006 & 0.0737 & 0.0471 & 0.0282 & 0.0165 & 0.0097 & 0.0058 & 0.0036 & 0.0023 \\ 0.0924 & 0.0845 & 0.0658 & 0.0455 & 0.0293 & 0.0183 & 0.0113 & 0.0071 & 0.0045 & 0.003 \end{pmatrix}$$

DATOS DE LOS ESTRATOS

Las deformaciones de los estratos α se consideran a mediano plazo.

Deformación Volumétrica de los Estratos α_n

$$\alpha_{\text{neta}} := \begin{pmatrix} 0.011754 \\ 0.014594 \\ 0.005506 \\ 0.000715 \\ 0.003347 \\ 0.002824 \\ 0.001843 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{tonf}}$$

Profundidad media estratos compresibles

$$Z_{\text{ESTR}} = \begin{pmatrix} 9 \\ 11.7 \\ 16.325 \\ 19.475 \\ 22.31 \\ 25.89 \\ 28.32 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Profundidad Z de influencias

$$z = \begin{pmatrix} 0.5 \\ 3.2 \\ 7.825 \\ 10.975 \\ 13.81 \\ 17.39 \\ 19.82 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Cálculo de la matriz de desplazamientos Verticales (EMA) unitarios de la superficie debido a la carga $q_i = +1.00$ aplicada en el área tributaria, multiplicada por el vector de Deformación Volumétrica de cada estrato α .

$\delta_{ij} :=$ for $k \in 1..N_{DOV}$

```

 $\alpha_0 \leftarrow$  for  $i \in 1..N_{EST}$ 
  for  $j \in 1..N_{DOV}$ 
     $\alpha_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[ \frac{B_j}{\sqrt{(x_{k,j})^2 + (z_i)^2}} \right]$ 
 $\psi_1 \leftarrow$  for  $i \in 1..N_{EST}$ 
  for  $j \in 1..N_{DOV}$ 
     $\psi_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left( \frac{x_{k,j} + \frac{\lambda}{2}}{z_i} \right)$ 
 $\psi_2 \leftarrow$  for  $i \in 1..N_{EST}$ 
  for  $j \in 1..N_{DOV}$ 
     $\psi_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left( \frac{x_{k,j} - \frac{\lambda}{2}}{z_i} \right)$ 
 $l \leftarrow$  for  $i \in 1..N_{EST}$ 
  for  $j \in 1..N_{DOV}$ 
     $l_{i,j} \leftarrow \frac{3}{2\pi} \cdot \left[ \left[ \sin(\alpha_{0,i,j}) - \frac{(\sin(\alpha_{0,i,j}))^3}{3} \right] \cdot \left[ (\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j}) + (\sin(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j})) \cdot (\cos(\psi_{1,i,j} + \psi_{2,i,j})) \right] \right]$ 
 $\delta_{ij,k} \leftarrow l^T \cdot \alpha_{neta}$ 

```

$$\delta_{ij} = \begin{pmatrix} \begin{pmatrix} 0.0239 \\ 0.0044 \\ 0.0013 \\ 0.0006 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0044 \\ 0.0239 \\ 0.0044 \\ 0.0013 \\ 0.0006 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0013 \\ 0.0044 \\ 0.0239 \\ 0.0044 \\ 0.0013 \\ 0.0006 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0006 \\ 0.0013 \\ 0.0044 \\ 0.0239 \\ 0.0044 \\ 0.0013 \\ 0.0006 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0003 \\ 0.0006 \\ 0.0013 \\ 0.0044 \\ 0.0239 \\ 0.0044 \\ 0.0013 \\ 0.0006 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0006 \\ 0.0013 \\ 0.0044 \\ 0.0239 \\ 0.0044 \\ 0.0013 \\ 0.0006 \\ 0.0003 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0001 \\ 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0006 \\ 0.0013 \\ 0.0044 \\ 0.0239 \\ 0.0044 \\ 0.0013 \\ 0.0006 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.0001 \\ 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0006 \\ 0.0013 \\ 0.0044 \\ 0.0239 \\ 0.0044 \\ 0.0013 \\ 0.0006 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0 \\ 0.0001 \\ 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0006 \\ 0.0013 \\ 0.0044 \\ 0.0239 \\ 0.0044 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.0001 \\ 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0006 \\ 0.0013 \\ 0.0044 \\ 0.0239 \end{pmatrix} \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{tonf}}$$

ENSAMBLE DE LA MATRIZ EMA

EMA := for $i \in 1..N_{DOV}$

$$\left| \begin{array}{l} M1 \leftarrow \delta_{ij_{1,i}} \\ \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\ \quad EMA_{i,j} \leftarrow M1_{j,1} \end{array} \right.$$

$$EMA = \begin{pmatrix} 0.02385 & 0.00436 & 0.00133 & 0.00059 & 0.00029 & 0.00016 & 0.00009 & 0.00005 & 0.00003 & 0.00002 \\ 0.00436 & 0.02385 & 0.00436 & 0.00133 & 0.00059 & 0.00029 & 0.00016 & 0.00009 & 0.00005 & 0.00003 \\ 0.00133 & 0.00436 & 0.02385 & 0.00436 & 0.00133 & 0.00059 & 0.00029 & 0.00016 & 0.00009 & 0.00005 \\ 0.00059 & 0.00133 & 0.00436 & 0.02385 & 0.00436 & 0.00133 & 0.00059 & 0.00029 & 0.00016 & 0.00009 \\ 0.00029 & 0.00059 & 0.00133 & 0.00436 & 0.02385 & 0.00436 & 0.00133 & 0.00059 & 0.00029 & 0.00016 \\ 0.00016 & 0.00029 & 0.00059 & 0.00133 & 0.00436 & 0.02385 & 0.00436 & 0.00133 & 0.00059 & 0.00029 \\ 0.00009 & 0.00016 & 0.00029 & 0.00059 & 0.00133 & 0.00436 & 0.02385 & 0.00436 & 0.00133 & 0.00059 \\ 0.00005 & 0.00009 & 0.00016 & 0.00029 & 0.00059 & 0.00133 & 0.00436 & 0.02385 & 0.00436 & 0.00133 \\ 0.00003 & 0.00005 & 0.00009 & 0.00016 & 0.00029 & 0.00059 & 0.00133 & 0.00436 & 0.02385 & 0.00436 \\ 0.00002 & 0.00003 & 0.00005 & 0.00009 & 0.00016 & 0.00029 & 0.00059 & 0.00133 & 0.00436 & 0.02385 \end{pmatrix} \cdot \frac{m^3}{tonf}$$

De acuerdo a la actual reglamento local RCDF04 establece lo siguiente:

Los esfuerzos o deformaciones en las fronteras Suelo-Estructura necesarios para el diseño estructural de la cimentación, incluyendo presiones de contacto y empujes laterales, deberán evaluarse tomando en cuenta la rigidez y la resistencia de la estructura y del suelo de apoyo.

Adicionalmente, se establece también que deberá haber compatibilidad de deformaciones entre la estructura y el suelo de apoyo. Se acepta cualquier distribución de reacciones del suelo que satisfaga las siguientes condiciones:

1. Que exista equilibrio local y general entre las presiones de contacto y las fuerzas internas en la subestructura así como fuerzas y momentos transmitidos a ésta por la superestructura.
2. Que los hundimientos diferenciales inmediatos y diferidos sean aceptables en los términos de las normas.
3. Que las deformaciones diferenciales inmediatas y diferidas en la estructura sean aceptables en terminos de las normas.

Para el caso de cimentación Rígida el hundimiento en todos los puntos de contacto son constantes. El valor de δ_a puede calcular un promedio haciendo $\delta_a = \sum \delta_j / n$, donde δ_j es la deformación para la condición de reacción uniforme.

Peso total de la estructura incluye cimentación

$$W_T := 11329.00 \cdot \text{tonf}$$

Área de superficie de contacto

$$A_{EDIF} := A_{2B} \cdot L_{2L} = 1000 \text{ m}^2$$

$$q_W := \frac{W_T}{A_{EDIF}}$$

$$q_W = 11.329 \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

$$q_{W1} := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$$

$$q_{W1_i} \leftarrow q_W$$

Vector de esfuerzo por dovela

$$q_{W1} = \begin{pmatrix} 11.329 \\ 11.329 \\ 11.329 \\ 11.329 \\ 11.329 \\ 11.329 \\ 11.329 \\ 11.329 \\ 11.329 \\ 11.329 \end{pmatrix} \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

Se calcula la primera iteración para los asentamientos. Posteriormente se comprueba el equilibrio de bajada de cargas.

$$\delta_{a1} := EMA \cdot q_{W1}$$

$$\delta_{a1} = \begin{pmatrix} 0.348496 \\ 0.397668 \\ 0.412344 \\ 0.418437 \\ 0.420776 \\ 0.420776 \\ 0.418437 \\ 0.412344 \\ 0.397668 \\ 0.348496 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Asentamiento Total Promedio para una primera iteración

$$\delta_{TP} := \sum_{i=1}^{N_{DOV}} \left(\frac{\delta_{a1_i}}{10} \right)$$

$$\delta_{TP} = 0.3995 \text{ m}$$

Área tributaria de dovela

$$A_{TR} := A_{2B} \cdot \lambda = 100 \text{ m}^2$$

Vector de asentamientos uniformes

Cálculo de la reacción del suelo por áreas tributarias

$$\delta_{U1} := \text{for } i \in 1..N_{DOV} \quad \delta_{U1} = \begin{pmatrix} 0.3995 \\ 0.3995 \\ 0.3995 \\ 0.3995 \\ 0.3995 \\ 0.3995 \\ 0.3995 \\ 0.3995 \\ 0.3995 \\ 0.3995 \end{pmatrix} \text{ m} \quad \delta_{U1_i} \leftarrow \delta_{TP}$$

$$W_{T2} := \left(EMA^{-1} \cdot \delta_{U1} \right) \cdot (A_{TR}) \quad W_{T2} = \begin{pmatrix} 1355.66 \\ 1114.41 \\ 1086.68 \\ 1074.08 \\ 1069.67 \\ 1069.67 \\ 1074.08 \\ 1086.68 \\ 1114.41 \\ 1355.66 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$$

Reacción Total del suelo para una primera iteración

$$W_{ST2} := \sum_{i=1}^{N_{DOV}} (W_{T2_i}) \quad \boxed{W_{ST2} = 11400.99 \cdot \text{tonf}}$$

Con la reacción obtenida, se calcula el Factor de Corrección que produce las presiones sobre el suelo debido a los asentamientos previamente calculados con el objetivo para cumplir el equilibrio.

$$F_{\text{correccion}} := \frac{W_T}{W_{ST2}} \quad \boxed{F_{\text{correccion}} = 0.9937}$$

Se recalcula las reacciones del suelo con el correspondiente Factor de Corrección

$$W_{T2\text{Corr}} := \left[\left(EMA^{-1} \cdot \delta_{U1} \right) \cdot F_{\text{correccion}} \right] \cdot 100\text{m}^2 \quad W_{T2\text{Corr}} = \begin{pmatrix} 1347.1 \\ 1107.37 \\ 1079.82 \\ 1067.3 \\ 1062.91 \\ 1062.91 \\ 1067.3 \\ 1079.82 \\ 1107.37 \\ 1347.1 \end{pmatrix} \cdot \text{tonf}$$

$$W_{ST2\text{Corr}} := \sum_{i=1}^{N_{DOV}} (W_{T2\text{Corr}_i}) \quad \boxed{W_{ST2\text{Corr}} = 11329 \cdot \text{tonf}}$$

Se recalcula los asentamientos del suelo con el correspondiente Factor de Corrección

$$\delta_{\text{corr}} = \delta_{\text{TP}} \cdot F_{\text{correccion}}$$

$$\delta_{\text{TP}} = 0.3995 \text{ m} \quad F_{\text{correccion}} = 0.9937 \quad \delta_{\text{corr}} := \delta_{\text{TP}} \cdot F_{\text{correccion}}$$

$$\delta_{\text{corr}} = 0.397 \text{ m}$$

Área Tributaria por dovela

$$A_{2B} = 25 \text{ m} \quad A_{\text{DOV}} := A_{2B} \cdot \lambda$$

$$\lambda = 4 \text{ m} \quad A_{\text{DOV}} = 100 \text{ m}^2$$

Esfuerzos corregidos de cada dovela

$$q_{\text{T2Corr}} := \text{for } i \in 1..N_{\text{DOV}} \\ q_{\text{T2Corr}_i} \leftarrow \frac{W_{\text{T2Corr}_i}}{A_{\text{DOV}}}$$

$$q_{\text{T2Corr}} = \begin{pmatrix} 13.471 \\ 11.074 \\ 10.798 \\ 10.673 \\ 10.629 \\ 10.629 \\ 10.673 \\ 10.798 \\ 11.074 \\ 13.471 \end{pmatrix} \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

C.5.1.1 Revisión de la Capacidad de Carga del Suelo.

CÁLCULO DEL ESFUERZO LÍMITE EN LA ORILLA (Zeevaert 1973)

Cálculo del esfuerzo límite efectivo. Datos tomados a partir del perfil Estratigráfico.

Los esfuerzos en la orilla de la cimentación deben de examinarse para constatar la capacidad de carga local con un factor de seguridad adecuado. Para el caso de materiales finos impermeables y semi-impermeables deberá suponerse $\phi_d=0$ y utilizar la capacidad última de falla.

Número de Estratos

$$N_{\text{ESTcap}} := 7$$

$$q_{\text{adB}} = \frac{5.70 \cdot c_{\text{aB}}}{F_{\text{SB}}} + \sigma_{\text{odB}}$$

Esfuerzo Efectivo a nivel D_f

$$\sigma_{\text{odB}} := 6.065 \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Cálculo de c_{aB}
Profundidad de Estratos Compresibles
Espesor de Estratos Compresibles

$$Z_E := \begin{pmatrix} 8.50 \\ 9.575 \\ 13.8 \\ 18.925 \\ 20.00 \\ 24.50 \\ 27.24 \\ 30.40 \end{pmatrix} \cdot m \quad d_{ai} := \text{for } i \in 1..N_{ESTcap} \\ d_{ai} \leftarrow Z_{E_{i+1}} - Z_{E_i} \quad d_{ai} = \begin{pmatrix} 1.075 \\ 4.225 \\ 5.125 \\ 1.075 \\ 4.5 \\ 2.74 \\ 3.16 \end{pmatrix} m$$

Apartir del perfil Estratigráfico (Resist. Esf. Cortante)

$$q_{uB} := \begin{pmatrix} 4.6227 \\ 7.3153 \\ 7.0739 \\ 6.4215 \\ 5.0495 \\ 7.5842 \\ 8.00 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonf}}{m^2}$$

$$q_{uB_prom} = \frac{\sum q_{uB} \cdot d_{ai}}{\sum d_{ai}} \\ q_{uB_prom} := \frac{\sum_{i=1}^{N_{ESTcap}} (q_{uB_i} \cdot d_{ai})}{\sum_{i=1}^{N_{ESTcap}} d_{ai}} = 6.75 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

$$c_{aB} := \frac{q_{uB_prom}}{2} \quad \text{por lo tanto} \quad c_{aB} = 3.37 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

Factor de Seguridad considerado para q_{adm} es $FS_{ADM} = 1.50$
Esfuerzo permisible en la orilla de la Cimentación.

$$FS_B := 1.50 \quad \sigma_{odB} = 6.065 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf} \quad q_{admB} := \frac{5.70 \cdot c_{aB}}{FS_B} + \sigma_{odB} \quad q_{admB} = 18.89 \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

C.5.2 INTERACCIÓN SUELO - ESTRUCTURA DINÁMICA (ISED)

ROTACIÓN DE LA CIMENTACIÓN (RÍGIDA) MOMENTO DE VOLTEO MODELO B

ANÁLISIS DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIÓN EN LA INTERFASE DE LA ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN (BASE) Y EL SUELO

DATOS:

Ancho en Planta Número de Dovelas Número Estratos
 A2B := 25-m N_{DOV} := 10 N_{ESTa} := 7

Longitud en Planta Profundidad de Desplante Profundidad media de los estratos compresibles
 L2L := 40.00 m P_{DES} := 8.50 m

Primera y última dovela de 2.50 m

$$\lambda_a := \frac{A2B}{N_{DOV}} = 2.5\text{m}$$

$$Z_{ESTR} := \begin{pmatrix} 9.000 \\ 11.700 \\ 16.325 \\ 19.475 \\ 22.310 \\ 25.890 \\ 28.320 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$L_a := \begin{pmatrix} 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \\ 2.5 \end{pmatrix} \text{ m} \quad B_a := \begin{pmatrix} 40 \\ 40 \\ 40 \\ 40 \\ 40 \\ 40 \\ 40 \\ 40 \\ 40 \\ 40 \end{pmatrix} \text{ m} \quad B := \begin{pmatrix} 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \\ 20 \end{pmatrix} \cdot \text{m} \quad \lambda_a := \begin{pmatrix} 0 \\ 2.5 \\ 5 \\ 7.5 \\ 10 \\ 12.5 \\ 15 \\ 17.5 \\ 20 \\ 22.5 \end{pmatrix} \text{ m} \quad Y_a := \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} \text{ m} \quad z := Z_{ESTR} - P_{DES} = \begin{pmatrix} 0.5 \\ 3.2 \\ 7.825 \\ 10.975 \\ 13.81 \\ 17.39 \\ 19.82 \end{pmatrix} \text{ m}$$

Profundidad de los Estratos Compresibles

$$Z_{ESTRa} := \begin{pmatrix} 8.50 \\ 9.575 \\ 13.80 \\ 18.925 \\ 20.00 \\ 24.50 \\ 27.24 \\ 30.40 \end{pmatrix} \cdot \text{m} \quad \mu_1 := \begin{pmatrix} 269.77 \\ 364.06 \\ 378.67 \\ 1072.37 \\ 1131.76 \\ 2159.20 \\ 2174.50 \end{pmatrix} \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

Cálculo del Módulo Dinámico de Elasticidad

$$Med_i = \frac{1}{3\mu}$$

$$Med_i := \text{for } i \in 1..N_{ESTa} = \begin{pmatrix} 0.00123562 \\ 0.0009156 \\ 0.00088027 \\ 0.00031084 \\ 0.00029453 \\ 0.00015438 \\ 0.00015329 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{m}^2}{\text{tonf}}$$

$$Med_i \leftarrow \frac{1}{3 \cdot \mu_{1i}}$$

El efecto dinámico vertical a la elevación del desplante de la cimentación inducido por el sismo requiere del conocimiento de la deformación de los estratos del subsuelo relacionado con el módulo de rigidez dinámica del suelo.

Espesor de Estratos Compresibles

$$d_{ai} := \text{for } i \in 1..N_{ESTa}$$

$$d_{ai} \leftarrow Z_{ESTRa_{i+1}} - Z_{ESTRa_i}$$

$$d_{ai} = \begin{pmatrix} 1.075 \\ 4.225 \\ 5.125 \\ 1.075 \\ 4.5 \\ 2.74 \\ 3.16 \end{pmatrix} \cdot m$$

Módulo de Deformación Volumétrica (compresión) Dinámica α_d

$$\alpha_d := \text{for } i \in 1..N_{ESTa}$$

$$\alpha_{d_i} \leftarrow Med_{i_i} \cdot d_{ai}$$

$$\alpha_d = \begin{pmatrix} 0.00133 \\ 0.00387 \\ 0.00451 \\ 0.00033 \\ 0.00133 \\ 0.00042 \\ 0.00048 \end{pmatrix} \cdot \frac{m^3}{\text{tonf}}$$

Área de las Dovelas

$$a_{ai} := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$$

$$a_{ai} \leftarrow L_{a_i} \cdot B_{a_i}$$

$$a_{ai} = \begin{pmatrix} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{pmatrix} m^2$$

Cálculo de los Centroides de las Dovelas Transversales

$$x_{ac} := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$$

$$x_{c_i} \leftarrow X_{a_i} + \frac{L_{a_i}}{2}$$

$$x_{ac} = \begin{pmatrix} 1.25 \\ 3.75 \\ 6.25 \\ 8.75 \\ 11.25 \\ 13.75 \\ 16.25 \\ 18.75 \\ 21.25 \\ 23.75 \end{pmatrix} m$$

Coordenadas Geométricas de dovelas

$$x_a := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$$

$$\text{for } j \in 1..N_{DOV}$$

$$x_{a_{i,j}} \leftarrow x_{ac_j} - x_{ac_i}$$

$$x_a = \begin{pmatrix} 0 & 2.5 & 5 & 7.5 & 10 & 12.5 & 15 & 17.5 & 20 & 22.5 \\ -2.5 & 0 & 2.5 & 5 & 7.5 & 10 & 12.5 & 15 & 17.5 & 20 \\ -5 & -2.5 & 0 & 2.5 & 5 & 7.5 & 10 & 12.5 & 15 & 17.5 \\ -7.5 & -5 & -2.5 & 0 & 2.5 & 5 & 7.5 & 10 & 12.5 & 15 \\ -10 & -7.5 & -5 & -2.5 & 0 & 2.5 & 5 & 7.5 & 10 & 12.5 \\ -12.5 & -10 & -7.5 & -5 & -2.5 & 0 & 2.5 & 5 & 7.5 & 10 \\ -15 & -12.5 & -10 & -7.5 & -5 & -2.5 & 0 & 2.5 & 5 & 7.5 \\ -17.5 & -15 & -12.5 & -10 & -7.5 & -5 & -2.5 & 0 & 2.5 & 5 \\ -20 & -17.5 & -15 & -12.5 & -10 & -7.5 & -5 & -2.5 & 0 & 2.5 \\ -22.5 & -20 & -17.5 & -15 & -12.5 & -10 & -7.5 & -5 & -2.5 & 0 \end{pmatrix} m$$

Cálculo de la Matriz de asentamientos debido al ESFUERZO UNITARIO con una CARGA UNITARIA SUPERFICIAL $q_i = +1.00$.

Utilizando el Módulo de Deformación Volumétrica Dinámica de cada estrato. Estos valores se obtienen con un valor de $\chi = 3.00$ (Boussinesq). Se define para $\chi = 3.00$, suelo homogéneo e isótropo.

$\delta a_{ij} :=$ for $k \in 1..N_{DOV}$

$$\begin{array}{l}
 \alpha_0 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{ESTa} \\
 \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \quad \alpha_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{B_j}{\sqrt{(x_{a_{k,j}})^2 + (z_i)^2}} \right] \\
 \psi_1 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{ESTa} \\
 \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \quad \psi_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left(\frac{x_{a_{k,j}} + \frac{\lambda_a}{2}}{z_i} \right) \\
 \psi_2 \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{ESTa} \\
 \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \quad \psi_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left(\frac{x_{a_{k,j}} - \frac{\lambda_a}{2}}{z_i} \right) \\
 l_a \leftarrow \text{for } i \in 1..N_{ESTa} \\
 \quad \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\
 \quad \quad l_{a,i,j} \leftarrow \frac{3}{2 \cdot \pi} \cdot \left[\sin(\alpha_{0,i,j}) - \frac{(\sin(\alpha_{0,i,j}))^3}{3} \right] \cdot \left[(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j}) + (\sin(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j})) \cdot (\cos(\psi_{1,i,j} + \psi_{2,i,j})) \right] \\
 \delta a_{ij,1,k} \leftarrow l_a^T \cdot \alpha_d
 \end{array}$$

$$\delta a_{ij} = \begin{bmatrix}
 \begin{pmatrix} 0.0042 \\ 0.0018 \\ 0.0008 \\ 0.0005 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0018 \\ 0.0042 \\ 0.0018 \\ 0.0008 \\ 0.0005 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0008 \\ 0.0018 \\ 0.0042 \\ 0.0018 \\ 0.0008 \\ 0.0005 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0005 \\ 0.0008 \\ 0.0018 \\ 0.0042 \\ 0.0018 \\ 0.0008 \\ 0.0005 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \\ 0.0001 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0003 \\ 0.0005 \\ 0.0008 \\ 0.0018 \\ 0.0042 \\ 0.0018 \\ 0.0008 \\ 0.0005 \\ 0.0003 \\ 0.0002 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0005 \\ 0.0008 \\ 0.0018 \\ 0.0042 \\ 0.0018 \\ 0.0008 \\ 0.0005 \\ 0.0003 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0001 \\ 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0005 \\ 0.0008 \\ 0.0018 \\ 0.0042 \\ 0.0018 \\ 0.0008 \\ 0.0005 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0005 \\ 0.0008 \\ 0.0018 \\ 0.0042 \\ 0.0018 \\ 0.0008 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0005 \\ 0.0008 \\ 0.0018 \\ 0.0042 \\ 0.0018 \end{pmatrix} &
 \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0.0001 \\ 0.0001 \\ 0.0002 \\ 0.0003 \\ 0.0005 \\ 0.0008 \\ 0.0018 \\ 0.0042 \end{pmatrix}
 \end{bmatrix} \cdot \frac{m^3}{ton}$$

Ensamble de la Matriz EMAS.

La matriz columnar de desplazamientos se calcula multiplicando la matriz traspuesta de los coeficientes formada por los desplazamientos unitarios δ_{ij} , por la matriz columnar de las reacciones en las áreas tributarias 1 a n, obteniéndose la *Ecuación Matricial de Desplazamientos Verticales para el caso de movimiento sísmico (EMAS)*.

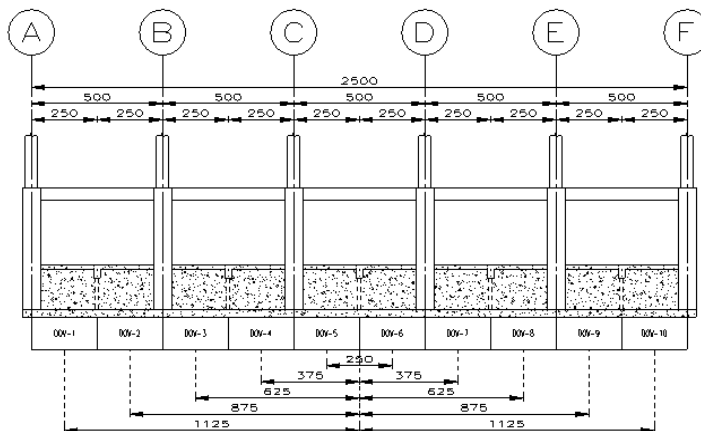
$$\text{EMAS} := \text{for } i \in 1..N_{DOV}$$

$$\left| \begin{array}{l} M2 \leftarrow \delta_{ij,1,i} \\ \text{for } j \in 1..N_{DOV} \\ \text{EMAS}_{i,j} \leftarrow M2_{j,1} \end{array} \right.$$

$$\text{EMAS} = \begin{pmatrix} 0.0042 & 0.0018 & 0.0008 & 0.0005 & 0.0003 & 0.0002 & 0.0001 & 0.0001 & 0 & 0 \\ 0.0018 & 0.0042 & 0.0018 & 0.0008 & 0.0005 & 0.0003 & 0.0002 & 0.0001 & 0.0001 & 0 \\ 0.0008 & 0.0018 & 0.0042 & 0.0018 & 0.0008 & 0.0005 & 0.0003 & 0.0002 & 0.0001 & 0.0001 \\ 0.0005 & 0.0008 & 0.0018 & 0.0042 & 0.0018 & 0.0008 & 0.0005 & 0.0003 & 0.0002 & 0.0001 \\ 0.0003 & 0.0005 & 0.0008 & 0.0018 & 0.0042 & 0.0018 & 0.0008 & 0.0005 & 0.0003 & 0.0002 \\ 0.0002 & 0.0003 & 0.0005 & 0.0008 & 0.0018 & 0.0042 & 0.0018 & 0.0008 & 0.0005 & 0.0003 \\ 0.0001 & 0.0002 & 0.0003 & 0.0005 & 0.0008 & 0.0018 & 0.0042 & 0.0018 & 0.0008 & 0.0005 \\ 0.0001 & 0.0001 & 0.0002 & 0.0003 & 0.0005 & 0.0008 & 0.0018 & 0.0042 & 0.0018 & 0.0008 \\ 0 & 0.0001 & 0.0001 & 0.0002 & 0.0003 & 0.0005 & 0.0008 & 0.0018 & 0.0042 & 0.0018 \\ 0 & 0 & 0.0001 & 0.0001 & 0.0002 & 0.0003 & 0.0005 & 0.0008 & 0.0018 & 0.0042 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{tonf}}$$

De esta manera se obtienen la distribución de Esfuerzos en el suelo producto de las fuerzas sísmicas.

$$(\delta_{ij}) \cdot \left| \frac{\Delta q}{\theta} \right| = |x_i|$$



Cálculo de Momento de volteo en la Base:

$$EMAS^{-1} = \begin{pmatrix} 291.19 & -121.71 & -4.08 & -4.18 & -1.78 & -0.99 & -0.6 & -0.39 & -0.26 & -0.26 \\ -121.71 & 342.05 & -120 & -2.34 & -3.43 & -1.37 & -0.74 & -0.44 & -0.28 & -0.26 \\ -4.08 & -120 & 342.11 & -119.94 & -2.31 & -3.42 & -1.36 & -0.74 & -0.44 & -0.39 \\ -4.18 & -2.34 & -119.94 & 342.17 & -119.92 & -2.3 & -3.41 & -1.36 & -0.74 & -0.6 \\ -1.78 & -3.43 & -2.31 & -119.92 & 342.18 & -119.91 & -2.3 & -3.42 & -1.37 & -0.99 \\ -0.99 & -1.37 & -3.42 & -2.3 & -119.91 & 342.18 & -119.92 & -2.31 & -3.43 & -1.78 \\ -0.6 & -0.74 & -1.36 & -3.41 & -2.3 & -119.92 & 342.17 & -119.94 & -2.34 & -4.18 \\ -0.39 & -0.44 & -0.74 & -1.36 & -3.42 & -2.31 & -119.94 & 342.11 & -120 & -4.08 \\ -0.26 & -0.28 & -0.44 & -0.74 & -1.37 & -3.43 & -2.34 & -120 & 342.05 & -121.71 \\ -0.26 & -0.26 & -0.39 & -0.6 & -0.99 & -1.78 & -4.18 & -4.08 & -121.71 & 291.19 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^3}$$

Distancia a centroide de cada dovela

Áreas tributaria en la base

$$x_j := \begin{pmatrix} -11.25 \\ -8.75 \\ -6.25 \\ -3.75 \\ -1.25 \\ 1.25 \\ 3.75 \\ 6.25 \\ 8.75 \\ 11.25 \end{pmatrix} \text{ m}$$

$$EMAS^{-1} \cdot x_j = \begin{pmatrix} -2178.714 \\ -873.458 \\ -611.895 \\ -353.639 \\ -116.522 \\ 116.522 \\ 353.639 \\ 611.895 \\ 873.458 \\ 2178.714 \end{pmatrix} \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

$$a_{ai} = \begin{pmatrix} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{pmatrix} \text{ m}^2$$

$$\Delta q_{i_\theta} := EMAS^{-1} \cdot x_j$$

$$0_{TB_\theta} := \sum_{i=1}^{N_{DOV}} (\Delta q_{i_\theta} \cdot x_{j_i} \cdot a_{ai}) = 7.49 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

$$K_{\theta B} := 0_{TB_\theta} = 7.49 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{tonf} \cdot \frac{1}{\text{rad}}$$

ANÁLISIS DE COMPATIBILIDAD DE DEFORMACIÓN EN LA INTERFASE DE LA ESTRUCTURA DE CIMENTACIÓN (MURO) Y EL SUELO

Para determinar el valor de $K_{\theta W}$, se puede considerar en forma aproximada que la reacción sobre el muro, se distribuye de manera uniforme cuando el muro gira en un plano comprimiendo al suelo en sentido horizontal.

Cálculo para formar la Matriz de Desplazamientos Horizontales Unitarios debido a fuerzas sísmicas HEMAS:

DATOS:

Profundidad Media z_i de los Estratos en la parte del Muro Radio del Muro Espesor del Estrato Número de Estratos

$$z_{HW} := \begin{pmatrix} 7.4375 \\ 5.3125 \\ 3.1875 \\ 1.0625 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$r_0 := \frac{40.00}{2} \cdot \text{m}$$

$$\lambda_h := \begin{pmatrix} 2.125 \\ 2.125 \\ 2.125 \\ 2.125 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$\text{NUM}_{\text{ESTR}} := 4$$

Longitud de Influencia

Número de Dovelas

Ancho de Dovela

Módulo de rigidez del suelo

$$\text{NUM}_{\text{DOV}} := 10$$

$$\Delta x := 1.00\text{m}$$

$$E_{\text{estratos}} := \begin{pmatrix} 1500 \\ 800 \\ 800 \\ 268.46 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{tonf}}{\text{m}^2}$$

$$x := \begin{pmatrix} 0.5 \\ 1.5 \\ 2.5 \\ 3.5 \\ 4.5 \\ 5.5 \\ 6.5 \\ 7.5 \\ 8.5 \\ 9.5 \end{pmatrix} \text{m}$$

Área tributaria del Muro lado Longitudinal

Profundidad Media z_i para el cálculo de Influencias

$$A_{\text{TH}} := 2r_0 \cdot \lambda_h$$

$$A_{\text{TH}} = \begin{pmatrix} 85 \\ 85 \\ 85 \\ 85 \end{pmatrix} \text{m}^2$$

$$z_{\text{HW2}} := \begin{pmatrix} 1.0625 \\ 3.1875 \\ 5.3125 \\ 7.4375 \end{pmatrix} \cdot \text{m}$$

M_{eH} es el Módulo Elástico de Deformación unitaria en sentido horizontal del suelo en contacto con el muro.

Deformación dinámica elástica unitaria del estrato N.

$$M_{eH} := \text{for } i \in 1..NUM_{ESTR} \quad M_{eH} = \begin{pmatrix} 0.00000002 \\ 0.00000005 \\ 0.00000005 \\ 0.00000014 \end{pmatrix} \frac{1}{Pa} \quad \alpha_{eH} := \text{for } i \in 1..NUM_{ESTR} \quad \alpha_{eH} = \begin{pmatrix} 0.00022222 \\ 0.00041667 \\ 0.00041667 \\ 0.00124165 \end{pmatrix} \cdot \frac{m^3}{tonf}$$

$$M_{eH_i} \leftarrow \frac{1}{3 \cdot \mu_{estratos_i}} \quad \alpha_{eH_i} \leftarrow M_{eH_i} \cdot (\Delta x)$$

Cálculo de la Matriz de Influencia en sentido Horizontal debido al esfuerzo unitario en cada dovela. Se utiliza el procedimiento basado en la imagen de cargas con respecto a la superficie libre de la masa semi-infinita (Dr. Leonardo Zevaert).

Los argumentos angulares son:

$$\alpha_0 \leftarrow \text{atan} \left[\frac{r_0}{\sqrt{(z_{HW,i} - z_{HW,j})^2 + x^2}} \right]$$

$$\alpha'_0 \leftarrow \text{atan} \left[\frac{r_0}{\sqrt{(z_{HW,i} + z_{HW,j})^2 + x^2}} \right]$$

$$\psi_1 \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW,i} - z_{HW,j}) + \frac{\lambda_h}{2}}{x} \right]$$

$$\psi'_1 \leftarrow \text{atan} \left[\frac{z_{HW,i} + z_{HW,j} + \frac{\lambda_h}{2}}{x} \right]$$

$$\psi_2 \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW,i} - z_j) - \frac{\lambda_h}{2}}{x} \right]$$

$$\psi'_2 \leftarrow \text{atan} \left[\frac{z_{HW,i} + z_{HW,j} - \frac{\lambda_h}{2}}{x} \right]$$

Cálculo de la Matriz de Influencia en sentido Horizontal debido al esfuerzo unitario en cada dovela.

$$\begin{aligned}
 & l_{ijH} := \text{for } k \in 1..NUM_{ESTR} \\
 & \quad \alpha_0 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\
 & \quad \quad \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\
 & \quad \quad \quad \alpha_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{r_0}{\sqrt{(z_{HW2_k} - z_{HW2_j})^2 + (x_i)^2}} \right] \\
 & \quad \psi_1 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\
 & \quad \quad \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\
 & \quad \quad \quad \psi_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} - z_{HW2_j}) + \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right] \\
 & \quad \psi_2 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\
 & \quad \quad \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\
 & \quad \quad \quad \psi_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} - z_{HW2_j}) - \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right] \\
 & \quad \alpha'_0 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\
 & \quad \quad \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\
 & \quad \quad \quad \alpha'_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{r_0}{\sqrt{(z_{HW2_k} + z_{HW2_j})^2 + (x_i)^2}} \right] \\
 & \quad \psi'_1 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\
 & \quad \quad \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\
 & \quad \quad \quad \psi'_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} + z_{HW2_j}) + \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right] \\
 & \quad \psi'_2 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\
 & \quad \quad \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\
 & \quad \quad \quad \psi'_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} + z_{HW2_j}) - \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right]
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{l}
 l_{ij,1,k} \leftarrow \begin{array}{l} \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\ \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\ l_{j,i} \leftarrow \frac{3}{2 \cdot \pi} \cdot \left[\sin(\alpha_{0,i,j}) - \frac{(\sin(\alpha_{0,i,j}))^3}{3} \right] \cdot \left[(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j}) + (\sin(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j})) \cdot (\cos(\psi_{1,i,j} + \psi_{2,i,j})) \right] \\ \text{for } i \in 1..NUM_{ESTR} \\ \text{Suma}_{i,1} \leftarrow \left[\sum_{j=1}^{NUM_{DOV}} (l_{i,j}) \right] \end{array}
 \end{array}$$

$$l_{ijH} = \begin{bmatrix} \begin{pmatrix} 5.2486 \\ 2.2437 \\ 1.0681 \\ 0.5534 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 2.2437 \\ 4.0729 \\ 1.729 \\ 0.8163 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 1.0681 \\ 1.729 \\ 3.8212 \\ 1.5994 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.5534 \\ 0.8163 \\ 1.5994 \\ 3.7515 \end{pmatrix} \end{bmatrix}$$

Ensamble de la matriz HEMAS. Utilizando el Módulo de Deformación Volumétrica (horizontal) Dinámica.

$$\delta_{ijH} := \text{for } k \in 1..NUM_{ESTR}$$

$$\alpha_0 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR}$$

$$\text{for } i \in 1..NUM_{DOV}$$

$$\alpha_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{r_0}{\sqrt{(z_{HW2_k} - z_{HW2_j})^2 + (x_i)^2}} \right]$$

$$\psi_1 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR}$$

$$\text{for } i \in 1..NUM_{DOV}$$

$$\psi_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} - z_{HW2_j}) + \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right]$$

$$\psi_2 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR}$$

$$\text{for } i \in 1..NUM_{DOV}$$

$$\psi_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} - z_{HW2_j}) - \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right]$$

$$\alpha'_0 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR}$$

$$\text{for } i \in 1..NUM_{DOV}$$

$$\alpha'_{0,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{r_0}{\sqrt{(z_{HW2_k} + z_{HW2_j})^2 + (x_i)^2}} \right]$$

$$\psi'_1 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR}$$

$$\text{for } i \in 1..NUM_{DOV}$$

$$\psi'_{1,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} + z_{HW2_j}) + \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right]$$

$$\psi'_2 \leftarrow \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR}$$

$$\text{for } i \in 1..NUM_{DOV}$$

$$\psi'_{2,i,j} \leftarrow \text{atan} \left[\frac{(z_{HW2_k} + z_{HW2_j}) - \frac{\lambda_{h_j}}{2}}{x_i} \right]$$

$$\left. \begin{array}{l} l_{ij,1,k} \leftarrow \\ \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\ \text{for } i \in 1..NUM_{DOV} \\ l_{j,i} \leftarrow \frac{3}{2 \cdot \pi} \cdot \left[\sin(\alpha_{0,i,j}) - \frac{(\sin(\alpha_{0,i,j}))^3}{3} \right] \cdot \left[(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j}) + (\sin(\psi_{1,i,j} - \psi_{2,i,j})) \cdot (\cos(\psi_{1,i,j} + \psi_{2,i,j})) \right] \\ \text{for } i \in 1..NUM_{ESTR} \\ \text{Suma}_{i,1} \leftarrow \left[\sum_{j=1}^{NUM_{DOV}} (l_{j,i}) \right] \cdot \alpha_{eH_i} \end{array} \right\}$$

$$\delta_{ijH} = \begin{bmatrix} \begin{pmatrix} 0.001166 \\ 0.000935 \\ 0.000445 \\ 0.000687 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.000499 \\ 0.001697 \\ 0.00072 \\ 0.001014 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.000237 \\ 0.00072 \\ 0.001592 \\ 0.001986 \end{pmatrix} & \begin{pmatrix} 0.000123 \\ 0.00034 \\ 0.000666 \\ 0.004658 \end{pmatrix} \end{bmatrix} \cdot \frac{m^3}{\text{tonf}}$$

Se transpone la matriz de desplazamientos horizontales para finalmente obtener la matriz HEMAS

$$\left. \begin{array}{l} \text{HEMAS} := \text{for } i \in 1..NUM_{ESTR} \\ M1 \leftarrow \delta_{ijH}_{1,i} \\ \text{for } j \in 1..NUM_{ESTR} \\ \text{HEMAS}_{j,i} \leftarrow M1_{j,1} \end{array} \right\} \quad \text{HEMAS} = \begin{pmatrix} 1.17 \times 10^{-3} & 4.99 \times 10^{-4} & 2.37 \times 10^{-4} & 1.23 \times 10^{-4} \\ 9.35 \times 10^{-4} & 1.7 \times 10^{-3} & 7.2 \times 10^{-4} & 3.4 \times 10^{-4} \\ 4.45 \times 10^{-4} & 7.2 \times 10^{-4} & 1.59 \times 10^{-3} & 6.66 \times 10^{-4} \\ 6.87 \times 10^{-4} & 1.01 \times 10^{-3} & 1.99 \times 10^{-3} & 4.66 \times 10^{-3} \end{pmatrix} \cdot \frac{m^3}{\text{tonf}}$$

Por consiguiente y resolviendo el sistema de ecuaciones

$$\Delta Ph_{i_0} := \text{HEMAS}^{-1} \cdot z_{HW} = \begin{pmatrix} 6590.5 \\ -675.8 \\ 871.02 \\ -968.39 \end{pmatrix} \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

Los valores negativos no pueden presentarse debido a que no puede existir tracción entre el muro y el suelo. Por consiguiente, únicamente los estratos 1 y 3 tomarán el giro del muro. Para encontrar este efecto se recalcula de la siguiente forma:

$$\text{HEMAS}_2 := \begin{pmatrix} 0.001166 & 0.000237 \\ 0.000445 & 0.001592 \end{pmatrix} \cdot \frac{\text{m}^3}{\text{tonf}}$$

$$z_{\text{HW3}} := \begin{pmatrix} 7.4375 \\ 3.1875 \end{pmatrix} \cdot \text{m}$$

$$A_{\text{TH2}} := \begin{pmatrix} 85 \\ 85 \end{pmatrix} \cdot \text{m}^2$$

$$\Delta\text{Ph}_{i_02} := \text{HEMAS}_2^{-1} \cdot z_{\text{HW3}} = \begin{pmatrix} 6331.4 \\ 232.43 \end{pmatrix} \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

$$\text{NUM}_{\text{ESTR2}} := 2$$

$$K_{\theta W} := \sum_{i=1}^{\text{NUM}_{\text{ESTR2}}} [(\Delta\text{Ph}_{i_02})_i \cdot (A_{\text{TH2}})_i \cdot (z_{\text{HW3}})_i] = 4.07 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{tonf} \cdot \frac{1}{\text{rad}}$$

Módulos dinámicos de cimentación

$$K_{\theta W} = 4.07 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{tonf} \cdot \frac{1}{\text{rad}} \quad K_{\theta B} = 7.49 \times 10^6 \text{ m} \cdot \text{tonf} \cdot \frac{1}{\text{rad}}$$

Módulo total por rotación es

$$K_{\theta} := K_{\theta B} + K_{\theta W}$$

$$K_{\theta} = 1.16 \times 10^7 \text{ m} \cdot \text{tonf} \cdot \frac{1}{\text{rad}}$$

CÁLCULO DEL PERÍODO ROTACIONAL T_{θ} DEL CAJÓN DE CIMENTACIÓN

Peso total de la estructura incluye cimentación

$$W_T := 12250.00 \text{ tonf}$$

Aceleración gravitacional

$$a_g := 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2}$$

Masa Total

$$\text{masa} := \frac{W_T}{a_g} \quad \text{masa} = 1.11 \times 10^7 \text{ kg}$$

Altura del centro de masa del edificio

$$h_m := 15.36 \text{ m}$$

$$T_{\theta} := 2 \cdot \pi \cdot h_m \cdot \sqrt{\frac{\text{masa}}{K_{\theta}}}$$

$$T_{\theta} = 1.003 \text{ s}$$

CÁLCULO DEL PERÍODO ACOPLADO T_0

Período Fundamental del Edificio

$$T_n := 0.720 \cdot s$$

Período rotacional T_θ del cajón de cimentación

$$T_\theta = 1.003 \text{ s}$$

$$T_0 := \sqrt{T_n^2 + T_\theta^2} \quad T_0 = 1.2349 \text{ s}$$

CÁLCULO DEL AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO EQUIVALENTE

$$\xi_0 = \sqrt{1 - g_0}$$

% AMORTIGUAMIENTOS

Estructura $\xi_n := 0.05$ $g_n := (1 - \xi_n^2)$ $g_n = 0.9975$

Suelo $\xi_\theta := 0.15$ $g_\theta := (1 - \xi_\theta^2)$ $g_\theta = 0.9775$

$$g_0 := \frac{g_n \cdot g_\theta \cdot T_0^2}{g_n \cdot T_\theta^2 + g_\theta \cdot T_n^2} \quad g_0 = 0.9842$$

$$\xi_0 := \sqrt{1 - g_0}$$

$$\xi_0 = 0.13$$

Relación de períodos $\frac{T_0}{T_s}$

T_s Período Dominante del Subsuelo obtenido por el método del Dr. Zeevaert

$$T_s := 1.8469 \cdot s$$

T_0 PERÍODO ACOPLADO ESTRUCTURA CIMENTACIÓN

$$T_0 = 1.2349 \text{ s}$$

Por lo tanto $\frac{T_0}{T_s} = 0.6686$ y conociendo el amortiguamiento equivalente $\xi_0 = 0.13$

Entrando al Espectro de Diseño, Figura A.C.1 se obtiene un Factor de Amplificación f_a

$$F_{amp} := 2.1803$$

CÁLCULO DE LA FUERZA EN EL CENTRO DE MASA

$$V_m = F_{amp} \cdot masa \cdot a_M$$

a_{Md} Aceleración Máxima de la superficie del suelo a nivel de desplante -8.50 m. Figura A.3.

$$a_{Md} := 0.8434 \cdot \frac{m}{s^2}$$

$$V_m := F_{amp} \cdot masa \cdot a_{Md}$$

$$V_m = 2296.24 \cdot \text{tonf}$$

CÁLCULO DEL MOMENTO DE VOLTEO O_T

$$O_T := V_m \cdot h_m$$

$$O_T = 3.53 \times 10^4 \cdot \text{m} \cdot \text{tonf}$$

CÁLCULO DEL GIRO MÁXIMO DE LA CIMENTACIÓN

$$\theta := \frac{O_T}{K_\theta} \quad \theta = 0.00305 \cdot \text{rad}$$

CONOCIENDO EL GIRO θ SE CALCULAN LOS ESFUERZOS DE CONTACTO CONTRA LA CIMENTACIÓN

INCREMENTO DE PRESIONES SÍSMICAS SOBRE EL MURO

$$\Delta P_i = (\Delta Ph_{i_\theta}) \cdot \theta$$

Apartir del comportamiento Dinámico del Muro se obtuvo

$$\Delta Ph_{i_\theta 2} = \left(\begin{array}{c} 6331.4 \\ 232.43 \end{array} \right) \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

Del cálculo del giro de la cimentación

$$\theta = 0.00305 \cdot \text{rad}$$

$$\Delta P_i := (\Delta Ph_{i_\theta 2}) \cdot \theta$$

$$\Delta P_i = \left(\begin{array}{c} 19.325 \\ 0.709 \end{array} \right) \frac{1}{m^2} \cdot \text{tonf}$$

EL INCREMENTO DE ESFUERZOS EN LA BASE

$$\Delta q_i = (\Delta q_{i_ \theta}) \cdot \theta$$

El valor del giro $\theta = 3.052 \times 10^{-3} \cdot \text{rad}$

Apartir del comportamiento Dinámico de la BASE se obtuvo

$$\Delta q_{i_ \theta} = \begin{pmatrix} -2178.71 \\ -873.46 \\ -611.89 \\ -353.64 \\ -116.52 \\ 116.52 \\ 353.64 \\ 611.89 \\ 873.46 \\ 2178.71 \end{pmatrix} \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

Por lo tanto

$$\Delta q_i := (\Delta q_{i_ \theta}) \cdot \theta$$

$$\Delta q_i = \begin{pmatrix} -6.65 \\ -2.67 \\ -1.87 \\ -1.08 \\ -0.36 \\ 0.36 \\ 1.08 \\ 1.87 \\ 2.67 \\ 6.65 \end{pmatrix} \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \text{tonf}$$

VERIFICACIÓN

MOMENTO DE VOLTEO EN LOS MUROS O_{TW}

Área tributaria

Profundidad Media Z

$$A_{TH2} = \begin{pmatrix} 85 \\ 85 \end{pmatrix} \text{m}^2$$

$$z_{HW3} = \begin{pmatrix} 7.4375 \\ 3.1875 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$O_{TWV} := \sum_{i=1}^{NUM_{ESTR2}} [(\Delta P_{i_j}) \cdot (A_{THi}) \cdot (z_{HWi})]$$

$$O_{TWV} = 1.25 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

MOMENTO DE VOLTEO EN LA BASE O_{TB}

Distancia a centroide de cada dovela

Área tributaria de la base

$$x_j = \begin{pmatrix} -11.25 \\ -8.75 \\ -6.25 \\ -3.75 \\ -1.25 \\ 1.25 \\ 3.75 \\ 6.25 \\ 8.75 \\ 11.25 \end{pmatrix} \text{m}$$

$$a_{ai} = \begin{pmatrix} 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \\ 100 \end{pmatrix} \text{m}^2$$

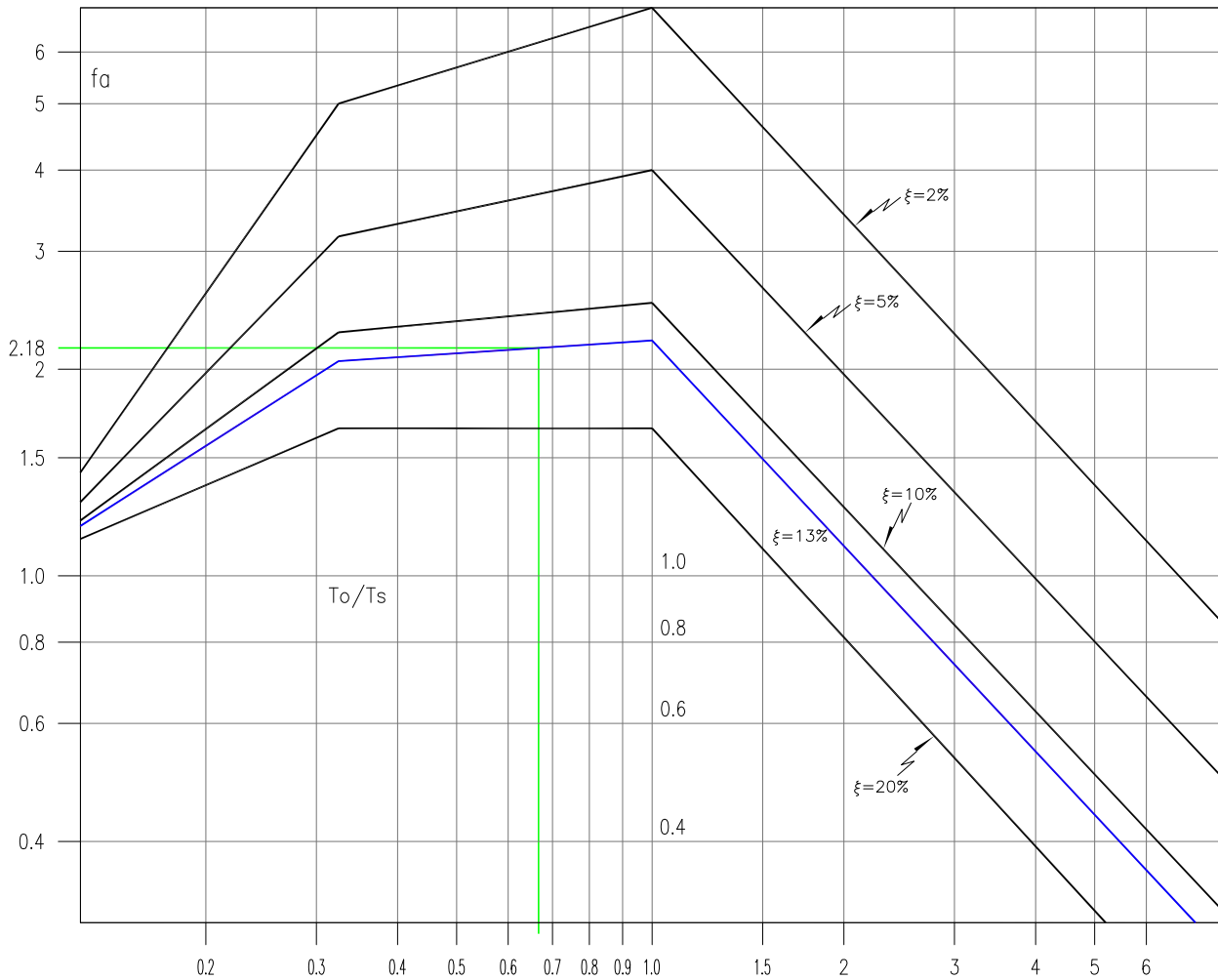
$$O_{TBV} := \sum_{i=1}^{N_{DOV}} (\Delta q_{i_j} \cdot x_{j_i} \cdot a_{ai})$$

$$O_{TBV} = 2.29 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$

$$O_{Tverificado} := O_{TWV} + O_{TBV}$$

$$O_{Tverificado} = 3.54 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{tonf} \quad \text{CUMPLE}$$

$$O_T = 3.53 \times 10^4 \text{ m} \cdot \text{tonf}$$



NOTAS
 $T_o/T_s=0.6686$
 ξ AMORTIGUAMIENTO CRÍTICO EQUIVALENTE 0.13
 f_a FACTOR DE AMPLIFICACIÓN

FIG. A.C.1 ESPECTRO ENVOLVENTE PARA DISEÑO SÍSMICO, MODELO B

 TESIS PROFESIONAL FACULTAD DE INGENIERÍA POSGRADO EN INGENIERÍA CIVIL			
COMPORTAMIENTO ESTÁTICO Y DINÁMICO DE LA CIMENTACIÓN DE UN EDIFICIO VARIANDO LA PROFUNDIDAD DE DESPLANTE.			
presento:		JOSÉ ÁNGEL TORRES GÓMEZ	
director de tesis:		M. en I. GERMAN LÓPEZ RINCÓN	
concepto:	aprobó:	archivo:	revisó:
INTERACCIÓN DINÁMICA	GLV/JAT	LAPEN...ISE	S/E
dibujo:	fecha:	figura:	
FACTOR DE AMPLIFICACIÓN f_a , MODELO B	JUNIO 2018	A.C.1	