



**UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO**



FACULTAD DE INGENIERÍA

PROGRAMA ÚNICO DE ESPECIALIZACIONES DE INGENIERÍA

CAMPO DE CONOCIMIENTO: INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS Y DISEÑO DE EDIFICIO CON AISLADORES TIPO
“PÉNDULO DE FRICCIÓN” EN EL PRIMER NIVEL**

T E S I N A

QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:

ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS

PRESENTA:

ING. ALFREDO IÑIGUEZ SANCHEZ

DIRECTOR DE TESINA: **M. EN ING. ARMANDO GALLEGOS SUÁREZ**

MÉXICO, CIUDAD DE MÉXICO

JUNIO 2022

RESUMEN

El edificio a estudiar cuenta con planta baja débil integrada por columnas de concreto armado formando marcos rígidos en ambas direcciones, sobre los cuales se colocará un sistema de protección sísmica compuesto por péndulos de fricción de primera generación, encima de lo anterior descansará el primer nivel a base de losas de concreto aligeradas, sobre el cual se desplantarán los muros de mampostería para formar los niveles subsecuentes.

La construcción será de uso habitacional ubicado en una zona sísmica III de la Ciudad de México. Para el análisis del presente edificio se desarrollará un diseño convencional con base a las NTC CDMX vigentes y un diseño con el sistema de protección sísmica mencionado previamente, en donde se compararán los resultados obtenidos y se verán las diferencias entre uno y otro.

CONTENIDO

RESUMEN.....	2
CAPÍTULO 1 ESTADO DEL ARTE	5
1.1. PLANTA BAJA DÉBIL	5
1.2. SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA.....	6
1.2.1. Metodología del ASCE 7-16.....	6
1.2.2. Aislador de péndulo de fricción	9
CAPÍTULO 2 DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN.....	12
2.1. RESUMEN	12
2.2. SITIO Y DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	12
2.2.1. Descripción de sitio.....	12
2.2.2. Acelerogramas	14
2.2.3. Descripción de la estructura	15
2.2.3.1. <i>Geometría</i>	15
2.2.3.2. <i>Materiales</i>	16
2.2.3.3. <i>Cargas</i>	17
2.3. DISEÑO ESTRUCTURAL	18
2.3.1. Diseño de la estructura convencional.....	18
2.3.2. Combinaciones de Cargas.....	19
2.3.2. Diseño de aisladores de péndulo de fricción.....	20
2.4. CASOS DE ESTUDIO	23
2.5. RESULTADOS.....	24
2.6.5. Conclusiones de la respuesta dinámica	26
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	27
ANEXOS	28
REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA	45

CAPÍTULO 1

ESTADO DEL ARTE

1.1. PLANTA BAJA DÉBIL

Si en un edificio el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado -de planta baja débil y se aplicarán las penalizaciones que se fijan en la sección 5.5 de las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de Mexico 2017 para este caso.

Cuando el edificio es calificado como de planta baja débil, según se define en la sección 5.4 de las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de Mexico 2017, se deberá diseñar su primer entrepiso para que sea capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1, mientras que los otros entrepisos se diseñarán para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción Q' que corresponda al sistema estructural sin afectarlo por los factores de irregularidad. Se revisará además que la distorsión máxima del primer entrepiso para el sismo de diseño no exceda 0.006.

Si se realiza un análisis dinámico no lineal paso a paso, como el establecido en la sección 6.2 de las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de Mexico, diseño por Sismo 2017, pueden emplearse las historias de aceleraciones determinadas de acuerdo con dicha sección, sin necesidad de incorporar un factor correctivo por irregularidad.

(NTC-DS - 2017)

1.2. SISTEMAS DE PROTECCIÓN SÍSMICA

En la actualidad la filosofía de diseño resiliente exige pensar en alternativas como la implementación de sistemas de protección sísmica, con los que se obtiene un desempeño óptimo de la estructura ante eventos sísmicos. Para el estudio del edificio planteado hipotéticamente se utilizará un sistema de protección sísmica, el cual consiste en un sistema de aislamiento sísmico. El aislamiento sísmico es un enfoque de diseño estructural efectivo para mitigar o reducir daños por eventos sísmicos.

El concepto de aislamiento de base se fundamenta en que el sistema desacopla el edificio o la estructura de las componentes horizontales del movimiento del suelo mediante elementos estructurales con baja rigidez horizontal, que interponen la estructura y los cimientos. Esto le proporciona a la estructura una frecuencia fundamental de vibración, que es mucho más baja que su frecuencia calculada considerando su base fija y las frecuencias predominantes del movimiento del suelo (Celebi, 2000).

1.2.1. Metodología del ASCE 7-16

El sistema de protección sísmica se basa fundamentalmente en la metodología establecida en el código ASCE 7-16, en su capítulo 17 "Aislamiento sísmico de edificios", un enfoque donde las fuerzas de diseño estructural y los aisladores, están diseñados para el sismo máximo considerado (SMC).

Toda estructura aislada debe tener un mayor nivel de desempeño con respecto a estructuras con diseño convencional, sobre todo cuando se encuentren expuestas a sismos de baja o gran intensidad. El nivel de desempeño esperado en estructuras convencionales depende del tipo de sismo considerado y del tipo de edificación a diseñar. Mientras que, las estructuras con aislamiento de base deben tener como mínimo un nivel de desempeño operacional para el sismo máximo esperado.

La metodología aborda los objetivos de desempeño al establecer lo siguiente:

- Se permite el uso de marcos con contraventeos concéntricos siempre y cuando se cumplan los requisitos de seguridad: (a) altura de la estructura menor o igual a 48.4 m; (b) el valor del coeficiente de capacidad de disipación de energía R debe ser igual a 1 (Q=1, R=1, en México); (c) se debe incrementar el desplazamiento total máximo (D_{TM}) por un factor de 1.2; y (d) como se utilizan aisladores de péndulo de fricción, no se permiten tensiones en el sistema de aislamiento.
- Coeficiente de importancia igual a 1, siempre.
- El límite de desplazamiento relativo de entrepiso, para estructuras con aislamiento de base está definido como 0.015.

Los métodos de análisis son básicamente los mismos que se emplean en el análisis convencional. Las ecuaciones del procedimiento estático son herramientas útiles para un diseño preliminar y proporcionan un medio de revisión simple y verificación de cálculos más complejos. El algoritmo para un diseño preliminar se resume en la Figura 1-1.

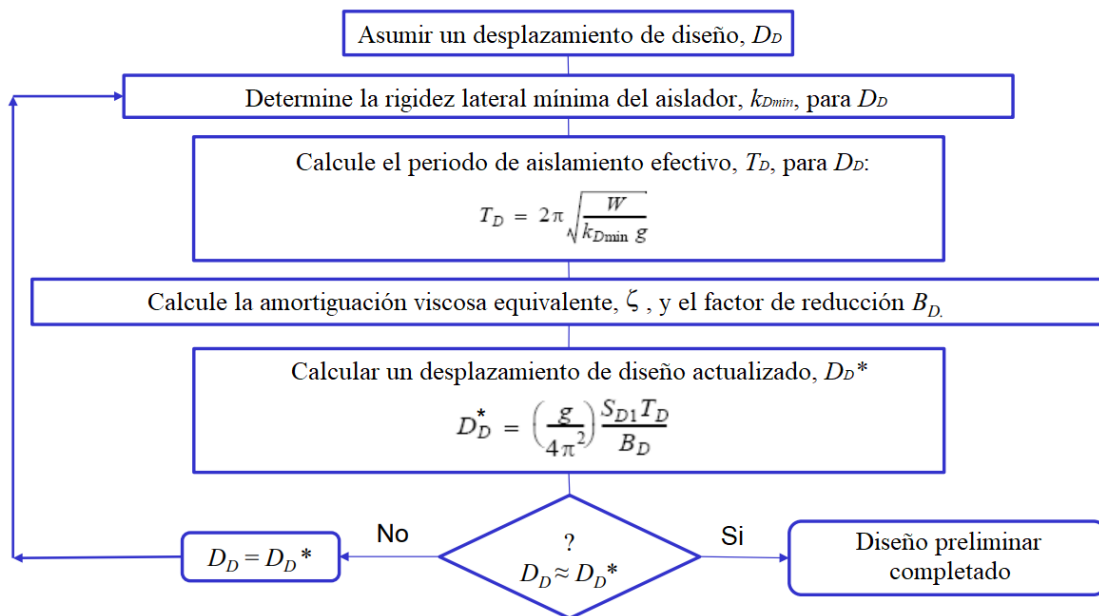


Figura 1-1. Algoritmo para diseño preliminar de aisladores (adaptada de ASCE, 2016)

En la Figura anterior se conoce que el desplazamiento de diseño está dado por la ecuación:

$$D_D = \left(\frac{g}{4\pi^2}\right) \frac{S_{D1}T_D}{B_D} \quad (1.1)$$

donde S_{D1} es la aceleración espectral para periodo 1 s; T_D es el periodo de vibración efectivo del sistema de aislamiento; B_D es el factor de reducción por amortiguamiento.

El amortiguamiento viscoso equivalente es aquel en el sistema de aislamiento determinado. Los valores del factor de reducción por amortiguamiento deberán ser calculados por interpolación lineal con base en la Tabla 1-1.

Tabla 1-1. Factor de amortiguamiento (ASCE, 2016)

Amortiguamiento efectivo	Factor B_D
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

El desplazamiento total máximo, D_{TM} , de los elementos del sistema de aislamiento incluirá el desplazamiento adicional causado por la torsión real y accidental, utilizando la siguiente ecuación:

$$D_{TM} = D_D \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] \quad (1.2)$$

Donde y es la distancia perpendicular a la dirección de diseño entre el dispositivo y el centro de rigidez; C_R , e es la excentricidad entre el centro de masas; C_M , y C_R , del sistema de aislamiento. A la excentricidad se aumenta un 5% de la dimensión en planta perpendicular a la dirección de diseño como excentricidad accidental; b y d son las dimensiones del edificio en planta, mientras que P_T es la proporción del periodo de traslación efectivo del sistema de aislamiento a periodo de torsión efectivo del mismo, calculado por un análisis dinámico modal, pero no puede tomarse menor que 1.

Lo anterior tiene sus restricciones, se debe de cumplir con lo siguiente:

- La aceleración espectral para periodo 1 s (S_{D1}) es menor que 0.6 g.
- La altura del edificio sobre el sistema de aislamiento (es decir la superestructura), es menor que 20 m, (se permite superar este límite si no hay tensión o elevación en los aisladores).
- El periodo de vibración efectivo del sistema de aislamiento bajo el SMC es menor o igual que 5 s.
- El periodo de vibración efectivo del sistema de aislamiento bajo el sismo de diseño es mayor que tres veces el periodo de vibración de la superestructura si estuviera empotrada en su base.
- La superestructura es regular.

1.2.2. Aislador de péndulo de fricción

El aislador de péndulo de fricción (APF) es un sistema de aislamiento por fricción que combina una acción deslizante y una fuerza de restauración por geometría. El APF, que se muestra esquemáticamente en la Figura 1-2, tiene un deslizador articulado que se mueve sobre una superficie esférica de acero inoxidable (Zayas et al, 1994). El lado del deslizador articulado en contacto con la

superficie esférica está recubierto con un material compuesto basado en politetrafluoroetileno (teflón) que tiene un bajo coeficiente de fricción (aproximadamente 4 a 7%). El otro lado del deslizador también es esférico, recubierto con acero inoxidable, y se asienta en una cavidad esférica, también recubierta con el material compuesto de baja fricción.

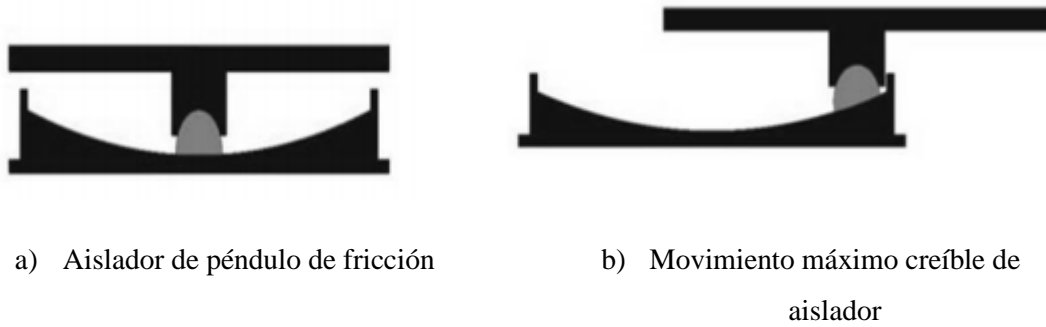


Figura 1-2. Dinámica del aislador de péndulo de fricción

A medida que el deslizador se mueve sobre la superficie esférica, hace que la masa soportada se eleve y proporciona la fuerza de restauración para el sistema. La fricción entre el deslizador articulado y la superficie esférica genera amortiguamiento en los aisladores. La rigidez efectiva del aislador y el periodo de vibración del aislador de la estructura, están controlados por el radio de curvatura de la superficie cóncava.

El valor del coeficiente de fricción, μ , es aproximado del cálculo propuesto por Constantinou et al (2011), utilizando la ecuación:

$$\mu = 0.122 - 0.01p \quad (1.3)$$

donde p es la presión de contacto en los aisladores.

El modelo histerético bilineal para aisladores de péndulo de fricción se muestra en la Figura 1-3.

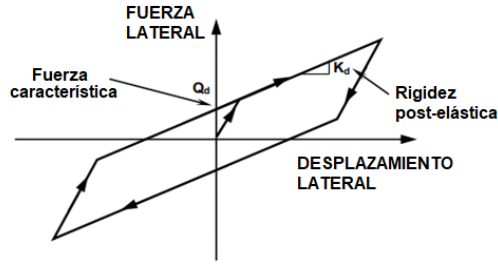


Figura 1-3. Modelo histérico bilineal para APF (Constantinou et al, 2011)

La fuerza que se necesita para iniciar el movimiento del APF es Q_d , y corresponde a la fuerza necesaria para vencer la fricción e iniciar el movimiento, se calcula de la siguiente manera:

$$Q_d = \mu W \quad (1.4)$$

La rigidez K_d , proporcionada por la fuerza restitutiva, depende del peso (W) y el radio de curvatura (R) de la superficie cóncava (ecuación 1.4).

$$K_d = \frac{W}{R} \quad (1.5)$$

El radio de curvatura, R , se propone para determinar una rigidez efectiva y un periodo de vibración efectivo con las ecuaciones (1.5) y (1.6), respectivamente.

$$k_{eff} = W \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D_{TM}} \right) \quad (1.6)$$

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{D_{TM}} \right)}} \quad (1.7)$$

CAPÍTULO 2

DESARROLLO DE LA INVESTIGACIÓN

2.1. RESUMEN

Se presentan y comparan los resultados de análisis dinámicos paso a paso de un modelo estructural convencional de un edificio de departamentos de seis pisos ubicado en la Ciudad de México y del mismo modelo, pero equipado con aisladores de base de péndulo de fricción. El objetivo general de los análisis es estudiar críticamente, cómo influye el uso de aisladores sísmicos en el comportamiento de las estructuras con planta baja débil, y comparar su desempeño sísmico.

2.2. SITIO Y DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

2.2.1. Descripción de sitio

La Ciudad de México ha sido afectada por sismos de muchos tipos y diversas intensidades. Las principales fuentes sísmicas que la afectan pueden clasificarse en cuatro grupos (Figura 2-1) 1) Temblores locales originados dentro o cerca de la cuenca; 2) temblores tipo Acambay, que se originan en el resto de la placa de Norteamérica; 3) temblores de profundidad intermedia de falla normal, causados por rompimientos de la placa de Cocos ya subducida; y 4) temblores de subducción (Rosenblueth, 1987). Pese a su gran distancia epicentral (280 a 600 km), la Ciudad de México es particularmente vulnerable ante sismos de subducción, por que el tipo de ondas que llegan son ricas en periodos largos que sufren menos atenuación y experimentan gran amplificación al atravesar las arcillas del lago (Reinoso, 2007). Estos efectos generan mayores demandas de desplazamientos laterales a estructuras con periodos similares a los del suelo.

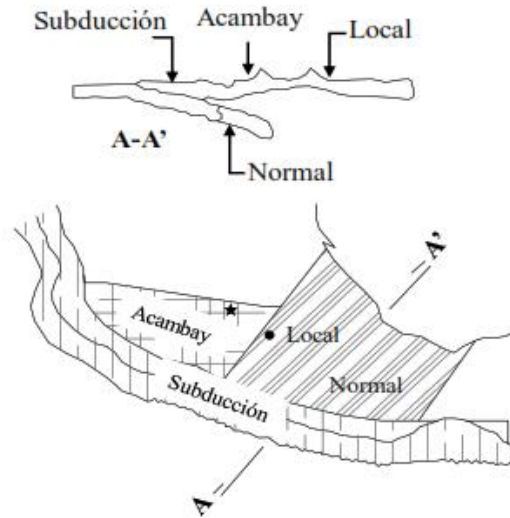


Figura 2-1. Tipos de sismos que afectan a la Ciudad de México (Reinoso, 2007)

La Zona del Lago en la Ciudad de México tiene un peligro sísmico alto. Esto debido a las características propias del suelo, cantidad y tipos de asentamientos humanos localizados en este lugar y sumado a esto, la interacción constante de las placas tectónicas de Norteamérica, Cocos, Rivera, Pacífico y el Caribe (Figura 2-2). Es precisamente en este escenario que algunos edificios que presentan planta baja débil aumentan su probabilidad de colapso.

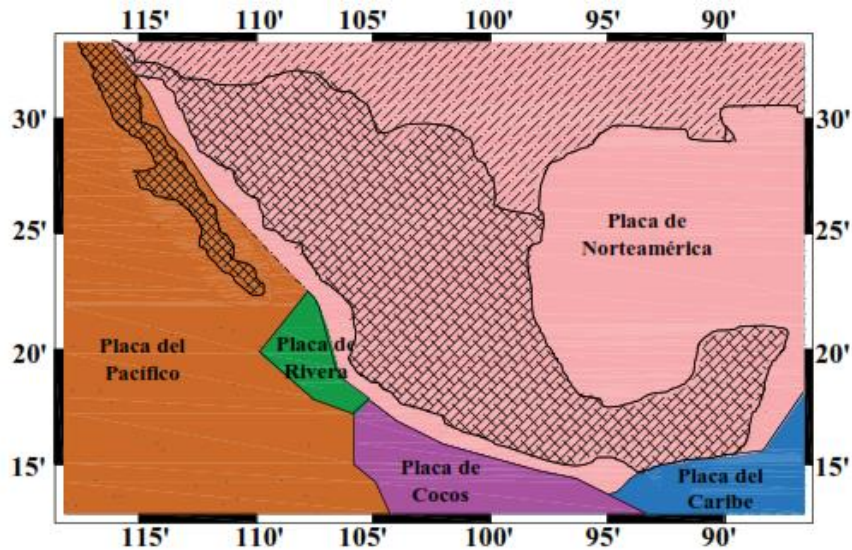


Figura 2-2. Placas tectónicas que interactúan en el territorio Mexicano (Reporte especial SSN, 2017)

Parte de la ciudad de México se construyó sobre un lago, en un suelo blando y compresible, que no es un suelo ideal para desplantar estructura, pero, aunado a la gran cantidad de sismos que ha sufrido, ha ayudado a que los investigadores constantemente estén estudiando este comportamiento, y ayudando a que los diseños sean cada vez mejores. Es importante hacer notar que, a partir del sismo de 1957, surge la necesidad de conocer las características del movimiento sísmico en diversos sitios del Valle de México, motivo por el cual se instalaron acelerómetros, pudiendo a partir de 1965, obtener datos de la aceleración para varios terremotos. Así, para el sismo de 1985, la red de acelerógrafos manejada por el Instituto de Ingeniería, ya contaba con 11 estaciones distribuidas en las tres zonas geotécnicas. Gracias a esto, se aprendieron muchas cosas de ese temblor, pudiendo modificar el reglamento de la ciudad.

La duración del movimiento es algo que no ha sido estudiado directamente. Ésto es de las cosas más importantes en el análisis sísmico de las estructuras, debido al daño que ocasionan las cargas cíclicas. Los reglamentos de construcción vigentes indican que las construcciones deben ser capaces de resistir ciertas fuerzas sísmicas y no exceder las condiciones de servicio. De esta manera, ante sismos moderados y severos, los materiales incursionan en comportamiento inelástico para disipar parte de la energía que induce el sismo. Este comportamiento provoca daños a los elementos estructurales, el cual debe ser tomado en cuenta. Por ello, se optó por hacer un análisis no lineal de las estructuras estudiadas.

2.2.2. Acelerogramas

Para el análisis no lineal paso a paso, se utilizaron 12 parejas de acelerogramas escalados según las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS, 2017). Para esto, empleando el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), se seleccionó la ubicación exacta del predio y el mismo programa genera acelerogramas sintéticos apropiados a partir de registros semilla de eventos que tengan magnitudes, distancias de fallas y mecanismos fuente que sean consistentes con los que controlan el peligro sísmico de la zona.

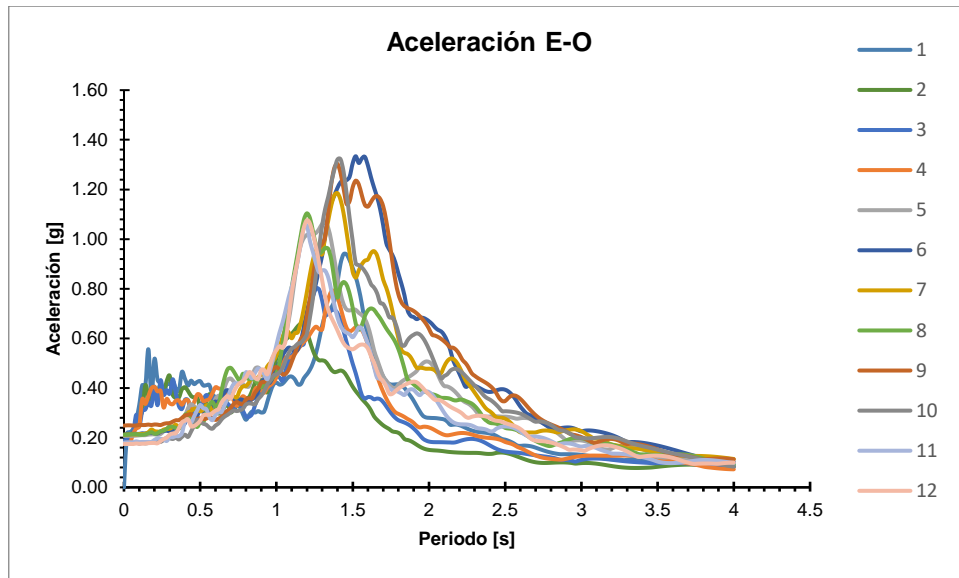


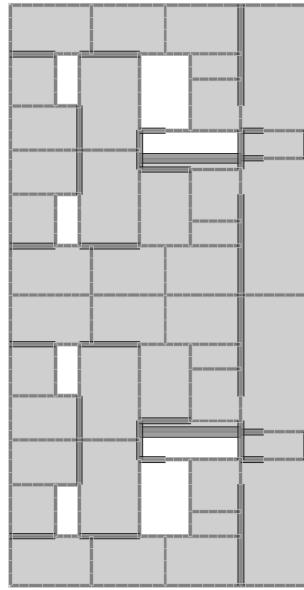
Figura 2-3. Espectro de respuesta para análisis de estructura

2.2.3. Descripción de la estructura

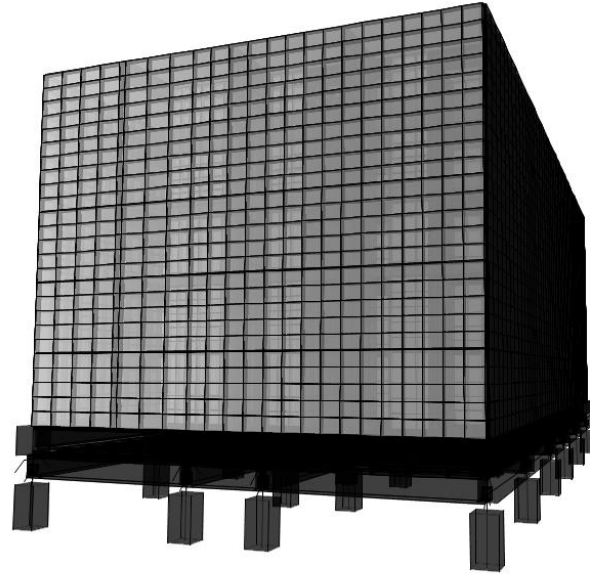
Los análisis numéricos se llevaron a cabo en una estructura hipotética representativa de un edificio de departamentos con planta baja débil en zona sísmica tipo III en la Ciudad de México.

2.2.3.1. Geometría

La estructura tiene dimensiones en planta de 31.44 m por 16 m. La altura de todos los entrepisos es de 2.5 m. La estructura consta de marcos rígidos de concreto reforzado en el primer nivel, los siguientes seis niveles están compuestos por un sistema de muros de mampostería a base de bloque de concreto hueco reforzado interiormente. El sistema de piso de los niveles tipo y de la azotea consisten en losas de concreto aligeradas apoyadas directamente en los muros de mampostería y marcos rígidos, según sea el caso. La Figura 2-4, ilustra vistas en planta y en perspectiva.



a) Planta tipo



b) Perspectiva

Figura 2-4. Modelo de la estructura

2.2.3.2. Materiales

Concreto estructural

Clase 1 con agregado grueso calizo

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 221,359 \text{ kg/cm}^2$$

Mampostería estructural

$$f^*m = 30 \text{ kg/cm}^2$$

$$Em = 24,000 \text{ kg/cm}^2$$

$$v^*m = 3 \text{ kg/cm}^2$$

$$Gm = 4,800 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo

$$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$E = 2,100,000 \text{ kg/cm}^2$$

2.2.3.3. Cargas

La carga muerta se dividió en dos partes. La correspondiente al peso propio de los elementos estructurales que se determinó en función del volumen de dichos elementos y el peso volumétrico del concreto reforzado de 2.4 t/m³, y la carga muerta adicional que se muestra en la Tabla 2-1.

Tabla 2-1. Carga muerta adicional

Tipo de carga	Entrepiso (kg/m²)	Cubierta (kg/m²)
Acabados	50	0
Impermeabilizante	0	20
Plafond e instalaciones	60	60
Muros divisorios	50	0
Sobrecarga	40	40
Total	200	120

Considerando que el edificio es de uso de departamentos, la carga viva correspondiente, tomada de las NTC-CADE (2017), se muestra en la Tabla 2-2.

Tabla 2-2. Carga viva

Tipo de carga	Entrepiso (kg/m²)	Cubierta (kg/m²)
Carga Viva	190	100
Carga Viva Accidental	100	70

2.3. DISEÑO ESTRUCTURAL

2.3.1. Diseño de la estructura convencional

Para el análisis y diseño de la estructura convencional se utilizó el programa ETABS (ETABS, 2018). El diseño de la estructura convencional se realizó con un análisis sísmico modal espectral utilizando el espectro de diseño generado en el programa de aplicación de las NTC-DS, 2017, SASID. El espectro de diseño modificado y elástico se presenta en la Figura 2-5.

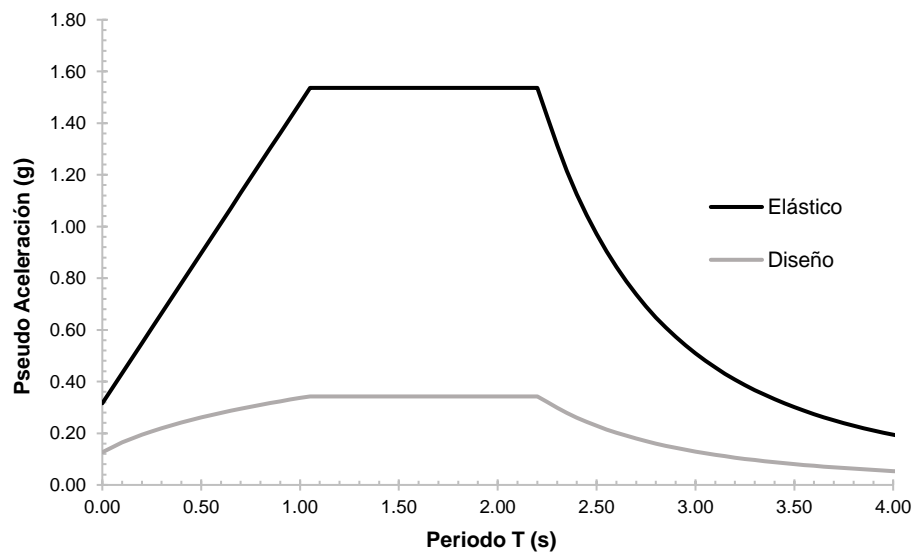


Figura 2-5. Espectros de pseudo aceleración para diseño sísmico

La estructuración del edificio es a base de marcos de concreto reforzado y de muros de carga de mampostería de piezas huecas reforzadas interiormente, por lo que se utilizó un factor de comportamiento sísmico de $Q = 1.5$, y distorsiones límite de 0.006. El dimensionamiento de los elementos estructurales se basa en las combinaciones de diseño establecidas por las NTC-DS, 2017.

2.3.2. Combinaciones de Cargas

De acuerdo a las normas técnicas complementarias (NTC-CDMX, 2017) consideraremos las siguientes combinaciones de cargas por el tipo de edificación a estudiar

1. 1.3CM
2. 1.3CM + 1.5CV
3. 1.1CM + 1.1CVr + 1.1($\pm 100\%SX \pm 30\%SY$)
4. 1.1CM + 1.1CVr + 1.1($\pm 30\%SX \pm 100\%SY$)

Donde,

- CM = carga muerta
- CV = carga viva máxima
- CVr = carga viva reducida
- SX = sismo dirección X
- SY = sismo dirección Y

Una vez diseñados los elementos, se procedió con el análisis no lineal paso a paso con las 12 parejas de acelerogramas.

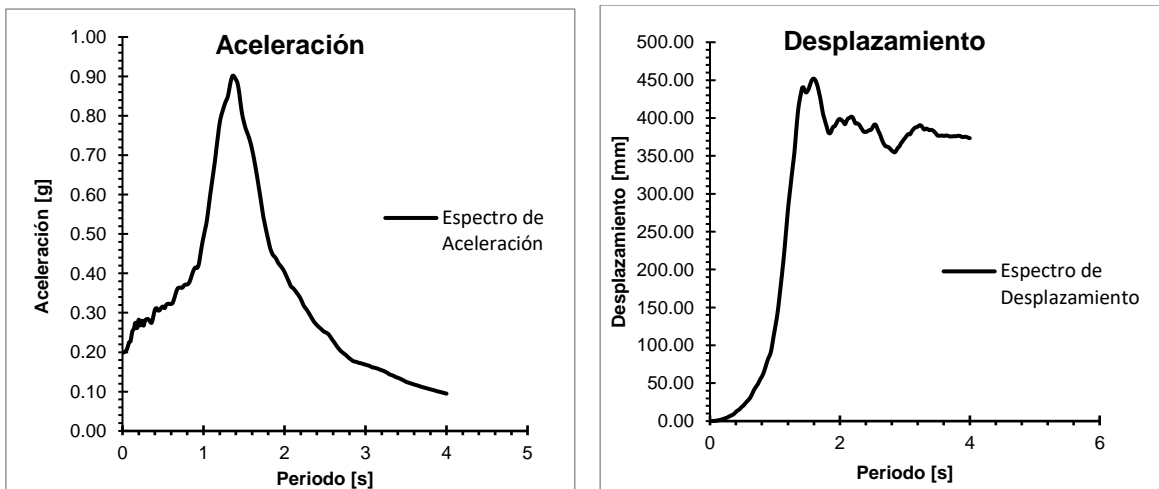
Las propiedades dinámicas de la estructura, calculadas con el programa de análisis ETABS, suponiendo una base rígida, se presentan en la Tabla 2-3.

Tabla 2-3. Propiedades dinámicas para estructura con diseño convencional

Modelo	Componente	Periodo (s)	Frecuencia (Hz)
Convencional	Longitudinal	0.36	2.78
	Transversal	0.35	2.86
	Torsión	0.28	3.57

2.3.2. Diseño de aisladores de péndulo de fricción

Para el diseño de los aisladores de péndulo de fricción primero se debe determinar el periodo objetivo deseado en la estructura. Para ello, se utilizaron los espectros de respuesta de los 12 acelerogramas escalados para el espectro elástico, utilizando el promedio de los SRSS para cada pareja de acelerogramas del espectro de respuesta amortiguado del 5 %, la Figura 2-7 muestra los espectros promedio de pseudo aceleraciones y desplazamientos para dichos registros.



a) Espectros de pseudo aceleración

b) Espectros de desplazamiento

Figura 2-7. Espectros de respuesta promedio para SRSS de 12 acelerogramas

En estas figuras, se observa que, al llevar a la estructura a un periodo mayor de 3 s, el coeficiente sísmico disminuye a aproximadamente a 0.1. Mientras que los desplazamientos también disminuyen considerando que el pico de desplazamientos está en estructuras con periodos de vibración alrededor de 1.8 s. Considerando que la estructura con base rígida utilizando estas consideraciones, tiene un periodo fundamental de vibración de 0.35 s, se intentó llevarla a un periodo de 3.5 s. Normalmente se busca que el periodo de vibración sea 3 veces mayor al periodo elástico de base fija. En este caso en particular, no se busca tanto una disminución de pseudoaceleración y pseudodesplazamiento, se busca evitar el efecto de planta baja débil.

Las bases del diseño son:

- Sistema estructural: marcos de concreto y muros de mampostería.
- Factor de modificación de respuesta para el diseño de la superestructura, $Q=1$ (aislado).
- Procedimiento de respuesta lateral: Análisis dinámico no lineal.
- Factor de redundancia: $\rho = 1.0$ (aislado).
- Factor de irregularidad, 1

El diseño preliminar del sistema de aislamiento comienza con la determinación de sus propiedades. El desplazamiento máximo del sismo es una función del espectro elástico, el periodo efectivo (y el amortiguamiento efectivo) de la estructura aislada. Este proceso es necesariamente iterativo, ya que el periodo efectivo (y el amortiguamiento efectivo), depende de la amplitud. El periodo de vibración efectivo se estima para que sea aproximadamente $T_D = 3.5$ s, con un desplazamiento de diseño de $D_D = 0.90$ m, calculadas usando la ecuación (3.1), el desplazamiento máximo fue obtenido iterando con los resultados de desplazamiento del análisis dinámico con los registros utilizados, pero la primera aproximación de desplazamiento máximo se obtiene del espectro de desplazamientos.

El valor 1.0 del coeficiente de amortiguamiento, B_D , es para un amortiguamiento efectivo del 5 %. El desplazamiento total máximo (es decir, en las esquinas del edificio), donde se incluye el desplazamiento adicional causado por la torsión real y accidental, D_{TM} , se calculó como:

$$D_{TM} = D_D \left[1 + \left(\frac{y}{P_T^2} \right) \frac{12e}{b^2 + d^2} \right] = 0.90 \left[1 + \left(\frac{15.72}{1.25^2} \right) \frac{12(1.57)}{16.0^2 + 31.44^2} \right] = 1.04m$$

La rigidez efectiva mínima y máxima, se calculó como:

$$k_{Dmin} = \left(\frac{4\pi^2}{g} \right) \frac{W}{T_D^2} = \left(\frac{4\pi^2}{9.81} \right) \frac{3264.322}{3.5^2} = 1072.38 \text{ t/m}$$

$$k_{Dmax} = 1.2(k_{Dmin}) = 1.2(1072.4) = 1286.85 \text{ t/m}$$

Para el diseño de estos aisladores para la ciudad de Puebla, se estableció un coeficiente de fricción de 0.08 aproximado por la ecuación (1.2), propuesta por Constantinou et al (2011).

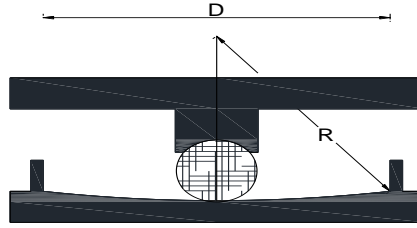


Figura 2-8. Propiedades de los aisladores

La Figura 2-8, muestra las propiedades geométricas necesarias para el cálculo de las propiedades de los aisladores que se introducen en el análisis dinámico. Dichas propiedades se resumen en la Tabla 2-4.

Table 2-4. Propiedades de los aisladores

Aisladores	μ	D (m)	R (m)	k_{Dmin} (t/m)
Péndulo de fricción	0.08	1.04	3.96	45*

* valor unitario por ser 24 aisladores

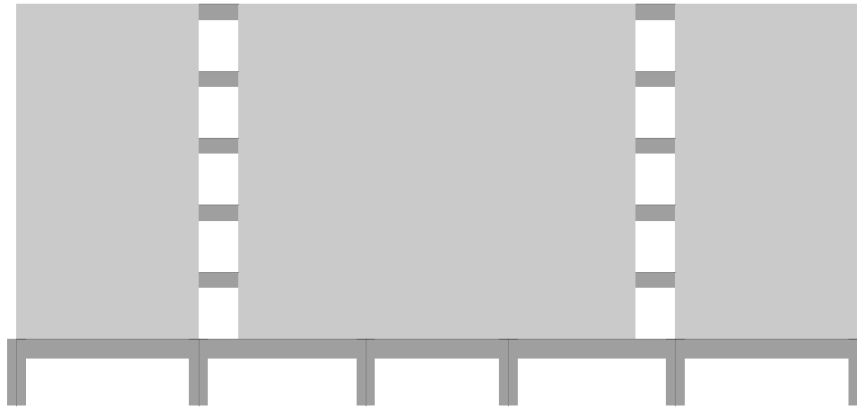
Con estas propiedades se determinó una rigidez efectiva y un periodo efectivo con las ecuaciones (1.6) y (1.7), respectivamente. En este caso, se diseñó un solo aislador para toda la estructura ya que el diámetro sólo depende del desplazamiento máximo y no de la carga vertical. Sustituyendo los datos propuestos se obtienen los siguientes resultados:

$$k_{eff} = \frac{3,264.322}{24 \text{ col}} \left(\frac{1}{3.96} + \frac{0.08}{1.04} \right) = 45.06 \text{ ton/m}$$

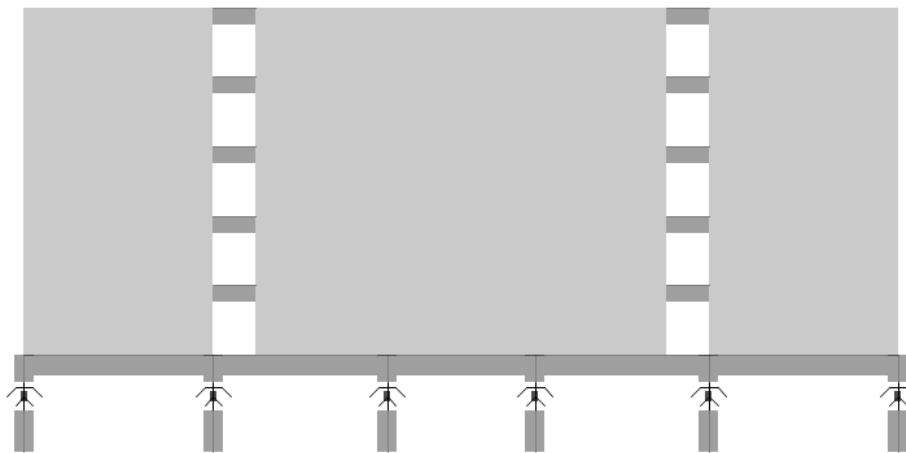
$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{9.81 \left(\frac{1}{3.96} + \frac{0.08}{1.04} \right)}} = 3.50 \text{ s}$$

2.4. CASOS DE ESTUDIO

Se revisaron los cuatro casos de estudio: Caso 1) a base de marcos de concreto y muros de mampostería y Caso 2) a base de marcos de concreto y muros de mampostería equipado con aisladores. Los dos casos se muestran en la Figura 2-11.



a) Caso 1, $T_L = 0.35$ s, $T_T = 0.36$ s



b) Caso 2, $T_L = 3.50$ s, $T_T = 3.50$ s

Figura 2-11. Casos de estudio en el edificio

2.5. RESULTADOS

Para cada caso se muestran los resultados del diseño estructural y del análisis no lineal paso a paso. Estos son utilizados para determinar el desempeño de la estructura.

El análisis dinámico paso a paso de la estructura se realizó utilizando las 12 parejas de acelerogramas (Capítulo 2.4.3) escalados para el espectro elástico. Se graficaron los resultados obtenidos de distorsiones, aceleraciones y cortantes de entrepiso, siendo los máximos de entrepiso en ambas direcciones. Los resultados se muestran en la Figura 2-12 y 2-13, para la dirección transversal y longitudinal, respectivamente.

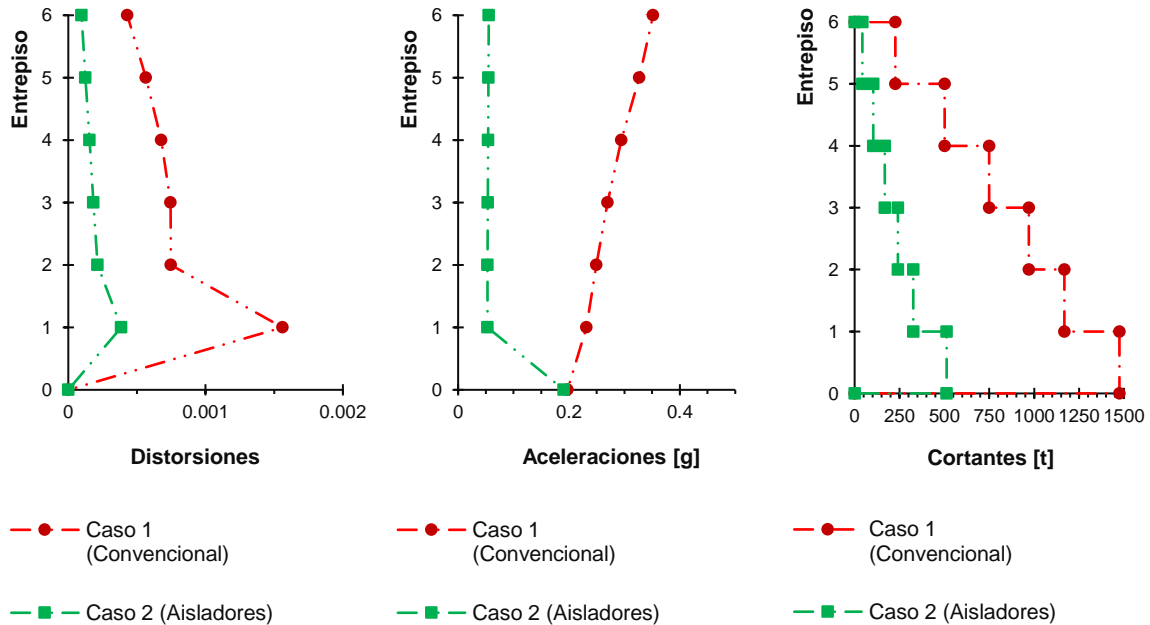


Figura 2-12. Resultados del análisis de la estructura en dirección transversal (SD)

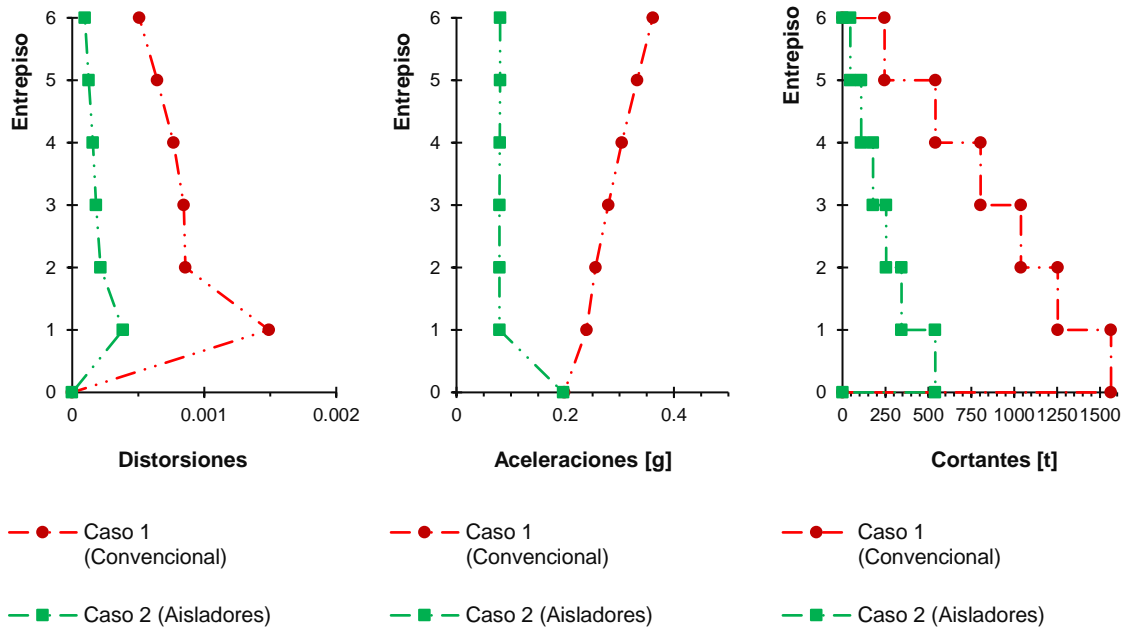


Figura 2-13. Resultados del análisis de la estructura en dirección longitudinal (SD)

Se observa que se obtienen resultados muy similares para ambas direcciones. Por lo que se explicará de manera general los resultados. Las distorsiones de entrepiso se cumplen en todos los casos de estudio, por lo que, se espera un buen comportamiento para ambas estructuras. El comportamiento más favorable es el caso de los aisladores de base, los cuales redujeron un 60% las distorsiones a comparación de la estructura con diseño convencional. En cuanto a las aceleraciones de entrepiso, los aisladores de péndulo de fricción tuvieron un excelente comportamiento en los entrepisos por encima de los aisladores, reduciendo un 70% las aceleraciones de entrepiso. En cuanto a la estructura con diseño convencional, tiende a tener aumento de aceleraciones en los últimos pisos, por lo que es el más desfavorable para el control de las aceleraciones. Para los cortantes máximos de entrepiso, nuevamente los aisladores fueron los de mejor comportamiento, quienes presentaron un 55% de reducción en cortante basal, respectivamente, en comparación con la estructura con diseño convencional, la cual presenta mayores descargas a la cimentación. Al restringir las distorsiones a 0.005 se esperan daños menores en elementos no estructurales. Según el “Estándar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua” (Zayas, 2018).

2.5.5. Conclusiones de la respuesta dinámica

Con base en los resultados obtenidos, los aisladores presentaron el mejor desempeño sísmico en cuanto a control de distorsiones, aceleraciones y cortantes de entrepiso, reduciendo la respuesta a más del 25% en los tres parámetros en comparación con la estructura con diseño convencional. A pesar de que la mayoría de las demandas sísmicas se siguen concentrando en el primer nivel, al reducir dichas demandas disminuyes también la probabilidad de colapso de la estructura, por lo que sí se recomienda implementar aisladores de base en plantas bajas débil.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se realizó el análisis dinámico paso a paso de los modelos estructurales con un diseño convencional y con aisladores de péndulo de ficción. Los resultados permitieron realizar comparaciones entre los dos modelos, como las distorsiones máximas de entrepiso, que se relaciona con los daños estructurales de la estructura, las aceleraciones máximas de entrepiso, resultado que permite identificar el posible daño de contenidos y elementos no estructurales, y los cortantes de entrepiso, los cuales sirvieron para determinar las demandas que llegarán a la cimentación. Se obtuvieron las siguientes conclusiones:

- Los aisladores de péndulo de fricción presentan el mejor desempeño sísmico en la estructura.
- Las demandas para la cimentación en la estructura con diseño convencional son aproximadamente del doble que aquellas con aisladores.
- Las respuestas dinámicas se reducen efectivamente cuando se introducen sistemas aisladores. Los desplazamientos laterales y las distorsiones de entrepiso se redujeron un 25%. Las aceleraciones del piso se redujeron entre 70% para la intensidad del espectro elástico.
- Las probabilidades de colapso se redujeron significativamente con los aisladores.

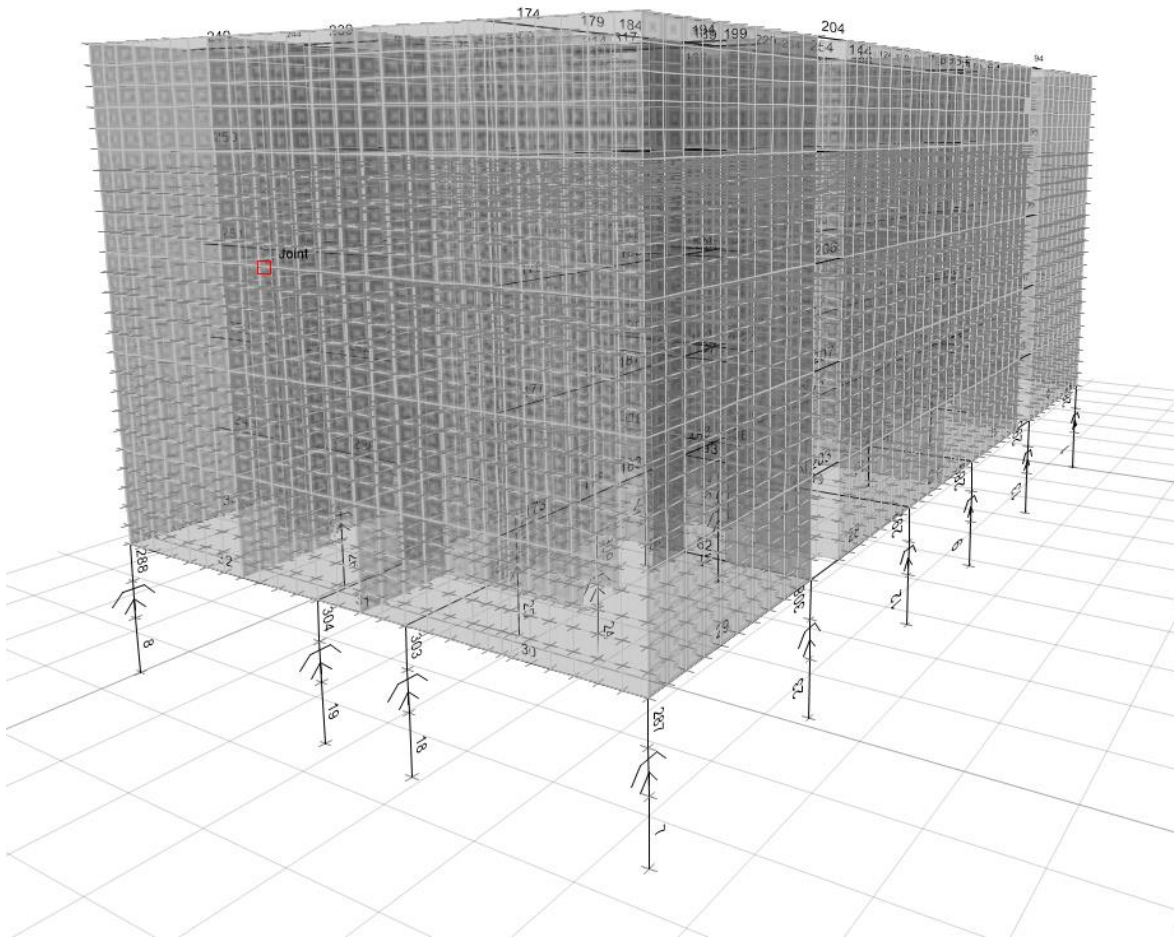
El ejemplo anterior muestra cómo los ingenieros están utilizando esta herramienta para diseñar edificios resilientes y cuantificar mejor los riesgos que representan los edificios existentes. Con cada año que pasa, nuevas investigaciones y avances, como nuevas herramientas de programa de análisis y diseño.

Se recomienda elaborar el estudio comparativo con otros sistemas de protección sísmica, para poder identificar cuál sería la mejor opción para solucionar el problema de planta baja débil.

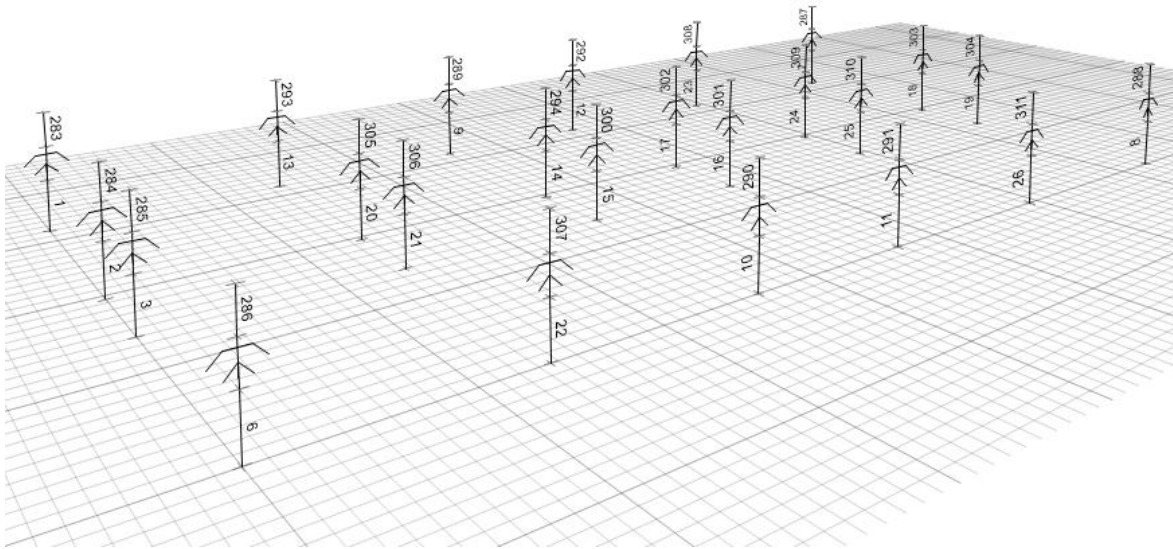
ANEXOS

Se tomarón los elementos más representativos del análisis para su diseño y presentación en esta investigación.

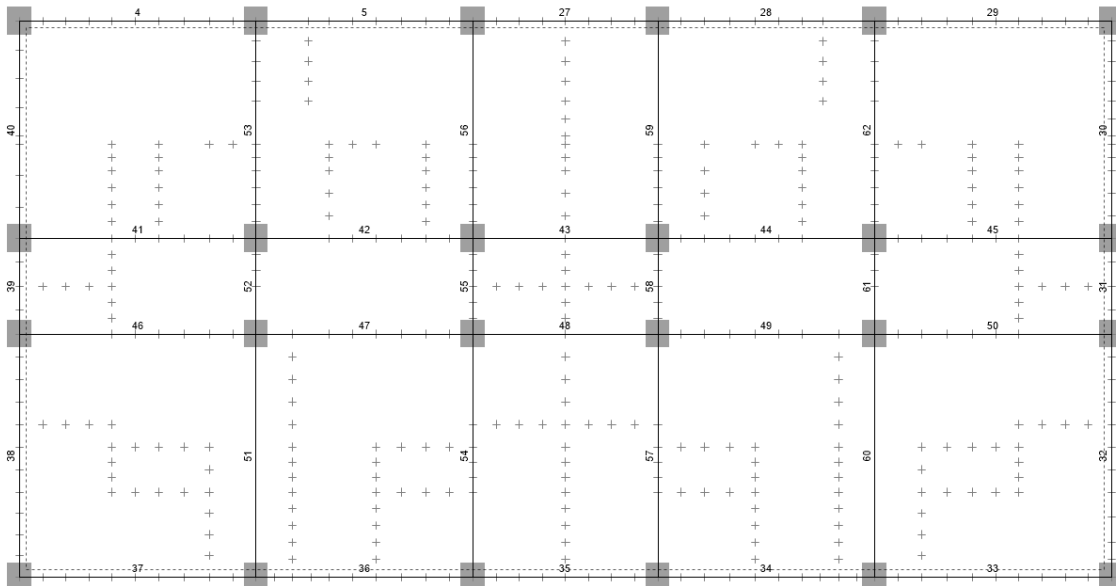
Vista 3D de edificio de estudio



Columnas en primer entrepiso

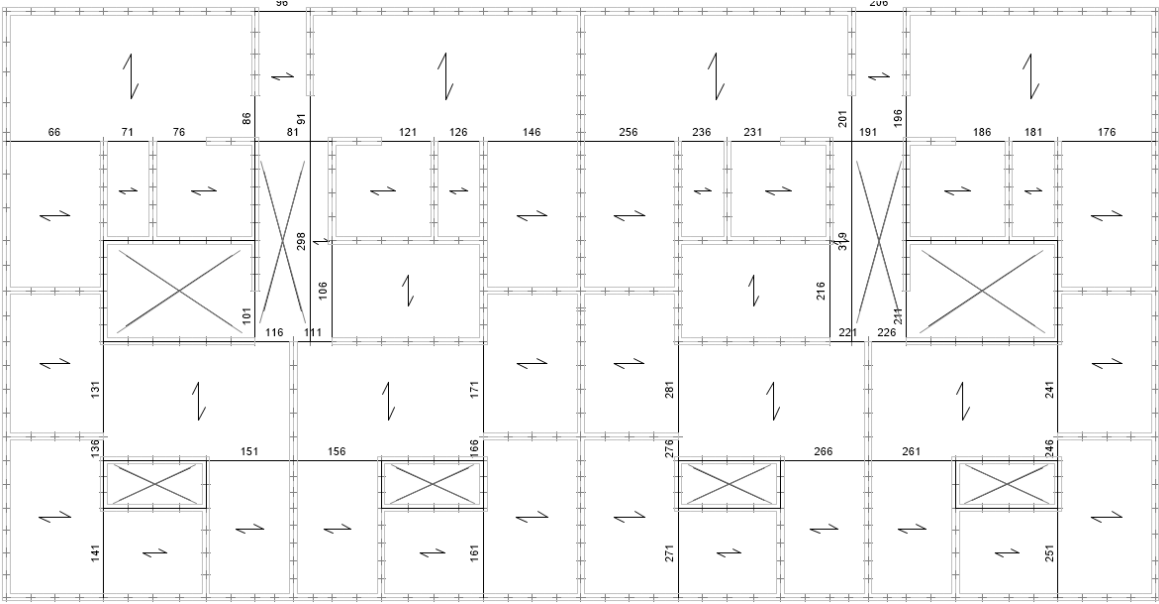


Planta de traves de nivel N1

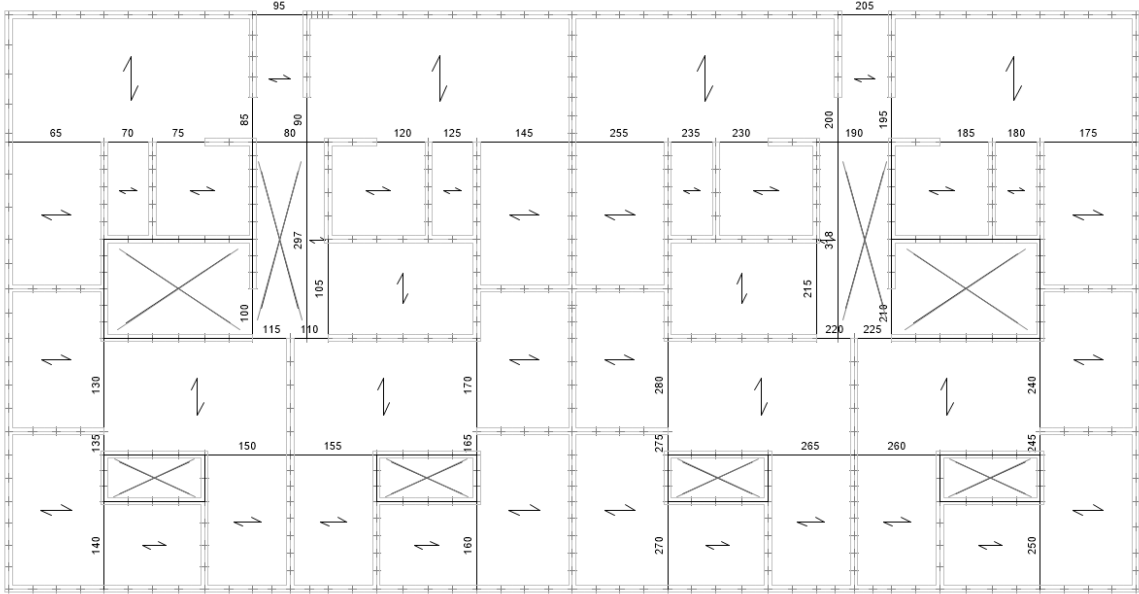


Planta de traves de nivel N1

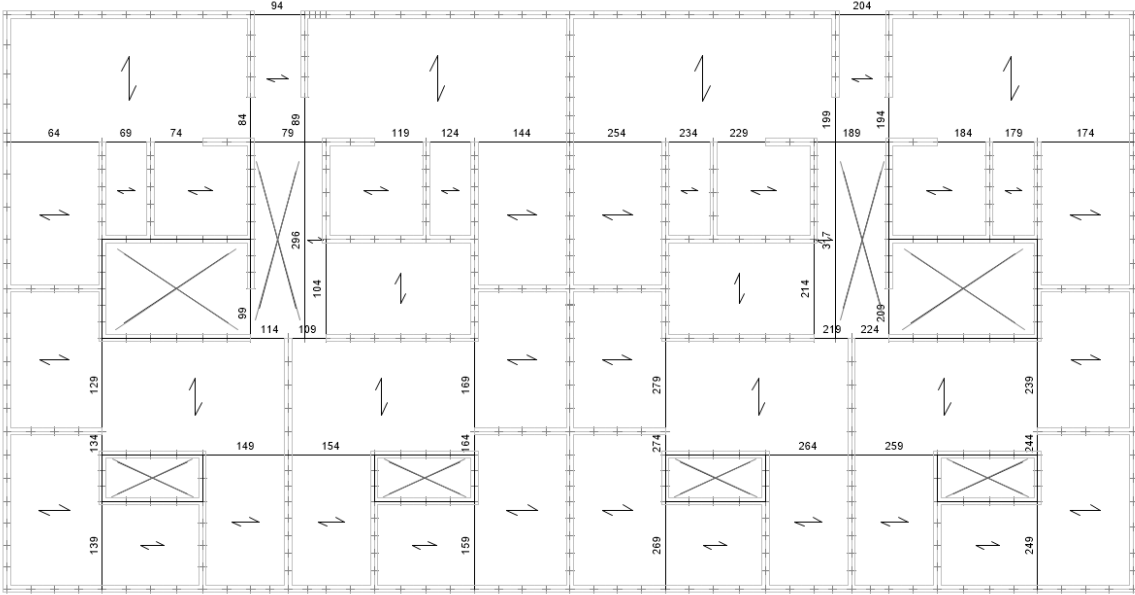
Planta de trabes de nivel N4



Planta de trabes de nivel N5

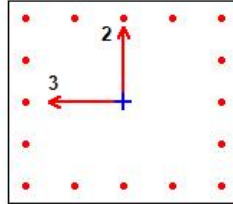


Planta de traves de nivel N6



ETABS Concrete Frame Design

Mexican RCDF 2017 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
N1	C5	7	COL 60X120	1.1CM+1.1CVr+1.1(-30%SX+100%SY)	0	250	0.526	Non Sway

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
80	70	6	3

Material Properties

E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{yt} (kgf/cm ²)
221359	250	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

FR_T	FR_{CTied}	$FR_{CSpiral}$	FR_B	FR_V
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M2 kgf-cm	Minimum M3 kgf-cm	Rebar Area cm ²	Rebar % %
-40226.37	12273136.77	4511113.96	160905.47	140792.28	150.61	2.69

Axial Force and Biaxial Moment Factors

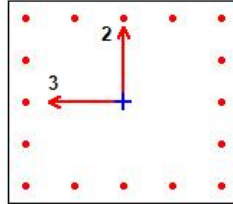
	C_m Factor Unitless	F_{ab} Factor Unitless	F_{as} Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm
Major Bend(M3)	0.4	1	1	1	175
Minor Bend(M2)	0.50309	1	1	1	175

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Shear V_u kgf	Shear V_{cR} kgf	Shear V_{sR} kgf	Shear V_p kgf	Rebar A_v/s cm²/cm
Major, V_{u2}	39172.7	19240.83	19931.88	0	0.0988
Minor, V_{u3}	86434.99	18687.65	67747.35	0	0.2906

ETABS Concrete Frame Design

Mexican RCDF 2017 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
N1	C21	23	COL 60X120	1.1CM+1.1CVr+1.1(-100%SX+30%SY)	0	250	0.5	Non Sway

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
80	70	6	3

Material Properties

E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{yt} (kgf/cm ²)
221359	250	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

FR_T	FR_{CTied}	$FR_{CSpiral}$	FR_B	FR_V
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M2 kgf-cm	Minimum M3 kgf-cm	Rebar Area cm ²	Rebar % %
68314.33	5498180.64	-9866994.65	273257.31	239100.14	127.89	2.28

Axial Force and Biaxial Moment Factors

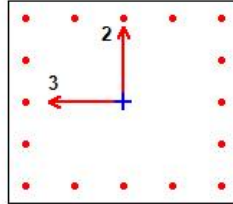
	C_m Factor Unitless	F_{ab} Factor Unitless	F_{as} Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm
Major Bend(M3)	0.47924	1	1	1	175
Minor Bend(M2)	0.444853	1	1	1	175

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Shear V_u kgf	Shear V_{cR} kgf	Shear V_{sR} kgf	Shear V_p kgf	Rebar A_v/s cm²/cm
Major, V_{u2}	74885.88	24152.12	50733.76	0	0.2516
Minor, V_{u3}	43485.01	23457.74	20027.27	0	0.0859

ETABS Concrete Frame Design

Mexican RCDF 2017 Column Section Design



Column Element Details (Summary)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)	LLRF	Type
N1	C10	12	COL 60X120	1.1CM+1.1CVr+1.1(-30%SX+100%SY)	0	250	0.5	Non Sway

Section Properties

b (cm)	h (cm)	dc (cm)	Cover (Torsion) (cm)
80	70	6	3

Material Properties

E_c (kgf/cm ²)	f'_c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f_y (kgf/cm ²)	f_{yt} (kgf/cm ²)
221359	250	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

FR_T	FR_{CTied}	$FR_{CSpiral}$	FR_B	FR_V
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75

Axial Force and Biaxial Moment Design For P_u , M_{u2} , M_{u3}

Design P_u kgf	Design M_{u2} kgf-cm	Design M_{u3} kgf-cm	Minimum M2 kgf-cm	Minimum M3 kgf-cm	Rebar Area cm ²	Rebar % %
30542.31	8968464.39	-3667960.43	122169.25	106898.09	97.21	1.74

Axial Force and Biaxial Moment Factors

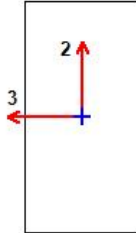
	C_m Factor Unitless	F_{ab} Factor Unitless	F_{as} Factor Unitless	K Factor Unitless	Length cm
Major Bend(M3)	0.513785	1	1	1	175
Minor Bend(M2)	0.495856	1	1	1	175

Shear Design for V_{u2} , V_{u3}

	Shear V_u kgf	Shear V_{cR} kgf	Shear V_{sR} kgf	Shear V_p kgf	Rebar A_v/s cm²/cm
Major, V_{u2}	25472.31	25160.54	17341.52	0	0.0856
Minor, V_{u3}	64405.97	19583.81	44822.16	0	0.1922

ETABS Concrete Frame Design

Mexican RCDF 2017 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary) (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)
N3	B52	132	VIGA-2 30X60	1.1CM+1.1CVr+1.1(-100%SX+30%SY)	0	260

Beam Element Details (Summary) (Part 2 of 2)

LLRF	Type
1	Non Sway

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
30	60	30	0	6	6

Material Properties

E _c (kgf/cm ²)	f' _c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (kgf/cm ²)	f _{yt} (kgf/cm ²)
221359	250	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

FR _T	FR _{CTied}	FR _{CSpiral}	FR _B	FR _V
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

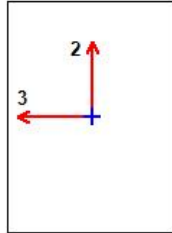
	Design -Moment kgf-cm	Design +Moment kgf-cm	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-749139.58		3.76	0	4.27	4.27
Bottom (-2 Axis)		220333.83	0	1.08	1.44	1.44

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V _{u2} kgf	Shear V _{cR} kgf	Shear V _{sR} kgf	Shear V _p kgf	Rebar A _v /S cm ² /cm
4392.98	4159.06	5486.95	4185.09	0.0321

ETABS Concrete Frame Design

Mexican RCDF 2017 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary) (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)
N1	B2	28	VIGA-1 55X75	1.1CM+1.1CVr+1.1(-100%SX+30%SY)	35	625

Beam Element Details (Summary) (Part 2 of 2)

LLRF	Type
0.693	Non Sway

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
55	75	55	0	6	6

Material Properties

E _c (kgf/cm ²)	f' _c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (kgf/cm ²)	f _{yt} (kgf/cm ²)
221359	250	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

FR _T	FR _{CTied}	FR _{CSpiral}	FR _B	FR _V
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

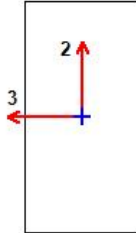
	Design -Moment kgf-cm	Design +Moment kgf-cm	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-5810833.22		26.13	2.22	9.99	26.13
Bottom (-2 Axis)		0	2.22	7.56	9.99	9.99

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V _{u2} kgf	Shear V _{cR} kgf	Shear V _{sR} kgf	Shear V _p kgf	Rebar A _v /S cm ² /cm
63174.71	9548.13	53626.59	13105.33	0.2467

ETABS Concrete Frame Design

Mexican RCDF 2017 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary) (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)
N2	B42	78	VIGA-2 30X60	1.1CM+1.1CVr+1.1(-30%SX+100%SY)	150	210

Beam Element Details (Summary) (Part 2 of 2)

LLRF	Type
1	Non Sway

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
30	60	30	0	6	6

Material Properties

E _c (kgf/cm ²)	f' _c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (kgf/cm ²)	f _{yt} (kgf/cm ²)
221359	250	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

FR _T	FR _{CTied}	FR _{CSpiral}	FR _B	FR _V
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

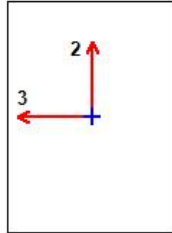
	Design -Moment kgf-cm	Design +Moment kgf-cm	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-537456.57		2.68	0	3.57	3.57
Bottom (-2 Axis)		544442.34	0	2.71	3.62	3.62

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V _{u2} kgf	Shear V _{cR} kgf	Shear V _{sR} kgf	Shear V _p kgf	Rebar A _v /S cm ² /cm
9612.58	4017.37	5595.21	4542.54	0.0329

ETABS Concrete Frame Design

Mexican RCDF 2017 Beam Section Design



Beam Element Details (Summary) (Part 1 of 2)

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (cm)
N1	B18	44	VIGA-1 55X75	1.1CM+1.1CVr+1.1(-100%SX+30%SY)	35	625

Beam Element Details (Summary) (Part 2 of 2)

LLRF	Type
0.679	Non Sway

Section Properties

b (cm)	h (cm)	b _f (cm)	d _s (cm)	d _{ct} (cm)	d _{cb} (cm)
55	75	55	0	6	6

Material Properties

E _c (kgf/cm ²)	f' _c (kgf/cm ²)	Lt.Wt Factor (Unitless)	f _y (kgf/cm ²)	f _{yt} (kgf/cm ²)
221359	250	1	4218.42	4218.42

Design Code Parameters

FR _T	FR _{CTied}	FR _{CSpiral}	FR _B	FR _V
0.8	0.75	0.75	0.9	0.75

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{u3}

	Design -Moment kgf-cm	Design +Moment kgf-cm	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-5313361.57		22.86	1.08	9.99	22.86
Bottom (-2 Axis)		0	1.08	2.58	3.44	3.44

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{u2}

Shear V _{u2} kgf	Shear V _{cR} kgf	Shear V _{sR} kgf	Shear V _p kgf	Rebar A _v /S cm ² /cm
46648.12	8569.69	38078.42	11398.96	0.1751

GEOMETRIA Y DATOS DE LA MAMPOSTERIA

t= 20 cm
h= 20 cm
fm= 30 kg/cm²
vm= 3 kg/cm²

DATOS DEL REFUERZO EN MUROS

VR# 12 refuerzo vertical
VR# 5 refuerzo horizontal
fyv= 4200 kg/cm² para Acero refuerzo vertical
fyh= 4200 kg/cm² para Acero refuerzo horizontal

Sv= 20 cm
Sh= 84 cm 4 hiladas
(1 hilada = 21cm bloque + junta)
t= 20 cm

Asv= 11.40 cm²
Ash= 1.98 cm² 1 VR

pv= 0.0285
ph= 0.0012

$p_h f_{yh} + p_v f_{yv} \geq 8.4 \text{ kg/cm}^2$
124.66 $\geq 8.4 \text{ kg/cm}^2$ CUMPLE POR CUANTIA MINIMA

$p_h f_{yh} \geq 3 \text{ kg/cm}^2$
4.95 $\geq 3 \text{ kg/cm}^2$ CUMPLE POR CUANTIA MINIMA

$p_v f_{yv} \geq 3 \text{ kg/cm}^2$
119.710 $\geq 3 \text{ kg/cm}^2$ CUMPLE POR CUANTIA MINIMA

PROPONIENDO REFUERZO DE MUROS

VARILLAS #	12	@	20	cm	VERICALES
VARILLAS #	5	@	84	cm	HORIZONTALES

REVISION A COMPRESION

LA CARGA ACOMPRESION RESISTENTE SE CALCULARA DE ACUERDO AL PUNTO 5.3.1 DE LAS NTC CDMX 2020, ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

$$P_R = F_R F_E (f'_m A_T + \Sigma A_s f_y) \leq 1.25 F_R F_E f'_m A_T$$

Fr= 0.6

Fe= 0.6 MUROS INTERIORES TIPO 1

Fe= 0.7 MUROS EXTERIORES TIPO 2

REVISION A FLEXOCOMPRESION EN EL PLANO DEL MURO

EL MOMENTO RESISTENTE DENTRO DEL PLANO DEL MURO SE CALCULARA SEGUN EL PUNTO 5.3.2.2 DE LAS NTC CDMX 2020, ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA

$$M_R = F_R M_0 + 0.3 P_U d \quad \text{CUANDO } 0 \leq P_U \leq \frac{P_R}{3}$$

$$M_R = (1.5 F_R M_0 + 0.15 P_R d) \left(1 - \frac{P_U}{P_R}\right) \quad \text{CUANDO } P_U > \frac{P_R}{3}$$

DONDE

$$M_0 = A_s f_y d'$$

A_s = area total de acero longitudinal

d' = distancia entre centroides de acero

d = distancia entre centroides de acero a tension y compresion

P_U = CARGA AXIAL DE DISEÑO

F_R = se tomara igual a 0.8 si $P_u < P_r/3$ e igual 0.6 en caso contrario

REVISION A FUERZA CORTANTE

LA FUERZA CORTANTE SE DETERMINA SEGUN EL PUNTO 5.4.2 DE LAS NTC CDMX 2020

$$V_{mR} = F_R (0.5 v_m' A_T + 0.3 P) \cdot f \leq 1.5 F_R v_m' A_T \cdot f$$

LA FUERZA SUMINISTRADA POR EL REFUERZO HORIZONTAL ESTARA DADA SEGUN EL PUNTO 5.4.3.4 DE LAS NTC CDMX 2020

$$V_{sR} = F_R \eta p_h f_{yh} A_T$$

REFERENCIAS Y BIBLIOGRAFÍA

- Al-Hussaini, T. M., Zayas, V. A., y Constantinou, M. C. (1994). Seismic Isolation of Multi-Story Frame Structures Using Spherical Sliding Isolation Systems. *Nceer-94-0007*, 180.
- Almufti, I., Willford, M., Davis, C., Hanson, B., Langdon, D., Friedman, D., y Mote, T. (2013). *REDi™ Rating System*. (octubre).
- ASCE STANDARD ASCE/SEI 7-16 Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, (2016). In *ANSI/ASCE Standard*. American Society of Civil Engineers.
- ASCE STANDARD ASCE/SEI 41-17 Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. (2017). In *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. American Society of Civil Engineers.
- Baltzopoulos, G., Baraschino, R., Iervolino, I., y Vamvatsikos, D. (2017). SPO2FRAG: programa de análisis for seismic fragility assessment based on static pushover. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 15(10), 4399–4425.
- Celebi, M. (2000). Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice. *Earthquake Spectra*, 16(3), 709–710.
- Constantinou, Michael C., Kalpakidis, I., Filiatrault, A., y Lay, R.A.E. (2011). LRFD-Based Analysis and Design Procedures for Bridge Bearings and Seismic Isolators. *Mceer-11-0004, MCEER-11-0(65)*, 1–371.
- Deierlein, G. G., Reinhorn, A. M., y Willford, M. R. (2010). Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers. *Design*, (4), 36.
- ETABS Software Version 18.1.1, Computer and structures, Inc. Berkeley, California, USA
- Gcr, N. (2011). *Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses NEHRP Consultants Joint Venture A partnership of the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering*.
- Marshall, J. D. (2014). Encyclopedia of Earthquake Engineering. *Encyclopedia of Earthquake Engineering*, 1–11.
- Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México (2017). Tomo I, No. 220-Bis. Gaceta oficial del Distrito Federal.
- Zayas, V. (2018). *Estándar de Aislamiento Sísmico para la Funcionalidad Continua*. 1–59.