



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

EFEECTO DE LA INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA EN EL DISEÑO DE UN EDIFICIO DE CONCRETO REFORZADO DE 6 NIVELES CON DUCTILIDAD BAJA, UBICADO EN ZONA II, DEDICADO A OFICINAS, APLICANDO LAS NTC-2017 DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DE LA CIUDAD DE MÉXICO

T E S I N A

Que para obtener el título de

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

P R E S E N T A

VÍCTOR GABRIEL AMEZCUA ORTÍZ

DIRECTOR DE TESINA

DR. ARMANDO RAFAEL HERMOSILLO ARTEAGA



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2021

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería, por brindarme la mejor educación y formación profesional que pude haber tenido.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología (CONACYT) por brindarme la beca de apoyo económico a lo largo de estos 12 meses de especialización y mantenerme siempre motivado de dar lo mejor de mí.

A mis padres Victorina y Antonio, gracias a ellos he logrado llegar hasta el lugar en el que hoy me encuentro, por ellos soy la calidad de persona que represento, gracias por siempre creer en mí, por su apoyo y cariño incondicional. Mis logros y triunfos también son de ustedes, los amo.

A mis hermanos Liliana y Luis, han sido un ejemplo y motivación de lograr mis metas, sé que puedo contar con ustedes, éxito para ambos, los quiero.

A mis amigos geólogos y colados: Ángel, Diana, Memo, Alana, Brenda, Luis, David y todos los gordos por ser una parte fundamental a lo largo de este proceso de aprendizaje, porque gracias a ustedes disfruté demasiado mi universidad. Además de demostrarme que son una calidad de personas excelente.

A mis amigos civiles Andy, Rox, Angie, Dani, Julio y demás colegas, por su apoyo en la licenciatura, por las risas y amenidades durante la universidad, nada hubiera sido igual sino los hubiera tenido ahí conmigo.

A mi director de tesina el Dr. Armando Rafael Herмосillo Arteaga y al M.I Héctor Sanginés García, por llevarme de la mano a lo largo del desarrollo de mi tesina, por brindarme sus conocimientos, pero sobre todo, su tiempo, paciencia y confianza.

Un especial agradecimiento a Diana Ortega, por su compañía a lo largo de esta etapa, por su cariño, por sus consejos y por las palabras de aliento que me ayudaron cuando estaba a punto de desistir, gracias por creer en mí y por ser una gran motivación. Te quiero mucho.

RESUMEN

El desempeño no satisfactorio de algunas estructuras diseñadas conforme a reglamentos anteriores sobre diseño sísmico ha sido un tema de gran importancia en los últimos años. Debido a las grandes pérdidas humanas y económicas derivadas de eventos sísmicos, se han formulado metodologías de diseño basadas en el control de la respuesta dinámica de las estructuras, entre ellas aquellas que consideran la interacción suelo-estructura.

En este trabajo se describen los diferentes puntos a considerar para diseñar una estructura según sus condiciones de servicio y de acuerdo a su interacción con el tipo de suelo sobre el cual se sustenta, atendiendo las necesidades del proyecto y cumpliendo con las recomendaciones que se describen en las NTC-2017 del RCCM.

ABSTRACT

Through the last few years, the unsatisfactory development of some structures designed under non updated standards has been a theme that acquired more importance. Due to seismic events that derived on human and economic losses, design methodologies have been formulated based on the dynamical response control of the structures among which those that consider the interaction structure-soil.

This work addresses the different points that must be considered to design a structure according to their usage conditions and their interaction with the type of soil that sustains it, attending the requirements of the project and following the recommendations announced on the NTC-2017 of the RCCM.

Contenido

INTRODUCCIÓN.....	6
CAPÍTULO I ANTECEDENTES	8
I.1 Estructuras de concreto reforzado.....	8
I.2 Sismicidad.....	9
CAPÍTULO II MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO	13
II.1 Ubicación del inmueble.....	13
II.2 Proyecto estructural.....	14
II.3 Propuesta de la estructuración	15
II.2.1 Características del sitio e inmueble.....	15
II.4 Propiedades de los materiales empleados	16
CAPÍTULO III INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA.....	17
III.1 Fundamentos	17
III.2 Efectos de la interacción dinámica suelo-estructura (IDSE).....	20
III.3 Energía potencial y cinética en el cálculo de la interacción suelo estructura	23
III.4 Aspectos para tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura aplicando las NTC-2017 del RCCM.....	27
III.4.1 Periodo acoplado o efectivo	31
III.4.2 Rigidez y amortiguamiento.....	32
III.4.3 Cortante basal modificado	40
III.4.4 Desplazamientos laterales	41
III.4.5 Factor de reducción por comportamiento sísmico	42
CAPÍTULO IV PREDIMENSIONAMIENTO Y ANÁLISIS DE CARGAS.....	43
IV.1 Pre-dimensionamiento de elementos estructurales.....	43
IV.2 Determinación del periodo efectivo y funciones de impedancia	44
IV.3 Estimación de acciones debidas a gravedad y por sismo	64
IV.3.1 Cargas gravitacionales	65
IV.3.1 Cargas sísmicas	66
CAPÍTULO V ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	68
V.1 Consideraciones de diseño utilizando las NTC-2017	68
V.2 Modelado de la estructura.....	69
V.3 Análisis estructural.....	73
V.3.1 Cortante basal.....	75
V.4 Revisión de los estados límite de servicio para el cumplimiento de las NTC-2017. 82	
V.4.1 Revisión de límites de falla en excavación.....	82

V.4.1 Revisión de deflexiones en vigas principales.....	86
V.4.1 Revisión de desplazamientos laterales por sismo.....	87
V.5 Elección de la combinación de cargas para el diseño estructural.....	93
CAPÍTULO VI DISEÑO ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE.....	96
VI.1 Diseño de columnas.....	96
VI.2 Diseño de vigas	101
VI.2 Diseño de sistema de piso (losas).....	106
VI.4 Diseño de conexión	109
VI.5 Diseño de cimentación.....	110
VI.5.1 Diseño de muro del cajón	111
VI.5.2 Diseño de losa de cimentación	115
VI.5.3 Diseño de contratrabe	117
CONCLUSIONES.....	121
REFERENCIAS	123

INTRODUCCIÓN

El movimiento de la superficie del terreno durante un sismo es un parámetro de gran interés a la hora de proyectar estructuras que deban soportar tales movimientos. A la fecha resulta difícil predecir el movimiento sísmico esperado, sin embargo, se pueden esperar y simular algunas características típicas de movimientos que puedan ocurrir en un futuro.

El primer paso que parece lógico dar, para iniciar el estudio del movimiento de la superficie del terreno durante los sismos, sería el análisis de los movimientos ocurridos en el pasado interpretados a la luz de una teoría suficientemente aproximada del fenómeno de propagación de ondas.

Existe un gran número de investigaciones relativas a la caracterización del movimiento sísmico de la superficie del terreno, con el objeto de aprovechar la información obtenida para su utilización en el estudio del comportamiento de equipos y/o estructuras que descansen directa o indirectamente sobre el terreno.

Derivado de las investigaciones antes mencionadas es posible determinar el movimiento del suelo, libre de la presencia de cualquier estructura (movimiento de campo libre). Sin embargo, el proyecto de súper estructura frente a acciones sísmicas necesita conocer cuál es el movimiento en la base de la misma o del terreno inmediatamente adyacente, que evidentemente será distinto del movimiento de campo libre correspondiente; la presencia de la estructura modifica el movimiento del terreno.

El mecanismo por el cual la presencia de la estructura influye en el movimiento del terreno es conocido bajo el nombre de interacción suelo-estructura.

El fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura resulta de suma importancia en el análisis sísmico de cimentaciones en la Ciudad de México; el fenómeno se desarrolla por el acoplamiento de los movimientos del suelo y de la cimentación de la estructura ante un evento de generación de ondas a través del suelo.

Del análisis de interacción dinámica suelo-estructura se obtiene una modificación de las propiedades dinámicas estructurales debido a la flexibilidad del suelo sobre el que se apoya la cimentación. Resulta necesario hacer dicho análisis para conocer la fuerza sísmica real.

El tema que se quiere tratar aquí es precisamente éste: la modificación del movimiento del campo libre debido a la presencia de estructuras en su superficie.

El primer capítulo abarca conceptos básicos del concreto como material de construcción y el uso de éste en las estructuras, en su forma simple y como comúnmente lo encontramos en su forma reforzada como acero. Además de los antecedentes básicos sobre sismicidad en la Ciudad de México y el Mundo.

En el segundo capítulo se realiza la presentación del proyecto arquitectónico con los materiales a ocupar, así como el tipo de estructuración y las características del sitio de desplante del inmueble.

El tercer capítulo contiene los antecedentes y conceptos fundamentales del procedimiento de cálculo para considerar los efectos dinámicos cuando se realiza un diseño integral de una estructura integrado por la superestructura y cimentación, además de las consideraciones técnicas sugeridas en las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México 2017.

Los capítulos 4 y 5 tratan sobre el análisis de la estructura, y engloba todos los aspectos de cargas estáticas y dinámicas que se deben considerar, así como las especificaciones de los materiales, y la presentación del modelado numérico utilizando el software SAP2000, con los casos dinámicos de carga que se consideraron para simular los efectos del sismo, los cuales se utilizarán para el diseño de los elementos estructurales.

El capítulo 6 contiene el diseño estructural de la edificación de acuerdo con las recomendaciones técnicas citadas en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, de ductilidad baja; en este capítulo se mencionan los requisitos para el detallado de los armados y revisiones de los elementos que conformarán la estructura cumpliendo con los límites de servicio y resistencia establecidos en la norma.

Por último se darán las conclusiones finales referente al análisis y diseño del edificio, destacando cuales fueron los factores más importantes en la obtención de la sección óptima y diseño de los elementos estructurales.

CAPÍTULO I ANTECEDENTES

Gregory P. Tschebotarioff, fue un ingeniero geotécnico ampliamente reconocido, quien para sus investigaciones, dispuso de una buena parte de su vida a la patología de estructuras. Determinó que el 80% de sus resultados consideraba que las fallas analizadas habían sido causadas principalmente por uno de los siguientes factores:

- Los diseñadores estructurales y los constructores tenían conocimientos inadecuados sobre los problemas de la mecánica de suelos.
- Los ingenieros de suelos no tomaban en cuenta los efectos estructurales, y
- Los ingenieros encargados de la toma de decisiones carecían de una suficiente comprensión de los anteriores campos de la ingeniería.

Los diferentes enfoques con que se desempeñan los ingenieros geotécnicos y estructuristas, las diferentes metodologías con que los ingenieros de estas dos áreas de la ingeniería afrontan la resolución de problemas, y la tendencia a una especialización en cada área sin considerar los enfoques de la otra, han frenado la realización de investigaciones conjuntas para resolver y estudiar los problemas inherentes a las dos áreas.

Como ejemplo típico del proceso de desarrollo de un proyecto de construcción, el ingeniero estructural calcula las fuerzas internas a que estará sujeta la estructura sin considerar el desplazamiento de los apoyos, pues los considera prácticamente indeformables, y el ingeniero de suelos estima los asentamientos sin tomar en cuenta la rigidez de la estructura. El análisis de la IDSE se reduce a encontrar los efectos que en el suelo se generan cuando existe una estructura sobre ella y por el contrario, los efectos que se producen en la estructura por el hecho de estar desplantada sobre un estrato de formable, es decir, los efectos de tomar en cuenta la compatibilidad de deformaciones para el diseño de la estructura.

De acuerdo a lo anterior, es muy importante considerar de forma conjunta las áreas de estudio geológica, geotécnica y estructural, con el fin de tener la certeza y conocimiento de las modificaciones que sufren las acciones sísmicas sobre las estructuras, como consecuencia de las características de los suelos en donde se desplantan.

I.1 Estructuras de concreto reforzado

El concreto armado ha sido uno de los materiales de construcción más empleados a lo largo de la historia más reciente. En puentes, presas, túneles, edificios y otras muchas infraestructuras en todo el mundo se ha empleado esta técnica por, entre otras muchas ventajas, su alta resistencia a las vibraciones y a las altas temperaturas.

Las estructuras de concreto reforzado tienen ciertas características, derivadas de los procedimientos usados en su construcción, que las distinguen de las estructuras de otros materiales. El concreto se fabrica en estado plástico, lo que obliga a utilizar moldes que lo sostengan mientras adquiere resistencia suficiente para que la estructura sea auto-soportante. Esta característica impone ciertas restricciones, pero al mismo tiempo aporta algunas ventajas:

- Es demasiado moldeable, facilitando la construcción de una gran cantidad de formas
- Facilidad de continuidad en la estructura; el monolitismo es consecuencia natural de las características de construcción.

Existen dos procedimientos principales para construir estructuras de concreto reforzado:

- Colado "insitu", es decir, construida en el lugar
- Prefabricado, se refiere a que fue fabricado en un lugar distinto al de su posición definitiva.

Para la elección de estas dos alternativas deben considerarse siempre las ventajas económicas, constructivas y técnicas, ya que esta elección influye de manera importante en el tipo de estructuración que se adopte.

Otra característica peculiar de las estructuras de concreto reforzado es el agrietamiento, que debe tenerse en cuenta al estudiar su comportamiento bajo condiciones de servicio.

I.2 Sismicidad

Cada año, los diferentes observatorios sismológicos determinan los parámetros hipocentrales de un gran número de sismos con epicentros en las zonas sísmicas que caracterizan a cada país. Por otro lado, la agencia internacional USGS haciendo uso de la información proveniente de la red sísmica mundial reporta la ocurrencia anual en el mundo de aproximadamente 7,000 sismos. En general, la localización epicentral de estos sismos ha permitido identificar las regiones en donde se ubican las zonas más sísmicas en el mundo y justo a otros estudios han conducido a explicar la expansión de los fondos oceánicos y dibujar la estructura del globo terráqueo. El conocimiento de la tectónica global ha permitido comprender la causa y los mecanismos de generación de los sismos (Tavera, 2008).

Los mapas de sismicidad mundial, de un año a otro, son similares, lo cual indica que los sismos siempre ocurren en las mismas regiones debido a similares procesos de deformación. En general, es muy raro que nuevos sismos ocurran en zonas no identificadas como sísmicas; sin embargo, durante periodos de tiempo muy grandes es posible que algún sismo se produzca en una zona inhabitual.

Cuando se examina un mapa de sismicidad mundial como la que se muestra en la *Figura 1*, es posible identificar en qué lugares se encuentran las principales regiones y zonas sísmicas a nivel global. Estas regiones son:

- Cinturón Circumpacífico (conocido como "Cinturón de Fuego"). Rodea casi totalmente el Pacífico, se extiende a lo largo de las costas de América del Sur, México y California hasta Alaska; después continúa por las islas Aleutianas, antes de dirigirse hacia el sur a través de Japón y las Indias orientales. La mayor parte de la energía sísmica se libera en esta región, pues libera entre 80 y 90% de la energía sísmica anual de la Tierra.
- Cinturón Eurasiático-Melanésico, (Alpino-Himalaya) que incluye las cordilleras alpinas de Europa y Asia, conectando con el anterior en el archipiélago de Melanesia. Desde España se prolonga por el Mediterráneo hasta Turquía, el

Himalaya y las Indias Orientales. Esta inmensa falla se produce por las plataformas Africana e India que se mueven hacia el norte rozando levemente la plataforma Euroasiática. Aunque la energía liberada aquí es menor que en el del Pacífico, a lo largo de los años ha producido devastadores terremotos.

- Una tercera región altamente sísmica la formaría la Dorsal Mesoatlántica ubicada en el centro del Océano Atlántico.

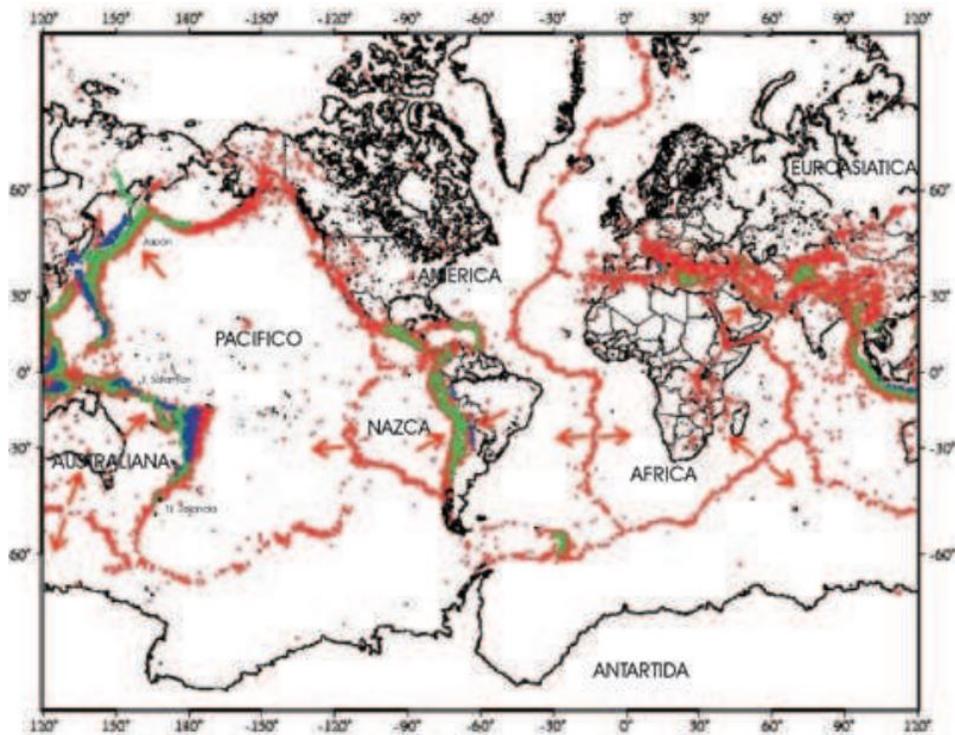


Figura 1. Mapa de sismicidad mundial (Tavera, 2008)

Regiones sísmicas en México.

La República Mexicana está situada en una de las regiones sísmicamente más activas del mundo, enclavada dentro del área conocida como el “Cinturón Circumpacífico” donde se concentra la mayor actividad sísmica del planeta.

La alta sismicidad en el país es debido principalmente a la interacción entre las placas de Norteamérica, la de Cocos, la del Pacífico, la de Rivera y la del Caribe, así como a fallas locales que corren a lo largo de varios estados, aunque estas últimas menos peligrosas. La Placa Norteamericana se separa de la del Pacífico, pero roza con la del Caribe y choca contra las de Rivera y Cocos, de aquí la incidencia de sismos (Servicio Geológico Mexicano, 2017).

Chiapas, Guerrero, Oaxaca, Michoacán, Colima y Jalisco son los estados con mayor sismicidad en la República Mexicana debido a la interacción de las placas oceánicas de Cocos y Rivera que subducen con las de Norteamérica y del Caribe sobre la costa del Pacífico frente a estos estados, también por esta misma acción son afectados los estados

de Veracruz, Tlaxcala, Morelos, Puebla, Nuevo León, Sonora, Baja California, Baja California Sur y la Ciudad de México.

Aunque las zonas epicentrales se localizan en diversos puntos del Pacífico, la Ciudad de México, aunque no se encuentre sobre la costa, se ha convertido en el receptor sísmico de todos ellos debido a que se encuentra lo suficientemente cercana para experimentar sus efectos y, la causa de que estos sean más dañinos en esta zona que en otros lugares, radica entre otras cosas en la naturaleza de su terreno, ya que fue fincada en lo que fuera un lago, generando gran preocupación.

Con fines de diseño antisísmico, la República Mexicana se dividió en cuatro zonas sísmicas (*Figura 2*), utilizándose los catálogos de sismos del país desde inicios de siglo (Servicio Geológico Mexicano, 2017).

- La **zona A** es una zona donde no se tienen registros históricos de sismos, no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10% de la aceleración de la gravedad a causa de temblores.
- Las **zonas B y C** son zonas intermedias, donde se registran sismos no tan frecuentemente o son zonas afectadas por altas aceleraciones pero que no sobrepasan el 70% de la aceleración del suelo.
- La **zona D** es una zona donde se han reportado grandes sismos históricos, donde la ocurrencia de sismos es muy frecuente y las aceleraciones del suelo pueden sobrepasar el 70% de la aceleración de la gravedad.



Figura 2. Mapa de sismicidad en México (Servicio Geológico Mexicano, 2017).

CAPÍTULO II MEMORIA DESCRIPTIVA DEL PROYECTO

II.1 Ubicación del inmueble

Atendiendo a la zonificación geotécnica y sísmica de la Ciudad de México, según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño de Cimentaciones (NTCDC-2017), el sitio de estudio está localizado en Zona II (Figura 5), ubicada en Calzada de Tlalpan 1008, Conjunto Urbano Tlalpan, Coyoacán, 16549 Ciudad de México (Figura 4). La coordenada correspondiente al inmueble es 19.338129,-99.142279.



Figura 4. Ubicación del inmueble (Obtenido de Google maps, 2021).

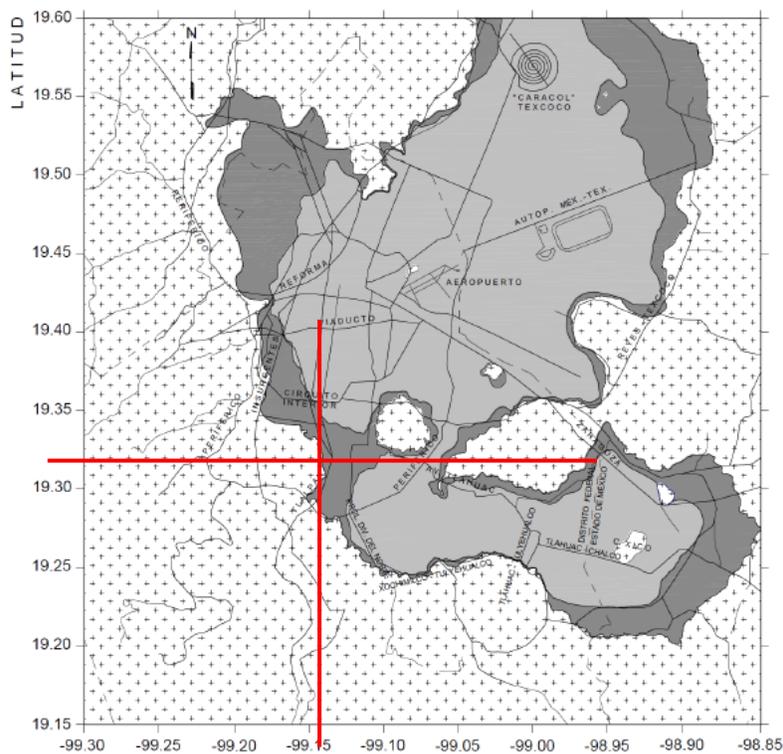


Figura 5. Ubicación del inmueble por zona geotécnica (NTCDC-2017).

II.2 Proyecto estructural

La estructuración está definida por un sistema de marcos rígidos de concreto reforzado. Está compuesta por 4 crujiás de 7.5 metros cada una en sentido longitudinal y 3 crujiás de 7 metros cada una en dirección transversal, con un total de 6 niveles y una altura de entrepiso igual a 3.5 metros. Ya que los claros son muy largos se obtendrían losas de entrepiso robustas, por lo que se propone colocar trabes secundarias entre crujiás, una por cada dirección. Véase Figuras 6, 7 y 8.

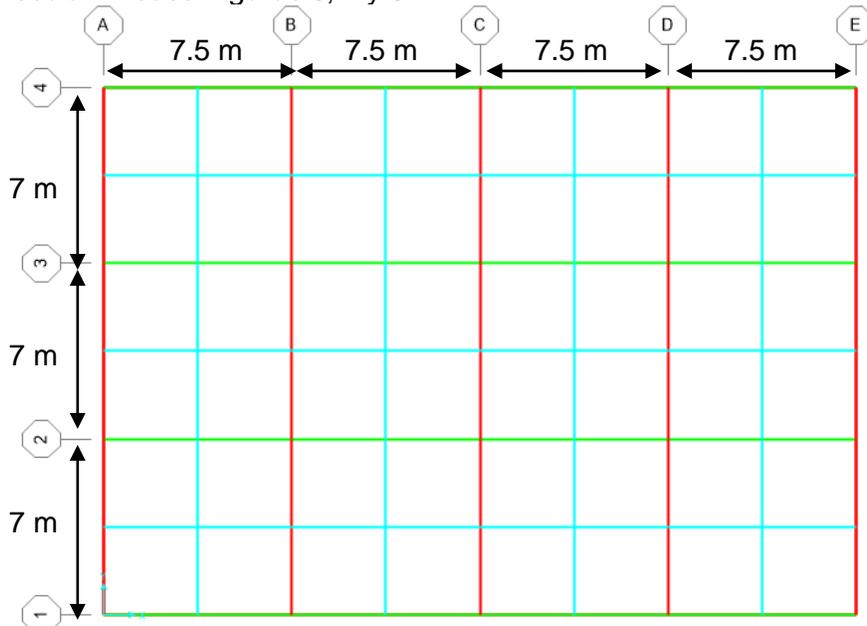


Figura 6. Vista en planta de la estructuración.

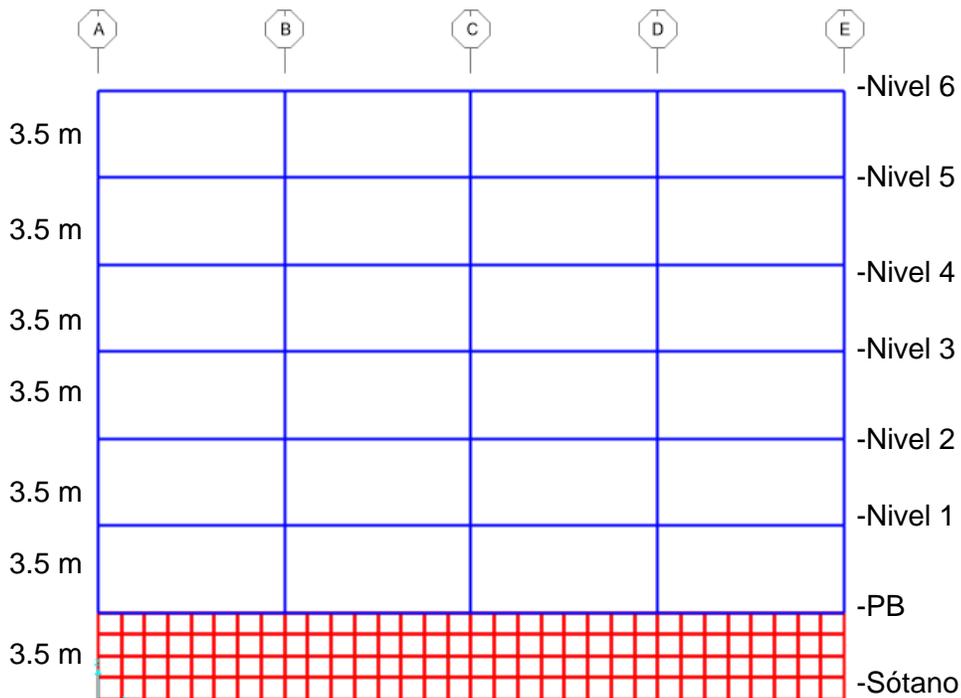


Figura 7. Corte longitudinal.

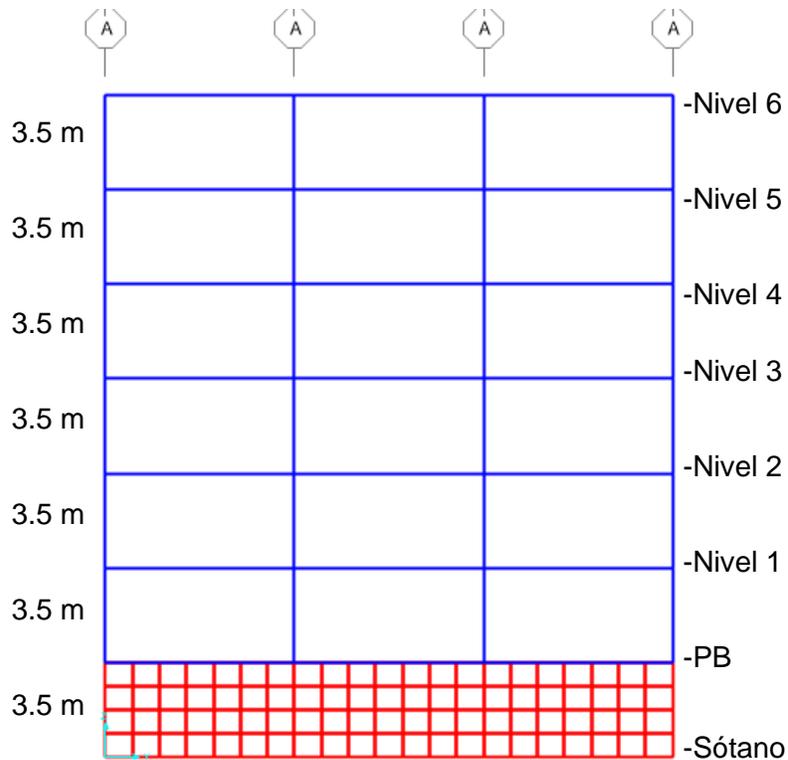


Figura 8. Corte transversal.

II.3 Propuesta de la estructuración

La estructuración está definida por un sistema de marcos rígidos de concreto reforzado, con ductilidad baja; formados por vigas y columnas rectangulares (según sea el caso), con trabes secundarias, una por cada crujía en ambas direcciones con el fin de aligerar los claros y obtener una losa esbelta perimetralmente apoyada.

Además, el inmueble contará con un cajón de cimentación destinado para estacionamiento, el cual se desempeñará como una cimentación compensada. Los muros de concreto reforzado del sótano actuarán también como muro de contención, los cuales estarán apoyados sobre una losa de cimentación rigidizada por contratrabes.

II.2.1 Características del sitio e inmueble.

La estructura estará diseñada para tener desplazamientos pequeños, es decir, la estructura será de baja ductilidad con un valor de $Q=2$ (según lo establecido en la tabla 4.2.1 de las NTCDS-2020, apegándose al límite de distorsión permisible).

Como se mostró anteriormente en el proyecto arquitectónico, con base a las dimensiones de la estructuración se define que la estructura es regular con un factor de irregularidad=1 (cumpliendo con las condiciones de regularidad del Capítulo 5 de las NTCDS-2020).

Una vez conocidos éstos valores y con ayuda de la aplicación del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) se puede obtener el espectro de diseño correspondiente a la ubicación del inmueble (ver *Figura 9*).

Espectro 2016

Factor de importancia (Grupo)

Factor de irregularidad

F. comportamiento sísmico (Q)

F. de hiperestaticidad (k1)

Propiedad	Valor
Latitud	19.338129
Longitud	-99.142279
Ts	0.938
a0	0.280
c	0.922
Ta	1.000
Tb	1.725
k	0.560
amax	0.226

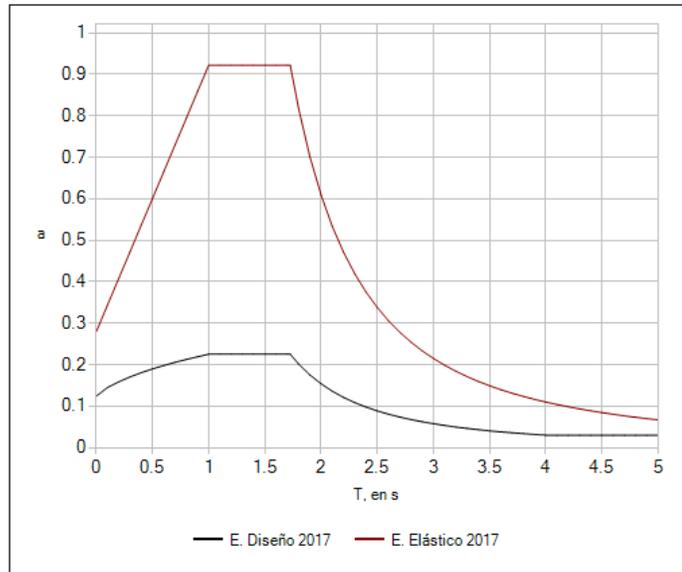


Figura 9. Espectro de diseño. (SASID).

II.4 Propiedades de los materiales empleados

Los materiales empleados y sus valores típicos de importancia que se usó en el análisis y diseño de losas, vigas y columnas de concreto reforzado se describen a continuación:

Concreto clase 1 con agregado grueso calizo de tamaño máximo de 19 mm, que para su fabricación cumpla con las normas NMX-C-414 (ONNCCE, 2017), NMX-C-111 (ONNCCE, 2018), NMX-C-122 (ONNCCE, 2004), NMX-C-255 (ONNCCE, 2013), para el cemento hidráulico, agregados pétreos, agua y aditivos, respectivamente. Con los siguientes valores:

- Resistencia a compresión, $f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad, $E_c = 261,916 \text{ kg/cm}^2$

Varillas de acero corrugadas que cumplan con las normas NMX-C-407 (ONNCCE, 2001) o NMX-B-457 (CANACERO, 2013b).

- Esfuerzo de fluencia, $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2$
- Módulo de elasticidad, $E_s = 2,000,000 \text{ kg/cm}^2$

CAPÍTULO III INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

III.1 Fundamentos

En la práctica es común analizar la estructura como un sistema independiente de su cimentación y del suelo, y suponer en la base de la estructura unas condiciones de apoyo determinadas, que en general son de apoyo fijo empotrado (véase *Figura 10*).

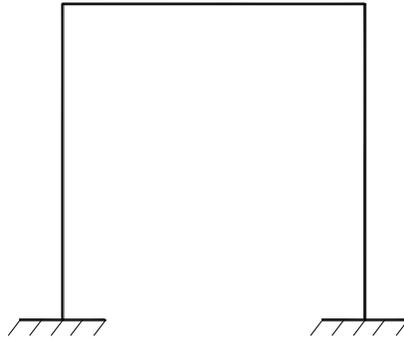


Figura 10. Esquema estructura empotrada

Las reacciones que resultan en estos apoyos se toman como cargas sobre la cimentación para el análisis de ésta y de su interacción con el suelo, con un modelo que no considera la superestructura (ver *Figuras 11 y 12*).

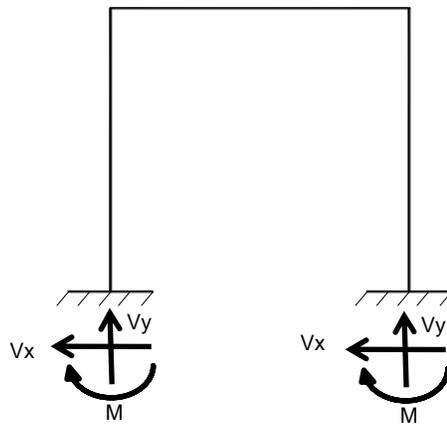


Figura 11. Modelo para el análisis de la estructura (Munguía, 1996).

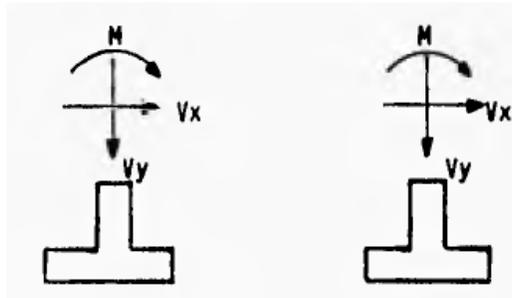


Figura 12. Modelo para el análisis de la cimentación (Munguía, 1996).

Rigurosamente, este procedimiento es incorrecto y debería analizarse un modelo que represente en conjunto el sistema superestructura-cimentación-suelo, como el que se muestra en la *Figura 13* (Munguía, 1996).

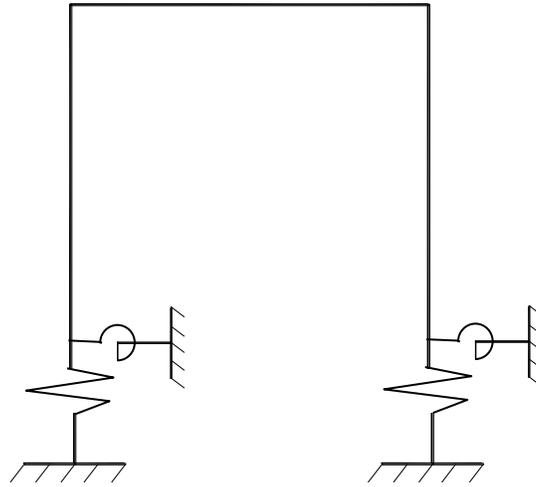


Figura 13. Modelo para el análisis conjunto del sistema estructura-cimentación-suelo (Munguía, 1996)

Esto es debido a que las deformaciones que se tienen en la cimentación y en el suelo modifican no sólo la distribución de presiones sobre la cimentación sino también las fuerzas internas en toda la estructura. Por esto es importante hacer un análisis interacción suelo-estructural, especialmente con construcciones muy importantes y principalmente en suelos de mediana a alta compresibilidad.

Una forma matemática para poder explicar dicha interacción mediante la metodología de subestructuración es la siguiente:

Las ecuaciones generales de movimiento del sistema suelo-estructura consideradas en el enfoque directo pueden escribirse en forma matricial (Medina, 2010) como:

$$M\ddot{u} + C\dot{y} + Ky = 0 \quad (3.1.1)$$

Donde

y =vector de desplazamientos relativos

u =vector de aceleración absoluta

\ddot{u}_g =vector de aceleración generalizada del terreno

$\ddot{y} = \ddot{u} - \ddot{u}_g$.

Es posible, de manera alternativa, escribir esta ecuación en forma de 2 ecuaciones:

$$M_1\ddot{u}_1 + C\dot{y}_1 + Ky_1 = 0 \quad (3.1.2)$$

$$M\ddot{u}_2 + C\dot{y}_2 + Ky_2 = -M_2\ddot{u}_1 \quad (3.1.3)$$

Donde

$\ddot{u}_1 = \ddot{y}_1 + \ddot{u}_g$

$u = u_1 + y_2$

$y = y_1 + y_2$

$M = M_1 + M_2$.

M_1 =masa del sistema excluyendo la masa de la estructura

M_2 = masa de la estructura.

Una interpretación física de estas dos ecuaciones indica que en la ec.3.1.2 el sistema con una estructura sin masa está sometido al movimiento prescrito del suelo, produciendo como resultado el vector de desplazamientos y_1 (o de aceleraciones \ddot{y}_1); dado que M_2 incluye sólo la masa de la estructura, en la ec.3.1.3 el sistema completo está sometido a las fuerzas nodales equivalentes $-M_2\ddot{u}_1$ aplicadas sólo a la estructura. La solución total es, por lo tanto, la suma de las dos soluciones (Medina, 2010).

Para el caso particular donde la combinación cimentación-estructura es muy rígida, es posible eliminar todo el conjunto de la estructura de la ec.3.1.2 y sustituirlo por una cimentación infinitamente rígida de masa despreciable. Esto está justificado, dado que la cimentación en este paso está actuando como un cuerpo rígido sin masa. La ec.3.1.2 describe entonces la respuesta de una cimentación rígida de masa despreciable sometida al movimiento del suelo especificado. Por otra parte, dado que las fuerzas sólo están aplicadas sobre la estructura en la ec.3.1.3, los grados de libertad dinámicos correspondientes al suelo pueden condensarse en este paso. Esta condensación da como resultado la expresión de los efectos del suelo en términos de las funciones de impedancia dinámica, normalmente representadas como resortes y amortiguadores. La condensación se realizará para cada frecuencia incluyendo, rigidez, amortiguamiento y términos inerciales y, por lo tanto, las impedancias dinámicas del suelo son dependientes de la frecuencia. y_2 puede ser interpretada como un vector de desplazamientos relativos a un soporte ficticio, mientras que u_1 es el movimiento del soporte equivalente (Medina, 2010).

Por consiguiente, para una cimentación rígida es válido dividir la resolución en 3 pasos:

1. Determinación del movimiento de la cimentación rígida de masa despreciable cuando está sometida al mismo movimiento de excitación que el sistema completo. Esto es la resolución de la ec.3.1.2. Para una cimentación embebida esto conducirá por lo general a traslaciones y rotaciones.
2. Determinación de la impedancia en función de la frecuencia, para los grados de libertad relevantes. Este paso se corresponde con la condensación dinámica de los grados de libertad del suelo. Esto conduce a los llamados “resortes” del suelo.
3. Cálculo de la respuesta de la estructura real sustentada sobre “resortes” dependientes de la frecuencia que representan el suelo y sometida en la base de estos “resortes” al movimiento calculado en el paso 1.

La única aproximación que implica esta metodología tiene que ver con la deformabilidad de la cimentación estructural. Si esta cimentación fuese rígida, la solución obtenida mediante este procedimiento debería ser idéntica a la que proporciona el método directo (suponiendo definiciones consistentes del movimiento y los mismos procedimientos numéricos).

III.2 Efectos de la interacción dinámica suelo-estructura (IDSE)

Los efectos de interacción dinámica suelo estructura tienen una gran importancia en la respuesta dinámica de las edificaciones. Estos efectos se pueden calcular considerando a la estructura como un oscilador sobre base flexible, lo que significa tomar en cuenta que el movimiento de la cimentación es distinto al movimiento del terreno, generándose cabeceos de la estructura, filtrado de frecuencias altas, diferencias en el amortiguamiento y periodo fundamental, entre muchos otros fenómenos.

La interacción suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e inerciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la flexibilidad de éste ante excitación sísmica. La interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes de la estructura, así como las características del movimiento del terreno en la vecindad de la cimentación. La IDSE se presenta cuando la rigidez del terreno es baja en relación con la de la estructura, lo que produce que la condición de apoyo del edificio se aleje de la hipótesis de base empotrada (como ya se había mencionado anteriormente). La diferencia principal entre el análisis de un sistema con estas características y un sistema convencional con base infinitamente rígida es la consideración de que la cimentación presenta movimientos distintos a los del terreno, lo que produce un cambio en las propiedades dinámicas de la estructura y en el movimiento de entrada, que representa un sistema más flexible.

Para poder comprender mejor los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura, se explicará mediante un trabajo realizado por el profesor-investigador de la Universidad Autónoma Metropolitana UAM-Azcapotzalco, el Dr. Luciano Roberto Fernández Sola, publicado en mayo del año 2013:

“La importancia de la IDSE en la respuesta estructural está definida por el contraste que existe entre la rigidez del sistema suelo-cimentación y la rigidez de la estructura, por lo que en estructuras rígidas (como es el caso de estructuras a base de muros de mampostería o concreto, o de marcos de concreto robustos) el efecto será más pronunciado.”

Para identificar los principales efectos que introduce el considerar que la base de las edificaciones es deformable, debemos primero analizar cualitativamente las diferencias fundamentales que tienen estos modelos, respecto a aquellos que consideran bases indeformables.

Consideremos dos estructuras desplantadas, una sobre un lecho rocoso (base indeformable) y otra sobre un suelo de rigidez relativamente baja (base deformable), tal y como se muestra en la *Figura 15*.

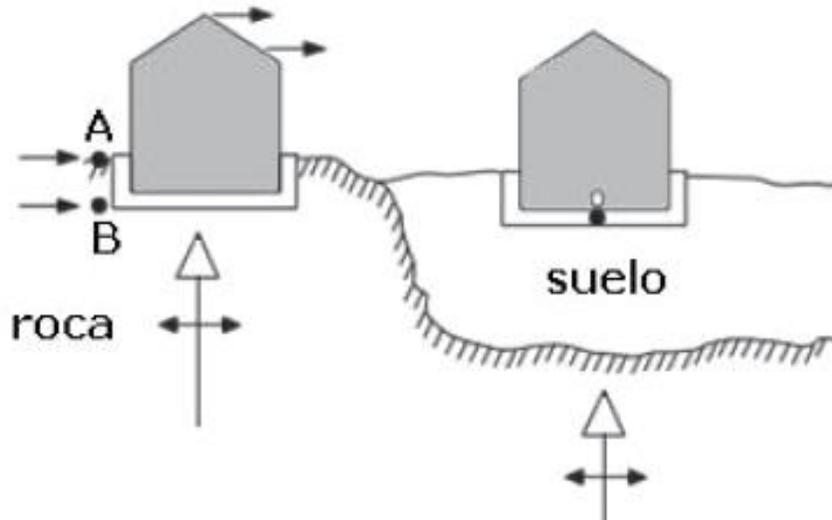


Figura 15. Respuesta dinámica de una edificación sobre roca y sobre un suelo blando (Fernández, 2013).

Queda claro que para el caso de la estructura con base indeformable, los movimientos en toda la cimentación son los mismos (puntos A y B), por lo que la excitación en la base de la estructura (punto B), está definida por el movimiento en la superficie (punto A). Además, esta excitación se considera que varía muy poco en todo el lecho rocoso. Recordemos que este movimiento queda definido por las características de la fuente sísmica (mecanismo de ruptura y magnitud del sismo) y por el decaimiento del movimiento con la distancia, definido por alguna ley de atenuación. Dada esta excitación, la respuesta de la superestructura estará dada exclusivamente por las propiedades de la misma (masa, rigidez y amortiguamiento), así como por los desplazamientos que sean permitidos por su deformabilidad e inercia.

Para describir la respuesta dinámica de la cimentación con base deformable, es necesario descomponer el problema en partes. Para ello consideremos el esquema de la *Figura 16*.

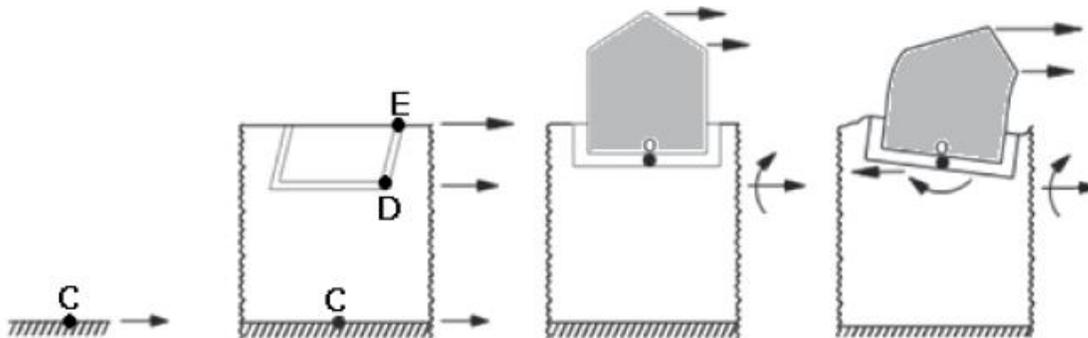


Figura 16. Diferencia del movimiento en distintos puntos de un sistema suelo-cimentación-estructura (Fernández, 2013).

El movimiento en el punto C corresponde al movimiento en el lecho rocoso definido anteriormente. La primera diferencia aparece, dado que el suelo que descansa sobre el lecho rocoso tendrá propiedades distintas a este, lo que se traduce en una variación del movimiento entre los puntos C, D y E, incluso en ausencia de la cimentación. Para el caso

anterior (base indeformable), el movimiento en estos tres puntos sería el mismo. Esta variación en la mayoría de los casos se traduce en una amplificación del movimiento y un filtrado en el contenido de frecuencias del mismo; a estas modificaciones se les denomina “Efectos de sitio” y se comentarán más adelante. Posteriormente, cuando se introduce la cimentación, que es un elemento de rigidez mayor que el suelo, es claro que el campo de desplazamientos impuesto en el terreno libre, en ausencia de ésta, se verá modificado por la presencia de la misma. En general, esto produce una reducción en las amplitudes de los movimientos de alta frecuencia, e introduce una excitación rotacional en la base de la cimentación (punto O), ya que los puntos E y D no pueden moverse independientemente entre ellos. A las modificaciones del movimiento, debidas a la presencia de un elemento de mayor rigidez, suele denominarse “Interacción cinemática”, ya que en esta parte del fenómeno, solamente interviene la difracción de ondas producida por el contraste de rigideces entre el terreno y la cimentación.

Si la estructura se somete a este par de excitaciones de entrada (las traslaciones modificadas tanto por los efectos de sitio, como por la rigidez de la cimentación y las rotaciones producidas por el movimiento diferencial en los puntos E y D), los movimientos que se experimentarán estarán compuestos por tres partes fundamentales.

En primera instancia, los movimientos traslacionales que introduzcan las fuerzas de inercia de la superestructura en el sistema deformable suelo-cimentación. En segundo lugar, los desplazamientos debidos a los giros impuestos en el sistema deformable suelo-cimentación, por los momentos de volteo producto de las fuerzas de inercia de la superestructura. Estos dos movimientos corresponden a un movimiento de cuerpo rígido de la superestructura respecto al terreno. Finalmente, los desplazamientos permitidos por las propiedades y deformabilidad de la propia superestructura.

A esta parte del problema, donde se consideran las deformaciones producidas por las fuerzas de inercia desarrolladas por la superestructura sobre el sistema suelo-cimentación, se le suele denominar “Interacción inercial”. En resumen, las principales diferencias entre los análisis de estructuras sobre base indeformable y sobre base deformable se enlistan en la *Tabla 1*.

Tabla 1. Diferencias entre edificaciones con base indeformable y base deformable. (Fernández, 2013).

Base indeformable	Base deformable
-No hay modificaciones del movimiento en los distintos puntos del terreno.	-Existe una modificación en los distintos puntos del terreno (“Efectos de sitio”).
-No hay desplazamiento relativo de la cimentación respecto al terreno.	-Existe una modificación del movimiento de campo libre, debido a la presencia de la cimentación (“Interacción cinemática”).
-No hay componentes de movimiento de cuerpo rígido de la superestructura (cabeceo y traslación).	-Existe un desplazamiento relativo de la cimentación respecto al terreno, producido por las fuerzas de inercia de la superestructura (“interacción inercial”).

Con base a la tabla anterior se pueden observar que existen tres tipos de modificación producto de la flexibilidad del suelo, pero solamente dos son las que definen la IDSE, las cuales son las interacciones cinemática e interacción inercial.

Pero, ¿a qué se refiere cada una de estas interacciones?, se definen a continuación.

Efecto de sitio: Es el fenómeno comúnmente conocido en la ingeniería mexicana, los cuales se toman en cuenta mediante el uso de los espectros de diseño reglamentarios y de los denominados espectros de sitio.

Interacción cinemática: La interacción cinemática puede inducir diferentes modos de vibración en la estructura y ocurre cuando la rigidez del sistema de cimentación impide el desarrollo de los movimientos en campo libre. La interacción depende de la geometría de la cimentación, estratigrafía del subsuelo y naturaleza del sismo.

La interacción cinemática toma mayor impacto en estructuras altas con cimentaciones profundas y relación de esbeltez altas. En términos de la modificación del movimiento tiene mayor influencia en cajones de cimentación que en aquellas cimentadas con pilas.

Interacción inercial: La interacción inercial está asociado al alargamiento del periodo fundamental de la estructura y la modificación del amortiguamiento producida por la excitación de un sismo transmitido a través de suelo.

Las estructuras con base deformable incrementan su periodo estructural debido a la flexibilización del sistema suelo-estructura, resultante de la flexibilidad de la base.

Por otra parte, el amortiguamiento se modifica debido a dos fenómenos; el amortiguamiento histerético que aporta el suelo al sistema y la energía que se irradia en forma de ondas elásticas a través del suelo, debido al movimiento de la cimentación que produce perturbaciones en éste. Estas ondas interactúan con las ondas sísmicas incidentes, lo que puede producir aumentos o reducciones en el nivel de amortiguamiento, por lo cual los sistemas con base deformable, pueden tener incrementos (en la mayoría de los casos) o decrementos en el nivel de amortiguamiento respecto a los sistemas con base indeformable.

Uno de los conceptos íntimamente ligados con la Interacción inercial es el de la función de impedancia, que hace referencia a la rigidez dinámica del sistema suelo-cimentación, considerándola sin masa. Dado que la rigidez es la relación que existe entre la fuerza aplicada y el desplazamiento producido, la función de impedancia o rigidez dinámica, se refiere a la fuerza (o momento) dinámica necesaria para producir un desplazamiento (o rotación) unitario en la cimentación.

III.3 Energía potencial y cinética en el cálculo de la interacción suelo estructura

Se sabe que el movimiento causado por las ondas sísmicas produce una liberación de energía del suelo, la subestructura y la superestructura. En este caso analizando la energía potencial y la energía cinética por medio de su interpretación matemática, ayuda a definir características importantes del estudio de la interacción dinámica suelo-estructura.

Periodo dominante del sitio

La interacción suelo-estructura altera varias características, tanto en el suelo como la estructura, el periodo fundamental de la estructura es uno de ellos, es por esto que se debe hacer un análisis con base en la energía cinética y potencial.

La energía potencial de un depósito de suelo en una configuración cualquiera está dada por (Gómez, 2000; Mena y Pérez, 2008):

$$Ep = \frac{1}{2} \int_0^{H_s} G(z)A \left| \frac{\partial W}{\partial z} \right|^2 dz \quad (3.2.1)$$

Mientras que la energía cinética equivale a:

$$Ec = \frac{1}{2} \int_0^{H_s} \rho_s(z)A \left| \frac{\partial W}{\partial t} \right|^2 dz \quad (3.2.2)$$

Donde

Hs=Espesor de estratigrafía

ρ_s =Densidad de la masa del suelo en función de "z"

W=Desplazamiento lateral dependiente de z y t

G=Módulo de rigidez al corte del suelo

A=Área transversal unitaria normal al eje Z

Igualando las energías potencial y cinética (ec.3.2.1 y ec.3.2.2)

$$\frac{1}{2} \int_0^{H_s} G(z)A \left| \frac{\partial W}{\partial z} \right|^2 dz = \frac{1}{2} \int_0^{H_s} \rho_s(z)A \left| \frac{\partial W}{\partial t} \right|^2 dz \quad (3.2.3)$$

En un movimiento armónico:

$$\frac{\partial W}{\partial t} = \omega W \quad (3.2.4)$$

Reemplazando la ec.3.2.4 en ec.3.2.3 y despejando:

$$\omega^2 = \frac{\int_0^{H_s} G(z) \left| \frac{\partial W}{\partial z} \right|^2 dz}{\int_0^{H_s} \rho_s(z) W^2 dz} \quad (3.2.5)$$

Suponiendo que se conocen los desplazamientos horizontales en los nodos de un estrato de espesor h_n y el desplazamiento a la profundidad z es:

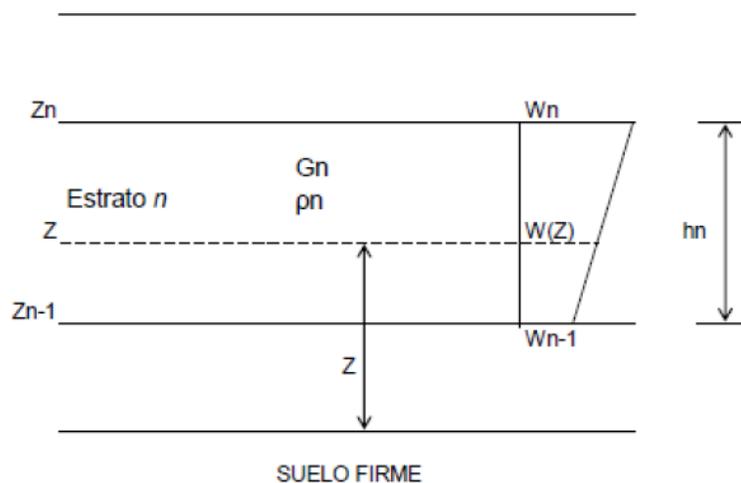


Figura 14. Estrato de espesor h_n (Deméneghi, 2021).

$$W(Z) = W_{n-1} + \frac{Z-Z_{n-1}}{h_n} (W_n - W_{n-1})$$

$$W(Z) = W_{n-1} - \frac{Z-Z_{n-1}}{h_n} W_{n-1} + \frac{Z-Z_{n-1}}{h_n} W_n$$

$$W(Z) = \frac{Z-Z_{n-1}}{h_n} W_n + \frac{h_n-Z-Z_{n-1}}{h_n} W_{n-1}$$

$$W(Z) = \frac{Z-Z_{n-1}}{h_n} W_n + \frac{Z_n-Z}{h_n} W_{n-1} \quad (3.2.6)$$

$$\frac{\partial W}{\partial z} = \frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \quad (3.2.7)$$

Reemplazando la ec.3.2.6 y 3.2.7 en la ec.3.2.5:

$$\omega^2 = \frac{\sum_{n=1}^N G_n \int_{z_{n-1}}^{z_n} \left| \frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \right|^2 dz}{\sum_{n=1}^N \rho_n \int_{z_{n-1}}^{z_n} \left| \frac{Z-Z_{n-1}}{h_n} W_n + \frac{Z_n-Z}{h_n} W_{n-1} \right|^2 dz} \quad (3.2.8)$$

Resolviendo integrales:

$$\int_{z_{n-1}}^{z_n} \left| \frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \right|^2 dz = \left| \frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \right|^2 (Z_n - Z_{n-1}) = \left| \frac{W_n - W_{n-1}}{h_n} \right|^2 h_n = \frac{(W_n - W_{n-1})^2}{h_n} \quad (3.2.9)$$

$$\begin{aligned} \int_{z_{n-1}}^{z_n} \left| \frac{Z-Z_{n-1}}{h_n} W_n + \frac{Z_n-Z}{h_n} W_{n-1} \right|^2 dz &= \frac{1}{h_n^2} \int_{z_{n-1}}^{z_n} (Z(W_n - W_{n-1}) + Z_n W_{n-1} - Z_{n-1} W_n)^2 dz \\ &= \frac{(Z(W_n - W_{n-1}) + Z_n W_{n-1} - Z_{n-1} W_n)^3}{3h_n^2 (W_n - W_{n-1})} \\ &= \frac{1}{3h_n^2 (W_n - W_{n-1})} [(Z_n(W_n - W_{n-1}) + Z_n W_{n-1} - Z_n W_n)^3 \\ &\quad - (Z_{n-1}(W_n - W_{n-1}) + Z_{n-1} W_{n-1} - Z_{n-1} W_n)^3] \\ &= \frac{1}{3h_n^2 (W_n - W_{n-1})} [(W_n(Z_n - Z_{n-1}))^3 - (W_{n-1}(Z_n - Z_{n-1}))^3] = \frac{(W_n^3 - W_{n-1}^3)h_n}{3(W_n - W_{n-1})} \\ &\quad \frac{(W_n - W_{n-1})(W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)h_n}{3(W_n - W_{n-1})} \\ \int_{z_{n-1}}^{z_n} \left| \frac{Z-Z_{n-1}}{h_n} W_n + \frac{Z_n-Z}{h_n} W_{n-1} \right|^2 dz &= \frac{h_n}{3} (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2) \quad (3.2.10) \end{aligned}$$

Reemplazar la ec.3.2.9 y 3.2.10 en 3.2.8:

$$\omega^2 = \frac{\sum_{n=1}^N \frac{G_n}{h_n} (W_n - W_{n-1})^2}{\sum_{n=1}^N \frac{\rho_n h_n}{3} (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)} \quad (3.2.11a)$$

Por otra parte, la deformación angular unitaria de un estrato de espesor h_i es:

$$\varepsilon_e = \frac{\tau_i}{G_i}$$

Y la deformación lateral del estrato es:

$$\delta_i = \frac{\tau_i}{G_i} h_i$$

Aplicando un esfuerzo unitario $\tau_i=1$, el modo fundamental al nivel n de un estrato se puede calcular aproximadamente con:

$$W_n = \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{G_i}$$

Pero

$$W_n - W_{n-1} = \frac{h_n}{G_n}$$

Quedando la ecuación ec 3.2.11 a expresada de la siguiente forma:

$$\omega^2 = \frac{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n}}{\sum_{n=1}^N \frac{\rho_n h_n}{3} (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)}$$

$$\omega^2 = \frac{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n}\right)^2}{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \sum_{n=1}^N \rho_n h_n \left(\left(\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{G_i}\right)^2 + \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{G_i} \sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i}{G_i} + \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{h_i}{G_i}\right)^2 \right)}$$

$$\omega^2 = \frac{3}{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \cdot \sum_{n=1}^N \rho_n h_n (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)} \quad (3.2.11b)$$

Donde

$$W_n = \frac{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{G_i}}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{G_i}} \quad (3.2.12)$$

Dado que el periodo del sitio T_s es:

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3.2.13)$$

Entonces sustituyendo ec.3.2.11b en 3.2.13:

$$T_s = \frac{2\pi}{\sqrt{3}} \sqrt{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \cdot \sum_{n=1}^N \rho_n h_n (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)} \quad (3.2.14)$$

En un depósito homogéneo $H_s=h_1$ por lo que se tiene:

$$v_s = \frac{G_1}{\rho_1}$$

Con lo que se obtiene:

$$T_s = \frac{2\pi H_s}{\sqrt{3} v_s}$$

El periodo de un espesor H_s debe ser:

$$T_s = \frac{4H_s}{v_s}$$

Por lo que hay que reemplazar $\frac{2\pi}{\sqrt{3}}$ por 4 en la ecuación ec.3.2.14 obteniendo:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \cdot \sum_{n=1}^N \rho_n h_n (W_n^2 + W_n W_{n-1} + W_{n-1}^2)} \quad (3.2.15)$$

III.4 Aspectos para tomar en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura aplicando las NTC-2017 del RCCM

Una vez descrito lo anterior resta poder aplicarlo; queda claro que la sección donde se tendrá mayor enfoque será en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo, según las recomendaciones de las NTCDS del reglamento de construcción de la Ciudad de México RCCM.

¿Qué aspectos se deben considerar?

Se sabe que el objetivo de las NTCDS tiene como propósito obtener una seguridad estructural adecuada, bajo las acciones de sismo más altas probables. En donde, no se tengan fallas estructurales mayores (permitiendo posibles daños en los edificios afectando la funcionalidad del edificio) evitando a toda costa la pérdida de vidas humanas.

Cada proyecto requiere de diferentes consideraciones a tomar, sin embargo, para aquellas estructuras en que se necesita un análisis de interacción suelo-estructura se tomarán en cuenta ciertos aspectos en específico de las NTC-2017, los cuales serán citados a continuación:

Las estructuras se analizarán bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno. Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifican estas Normas, y se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establecen las NTC sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Las estructuras se analizarán de acuerdo a sus características, analizando mediante:

- Método estático
- Método dinámico

En cualquier análisis se tendrá en cuenta la contribución de la rigidez del elemento estructural que sea significativo, se calculan las fuerzas sísmicas, deformaciones y desplazamientos laterales de la estructura (incluyendo los giros por torsión y teniendo en cuenta los efectos de flexión de sus elementos, así como la fuerza cortante, fuerza axial y torsión de los elementos). Se analiza que la estructura y la cimentación no rebasen ningún estado límite según las recomendaciones de las NTC en sus secciones de diseño por sismo y el diseño de cimentaciones, según sea el caso.

Como ya se mencionó anteriormente, el Valle de México se divide en 3 zonas geográficas de acuerdo al tipo de suelo (*Figura 3*):

- Zona I o de Lomas
- Zona II o de Transición
- Zona III, Lacustre o de lago.

Conocer las características geotécnicas del sitio es importante ya que toma un papel fundamental para el diseño de la estructura.

Para fines de diseño sísmico las construcciones se clasificarán en los grupos y subgrupos según su uso y nivel de relevancia. La clasificación de la estructura es básica para definir la demanda sísmica de diseño, en términos de los espectros de diseño o de los conjuntos de acelerogramas. También influye en la aplicabilidad de algunos procedimientos de diseño y algunos parámetros de diseño, además de que inciden en los requisitos para la revisión del diseño. Una vez clasificado el tipo de estructura se define el coeficiente sísmico “c” a considerar, definido en el artículo 139 del RCCM (Gaceta oficial de la Ciudad de México).

La forma de determinar las acciones sísmicas de diseño depende del método de análisis sísmico que se haya adoptado. Cuando se use el análisis dinámico modal o el análisis estático, las fuerzas sísmicas calculadas pueden reducirse para fines de diseño, en función de las características del sistema estructural y del tipo de suelo.

La distorsión de entrepiso se define como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones correspondiente. Para efectos de revisión, los desplazamientos laterales se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento o subsistema vertical contenido en el entrepiso (marcos, muros o cualquier otro elemento vertical). Se deberán revisar los desplazamientos laterales para las dos condiciones de diseño siguientes:

- a) Para el cumplimiento del estado límite de prevención de colapso, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño definido en el Capítulo 3 de las NTCDS-2017, multiplicadas por QR, no excedan los valores límite de distorsión (γ_{max}). Q es el factor de comportamiento sísmico y R es el factor de reducción por sobre-resistencia. El valor de R se calculará para el periodo fundamental de vibrar de la estructura. Los desplazamientos laterales y las distorsiones para esta condición se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden.
- b) Para el cumplimiento del estado límite de limitación de daños ante sismos frecuentes, salvo que todos los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal de manera

que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será 0.004.

Dado que para las distorsiones permisibles laterales es necesario el uso del factor de reducción “ Q ’ ”, éste se calcula de la siguiente manera:

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases}$$

En donde T es el periodo fundamental de vibración de la estructura, T_a es el periodo característico del espectro de diseño y Q es el factor de comportamiento sísmico, el cual adopta un valor en específico que oscila desde Q=1 hasta Q=4, el cual debe de cumplir ciertos requerimientos estructurales (ver tablas 2,3 y 4).

Tabla 2. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de concreto (NTCDS 2017, tabla 4.2.1).

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
i) Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
ii) Marcos de elementos prefabricados	Media	Con nudos monolíticos y conexiones dúctiles ubicadas fuera de las zonas críticas	3.0	0.020
	Baja	Con conexiones en zonas críticas o en los nudos	2.0	0.015
iii) Sistema dual ^(a) formado por marcos y muros de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	Alta	Con muros de concreto de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Con muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010
iv) Sistema formado por muros de concreto ⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Muros de concreto de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Muros de concreto de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Muros de concreto de ductilidad baja	2.0	0.010
v) Sistema dual ^(a) formado por marcos y muros acoplados ^(b) de concreto ⁽²⁾⁽³⁾	Media	Con muros de concreto y traveses de acoplamiento de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Con muros de concreto y traveses de acoplamiento de ductilidad baja	2.0	0.010
vi) Sistema dual ^(a) formado por marcos de concreto y contravientos metálicos ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁵⁾	Alta	Contravientos restringidos contra pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad media	2.0	0.010
vii) Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados ⁽⁶⁾	Alta	Marcos de ductilidad alta	4.0	0.020
	Media	Marcos de ductilidad media	3.0	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.010
viii) Sistemas con base en columnas de concreto en voladizo	Baja	Con columnas de ductilidad media para zonas I y II	2.0	0.010
		Con columnas de ductilidad alta para zona III		
ix) Sistema suspendido soportado por un núcleo de concreto formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010
x) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ⁽⁷⁾	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015
xi) Sistema dual formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas ⁽⁸⁾	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2.0	0.010

Tabla 3. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de acero y compuestas (NTCDS 2017, tabla 4.2.2).

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	γ_{max}
i) Marcos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Baja	----	2.0	0.015
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Conexiones semirrígidas	2.0	0.015
ii) Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
	Baja	Contravientos concéntricos que trabajan solo en tensión	1.5	0.005
iii) Sistema dual ^(a) formado por marcos de acero y muros ⁽²⁾⁽⁴⁾	Alta	Muros de ductilidad alta de placa de acero	4.0	0.020
	Alta	Muros de ductilidad alta de concreto	4.0	0.020
	Media	Muros de ductilidad media de placa de acero	3.0	0.015
	Baja	Muros de ductilidad baja de concreto	2.0	0.010
iv) Marcos compuestos	Alta	----	4.0	0.030
	Media	----	3.0	0.020
	Media	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad alta	3.0	0.020
	Media	Conexiones semirrígidas	3.0	0.020
	Baja	Vigas de alma abierta (armaduras) de ductilidad baja	2.0	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2.0	0.015
v) Sistema dual ^(a) formado por marcos compuestos y contravientos de acero ⁽²⁾⁽³⁾⁽⁴⁾	Alta	Contravientos excéntricos	4.0	0.020
	Alta	Contravientos restringidos al pandeo	4.0	0.020
	Media	Contravientos concéntricos de ductilidad alta	3.0	0.015
	Baja	Contravientos concéntricos de ductilidad baja	2.0	0.010
vi) Columnas de acero compactas en voladizo, sin o con relleno de concreto	Media	Columnas de ductilidad media	1.5	0.012
	Baja	Columnas de ductilidad baja	1.0	0.009
vii) Sistema suspendido soportado por un núcleo de acero formado por muros o marcos	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta de placa de acero	3.0	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media de placa de acero	2.0	0.010
viii) Marcos exteriores y columnas interiores interconectados por diafragmas horizontales rígidos ⁽⁵⁾	Media	Marcos exteriores de ductilidad media	3.0	0.020
	Baja	Marcos exteriores de ductilidad baja	2.0	0.015

Tabla 4. Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límite para estructuras de mampostería (NTCDS 2017, tabla 4.2.3).

Estructuración	Q	γ_{max}
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas con refuerzo horizontal ⁽²⁾	2.0	0.010
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas	2.0	0.005
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas con refuerzo horizontal ⁽²⁾	2.0	0.008
Muros de carga de mampostería confinada de piezas huecas	1.5	0.004
Muros de carga de mampostería de piezas huecas reforzadas interiormente	1.5	0.006
Muros diafragma	(3)	(4)
Muros de carga de mampostería confinada en combinación con otro sistema estructural de concreto o acero	(3)	(4)
Muros de carga de mampostería de piezas huecas o macizas no confinados ni reforzados ⁽⁵⁾	1.0	0.002
Mampostería de piedras naturales	1.0	0.002

Por otro lado, en el capítulo 5 en condiciones de regularidad, existen 13 condiciones para poder definir su clasificación ya sea, regular, irregular o muy irregular. En donde se mencionan que si es una estructura es irregular o muy irregular debe de tener correcciones en el factor de reducción “ Q ’ ”. Cabe mencionar que en las NTC-2017 el capítulo de interacción suelo-estructura (capítulo 8) sólo aplica para aquellas estructuras localizadas en las zonas II y III, en donde se menciona como calcular la interacción

cinemática, interacción inercial, cortante basal modificada, desplazamientos laterales modificados y por último el periodo y amortiguamientos efectivos de la estructura.

III.4.1 Periodo acoplado o efectivo

Sea una estructura de un grado de libertad como la mostrada en la *Figura 17*, se define el periodo efectivo del sistema de la siguiente forma:

$$\tilde{T}_e = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\overline{K}_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\overline{P}}} = 2\pi \sqrt{M} \sqrt{\frac{u_e + u_r + u_h}{P}}$$

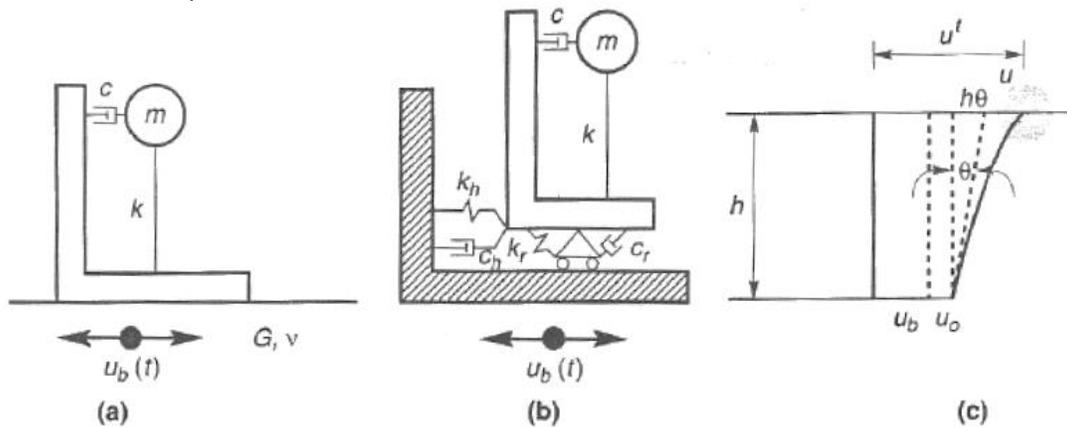


Figura 17. Desplazamiento de una estructura de un grado de libertad (Kramer, 1996).

Aplicando una fuerza horizontal P a la masa $m=M$ de la estructura:

$$K_e = \frac{P}{u_e}$$

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_e}}$$

$$T_e^2 = (2\pi)^2 \frac{M}{K_e}$$

Despejando la rigidez del sistema: $\frac{p}{u_e} = (2\pi)^2 \frac{M}{T_e^2}$

$$\frac{u_e}{P} = \frac{1}{K_e} = \frac{T_e^2}{(2\pi)^2 M}$$

De manera análoga para K_h

$$\frac{u_h}{P} = \frac{1}{K_h} = \frac{T_h^2}{(2\pi)^2 M}$$

$$K_r = \frac{M}{\theta} = \frac{M}{\frac{u_r}{h}} = \frac{Ph^2}{u_r}$$

$$T_h = (2\pi)h \sqrt{\frac{M}{K_r}}$$

$$K_r = (2\pi)^2 h^2 \frac{M}{T_r^2}$$

$$\frac{u_r}{P} = \frac{h^2}{K_r} = \frac{T_r^2}{(2\pi)^2 M}$$

Reemplazando en la ecuación del periodo acoplado:

$$\tilde{T}_e = 2\pi\sqrt{M} \sqrt{\frac{T_e^2}{(2\pi)^2 M} + \frac{T_r^2}{(2\pi)^2 M} + \frac{T_h^2}{(2\pi)^2 M}}$$

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_r^2 + T_h^2}$$

Las normas técnicas complementarias para diseño por sismo en la ecuación 8.2.7 indican que el periodo efectivo del sistema suelo-estructura se determina con:

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2}$$

Donde

T_h es el periodo natural de la estructura asociado con una traslación horizontal de cuerpo rígido, definido matemática como:

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}}$$

T_r es el periodo natural de la estructura asociado con una rotación de cuerpo rígido.

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}}$$

III.4.2 Rigidez y amortiguamiento

Considerando un sistema de un grado de libertad como el de la *Figura 18*.

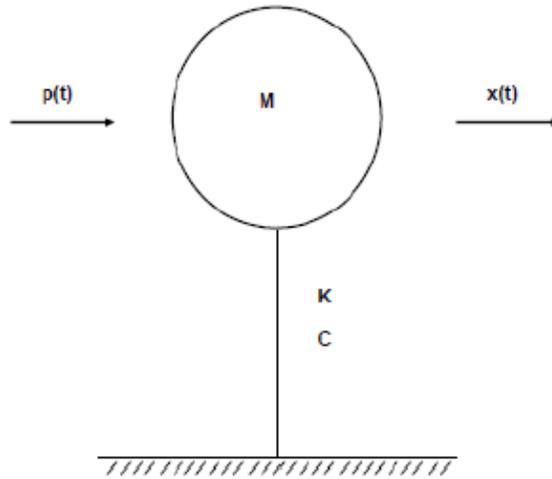


Figura 18. Oscilador de un grado de libertad.

La ecuación de equilibrio dinámico es

$$m\ddot{x} + C\dot{x} + Kx = p(t)$$

Donde

$$p(t) = Pe^{i\omega t}$$

$$x(t) = Xe^{i\omega t}$$

$$\dot{x}(t) = i\omega Xe^{i\omega t}$$

$$\ddot{x}(t) = i^2\omega^2 Xe^{i\omega t} = -\omega^2 Xe^{i\omega t}$$

Sustituyendo en la ecuación de movimiento

$$m(-\omega^2 Xe^{i\omega t}) + C(i\omega Xe^{i\omega t}) + K(Xe^{i\omega t}) = Pe^{i\omega t}$$

$$(K + i\omega C - m\omega^2)X = P$$

Definiendo la rigidez dinámica como $\tilde{K}(\omega)$

$$\tilde{K}(\omega) = \frac{P}{X} = (K - m\omega^2) + i\omega C$$

$$\tilde{K}(\omega) = K \left(1 - \omega^2 \frac{m}{K}\right) + K \frac{i\omega C}{K}$$

$$\omega e^2 = \frac{K}{m}$$

$$\tilde{K}(\omega) = K \left[\left(1 - \frac{\omega^2}{\omega e^2} \right) + \frac{i\omega C}{K} \right]$$

Sabiendo que

$$\zeta_e = \frac{C}{2\sqrt{mK}}$$

$$\tilde{K}(\omega) = K[k + i\omega c]$$

Donde

$$k = 1 - \frac{\omega^2}{\omega e^2}$$

$$c = \frac{2\zeta_e}{\omega e}$$

El amortiguamiento histerético se toma en cuenta multiplicando la ecuación $\tilde{K}(\omega) = K[k + i\omega c]$ por el factor $(1 + i2\zeta_s)$ donde ζ_s es el amortiguamiento histerético del suelo.

$$\tilde{K}(\omega) = K[k + i\omega c](1 + i2\zeta_s)$$

$$\tilde{K}(\omega) = K[k(1 + i2\zeta_s) + i\omega c(1 + i2\zeta_s)]$$

$$\tilde{K}(\omega) = K[k + 2\zeta_s c\omega + i(\omega c + 2\zeta_s k)]$$

Sea

$$\tilde{K}(\omega) = K(\omega) + i\omega C(\omega)$$

Igualando las partes real e imaginaria:

$$K(\omega) = K(k - 2\zeta_s c\omega)$$

$$\omega C(\omega) = K(\omega c + 2\zeta_s k)$$

$$C(\omega) = \frac{K(\omega c + 2\zeta_s k)}{\omega}$$

Donde $K(\omega)$ proporciona la rigidez dinámica, y $C(\omega)$ el amortiguamiento dinámico de un sistema de un grado de libertad.

Las NTCDS-2017 presentan las siguientes expresiones para cimentaciones someras y cimentaciones con pilote.

$$K_m = K_m^0(K_m - 2\zeta_s \eta_m c_m) \quad \text{Rigidez dinámica para cimentaciones someras}$$

$$C_m = \frac{K_m^0 (\eta_m c_m - 2\zeta_s k_m)}{\omega} \quad \text{Amortiguamiento dinámico para cimentaciones someras}$$

$$K_m = K_m^0 k_m \quad \text{Rigidez dinámica para pilotes}$$

$$C_m = \frac{2K_m^0 c_m}{\omega} \quad \text{Amortiguamiento dinámico para pilotes}$$

Consideramos el sistema de la *Figura 19* donde están representados la estructura y el terreno de cimentación, notando tres grados de libertad.

Donde

X_e deformación de la estructura

X_c desplazamiento de la base de la cimentación relativo al movimiento X_o de campo libre (traslación horizontal de la base de la cimentación)

ϕ_c rotación de la cimentación

El desplazamiento total de la estructura será

$$X_t = X_o + X_c + \phi_c (H_e + D) + X_e$$

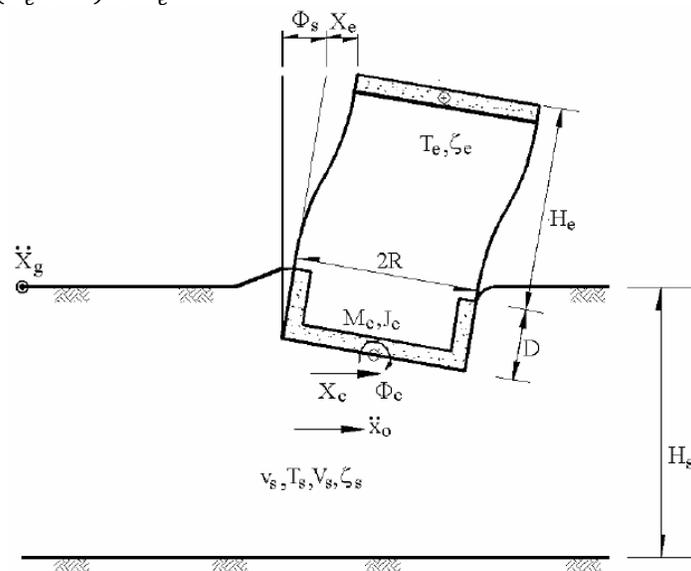


Figura 19. Sistema estructura-suelo (Mena y Pérez, 2008).

El equilibrio dinámico de la estructura es:

$$M_e \ddot{X}_e + M_e \ddot{X}_c + M_e (H_e + D) \ddot{\phi}_c + C_e \dot{X}_e + K_e X_e = -\ddot{x}_0(t) M_e$$

Mientras que el equilibrio dinámico de la estructura de cimentación es:

$$M_e \ddot{X}_e + (M_e + M_c) \ddot{X}_c + \left[M_e (H_e + D) + \frac{M_c E}{2} \right] \ddot{\phi}_c + C_h \dot{X}_c + C_{hr} \dot{\phi}_c + K_h X_c + K_{hr} \phi_c = -\ddot{x}_0(t) (M_e + M_c)$$

De acuerdo con la *Figura 20*.

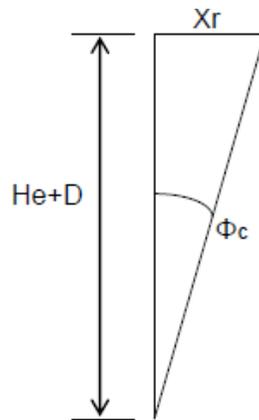


Figura 20. Rotación en la base de la cimentación

$$\tan \phi_c = \frac{X_r}{H_e + D}$$

Donde X_r es el desplazamiento de la masa M_e debido al giro ϕ_c

$$\phi_c \cong \frac{X_r}{H_e + D}$$

$$X_r \cong \phi_c (H_e + D)$$

$$\dot{X}_r \cong \dot{\phi}_c (H_e + D)$$

$$\ddot{X}_r \cong \ddot{\phi}_c (H_e + D)$$

La rotación de la base de la cimentación conduce a

$$\begin{aligned} M_e(H_e + D)\ddot{X}_e + \left[M_e(H_e + D) + \frac{M_c D}{2} \right] \ddot{X}_c + M_e(H_e + D)^2 \ddot{\phi}_c + C_{hr} \dot{X}_c + C_r \dot{\phi}_c + K_{hr} X_c + K_r \phi_c \\ = -\ddot{x}_0(t) \left[M_e(H_e + D) + \frac{M_c E}{2} \right] \end{aligned}$$

En las expresiones anteriores:

M_e	es la masa de la estructura
K_e	es la rigidez de la estructura
C_e	es el amortiguamiento de la estructura
H_e	es la altura de la estructura
M_c	es la masa de la cimentación
I_c	es el momento de inercia de la masa de la cimentación respecto al eje de rotación de su base
D	es la profundidad de desplante de la cimentación
E	es la altura del muro lateral de la cimentación
K_h y C_h	son la rigidez y el amortiguamiento del suelo, respectivamente, en el modo de traslación de la cimentación, e igualmente

K_r y C_r son la rigidez y el amortiguamiento del suelo, en el modo de rotación de la cimentación

$K_{hr}=K_{rh}$ y C_{hr} y C_{rh} representan rigidez y amortiguamiento del suelo acoplados

Considerando libre de movimiento armónico con frecuencia ω (Mena y Pérez, 2008), los movimientos del sistema de la *Figura 19* queda:

$$\ddot{x}_0(t) \cong \ddot{X}_0 e^{i\omega t}$$

$$x_e(t) \cong X_e e^{i\omega t}, \dot{x}_e(t) = i\omega X_e e^{i\omega t}, \ddot{x}_e(t) = -\omega^2 X_e e^{i\omega t}$$

$$x_c(t) \cong X_c e^{i\omega t}, \dot{x}_c(t) = i\omega X_c e^{i\omega t}, \ddot{x}_c(t) = -\omega^2 X_c e^{i\omega t}$$

$$\phi_c(t) \cong \phi_c e^{i\omega t}, \dot{\phi}_c(t) = i\omega \phi_c e^{i\omega t}, \ddot{\phi}_c(t) = -\omega^2 \phi_c e^{i\omega t}$$

Despreciando la masa de la cimentación y el momento de inercia de dicha masa, así como el acoplamiento entre la traslación y la rotación de la cimentación.

$$-\omega^2 M_e X_e - \omega^2 M_e X_c - \omega^2 M_e (H_e + D) \phi_c + i\omega C_e X_e + K_e X_e = -\ddot{X}_0 M_e$$

$$(K_e - \omega^2 M_e) X_e - \omega^2 M_e X_c - \omega^2 M_e (H_e + D) \phi_c + i\omega C_e X_e = -\ddot{X}_0 M_e$$

Dividiendo entre $\omega^2 M_e$

$$\left(\frac{K_e}{\omega^2 M_e} - 1 \right) X_e - X_c - (H_e + D) \phi_c + \frac{i\omega C_e X_e}{\omega^2 M_e} = -\frac{\ddot{X}_0}{\omega^2}$$

$$\left(\frac{K_e}{\omega^2 M_e} + \frac{iC_e}{\omega M_e} - 1 \right) X_e - X_c - (H_e + D) \phi_c = -\frac{\ddot{X}_0}{\omega^2}$$

$$\omega = \sqrt{\frac{K_e}{M_e}}$$

$$\omega^2 = \frac{K_e}{M_e}$$

$$\frac{K_e}{\omega^2 M_e} + \frac{iC_e}{\omega M_e} = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} + i \frac{2\sqrt{\frac{K_e}{M_e}} C_e}{\omega M_e \cdot 2\sqrt{K_e M_e}} = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} + 2i \frac{\omega_e}{\omega} \zeta_e = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} + 2i \frac{\omega_e^2}{\omega^2} \frac{\omega_e}{\omega} \zeta_e$$

$$\frac{K_e}{\omega^2 M_e} + \frac{iC_e}{\omega M_e} = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} \left(1 + 2i \frac{\omega}{\omega_e} \zeta_e \right) = \frac{\omega_e^2}{\omega^2} (1 + 2i \zeta_e')$$

$$\zeta_e' = \frac{\omega}{\omega_e} \zeta_e$$

$$\left[\frac{\omega_e^2}{\omega^2} (1 + 2i \zeta_e') - 1 \right] X_e - X_c - (H_e + D) \phi_c = -\frac{\ddot{X}_0}{\omega^2} \quad (3.6.1)$$

Procediendo en el equilibrio dinámico en la estructura de cimentación:

$$-\omega^2 M_e X_e - \omega^2 (M_e + M_c) X_c - \omega^2 M_e (H_e + D) \phi_c + i\omega C_h X_h + K_h X_c = -\ddot{X}_0 (M_e)$$

Dividiendo entre $\omega^2 M_e$

$$-X_e + \left[\frac{\omega_h^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_e') - 1 \right] X_c - (H_e + D) \phi_c = -\frac{\ddot{X}_0}{\omega^2} \quad (3.6.2)$$

Procedimiento en forma similar a los pasos anteriores, la ecuación de rotación en la base de la cimentación queda

$$-\omega^2 M_e (H_e + D) X_e - \omega^2 [M_e (H_e + D)] X_c - \omega^2 M_e (H_e + D)^2 \phi_c + i\omega C_r \dot{\phi}_c + K_r \phi_c = -\ddot{X}_0 [M_e (H_e + D)]$$

Dividiendo entre $\omega^2 M_e (H_e + D)$

$$-\ddot{X}_e - X_c + \left[\frac{\omega_r^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_r') - 1 \right] (H_e + D)^2 \phi_c = -\frac{\ddot{X}_0}{\omega^2} \quad (3.6.3)$$

Ordenando las ecuaciones 3.6.1 y 3.6.2 en forma matricial

$$\begin{bmatrix} \frac{\omega_e^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_e') - 1 & -1 & -1 \\ -1 & \frac{\omega_h^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_e') - 1 & -1 \\ -1 & -1 & \frac{\omega_r^2}{\omega^2} (1 + 2i\zeta_r') - 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_e \\ X_c \\ (H_e + D) \phi_c \end{Bmatrix} = -\frac{\ddot{X}_0}{\omega^2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

En la ecuación matricial

$$\omega_e^2 = \frac{K_e}{M_e}$$

$$\omega_h^2 = \frac{K_h}{M_e}$$

$$\omega_r^2 = \frac{K_r}{M_e (H_e + D)^2}$$

$$\zeta_e = \frac{\omega C_h}{2K_h}$$

$$\zeta_r = \frac{\omega C_r}{2K_r}$$

De la ecuación matricial, se despeja X_e

$$\left[1 + 2i\zeta_e' - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1 + 2i\zeta_e'}{1 + 2i\zeta_h'} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1 + 2i\zeta_e'}{1 + 2i\zeta_r'} \right] \omega_e^2 X_e = -\ddot{X}_0$$

Considerando un oscilador equivalente al sistema suelo-estructura, en el cual

$$\widetilde{\omega}_e^2 \widetilde{X}_e = -\ddot{X}_0 \left[1 - \frac{\omega^2}{\widetilde{\omega}_e^2} + 2i\widetilde{\zeta}_e \frac{\omega^2}{\widetilde{\omega}_e^2} \right]^{-1}$$

Despreciando los términos de amortiguamiento de segundo orden, la pseudo-aceleración del sistema suelo-estructura se reduce a

$$\widetilde{\omega}_e^2 \widetilde{X}_e = -\ddot{X}_0 \left[1 - \frac{\omega^2}{\omega_e^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + 2i \left(\zeta_e' + (\zeta_h - \zeta_e') \frac{\omega^2}{\omega_r^2} + (\zeta_r - \zeta_e') \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right) \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \right]^{-1}$$

Para la condición de resonancia, donde $\omega = \widetilde{\omega}_e$ la igualdad de las partes reales de las dos ecuaciones anteriores conduce a la siguiente frecuencia del sistema suelo-estructura

$$\frac{1}{\widetilde{\omega}_e^2} = \frac{1}{\omega_e^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2}$$

La igualdad de las partes imaginarias, para la condición de resonancia, permite obtener el amortiguamiento del sistema suelo-estructura

$$\widetilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{\widetilde{\omega}_e}{\omega_e} \right)^2 + \zeta_h \left(\frac{\widetilde{\omega}_e}{\omega_h} \right)^2 + \zeta_r \left(\frac{\widetilde{\omega}_e}{\omega_r} \right)^2$$

Para fines prácticos la ecuación anterior se puede ajustar con la siguiente expresión

$$\widetilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{\widetilde{\omega}_e}{\omega_e} \right)^2 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{\widetilde{\omega}_e}{\omega_h} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{\widetilde{\omega}_e}{\omega_r} \right)^2$$

Las NTCDs-2017 proponen la siguiente expresión para el cálculo del amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura elástico:

$$\widetilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\widetilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{T_e}{\widetilde{T}_h} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_e}{\widetilde{T}_r} \right)^2$$

Donde los coeficientes de amortiguamiento de traslación y rotación se calculan con las expresiones

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\widetilde{T}_e K_h}$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\widetilde{T}_e K_r}$$

Para el cálculo de rigideces y amortiguamientos a considerar en la interacción suelo-estructura se puede consultar la tabla 8.2.1 de las NTCDs-2017.

Tabla 5. Rigideces y amortiguamientos de cimentación someras o con pilotes (NTCDS 2017, Tabla 8.2.1).

Cimentaciones someras			
$K_m = K_m^o(k_m - 2\zeta_s \eta_m c_m)$ y $C_m = K_m^o(\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m)/\omega$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T_c}$		Parámetros de frecuencia $\begin{cases} \eta_m = \omega R_m / \beta_s \\ \eta_s = \pi R_h / 2H_s \\ \eta_p = [2(1-\nu_s)/(1-2\nu_s)]^{1/2} (\pi R_r / 2H_s) \end{cases}$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^o = \frac{8G_s R_h}{2-\nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \times \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$	$k_h = 1$	$c_h = \frac{0.65\zeta_s \eta_{hs}}{1 - (1-2\zeta_s)\eta_{hs}^2}; \text{ si } \eta_{hs} = \eta_h/\eta_s \leq 1$ $c_h = 0.576; \text{ si } \eta_{hs} = \eta_h/\eta_s > 1$
Vertical	$K_v^o = \frac{4G_s R_v}{1-\nu_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \times \left[1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1-D/H_s}\right]$	$k_v = 1$	$c_v = 0; \text{ si } \eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1+1.85(1-\nu_s)D/R_v}{1+0.5D/R_v}; \text{ si } \eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8G_s R_r^3}{3(1-\nu_s)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \times \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$	$k_r = 1 - 0.2\eta_r; \text{ si } \eta_r \leq 2.5$ $k_r = 0.5; \text{ si } \eta_r > 2.5, \nu_s \leq 1/3$ $k_r = 1 - 0.2\eta_r; \text{ si } \eta_r > 2.5, \nu_s \geq 0.45$ Interpolarse linealmente para $1/3 < \nu_s < 0.45$	$c_r = \frac{0.5\zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1-2\zeta_s)\eta_{rp}^2}; \text{ si } \eta_{rp} = \eta_r/\eta_p \leq 1$ $c_r = \frac{0.3\eta_r^2}{1+\eta_r}; \text{ si } \eta_{rp} = \eta_r/\eta_p > 1$
Cimentaciones con pilotes			
$K_m = K_m^o k_m$ y $C_m = 2K_m^o c_m / \omega$ $m = h, v, r$ $\omega = \text{frecuencia de interés} = \frac{2\pi}{T_c}$		Parámetros de frecuencia $\begin{cases} \eta = \omega d / \beta_s \\ \eta_s = \pi d / 2H_s \\ \eta_p = 3.4 \eta_s / [\pi(1-\nu_s)] \end{cases}$	
Modo de vibrar	Rigidez estática	Coefficiente de rigidez	Coefficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_h^o = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s}\right)^{0.21}$	$k_h = 1$	$c_h = 0.8\zeta_s; \text{ si } \eta \leq \eta_s$ $c_h = 0.8\zeta_s + 0.175(E_p/E_s)^{0.17} \eta; \text{ si } \eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9dE_s \left(\frac{L}{d}\right)^{0.67}$	$k_v = 1; \text{ si } L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}; \text{ si } L/d \geq 50$ Interpolarse linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = \zeta_s; \text{ si } \eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413}{1+\nu_s} \left(\frac{L}{d}\right)^{0.33} \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^2}\right) \eta^{0.2}; \text{ si } \eta > 1.5\eta_p$ Interpolarse linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5\eta_p$

III.4.3 Cortante basal modificado

Otros aspectos relevantes que se deben tomar en cuenta para considerar los efectos de la IDSE de acuerdo con las NTCDS-2017, son fuerza cortante en la base modificada. Deberá aplicarse con los métodos estático y dinámico modal. Cumpliendo con la siguiente condición para el análisis estático:

$$\widetilde{V}_0 = a'W_0 - (a' - \widetilde{a}')W_e$$

Donde

W_0 deberá tomarse como el peso total de la estructura, incluyendo cargas muertas y vivas
 W_e será el peso efectivo de la estructura, y deberá tomarse como $0.7W_0$ excepto para estructura de un solo nivel en cuyo caso se tomará igual a W_0

Y las ordenadas espectrales de diseño a' y \widetilde{a}' , sin y con los efectos de la IDSE, respectivamente se determinarán con las siguientes expresiones:

$$a' = \frac{a}{RQ'}$$

$$\widetilde{a}' = \frac{\widetilde{a}}{R\widetilde{Q}'}$$

Las fuerzas laterales, momentos torsionantes y momentos de volteo calculados para la estructura con base rígida se multiplicarán por el factor $\frac{\widetilde{V}_0}{V_0}$ a fin de incluir los efectos de interacción suelo-estructura, siendo $V_0=a'W_0$ la fuerza cortante basal de la estructura con base rígida. El valor de este factor no se tomará menos que 0.75, ni mayor que 1.25. En general, la primera condición ocurre cuando el periodo de la estructura es mayor que el periodo del sitio y la segunda, en caso contrario.

III.4.4 Desplazamientos laterales

La modificación de los desplazamientos laterales del sistema estructural en la dirección en que se analice el sismo, deberán ser corregidos con la siguiente expresión

$$\widetilde{X}_i = \frac{\widetilde{V}_0}{V_0} \left[X_i + \frac{V_0}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_0}{K_r} \right]$$

Donde

M_0 Momento de volteo en la base de la cimentación.

X_i Desplazamiento del i -ésimo nivel a la altura h_i sobre el desplante, calculado en la dirección de análisis con fuerzas sísmicas sin modificar por interacción suelo-estructura.

K_h y K_r Rigidez de traslación y rotación de la cimentación, respectivamente. Se definen como la fuerza y el momento necesarios para producir un desplazamiento horizontal y una rotación unitarios de la cimentación, respectivamente.

Y cuando se aplique un análisis dinámico modal, los desplazamientos laterales correspondientes al modo fundamental en la dirección de análisis, corregidos por los efectos de interacción suelo estructura, serán determinados con la siguiente expresión:

$$\widetilde{X}_{i1} = \frac{\widetilde{V}_{01}}{V_{01}} \left[X_{i1} + \frac{V_{01}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{01}}{K_r} \right]$$

V_{01} y M_{01} Fuerza cortante y momento de volteo de la base, respectivamente, correspondientes al modo fundamental en la dirección del análisis sin modificar por interacción suelo-estructura

X_{i1} Desplazamientos del i -ésimo nivel a la altura h_i sobre el desplante, calculado usando el modo fundamental en la dirección de análisis con fuerzas sísmicas sin modificar por interacción suelo-estructura.

Para el caso de la contribución de modos superiores a los desplazamientos laterales se considerará como en el caso de estructuras con base fija. Los desplazamientos resultantes de la superposición modal deben tenerse en cuenta en el cálculo de los efectos de 2º orden y revisión del estado límite para choques con estructuras adyacentes.

III.4.5 Factor de reducción por comportamiento sísmico

De acuerdo con las provisiones estipuladas en las NTCDS-2017, el factor de reducción por comportamiento sísmico \tilde{Q}' corregido por la interacción, quedará expresado en función del periodo efectivo de la estructura y se determina como sigue:

$$\text{si } \tilde{T}_e \leq T_a \quad \tilde{Q}' = 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{T}_e}{k T_a}}$$

$$\text{si } T_a < \tilde{T}_e \leq T_b \quad \tilde{Q}' = 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k}}$$

$$\text{si } \tilde{T}_e > T_b \quad \tilde{Q}' = 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{p}}{k}}$$

Donde

$$\tilde{p} = p(\tilde{T}_e)$$

$$\tilde{\beta} = \beta(\tilde{T}_e, \tilde{\zeta}_e)$$

$$\tilde{Q} = 1 + (q - 1) \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2}$$

CAPÍTULO IV PREDIMENSIONAMIENTO Y ANÁLISIS DE CARGAS

IV.1 Pre-dimensionamiento de elementos estructurales

Dado que en las Normas Técnicas Complementarias (2017) no cuentan con fórmulas que facilite el cálculo del pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, se optará por aplicar un criterio mediante ecuaciones empíricas no reglamentadas por las NTC-2017.

Para la verificación de que éstos cumplan, se ratificará con los requisitos geométricos que demande el elemento estructural según se estipula en las NTCD-2017 (diseño de estructuras de concreto) según la ductilidad de la estructura.

Los pre-dimensionamientos se basan en las siguientes ecuaciones:

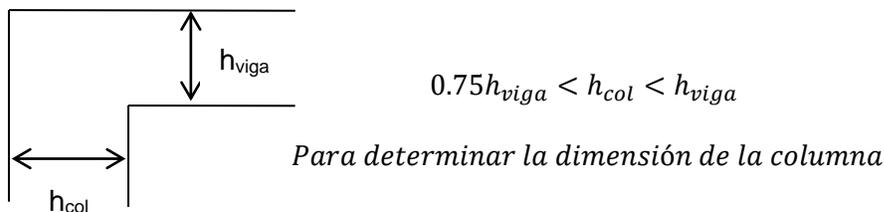
Para vigas principales:

$$b_{viga} \geq \frac{L}{30} \text{ se usa para determinar el ancho de la sección de la viga}$$

$$h_{viga} \geq 3b \text{ se usa para determinar la altura de la sección de la viga}$$

Donde L : distancia longitudinal de viga.

Para columnas:



Dado que las medidas de las vigas longitudinales y transversales son muy semejantes, se va a considerar sólo la dirección longitudinal para la pre-dimensión de la viga obteniendo:

$$b_{viga} \geq \frac{L}{30} = \frac{750}{30} = 25 \text{ cm}$$

$$h_{viga} \geq 3b = 3(25) = 75 \text{ cm}$$

Haciendo una mejor distribución de las medidas de la viga queda definida por: 30x70 cm.

Por lo tanto, la columna tiene una pre-dimensión de:

$$0.75h_{viga} < h_{col} < h_{viga}$$

$$0.75(70 \text{ cm}) < h_{col} < 70 \text{ cm}$$

$$52.5 \text{ cm} < h_{col} < 70 \text{ cm}$$

Al tener una planta de la estructura casi cuadrada, se propone que las columnas tengan medidas de 55x55cm.

Considerando que los tableros de losa tienen una dimensión de 3.5x3.75 m, la pre-dimensión del espesor de losa de entrepiso se va a considerar un $h_{losa}=12$ cm, debido a que es una de las medidas comúnmente utilizada. Suponiendo también para la cimentación un espesor de muros y losa de cimentación de 20 cm.

Verificando que las medidas anteriormente cumplan con los requisitos geométricos establecidos en las NTC-2017 para una estructura con ductilidad $Q=2$, se tiene:

En vigas 30x70cm:

Suponiendo que se tiene un recubrimiento de 5 cm:

$$L \geq 4d = 4(70 - 5) = 260\text{cm} \rightarrow 750\text{ cm} \geq 260\text{ cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$b \geq 25\text{cm} \rightarrow 30\text{ cm} \geq 25\text{ cm} \therefore \text{Cumple}$$

$$b \geq \frac{h}{6} = \frac{70}{6} = 11.66\text{ cm} \rightarrow 30\text{ cm} \geq 11.66\text{ cm} \therefore \text{Cumple}$$

En columnas 55x55 cm:

$$\frac{c_{max}}{c_{min}} \leq 2.5 \rightarrow 1 \leq 2.5 \therefore \text{Cumple}$$

$$c_{min} \geq 20\text{ cm} \rightarrow 55\text{ cm} \geq 20\text{ cm} \therefore \text{Cumple}$$

Por lo tanto, la pre-dimensión de los elementos estructurales es correcta.

IV.2 Determinación del periodo efectivo y funciones de impedancia

Para determinar los parámetros dinámicos para llevar a cabo el análisis estructural considerando interacción dinámica suelo-estructura, es necesario realizar el procedimiento para determinar el periodo efectivo. Con base en el estudio de mecánica de suelos se deben extraer algunos datos necesarios para realizar la primera iteración y así poder obtener el periodo efectivo (8.3.2 NTCDS-2017).

Tabla 6. Tabla resumen de parámetros de resistencia de estratigrafía (Estudio geotécnico).

Estrato	De	A	CLAS.	N	ρ_m	c	f	n	eo	E
	m	m			t/m3	t/m2	grad			t/m2
I	0.00	1.20	CL	7-11	1.65	3.5	10	0.3	-	550
II	1.20	3.50	CL	2-6	1.35	2.5	5	3	5	300
III	3.50	5.00	SC	19-34	1.41	6	15	0.32	1.3	800
IV	5.00	12.00	CH	PH-6	1.15	2	8	0.3	6.7	250
V	12.00	15.00	SC	23-50/15	1.26	8	7	0.35	4	800
VI	15.00	17.00	CL	4-11	1.32	7.2	8	0.3	4.4	300
VII	17.00	25.00	ML	50/20 - 50/10	1.7	15	30	0.4	2.5	2000

En donde:

CLAS: Clasificación del suelo de acuerdo a sus características

N: Resistencia en prueba de penetración del estrato

g_m : Peso volumétrico del suelo (t/m^3)

c: Cohesión aparente del suelo

f: Ángulo de fricción interna del suelo

n: Coeficiente de Poisson

e_0 : Relación de vacíos inicial del suelo

E: Módulo de elasticidad del suelo

Con base a los datos geotécnicos y con ayuda de un modelo matemático de la estructura con base rígida (Ver figura 21), una vez corrido el programa se obtiene el peso total de la estructura y el periodo fundamental en el sentido "X" de la estructura, en este caso resultó ser igual a 0.7778 seg (véase modelado en Capítulo V).

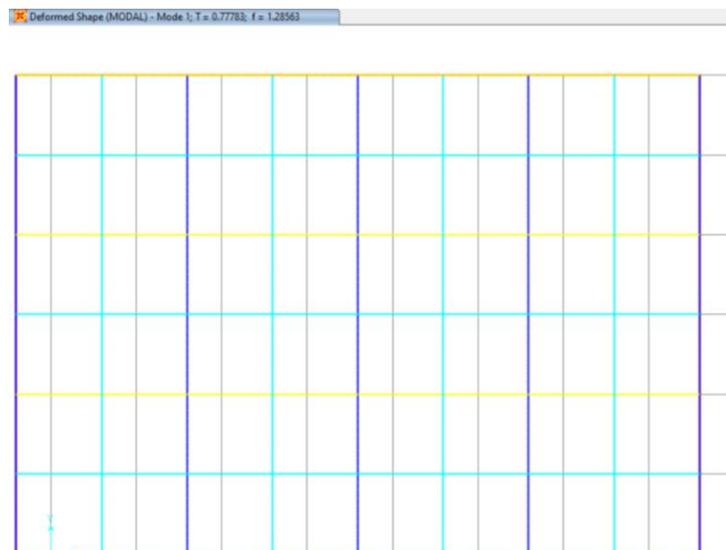


Figura 21. Periodo fundamental en sentido "X" $T_{ex}=0.7778$ seg.

Para la primera iteración se supondrá que el periodo efectivo es igual al periodo fundamental obtenido del análisis modal, es decir 0.7778s. Con base a las tablas 8.2.1 y 8.2.2 del capítulo 8 de las NTCDS-2017 y siguiendo la metodología de Rodríguez M. (2021), se determinan las rigideces estáticas, coeficientes de rigideces y de amortiguamiento, para así, poder obtener el amortiguamiento efectivo.

REQUISITOS PRELIMINARES ISE (DIRECCIÓN X)

Datos

Periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés:	$T_s =$	0.938	s
Profundidad de desplante:	$D =$	3.5	m
Profundidad de la segunda capa dura:	$H_s =$	17	m
Longitud de la planta de cimentación	$L_x =$	30.00	m
Ancho de la planta de cimentación:	$B_y =$	21.00	m
Altura de la estructura:	$H =$	24.5	m
Periodo fundamental efectivo de la estructura con base rígida:	$T_e =$	0.778	s

Interacción Cinemática

Velocidad de ondas de corte del suelo

$$V_s = \frac{4H_s}{T_s}$$

En donde:

$$H_s = 17.00 \quad \text{m}$$

$$T_s = 0.94 \quad \text{s}$$

Sustituyendo

$$V_s = 72.5 \quad \text{m/s}$$

Tiempo de tránsito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante

$$\tau_v = D/V_s$$

En donde:

$$D = 3.50 \quad \text{m}$$

$$V_s = 72.49 \quad \text{m/s}$$

Sustituyendo

$$\tau_v = 0.048 \quad \text{s}$$

Radio equivalente de la cimentación

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

$$L = 30.00 \quad \text{m}$$

$$B = 21.00 \quad \text{m}$$

$$A = 630.00 \quad \text{m}^2$$

Sustituyendo

$$r = 14.16 \quad \text{m}$$

Requisitos que deben cumplirse para no considerar la interacción cinemática

$$\frac{T_s}{\tau_v} > 12$$

En donde:

$$T_s = 0.94 \quad \text{s}$$

$$\tau_v = 0.048 \quad \text{s}$$

Sustituyendo

$$\frac{T_s}{\tau_v} = 19.43 > 12 \quad \text{Cumple}$$

$$D/r > 0.5$$

En donde:

$$D = 3.50 \quad \text{m}$$

$$r = 14.16 \quad \text{m}$$

Sustituyendo

$$D/r = 0.25 < 0.5 \quad \text{No cumple}$$

Por lo tanto SI debe considerarse la interacción cinemática

Interacción Inercial

Requisitos que deben cumplirse para no considerar la interacción inercial

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5$$

En donde:

$$T_e = 0.78 \quad \text{s}$$

$$T_s = 0.94 \quad \text{s}$$

$$H_s = 17 \quad \text{m}$$

$$H_e = 17.15 \quad \text{m}$$

Sustituyendo

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} = 0.82 < 2.5 \quad \text{No cumple}$$

Por lo tanto SI debe considerarse la interacción inercial

PERÍODO Y AMORTIGUAMIENTO

Datos

Peso volumétrico del suelo:	$\gamma_s =$	1.45	t/m ³
Módulo de rigidez al corte del suelo:	$G_s =$	776.8	t/m ²
Coefficiente de Poisson del suelo:	$\nu_s =$	0.3	
Profundidad de la segunda capa dura:	$H_s =$	17	m
Profundidad de desplante:	$D =$	3.5	m
Radio equivalente de la cimentación en traslación:	$R_h =$	14.16	m
Radio equivalente de la cimentación en el modo vertical:	$R_v =$	14.16	m
Radio equivalente de la cimentación en rotación:	$R_r =$	15.66	m
Periodo fundamental de vibrar del sistema estructural en la dirección de análisis:	$\tilde{T}_e =$	0.7778	s
Frecuencia:	$\omega = 2\pi/\tilde{T}_e =$	8.08	Hz
Velocidad de propagación de ondas de corte en el suelo:	$\beta_s =$	72.5	m/s
Fracción del amortiguamiento crítico del suelo:	$\zeta_s =$	0.03	
Periodo fundamental efectivo de la estructura con base rígida:	$\tilde{T}_e =$	0.778	s
Fracción del amortiguamiento crítico de la estructura:	$\zeta =$	0.05	
Peso total de la estructura:	$W_o =$	4643	t
Altura de la estructura:	$H =$	24.5	m

Parámetros de frecuencia

Frecuencia adimensional normalizada respecto a Rh

$$\eta_h = \omega R_h / \beta_s$$

En donde:

$\omega =$	8.08	Hz
$R_h =$	14.16	m
$\beta_s =$	72.49	m/s

Sustituyendo

$$\eta_h = 1.578$$

Frecuencia adimensional normalizada respecto a Rv

$$\eta_v = \omega R_v / \beta_s$$

En donde:

$\omega =$	8.08	Hz
$R_v =$	14.16	m
$\beta_s =$	72.49	m/s

Sustituyendo

$$\eta_v = 1.578$$

Frecuencia adimensional normalizada respecto a Rr

$$\eta_r = \omega R_r / \beta_s$$

$\omega =$	8.08	Hz
$R_r =$	15.66	m
$\beta_s =$	72.49	m/s

Sustituyendo

$$\eta_r = 1.745$$

Frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración horizontal

$$\eta_s = \pi R_h / 2H_s$$

En donde:

$$\begin{aligned} R_h &= 14.16 & \text{m} \\ H_s &= 17.00 & \text{m} \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$\eta_s = 1.308$$

Frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración vertical

$$\eta_p = [2(1 - \nu_s)/(1 - 2\nu_s)]^{1/2} (\pi R_r / 2H_s)$$

En donde:

$$\begin{aligned} \nu_s &= 0.30 \\ R_r &= 15.66 & \text{m} \\ H_s &= 17.00 & \text{m} \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$\eta_p = 2.707$$

Rigidez Estática

Rigidez estática horizontal

$$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2 - \nu_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$$

En donde:

$$\begin{aligned} G_s &= 777 & \text{t/m}^2 \\ R_h &= 14.16 & \text{m} \\ \nu_s &= 0.3 \\ H_s &= 17 & \text{m} \\ D &= 3.5 & \text{m} \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$K_h^0 = 107,390 \quad \text{t/m}$$

Rigidez estática vertical

$$K_v^0 = \frac{4G_s R_v}{1 - \nu_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s}\right) \left(1 + \frac{D}{2R_v}\right) \left(1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v}\right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s}\right)$$

En donde:

$$\begin{aligned} G_s &= 777 & \text{t/m}^2 \\ R_v &= 14.16 & \text{m} \\ \nu_s &= 0.3 \\ H_s &= 17 & \text{m} \\ D &= 3.5 & \text{m} \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$K_v^0 = 175,474 \quad \text{t/m}$$

Rigidez estática cabeceo

$$K_r^0 = \frac{8G_s R_r^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{R_r}\right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s}\right)$$

En donde:

$G_s =$	777	t/m2
$R_r =$	15.66	m
$\nu_s =$	0.3	
$H_s =$	17	m
$D =$	3.5	m

Sustituyendo

$$K_r^0 = 21,747,419 \text{ t-m/rad}$$

Coefficiente de rigidez

Coefficiente de rigidez horizontal:

$$k_h = 1.000$$

Coefficiente de rigidez vertical:

$$k_v = 1.000$$

Coefficiente de rigidez por cabeceo

$$k_r = 1 - 0.2\eta_r \quad \text{si} \quad \eta_r \leq 2.5$$

$$k_r = 0.5 \quad \text{si} \quad \eta_r > 2.5, \quad \nu_s \leq 1/3$$

$$k_r = 1 - 0.2\eta_r \quad \text{si} \quad \eta_r > 2.5, \quad \nu_s \geq 0.45$$

Interpolar linealmente para $1/3 < \nu_s < 0.45$

En donde:

$\eta_r =$	1.745
$\nu_s =$	0.300

Sustituyendo

$$k_r = 0.651$$

Coefficiente de amortiguamiento

Coefficiente de amortiguamiento horizontal

$$c_h = \frac{0.65\zeta_s\eta_{hs}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2} \quad \text{si} \quad \eta_{hs} = \eta_s/\eta_s \leq 1$$

$$c_h = 0.576 \quad \text{si} \quad \eta_{hs} = \eta_s/\eta_s > 1$$

En donde:

$\zeta_s =$	0.03
$\eta_{hs} =$	1.21

Sustituyendo

$$c_h = 0.576$$

Coefficiente de amortiguamiento vertical

$$c_v = 0 \quad \text{si} \quad \eta_v < \eta_p$$

$$c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1 - \nu_s) D/R_v}{1 + 0.5 D/R_v} \quad \text{si} \quad \eta_v \geq \eta_p$$

En donde:

$$\begin{aligned} \nu_s &= 0.3 \\ D &= 3.5 \quad \text{m} \\ R_v &= 14.16 \quad \text{m} \\ \eta_v &= 1.578 \\ \eta_p &= 2.707 \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$c_v = 0.00$$

Coefficiente de amortiguamiento cabeceo

$$c_r = \frac{0.5 \zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2 \zeta_s) \eta_{rp}^2} \quad \text{si} \quad \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p \leq 1$$

$$c_r = \frac{0.3 \eta_r^2}{1 + \eta_r^2} \quad \text{si} \quad \eta_{rp} = \eta_r / \eta_p > 1$$

En donde:

$$\begin{aligned} \zeta_s &= 0.03 \\ \eta_r &= 1.745 \\ \eta_p &= 2.707 \\ \eta_{rp} &= 0.645 \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$c_r = 0.0159$$

Rigideces de la cimentación

Rigidez horizontal

$$K_h = K_h^0 (k_h - 2 \zeta_s \eta_h c_h)$$

En donde:

$$\begin{aligned} K_h^0 &= 107,390 \quad \text{t/m} \\ k_h &= 1 \\ \zeta_s &= 0.03 \\ \eta_h &= 1.58 \\ c_h &= 0.58 \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$K_h = 101,533 \quad \text{t/m}$$

Rigidez vertical

$$K_v = K_v^0(k_v - 2\zeta_s\eta_v c_v)$$

En donde:

$$\begin{aligned}K_v^0 &= 175,474 \text{ t/m} \\k_v &= 1 \\\zeta_s &= 0.03 \\\eta_v &= 1.58 \\c_v &= 0.00\end{aligned}$$

Sustituyendo

$$K_v = 175,474 \text{ t/m}$$

Rigidez a cabeceo

$$K_r = K_r^0(k_r - 2\zeta_s\eta_r c_r)$$

En donde:

$$\begin{aligned}K_r^0 &= 21,747,419 \text{ t-m/rad} \\k_r &= 1 \\\zeta_s &= 0.03 \\\eta_r &= 1.75 \\c_r &= 0.02\end{aligned}$$

Sustituyendo

$$K_r = 14,120,768 \text{ t-m/rad}$$

Constantes de amortiguamiento viscoso

Constante de amortiguamiento viscoso, dirección horizontal

$$C_h = K_h^0(\eta_h c_h + 2\zeta_s k_h) / \omega$$

En donde:

$$\begin{aligned}K_h^0 &= 107,390 \text{ t/m} \\\eta_h &= 2 \\c_h &= 1 \\\zeta_s &= 0.030 \\k_h &= 1 \\\omega &= 8 \text{ Hz}\end{aligned}$$

Sustituyendo

$$C_h = 12,881$$

Constante de amortiguamiento viscoso, dirección vertical

$$C_v = K_v^0(\eta_v c_v + 2\zeta_s k_v) / \omega$$

En donde:

$$\begin{aligned}K_v^0 &= 175,474 \text{ t/m} \\\eta_v &= 1.578 \\c_v &= 0.000 \\\zeta_s &= 0.030 \\k_v &= 1.000 \\\omega &= 8.078 \text{ Hz}\end{aligned}$$

Sustituyendo

$$C_v = 1,303$$

Constante de amortiguamiento viscoso, dirección de rotación

$$C_r = K_r^0 (\eta_r c_r + 2\zeta_s k_r) / \omega$$

En donde:

$$\begin{aligned} K_r^0 &= 21,747,419 \text{ t-m/rad} \\ \eta_r &= 1.745 \\ c_r &= 0.016 \\ \zeta_s &= 0.030 \\ k_r &= 0.651 \\ \omega &= 8.078 \text{ Hz} \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$C_r = 179,694$$

Periodo efectivo

Periodo natural, traslación horizontal de cuerpo rígido

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}}$$

En donde:

$$\begin{aligned} g &= 9.81 \text{ m/s}^2 \\ W_e &= 3,250 \text{ t} \\ K_h &= 101,533 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$T_h = 0.359 \text{ s}$$

Periodo natural, rotación de cuerpo rígido

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e (H_e + D)^2}{K_r}}$$

En donde:

$$\begin{aligned} g &= 9.81 \text{ m/s}^2 \\ W_e &= 3,250 \text{ t} \\ H_e &= 17.15 \text{ m} \\ D &= 3.50 \text{ m} \\ K_r &= 14,120,768 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$T_r = 0.628 \text{ s}$$

Periodo efectivo del sistema suelo-estructura

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2}$$

En donde:

$$\begin{aligned} T_e &= 0.78 \text{ s} \\ T_h &= 0.36 \text{ s} \\ T_r &= 0.63 \text{ s} \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$\tilde{T}_e = 1.062 \text{ s}$$

Amortiguamiento efectivo

Coefficiente de amortiguamiento del suelo en modo de traslación horizontal

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\bar{T}_e K_h}$$

En donde:

$$\begin{aligned} C_h &= 12,881 \\ \bar{T}_e &= 1.06 \text{ s} \\ K_h &= 101,533 \text{ t/m} \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$\xi_h = 0.375$$

Coefficiente de amortiguamiento del suelo en modo de rotación

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\bar{T}_e K_r}$$

En donde:

$$\begin{aligned} C_r &= 179,694 \\ \bar{T}_e &= 1.06 \text{ s} \\ K_r &= 14,120,768 \text{ t-m/rad} \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$\xi_r = 0.038$$

Amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura

$$\zeta_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\bar{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\bar{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\bar{T}_e} \right)^2$$

En donde:

$$\begin{aligned} \xi_e &= 0.05 \\ \xi_h &= 0.4 \\ \xi_r &= 0.04 \\ T_e &= 0.778 \text{ s} \\ T_h &= 0.359 \text{ s} \\ T_r &= 0.63 \text{ s} \\ \bar{T}_e &= 1.06 \text{ s} \end{aligned}$$

Sustituyendo

$$\zeta_e = 0.073$$

Una vez realizada la primera iteración, se toma el valor del periodo efectivo del sistema suelo-estructura para continuar con la segunda iteración. Se repite el mismo procedimiento hasta obtener un valor donde no haya variaciones en el periodo y amortiguamiento efectivos con respecto a la iteración anterior.

Para fines prácticos se muestra una tabla resumen de las iteraciones realizadas con el periodo y amortiguamiento efectivos correspondientes.

Tabla 7. Tabla resumen de iteraciones para la obtención del periodo efectivo.

Iteración	Periodo efectivo \bar{T}_e (s)	Amortiguamiento efectivo ξ_e
1	0.7778	0.073
2	1.0624	0.048
3	1.0354	0.049
4	1.0370	0.049
5	1.0369	0.049

Al final de la quinta iteración resultó tener un periodo efectivo de 1.0369 seg y un amortiguamiento efectivo igual a 0.049.

Con base a los resultados del modelo matemático, el periodo fundamental en el sentido “Y” de la estructura resultó ser igual a 0.7627 seg (ver Figura 22).

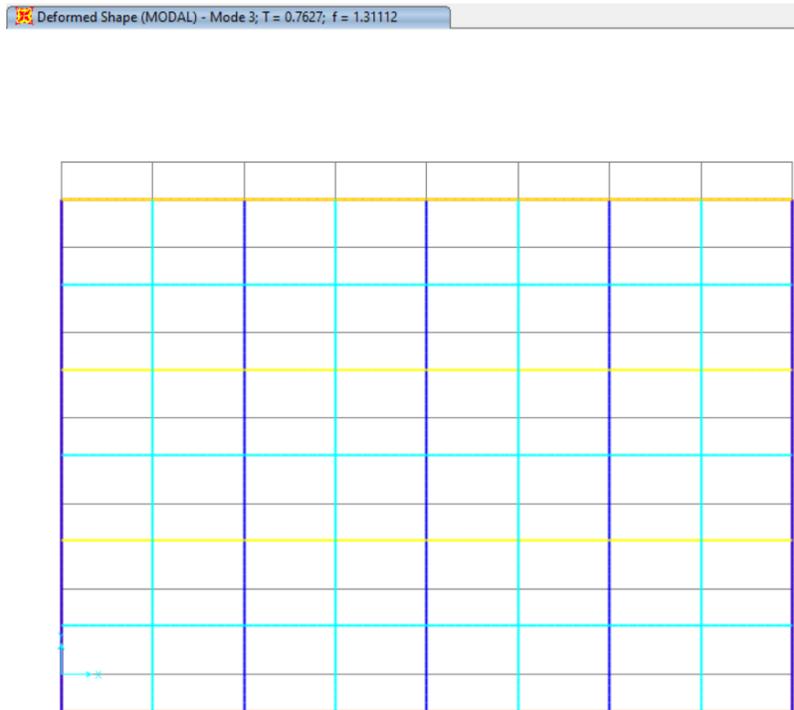


Figura 22. Periodo fundamental en sentido “Y” $T_{ey}=0.7627$ seg.

Para la primera iteración se supondrá que el periodo efectivo es igual al periodo fundamental obtenido del análisis modal, es decir 0.7627seg. Con base a las tablas 8.2.1 y 8.2.2 del capítulo 8 de las NTCDS-2017 y siguiendo la metodología de Rodríguez M. (2021), se determinan las rigideces estáticas, coeficientes de rigideces y de amortiguamiento, para así, poder obtener el amortiguamiento efectivo.

REQUISITOS PRELIMINARES ISE (DIRECCIÓN Y)

Datos

Periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés:	Ts =	0.938	s
Profundidad de desplante:	D =	3.5	m
Profundidad de la segunda capa dura:	Hs =	17	m
Longitud de la planta de cimentación:	Lx =	30.00	m
Ancho de la planta de cimentación:	By =	21.00	m
Altura de la estructura:	H =	24.5	m
Periodo fundamental efectivo de la estructura con base rígida:	Te =	0.763	s

Interacción Cinemática

Velocidad de ondas de corte del suelo

$$V_s = \frac{4H_s}{T_s}$$

En donde:

Hs = 17.00 m

Ts = 0.94 s

Sustituyendo

$$V_s = 72.5 \text{ m/s}$$

Tiempo de tránsito de las ondas sísmicas a través de la profundidad de desplante

$$\tau_v = D/V_s$$

En donde:

D = 3.50 m

Vs = 72.49 m/s

Sustituyendo

$$\tau_v = 0.048 \text{ s}$$

Radio equivalente de la cimentación

$$r = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

L = 30.00 m

B = 21.00 m

A = 630.00 m²

Sustituyendo

$$r = 14.16 \text{ m}$$

Requisitos que deben cumplirse para no considerar la interacción cinemática

$$\frac{T_s}{\tau_v} > 12$$

En donde:

Ts = 0.94 s

τv = 0.048 s

Sustituyendo

$$\frac{T_s}{\tau_v} = 19.43 > 12 \text{ Cumple}$$

$$D/r > 0.5$$

En donde:

D = 3.50 m

r = 14.16 m

Sustituyendo

$$D/r = 0.25 < 0.5 \text{ No cumple}$$

Por lo tanto SI debe considerarse la interacción cinemática

Interacción Inercial

Requisitos que deben cumplirse para no considerar la interacción inercial

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} > 2.5$$

En donde:

Te =	0.76	s
Ts =	0.94	s
Hs =	17	m
He =	17.15	m

Sustituyendo

$$\frac{T_e H_s}{T_s H_e} = 0.81 < 2.5 \text{ No cumple}$$

Por lo tanto SI debe considerarse la interacción inercial

PERÍODO Y AMORTIGUAMIENTO

Datos

Peso volumétrico del suelo:	$\gamma_s =$	1.45	t/m ³
Módulo de rigidez al corte del suelo:	$G_s =$	776.8	t/m ²
Coefficiente de Poisson del suelo:	$\nu_s =$	0.3	
Profundidad de la segunda capa dura:	$H_s =$	17	m
Profundidad de desplante:	$D =$	3.5	m
Radio equivalente de la cimentación en traslación:	$R_h =$	14.16	m
Radio equivalente de la cimentación en el modo vertical:	$R_v =$	14.16	m
Radio equivalente de la cimentación en rotación:	$R_r =$	13.10	m
Periodo fundamental de vibrar del sistema estructural en la dirección de análisis:	$\tilde{T}_e =$	0.7627	s
Frecuencia:	$\omega = 2\pi/\tilde{T}_e =$	8.24	Hz
Velocidad de propagación de ondas de corte en el suelo:	$\beta_s =$	72.5	m/s
Fracción del amortiguamiento crítico del suelo:	$\zeta_s =$	0.03	
Periodo fundamental efectivo de la estructura con base rígida:	$T_e =$	0.763	s
Fracción del amortiguamiento crítico de la estructura:	$\zeta =$	0.05	
Peso total de la estructura:	$W_o =$	4643	t
Altura de la estructura:	$H =$	24.5	m

Parámetros de frecuencia

Frecuencia adimensional normalizada respecto a Rh

$$\eta_h = \omega R_h / \beta_s$$

En donde:

$\omega =$	8.24	Hz
$R_h =$	14.16	m
$\beta_s =$	72.49	m/s

Sustituyendo

$$\eta_h = 1.609$$

Frecuencia adimensional normalizada respecto a Rv

$$\eta_v = \omega R_v / \beta_s$$

En donde:

$$\begin{aligned}\omega &= 8.24 && \text{Hz} \\ R_v &= 14.16 && \text{m} \\ \beta_s &= 72.49 && \text{m/s}\end{aligned}$$

Sustituyendo

$$\eta_v = 1.609$$

Frecuencia adimensional normalizada respecto a Rr

$$\eta_r = \omega R_r / \beta_s$$

$$\begin{aligned}\omega &= 8.24 && \text{Hz} \\ R_r &= 13.10 && \text{m} \\ \beta_s &= 72.49 && \text{m/s}\end{aligned}$$

Sustituyendo

$$\eta_r = 1.489$$

Frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración horizontal

$$\eta_s = \pi R_h / 2H_s$$

En donde:

$$\begin{aligned}R_h &= 14.16 && \text{m} \\ H_s &= 17.00 && \text{m}\end{aligned}$$

Sustituyendo

$$\eta_s = 1.308$$

Frecuencia fundamental adimensional del estrato en vibración vertical

$$\eta_p = [2(1 - v_s)/(1 - 2v_s)]^{1/2} (\pi R_r / 2H_s)$$

En donde:

$$\begin{aligned}v_s &= 0.30 \\ R_r &= 13.10 && \text{m} \\ H_s &= 17.00 && \text{m}\end{aligned}$$

Sustituyendo

$$\eta_p = 2.265$$

Rigidez Estática

Rigidez estática horizontal

$$K_h^0 = \frac{8G_s R_h}{2 - v_s} \left(1 + \frac{R_h}{2H_s}\right) \left(1 + \frac{2D}{3R_h}\right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s}\right)$$

En donde:

$$\begin{aligned}G_s &= 777 && \text{t/m}^2 \\ R_h &= 14.16 && \text{m} \\ v_s &= 0.3 \\ H_s &= 17 && \text{m} \\ D &= 3.5 && \text{m}\end{aligned}$$

Sustituyendo

$$K_h^0 = 107,390 \quad \text{t/m}$$

Rigidez estática vertical

$$K_v^0 = \frac{4G_s R_v}{1 - \nu_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_v}{H_s} \right) \left(1 + \frac{D}{2R_v} \right) \left(1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_v} \right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s} \right)$$

En donde:

G _s =	777	t/m ²
R _v =	14.16	m
ν _s =	0.3	
H _s =	17	m
D =	3.5	m

Sustituyendo

$$K_v^0 = 175,474 \quad \text{t/m}$$

Rigidez estática cabeceo

$$K_r^0 = \frac{8G_s R_r^3}{3(1 - \nu_s)} \left(1 + \frac{R_r}{6H_s} \right) \left(1 + \frac{2D}{R_r} \right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right)$$

En donde:

G _s =	777	t/m ²
R _r =	13.10	m
ν _s =	0.3	
H _s =	17	m
D =	3.5	m

Sustituyendo

$$K_r^0 = 13,211,115 \quad \text{t-m/rad}$$

Coefficiente de rigidez

Coefficiente de rigidez horizontal:

$$k_h = 1.000$$

Coefficiente de rigidez vertical:

$$k_v = 1.000$$

Coefficiente de rigidez por cabeceo

$$k_r = 1 - 0.2\eta_r \quad \text{si} \quad \eta_r \leq 2.5$$

$$k_r = 0.5 \quad \text{si} \quad \eta_r > 2.5, \quad \nu_s \leq 1/3$$

$$k_r = 1 - 0.2\eta_r \quad \text{si} \quad \eta_r > 2.5, \quad \nu_s \geq 0.45$$

Interpolar linealmente para $1/3 < \nu_s < 0.45$

En donde:

$$\eta_r = 1.489$$

$$\nu_s = 0.300$$

Sustituyendo

$$k_r = 0.702$$

Coeficiente de amortiguamiento

Coeficiente de amortiguamiento horizontal

$$c_h = \frac{0.65\zeta_s\eta_{hs}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{hs}^2} \quad \text{si} \quad \eta_{hs} = \eta_s/\eta_s \leq 1$$

$$c_h = 0.576 \quad \text{si} \quad \eta_{hs} = \eta_s/\eta_s > 1$$

En donde:

$$\zeta_s = 0.03$$

$$\eta_{hs} = 1.23$$

Sustituyendo

$$c_h = 0.576$$

Coeficiente de amortiguamiento vertical

$$c_v = 0 \quad \text{si} \quad \eta_v < \eta_p$$

$$c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1 - v_s) D/R_v}{1 + 0.5 D/R_v} \quad \text{si} \quad \eta_v \geq \eta_p$$

En donde:

$$v_s = 0.3$$

$$D = 3.5 \quad \text{m}$$

$$R_v = 14.16 \quad \text{m}$$

$$\eta_v = 1.609$$

$$\eta_p = 2.265$$

Sustituyendo

$$c_v = 0.00$$

Coeficiente de amortiguamiento cabeceo

$$c_r = \frac{0.5\zeta_s\eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2} \quad \text{si} \quad \eta_{rp} = \eta_r/\eta_p \leq 1$$

$$c_r = \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2} \quad \text{si} \quad \eta_{rp} = \eta_r/\eta_p > 1$$

En donde:

$$\zeta_s = 0.03$$

$$\eta_r = 1.489$$

$$\eta_p = 2.265$$

$$\eta_{rp} = 0.657$$

Sustituyendo

$$c_r = 0.0166$$

Rigideces de la cimentación

Rigidez horizontal

$$K_h = K_h^0(k_h - 2\zeta_s\eta_h c_h)$$

En donde:

$$K_h^0 = 107,390 \text{ t/m}$$

$$k_h = 1$$

$$\xi_s = 0.03$$

$$\eta_h = 1.61$$

$$c_h = 0.58$$

Sustituyendo

$$K_h = 101,417 \text{ t/m}$$

Rigidez vertical

$$K_v = K_v^0(k_v - 2\zeta_s\eta_v c_v)$$

En donde:

$$K_v^0 = 175,474 \text{ t/m}$$

$$k_v = 1$$

$$\xi_s = 0.03$$

$$\eta_v = 1.61$$

$$c_v = 0.00$$

Sustituyendo

$$K_v = 175,474 \text{ t/m}$$

Rigidez a cabeceo

$$K_r = K_r^0(k_r - 2\zeta_s\eta_r c_r)$$

En donde:

$$K_r^0 = 13,211,115 \text{ t-m/rad}$$

$$k_r = 1$$

$$\xi_s = 0.03$$

$$\eta_r = 1.49$$

$$c_r = 0.02$$

Sustituyendo

$$K_r = 9,257,223 \text{ t-m/rad}$$

Constantes de amortiguamiento viscoso

Constante de amortiguamiento viscoso, dirección horizontal

$$C_h = K_h^0(\eta_h c_h + 2\zeta_s k_h)/\omega$$

En donde:

$$K_h^0 = 107,390 \quad \text{t/m}$$

$$\eta_h = 2$$

$$c_h = 1$$

$$\xi_s = 0.030$$

$$k_h = 1$$

$$\omega = 8 \quad \text{Hz}$$

Sustituyendo

$$C_h = 12,865$$

Constante de amortiguamiento viscoso, dirección vertical

$$C_v = K_v^0(\eta_v c_v + 2\zeta_s k_v)/\omega$$

En donde:

$$K_v^0 = 175,474 \quad \text{t/m}$$

$$\eta_v = 1.609$$

$$c_v = 0.000$$

$$\xi_s = 0.030$$

$$k_v = 1.000$$

$$\omega = 8.238 \quad \text{Hz}$$

Sustituyendo

$$C_v = 1,278$$

Constante de amortiguamiento viscoso, dirección de rotación

$$C_r = K_r^0(\eta_r c_r + 2\zeta_s k_r)/\omega$$

En donde:

$$K_r^0 = 13,211,115 \quad \text{t-m/rad}$$

$$\eta_r = 1.489$$

$$c_r = 0.017$$

$$\xi_s = 0.030$$

$$k_r = 0.702$$

$$\omega = 8.238 \quad \text{Hz}$$

Sustituyendo

$$C_r = 107,220$$

Periodo efectivo

Periodo natural, traslación horizontal de cuerpo rígido

$$T_h = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e}{K_h}}$$

En donde:

$$g = 9.81 \quad \text{m/s}^2$$

$$W_e = 3,250 \quad \text{t}$$

$$K_h = 101,417 \quad \text{t/m}$$

Sustituyendo

$$T_h = 0.359 \quad \text{s}$$

Periodo natural, rotación de cuerpo rígido

$$T_r = \frac{2\pi}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{W_e(H_e + D)^2}{K_r}}$$

En donde:

$$g = 9.81 \quad \text{m/s}^2$$

$$W_e = 3,250 \quad \text{t}$$

$$H_e = 17.15 \quad \text{m}$$

$$D = 3.50 \quad \text{m}$$

$$K_r = 9,257,223 \quad \text{t/m}$$

Sustituyendo

$$T_r = 0.776 \quad \text{s}$$

Periodo efectivo del sistema suelo-estructura

$$\tilde{T}_e = \sqrt{T_e^2 + T_h^2 + T_r^2}$$

En donde:

$$T_e = 0.76 \quad \text{s}$$

$$T_h = 0.36 \quad \text{s}$$

$$T_r = 0.78 \quad \text{s}$$

Sustituyendo

$$\tilde{T}_e = 1.146 \quad \text{s}$$

Amortiguamiento efectivo

Coefficiente de amortiguamiento del suelo en modo de traslación horizontal

$$\zeta_h = \frac{\pi C_h}{\tilde{T}_e K_h}$$

En donde:

$$C_h = 12,865$$

$$\tilde{T}_e = 1.15 \quad \text{s}$$

$$K_h = 101,417 \quad \text{t/m}$$

Sustituyendo

$$\xi_h = 0.348$$

Coefficiente de amortiguamiento del suelo en modo de rotación

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r}$$

En donde:

$$C_r = 107,220$$

$$\tilde{T}_e = 1.15 \quad \text{s}$$

$$K_r = 9,257,223 \quad \text{t-m/rad}$$

Sustituyendo

$$\xi_r = 0.032$$

Amortiguamiento efectivo del sistema suelo-estructura

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \left(\frac{T_h}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2$$

En donde:

$$\xi_e = 0.05$$

$$\xi_h = 0.3$$

$$\xi_r = 0.03$$

$$T_e = 0.763 \quad \text{s}$$

$$T_h = 0.359 \quad \text{s}$$

$$T_r = 0.78 \quad \text{s}$$

$$\tilde{T}_e = 1.15 \quad \text{s}$$

Sustituyendo

$$\tilde{\zeta}_e = 0.064$$

Una vez realizada la primera iteración, se toma el valor del periodo efectivo del sistema suelo-estructura para continuar con la segunda iteración. Se repite el mismo procedimiento hasta obtener un valor donde no haya variaciones en el periodo y amortiguamiento efectivos con respecto a la iteración anterior.

Para fines prácticos se muestra una tabla resumen de las iteraciones realizadas con el periodo y amortiguamiento efectivos correspondientes.

Tabla 8. Tabla resumen de iteraciones para la obtención del periodo efectivo.

Iteración	Periodo efectivo \bar{T}_e (s)	Amortiguamiento efectivo ξ_e
1	0.7627	0.064
2	1.1459	0.044
3	1.1093	0.044
4	1.1113	0.044
5	1.1112	0.044

Al final de la quinta iteración resultó tener un periodo efectivo de 1.1112 seg y un amortiguamiento efectivo igual a 0.044.

Por otro lado, también se obtuvieron los valores de la rigidez de los resortes que se ingresarán en un segundo modelo matemático, considerando los efectos de interacción suelo-estructura dinámica (ver *Tabla 9*).

Tabla 9. Valores del resorte para nodo maestro.

Rigidez del resorte	Valor	Unidad
Kh	45,195.67	ton/m
Kv	73,849.42	ton/m
Krx	4,899,452.17	ton/m
Kry	7,852,931.45	ton/m

Donde:

Kh: Rigidez estática horizontal

Kv: Rigidez estática vertical

Krx: Rigidez estática por cabeceo con respecto al eje x

Kry: Rigidez estática por cabeceo con respecto al eje y

El nodo maestro actuará como un resorte que simula las propiedades del suelo, los valores de la rigidez obtenidos anteriormente se ingresarán al modelo de análisis en el centroide de la cimentación, es decir, la interacción suelo-estructura estará definida mediante el nodo maestro, el cual tendrá las características que proporcionará el suelo sobre la cimentación, de acuerdo a la geometría de la estructura y características del sitio en cuestión.

IV.3 Estimación de acciones debidas a gravedad y por sismo

Toda estructura deberá ser diseñada para proporcionar la seguridad adecuada cuando esté sujeta a efectos de cargas muertas y vivas, así como accidentales (sismo). Los

requisitos de seguridad y servicio, para el caso de estudio del presente proyecto deberán apegarse al Reglamento de Construcción de la Ciudad de México, y sus Normas Técnicas Complementarias en su edición 2017, pues la finalidad de éstas es establecer las condiciones de seguridad y de servicio para realizar el diseño estructural de una construcción.

Para el diseño estructural es importante definir las acciones que pueden obrar en la edificación, así como los posibles efectos sobre éstas y la manera en cómo deben tomarse en cuenta para fines del diseño.

De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones-2017, las acciones que se deberán considerar en el diseño estructural se clasifican en tres categorías:

- a) Acciones permanentes: Son las que obran en forma continua sobre la estructura y cuya intensidad varía poco con el tiempo.
- b) Acciones variables: Son aquellas que obran sobre la estructura con una intensidad que varía significativamente con el tiempo.
- c) Acciones accidentales: Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la edificación y que pueden alcanzar intensidades significativas durante lapsos breves.

Para evaluar la seguridad de la estructura, la norma establece que se deberá verificar el efecto combinado de estas acciones, que dentro de la vida útil de la construcción tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente. Por lo que se estipulan las disposiciones de efectos combinados, considerando dos categorías:

- a) Combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables
- b) Combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales

IV.3.1 Cargas gravitacionales

El proyecto estructural corresponde a un edificio de 6 niveles, destinado para uso definido por el grupo B según el artículo No.139 del reglamento de construcción de la Ciudad de México vigente, en este caso se diseñará para un destino de uso de oficinas, por lo tanto, las cargas de diseño serán las recomendadas las NTC-2017 (Criterios).

Tabla 10. Cargas vivas unitarias (kg/m^2). Datos obtenidos de tabla 6.1.1 NTC-2017

Destino de piso o cubierta	W	W _a	W _m
b) Oficinas, despachos y laboratorios	100	180	250
h) Azoteas con pendiente no mayor de 5%	15	70	100
k) Garajes y estacionamiento (automóviles)	40	100	250

Con base a las recomendaciones de las NTCCADEE-2017, y considerando las cargas muertas según las especificaciones del proyecto, se tienen las siguientes cargas:

Tabla 11. Cargas de diseño para entrepiso

Entrepisos tipo (Oficinas)	
Carga muerta (kg/m²)	
Acabados	50
Muros div y desl	60
Instalaciones	20
Plafón	10
Sobrecarga RCDF	40
Total	180
Carga viva (kg/m²)	
Accidental	180
Máxima	250
Media	80

Tabla 12. Cargas de diseño para azotea

Azotea (pendiente < 5%)	
Carga muerta (kg/m²)	
Impermeabilizante	20
Instalaciones	50
Plafón	10
Sobrecarga RCDF	40
Total	120
Carga viva (kg/m²)	
Accidental	70
Máxima	100
Media	15

Tabla 13. Cargas de diseño para estacionamiento

Estacionamiento (sótano)	
Carga muerta (kg/m²)	
Instalaciones	20
Sobrecarga RCD	40
Total	60
Carga viva (kg/m²)	
Accidental	100
Máxima	250
Media	40

IV.3.1 Cargas sísmicas

Tal como se establece en el artículo 137 del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, las Normas Técnicas Complementarias deberán aplicarse al diseño sísmico de edificios urbanos.

Las Normas Técnicas Complementarias tienen como propósito obtener un comportamiento adecuado tal que:

- Bajo sismos que pueden presentarse varias veces durante la vida de la estructura, se tengan, a lo más, daños que no conduzcan a la interrupción de la ocupación del edificio.
- Bajo el sismo en que se basa la revisión de la seguridad contra colapso según estas normas, no ocurran fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños y/o deformaciones residuales de consideración que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes (Sección 1.1 NTCDS-2017).

De acuerdo con la sección 1.2.2 de las NTDS-2017, las estructuras se analizarán bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno. La dirección principal mayor será la dirección de la cortante basal asociada al modo fundamental de vibrar de un modelo tridimensional del edificio que incluya los modos de vibrar que deban ser considerados en el análisis de acuerdo con la sección 6.1 NTCDS-2017, y la dirección principal menor será perpendicular a la anterior.

Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifican estas normas, y se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Tal como se establece en el artículo 137 del Título Sexto del Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México, las Normas Técnicas Complementarias deberán aplicarse al diseño sísmico de edificios urbanos.

Las Normas Técnicas Complementarias tienen como propósito obtener un comportamiento adecuado tal que:

- a) Bajo sismos que pueden presentarse varias veces durante la vida de la estructura, se tengan, a lo más, daños que no conduzcan a la interrupción de la ocupación del edificio.
- b) Bajo el sismo en que se basa la revisión de la seguridad contra colapso según estas Normas, no ocurran fallas estructurales mayores ni pérdidas de vidas, aunque pueden presentarse daños y/o deformaciones residuales de consideración que lleguen a afectar el funcionamiento del edificio y requerir reparaciones importantes (Sección 1.1 NTC-Sismo).

De acuerdo con la sección 1.2.2, las estructuras se analizarán bajo las acciones de dos componentes horizontales ortogonales de movimiento del terreno. La dirección principal mayor será la dirección de la cortante basal asociada al modo fundamental de vibrar de un modelo tridimensional del edificio que incluya los modos de vibrar que deban ser considerados en el análisis de acuerdo con la sección 6.1, y la dirección principal menor será perpendicular a la anterior.

Las deformaciones y fuerzas internas que resulten se combinarán entre sí como lo especifican estas Normas, y se combinarán con los efectos de las fuerzas gravitacionales y de las otras acciones que correspondan según los criterios que establecen las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones. Las estructuras se diseñarán con alguno de los métodos indicados en la sección 2.1.

También se verificará que tanto la estructura como su cimentación puedan resistir las fuerzas cortantes y axiales, momentos torsionantes y momentos de volteo inducidos por sismo, combinados con los de las otras acciones que deben considerarse según lo previsto en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

Finalmente las acciones sísmicas que obran sobre la estructura se determinaron con base a lo estipulado en las NTC en su sección de diseño de estructuras por sismo; para su determinación se eligió realizar un análisis dinámico modal, que de acuerdo con la sección 6.1 de las NTC-Diseño por Sismo, estipula que para este análisis se deberá usar un modelo tridimensional elástico e incluir los efectos de los modos naturales, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual al 90 por ciento del peso total de la estructura.

CAPÍTULO V ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

Dentro de la metodología y criterios de revisión para el proyecto estructural se incluye el análisis estructural ante acciones accidentales (sismo), y acciones gravitacionales de operación, atendiendo a los lineamientos especificados por la normatividad vigente, tal como lo son:

- Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF).
- Normas técnicas complementarias (NTC-2017).

V.1 Consideraciones de diseño utilizando las NTC-2017

De acuerdo con las recomendaciones estipuladas en las normas técnicas complementarias para el diseño de la estructura, se mencionarán a continuación algunos puntos, los cuales se mostrarán subdivididos por capítulo, y donde se desglosan las características más relevantes (según corresponda):

-Normas Técnicas Complementarias capítulo 1. Cimentaciones.

En este primer capítulo básicamente se trata de considerar los criterios y procedimientos específicos estipulados para el diseño de los elementos estructurales de la cimentación, considerando el tipo de suelo en el que se desplantará el inmueble, así como la investigación del subsuelo (estudio geotécnico), además de la verificación de la seguridad de la cimentación y el cumplimiento de los límites de falla.

-Normas Técnicas Complementarias capítulo 2. Diseño por Sismo (NTCDS-2017).

Ésta es muy importante, ya que aquí se ve todo lo referente a las acciones y fuerzas que intervienen para el diseño, así como los espectros de respuesta, los cuales, definen las acciones sísmicas del sitio. Aquí se establece cuáles son las fuerzas que intervienen en el análisis y las combinaciones que deben realizarse para el diseño de los elementos estructurales. Además de la verificación, la clasificación de la estructura según el tipo de uso del inmueble, además de los factores de comportamiento sísmico según la ductilidad del mismo y los límites permisibles para las diferentes condiciones de carga con el cual debe de cumplir, según la estructuración y el material con el cual está construido.

Por último, se considera la interacción suelo-estructura; aquí es donde se determina el periodo efectivo de la estructura, según las condiciones geotécnicas del suelo, los amortiguamientos y las rigideces que tiene el suelo, los cuales ayudan en el cálculo y determinación del espectro de respuesta con IDSE.

En otras palabras, básicamente se hace la revisión de la estabilidad general de la estructura, con base en la determinación de las deformaciones verticales y horizontales, ajustando la rigidez de la estructura en todas direcciones, para que no se sobrepasen los límites máximos permisibles reglamentados, para las condiciones de carga que lo amerite. Así como el diseño estructural de los elementos que conformarán la nueva estructura. En esta actividad se hace el proceso cíclico de análisis y revisión para las secciones supuestas, hasta llegar a determinar las secciones óptimas (según las consideraciones

del material a ocupar), tanto por resistencia como por rigidez ante deformaciones permisibles.

Normas Técnicas Complementarias capítulo 5. Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto.

Parte fundamental ya que aquí es donde radica el dimensionamiento y diseño de los elementos estructurales (según la ductilidad de la estructura, sección 7 del capítulo 8) que intervienen en la estabilidad y rigidez de la estructura.

Primeramente, debe revisarse que la sección cumpla con los diferentes requisitos geométricos según el elemento (viga o columna), posteriormente se calcula el acero longitudinal y transversal que debe tener el elemento para que soporte y cumpla con las demandas de fuerzas que actúan sobre ella, además de cumplir con el acero mínimo y máximo estipulado (según el elemento a diseñar). Para el caso del acero transversal se calcula el acero requerido y también la distancia a la que debe ser colocada (en extremos y parte central del elemento) cumpliendo con la separación máxima entre sí.

En el caso de las losas, para este proyecto se trata de losas perimetralmente apoyadas, por lo tanto, se debe cumplir estrictamente lo que se especifica en la sección 3.3, en donde de igual manera se calcula el acero requerido y la separación que debe tener, en donde el cálculo de éste se basa en tablas, donde no se requiere hacer la revisión de deflexiones en la losa, siempre y cuando cumpla con algunas limitantes estipuladas en el mismo capítulo.

Se debe verificar que las conexiones viga-columna no requieran de refuerzo (adicional); por ello, debe cumplir con lo estipulado en la sección 7.7 del capítulo 8.

Normas Técnicas Complementarias capítulo 8. Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones.

En esta parte se definen algunos conceptos de cargas y acciones, además de los criterios de diseño, así como los factores de carga y las cargas vivas y muertas recomendadas que se ocuparán para el análisis según el tipo de uso del inmueble.

V.2 Modelado de la estructura

Con ayuda del software SAP2000, se elaboró un modelo matemático tridimensional, en donde se asignaron las medidas de la estructura según el proyecto estructural, se definen los materiales a ocupar y se asignan las secciones de los elementos con el pre-dimensionamiento anteriormente calculado (Figura 23 y Figura 24). Para la primera iteración en la obtención de las secciones óptimas, se considerará la inercia agrietada que se recomienda en la sección 3.2 del capítulo de concreto (NTCDC-2017).

Tabla 14. Momento de inercia. Tabla 3.2.1 NTCDC-2017

Elemento	Momento de inercia
Vigas y muros agrietados ¹	$0.5I_g$
Columnas agrietadas	$0.7I_g$
Columnas y muros no agrietados	I_g

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: fc=350

Material Type: Concrete

Material Grade: fc 4000 psi

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.4

Mass per Unit Volume: 0.2447

Units: Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 2619160.2

Poisson, U: 0.2

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 1091316.7

Other Properties For Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, fc: 3500.

Expected Concrete Compressive Strength: 3500.

Lightweight Concrete

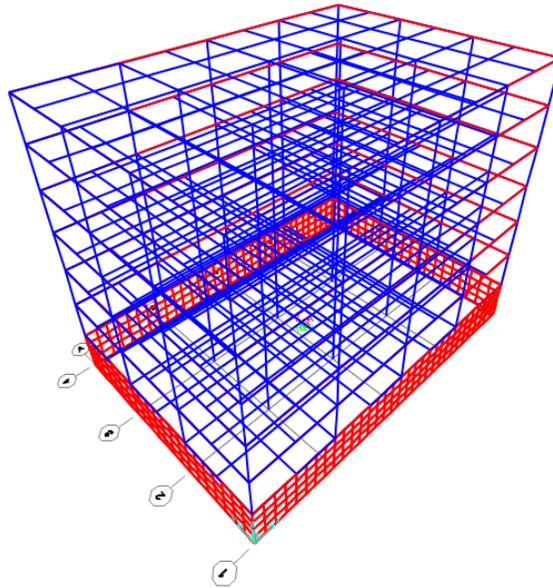


Figura 23. Características del concreto

Figura 24. Modelado de estructura en SAP2000.

La condición de apoyo de la estructura se definió mediante un resorte con las propiedades dinámicas del suelo, y que fueron calculadas de acuerdo con las expresiones expuestas en la tabla 8.2.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo 2017.

Dicho resorte fue asignado en el centro de masa del cajón de cimentación, y se le fijó una condición de nodo maestro con comportamiento de un cuerpo rígido, con la finalidad de que el desplante del cajón respondiera a las propiedades de rigidez calculadas para la interacción inercial de la estructura.

El cálculo de las rigideces del resorte se realizó en el proceso de la determinación del periodo efectivo (ver *Tabla 9*). Los valores que se ingresará al resorte son los siguientes:

Identification

Label: NODO MAESTRO

Constraint	
Name	BODY1
Type	Body
Restraint	None
Local Axes	Default
Springs	
Coordinate System	Local
U1	106807.
U2	106807.
U3	175474.
R1	16037734.
R2	10309145.
R3	1.

Figura 25. Datos del resorte (Nodo maestro)

Las losas de entrepiso se definen como diafragmas rígidos, dado que cumplen con las condiciones mencionadas en la sección 2.7.1 (NTCDS-2017).

Una vez hecho el proyecto estructural con el pre-dimensionamiento de los elementos estructurales, se define es espectro de diseño con un $Q=2$ correspondiente al sitio de desplante del inmueble (obtenido de la aplicación SASID).

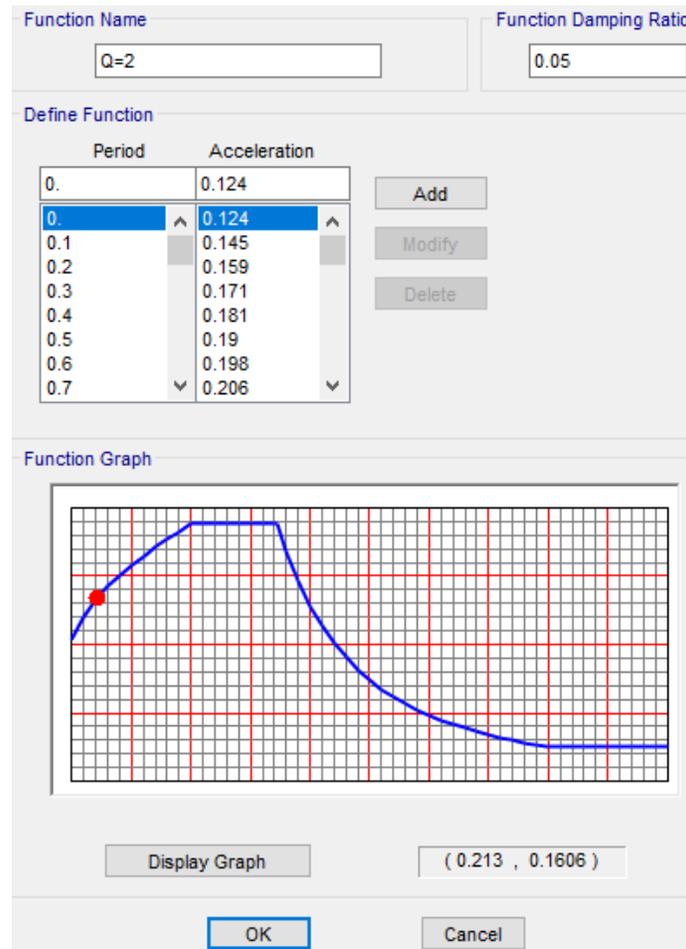


Figura 26. Espectro de diseño reducido $Q=2$.

Enseguida se definen los patrones, casos y combinaciones de carga requeridos (con sus factores de carga correspondientes según sea el caso) para el análisis y posteriormente se ingresan los valores de las cargas de diseño que se plantearon en el capítulo anterior. Véase en las siguientes figuras.

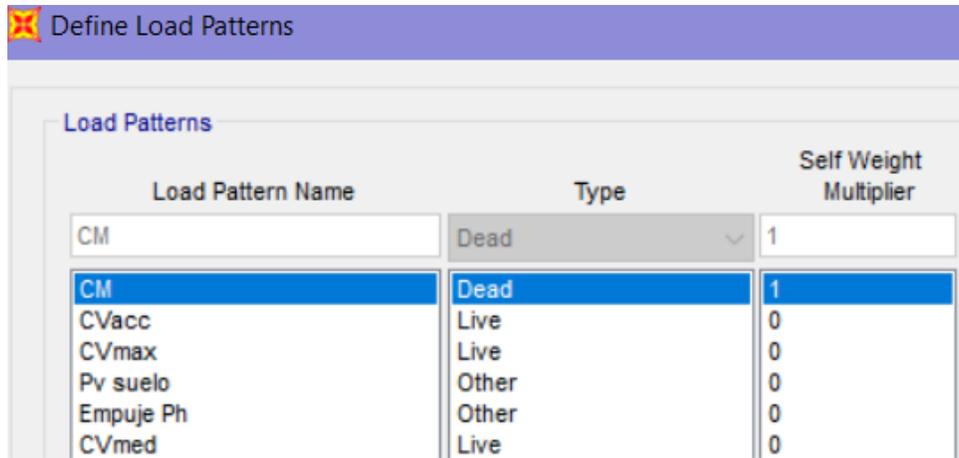


Figura 27. Patrones de carga del modelo.

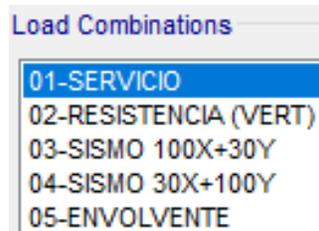


Figura 28. Combinaciones de carga.

Identification
Label: ENTREPISO

Load Pattern	CM
Uniform to Frames	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Force/Area	0.18
Distribution Type	Two Way
Load Pattern	CVacc
Uniform to Frames	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Force/Area	0.18
Distribution Type	Two Way
Load Pattern	CVmax
Uniform to Frames	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Force/Area	0.25
Distribution Type	Two Way
Load Pattern	CVmed

Figura 29. Cargas de diseño por entrepiso.

Identification
Label: 13

Load Pattern	CM
Uniform to Frames	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Force/Area	0.12
Distribution Type	Two Way
Load Pattern	CVacc
Uniform to Frames	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Force/Area	0.07
Distribution Type	Two Way
Load Pattern	CVmax
Uniform to Frames	
Coordinate System	GLOBAL
Load Direction	Gravity
Force/Area	0.1
Distribution Type	Two Way
Load Pattern	CVmed

Figura 30. Cargas de diseño en azotea.

Con base a la dimensión longitudinal y transversal en planta de la estructura se calcula e ingresa las excentricidades accidentales, calculadas de acuerdo con la sección 2.2 de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo.

$$e_{ai} = \left[0.05 + \frac{0.05(i - 1)}{(n - 1)} \right] b_i$$

- i Número del entrepiso
- n Número total de niveles
- b_i dimensión del i-esimo piso en la dirección perpendicular a la dirección de análisis

Tabla 15. Cálculo de excentricidades por nivel

EXCENTRICIDADES		
NIVEL	SISMO X	SISMO Y
6	2.1	3
5	1.89	2.7
4	1.68	2.4
3	1.47	2.1
2	1.26	1.8
1	1.05	1.5

V.3 Análisis estructural

Una vez corrido el programa se puede visualizar los elementos mecánicos para los diferentes elementos estructurales (ver figuras 29, 30, 31 y 32).

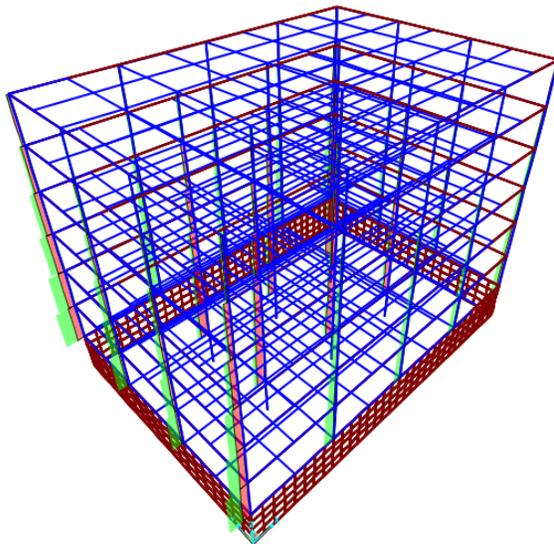


Figura 31. Fuerza axial (Envolvente).

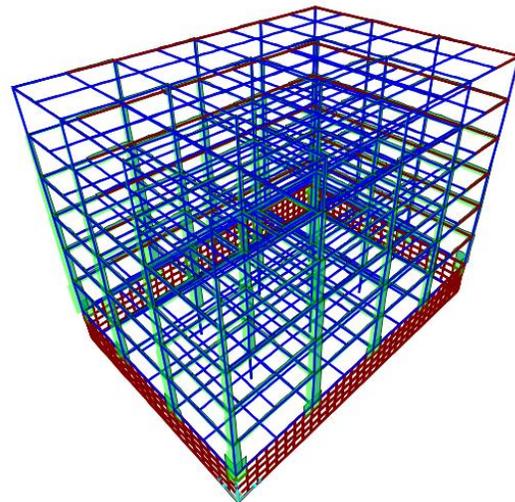


Figura 32. Fuerza cortante (Envolvente).

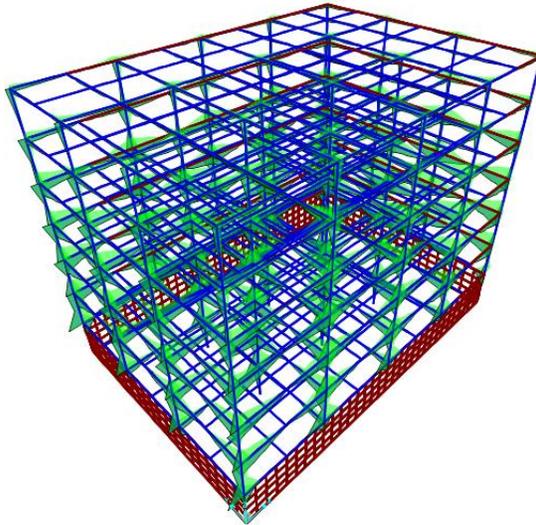


Figura 33. Momentos flexionantes Mx (Envolvente).

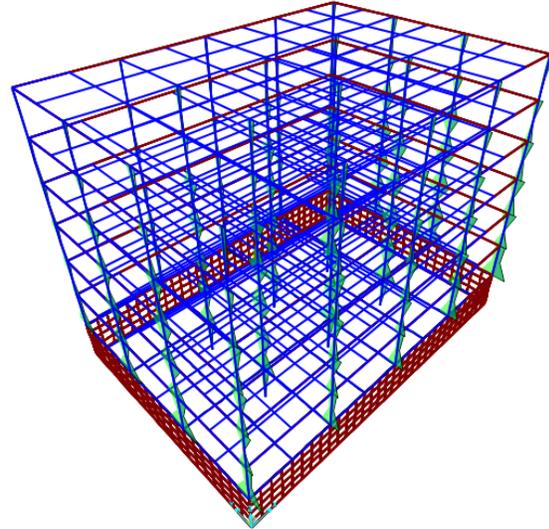


Figura 34. Momentos flexionantes My (Envolvente).

A simple vista se puede apreciar que las columnas de los extremos de planta baja son los que soportan aquellos elementos mecánicos más desfavorables.

Mientras que las vigas tienen un comportamiento similar, es por eso por lo que se va a elegir un elemento de planta baja para proceder al diseño.

De acuerdo con el análisis elaborado en el modelo matemático, se obtienen los diferentes modos de vibrar de la estructura, para fines prácticos del cálculo, sólo nos enfocaremos en las primeras formas de vibrar, ya que estos suelen ser los más representativos en la estructura:

Tabla 16. Primeros 12 modos de vibrar de la estructura.

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec
MODAL	Mode	1	0.803918	1.24390848...
MODAL	Mode	2	0.8	1.24999935...
MODAL	Mode	3	0.696646	1.43545009...
MODAL	Mode	4	0.449627	2.22406532...
MODAL	Mode	5	0.3369	2.96824014...
MODAL	Mode	6	0.309595	3.23003056...
MODAL	Mode	7	0.272918	3.66410549...
MODAL	Mode	8	0.229621	4.35500335...
MODAL	Mode	9	0.223472	4.47483450...
MODAL	Mode	10	0.220486	4.53544031...
MODAL	Mode	11	0.216108	4.62732201...
MODAL	Mode	12	0.216063	4.62828861...

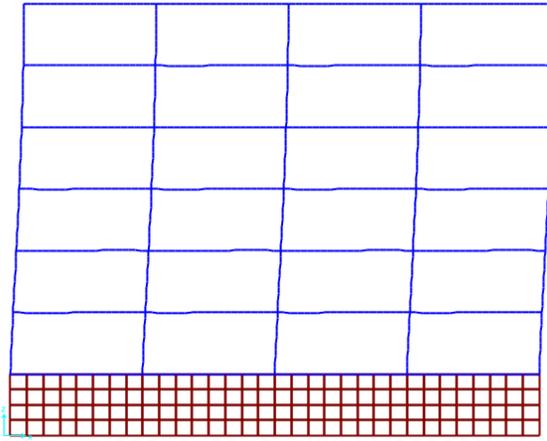


Figura 35. Modo 1 de vibrar: dirección “X”.

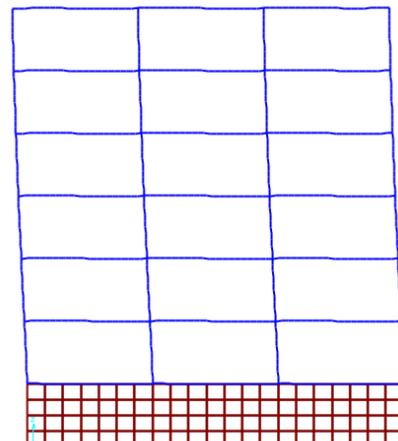


Figura 36. Modo 2 de vibrar: dirección “Y”.

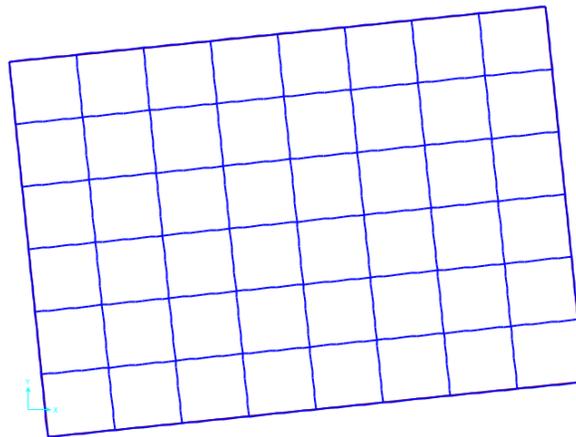


Figura 37. Modo 3 de vibrar: torsión.

V.3.1 Cortante basal

En la sección 8.2.1 de las NTCDS-2017, se definen las expresiones para verificar que el cortante basal cumpla con el mínimo, de acuerdo con la sección 8.2.1 se calcula el cortante basal sin interacción y el cortante basal con interacción, con el fin de determinar el factor por el que van a ser multiplicados los elementos mecánicos del modelo matemático, para así obtener los elementos mecánicos de diseño finales, el cortante basal se calcula con las siguientes expresiones.

$$V_{01} = a'W_e \text{ (sin interacción)} \quad \widetilde{V}_{01} = \widetilde{a}'W_e \text{ (Con interacción)}$$

Mientras que el factor con el cual se obtendrán los elementos mecánicos se obtiene con la siguiente ecuación:

$$\frac{\widetilde{V}_{01}}{V_{01}}$$

Los parámetros y el cálculo del cortante basal se definen a continuación:

Datos			
Periodo fundamental efectivo con base flexible:	$\tilde{T}_e =$	1.0369	s
Periodo fundamental efectivo con base rígida:	$T_e =$	0.7778	s
Factor de comportamiento sísmico:	$Q =$	2	
Factor de irregularidad de la estructura:	$FI =$	1	
Fracción de amortiguamiento crítico para base rígida:	$\zeta =$	0.05	
Fracción de amortiguamiento crítico para base flexible:	$\zeta_e =$	0.048	
Factor de reducción por sobre-resistencia para base rígida:	$R =$	1.809	
Periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés:	$T_s =$	0.938	s
Aceleración máxima del terreno:	$a_0 =$	0.280	
Ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro de diseño:	$c =$	0.922	
Periodo característico que delimita la meseta del espectro de diseño:	$T_a =$	1	s
Periodo característico que delimita la meseta del espectro de diseño:	$T_b =$	1.725	s
Cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura:	$k =$	0.56	
Parámetro usado para el cálculo de β :	$\lambda =$	0.45	
Parámetro usado para el cálculo de β :	$\varepsilon =$	0.2	
Parámetro usado para el cálculo de β :	$\tau =$	1	
Peso total de la estructura:	$W_o =$	5160	t

Factor de reducción β

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda \right] \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda; & \text{si } T_a < T < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda - 1 \right] \left(\frac{\tau T_b}{T} \right)^\varepsilon; & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases}$$

En donde:

$$\begin{aligned} \zeta &= 0.05 && \text{(Sin interacción)} \\ \zeta_e &= 0.048 && \text{(Con interacción)} \\ T_e &= 0.778 \text{ s} && \text{(Sin interacción)} \\ \tilde{T}_e &= 1.037 \text{ s} && \text{(Con interacción)} \\ T_a &= 1 \text{ s} \\ T_b &= 1.725 \text{ s} \\ \lambda &= 0.45 \\ \varepsilon &= 0.2 \\ \tau &= 1 \end{aligned}$$

Sustituyendo:

$$\begin{aligned} \beta &= 1.00 && \text{(Sin interacción)} \\ \tilde{\beta} &= 1.01 && \text{(Con interacción)} \end{aligned}$$

Ordenadas del espectro elástico

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

En donde:

$a_0 = 0.28$
 $\beta = 1.00$ (Sin interacción)
 $\tilde{\beta} = 1.01$ (Con interacción)
 $T_e = 0.778$ s (Sin interacción)
 $\tilde{T}_e = 1.037$ s (Con interacción)
 $T_a = 1$ s
 $T_b = 1.725$ s
 $c = 0.922$
 $p = 2.724$ (Sin interacción)
 $\tilde{p} = 1.778$ (Con interacción)

Sustituyendo:

$a = 0.779$ (Sin interacción)
 $\tilde{a} = 0.935$ (Con interacción)

Factor de reducción por comportamiento sísmico

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}} \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases}$$

En donde:

$p = 2.724$
 $\beta = 1.00$
 $Q = 2$
 $T_e = 0.778$ s
 $k = 0.56$
 $T_a = 1$ s
 $T_b = 1.725$ s
 $Fl = 1$

Sustituyendo:

$Q' = 2.04$

Factor de reducción por comportamiento sísmico

$$\tilde{Q}' = \begin{cases} 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k} \frac{\tilde{T}_e}{T_a}}; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_a \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k}}; & \text{si } T_a < \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{P}}{k}}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases}$$

En donde:

$$\tilde{p} = 1.778$$

$$\tilde{\beta} = 1.01$$

$$\tilde{Q} = 1 + (\tilde{Q} - 1) T_e^2 / \tilde{T}_e^2 = 1.563$$

$$\tilde{T}_e = 1.037 \text{ s}$$

$$T_e = 0.778 \text{ s}$$

$$k = 0.56$$

$$T_a = 1 \text{ s}$$

$$T_b = 1.725 \text{ s}$$

$$F_l = 1$$

Sustituyendo:

$$\tilde{Q}' = 2.01$$

Ordenadas espectrales de diseño

$$a' = \frac{a}{RQ'} \quad \tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{R\tilde{Q}'}$$

En donde:

$$a = 0.779$$

$$\tilde{a} = 0.935$$

$$R = 1.81$$

$$Q' = 2.039$$

$$\tilde{Q}' = 2.01$$

Sustituyendo:

$$a' = 0.211$$

$$\tilde{a}' = 0.257$$

Fuerza cortante basal

$$V_{01} = a' W_e \quad \tilde{V}_{01} = \tilde{a}' W_e$$

En donde:

$$a' = 0.211$$

$$\tilde{a}' = 0.257$$

$$W_e = 3612$$

Sustituyendo:

$$V_{01} = 763 \text{ t}$$

$$\tilde{V}_{01} = 929.4 \text{ t}$$

Factor que incluye los efectos de interacción inercial

$$\frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}}$$

En donde:

$$\tilde{V}_{01} = 929.4 \text{ t}$$

$$V_{01} = 763.1 \text{ t}$$

Sustituyendo:

$$\frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} = 1.218$$

Por lo anterior se considera $\tilde{V}_{01}/V_{01} = 1.218$

Se repite el mismo procedimiento anterior, pero con el periodo de base rígida, periodo y amortiguamiento efectivo de los valores en dirección “Y” del sismo.

Datos			
Periodo fundamental efectivo con base flexible:	$\bar{T}_e =$	1.1417	s
Periodo fundamental efectivo con base rígida:	$T_e =$	0.7627	s
Factor de comportamiento sísmico:	$Q =$	2	
Factor de irregularidad de la estructura:	$FI =$	1	
Fracción de amortiguamiento crítico para base rígida:	$\zeta =$	0.05	
Fracción de amortiguamiento crítico para base flexible:	$\bar{\zeta}_e =$	0.044	
Factor de reducción por sobre-resistencia para base rígida:	$R =$	1.81	
Periodo dominante de vibrar más largo del terreno en el sitio de interés:	$T_s =$	0.938	s
Aceleración máxima del terreno:	$a_0 =$	0.280	
Ordenada espectral correspondiente a la meseta del espectro de diseño:	$c =$	0.922	
Periodo característico que delimita la meseta del espectro de diseño:	$T_a =$	1	s
Periodo característico que delimita la meseta del espectro de diseño:	$T_b =$	1.725	s
Cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura:	$k =$	0.56	
Parámetro usado para el cálculo de β :	$\lambda =$	0.45	
Parámetro usado para el cálculo de β :	$\varepsilon =$	0.2	
Parámetro usado para el cálculo de β :	$\tau =$	1	
Peso total de la estructura:	$W_o =$	5160	t
Factor de reducción β			

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda \right] \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda; & \text{si } T_a < T < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda - 1 \right] \left(\frac{\tau T_b}{T} \right)^\varepsilon; & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases}$$

En donde:

$$\begin{aligned} \zeta &= 0.05 && \text{(Sin interacción)} \\ \bar{\zeta}_e &= 0.044 && \text{(Con interacción)} \\ T_e &= 0.763 && \text{s (Sin interacción)} \\ \bar{T}_e &= 1.142 && \text{s (Con interacción)} \\ T_a &= 1 && \text{s} \\ T_b &= 1.725 && \text{s} \\ \lambda &= 0.45 \\ \varepsilon &= 0.2 \\ \tau &= 1 \end{aligned}$$

Sustituyendo:

$$\begin{aligned} \beta &= 1.00 && \text{(Sin interacción)} \\ \bar{\beta} &= 1.06 && \text{(Con interacción)} \end{aligned}$$

Ordenadas del espectro elástico

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases}$$

En donde:

$a_0 = 0.28$
 $\beta = 1.00$ (Sin interacción)
 $\tilde{\beta} = 1.06$ (Con interacción)
 $T_e = 0.763$ s (Sin interacción)
 $\tilde{T}_e = 1.142$ s (Con interacción)
 $T_a = 1$ s
 $T_b = 1.725$ s
 $c = 0.922$
 $p = 2.811$ (Sin interacción)
 $\tilde{p} = 1.564$ (Con interacción)

Sustituyendo:

$a = 0.77$ (Sin interacción)
 $\tilde{a} = 0.981$ (Con interacción)

Factor de reducción por comportamiento sísmico

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases}$$

En donde:

$p = 2.811$
 $\beta = 1.00$
 $Q = 2$
 $T_e = 0.763$ s
 $k = 0.56$
 $T_a = 1$ s
 $T_b = 1.725$ s
 $Fl = 1$

Sustituyendo:

$Q' = 2.02$

Factor de reducción por comportamiento sísmico

$$\tilde{Q}' = \begin{cases} 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k} \frac{\tilde{T}_e}{T_a}}; & \text{si } \tilde{T}_e \leq T_a \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta}}{k}}; & \text{si } T_a < \tilde{T}_e \leq T_b \\ 1 + (\tilde{Q} - 1) \frac{\tilde{T}_e}{T_e} \sqrt{\frac{\tilde{\beta} \tilde{P}}{k}}; & \text{si } \tilde{T}_e > T_b \end{cases}$$

En donde:

$$\begin{aligned} \tilde{p} &= 1.564 \\ \tilde{\beta} &= 1.06 \\ \tilde{Q} &= 1 + (Q - 1) T_e^2 / \tilde{T}_e^2 = 1.446 \\ \tilde{T}_e &= 1.142 \text{ s} \\ T_e &= 0.763 \text{ s} \\ k &= 0.56 \\ T_a &= 1 \text{ s} \\ T_b &= 1.725 \text{ s} \\ F_l &= 1 \end{aligned}$$

Sustituyendo:

$$\tilde{Q}' = 1.92$$

Ordenadas espectrales de diseño

$$a' = \frac{a}{RQ'} \quad \tilde{a}' = \frac{\tilde{a}}{R\tilde{Q}'}$$

En donde:

$$\begin{aligned} a &= 0.77 \\ \tilde{a} &= 0.981 \\ R &= 1.81 \\ Q' &= 2.019 \\ \tilde{Q}' &= 1.921 \end{aligned}$$

Sustituyendo:

$$a' = 0.21 \quad \tilde{a}' = 0.282$$

Fuerza cortante basal

$$V_{01} = a' W_e \quad \tilde{V}_{01} = \tilde{a}' W_e$$

En donde:

$$\begin{aligned} a' &= 0.21 \\ \tilde{a}' &= 0.282 \\ W_e &= 3612 \end{aligned}$$

Sustituyendo:

$$V_{01} = 759 \text{ t} \quad \tilde{V}_{01} = 1017 \text{ t}$$

Factor que incluye los efectos de interacción inercial

$$\frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}}$$

En donde:

$$\begin{aligned} \tilde{V}_{01} &= 1017 \text{ t} \\ V_{01} &= 759.3 \text{ t} \end{aligned}$$

Sustituyendo:

$$\frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} = 1.340$$

Por lo anterior se considera $\tilde{V}_{01}/V_{01} = 1.25$

Con base a los valores de los factores obtenidos para cada dirección del sismo, este factor se multiplicará por los elementos mecánicos del segundo modelo matemático (con interacción suelo-estructura), por lo tanto, los valores correspondientes del factor para el sismo en dirección “X” y “Y” son: 1.22 y 1.25 respectivamente.

V.4 Revisión de los estados límite de servicio para el cumplimiento de las NTC-2017

Una vez determinada la sección óptima de los elementos estructurales (véase en capítulo VI), se procede a verificar que cumpla con los límites máximos permisibles obtenidos de los modelos matemáticos y de las NTC-2017.

Los desplazamientos se deberán verificar para el estado límite de operación para las deformaciones verticales en vigas (condición de servicio), mientras que los desplazamientos horizontales deberán cumplir con el estado límite de colapso y servicio según lo indican las NTC-2017.

V.4.1 Revisión de límites de falla en excavación

Según las características del edificio y del subsuelo bajo el predio, la cimentación más conveniente es a base de una compensación parcial.

Para el cálculo de los estados límite de falla y de servicio se consideró al suelo como puramente cohesivo. De acuerdo con la sección 3 de las NTC-2017 de diseño para cimentaciones y con base a los apuntes de análisis y diseño de cimentaciones (Deméneghi, 2018), se tiene:

Estados límite de falla

El Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en sus NTC-2017, establece que en suelos cohesivos se debe verificar la siguiente desigualdad:

$$q_U < q_R$$

Donde:

$$q_U = \sum \frac{Q \cdot F_c}{A}$$

De las expresiones anteriores se tiene:

F_c = Factor de carga = 1.4

Q = Acciones verticales

A = Área de la cimentación

Para la primera combinación de cargas, se toma el peso unitario máximo del edificio:

$$P_{u_{max}} = 9.32 \text{ ton}/m^2$$

$$q_u = 9.32(1.4) = 13.05 \text{ ton}/m^2$$

$$q_R = c \cdot N_c \cdot F_R + p_v$$

Donde:

B : es el ancho de la losa = 21 m.

L : es la longitud de la losa = 30 m.

p_v : es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

γ : es el peso volumétrico del suelo = 1.45 ton/m³.

H : altura de desplante del cajón de cimentación 3.5 m

$P_{u_{max}}$: Peso de descarga en cimentación por metro cuadrado CM+CVmax

$$P'_v = H \cdot \gamma_s = (3.5)(1.45) = 5.06 \text{ ton/m}^2$$

c_u : es la cohesión aparente = 2.5 ton/m²

N_c : es el coeficiente de capacidad de carga que está dado por:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \cdot \frac{B}{L} + 0.25 \cdot \frac{D}{B} \right)$$

Donde:

D : es la profundidad que penetra en el estrato resistente $D = D_f = 3.5$ m

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \cdot \frac{21}{30} + 0.25 \cdot \frac{3.5}{21} \right) = 6.25$$

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones, considerando un factor de resistencia (F_R) igual a 0.65.

$$q_R = c \cdot N_c \cdot F_R + p_v$$

$$q_R = 2.5(6.25)(0.65) + 5.06 = 15.22 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto se tiene que:

$$q_U < q_R$$

$$13.05 \text{ ton/m}^2 < 15.22 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Segunda combinación de acciones.

Acciones permanentes, más acciones variables, más acciones accidentales

Considerando el coeficiente sísmico (c_s) de la zona, una descarga a la cimentación debida a CM+CVacc y empleando un factor de carga $F_c = 1.1$. La cimentación se revisa con dimensiones virtuales reducidas B' y L' , dadas por:

$$Q = P_{u_{CM+CVacc}} BL = 8.72(21)(30) = 5496.45 \text{ Ton}$$

$$M_y = \sum Q \cdot c' \cdot \left(\frac{h_c}{2} \right)$$

$$c' = \frac{c_s}{Q_d}$$

c' : es el factor por el que se multiplican los pesos de los apéndices a la altura de desplante.

c_s : es el coeficiente sísmico.

$$c' = \frac{.938}{2(9.81)} = 0.048$$

$$M_y = 5496.45(0.048) \left(\frac{2H}{3} \right)$$

Donde $H=24.5$ m (altura de la estructura considerando el cajón) se obtienen:

$$M_y = 4292.0 \text{ tonm}$$

$$M_x = 0.3(4292.01) = 1287.6 \text{ tonm}$$

$$e_x = \frac{M_y}{Q} = \frac{1287.6}{5496.45} = 0.78 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{M_x}{Q} = \frac{1287.6}{5496.45} = 0.23 \text{ m}$$

$$B' = B - 2e_x = 21 - 2(0.78) = 19.44 \text{ m}$$

$$L' = L - 2e_y = 30 - 2(0.23) = 29.53 \text{ m}$$

$$q_u = \frac{Q}{B'L'}(FC) = \frac{5496.45}{(19.44)(29.53)}(1.1) = 10.53 \text{ ton/m}^2$$

$$q_R = c \cdot N_c \cdot F_R + p_v$$

Donde:

B' : es el ancho de la losa = 19.44 m.

L' : es la longitud de la losa = 29.53 m.

p_v : es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.

γ : es el peso volumétrico del suelo = 1.45 ton/m³.

H : es la altura de desplante del cajón de cimentación igual a 3.5 m.

$$P'_V = H \cdot \gamma_s = (3.5)(1.45) = 5.06 \text{ ton/m}^2$$

c_u : es la cohesión aparente = 2.5 ton/m²

N_c : es el coeficiente de capacidad de carga que está dado por:

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \cdot \frac{B'}{L'} + 0.25 \cdot \frac{D}{B'} \right)$$

Donde:

D : es la profundidad que penetra en el estrato resistente $D = D_f = 3.5$ m

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \cdot \frac{19.44}{10.53} + 0.25 \cdot \frac{3.5}{19.44} \right) = 6.22$$

Los factores de resistencia se aplicarán a la capacidad de carga neta de las cimentaciones, considerando un factor de resistencia (F_R) igual a 0.65.

$$q_R = 2.5(6.22)(0.65) + 5.06 = 15.16 \text{ ton/m}^2$$

Por lo tanto, se tiene que:

$$q_U < q_R$$

$$10.53 \text{ ton/m}^2 < 15.16 \text{ ton/m}^2 \quad \therefore \text{Cumple}$$

Cumpliendo así con ambos límites, por lo tanto, la propuesta de desplante y las dimensiones de los elementos estructurales son correctas.

Estados límites de servicio

De acuerdo con las NTCCIM-2017, en la cimentación compensada, se debe de revisar los siguientes movimientos:

- Expansiones instantáneas por excavación
- Asentamiento inmediato por recompresión
- Asentamiento inmediato por compresión
- Asentamiento diferido
- Asentamiento total

Con ayuda del programa "ISE3D", desarrollado por los profesores Héctor Sanginés García y Armando Rafael Hermosillo Arteaga, se procede a ingresar los valores de la estratigrafía del sitio, dimensiones de los elementos estructurales y sus propiedades, de forma automática arroja los resultados para las diferentes revisiones; a continuación, se presenta una tabla resumen en donde muestran los valores más desfavorables obtenidos:

Tabla 17. Resultados obtenidos del programa ISE3D

Revisión	Desplazamiento (cm)
Expansiones instantáneas por excavación	10.99
Asentamiento inmediato por recompresión	≈10.99
Asentamiento inmediato por compresión	9.4
Asentamiento diferido	5.6
Asentamiento total=	15.00

Para la segunda revisión se tiene que, debido a una reaplicación de carga de 5.06 ton/m², se produce un asentamiento inmediato por recompresión, el cual es aproximadamente igual a la expansión inmediata (11 cm), ya que la pérdida de energía por el fenómeno de histéresis es prácticamente despreciable.

El hundimiento de la cimentación será la suma de los asentamientos por compresión inmediata y por compresión diferida, es decir, $\delta = 9.4 + 5.6 = 15.00$ cm, el cual resulta ser igual a 15 cm, por lo tanto, es correcto, tanto el hundimiento como la expansión cumplen con los límites establecidos cuando existen construcciones colindantes. Según la tabla 3.1.1 (NTC-2017 diseño de cimentaciones).

Tabla 18. Tabla 3.1.1 límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la cimentación. NTCCIM-2017.

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto		Límite
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	50 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	25 mm
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	300 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	150 mm
Emersión:	Construcciones aisladas	300 mm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	150 mm
Velocidad del componente diferido		10 mm/semana

V.4.1 Revisión de deflexiones en vigas principales

Para la revisión por deflexión, la viga a utilizar será aquella que tenga la deflexión más desfavorable del primer nivel, en este caso será la primera trabe de izquierda a derecha del segundo eje longitudinal (Trabe 100). Véase *figura 38 y 39*.

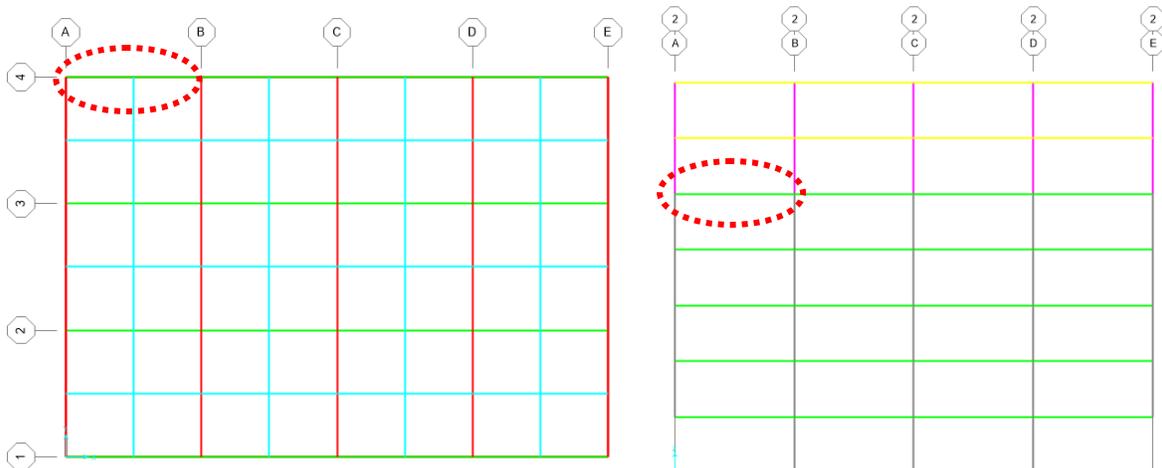


Figura 38. Ubicación de viga vista en planta. **Figura 39.** Ubicación de viga vista en elevación.

En la condición de servicio (CM + CVmed) se revisan las deflexiones instantáneas de la viga en el software SAP2000 para su verificación.

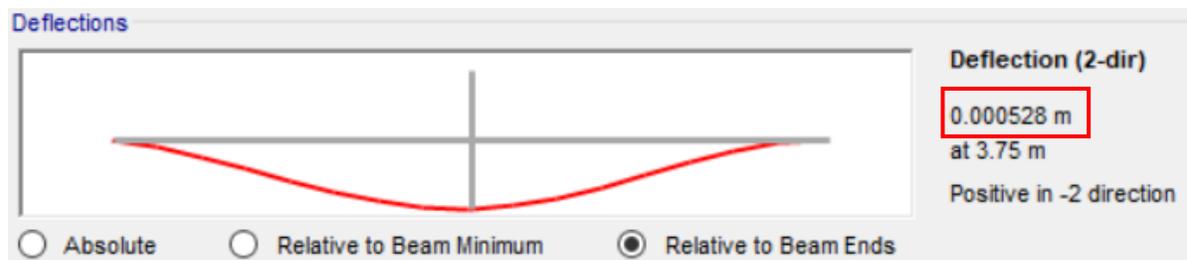


Figura 40. Deflexión máxima instantánea en trabe 380 (Servicio).

Conocida la deflexión instantánea se determina la deflexión a largo plazo y por último la

deflexión total, en donde se debe cuidar que la deflexión total no sea mayor a la deflexión máxima permisible (NTC-2017), la cual es:

$$\delta_{max} = \frac{L_{viga}}{480} = \frac{7.5}{480} = 0.01563 \text{ m} = 15.63 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se tiene que la deflexión instantánea es 0.528 mm.

$$\rho = \frac{A's}{b \cdot d} = \frac{10.13}{40 \cdot 87} = 0.002912$$

$$\lambda = \frac{2}{1 + 50\rho} = \frac{2}{1 + 50(0.002912)} = 1.75$$

$$\delta_{LP} = \delta_{inst} \lambda = 1.13(1.75) = 0.92 \text{ mm}$$

$$\delta_{total} = \delta_{inst} + \delta_{LP} = 0.528 + 0.92 = 1.45 \text{ mm}$$

$$\delta_{total} < \delta_{max}$$

$$1.45 \text{ mm} < 15.63 \text{ mm}$$

∴ **Cumple**

V.4.1 Revisión de desplazamientos laterales por sismo

La rigidez de la estructura debe ser suficiente para cumplir con las condiciones siguientes:

- Para el cumplimiento del requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes, se revisará que las distorsiones de entrepiso determinadas con el espectro de diseño, multiplicadas por $Q^*R^*K_s$, no excedan 0.004.
- Para el cumplimiento del estado límite de seguridad contra colapso, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño, multiplicadas por los factores Q^*R , no excedan los valores especificados para la distorsión límite (γ_{max}) de 0.015.

V.4.1.1 Revisión de desplazamientos laterales por prevención al colapso.

Análisis en dirección de sismo "X". Donde $QR=2*1.809$ (obtenidos en la sección de cortante basal).

ANÁLISIS DE DISTORSIONES			
Análisis de distorsiones			
Fuerza cortante basal corregida por efectos de interacción suelo - estructura:	$\tilde{V}_{01} =$	929	t
Fuerza cortante en la base sin modificar por la interacción suelo-estructura:	$V_{01} =$	763	t
Rigidez en traslación horizontal de la cimentación:	$K_h =$	106,807	t/m
Profundidad de desplante:	$D =$	3.5	m
Momento de volteo en la base sin modificar por interacción suelo estructura:	$Mo1 =$	1,737	t · m
Rigidez rotacional la cimentación:	$K_r =$	16,037,734	t/m

Desplazamientos laterales corregidos por efectos de interacción suelo - estructura

$$\bar{X}_{i1} = \frac{\bar{V}_{01}}{V_{01}} \left[X_{i1} + \frac{V_{01}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{01}}{K_r} \right]$$

En donde:

hi: Altura del i-ésimo nivel

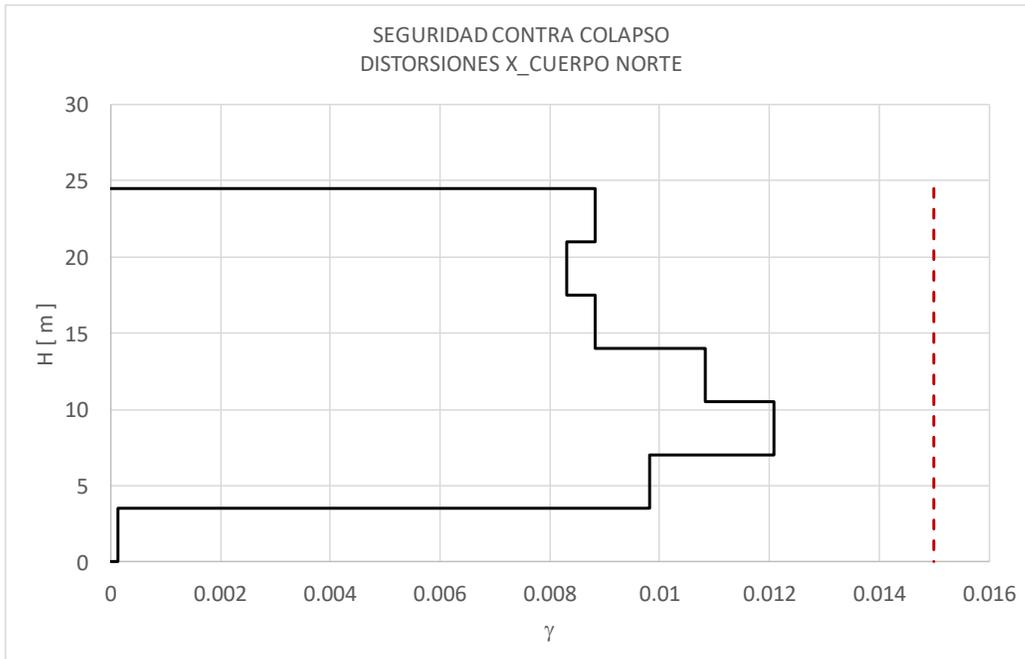
X_{i1}: Desplazamiento lateral del i-ésimo nivel relativo al desplante sin modificar por interacción suelo-estructura

Sustituyendo:

Nivel	hi [m]	X _{i1} [m]	\bar{X}_{i1} [m]
7	24.5	0.2001	0.2561
6	21	0.1751	0.2252
5	17.5	0.1516	0.1961
4	14	0.1266	0.1652
3	10.5	0.0959	0.1273
2	7	0.0615	0.0850
1	3.5	0.0336	0.0506
0	0	0.0336	0.0501

Desplazamientos laterales corregidos por efectos de interacción suelo - estructura

Δh_i [m]	$\Delta \bar{X}_{i1}$ [m]	γ
3.5	0.0309	0.0088
3.5	0.0291	0.0083
3.5	0.0309	0.0088
3.5	0.0379	0.0108
3.5	0.0423	0.0121
3.5	0.0344	0.0098
3.5	0.0005	0.0001
0	0.0501	0.0000



Para el análisis en dirección "Y". Donde QR=2*1.81 (obtenidos en la sección de cortante basal).

ANÁLISIS DE DISTORSIONES

Análisis de distorsiones

Fuerza cortante basal corregida por efectos de interacción suelo - estructura:	$\tilde{V}_{01} =$	1,017	t
Fuerza cortante en la base sin modificar por la interacción suelo-estructura:	$V_{01} =$	759	t
Rigidez en traslación horizontal de la cimentación:	$K_h =$	107,086	t/m
Profundidad de desplante:	$D =$	3.5	m
Momento de volteo en la base sin modificar por interacción suelo estructura:	$M_{01} =$	1,702	t · m
Rigidez rotacional la cimentación:	$K_r =$	10,576,511	t/m

Desplazamientos laterales corregidos por efectos de interacción suelo - estructura

$$\tilde{X}_{i1} = \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} \left[X_{i1} + \frac{V_{01}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{01}}{K_r} \right]$$

En donde:

h_i : Altura del i-ésimo nivel

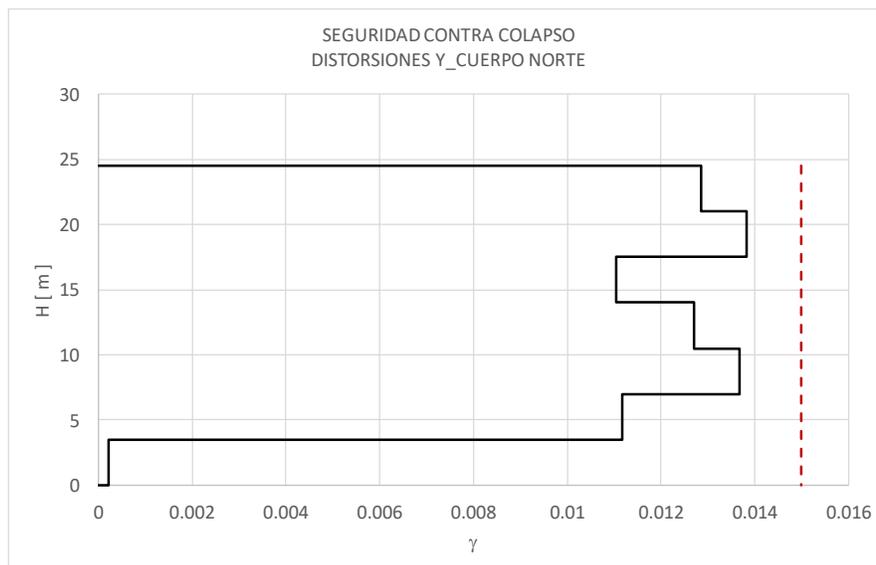
X_{i1} : Desplazamiento lateral del i-ésimo nivel relativo al desplante sin modificar por interacción suelo-estructura

Sustituyendo:

Nivel	h_i [m]	X_{i1} [m]	\tilde{X}_{i1} [m]
7	24.5	0.2263	0.3187
6	21	0.1933	0.2737
5	17.5	0.1578	0.2254
4	14	0.1295	0.1867
3	10.5	0.0968	0.1422
2	7	0.0617	0.0944
1	3.5	0.0330	0.0552
0	0	0.0330	0.0545

Desplazamientos laterales corregidos por efectos de interacción suelo - estructura

Δh_i [m]	$\Delta \tilde{X}_{i1}$ [m]	γ
3.5	0.0450	0.0128
3.5	0.0484	0.0138
3.5	0.0387	0.0110
3.5	0.0445	0.0127
3.5	0.0479	0.0137
3.5	0.0391	0.0112
3.5	0.0008	0.0002
0	0.0545	0.0000



V.4.1.2 Revisión de la limitación de daños ante sismos frecuentes.

ANÁLISIS DE DISTORSIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE LIMITACIÓN DE DAÑOS

Datos

Fuerza cortante basal corregida por efectos de interacción suelo - estructura:	$\tilde{V}_{01} =$	929	t
Fuerza cortante en la base sin modificar por la interacción suelo-estructura:	$V_{01} =$	763	t
Rigidez en traslación horizontal de la cimentación:	$K_h =$	106,807	t/m
Profundidad de desplante:	$D =$	3.5	m
Momento de volteo en la base sin modificar por interacción suelo estructura:	$M_{01} =$	1,737	t · m
Rigidez rotacional la cimentación:	$K_r =$	16,037,734	t/m

Cociente entre ordenadas espectrales para el que se revisa el ELLD

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6}; & \text{si } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6-4(T_s-0.5)}; & \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0s \\ \frac{1}{4}; & \text{si } T_s \geq 1.0s \end{cases}$$

En donde:

$$T_s = 0.938 \text{ s}$$

$$K_s: \quad 0.235$$

Desplazamientos laterales corregidos por efectos de interacción suelo - estructura

$$\tilde{X}_{i1} = \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} \left[X_{i1} + \frac{V_{01}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{01}}{K_r} \right]$$

En donde:

hi: Altura del i-ésimo nivel

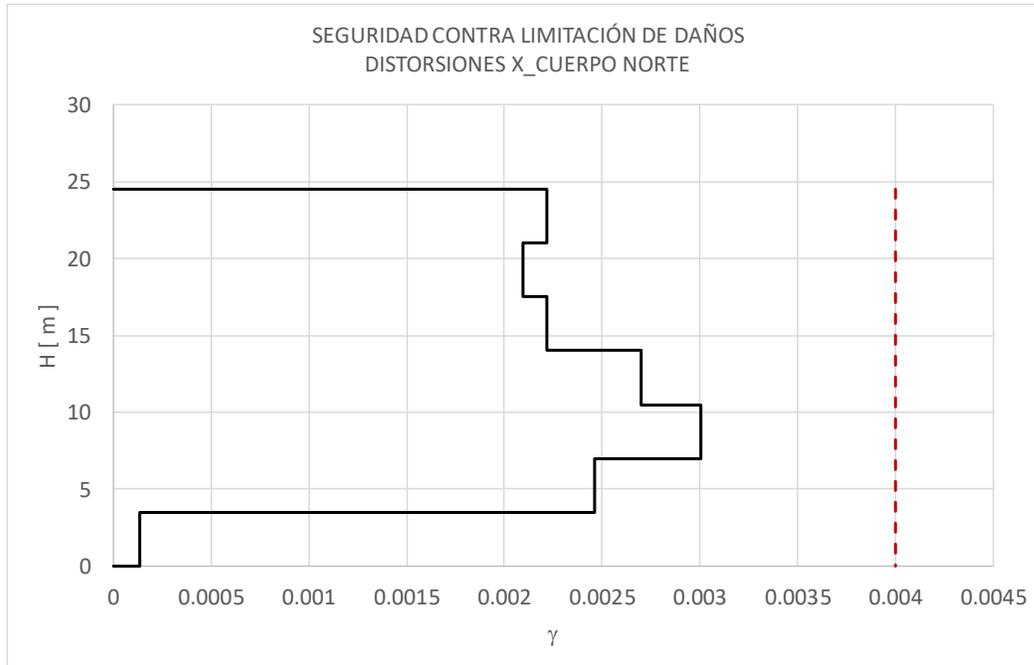
X_{i1}: Desplazamiento lateral del i-ésimo nivel relativo al desplante sin modificar por interacción suelo-estructura

Sustituyendo:

Nivel	hi [m]	X _{i1} [m]	\tilde{X}_{i1} [m]
7	24.5	0.0480	0.0709
6	21	0.0420	0.0631
5	17.5	0.0364	0.0558
4	14	0.0304	0.0480
3	10.5	0.0230	0.0386
2	7	0.0148	0.0281
1	3.5	0.0081	0.0195
0	0	0.0081	0.0190

Desplazamientos laterales corregidos por efectos de interacción suelo - estructura

Δh_i [m]	$\Delta \bar{x}_{i1}$ [m]	γ
3.5	0.0078	0.0022
3.5	0.0073	0.0021
3.5	0.0078	0.0022
3.5	0.0095	0.0027
3.5	0.0105	0.0030
3.5	0.0086	0.0025
3.5	0.0005	0.0001
0	0.0190	0.0000



ANÁLISIS DE DISTORSIONES PARA EL ESTADO LÍMITE DE LIMITACIÓN DE DAÑOS

Datos

Fuerza cortante basal corregida por efectos de interacción suelo - estructura:	$\bar{V}_{01} =$	1,017	t
Fuerza cortante en la base sin modificar por la interacción suelo-estructura:	$V_{01} =$	759	t
Rigidez en traslación horizontal de la cimentación:	$K_h =$	107,086	t/m
Profundidad de desplante:	$D =$	3.5	m
Momento de volteo en la base sin modificar por interacción suelo estructura:	$M_{o1} =$	1,702	t · m
Rigidez rotacional la cimentación:	$K_r =$	10,576,511	t/m

Cociente entre ordenadas espectrales para el que se revisa el ELLD

$$K_s = \begin{cases} \frac{1}{6}; & \text{si } T_s < 0.5s \\ \frac{1}{6-4(T_s-0.5)}; & \text{si } 0.5 \leq T_s < 1.0s \\ \frac{1}{4}; & \text{si } T_s \geq 1.0s \end{cases}$$

En donde:

$$T_s = 0.938 \text{ s}$$

$$K_s = 0.235$$

Desplazamientos laterales corregidos por efectos de interacción suelo - estructura

$$\tilde{X}_{i1} = \frac{\tilde{V}_{01}}{V_{01}} \left[X_{i1} + \frac{V_{01}}{K_h} + (h_i + D) \frac{M_{01}}{K_r} \right]$$

En donde:

hi: Altura del i-ésimo nivel

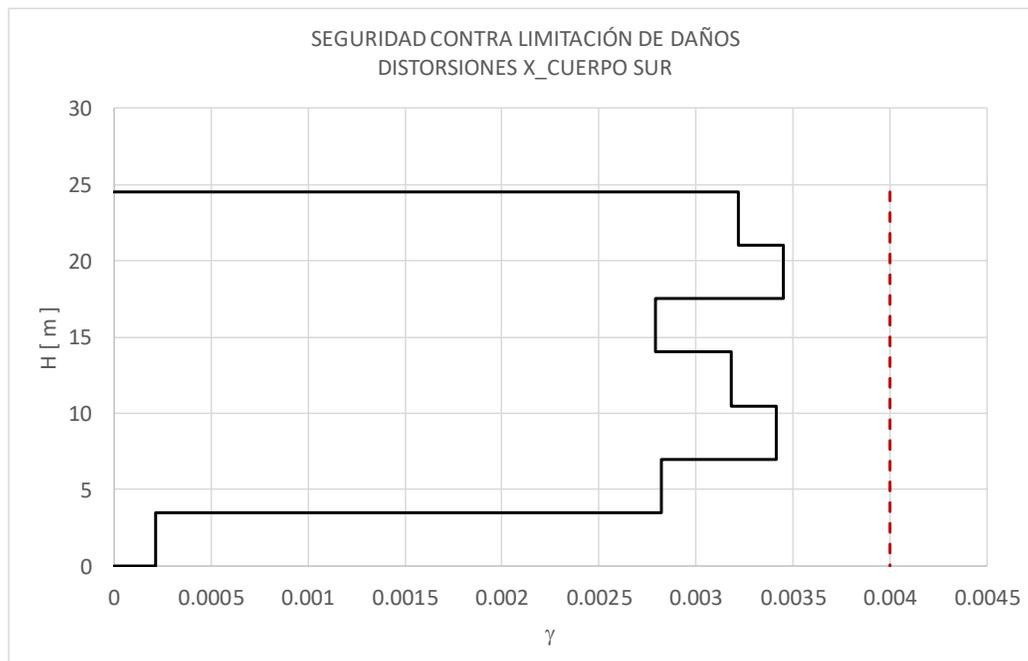
X_{i1}: Desplazamiento lateral del i-ésimo nivel relativo al desplante sin modificar por interacción suelo-estructura

Sustituyendo:

Nivel	hi [m]	X _{i1} [m]	\tilde{X}_{i1} [m]
7	24.5	0.0538	0.0876
6	21	0.0459	0.0763
5	17.5	0.0375	0.0643
4	14	0.0308	0.0545
3	10.5	0.0230	0.0433
2	7	0.0147	0.0314
1	3.5	0.0078	0.0215
0	0	0.0078	0.0208

Desplazamientos laterales corregidos por efectos de interacción suelo - estructura

Δh_i [m]	$\Delta \tilde{X}_{i1}$ [m]	γ
3.5	0.0113	0.0032
3.5	0.0121	0.0034
3.5	0.0098	0.0028
3.5	0.0111	0.0032
3.5	0.0120	0.0034
3.5	0.0099	0.0028
3.5	0.0008	0.0002
0	0.0208	0.0000



V.5 Elección de la combinación de cargas para el diseño estructural

A partir de los patrones y casos de carga se hacen las combinaciones correspondientes para la condición de servicio, resistencia y de sismo, de acuerdo a las recomendaciones de la sección 3.4 de las NTC-2017 sobre criterios y acciones para diseño estructural de las edificaciones.

- Para condición de servicio: $CM+CV_{med}$
- Para condición de resistencia: $1.3CM+1.5CV_{max}$
- Para condición 100% Sismo X y 30% Sismo en Y: $1.1(CM+CV_{acc}+S_x+0.3S_y)$
- Para condición 30% Sismo X y 100% Sismo en Y: $1.1(CM+CV_{acc}+0.3S_x+S_y)$
- Para la envolvente: Resistencia+(Sismo 100 S_x +30 S_y)+(Sismo 30 S_x +100 S_y)

Cabe destacar que el programa hace las diferentes combinaciones con la variación de signos para las condiciones de sismo automáticamente.

Una vez realizado el análisis, los diferentes elementos estructurales deben de diseñarse de forma tal que cumplan con las cargas de servicio y la resistencia que demande, es por ello por lo que de forma iterativa se hacen las revisiones hasta llegar con la sección óptima, la cual, tenga las menores cantidades de materiales constructivos, pero a su vez cumpla con los límites máximos permisibles establecidos en las NTC-2017.

Conocidas las dimensiones de los elementos estructurales podemos definir los elementos mecánicos que se utilizarán para el diseño, los cuales se muestran a continuación.

En vigas.

Para el diseño de la trabe se utiliza la viga con elementos mecánicos más desfavorables del primer nivel, en este caso será la primera trabe del primer eje longitudinal (Trabe 91). Véase Figuras 41 y 42.

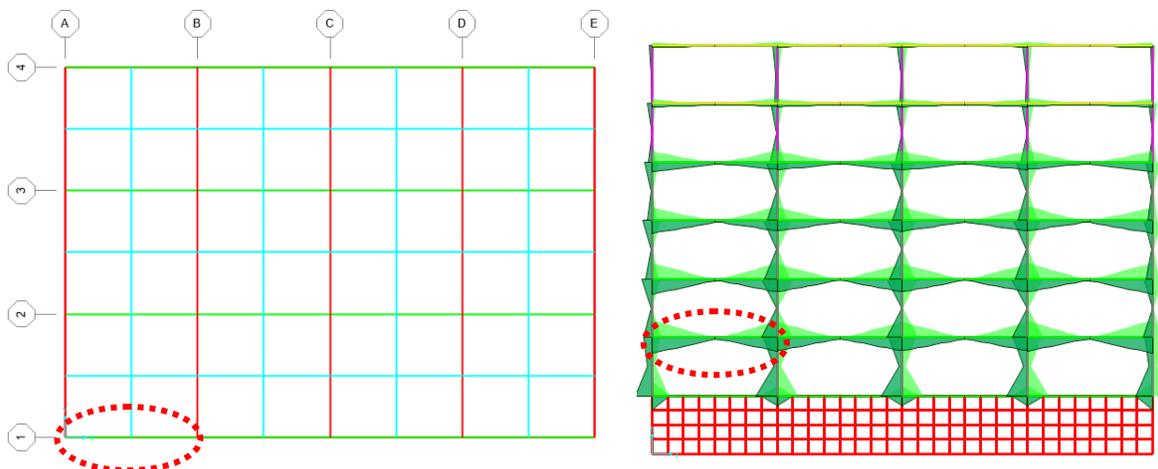
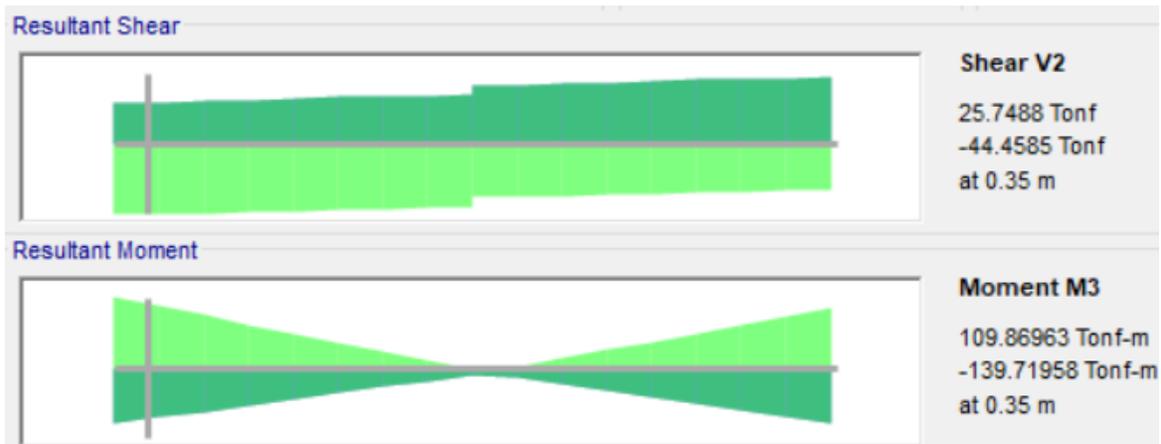


Figura 41. Ubicación de viga vista en planta. **Figura 42.** Ubicación de viga vista en elevación.

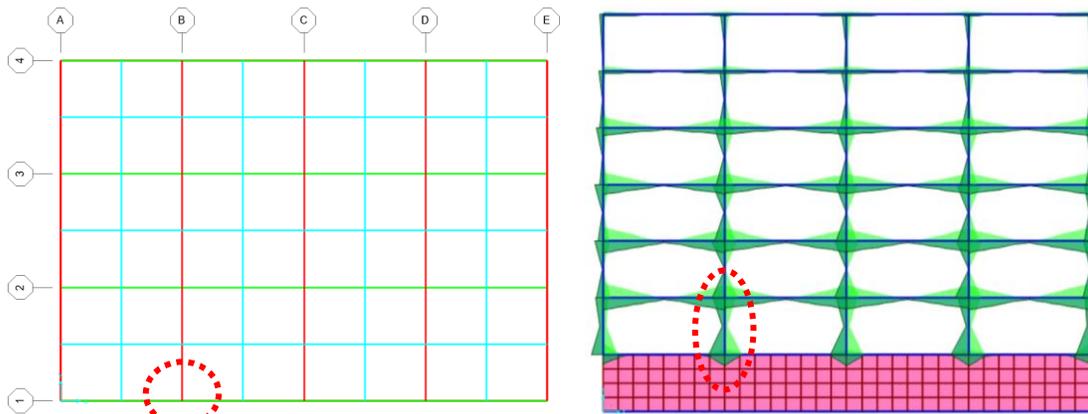
Sus elementos mecánicos para el diseño son los siguientes:



Figuras 43. Elementos mecánicos de viga 91 (Envolvente).

En columnas

Para el diseño de la columna se utiliza aquella con elementos mecánicos más desfavorables en la base de la columna del primer nivel, en este caso será la quinta columna del tercer eje longitudinal (Columna 87). Véase figura 44 y 45.



Figuras 44 y 45. Ubicación de columna

Haciendo una revisión de las combinaciones y verificando cuál de ellos cuenta con los elementos mecánicos más desfavorables en la base de las columnas del primer nivel, se eligen tres triadas de combinaciones más desfavorables (véase Tabla 25), una vez determinadas estas combinaciones se elige aquella con las fuerzas actuantes últimas que sean más representativas. Por lo que se puede apreciar que la columna 87 tiene aquellos elementos mecánicos más desfavorables, es por ello por lo que se elige esta columna para el diseño.

Tabla 19. Elementos mecánicos en la base de las columnas del primer nivel.

Frame	OutputCase	P	V2	V3	T	M2	M3
86	03-SISMO 100X+30Y	-555.76	-64.01	-34.26	-1.69	-80.71	-147.69
87	03-SISMO 100X+30Y	-243.75	-85.27	-27.40	-1.48	-60.76	-178.29
88	03-SISMO 100X+30Y	-222.66	-79.73	-24.75	-1.48	-53.67	-168.14

Mostrando los elementos mecánicos de forma gráfica de la columna 87, se tiene:

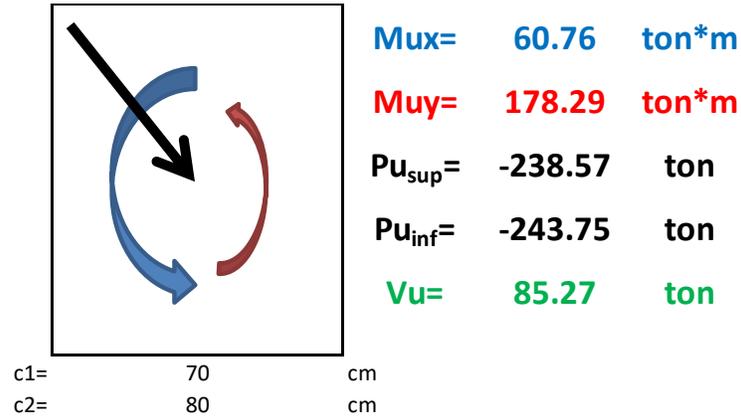


Figuras 46. Elementos mecánicos de columna 87.

CAPÍTULO VI DISEÑO ESTRUCTURAL DEL INMUEBLE

VI.1 Diseño de columnas

Anteriormente se definió que la columna 87 es la que se ocupará para diseñar, la cual tiene las siguientes dimensiones y elementos mecánicos.



Figuras 47. Elementos mecánicos para diseño de columna 87.

Debido a que la estructura no cuenta con construcciones adyacentes en su perímetro, se puede considerar como una estructura con desplazamientos laterales no restringidos, por lo tanto, se debe verificar si hay efectos de esbeltez en las columnas.

DATOS		
P _u =	243.75	on
M ₁ =	60.76	tonm
M ₂ =	178.29	tonm
f'c=	350	kg/cm ²
E _c =	261916.017	kg/cm ²
H _{col} =	350	cm
L _{viga} =	750	cm
c1=	70	cm
c2=	80	cm
b _v =	40	cm
h _v =	90	cm
I _{cs} =	2986666.67	cm ⁴
I _{ci} =	2986666.67	cm ⁴
(I/L) _{cols} =	8533.33333	cm ³
(I/L) _{coli} =	8533.33333	cm ³
I _{vs} =	2430000	cm ⁴
I _{vi} =	2430000	cm ⁴
(I/L) _{vigas} =	3240	cm ³
(I/L) _{vigai} =	3240	cm ³

CARGAS Y MOMENTOS DE DISEÑO

M₂>M₁

Suponiendo que M₁ y M₂ son los momentos por carga muerta

$$\begin{aligned}
 P_u &= F_{cm} * P_{cm} + F_{cv} * P_{cv} = 243.75 \text{ Ton} \\
 M_{u1} &= F_{cm} * M_{1cm} + F_{cv} * M_{1cv} = 60.76 \text{ Ton/m} \\
 M_{u2} &= F_{cm} * M_{2cm} + F_{cv} * M_{2cv} = 178.29 \text{ Ton/m}
 \end{aligned}$$

VERIFICANDO SI SE CONSIDERA EL EFECTO DE ESBELTEZ

$$\begin{aligned}
 M_{u1}/M_{u2} &= 0.34 \\
 34-12(M_{u1}/M_{u2}) &= 29.91
 \end{aligned}$$

CURVATURA SIMPLE

DETERMINANDO K

$$\Psi_{A,B} = \frac{\sum (I/L)_{columnas}}{\sum (I/L)_{trabes}}$$

I reducida por agrietamiento
L Longitud de claros centro a centro de nudos

NODO SUPERIOR

$$\begin{aligned}
 0.7(I/L)_{cols} &= 5973.33 \text{ cm}^3 \\
 0.5(I/L)_{vigas} &= 1620.00 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

NODO INFERIOR

$$\begin{aligned}
 2*0.7(I/L)_{cols} &= 11946.67 \text{ cm}^3 \\
 0.5(I/L)_{vigas} &= 1620.00 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Psi_A &= 3.69 \\
 \Psi_B &= 7.37
 \end{aligned}$$

$$k_A = \frac{0.4 + \Psi_A}{0.8 + \Psi_A} = 0.9109$$

$$k_B = \frac{0.4 + \Psi_B}{0.8 + \Psi_B} = 0.9511$$

$$k = 1.35 - \sqrt{1.35(1.35 - k_A - k_B) + \frac{1}{2}(k_A^2 + k_B^2)} = 0.93$$

RELACIÓN DE ESBELTEZ

$$\begin{aligned} H' &= H * k = 325.7 \text{ cm} \\ r &= 0.3 * b = 21 \text{ cm} \\ H'/r &= 15.51 \end{aligned}$$

SUBSTITUYENDO TENEMOS:

$$\frac{H'}{r} < 34 - 12 \left(\frac{M1}{M2} \right) \rightarrow 15.51 < 29.91$$

SE DESPRECIAN EFECTOS DE ESBELTEZ

Por lo tanto, no se incrementan los momentos debidos a los efectos de esbeltez, procediendo así, al diseño de la columna.

Requisitos geométricos según ductilidad (Q=2) (NTCC-2017)

DATOS		Q=	Insertar "2","3" o "4"	Ag=	5600 cm ²
b=	70 cm			<i>A_g Área de la sección transversal</i>	No aplica
h=	80 cm			<i>H Altura libre</i>	No aplica
rec=	5 cm			<i>c dimensiones de la sección transversal</i>	Cumple
d=	75 cm				Cumple
ecu=	0.003				
Ec=	261916.0171 kg/cm ²				
Fy=	4200 kg/cm ²				
εy=	0.016035675				
f'c=	350 kg/cm ²				
f''c=	297.5 kg/cm ²				
Pu=	1666000.00 kg				

Proponiendo 24 varillas del número 10 en la sección:

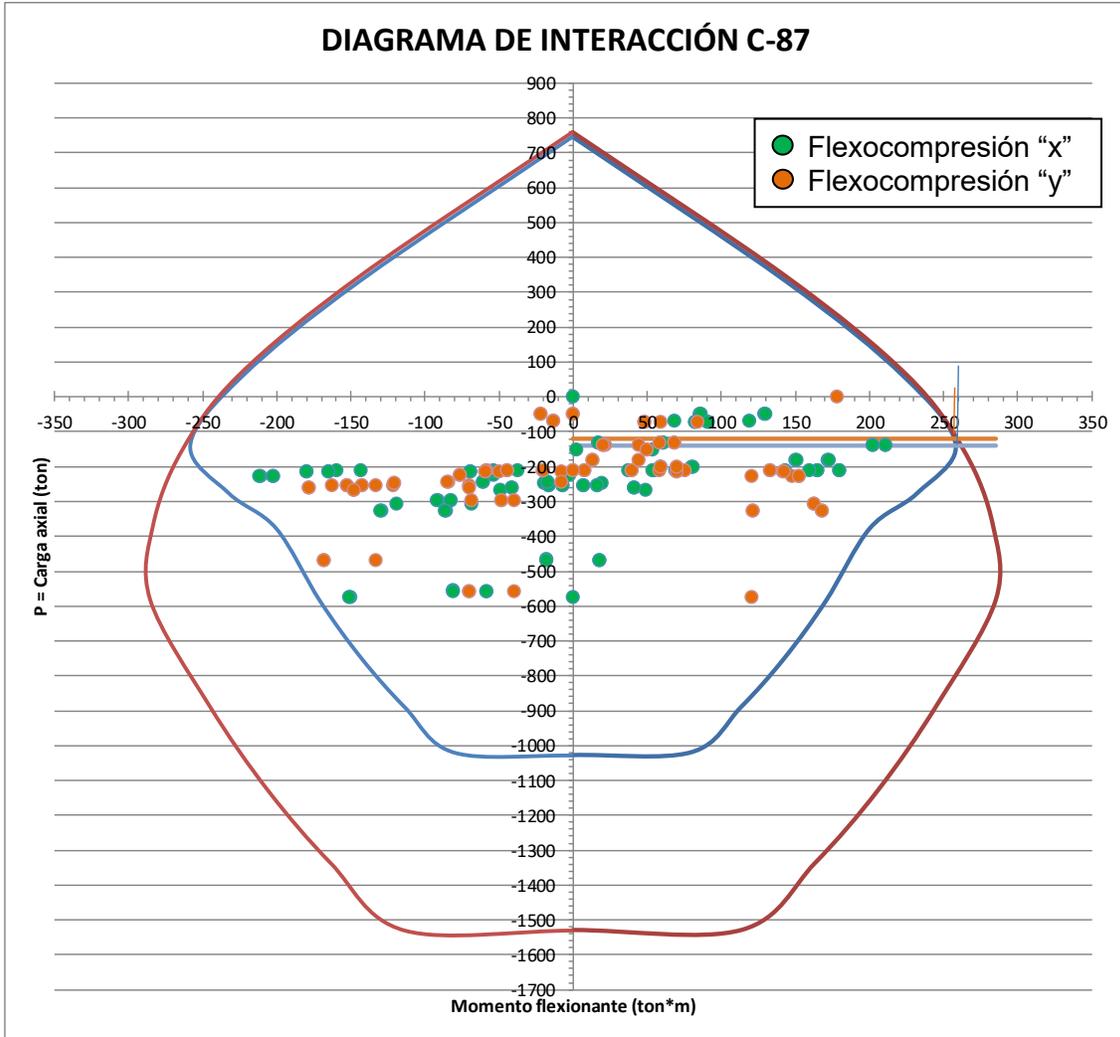
$$\begin{aligned} A_{smin} &= 56 \text{ cm}^2 \\ A_{smax} &= 336 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Proponiendo acero de refuerzo longitudinal

$$\begin{aligned} \# \text{ var} &= 10 \\ \text{Var's req} &= 6.80 \\ \text{Var's a ocupar} &= 24 \text{ (multiplo de 4)} \\ A_{s \text{ real}} &= 190.0 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Cumple con A_s min y A_s max

Una vez definido el acero, con ayuda del diagrama de interacción obtenida del programa SAP2000, se verifica que cumpla con las posibles demandas de cargas en la columna.



Figuras 48. Diagrama de interacción de columna 87 con fuerzas demandantes.

Se puede observar que el diagrama cumple con todas las cargas demandantes, por lo que se considera correcto, por lo tanto, se prosigue a verificar que la estructura cumpla con la condición de diseño “Columna fuerte-trabe débil”. Con base a las cargas axiales de la columna a diseñar (nivel 1) y de la columna 87 (nivel 2), se puede determinar el momento resistente de la columna total. Posteriormente se compara con el momento resistente de la trabe (calculado en sección VI.2).

P _S =	-120.32 ton	
P _i =	-139.49 ton	
M _{RCS} =	253 tonm	
M _{Rci} =	260 tonm	$\Sigma M_{RC} \geq 1.5 \Sigma M_{RV}$
M _{Rcol} =	513 tonm	1.2 Para Q=3
M _{Rtrabe} =	385.91 tonm	1.0 Para Q=2

513.00 >= 385.915 tonm

Col fuerte-trabe debil Cumple

Diseño por fuerza cortante

Proponiendo un acero transversal de 1E#3 + 2E#3 (Figuras 50 y 51) se tiene:

Separacion de estribos	Hef col=	260	cm	$\rho=$	0.03393
	#estribos	3			
	No. ramas eje	2			
	#estribos	3		FR=	0.75
	No. ramas eje	2			

Zona confinada				Zona central				
$c_{max}=$	80	cm	$b_{min}/4=$	17.5	cm	$850d_{b,long}/F_y^{1/2}$	41.64	cm
$H/6=$	43.33	cm	$6d_{b,min,long}=$	19.05	cm	$48d_{b,estribo}$	45.72	cm
600 mm	60	cm	100mm=	10	cm	$c_{min}/2$	35	cm

Long conf=	80	cm	S1=	10	cm	S2req=	45.72	cm
-------------------	-----------	-----------	------------	-----------	-----------	---------------	--------------	-----------

Q=2	Aplica ésta parte
VU=	106.06 ton
VCR=	43.25 ton
VSR=	67.34 ton
VR=	110.59 ton
CUMPLE POR CORTANTE	

VU=	106.06	ton
VCR=	36.83	ton
VSR=	14.73	ton
VR=	51.56	ton
NO CUMPLE		
S2req	35	cm
VSR=	19.24	ton
VR=	56.07	ton
NO CUMPLE		
S2req	41.64	cm
VSR=	16.17	ton
VR=	51.17	ton
NO CUMPLE		
S2=	41.643	cm

Por lo tanto, tendrá una longitud de confinamiento en los extremos de la columna de 80 cm, en donde la separación de los estribos en zona central y zona confinada es de 10 cm.

Con apoyo de los elementos mecánicos debidos a la combinación de servicio, se puede verificar si la columna está agrietada o no:



Figura 49. Elementos mecánicos de columna 87. (Primer nivel).

ANALIZANDO EFICIENCIA DE COLUMNAS



c1=	70 cm
c2=	80 cm
L de viga=	7.5 m
L de losa=	3.5 m
A tribut=	26.25 m ²
Es=	4.3% eficiencia estructural

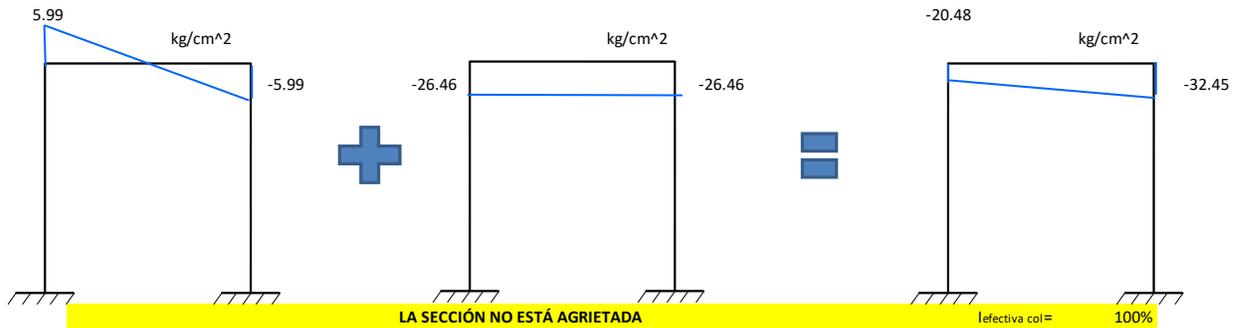
C-87

Hcol= 3.5 m

tributaria

DATOS DE LA COLUMNA

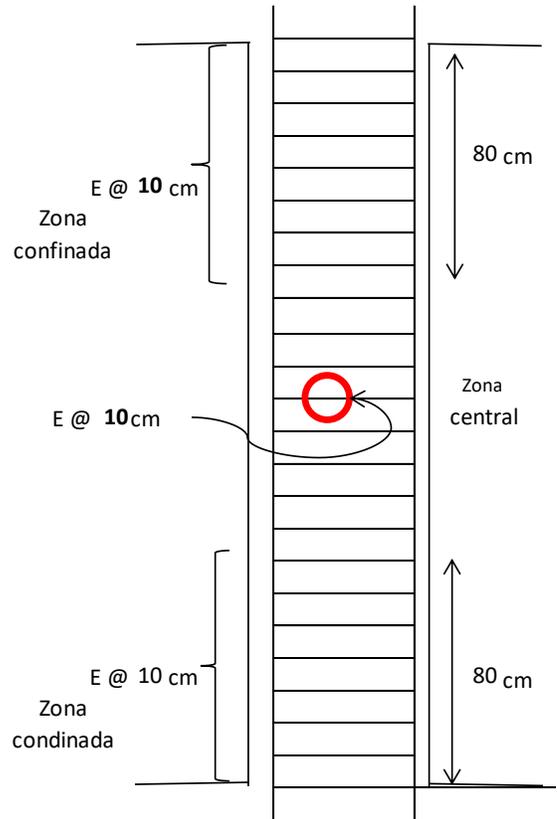
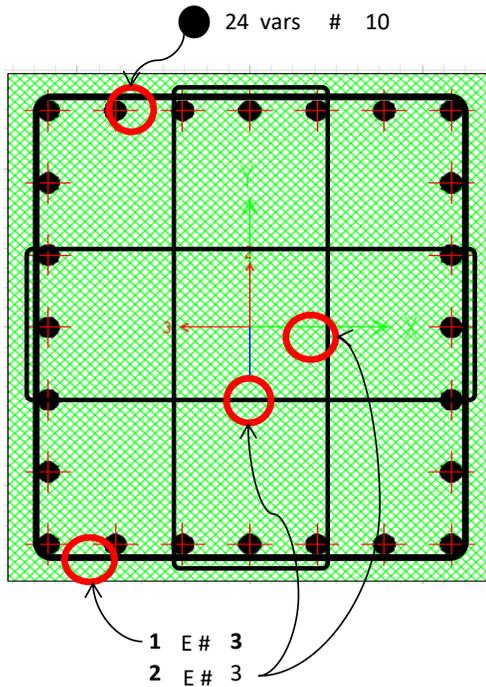
ff=	37.42 kg/cm ²	Módulo de rotura
A=	5600 cm ²	
xi=	35 cm	centroide columna
M(+)=	5.11 ton/m	Parte superior columna (SERVICIO)
P=	-148.2 ton	Parte superior columna (SERVICIO)
σ (flexión)=	5.99 kg/cm ²	
σ (axial)=	-26.46 kg/cm ²	



Como puede observarse la columna no está agrietada, debido a que los esfuerzos son de compresión y además son menores al módulo de rotura, por lo tanto, el factor de agrietamiento se considerará igual a 1.

*Nota: Para comprobar el estado límite de servicio, se verificó el agrietamiento de todas las columnas, en donde efectivamente todas ellas no están agrietadas, por lo tanto, su momento de agrietamiento se considera 1.

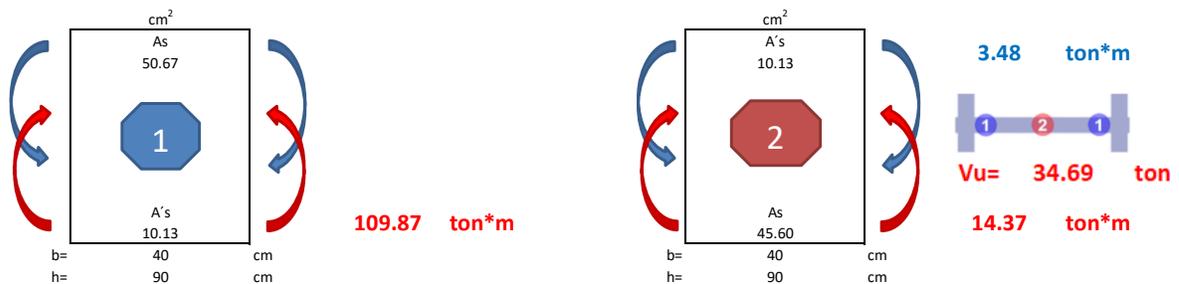
Dibujos constructivos



Figuras 50 y 51. Detalles de armado de acero de refuerzo en columna 87.

VI.2 Diseño de vigas

Anteriormente se definió que la viga 91 es la que se ocupará para diseñar, la cual tiene las siguientes dimensiones y elementos mecánicos.



Figuras 52 y 53. Elementos mecánicos de diseño para viga 91 en extremos y centro del claro.

Proponiendo una sección 40x90 cm con un recubrimiento de 3 cm y $f'c=350 \text{ kg/cm}^2$:

DATOS		
b=	40	cm
h=	90	cm
rec=	3	cm
d=	87	cm

DATOS		
f_y =	4200	kg/cm ²
E=	2619160.171	kg/cm ²
ϵ_{sy} =	0.00160	
L_{viga} =	7.5	m

Requisitos geométricos según ductilidad (Q=2) (NTCC-2017)

► Requisitos geométricos

$$P_u \leq A_g f'_c / 10$$

$$L \geq 4d$$

$$b \begin{cases} \geq h/3, & h/4 \text{ para } Q=3 \\ \geq L/30, & L/35 \text{ para } Q=3 \\ \geq 25 \text{ cm} \\ \leq c_2 \end{cases}$$

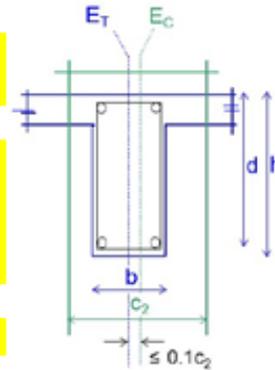
Para Q=2 el único requisito a cumplir es $b \geq h/6$

$$A_g = 3600 \text{ cm}^2$$

Cumple
Cumple

No aplica
No aplica
Cumple
Cumple

Cumple



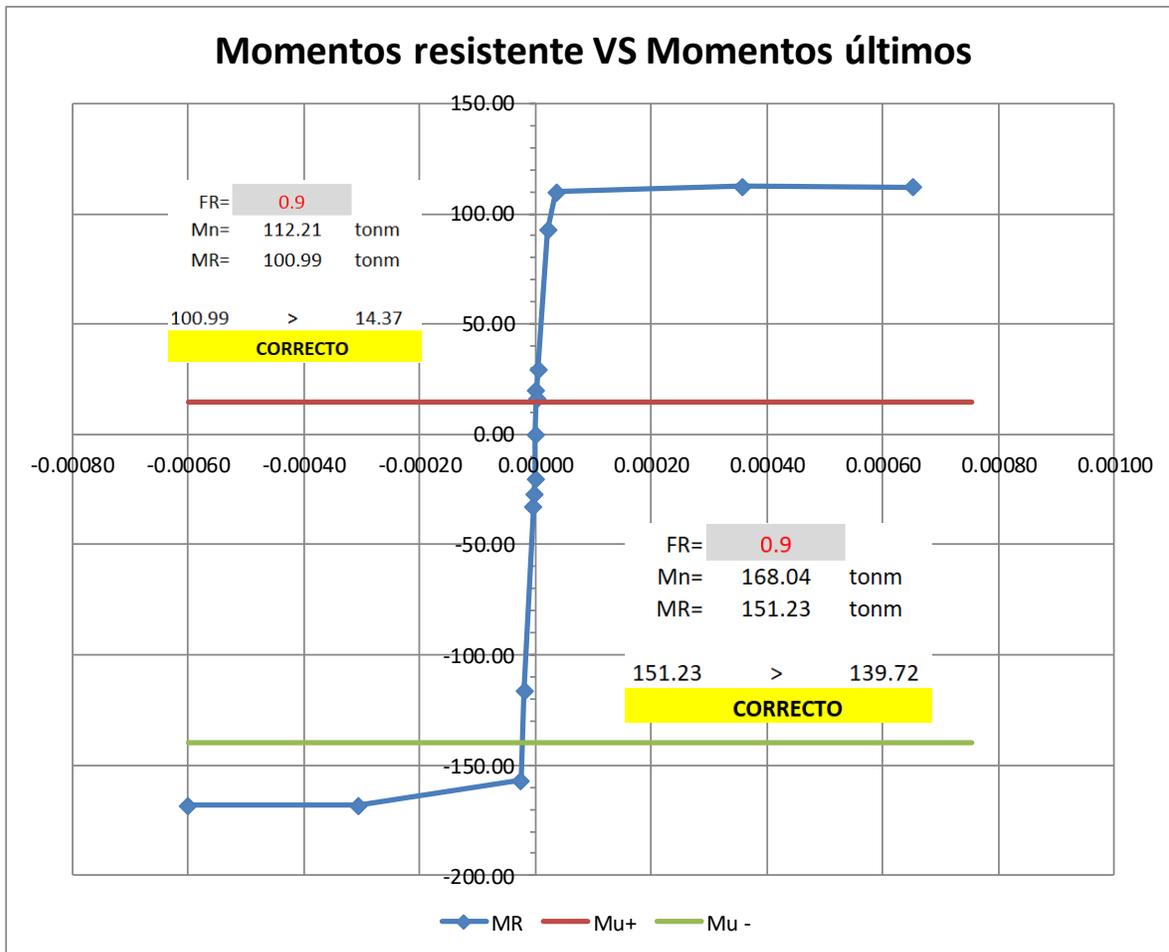
Proponiendo acero longitudinal en extremos de la viga

Momentos obtenidos en SAP2000		Acero requerido	
Mu=-	139.72 ton*m	Asreq=-	42.49 cm ²
Mu+=	109.87 ton*m	A'sreq+=	33.41 cm ²
Definiendo	6 vars # 10	As=-	47.50 cm ²
	0 vars # 8	As=-	0.00 cm ²
	6 vars # 10	A's+=	47.50 cm ²
Asmin=	10.85 cm ²	NTC-2017 (5.1.18)	Cumple
Asmax=	110.93 cm ²	NTC-2017 (5.1.1)	Cumple

Proponiendo acero longitudinal en extremos de la viga

Asmin=	10.85 cm ²	NTC-2017 (5.1.18)	Cumple
Asmax=	110.93 cm ²	NTC-2017 (5.1.1)	Cumple
Momentos obtenidos en SAP2000		Acero requerido	
Mu=-	3.48 ton*m	Asreq=-	1.06 cm ²
Mu+=	14.37 ton*m	A'sreq+=	4.37 cm ²
Definiendo	4 vars # 10	A's=-	31.67 cm ²
	4 vars # 10	As+=	31.67 cm ²
Ms+=	7.25 ton*m	Mag>Ms	No agrietado
Ms=-	13.12 ton*m	Mag>Ms	No agrietado

Mediante el método de bloque equivalente se determina el momento resistente de la sección. A continuación se muestra un gráfico donde se visualiza que el momento resistente es mayor al momento último.



Figuras 52. Verificación del cumplimiento del momento resistente vs momento último.

Calculo de momento resistente de la trabe se tiene:

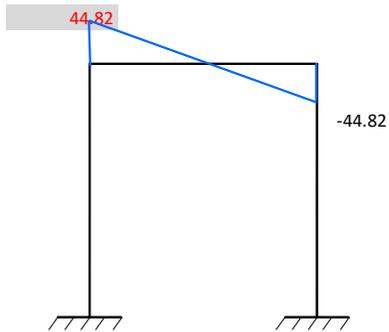
$$M_R = F_R 1.25 A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad F_R = 1.0$$

$$V_u = \frac{M_R^+ + M_R^-}{L_{viga}} + \frac{w_u L_{viga}}{2}$$

Lviga=	6.8 m
M _R + =	69.42 tonm
M _R - =	190.84 tonm
Σ=M _R TRABE=	260.26 tonm

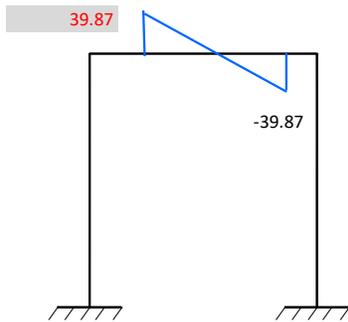
Diseño por fuerza cortante

En extremos de la viga



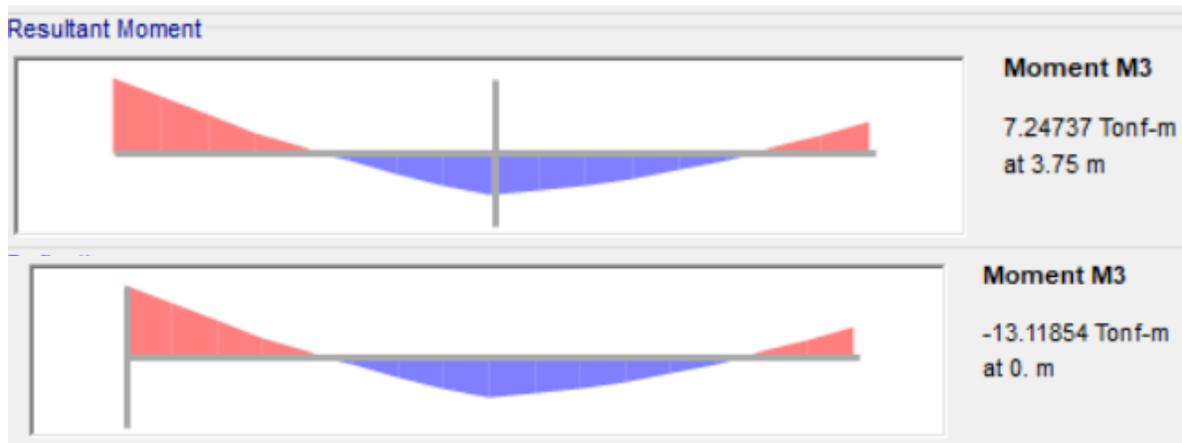
Vu=	44.82	Cortante en viga por condición de resistencia
Vu=	122.07 ton	(5.3.27) NTC
CUMPLE POR CORTANTE		
Smax=	43.5 cm	separación máxima de estribos
A _{min} =	2.33 cm ²	Área de acero para cortante mínima
#Acero=	3	# varilla para estribos
A _{var} =	0.71 cm ²	Área de varilla
# ramas=	2	
A _{min} =	1.43 cm ²	Área de acero a ocupar
V _{cr} =	23.10 ton	Cortante resistente del concreto
Determinando la separación óptima de estribos		
V _{sreq} =	21.72 ton	Cortante resistente de estribos (req)
S _{req} =	17.98 cm	
CUMPLE POR CORTANTE RESISTENTE		
S (1)=		17.98 cm

En parte central de la viga



Vu=	39.87	Cortante en viga por condición de resistencia
Vu=	122.07 ton	(5.3.27) NTC
CUMPLE POR CORTANTE		
Smax=	43.5 cm	separación máxima de estribos
A _{min} =	2.33 cm ²	Área de acero para cortante mínima
#Acero=	3	# varilla para estribos
A _{var} =	0.71 cm ²	Área de varilla
# ramas=	2	
A _{min} =	1.43 cm ²	Área de acero a ocupar
V _{cr} =	23.10 ton	Cortante resistente del concreto
Determinando la separación óptima de estribos		
V _{sreq} =	16.77 ton	Cortante resistente de estribos (req)
S _{req} =	23.28 cm	
CUMPLE POR CORTANTE RESISTENTE		
S (2)=		23.28 cm

Con apoyo de los elementos mecánicos debido a la combinación de servicio, se puede verificar si la viga está agrietada o no:



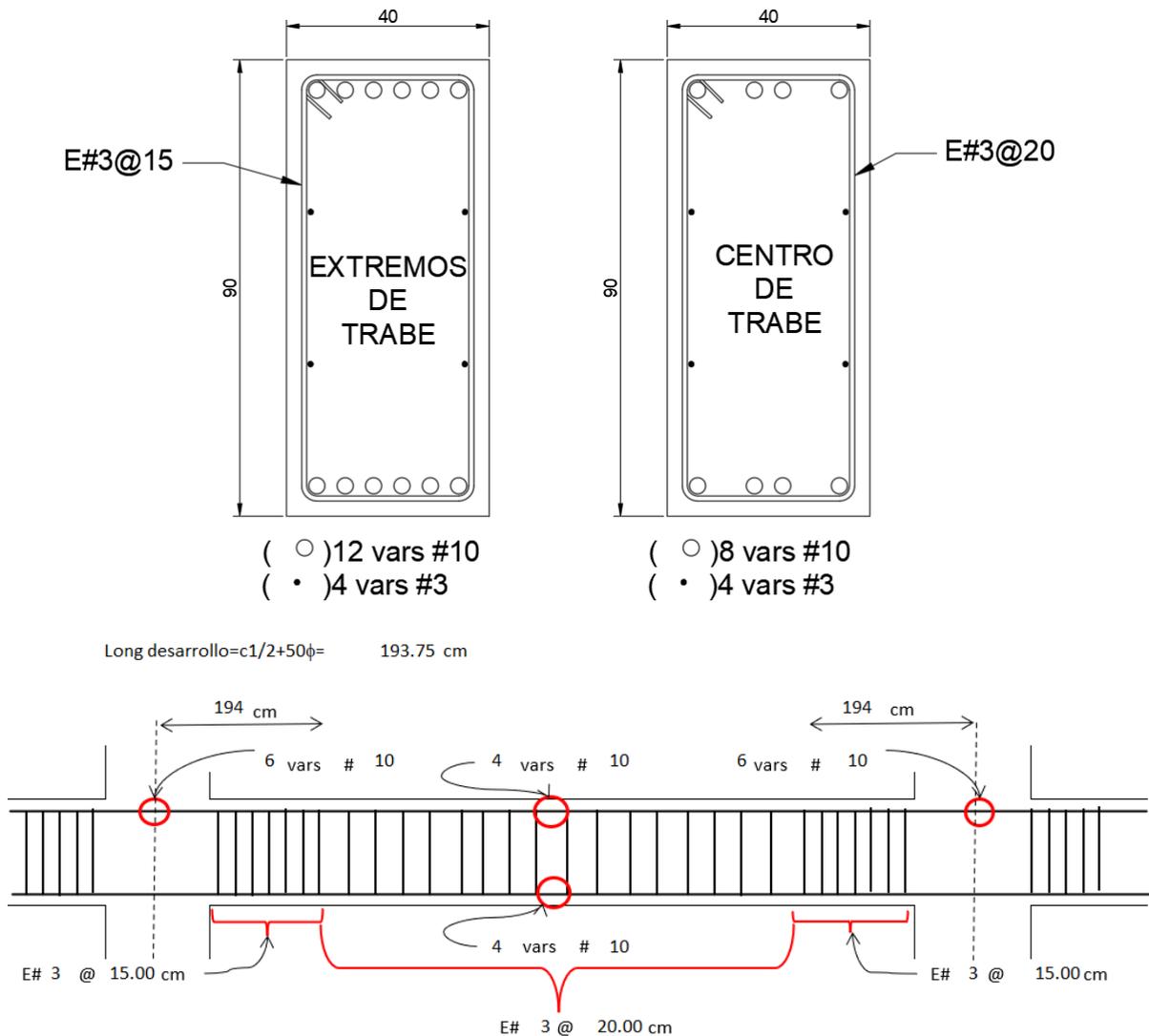
Figuras 53. Momentos de servicio en viga 91 en extremo y centro del claro.

$f_f =$	37.42 kg/cm ²	Módulo de rotura		Suponiendo
$I_g =$	2430000 cm ⁴	Inercia de sección homogénea		$(I_{ag}/I_g)_1 =$ 100% No agrietado
$M_{ag} =$	20.20 ton*m	Momento de agrietamiento		$(I_{ag}/I_g)_2 =$ 100% No agrietado
$M_{s+} =$	7.25 ton*m	$M_{ag} > M_s$	No agrietado	$(I_{ag}/I_g)_3 =$ 100% No agrietado
$M_{s-} =$	13.12 ton*m	$M_{ag} > M_s$	No agrietado	$I_{efectiva} =$ 100%

Como puede observarse la viga no está agrietada, debido el momento de agrietamiento es mayor a los momentos de servicio en la sección, por lo tanto, se va a considerar el factor de agrietamiento igual a 1.

*Nota: Se verificó el agrietamiento de todas las vigas principales, en donde efectivamente todas ellas no están agrietadas, por lo tanto, su momento de agrietamiento se considera 1.

Dibujos constructivos



Figuras 54 y 55. Detalles de armado de acero de refuerzo en viga 91.

VI.2 Diseño de sistema de piso (losas)

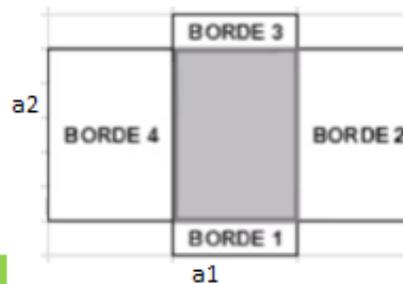
Dado que es una estructura regular, los tableros de las losas de entrepiso tienen las mismas dimensiones, por lo tanto, basta con diseñar una de ellas para ser utilizadas como losa tipo de entrepiso. Se sabe que el tablero más desfavorable es el de esquina, por lo tanto, se va a considerar un tablero de esquina, con el diseño correspondiente a una losa de entrepiso.

DATOS					
$f'c=$	250	kg/cm ²	$rec=$	2.5	cm
$f''c=$	175	kg/cm ²	Sobcarga=	200	kg/m ²
Peso vol=	2400	kg/m ³	CVMAX=	250	kg/m ²
$f_y=$	4200	kg/cm ²	$b_{unitario}=$	100	cm

Geometría losa			
$a_1=$	3.5	m	lado corto
$a_2=$	3.75	m	lado largo
$m=$	0.93	Relación de lados corto a largo	
$f_{ecorto}=$	0.875	Franja extrema lado corto	
$f_{ccorto}=$	1.75	Franja central lado corto	
$f_{elargo}=$	0.9375	Franja extrema lado largo	
$f_{clargo}=$	1.875	Franja central lado largo	

¿Losa monolítica?	si	indicar "si" o "no"
¿Concreto clase?	1	indicar "1" o "2"
¿Bordes discontinuos?	si	indicar "si" o "no"

Borde	Continuo	L(m)
1	0	4.375
2	1	3.75
3	1	3.5
4	0	4.6875
perímetro=		16.3125



Calculando peralte mínimo			
Se utilizará $h_{min}=L/250$			
$h_{min}=$	6.525	cm	Concreto clase 1
$h_{losa}=$	9	cm	
$W_{losa}=$	216.00	kg/m ²	

Analizando cargas verticales	666.00	kg/m ²
$w \leq 380 \text{ kg/m}^2$ del reglamento (7.5.1)	No cumple	El peralte se afecta
$f_s \leq 2520$ del reglamento (7.5.1)	$f_s = 0.6f_y = 2520$	kg/cm ²

d _{min} (cm)	h (cm)	C _{vertical}	$0.032\sqrt{f_s \cdot w}$
6.525	9	666.00	1.1518
7.52	10.02	690.36839	1.1622
7.58	10.08	691.99611	1.1629
7.59	10.09	692.10329	1.1629
7.59	10.09	692.11034	1.1629

Peralte de losa definitivo
H_{losa}= 11.00 cm

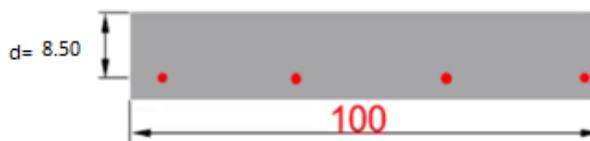
Una vez obtenido el espesor de la losa, se procede a calcular el acero de refuerzo longitudinal debido a los momentos flexionantes de la losa, donde se tiene:

REVISIÓN DE LOS ESTADOS LÍMITES DE FALLA

H=	11.00 cm
rec=	2.5 cm
d=	8.50 cm
F _{cperm} =	1.5
F _{cvar} =	1.7

CARGA MUERTA	
-ACABADOS	200 kg/m ²
-P PROPIO	264 kg/m ²
<hr/>	
	464 kg/m ²
C_{vmax}	250 kg/m ²
1.5CM+1.7CV=	1121 kg/m²

¿Losa está a la interperie	no
Cuantía=	0.002
As _{min} =	1.7 cm ²
#var a usar	4
No. Var req=	2.00
As=	2.53 cm ²
S _{req} =	100.00 cm (por ml)
S _{maxNTC} =	38.5 cm
Sutilizar=	38 cm



Con base a la relación $m = a_2/a_1$ se ingresa a la tabla 3.3.1 la cual sirve para determinar los coeficientes de momentos flexionantes para tableros rectangulares, obteniendo:

Tabla 26. Determinación de momentos actuantes en tablero con base a tabla 3.1.1 (NTCDS-2017).

De la tabla 3.3.1 de las NTCDS-2017 se tiene que:

Momento	Claro	m=	0.93	$M_u = kW_u a_1^2$
		k		ton*m/m
neg/b.int	corto	371		0.51
	largo	360		0.49
neg/b.dis	corto	219		0.30
	largo	206		0.28
positivo	corto	176		0.24
	largo	138		0.19



Figura 64. Momentos actuantes en tablero de losa.

En el diseño de acero de refuerzo longitudinal, para los momentos negativos se toma el momento negativo más desfavorable, en este caso $M = -0.51$ t m/m. Para el acero en el momento positivo de la losa se deben de sumar los momentos al centro del claro $M = 0.24 + 0.19 = 0.43$ t m/m.

Mediante el análisis por bloque equivalente se propone acero de refuerzo, cumpliendo con el acero mínimo, determinando así el momento resistente y comparándolo con el momento último previamente determinado

Para momento negativo

		Acero requerido			
Mu=-	0.51 ton*m	Asreq=-	1.59 cm ²	FR=	0.9
Mu+=	0.00 ton*m	A'sreq+=	0.00 cm ²	Mn=	0.75
Definiendo	1 vars # 4	As=-	1.27 cm ²	MR= 0.68	
	2 vars # 4	A's+=	2.53 cm ²	Mu	Mr
Asmin=	1.70 cm ²	Acero mínimo (5.1.18)	CUMPLE	0.51	< 0.68
Asmax=	19.35 cm ²	Acero máximo (5.1.1)	CUMPLE	CORRECTO	

Para momento positivo

		Acero requerido			
Mu=-	0.00 ton*m	Asreq=-	0.00 cm ²	FR=	0.9
Mu+=	0.43 ton*m	A'sreq+=	1.34 cm ²	Mn=	0.88
Definiendo	0 vars # 4	As=-	0.00 cm ²	MR= 0.79	
	2 vars # 4	A's+=	2.53 cm ²	Mu	Mr
Asmin=	2.24 cm ²	Acero mínimo (5.1.18)	CUMPLE	0.43	< 0.79
Asmax=	19.35 cm ²	Acero máximo (5.1.1)	CUMPLE	CORRECTO	

Determinando que separación debe de tener el acero de refuerzo se tiene:

MOMENTOS NEGATIVOS			MOMENTO POSITIVO		
¿Losa está a la interpele	no		¿Losa está a la interpele	no	
Cuantía=	0.002		Cuantía=	0.002	
Asmin=	1.7	cm ²	Asmin=	1.7	cm ²
#var a usar	4		#var a usar	4	
No. Var usar=	3.00		No. Var req=	2.00	
As=	3.80	cm ²	As=	2.53	cm ²
Cumple con As min			Cumple con As min		
Sreq=	100.00	cm (por ml)	Sreq=	100.00	cm (por ml)
Sma _{HTC} =	38.5	cm	Sma _{HTC} =	38.5	cm
Sutilizar=	38	cm	Sutilizar=	38	cm

Dibujo constructivo

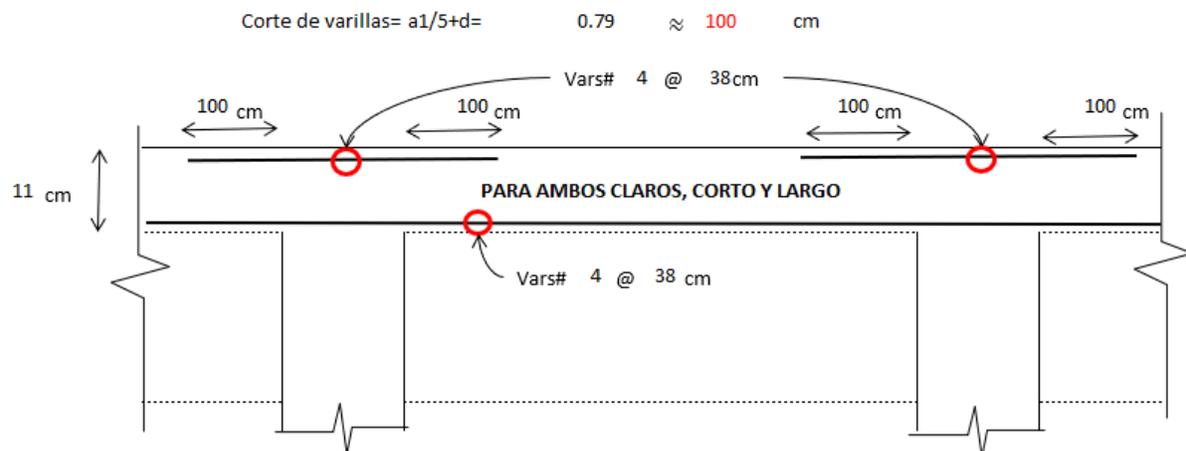
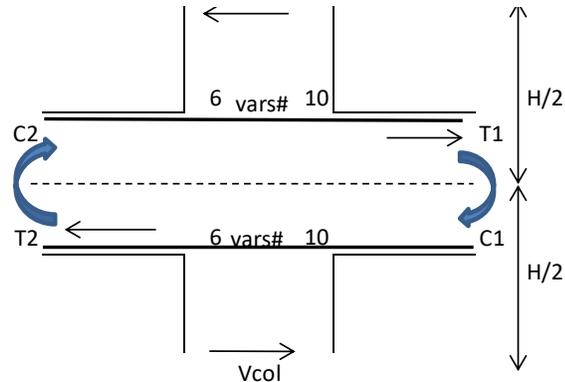


Figura 56. Detalles de armado de acero de refuerzo tablero de losa de entrepiso.

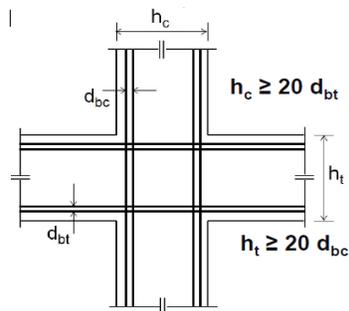
VI.4 Diseño de conexión

Para el diseño de la conexión viga-columna se utiliza la unión de más desfavorable, en éste caso al ser crujiás simétricas cualquiera de ellas servirá, ya que, cuenta con el mismo acero en todos los claros en dirección longitudinal y uno muy semejante en dirección transversal (cabe mencionar que en dirección transversal cuenta con diferente diseño de armado, pero mismos momentos resistentes entre sí), en éste caso se elegirá la dirección longitudinal, ya que, la dirección "x" es más desfavorable.

DATOS	
$f'_c =$	350 kg/cm ²
$f'_c^{0.5} =$	18.71 kg/cm ²
$f_y =$	4200 kg/cm ²
$b_{v_{min}} =$	40 cm
$h_{v_{min}} =$	90 cm
$h_{v_{max}} =$	90 cm
$C1 =$	70 cm
$h =$	80 cm
$H =$	3.5 m
$A_{s1} =$	47.50 cm ²
$A_{s2} =$	47.50 cm ²



Revisión geométrica



s y columnas para anclaje

$h_t =$	90		
$h_c =$	70		
$20d_{bt} =$	63.5	\leq	90 Cumple
$20d_{bc} =$	63.5	\leq	70 Cumple

Uniones

Resistencia a cortante

a) Resistencia a cortante

$$T_1 = 1.25 A_{s1} f_y = 249.40 \text{ ton}$$

$$C_2 = T_2 = 1.25 A_{s2} f_y = 249.40 \text{ ton}$$

$$M_{control\ trabe} = \frac{M_{R\ trabe}}{H} = 292.79 \text{ tonm}$$

$$83.66 \text{ ton}$$

b) Cortante de diseño

$$V_u = T_1 + C_2 - V_{col} = 415.13 \text{ Ton}$$

c) Cortante resistente

$$b_v > 3/4 b_c \quad \text{No cumple}$$

$$h_{v_{min}} \geq 3/4 h_{v_{max}} \quad \text{Cumple}$$

Las trabes no confinan

$$F_R = 0.75$$

$$b_e \leq \begin{cases} \frac{1}{2}(b_v + b) = 55 \text{ cm} \\ b_v + h = 120 \text{ cm} \\ b = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

be = 55 cm

Se ocupa $V_c = 3.5 F_R \cdot f'_c \cdot b_e \cdot h$
 $V_c = 216.08 \text{ ton}$

216.08 > 415.13 ton

Requiere refuerzo

Se prolongan los estribos de la columna dentro del nudo

Dibujo constructivo

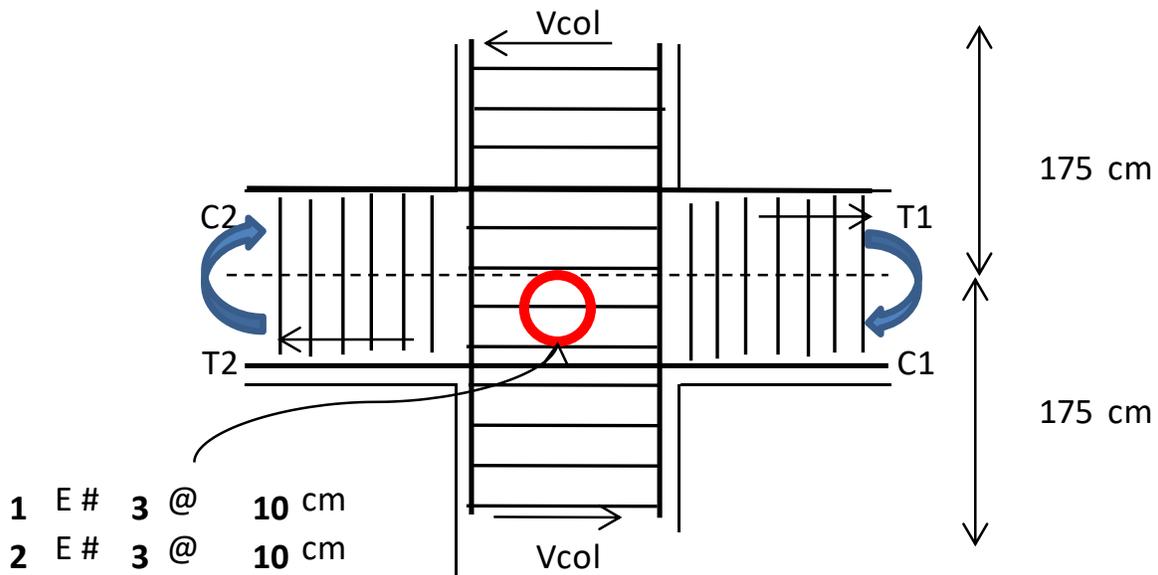


Figura 57. Detalles de acero de refuerzo en conexión viga-columna.

VI.5 Diseño de cimentación

De acuerdo con el modelo estratigráfico del sitio en estudio (ver *tabla 6*), se realizó el cálculo de los empujes de suelo en los muros y losa del cajón de cimentación, y estos empujes se incorporaron en el modelo de análisis con la finalidad de poder utilizar los elementos mecánicos obtenidos para el diseño de los mismos.

Con base a los resultados obtenidos del programa "ISE3D", se puede consultar los empujes horizontales en los muros. Además de verificar el valor de la presión vertical al fondo de la cimentación calculados previamente en el capítulo V.4.1 ($P_v = 5.06 \text{ t/m}^2$).

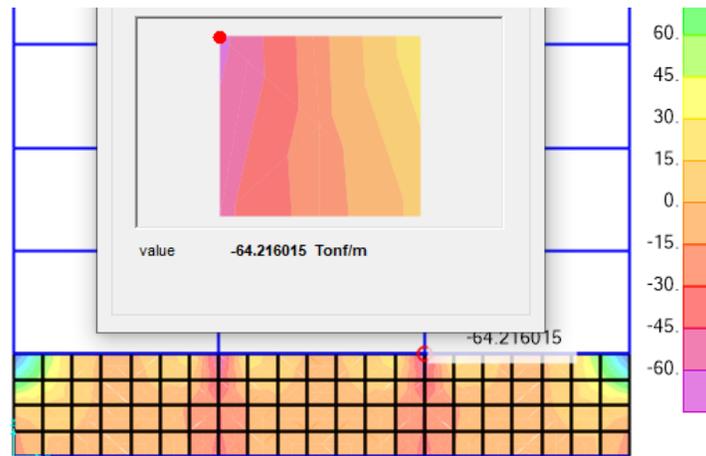
Donde: $5.06 \text{ t/m}^2 \approx 5.09 \text{ t/m}^2$ (*Tabla 27*).

Tabla 27. Resultados del perfil estratigráfico obtenido del programa ISE3D.

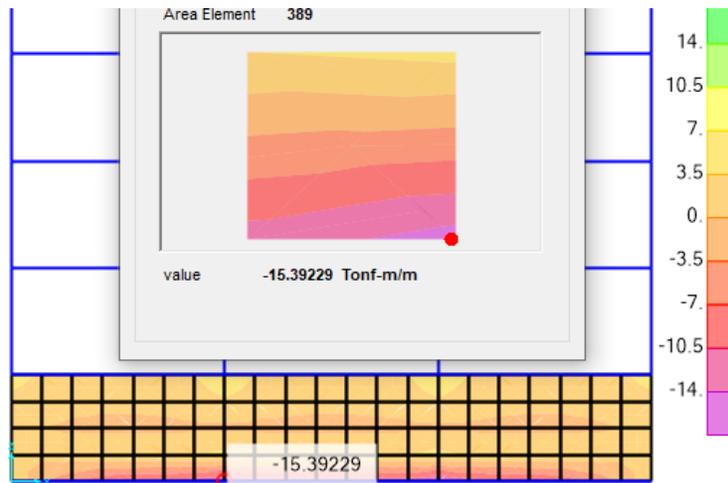
PRESIONES EN PERFIL		1			
ESTRATO	PROFUNDIDAD	Pv	Ph	EMPUJE POR	EMPUJE ACUMULADO (t)
	m	t/m ²	t/m ²	ESTRATO (t)	
1	1.20	1.09	0.93	0.56	0.56
2	3.50	5.09	2.39	5.81	6.37
3	4.85	6.99	3.28	13.76	20.13
4	11.85	15.04	7.07	61.34	81.47
5	14.85	19.54	7.42	107.61	189.08
6	16.85	22.18	11.75	161.59	350.66
7	24.85	35.78	17.17	359.43	710.10

Dado que el cajón está desplanto a una profundidad de 3.5 m, se deben considerar los empujes y la presión vertical Pv. Con base a los resultados obtenidos del programa ISE3D se procede a ingresar dichos valores al SAP2000 y así obtener los elementos mecánicos en muros y losa de cimentación.

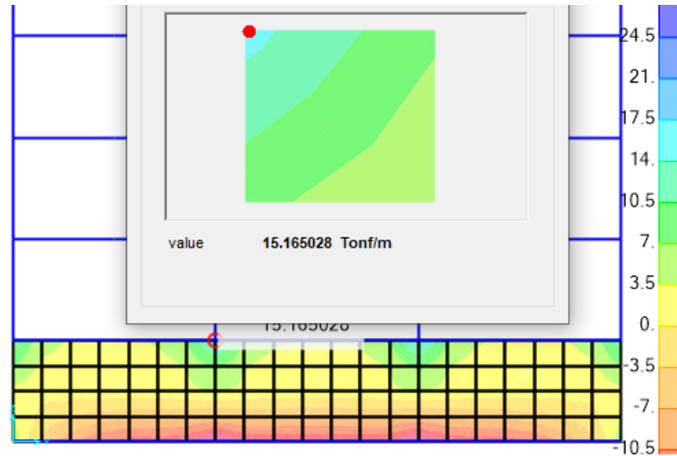
VI.5.1 Diseño de muro del cajón



Figuras 58. Fuerzas axiales máximas de muro transversal.



Figuras 59. Momentos máximos de muro transversal.



Figuras 60. Fuerzas cortantes máximas de muro transversal.

Suponiendo que a lo largo del muro en sentido transversal no tendrá columnas intermedias se tiene:

DATOS					
H1=	3.5	m	Pu=	64.22	ton
H2=	0	m	Mu=	15.39	tonm
H3=	0	m	Vbu=	22.08	ton
L=	21	m	f'c=	250	kg/cm ²
t=	0.3	m	fy=	4200	kg/cm ²
Hm=	3.5	m	F _R =	0.9	Flexión
Hm/L	0.17		F _R =	0.75	Cortante

REQUISITOS GEOMÉTRICOS

$$\text{Si } P_u \leq 0.3f'_c A_g \quad L/t \leq 70$$

$$\text{Si } P_u > 0.3f'_c A_g \quad L/t \leq 40$$

$$0.3f'_c A_g = 4725 > 64.22 \quad \text{Cumple}$$

$$L/t = 70.00 \leq 70 \quad \text{Cumple}$$

$$t \geq \begin{cases} 0.06h = 21 \text{ cm} < 30 \text{ cm} & \text{Cumple} \\ 13 \text{ cm} = 13 \text{ cm} < 30 \text{ cm} & \text{Cumple} \end{cases}$$

REVISIÓN DE EXTREMOS

No se formará articulación plástica (Decisión de diseño). Verificando

$$f_{max} = \frac{P}{A} + \frac{6Mu}{tL^2} = 1.09 < 0.2f'_c = 50 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Cumple}$$

No se requieren elementos de refuerzo en los extremos

FLEXOCOMPRESIÓN

Refuerzo principal donde $H_m/L = 0.18$

Para aplicar $M_R = F_R A_s f_y Z$

Se debe cumplir $P_u \leq 0.3F_R (tL f_c)$

$0.3F_R(tL f_c) = 4050 > 64.22 \text{ ton}$ **Cumple**
 Se puede aplicar la fórmula alternativa

Determinando Z

Donde $z = \begin{cases} 1.2 H_m & \text{si } H_m/L \leq 0.5 \\ 0.4 (1 + H_m/L)L & \text{si } 0.5 < H_m/L < 1 \\ 0.8L & \text{si } H_m/L \geq 1 \end{cases}$

$z = 1.2H_m = 4.2 \text{ m}$

$A_s = \frac{M_R}{F_R f_y z} = 0.97 \text{ cm}^2$

Proponiendo acero 10 Vars # 10 = 79.17 cm²

Verificando que $A_s \leq 0.0008Lt = 480 > A_s = 79.17$

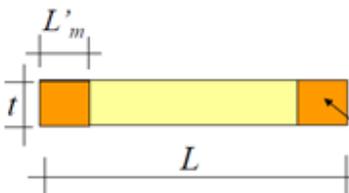
Cumple acero y es aplicable fórmula de $M_r = F_R A_s f_y z$

DISTRIBUCIÓN DEL REFUERZO VERTICAL

Si $\frac{H_m}{L} \leq 1.2$ $L'_m = (0.25 - 0.1 \frac{H_m}{L})L$ pero $\leq 0.4 H_m$ $H_m/L = 0.18$
 El refuerzo es constante en toda la altura

Si $\frac{H_m}{L} > 1.2$ $L'_m = 0.15L$ $0.18 \leq 1.2$
 El refuerzo es función del DMF **Refuerzo función del DMF**

Zona de concentración del refuerzo L'm



$L'_m = 0.15L = 3 \text{ m}$

$L'_{m \text{ max}} = 0.4H_m = 1.40 \text{ m}$

Rige el de menor longitud

$L'_m \text{ req} = 1.4 \text{ m}$

REFUERZO TRANSVERSAL

$p = \frac{A_s}{bL} = 0.001320 < \frac{28}{f_y} = 0.0067$ **Cumple**

No se requiere confinar nucleo, pero la separación máxima de estribos no es mayor a 20 cm

REFUERZO POR CORTANTE

Fuerza cortante que resiste el concreto

$$\text{Si } \frac{H_m}{L} \geq 2 \quad V_{CR} = F_R (0.2 + 20p) \sqrt{f'_c} b d \quad (p < 0.015)$$

$$V_{CR} = F_R 0.5 \sqrt{f'_c} b d \quad (p \geq 0.015)$$

donde $b = t$ y $d = 0.8 L$

$$\text{Si } \frac{H_m}{L} \leq 1.5 \quad V_{CR} = F_R 0.85 \sqrt{f'_c} t L$$

Si $1.5 < \frac{H_m}{L} < 2$, interpolar

Hm/L=	0.18	<=	1.5				
p=	0.00132	<=	0.015	Hm/l>=	2	128.86	ton
Por lo tanto se aplica:				Hm/l<=	1.5	604.79	ton
Vcr=Fr0.85f'c^0.5tL=	604.79	ton		interpolandc	0.18	922.07	ton

Comprobando que cumpla por el cortante max Permissible

604.79 > 22.08 ton **Cumple**
 Requiere del refuerzo mínimo (Vertical y horizontal)

Se puede aplicar sólo un lecho de acero de refuerzo

¿Aplicar dos lechos? **si**

$p_{\text{min vert y hor}} = 0.0025$

$A_s = 7.5 \text{ cm}^2/\text{m}$

$A_{s_{\text{cara}}} = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$

Proponiendo acero # **4**

$a_v = 1.27 \text{ cm}^2$

$S = 100 a_v / A_s = 33.78 \text{ cm}$

por lo tanto se ocupará una parrilla

var# 4 @ 33 cm

Refuerzo por cambios volumétricos

¿Expuesto a interperie? **SI**

$p = 0.003$

$0.003 < 0.0025$

Aplicar refuerzo cambio volumétrico

Dibujo constructivo

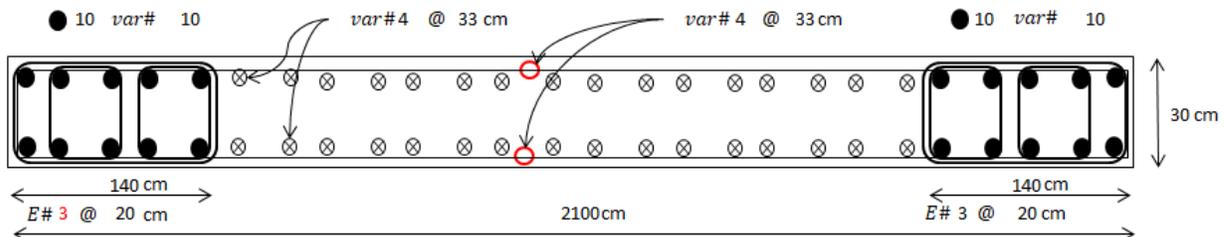
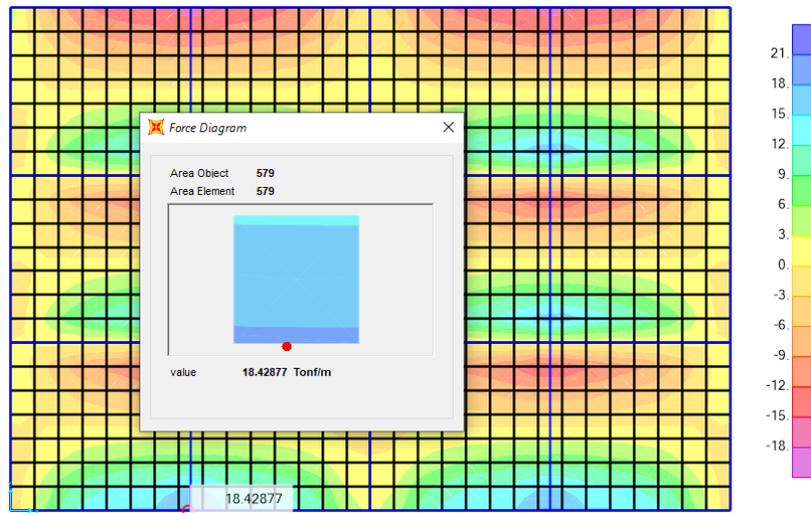


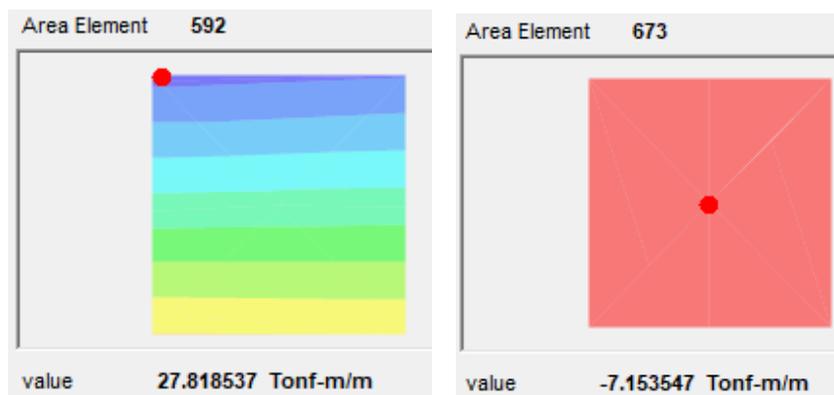
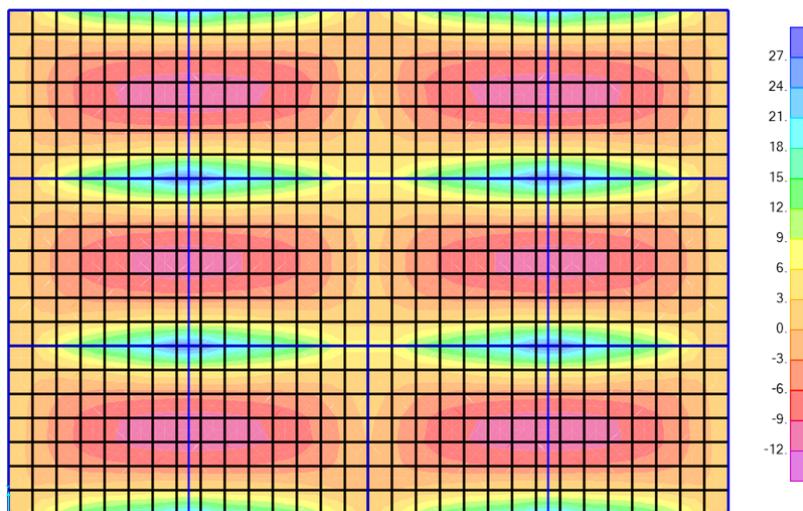
Figura 61. Detalles de acero de refuerzo en muro del cajón de cimentación.

VI.5.2 Diseño de losa de cimentación

Los tableros de la losa en la cimentación son de 7x7.5m cada uno de ellos, por lo que se va a hacer el diseño con los momentos y cortantes más desfavorables.



Figuras 62. Fuerzas cortantes máximas de losa de cimentación.



Figuras 63, 64 y 65. Momentos máximos de losa de cimentación.

Proponiendo un espesor de losa de 35 cm y un recubrimiento de 3 cm se debe verificar que el concreto cumpla con la demanda del cortante máximo $V_u=18.43$ ton.

DATOS					
f'_c =	250	kg/cm ²	rec=	3	cm
f'_c =	175	kg/cm ²	Sobrecarga=	200	kg/m ²
Peso vol=	2400	kg/m ³	CVMAX=	250	kg/m ²
f_y =	4200	kg/cm ²	$b_{unitario}$ =	100	cm

Geometría losa			
a_1 =	7	m	lado corto
a_2 =	7.5	m	lado largo

$$V_R = V_c = F_R 0.5 \sqrt{f'_c} b d = 18.97 \text{ ton} \quad \text{NTC-2017 (5.3.3)}$$

Verificando que cumpla 18.97 > 18.43

CUMPLE POR CORTANTE

Al cumplir con el cortante se diseña por flexión con los momentos últimos máximos. Mediante bloque equivalente se determina el momento resistente y se compara con el momento último.

En momento negativo

Acero requerido				
M_u =	27.82	ton*m	FR =	0.9
M_u =	0.00	ton*m	M_n =	31.72
Definiendo	5	vars # 8	MR =	28.54
	2	vars # 8	M_u	M_r
A_{smin} =	6.40	cm ²		27.82 < 28.54
A_{smax} =	72.86	cm ²		CORRECTO
		Acero mínimo (5.1.18)	CUMPLE	
		Acero máximo (5.1.1)	CUMPLE	

En momento positivo

Acero requerido				
M_u =	2180.79	ton*m	FR =	0.9
M_u =	7.16	ton*m	M_n =	10.18
Definiendo	0	vars # 8	MR =	9.16
	2	vars # 8	M_u	M_r
A_{smin} =	8.43	cm ²		7.16 < 9.16
A_{smax} =	72.86	cm ²		CORRECTO
		Acero mínimo (5.1.18)	CUMPLE	
		Acero máximo (5.1.1)	CUMPLE	

Calculando separación de varillas en ambos lechos:

MOMENTOS NEGATIVOS			MOMENTO POSITIVO		
¿Losa está a la interperie	si		¿Losa está a la interperie	si	
Cuantía=	0.003		Cuantía=	0.003	
A_{smin} =	9.6	cm ²	A_{smin} =	9.6	cm ²
#var a usar	8		#var a usar	8	
No. Var usar=	7.00		No. Var req=	2.00	
A_s =	35.47	cm ²	A_s =	10.13	cm ²
Cumple con A_s min			Cumple con A_s min		
S_{req} =	25.00	cm (por ml)	S_{req} =	100.00	cm (por ml)
S_{maxNTC} =	122.5	cm	S_{maxNTC} =	122.5	cm
Sutlizar=	25	cm	Sutlizar=	100	cm

Dibujo constructivo

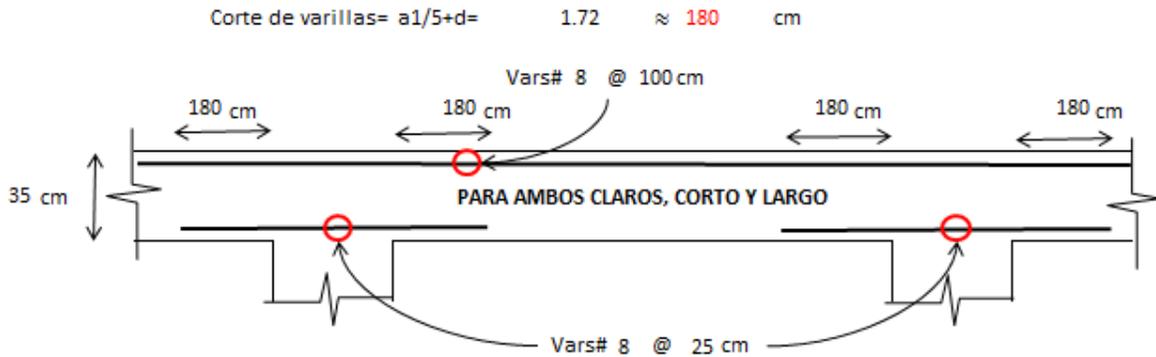


Figura 66. Detalles de acero de refuerzo en losa del cajón de cimentación.

VI.5.3 Diseño de contratrabe

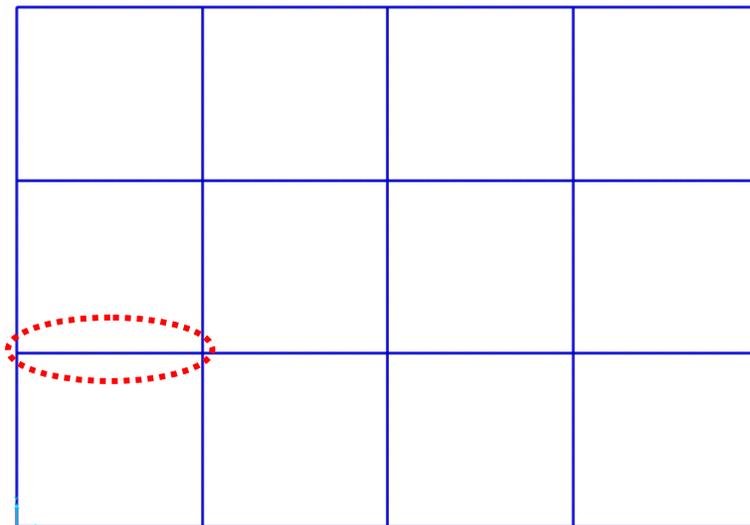
Pre-dimensionamiento:

De acuerdo con la sección 7.9.4 de las NTC-Concreto 17 la dimensión menor de la sección transversal debe ser igual o mayor al claro libre entre columna, dividido entre 20, pero no requiere ser mayor de 45 cm:

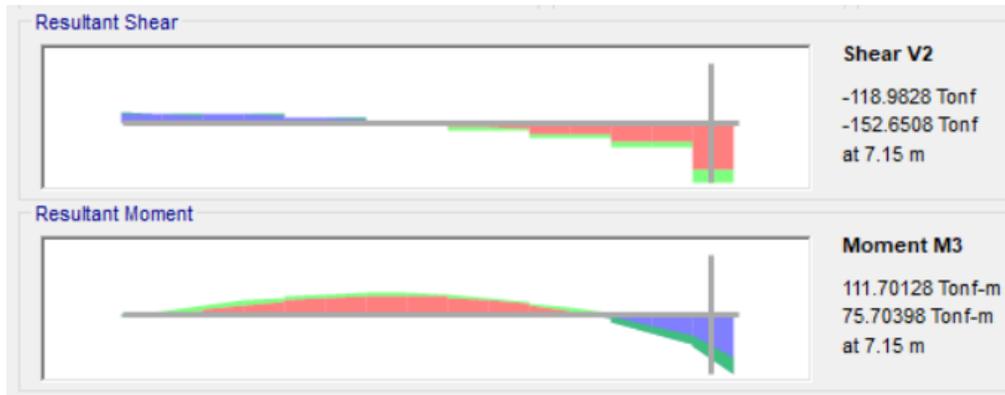
$$\frac{L}{20} = \frac{750}{20} = 37.5 \approx 40 \text{ cm} \therefore \text{Se usan contratrabes de } 40 \times 90$$

Los contratrabes, al formar parte del sistema sismo resistente se diseñarán para cumplir con las especificaciones correspondientes al factor de comportamiento sísmico de la superestructura, en este caso, se diseñará para cumplir con los requisitos de trabes de ductilidad baja ($Q=2$).

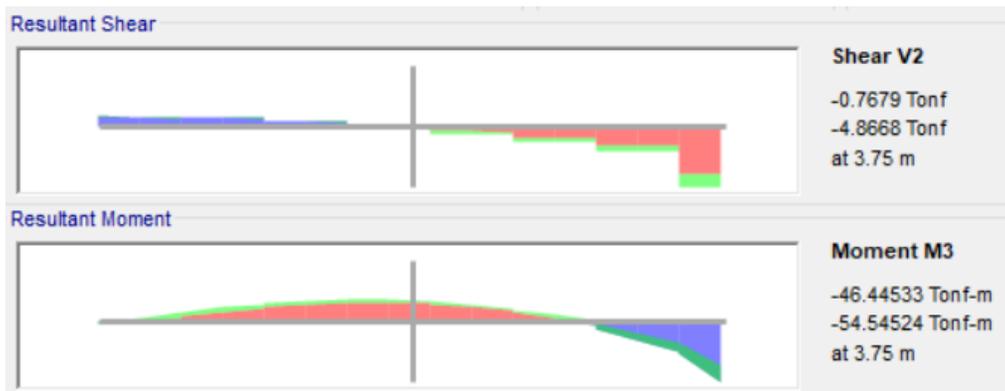
Para el diseño de la contratrabe, se tomará aquella con los elementos más desfavorables, en éste caso será la primer viga del segundo eje longitudinal.



Figuras 67. Ubicación de contratrabe a diseñar (vista en planta).



Figuras 67. Elementos mecánicos de contratrabe (En el extremo).



Figuras 68. Elementos mecánicos de contratrabe (Al centro).

DATOS		
b=	40	cm
h=	95	cm
rec=	5	cm
d=	90	cm

DATOS		
fy=	4200	kg/cm ²
E=	2619160.171	kg/cm ²
esy=	0.00160	
Lviga=	7.5	m

Requisitos geométricos

Q= 2 Insertar "2", "3" o "4"

► Requisitos geométricos $A_g = 3800 \text{ cm}^2$

$P_u \leq A_g f'_c / 10$

$L \geq 4d$

$$b \begin{cases} \geq h/3, & h/4 \text{ para } Q=3 \\ \geq L/30, & L/35 \text{ para } Q=3 \\ \geq 25 \text{ cm} \\ \leq c_2 \end{cases}$$

Para Q=2 el único requisito a cumplir es $b \geq h/6$

Cumple

Cumple

No aplica

No aplica

Cumple

Cumple

Cumple

Proponiendo acero y mediante la metodología de bloque equivalente se obtiene el momento resistente de la sección, una vez calculado se compara con el momento último obtenido del SAP2000.

Para secciones extremas de la viga

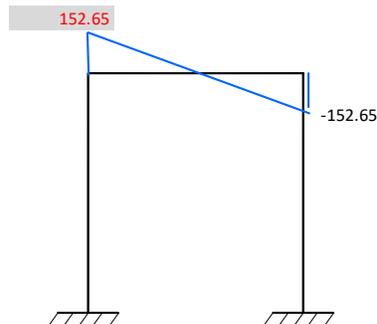
Asmin=	11.22 cm ²	Acero mínimo (5.1.18)	Cumple	FR=	0.9
Asmax=	114.75 cm ²	Acero máximo (5.1.1)	Cumple	Mn=	170.97 tonm
Momentos obtenidos en SAP2000		Acero requerido		MR=	153.87 tonm
Mu=-	75.7 ton*m	Asreq=	22.25 cm ²	153.87 > 111.7	
Mu+=	111.7 ton*m	A'sreq+=	32.83 cm ²	CORRECTO	
Definiendo	6 vars # 10	As=-	47.50 cm ²		
	6 vars # 10	A's+=	47.50 cm ²		
Ms+=	70.76 ton*m	Mag<Ms	Agrietado		
Ms=-	43.94 ton*m	Maε<Ms	Agrietado		

Para sección central de la viga

Asmin=	11.22 cm ²	Acero mínimo (5.1.18)	Cumple	FR=	0.9
Asmax=	114.75 cm ²	Acero máximo (5.1.1)	Cumple	Mn=	114.51 tonm
Momentos obtenidos en SAP2000		Acero requerido		MR=	103.06 tonm
Mu=-	54.54 ton*m	Asreq=	16.03 cm ²	103.06 > 54.54	
Mu+=	0 ton*m	A'sreq+=	0.00 cm ²	CORRECTO	
Definiendo	4 vars # 10	A's=-	31.67 cm ²		
	4 vars # 10	As=	31.67 cm ²		
Ms+=	70.76 ton*m	Mag<Ms	Agrietado		
Ms=-	43.94 ton*m	Mag<Ms	Agrietado		

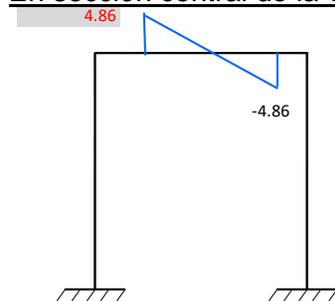
Revisión por cortante.

En sección de los extremos



Vu=	152.65	Cortante en viga por condición de resistencia
Vu=	126.28 ton	(5.3.27) NTC
NO CUMPLE POR CORTANTE		
Smax=	22.5 cm	separación máxima de estribos
Avmin=	1.20 cm ²	Área de acero para cortante mínima
#Acero=	4	# varilla para estribos
Avar=	1.27 cm ²	Área de varilla
# ramas=	4	
Avmin=	5.07 cm ²	Área de acero a ocupar
Vcr=	23.43 ton	Cortante resistente del concreto
Determinando la separación óptima de estribos		
Vsreq=	129.22 ton	Cortante resistente de estribos (req)
Sreq=	11.12 cm	
CUMPLE POR CORTANTE RESISTENTE		
S (1)=	11.12	cm

En sección central de la viga



Vu=	4.86	Cortante en viga por condición de resistencia
Vu=	126.28 ton	(5.3.27) NTC
CUMPLE POR CORTANTE		
Smax=	45 cm	separación máxima de estribos
Avmin=	2.41 cm ²	Área de acero para cortante mínima
#Acero=	4	# varilla para estribos
Avar=	1.27 cm ²	Área de varilla
# ramas=	2	
Avmin=	2.53 cm ²	Área de acero a ocupar
Vcr=	23.43 ton	Cortante resistente del concreto
Determinando la separación óptima de estribos		
Vsr(req)=	-18.57 ton	Cortante resistente de estribos (req)
Sreq=	-38.67 cm	
NO APLICA		
RIGE SEPARACIÓN MÁXIMA		
S (2)=	45.00	cm

Revisión por flexión

Al ser sótano, la deflexión máxima permisible se considera $L/240$, dado que no existen elementos estructurales que puedan dañarse debido a los empujes del suelo.

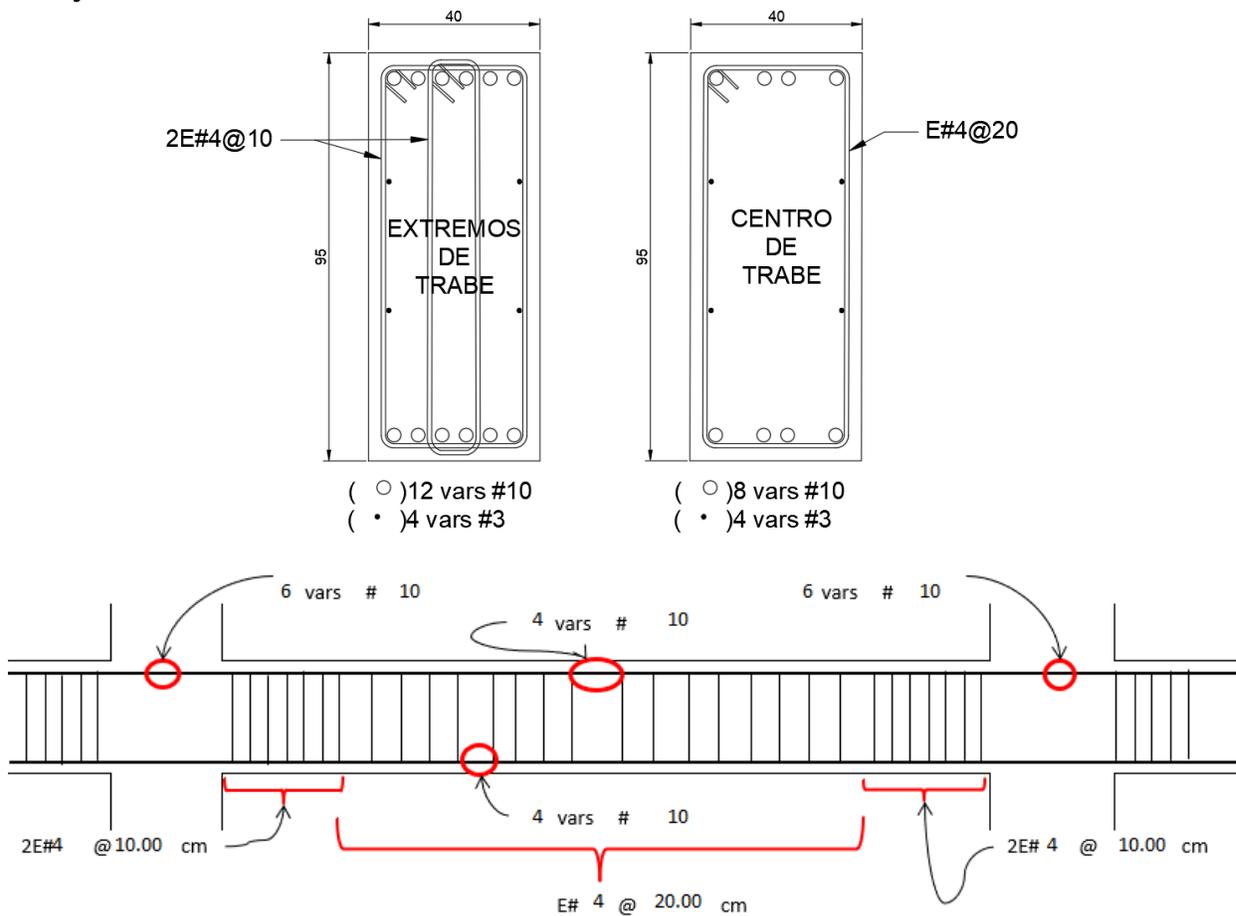


Figuras 81. Flexión debido a condición de servicio.

$$\begin{aligned} \delta_{inst} &= 2.83 \text{ mm} \\ \rho &= 0.008797 \\ \lambda &= 1.39 \\ \delta_{LP} &= 3.93 \text{ mm} \\ \delta_{\tau\sigma} &= 6.76 \text{ mm} \\ \delta_{max=L/240} &= 31.25 \text{ mm} \end{aligned}$$

CORRECTO

Dibujos constructivos



Figuras 71 y 72. Detalles de armado de acero de refuerzo en contratrabe de cimentación.

CONCLUSIONES

Se diseñaron los diferentes elementos estructurales dados los efectos de interacción suelo-estructura, cumpliendo con el RCDF y con las NTC-2017.

En el proceso de investigación, análisis y diseño de la estructura, con base a los resultados obtenidos, se lograron distinguir algunos puntos importantes, con los cuales se pueden llegar a las siguientes conclusiones:

- Las características del suelo y subsuelo de la zona del Valle de México tienden a tomar un papel fundamental en el comportamiento de las estructuras debido a las diferentes fuerzas accidentales que puedan ocurrir, específicamente a los sismos, ya que generalmente las ondas sísmicas tienden a amplificarse debido a las características del suelo, por lo que para las edificaciones desplantadas en zona lacustre esto representa un gran peligro.
- La interacción suelo-estructura en el análisis y diseño de un edificio es de suma importancia, ya que, si no se toman en cuenta estos efectos, en caso de un sismo considerable, la estructura podría desarrollar daños estructurales importantes e incluso llegar al colapso, debido a la mala interpretación y aplicación del reglamento o simplemente por no haber considerado los efectos de interacción suelo-estructura.
- Como ya se mencionó anteriormente, las características del suelo toman un papel fundamental, ya que, si se aplica la IDSE en el análisis y diseño de una estructura, ésta puede tener elementos estructurales tanto más esbeltos que una estructura de base rígida o elementos estructurales más robustos, dependiendo claramente de las características del sitio en donde se desplante dicha estructura; por lo tanto, vale la pena hacer esta consideración en los análisis y diseño.
- En el presente proyecto, debido a las características del suelo y considerando los efectos de IDSE los elementos estructurales resultaron tener mayores dimensiones y acero de refuerzo, debido a que para cumplir con el cortante basal modificado (establecido en las NTCDS-2017), las fuerzas sísmicas en dirección "X" y "Y" resultaron no ser suficientes, por lo que se tuvo que escalar las fuerzas sísmicas multiplicándolo por un factor de 1.2, lo cual se vio reflejado en el incremento de los elementos mecánicos, tanto en cortante como en momentos flexionantes.
- El dimensionamiento de vigas y columnas, resultaron estar regidas a las condiciones de limitación de daño por sismos frecuentes y prevención al colapso, estando al límite de los valores permitidos en la normatividad.
- Debido a que las vigas y columnas no tienen agrietamiento (verificadas en el diseño de cada una de ellas) ayudaron a contribuir en la rigidez de la estructura y por ende a tener menores desplazamientos horizontales y un periodo fundamental de vibrar más pequeño.
- En el caso de las vigas, dado que no se tuvo agrietamiento en la sección, las deflexiones resultaron ser muy pequeñas, cumpliendo con la condición de servicio.

- La respuesta del suelo ante una cimentación compensada, resulta tener efectos sumamente importantes con respecto a los empujes verticales y horizontales, es por ello que en la cimentación se tienen espesores considerables. Por lo tanto, los estudios de mecánica de suelos y la participación constante de un geotecnista para el diseño de la cimentación es de suma importancia.
- Al ser una estructura con ductilidad baja $Q=2$, en caso de la ocurrencia de un sismo, los mismos elementos estructurales son los que van a disipar la energía sísmica, por lo tanto, no tendrá desplazamientos grandes y debido a ello sus elementos estructurales son más robustos. Esto tiene ciertas ventajas ya que, en la ocurrencia de un sismo importante, es muy probable que no sufra con daños estructurales importantes, por lo tanto, sus costos en reparación serán mínimos (en dado caso que lo necesite), pero al contar con elementos estructurales robustos, las desventajas se reflejan en los costos de construcción.
- En la actualidad, los softwares son muy útiles para realizar las actividades de análisis y diseño de las estructuras, pero es importante saber hacer un buen modelado, pues algún error al ingresar los datos como demandas de cargas, dimensiones, características de materiales, espectros de diseño, etc., podría resultar con malas consecuencias; por lo tanto, un buen empleo del software aunado al buen manejo del conocimiento referente al problema que se está modelando, y por último una buena interpretación, es fundamental para lograr el diseño estructural óptimo.

REFERENCIAS

- Deméneghi C. (2018). *Apuntes de análisis y diseño de cimentaciones. Tomo I.* Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
- Deméneghi C. (2021). *Apuntes: Periodo dominante del sitio.* Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
- Fernández Sola (2013). Influencia de la interacción dinámica suelo-estructura en la respuesta dinámica de las estructuras (primera parte), *Construcción y tecnología en concreto*, DF.
- Gómez A. (2000). "Presentación de un modelo matemático para cálculo del periodo fundamental de vibración en suelos estratificados con capacidad de predecir efectos de amplificación o atenuación dinámica", *XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León.
- Kramer, S L (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, Upper Saddle River.
- Medina López C. (2010). Análisis de los efectos de interacción suelo-estructura en la respuesta dinámica de edificios, Instituto SIANI.
- Mena U. y Pérez Rocha L. E. (2008). *Diseño por Sismo, Manual de Diseño de Obras Civiles*, Comisión Federal de Electricidad, México, D F
- Munguía Téllez R. (1996). *Interacción suelo-estructura.* Tesis de licenciatura, Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
- NTCCIM (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones, Gaceta oficial de la Ciudad de México.
- NTCC (2017). Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, Gaceta oficial de la Ciudad de México.
- NTCDS (2017). Normas Técnicas Complementarias Diseño por Sismo, Gaceta oficial de la Ciudad de México.

- NTCCADEE (2017). Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones, Gaceta oficial de la Ciudad de México.
- RCDF (2017). Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal, Gaceta oficial de la Ciudad de México.
- Rodríguez Munguía, L. Donaldo. (2021). Diseño estructural de un edificio de concreto reforzado de 10 niveles ubicado en zona ii, con ductilidad media, dedicado a oficinas, utilizando el RCDF y sus NTC-2017, considerando efectos de interacción inercial suelo-estructura. Tesina de Especialidad en Estructuras, Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México, México.
- SGM (2017). Servicio Geológico Mexicano. Sismología de México, Gobierno de México, México.
- Soriano A. (1989). *Interacción suelo-estructura, Modificación del movimiento*. Madrid, España.
- Tavera, Henando (2008). *La sismicidad en el mundo. Revista geoquímica, Perú*.
- <https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>
- <https://www.google.com.mx/maps/place/19%C2%B020'17.3%22N+99%C2%B008'32.2%22W/@19.338134,-99.1444677,17z/data=!3m1!4b1!4m5!3m4!1s0x0:0x0!8m2!3d19.338129!4d-99.142279> 23/01/21 10:51 horas