



**UNIVERSIDAD AUTÓNOMA
DE AGUASCALIENTES**

**CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y DE LA CONSTRUCCIÓN
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIÓN Y ESTRUCTURAS**

TESIS

**“COMPARATIVA EN RESULTADOS DE DISEÑO DE UNA
ESTRUCTURA DE CONCRETO BASADA EN REGLAMENTOS
NTC-CDMX, ACI-318 Y DISEÑO POR DESEMPEÑO”**

PRESENTA

Edilton Rodrigues Nóbrega Filho

**PARA OBTENER EL GRADO DE MAESTRO EN INGENIERÍA
CIVIL CON ESPECIALIDAD EN ESTRUCTURAS**

TUTOR:

Mtro. en Ing. Civil Daniel Enrique Reyna Valdivia

COMITÉ TUTORAL:

Dr. José Ángel Ortiz Lozano

Mtro. en Ing. Civil José Antonio de Loera Aguilera

Aguascalientes, Ags., 08 de junio de 2021

**CARTA DE VOTO APROBATORIO
INDIVIDUAL**

**Dr. En C.T. HECTOR HOMERO POSADA ÁVILA
DECANO DEL CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN**

PRESENTE

Por medio del presente como **TUTOR** designado del estudiante **EDILTON RODRIGUES NÓBREGA FILHO** con ID 266151 quien realizó la tesis titulada: **COMPARATIVA EN RESULTADOS DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO BASADA EN REGLAMENTOS NTC-CDMX, ACI-318 Y DISEÑO POR DESEMPEÑO**, un trabajo propio, innovador, relevante e inédito y con fundamento en el Artículo 175, Apartado II del Reglamento General de Docencia doy mi consentimiento de que la versión final del documento ha sido revisada y las correcciones se han incorporado apropiadamente, por lo que me permito emitir el **VOTO APROBATORIO**, para que él pueda proceder a imprimirla así como continuar con el procedimiento administrativo para la obtención del grado.

Pongo lo anterior a su digna consideración y sin otro particular por el momento, me permito enviarle un cordial saludo.

**ATENTAMENTE
"Se Lumen Proferre"**

Aguascalientes, Ags., a 16 de junio de 2021

 **P.A.**

**Mtro. en Ing. Civil Daniel Enrique Reyna Valdivia
Tutor de tesis**

c.c.p.- Interesado
c.c.p.- Secretaría Técnica del Programa de Posgrado

**CARTA DE VOTO APROBATORIO
INDIVIDUAL**

**Dr. En C.T. HECTOR HOMERO POSADA ÁVILA
DECANO DEL CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN**

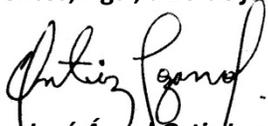
PRESENTE

Por medio del presente como **COTUTOR** designado del estudiante **EDILTON RODRIGUES NÓBREGA FILHO** con ID 266151 quien realizó la tesis titulada: **COMPARATIVA EN RESULTADOS DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO BASADA EN REGLAMENTOS NTC-CDMX, ACI-318 Y DISEÑO POR DESEMPEÑO**, un trabajo propio, innovador, relevante e inédito y con fundamento en el Artículo 175, Apartado II del Reglamento General de Docencia doy mi consentimiento de que la versión final del documento ha sido revisada y las correcciones se han incorporado apropiadamente, por lo que me permito emitir el **VOTO APROBATORIO**, para que él pueda proceder a imprimirla así como continuar con el procedimiento administrativo para la obtención del grado.

Pongo lo anterior a su digna consideración y sin otro particular por el momento, me permito enviarle un cordial saludo.

**ATENTAMENTE
"Se Lumen Proferre"**

Aguascalientes, Ags., a 16 de junio de 2021


Dr. José Ángel Ortiz Lozano
Cotutor de tesis

c.c.p.- Interesado

c.c.p.- Secretaría Técnica del Programa de Posgrado

**CARTA DE VOTO APROBATORIO
INDIVIDUAL**

**Dr. En C.T. HECTOR HOMERO POSADA ÁVILA
DECANO DEL CENTRO DE CIENCIAS DEL DISEÑO Y LA CONSTRUCCIÓN**

PRESENTE

Por medio del presente como **ASESOR** designado del estudiante **EDILTON RODRIGUES NÓBREGA FILHO** con ID 266151 quien realizó la tesis titulada: **COMPARATIVA EN RESULTADOS DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO BASADA EN REGLAMENTOS NTC-CDMX, ACI-318 Y DISEÑO POR DESEMPEÑO**, un trabajo propio, innovador, relevante e inédito y con fundamento en el Artículo 175, Apartado II del Reglamento General de Docencia doy mi consentimiento de que la versión final del documento ha sido revisada y las correcciones se han incorporado apropiadamente, por lo que me permito emitir el **VOTO APROBATORIO**, para que él pueda proceder a imprimirla así como continuar con el procedimiento administrativo para la obtención del grado.

Pongo lo anterior a su digna consideración y sin otro particular por el momento, me permito enviarle un cordial saludo.

ATENTAMENTE
"Se Lumen Proferre"

Aguascalientes, Ags., a 16 de junio de 2021

Mtro. en Ing. Civil José Antonio de Loera Aguilera
Asesor de tesis

c.c.p.- Interesado
c.c.p.- Secretaría Técnica del Programa de Posgrado

Fecha de dictaminación dd/mm/aaaa: 16/06/2021

NOMBRE: Edilton Rodrigues Nóbrega Filho ID 266151

PROGRAMA: Maestría en Ingeniería Civil con opción a Estructuras LGAC (del posgrado): Construcción y estructuras

TIPO DE TRABAJO: () Tesis () Trabajo Práctico

TÍTULO: COMPARATIVA EN RESULTADOS DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO BASADA EN REGLAMENTOS NTC-CDMX, ACI-318 Y DISEÑO POR DESEMPEÑO

IMPACTO SOCIAL (señalar el impacto logrado): Estudio de las diferencias encontradas en una estructura diseñada y analizada utilizando diferentes métodos de análisis, logrando encontrar las diferencias de comportamiento en su rango no lineal y diferencia de costos.

INDICAR SI NO N.A. (NO APLICA) SEGÚN CORRESPONDA:

INDICAR	SI	NO	N.A. (NO APLICA)	SEGÚN CORRESPONDA:
Elementos para la revisión académica del trabajo de tesis o trabajo práctico:				
SI				El trabajo es congruente con las LGAC del programa de posgrado
SI				La problemática fue abordada desde un enfoque multidisciplinario
SI				Existe coherencia, continuidad y orden lógico del tema central con cada apartado
SI				Los resultados del trabajo dan respuesta a las preguntas de investigación o a la problemática que aborda
SI				Los resultados presentados en el trabajo son de gran relevancia científica, tecnológica o profesional según el área
SI				El trabajo demuestra más de una aportación original al conocimiento de su área
SI				Las aportaciones responden a los problemas prioritarios del país
SI				Generó transferencia del conocimiento o tecnológica
SI				Cumple con la ética para la investigación (reporte de la herramienta antiplagio)
El egresado cumple con lo siguiente:				
SI				Cumple con lo señalado por el Reglamento General de Docencia
SI				Cumple con los requisitos señalados en el plan de estudios (créditos curriculares, optativos, actividades complementarias, estancia, predoctoral, etc)
SI				Cuenta con los votos aprobatorios del comité tutorial, en caso de los posgrados profesionales si tiene solo tutor podrá liberar solo el tutor
NO				Cuenta con la carta de satisfacción del Usuario
SI				Coincide con el título y objetivo registrado
SI				Tiene congruencia con cuerpos académicos
SI				Tiene el CVU del Conacyt actualizado
N.A.				Tiene el artículo aceptado o publicado y cumple con los requisitos institucionales (en caso que proceda)
En caso de Tesis por artículos científicos publicados				
N.A.				Aceptación o Publicación de los artículos según el nivel del programa
N.A.				El estudiante es el primer autor
N.A.				El autor de correspondencia es el Tutor del Núcleo Académico Básico
N.A.				En los artículos se ven reflejados los objetivos de la tesis, ya que son producto de este trabajo de investigación.
N.A.				Los artículos integran los capítulos de la tesis y se presentan en el idioma en que fueron publicados
N.A.				La aceptación o publicación de los artículos en revistas indexadas de alto impacto

Con base a estos criterios, se autoriza se continúen con los trámites de titulación y programación del examen de grado: SI No

FIRMAS

Elaboró:

* NOMBRE Y FIRMA DEL CONSEJERO SEGÚN LA LGAC DE ADSCRIPCIÓN:

Dr. Miguel Ángel Soto Zamora

NOMBRE Y FIRMA DEL SECRETARIO TÉCNICO:

Dr. Martín Hernández Magín

* En caso de conflicto de intereses, firmará un revisor miembro del NAB de la LGAC correspondiente distinto al tutor o miembro del comité tutorial, asignado por el Decano

Revisó:

NOMBRE Y FIRMA DEL SECRETARIO DE INVESTIGACIÓN Y POSGRADO:

Dr. Alejandro Mostajir Colazo

Autorizó:

NOMBRE Y FIRMA DEL DECANO:

Dr. en C.T.C. Héctor Homero Fosada Ávila

Nota: procede el trámite para el Depto. de Apoyo al Posgrado

En cumplimiento con el Art. 105C del Reglamento General de Docencia que a la letra señala entre las funciones del Consejo Académico... *Cuidar la eficiencia tutorial del programa de posgrado y el Art. 105F las funciones del Secretario Técnico, llevar el seguimiento de los alumnos.*

AGRADECIMIENTOS

Utilizaré este espacio para expresar mi profundo agradecimiento a todas las personas y familias que me apoyaron en esa jornada. Desde que salí de Brasil en junio de 2017, estuve un año en Estados esperando la convocatoria de la maestría y finalmente durante la maestría en 2019, 2020 y 2021. En primer lugar, me gustaría agradecer a mi familia. Mi madre y padre por su apoyo y consejos, mi hermana Camila y mi cuñado Handerson por seguir cuidándolos en Brasil. A mis abuelas Izabel y Salete que extraño mucho. A mis tres amigas mexicanas que conocí en Brasil y siguieron siendo mis mayores amistades así que llegué en México, Rosalba, Judith y Claudia y a sus familias que me apoyaron muchísimo. Al señor Erasmo, su esposa Rosa y sus hijos Teresita y Erasmo que fueron como una segunda familia para mí. Por el apoyo, por el hogar que me dieron en mi último mes antes de irme para Estados Unidos y otros meses cuando regresé para prepararme para los exámenes de la maestría, por las muchas invitaciones para ir en su casa en Rincón de Romos y por recibir mi familia aquí en México. Al ingeniero civil Miguel Ángel Huizar, padre de mi amiga Rosalba que me apoyó muchísimo cuando regresé de Estados Unidos para prepararme para los exámenes de la convocatoria de la maestría en ingeniería civil. A la señora Amanda, que me recibió en su casa en California. A su hija Amanda y su marido Jonathan que me acompañaron y me enseñaron Estados Unidos en las primeras semanas. A la pareja Andrey Alves e Vitória Lisboa, que fueron mi familia en Miami, se preocupaban conmigo más que yo mismo. Sería imposible sin ustedes esperar por todo ese tiempo hasta poder regresar para México.

Al señor Rodney Calhoun y su familia que me recibieron en su casa como un hijo por los dos meses que pasé en el estado de Ohio. Gracias por la amistad verdadera y leal, gracias por todos los momentos y el conocimiento compartido.

Al Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, CONACyT, por el apoyo brindado a los estudiantes de la maestría.

A el Dr. Miguel Ángel Soto, por todo el apoyo durante el proceso de selección de la maestría. Al Mtro. en Ingeniería Civil Daniel Enrique Reyna Valdivia aceptar ser mi tutor. Su trabajo y reconocimiento son una inspiración para seguir siempre aprendiendo. Es un honor ser su alumno. Al Dr. José Ángel Ortiz Lozano por aceptar ser mi cotutor, por su conocimiento y consejos. Al Mtro. En Ingeniería Civil José Antonio de Loera Aguilera por aceptar ser mi asesor de tesis, por siempre estar muy presente con muchos consejos sobre la tesis. A mi amigo Thiago por apoyarme en esta tesis, permitiendo utilizar y forneciendo datos del edificio Acuarela y a su familia que siempre fue muy amable conmigo. A mi amigo brasileño que conocí en Aguascalientes, Agenor Neto, que me hacía sentir menos lejos de Brasil. A mi amigo Sergio Herrada, que siempre fue un compañero leal y presente en los momentos buenos y malos. A mi amiga Alejandra Martínez que me apoyó mucho en las últimas semanas antes de terminar la tesis. Por último, a Alina Sánchez, que fue mi núcleo familiar por 1 año y medio e inspiración para seguir la maestría con motivación y a sus padres Salvador y Gloria por las muchas veces que me apoyaron.

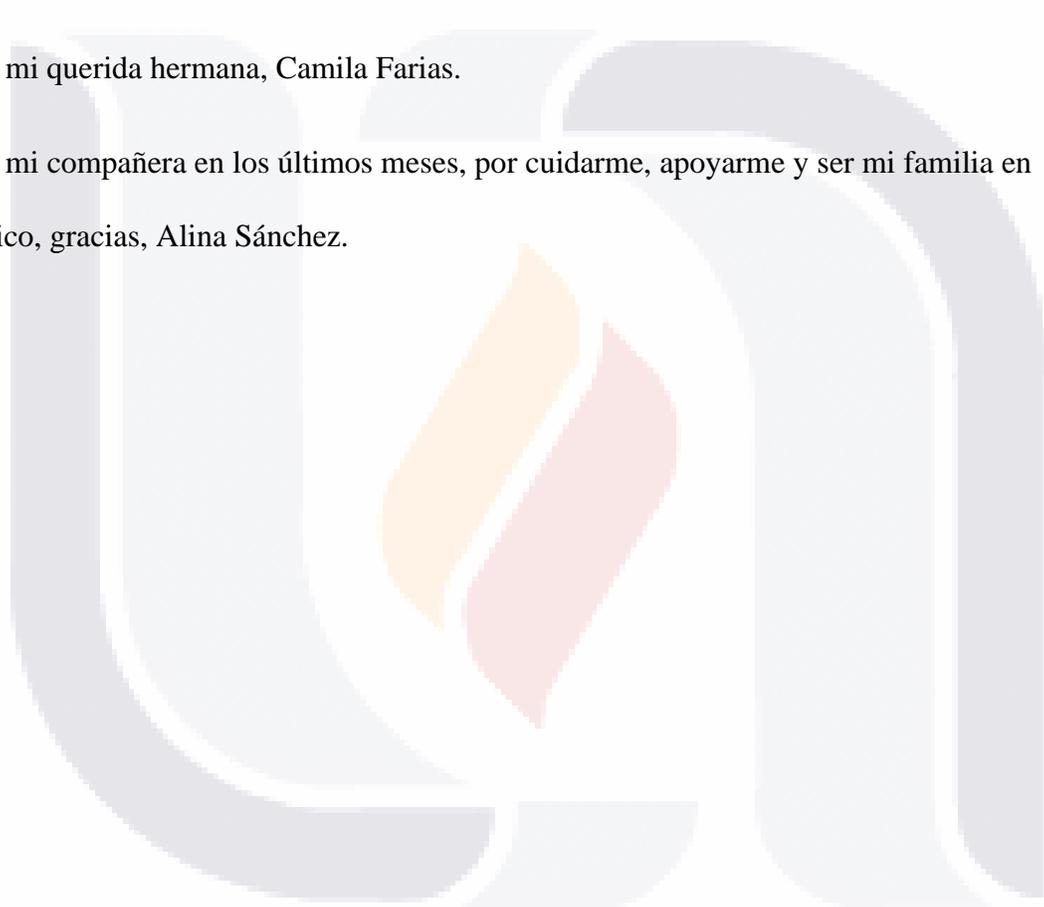
DEDICATORIA

A mi querida madre que siempre me apoyó en mis decisiones y siempre está presente en mi vida, mismo lejos, mi adorada madre, Marisanta Farias.

A mi sabio padre Edilton Rodrigues que siempre me dio consejos y me inspiró a siempre buscar más conocimiento.

A mi querida hermana, Camila Farias.

A mi compañera en los últimos meses, por cuidarme, apoyarme y ser mi familia en México, gracias, Alina Sánchez.



ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE DE TABLAS..... 4

ÍNDICE DE FIGURAS..... 6

ÍNDICE DE GRÁFICOS..... 7

ACRÓNIMOS..... 8

RESUMEN 9

ABSTRACT..... 10

CAPÍTULO 1 - Introducción 11

 1.1 Antecedentes 12

 1.1 Alcance del Estudio..... 13

 1.2 Objetivo principal..... 13

 1.3 Objetivos específicos..... 13

 1.4 Estructura de la tesis..... 14

CAPÍTULO 2 - Estado del Conocimiento 16

 2.1 Introducción 17

 2.2 Sismos 17

 2.3 Sismos en México 18

 2.4 Métodos de diseño de estructuras..... 19

 2.5 Métodos de Análisis de Estructuras 20

 2.6 Reglamentos 21

 2.7. Tesis, Libros y artículos 24

CAPÍTULO 3 - Edificio y consideraciones 25

 3.1 Edificación 26

 3.2 Estructura 27

 3.3 NBR 6118 – Diseño de Estructuras de Concreto - 2014..... 28

 3.4. NBR 6120 – Cargas para el diseño de estructuras de edificaciones - 1980..... 29

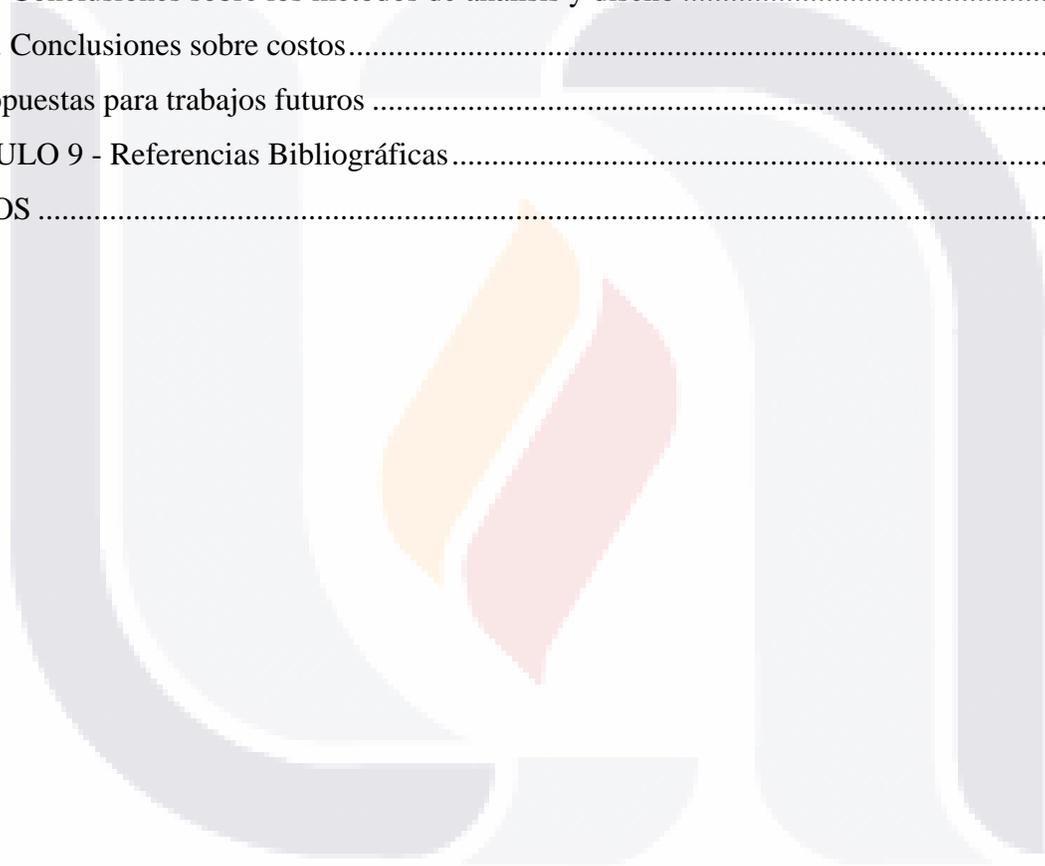
 3.5 NBR 15421 – Diseño de estructuras sismorresistentes - 2006..... 29

 3.5 Características de la estructura 32

CAPÍTULO 4 - Diseño utilizando NTC-CDMX 2020..... 37

4.1. Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de Concreto	38
4.2. Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones	38
4.3. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo	38
4.3.1. Ubicación de la obra	39
4.3.2. Clasificación de la estructura.....	40
4.3.4 Condiciones de Regularidad	41
4.3.5 Factor de irregularidad.....	42
4.3.6 Condiciones de Regularidad	42
4.3.7 Factor de hiperestaticidad.....	42
4.3.8 Factor de sobre resistencia.....	42
4.4. Métodos de análisis	43
4.4.1. Análisis estático lineal	43
4.4.2. Análisis dinámico modal lineal	51
4.4.3. Análisis dinámico no lineal paso a paso	56
CAPÍTULO 5 - Diseño utilizando ACI-318-2019.....	63
5.1. Norma Americana para diseño de estructura de concreto	64
5.2. Análisis estático lineal	65
5.3. Análisis dinámico modal lineal.....	69
5.4. Análisis dinámico no lineal.....	72
CAPÍTULO 6 - Diseño basado en desempeño sísmico	76
6.1. Diseño basado en desempeño sísmico	77
6.2. Metodología de diseño y análisis	80
6.3. Diseño para objetivo de Seguridad Crítica	83
6.4. Diseño para objetivo de Riesgo Esencial.....	87
6.5. Diseño para objetivo de desempeño básico	91
CAPÍTULO 7 - Análisis de resultados	95
7.1. Resultados	96
7.2. Tiempo de análisis	96
7.3. Datos de las estructuras.....	98

7.4. Costo de las estructuras.....	99
7.5. Análisis no lineal y formación de articulaciones plásticas	101
CAPÍTULO 8 - Conclusiones.....	103
8.1. Introducción	104
8.2. Conclusión General.....	104
8.3. Conclusiones Específicas.....	104
8.3.1. Conclusiones sobre estructuras irregulares	104
8.2.2. Conclusiones sobre los métodos de análisis y diseño	106
8.2.3. Conclusiones sobre costos.....	108
8.3. Propuestas para trabajos futuros	110
CAPÍTULO 9 - Referencias Bibliográficas.....	111
ANEXOS	115



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Alturas de pisos de la estructura.	32
Tabla 2: Masa por piso de la estructura original.	33
Tabla 3: Modos de vibrar de la estructura original.	34
Tabla 4: Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura original.	36
Tabla 5: Entrantes y salientes del piso “tipo” en la dirección “x” y “y”	40
Tabla 6: Centros de masa, de rigidez y excentricidades por piso NTC-Estático.	45
Tabla 7: Excentricidades consideradas por piso NTC-Estático.	46
Tabla 8: Fuerza lateral por piso NTC-Estático.	47
Tabla 9: Modos de vibrar de la estructura NTC-Estático.	48
Tabla 10: Distorsión de entrepisos NTC-Estático.	49
Tabla 11: Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura NTC-Estático.	50
Tabla 12: Espectro de diseño extraído de SASID para el análisis modal.	52
Tabla 13: Modos de vibrar de la estructura NTC-Modal.	53
Tabla 14: Distorsión de entrepisos NTC-Modal.	54
Tabla 15: Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura NTC-Modal.	55
Tabla 16: Modos de vibrar de la estructura NTC-No Lineal.	59
Tabla 17: Distorsión de entrepisos NTC-No Lineal.	60
Tabla 18: Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura NTC-No lineal.	62
Tabla 19: Fuerza por piso ACI-Estático.	65
Tabla 20: Principales modos de vibrar de la estructura ACI-Estático.	66
Tabla 21: Distorsión de entrepisos ACI-Estático.	67
Tabla 22: Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura ACI-Estático.	68
Tabla 23: Modos de vibrar de la estructura ACI-Modal.	69
Tabla 24: Distorsión de entrepisos ACI-Modal.	70
Tabla 25: Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura ACI-Modal.	71

Tabla 26: Principales modos de vibrar de la estructura ACI-No lineal.	72
Tabla 27: Distorsión de entrepisos ACI-No Lineal.	73
Tabla 28: Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura ACI-No Lineal.	74
Tabla 29: Periodo de retorno de sismos de diseño.	79
Tabla 30: Objetivos de desempeño Sísmico basados en periodo de retorno.	79
Tabla 31: Objetivos de desempeño Sísmico basados adaptados.	82
Tabla 32: Principales modos de vibrar de la estructura con objetivo de desempeño de seguridad crítica (970 años).	83
Tabla 33: Distorsión de entrepisos de la estructura con objetivo de desempeño de seguridad crítica (970 años).	84
Tabla 34: Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura con el objetivo de desempeño de seguridad crítica (970 años).	86
Tabla 35: Principales modos de vibrar de la estructura con objetivo de desempeño de riesgo esencial (475 años).	87
Tabla 36: Distorsión de entrepisos de la estructura con objetivo de desempeño de riesgo esencial (475 años).	88
Tabla 37: Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura con objetivo de desempeño de riesgo esencial (475 años).	90
Tabla 38: Principales modos de vibrar de la estructura para el objetivo de desempeño básico (72 años).	91
Tabla 39: Distorsión de entrepisos de la estructura con objetivo de desempeño básico (72 años).	92
Tabla 40: Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura con objetivo de básico (72 años).	93
Tabla 41: Demanda computacional.	96
Tabla 42: Cantidad de elementos de los modelos estructurales.	97
Tabla 43: Períodos principales de vibrar.	98
Tabla 44: Costos de concreto y de acero de refuerzo por estructura.	99
Tabla 45: Costos de concreto y de acero de refuerzo por estructura en porcentaje.	101
Tabla 46: Cantidad de articulaciones plásticas formadas por estructura.	101

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1: Edificio Aquarela.	26
Figura 2: Apartamento Tipo.	26
Figura 3: Edificio Aquarela – Estructura (XZ – YZ).	27
Figura 4: Modelo de la estructura en el programa ETABS.	28
Figura 5: Zonación sísmica del territorio brasileño.	30
Figura 6: Columnas y vigas del piso “tipo” de la estructura original.	35
Figura 7: Datos fornecidos por el programa SASID.	39
Figura 8: Columnas y vigas del piso “tipo” NTC-Estático.	48
Figura 9: Columnas y vigas del piso “tipo” NTC-Modal.	56
Figura 10: Articulaciones plásticas de la estructura NTC-No Lineal.	61
Figura 11: Articulaciones plásticas de la estructura ACI-No Lineal.	75
Figura 12: Interfaz del programa PRODISIS.	80
Figura 13: Articulaciones plásticas de la estructura con objetivo de desempeño crítico.	85
Figura 14: Articulaciones plásticas de la estructura con objetivo de desempeño de riesgo esencial para sismos con periodo de retorno de 970 años.	89
Figura 15: Articulaciones plásticas de la estructura con objetivo de desempeño básico para sismos con periodo de retorno de 475 años.	94
Figura 16: Articulaciones plásticas de la estructura con objetivo de desempeño básico para sismos con periodo de retorno de 970 años.	94

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico 1: Espectro de diseño NTC-Modal (250 años).	52
Gráfico 2: Tiempos de análisis en minutos.	97
Gráfico 3: Periodos principales de vibrar de las estructuras.	98
Gráfico 4: Costo de las estructuras diseñadas.	100
Gráfico 5: Formación de articulaciones plásticas en las estructuras analizadas.	102



ACRÓNIMOS

ABNT:	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ACI:	American Concrete Institute
ASCE:	American Society of Civil Engineers
ATC:	Applied Technology Council
FEMA:	Federal Emergency Management Agency
NBR:	Norma Brasileira
NTC-CDMX:	Normas técnicas complementarias de la Ciudad de México
PAOT:	Procuraduría Ambiental y Del Ordenamiento Territorial de la Ciudad de México
PRODISIS:	Programa de Diseño Sísmico
SASID:	Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño
SMIE:	Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural
D:	Carga Muerta (Dead)
SD:	Peso propio de la estructura (Super Dead)
L:	Carga viva (Live)
ER:	Espectro de respuesta

RESUMEN

Este trabajo de investigación presenta un estudio acerca de las variaciones del costo de una estructura de concreto reforzado utilizando diferentes reglamentos y métodos de diseño.

El objetivo principal es diseñar la estructura de un edificio real que fue construido en Brasil utilizando los reglamentos del instituto americano de concreto, las normas técnicas complementarias de la Ciudad de México y el método basado en desempeño sísmico para encontrar las variaciones de costos, las ventajas y desventajas de la utilización del ultimo método descrito.

Para obtener los resultados fue utilizada la arquitectura y estructura originales del edificio, aplicando modificaciones necesarias para cumplir con los requisitos de los diferentes reglamentos o niveles de desempeño sísmico de las zonas estudiadas.

Palabras clave: concreto, estructura, capacidad, sismo, desempeño.

ABSTRACT

This research presents a study on the variations in the cost of a reinforced concrete structure using different building codes and design methods.

The main objective is to design the structure of a real building that was built in Brazil using the regulations of the American Institute of Concrete, the complementary technical standards of Mexico City and the method based on seismic performance to find variations in costs, advantages and disadvantages of using the last described method.

To obtain the results, the original architecture and structure of the building were used, applying the necessary modifications to comply with the requirements of the different regulations or the levels of seismic performance of the studied areas.

Keywords: concrete, structure, capacity, earthquake, performance

CAPÍTULO 1

Introducción

1.1 Antecedentes

El diseño de estructuras de concreto reforzado es directamente influenciado por la región en que se va a construir el edificio y por más que sigan el mismo patrón de diseño, tendrán diferentes cargamentos debido a factores naturales como viento, lluvia, variaciones de temperatura, nieve y sismos.

Muchos países no se encuentran en zonas sísmicas, lo que hace más sencillo el diseño de una estructura de concreto reforzado, con reglamentos que no tienen la necesidad de abordar el tema, mientras que otros países como México y Estados Unidos, por su gran extensión territorial, van de regiones con bajísimo hasta muy alto riesgo sísmico.

Cuando un edificio es diseñado para una zona que no es sísmica, no es llevado mucho en consideración la localización de su centro de torsión, pues no van a haber esfuerzos cortantes debido a torsión causada por un evento sísmico. En zonas sísmicas, ese es un factor muy importante, pues para compensar los esfuerzos cortantes adicionales no apenas por el sismo, pero también por la torsión causada, necesitando elementos más robustos para atender a las solicitaciones.

Así, sabemos que cuanto mayor el daño que se puede tener por un evento, mayor será el costo de la estructura por la incertidumbre de cuándo va a ocurrir. En este sentido, los reglamentos de diseño de estructuras de concreto reforzado no abordan el tema, que es básicamente lo más importante factor que piensa una constructora al contratar un ingeniero o empresa de cálculo de estructuras.

Con el método de diseño por desempeño sísmico consideramos la capacidad real de la estructura, elementos, daños y posible costo de reparación después de un evento sísmico.

1.1 Alcance del Estudio

El presente estudio busca reunir la correlación entre las diferentes variables que aparecen al diseñar una estructura de concreto reforzado sismorresistente a través de la comparación entre los resultados teóricos obtenidos con el programa de diseño estructural, así, hay un alcance correlacional.

1.2 Objetivo principal

El objetivo principal de esta tesis de maestría es buscar la relación que hay entre los diferentes métodos de diseño elegidos, niveles de desempeño sísmico y el costo de ejecución de una estructura de concreto reforzado.

1.3 Objetivos específicos

Como objetivos específicos se pretende comparar las diferencias de diseño y costo de ejecución de la estructura de una edificación real. Hacer las modificaciones para aumentar la rigidez de la estructura para que pueda cumplir con los requisitos de reglamentos que fueron hechos para ser aplicados a una zona sísmica manteniendo lo máximo posible la arquitectura propuesta utilizando el programa “Computers & Structures Inc. ETABS”. Buscar el incremento de costo para una estructura que fue diseñada para una zona sin sismicidad para que pueda ser aplicada a una zona sísmica cumpliendo con los reglamentos ACI-318-2019 y las NTC-CDMX-2017 y para el diseño basado en desempeño sísmica, para diferentes niveles de desempeño.

1.4 Estructura de la tesis

Para lograr los objetivos planteados, la metodología fue dividida en los siguientes capítulos de la tesis. A continuación, se va a describir brevemente cada uno de los capítulos.

En el Capítulo 1 se mencionan los antecedentes, alcance y objetivo de la tesis y la metodología utilizada para lograr los objetivos propuestos.

En el Capítulo 2 se menciona, desde un punto de vista general, la problemática de los sismos principalmente los que ocurren en el “Cinturón de Fuego” del pacífico que afectan la costa oeste de México y Estados Unidos.

También se describe los métodos de diseño de estructuras de concreto reforzado, los métodos de análisis lineal y no lineal, estático y dinámico y las causas de falla de la estructura en un evento sísmico. Se comenta las normas y reglamentos de México y Estados Unidos para diseño de estructuras de concreto reforzado sismorresistentes y los reglamentos, tesis y artículos sobre el método de diseño basado en desempeño sísmico.

En el Capítulo 3 se presenta la estructura a ser estudiada con sus detalles de arquitectura y estructurales, hablando sobre el país y región a que fue diseñada y las normas y reglamentos que cumple, haciendo una comparación con la nueva región sísmica en que se supone que la estructura podría ser construida. La estructura va a ser diseñada en el Software ETABS para tener los primeros análisis y datos.

También se mencionará las normas brasileñas de diseño de estructuras de concreto reforzado, cargamentos y sismos.

En el Capítulo 4 se diseña la estructura siguiendo el reglamento de las Normas Técnicas complementarias de la Ciudad de México (2017). Utilizando los métodos de análisis propuestos por el reglamento, se va a obtener datos de las diferencias y puntos de fallas de la estructura original con la aplicación de análisis sísmico. Modificaciones van a ser hechas en la estructura original con el objetivo de que cumpla con el reglamento y los análisis sísmicos.

En el capítulo 5 la estructura original va a ser analizada utilizando el reglamento americano ACI-318 de 2019, identificando los elementos de la estructura original que presentan fallas y haciendo las modificaciones necesarias para adecuar la estructura al reglamento haciendo análisis lineal, no lineal y estático y dinámico de la estructura.

En el Capítulo 6 la estructura original será analizada desde punto de vista del desempeño sísmico, basado en reglamentos americanos que utilizan el diseño por capacidad y diferentes niveles de desempeño sísmico de una estructura de concreto reforzado, considerando la capacidad real de elementos estructurales y formación de rótulas plásticas.

En el Capítulo 7 va a ser hecho el análisis de datos obtenidos en los tres capítulos anteriores. Datos como desplazamientos, rotaciones, momentos flexionantes y esfuerzos cortantes de elementos de la estructura, visando encontrar la correlación entre las variables. Identificar las modificaciones estructurales necesarias y su impacto en el costo de ejecución de la estructura para los métodos de diseño propuestos.

En el Capítulo 8 se expone las conclusiones generales encontradas a través del análisis de los datos obtenidos.

Por último, las referencias bibliográficas utilizadas para guiar el presente trabajo.

CAPÍTULO 2

Estado del Conocimiento

2.1 Introducción

Este Capítulo tiene como objetivo mencionar una visión general del estado del conocimiento en el tema de sismos y diseño de estructuras sismorresistentes. En primer lugar, se va a exponer la problemática de los eventos sísmicos alrededor del mundo, sus causas y consecuencias y el riesgo sísmico de toda la región del pacífico, enfocando posteriormente en la costa oeste de México y Estados Unidos.

A continuación, se hará referencia a los métodos de diseño por resistencia y por capacidad, que es el método utilizado en el diseño por desempeño sísmico. Y los diferentes tipos de análisis de estructuras sismorresistentes y que proponen los reglamentos de México y Estados Unidos, considerando el régimen elástico e inelástico del concreto reforzado y el análisis sísmico estático (PushOver) y dinámico.

2.2 Sismos

Los sismos son eventos que no se pueden predecir, pero se puede tener idea del riesgo sísmico de una región. La sismicidad de una región se describe a partir de la distribución de los eventos sísmicos en cuanto a su ubicación en el espacio, su tamaño y su tiempo de ocurrencia (Bolaños & Monroy, 2004). El movimiento lento de las placas tectónicas y fallas geológicas acumula energía al largo del tiempo, que es liberada de una sola vez o al largo de horas (replicas), propagando ondas sísmicas. Alrededor del mundo, sabemos que las regiones cercanas a los encuentros de placas tectónicas son áreas de grande actividad sísmica. Después de un sismo fuerte, siempre hay grandes pérdidas financieras y las pérdidas humanas son incalculables.

En las Américas hay grande actividad sísmica en los países que se encuentran cerca del llamado “Anillo do Fuego del Pacífico”, la región con mayor actividad sísmica en el mundo debido a la interacción de placas tectónicas. Chile, debido al encuentro de las placas de Nazca y la placa sudamericana, posee elevada actividad sísmica y tuvo el mayor sismo de los últimos 50 años el día 27 de febrero de 2010 alcanzando 8,8 grados en la escala Richter y destruyó 81.444 viviendas. 370.051 unidades con daño mayor y menor que se adicionaron a las totalmente destruidas(Zarricueta, 2015). Estados Unidos tiene su mayor zona de riesgo sísmico debido a la interacción de la placa del Pacífico y la placa norteamericana en la costa oeste en California, presentando sismos de hasta 7 grados en la escala Richter y Alaska con sismos de hasta 8 grados en la escala Richter (United States Geological Survey, 2019.).

2.3 Sismos en México

Fueron registrados en el año de 2019, el Servicio Sismológico Nacional reportó 226443 temblores con epicentros dentro de territorio mexicano, con un rango desde 1.2Mw(escala sismológica de magnitud de momento), hasta 7.2 Mw, que ocurrió con el mayor sismo de los últimos 50 años en México el día 07 de septiembre de 2017 en el Mar del Pacífico cerca de Pijijiapan, Chiapas, con magnitud de 8,2 Mw, por su epicentro no estar en tierra, no hubo tantos daños cuanto el sismo que ocurrió 12 días después, al suroeste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México, estado de Puebla, hubo un sismo con magnitud de 7,1Mw que debido localización y cercanía, que provocó daños considerables en diversas construcciones de la ciudad de México y en las poblaciones cercanas al epicentro, dejando 369 víctimas fatales y miles sin hogar.

2.4 Métodos de diseño de estructuras

En las últimas décadas los reglamentos utilizan básicamente el método de diseño por resistencia para el cálculo de elementos y estructuras de concreto reforzado y enfocados principalmente en el análisis lineal del concreto y elementos estructurales. En los últimos años, las últimas actualizaciones de los reglamentos empezaron a citar los métodos de análisis no lineal del concreto y elementos estructurales y comentar sobre la capacidad real de la estructura y desempeño estructural ante a un evento sísmico.

La metodología de diseño por resistencia calcula la resistencia de una sección con margen de seguridad proporcionada por factores de seguridad que aumentan las cargas y factores de reducción de resistencia. Última utiliza estudios probabilistas, considerando aleatorias las variables utilizadas para el cálculo de la estructura, así, tienen una probabilidad de ser alcanzados o no en la realidad, obteniendo las solicitaciones correspondientes a las cargas modificadas por factores.

Ya el diseño por capacidad está más enfocado en la capacidad real del concreto, elementos estructurales y la estructura, considerando su comportamiento inelástico, agrietamiento de secciones y formación de rótulas plásticas. Este método está enfocado en el comportamiento de las estructuras ante a un sismo, considerando su comportamiento inelástico ante a un sismo severo (sismo de diseño) y análisis no-lineal de la estructura. Utilizando los registros sísmicos históricos, para hacer un análisis dinámico de la estructura que puede presentar demandas globales menores que las obtenidas a través de un análisis estático. En el nivel de peligro sísmico de diseño, se ha podido demostrar que la edificación diseñada por capacidad llega a formar el mecanismo de colapso escogido durante el diseño “viga débil-columna fuerte” en un 99%, lo cual no se logra con la edificación diseñada por resistencia (Namuche, 2007).

Finalmente, el diseño por desempeño puede ser considerado un complemento del diseño por capacidad, pues utiliza el método de cálculo de esa filosofía de diseño, pero tomando en cuenta diferentes niveles de desempeño de la estructura, que, utilizando datos sísmicos históricos y estudios probabilísticos de la región en que se va a construir la estructura, que es diseñada para atender diferentes niveles de desempeño estructural para diferentes sismos que puedan ocurrir en diferentes periodos de tiempo. El desempeño sísmico de una misma estructura puede variar dependiendo de la región, podemos afirmar que es el método de diseño por capacidad con un análisis por desempeño, que puede ir desde ocupación inmediata por no presentar daños o protección contra el colapso, con una estructura que ya no es funcional, con costo de reparación excesivamente alto.

2.5 Métodos de Análisis de Estructuras

Para el análisis de materiales, podemos considerar su rango lineal y no lineal. Básicamente, en el primer análisis, se considera que el comportamiento mecánico del material es elástico, en que la gráfica de esfuerzo x deformación es una línea recta y quitando la carga, el material va a regresar a su estado inicial sin deformaciones residuales. A partir de este punto, la gráfica empieza a presentar una curva, con poco aumento de la carga hay un aumento proporcionalmente mayor en la deformación y el material entra en el rango no lineal e inelástico, a partir de este punto, quitando la carga el material ya no regresa a su estado inicial, presentando deformación residual.

En una estructura, sus vigas y columnas se pueden diseñar para el límite elástico de sus materiales (concreto y acero), pero se puede estudiar más allá e analizar su comportamiento en el rango no lineal, cuando el concreto empieza a presentar grietas, disminución de su sección

efectiva y el acero empieza a salir de su límite elástico, que es lo que pasa cuando una estructura es sometida a un evento sísmico. Estudiando ese rango de propiedades de los materiales y elementos de la estructura, se puede predecir los desplazamientos, rotaciones y daños residuales de la estructura el análisis por desempeño. Al diseñar la estructura considerando colapso progresivo, lo que puede causar un sismo, esta presenta grandes deformaciones y el equilibrio debe considerar el rango no lineal de sus elementos y materiales (Bazzano & Zerpa, 2017).

2.6 Reglamentos

En este trabajo de investigación, se va a comentar las principales normativas brasileñas utilizadas para el diseño de la estructura propuesta y sus características y para las modificaciones en la estructura original se van a utilizar los dos reglamentos principales de México y de Estados Unidos. En las Normas Técnicas Complementarias de la Ciudad de México, se establecen los niveles de desempeño esperados en forma indirecta, mediante la definición de dos estados límite: el de servicio y el de resistencia (Pérez-Gavilán et al., 2018).

Las normas técnicas brasileñas utilizadas para el análisis y diseño de la estructura y comparación con las normativas mexicanas fueron la NBR 6118 – “Projeto de estruturas de Concreto – Procedimiento (ABNT, 2014)” que define los requisitos necesarios para el análisis y diseño de estructura de concreto reforzado, la NBR 6120 – “Cargas para o cálculo de estruturas de edificações (ABNT, 1980)”, defines criterios de cargas para el diseño de edificaciones de concreto reforzado , NBR 8681 – “Ações e segurança nas estruturas – Procedimiento (ABNT, 2004)” que define acciones y combinaciones de cargas para estructuras de concreto reforzado y por ultimo la NBR 15421 – “Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimiento (ABNT, 2006)” que cita los procedimientos para la verificación de seguridad de estructuras de concreto

reforzado ante acciones sísmicas. Por la prácticamente nula actividad sísmica en Brasil, la norma ya tiene muchos años sin ser actualizada, citando un método muy sencillo de definición de cargas para el análisis lineal estático y lineal dinámico modal.

Las normas técnicas complementarias del reglamento de construcciones para el distrito federal son el principal enfoque de comparación de esta tesis. Comparando las diferencias entre las normativas brasileñas y con el diseño basado en desempeño. Para el estudio fue utilizado el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (PAOT, 2019), y las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto (SMIE, 2017a), normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones (SMIE, 2017b) y por último, las normas técnicas complementarias para diseño por sismo (SMIE, 2020). Las normas técnicas fueron actualizadas en 2017 meses antes del sismo de 19 de septiembre del mismo año, forzando una nueva actualización que se concluyo en 2020, con comentarios sobre los tópicos abordados. En los comentarios hay una citación sobre desarrollo de mecanismos plásticos de columna fuerte y viga débil y recomienda el diseño indicado por la normativa americana ASCE 41-17 “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE, 2017)”, pero no cita niveles de desempeño o riesgo sísmico.

Una de las primeras normativas a citar el desempeño sísmico de las edificaciones es la ATC-40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings: Consejo de Tecnología Aplicada, EEUU, California, noviembre 1996, que tiene como objetivo definir los niveles de desempeño estructural y no estructural, formando los niveles de desempeño sísmico combinando estos dos desempeños anteriores. Exponiendo pautas para cuantificar el peligro sísmico de la región como perfil y tipo de suelo, y criterio para el uso de históricos de su aceleración para establecer los sismos de servicio, diseño y máximo esperados.(ATC, 1996).

Posteriormente, los principales reglamentos y normativas utilizados para en análisis de desempeño sísmico de las estructuras de las edificaciones fueron generados por la agencia americana de es el FEMA-283: Performance Based Seismic Design of Buildings de la Agencia federal americana de gestión de emergencias, septiembre 1996. La normativa tiene como objetivo establecer pasos para el diseño de estructuras de concreto reforzado basado en desempeño sísmico y citar el análisis no lineal del concreto, con procedimientos que orientan superar las deficiencias das actuales formas de diseño sísmico (FEMA, 1996). La normativa FEMA-356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings define objetivos para mejorar edificaciones para disminuir el riesgo sismico, exponiendo niveles de desempeños y amenaza sísmica a través de análisis lineal y no lineal del concreto reforzado (FEMA, 2000). El reglamento FEMA-440: Improvements of Nonlinear Static Seismic Analisis Procedures registra en detalles loa pasos evaluar los procedimientos estáticos no lineales actuales para el análisis sísmico y la evaluación de estructuras, presentando sugerencias que se desarrollaron para mejorar estos procedimientos para futuras aplicaciones por parte de ingenieros en ejercicio. Los elementos del trabajo incluyeron varios estudios analíticos para evaluar los procedimientos actuales y probar mejoras potenciales para el análisis (FEMA, 2005). Y, por último, la norma FEMA P-58: Seismic Performance Assessment of Buildings que utiliza medidas de desempeño más fáciles de entender para los diseñadores. Los objetivos de desempeño sísmico se relacionan con la cantidad de daño que el edificio puede experimentar y las consecuencias de este daño, incluidas las posibles víctimas, la pérdida de uso o la ocupación, y los costos de reparación y reconstrucción. (FEMA, 2012).

2.7. Tesis, Libros y artículos

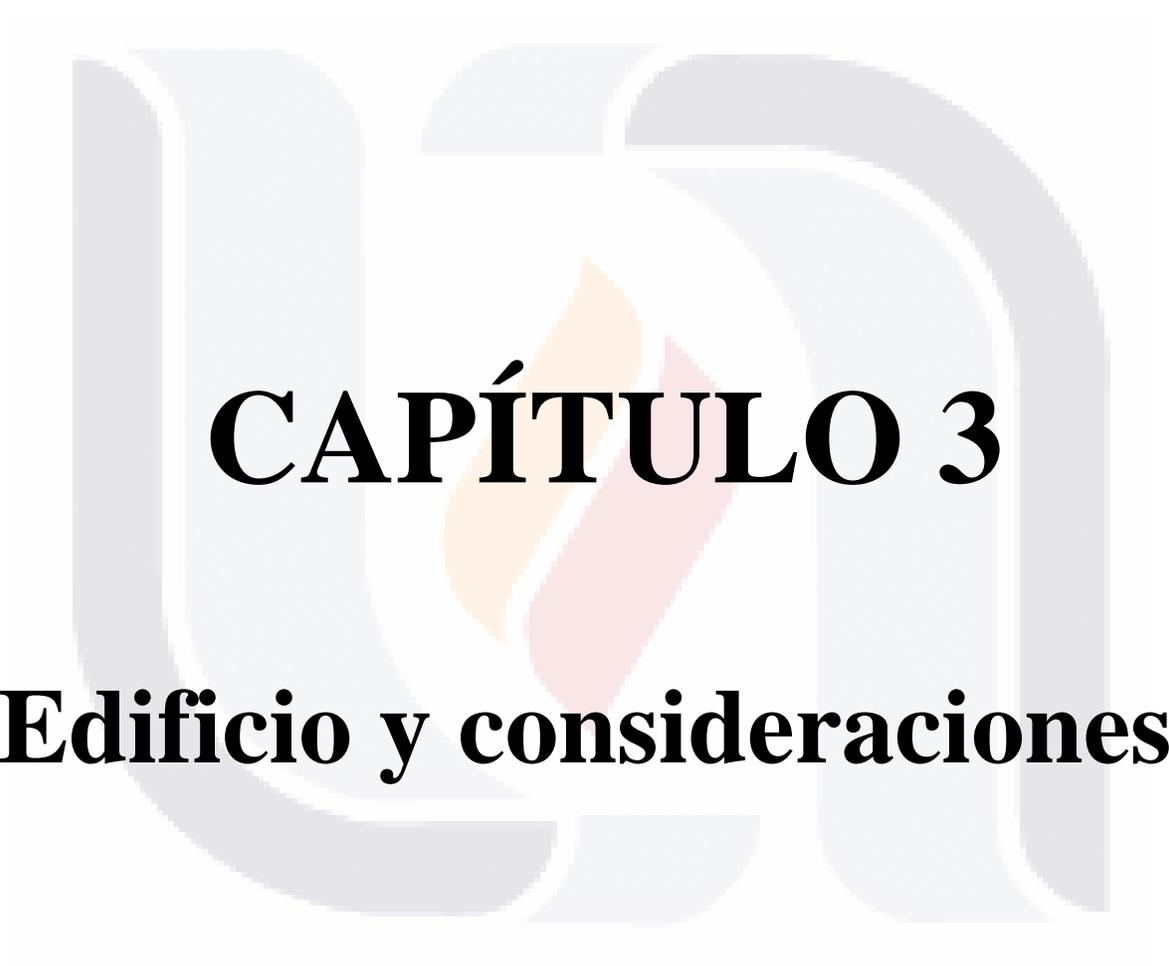
Es muy importante el análisis no lineal pues en sismos reales, prácticamente todas las estructuras presentan un comportamiento no lineal (Sadrollah, 2017). Utilizando este método es posible utilizar los diferentes niveles establecidos de desempeño sísmico y obtener desplazamientos menores en los niveles con el método propuesto (Aguiar, 2003).

Uno de los principales factores que limitaban en análisis por desempeño sísmico era la demanda computacional elevada. Dependiendo del diseño, una estructura puede cumplir los requerimientos de la norma utilizada o no, implicando que el procedimiento no lineal asumido fue subestimado pela norma (Fragiadakis et al., 2006).

El desempeño posterior al terremoto no es el único asunto para definir el total rendimiento, se puede establecer una metodología de diseño más confiable para cumplir con los requisitos de rendimiento integrados en edificios teniendo en cuenta el concepto del costo del ciclo de vida y la gestión de riesgos (Yamawaki et al., 2000).

Las variaciones en los modos de vibración a medida que el daño progresa en una estructura se puede ser utilizado para predecir una evolución del patrón de distribución de las fuerzas internas máximas en función del factor de daño, resultando parcialmente relevante para evitar pandeo en columnas (Montoya-Coronado & Bairán, 2017).

Estudios anteriores como los de (Namuche, 2007), enseñan que el costo de una estructura diseñada por capacidad es un poco mayor que el costo de una estructura diseñada por resistencia, pero dependiendo de la utilización de la edificación, el costo de su estructura varía entre 8% y 18% del costo total del proyecto (Taghavi & Miranda, 2003).



CAPÍTULO 3

Edificio y consideraciones

3.1 Edificación

La edificación elegida se llama “Aquarela” de la constructora “Porto Real”. Es un edificio con fines habitacionales que fue construido en Brasil entre los años de 2011 y 2015. Construido en el estado llamado Paraíba y ciudad João Pessoa localizado en la calle “Francisco de Asis Frade” numero 316.

Con 22 pisos siendo semi subsuelo, planta baja, entresijo, 16 con 2 departamentos cada (63,52m² y 71,86m²), cobertura con piso inferior y superior, cubierta y casa de máquinas, posee un total de 62 metros de altura.

Las paredes externas e internas son de mampostería hechas con ladrillos cerámicos huecos de dimensión 19cm x 19cm x 9cm.



Figura 1: Edificio Aquarela.



Figura 2: Apartamento Tipo.

3.2 Estructura

La estructura de la edificación fue diseñada utilizando concreto de 30MPa y peso propio de 2.4kg/m^3 y cumpliendo las normativas reglamento creado por la Asociación Brasileña de Normas Técnicas (ABNT), NBR 6118 - Diseño de Estructuras de Concreto – Procedimiento), NBR 6120 - Cargas para cálculo de estructuras de edificaciones, NBR 1988 – Fuerzas debido al viento en edificaciones, NBR 8681 – Acciones y seguridad en las estructuras – Procedimiento y por último, la normativa NBR 15421 Diseño de estructuras sismorresistentes – Procedimiento que es una normativa muy básica y sencilla para determinar los procedimientos para diseño de estructuras sismorresistentes pues la actividad sísmica en Brasil es muy baja.



Figura 3: Edificio Aquarela – Estructura (XZ – YZ).

3.3 NBR 6118 – Diseño de Estructuras de Concreto - 2014

La estructura del edificio Aquarela fue diseñada cumpliendo la normativa brasileña NBR 6118 del año 2014, para estructuras de concreto con resistencia a compresión del grupo I, entre 20MPa y 50MPa. La normativa con incluye requisitos para evitar los estados limites generados por sismos, citando la normativa NBR 15421 – 2006 Diseño de estructuras Sismorresistentes – Procedimiento.

De acuerdo con la tabla 6.1, la clase de agresividad ambiental es II, “moderada” por tener clasificación general del tipo de ambiente como “urbano”. La estructura original fue diseñada considerando una clase de agresividad baja, pues los elementos estructurales tienen apenas breve periodo de exposición al ambiente durante la construcción. Así tenemos recubrimiento de 25mm para las columnas, 25mm para vigas y 20mm para losas. La tabla 7.1 nos da correspondencias entre la clase de agresividad y características del concreto, así tenemos que la relación agua/cemento máxima es de 0,55 y la clase de concreto mayor o igual a 30MPa.

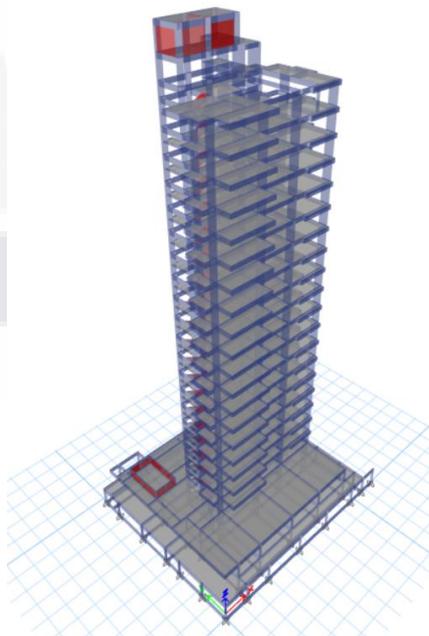


Figura 4: Modelo de la estructura en el programa ETABS.

Las definiciones de desempeño establecidas por la norma son a través de los estados límite último, de formación de grietas, de abertura de grietas y de deformaciones excesivas y considerando vida útil de diseño mayor o igual a 50 años.

3.4. NBR 6120 – Cargas para el diseño de estructuras de edificaciones - 1980

Para las cargas de la estructura, tenemos el peso propio del concreto como 2500kg/m^3 para concreto reforzado, 2kN/m^2 como carga viva en habitaciones y 3kN/m^2 para los estacionamientos.

3.5 NBR 15421 – Diseño de estructuras sismorresistentes - 2006

La norma NBR 15421 de 2006 define los requisitos para la verificación de la seguridad de estructuras usuales antes la acción de sismos. Como definición de usuales se excluyen estructuras definidas como especiales como puentes, pasos de desnivel y obras hidráulicas.

En la sección 5.3 de la norma, se considera que se debe de utilizar para el diseño sismorresistente la consideración de acciones sísmicas que tienen 10% de probabilidad de ser superadas durante un periodo de 50 años, lo que representa un periodo de retorno de 475 años. Esta definición es igual al nivel de desempeño sísmico que tiene como objetivo de seguridad crítica del reglamento Vision 2000.

La zonación sísmica brasileña es considerada en la sección 6 de la norma, a través de la figura 1 de la norma, dividiendo el país en 5 zonas sísmicas con valores máximo de aceleraciones horizontales. La ciudad de João Pessoa, en el noreste del país se encuentra en la zona sísmica 1, con valores de aceleración máximos de $0.05g$. La actividad sísmica un poco más elevada en la

región se debe a la principal falla tectónica del país, denominada “Falla de Samambaia”, que se encuentra en el estado vecino Ceará y tiene aproximadamente 40km de extensión (Mendes et al., 2012).

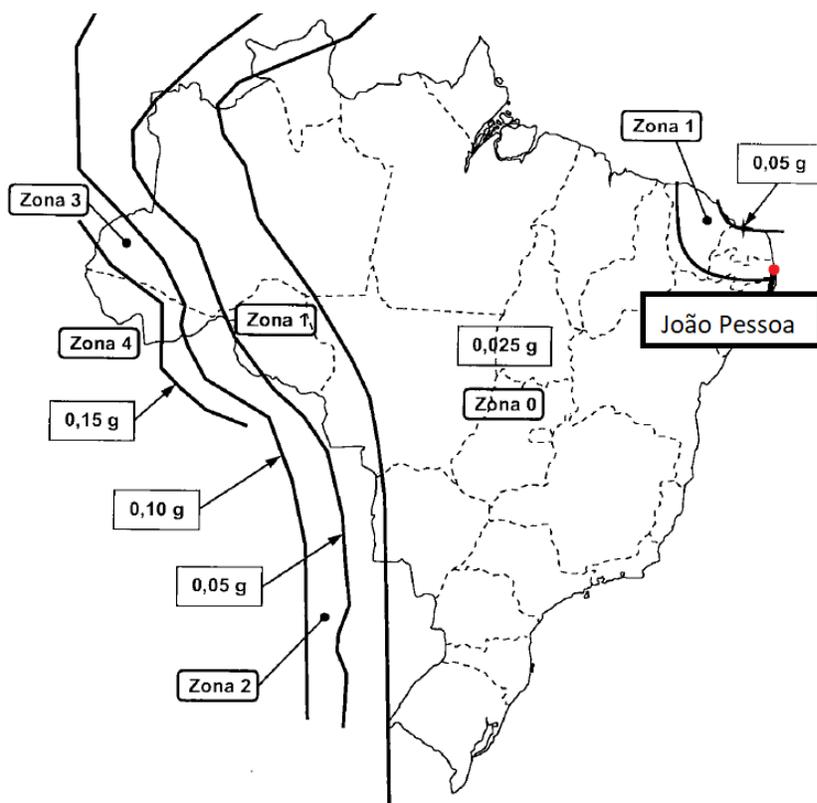


Figura 5: Zonación sísmica del territorio brasileño.

En la sección 6.3 se define el amortiguamiento crítico como 5%. En la sección 7 hay la categorización de las estructuras para el análisis sísmico, definiendo los sistemas estructurales permitidos, limitaciones en las irregularidades de las estructuras y elementos estructurales que deben de ser diseñados con resistencia sísmica. De acuerdo con la tabla 4 de la norma, la estructura del edificio Aquarela tiene categoría de utilización I y factor de importancia de utilización $I=1.0$. De acuerdo con la tabla 5, para zonas sísmicas 0 y 1, la categoría sísmica es A.

La sección 7.3.1 define los requisitos de análisis para la categoría sísmica A, donde dice que para estructuras localizadas en las zonas sísmicas 0 no es necesario ninguno análisis sísmico, ya para estructuras localizadas en la zona sísmica 1, que es el caso del edificio Aquarela, se debe de considerar el método de fuerzas laterales equivalentes, considerando fuerzas horizontales “ F_x ” aplicadas a cada nivel:

$$F_x=0.01W_x$$

Donde:

F_x es la fuerza sísmica de proyecto correspondiente al piso x ;

W_x es el peso total de la estructura correspondiente al piso x .

La normativa también define métodos simplificados para la determinación del periodo estructural. Tal determinación probablemente fue definida por ser una norma relativamente antigua, pues actualmente los softwares de diseño estructural pueden calcular el periodo de vibración de una estructura de manera más precisa. La tabla 9 define los desplazamientos diferenciales máximos entre pisos y para la categoría de utilización I tenemos $\Delta_x=0.02h_{sx}$, donde h_{sx} es la altura entre los pisos.

La sección 9.4.2 define la consideración de la torsión en los pisos causadas por la excentricidad de los centros de masa a los centros de rigidez más la consideración de un momento accidental igual a 5% de la dimensión de planta paralela al eje de aplicación de las fuerzas horizontales. Para la verificación de las respuestas modales, lo numero de modos a ser considerados en el análisis espectral debe de ser suficiente para capturar al menos 90% de la masa total en cada una de las direcciones ortogonales consideradas.

3.5 Características de la estructura

Con las definiciones extraídas de las normas NBR 6118 – 2014 y NBR 15421 – 2006, fue diseñada la estructura original con las siguientes alturas de pisos y elevaciones:

Tabla 1

Alturas de pisos de la estructura.

Piso	Altura (m)	Elevación (m)
Tinaco SUP	2.70	62.30
Tinaco INF	2.40	59.60
Casa de Maquinas	1.50	57.20
Coberta	2.70	55.70
Superior Cob	2.70	53.00
Terreo Cob	2.70	50.30
Tipo 16	2.70	47.60
Tipo 15	2.70	44.90
Tipo 14	2.70	42.20
Tipo 13	2.70	39.50
Tipo 12	2.70	36.80
Tipo 11	2.70	34.10
Tipo 10	2.70	31.40
Tipo 9	2.70	28.70
Tipo 8	2.70	26.00
Tipo 7	2.70	23.30
Tipo 6	2.70	20.60
Tipo 5	2.70	17.90
Tipo 4	2.70	15.20
Tipo 3	2.70	12.50
Tipo 2	2.70	9.80
Tipo 1	2.70	7.10
Mezanino	2.70	4.40
Pilotis	2.70	1.70
Semi-Subsuelo	0.00	-1.00

Considerando el sistema de pisos como diafragmas rígidos, podemos obtener tablas con datos de los centros de masa, centros de rigidez, excentricidades y masa por piso de la estructura en el programa ETABS. Para el análisis lineal estático en el programa, se debe de considerar diafragmas rígidos para poder aplicar las fuerzas en los centros de masa y considerar la rigidez accidental.

Tabla 2

Masa por piso de la estructura original.

Piso	Masa (ton)	Centro de Masa		Centro de Rigidez		Excentricidad	
		x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
Tinaco SUP	21.92	11.6627	14.52	14.4363	14.0296	-2.77	0.49
Tinaco INF	76.43	12.1964	14.5968	14.3185	14.0056	-2.12	0.59
Casa de Maquinas	27.04	16.2104	15.1335	14.3231	13.9397	1.89	1.19
Coberta	81.65	15.3621	12.0252	14.2644	13.8857	1.10	-1.86
Superior Cob	150.11	16.1622	11.8272	14.2477	13.8606	1.91	-2.03
Terreo Cob	169.34	16.225	11.907	14.2233	13.8417	2.00	-1.93
Tipo 16	168.88	16.2444	11.9078	14.1935	13.8248	2.05	-1.92
Tipo 15	168.88	16.2444	11.9078	14.1623	13.8082	2.08	-1.90
Tipo 14	168.88	16.2444	11.9078	14.1318	13.7915	2.11	-1.88
Tipo 13	168.88	16.2444	11.9078	14.1029	13.7747	2.14	-1.87
Tipo 12	168.88	16.2444	11.9078	14.0765	13.7576	2.17	-1.85
Tipo 11	168.88	16.2444	11.9078	14.0535	13.74	2.19	-1.83
Tipo 10	168.88	16.2444	11.9078	14.0351	13.7218	2.21	-1.81
Tipo 9	168.88	16.2444	11.9078	14.023	13.7024	2.22	-1.79
Tipo 8	168.88	16.2444	11.9078	14.0198	13.6816	2.22	-1.77
Tipo 7	168.88	16.2444	11.9078	14.0294	13.6583	2.22	-1.75
Tipo 6	168.88	16.2444	11.9078	14.0577	13.6316	2.19	-1.72
Tipo 5	168.88	16.2444	11.9078	14.1135	13.5994	2.13	-1.69
Tipo 4	168.88	16.2444	11.9078	14.2107	13.5588	2.03	-1.65
Tipo 3	168.88	16.2444	11.9078	14.3712	13.5054	1.87	-1.60
Tipo 2	168.88	16.2444	11.9078	14.6286	13.4391	1.62	-1.53
Tipo 1	168.88	16.2444	11.9078	15.035	13.4067	1.21	-1.50
Mezanino	352.16	12.6718	13.0014	15.6424	13.8302	-2.97	-0.83
Pilotis	365.11	13.4921	12.2484	16.7541	15.3336	-3.26	-3.09
Total	3945.90						

Pero considerando el sistema de pisos como diafragmas flexibles, fueron obtenidos valores un poco diferentes del periodo de vibración de la estructura y del número de modos de vibrar necesarios para obtener 90% de participación de la masa de la estructura. Utilizando el método de ingsectores, las estructura con diafragmas flexibles necesitó 31 modos de vibrar y la estructura considerando diafragmas rígidos necesitó 79 modos de vibrar. La estructura que fue considerada con el sistema de pisos como diafragmas flexibles presentó periodos de vibrar con valores menores que la estructura considerando diafragmas rígidos.

Podemos considerar que las respuestas de la estructura utilizando la definición de diafragmas flexibles está más cerca a la realidad, pues debido a la irregularidad de los ejes de columnas, vigas y la irregularidad de la estructura en planta, es muy difícil obtener la respuesta de los pisos como si fueran diafragmas rígidos.

Tenemos los siguientes valores de modos principales de vibrar de la estructura considerando los dos tipos de diafragma:

Tabla 3
Modos de vibrar de la estructura original.

Modo	Diafragma Flexible	Diafragma Rígido
	Periodo (s)	Periodo (s)
1	4.611	4.203
2	3.994	3.479
3	2.75	2.744
4	1.383	1.299
5	1.241	1.062
6	0.865	0.835
7	0.776	0.716
8	0.695	0.567
9	0.573	0.49
10	0.485	0.451
11	0.483	0.378
12	0.413	0.364

Las columnas de la torre siguen con las mismas dimensiones desde la cimentación hasta los últimos pisos, variando apenas la cantidad de acero de refuerzo. Las vigas y losas de los pisos “tipo” siguen con las mismas dimensiones y acero de refuerzo en todos los niveles “tipo”, debido a la baja carga lateral y consecuente menor esfuerzo cortante diferencial en los elementos de diferentes pisos de la estructura.

La torre principal, sin considerar los dos pisos de estacionamientos, posee un total de 15 columnas y 24 vigas en sus pisos “tipo”

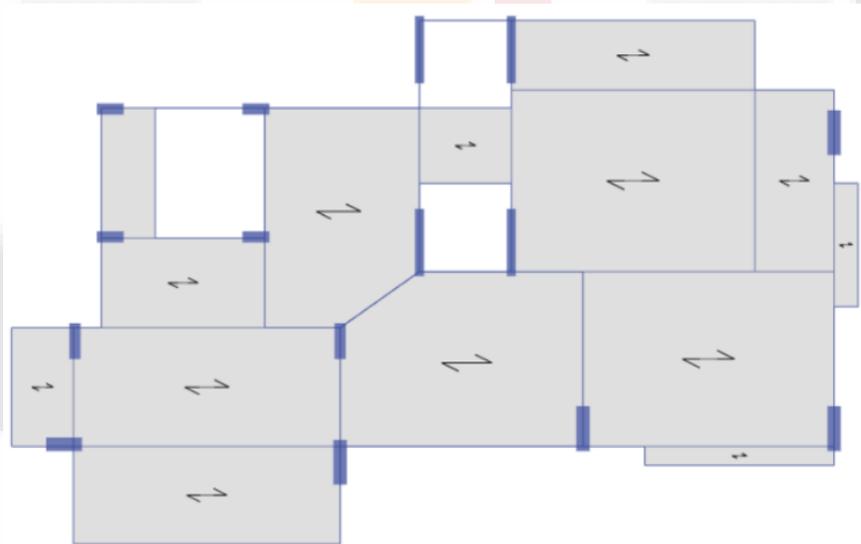


Figura 6: Columnas y vigas del piso “tipo” de la estructura original.

Utilizando los planos estructurales fornecidos por la empresa, fueron calculadas las cantidades totales de concreto (en metros cúbicos) y de acero de refuerzo (toneladas), separados por piso, elementos estructurales (columnas, vigas, pisos, rampas, escaleras y muros).

Podemos verificar las cantidades de materiales utilizados en la siguiente tabla:

Tabla 4

Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura original.

Piso	Volumen de Concreto (m ³)				Peso de Acero de Refuerzo (ton)			
	Columnas	Vigas	Losas	Total	Columnas	Vigas	Losas	Total
Tinaco SUP	2.43	1.50	9.48	13.41	0.00	0.00	1.30	1.30
Tinaco INF	4.32	3.31	3.83	11.46	0.27	0.10	3.00	3.37
Casa de Maquinas	2.70	3.65	0.96	7.31	0.33	0.08	0.05	0.47
Coberta Superior Cob	10.19	12.95	10.59	33.73	0.92	0.85	0.62	2.39
Tereo Cob	9.83	13.28	12.53	35.64	0.90	1.10	0.87	2.87
Tipo 16	9.83	11.94	15.35	37.12	0.93	1.11	1.24	3.29
Tipo 15	9.83	11.94	15.35	37.12	0.95	1.11	1.24	3.31
Tipo 14	9.83	11.94	15.35	37.12	0.79	1.11	1.24	3.15
Tipo 13	9.83	11.94	15.35	37.12	0.81	1.11	1.24	3.17
Tipo 12	9.83	11.94	15.35	37.12	0.80	1.11	1.24	3.16
Tipo 11	9.83	11.94	15.35	37.12	0.82	1.43	1.24	3.50
Tipo 10	9.83	11.94	15.35	37.12	0.84	1.43	1.24	3.51
Tipo 9	9.83	11.94	15.35	37.12	0.90	1.43	1.24	3.57
Tipo 8	9.83	11.94	15.35	37.12	0.92	1.43	1.24	3.60
Tipo 7	9.83	11.94	15.35	37.12	0.93	1.72	1.24	3.90
Tipo 6	9.83	11.94	15.35	37.12	0.93	1.72	1.24	3.90
Tipo 5	9.83	11.94	15.35	37.12	0.98	1.72	1.24	3.95
Tipo 4	9.83	11.94	15.35	37.12	1.28	1.72	1.24	4.25
Tipo 3	9.83	11.94	15.35	37.12	1.46	1.72	1.24	4.43
Tipo 2	9.83	11.94	15.35	37.12	2.25	1.72	1.24	5.22
Tipo 1	9.83	11.94	15.35	37.12	2.77	1.72	1.24	5.74
Mezanino	9.83	11.94	15.35	37.12	2.77	1.72	1.24	5.74
Pilotis	12.10	27.91	47.66	87.66	2.99	3.86	7.64	14.48
	15.82	35.97	73.86	125.66	4.22	3.25	13.76	21.23
	Total (m³) 945.97				Total (ton) 113.50			

CAPÍTULO 4

Diseño utilizando

NTC-CDMX 2020

4.1. Normas Técnicas Complementarias para diseño y construcción de estructuras de Concreto

Las normas técnicas para diseño y construcción de estructuras de concreto son muy similares a las normas técnicas brasileñas para diseño de estructuras de concreto. Podemos considerar cambios en el recubrimiento, pues por la tabla 4.2.1 de la norma mexicana, nos permite considerar la clase de exposición A1 para elementos interiores con recubrimiento de 20mm y elementos expuestos a los exteriores como A2 con recubrimiento de 30mm.

4.2. Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones

Con relación a la norma brasileña, tenemos el mismo valor para el concreto reforzado con peso propio de 2.400kg/m^3 . Tenemos la diferencia en la consideración de cargas muertas, en que la norma mexicana incrementa 0.2kN/m^2 en losas sin recubrimiento de mortero y $0,4\text{kN/m}^2$. Para departamentos tenemos las cargas viva unitaria media $W=80\text{kg/m}^2$, carga viva unitaria instantánea $W_a=100\text{kg/m}^2$ y la carga viva unitaria máxima $W_m=190\text{kg/m}^2$. La carga viva máxima se debe de emplear para diseño estructural por fuerzas gravitacionales, la carga viva instantánea para diseño sísmico y la carga medie para asentamientos diferidos.

4.3. Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo

De acuerdo con las Normas técnicas complementarias para diseño por Sismo de la Ciudad de México las consideraciones sobre la estructura, su diseño y análisis deben de seguir los requisitos y definiciones de los siguientes incisos (SMIE, 2020):

4.3.1. Ubicación de la obra

Por utilizar las normas técnicas de la ciudad de México y por tener mayor actividad sísmica que Aguascalientes, fue elegido un sitio en Ciudad de México. La ubicación de la obra es específicamente en la calle Hermes, n° 46 en la colonia Crédito Constructor, delegación Benito Juárez por tener disponible el estudio de mecánica de suelos disponible en el anexo XX. Este estudio es necesario para el análisis no lineal paso a paso en el estudio de interacción suelo estructura. A través de Google maps, se puede encontrar las coordenadas de la ubicación, resultando ser 19.36398,-99.18035. Tenemos la edificación siendo diseñada y analizada para la zona II (transición progresiva) de acuerdo con el anexo de zonificación geotécnica de la ciudad de México y que nos das los siguientes datos a través del programa SASID:

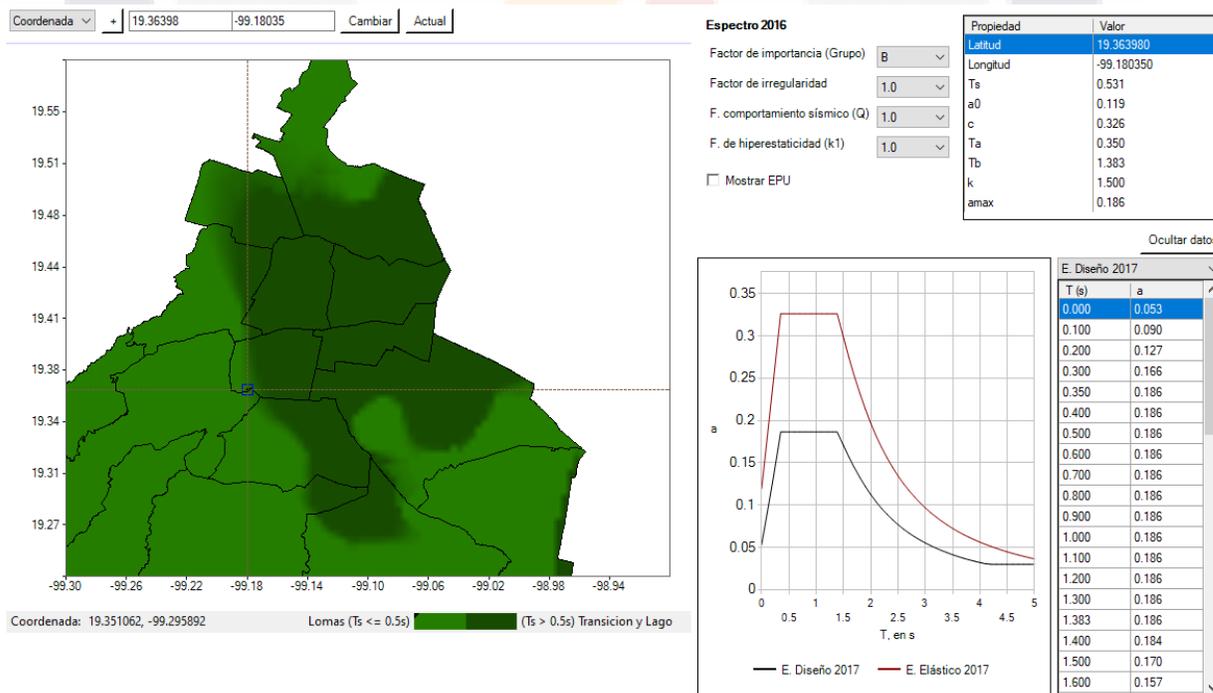


Figura 7: Datos proporcionados por el programa SASID.

4.3.2. Clasificación de la estructura

Para fines de diseño sísmico, las edificaciones se clasifican en grupos y subgrupos.

Edificación Grupo B: “*Edificaciones comunes destinadas a viviendas, oficinas y locales comerciales, hoteles y construcciones comerciales e industriales*”. Subgrupo B1: “*Edificaciones de más de 30 m de altura*”.

4.3.3. Diafragmas de piso

En la sección 2.7 se mencionan los diafragmas de piso. Para que los pisos del edificio puedan ser considerados “diafragmas rígidos”, deben de cumplir con los siguientes requisitos:

1. Losas de concreto: cumple
2. Relación largo/ancho menor que 4: cumple

Ancho = 10.55 metros, largo = 17.69 metros. Relación “largo/ancho” = 1.676

3. Requisito 4 de la sección 5.1 = cumple

“*En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.*”

Tabla 5

Entrantes y salientes del piso tipo en las direcciones "x" y "y"

	Entrante		Saliente	
	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
Distancia	-1.80	-2.00	0.80	1.55
Porcentaje	-10%	-19%	5%	15%

4. Requisito 6 de la sección 5.1 = no cumple

“*El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.*”. El piso “Coberta” tiene aberturas que difieren en posición de los pisos inferiores y exceden en más de 20% el área del piso.

4.3.4 Condiciones de Regularidad

En la sección 5 de la norma, tenemos los criterios para la verificación de condiciones de regularidad para definir la estructura como regular, irregular o muy irregular. La dimensión en planta de un sistema estructural se define como la delimitada por los paños exteriores de los elementos resistentes verticales ubicados en la periferia, como la estructura tiene elementos verticales resistentes en todas sus esquinas, la dimensión en planta es la dimensión original de las losas.

La estructura cumple con los requisitos: 1) Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. 3) La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro (ancho = 17.7m, largo = 10.35m, largo/ancho = 1.71). 4) En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente. 7) El peso de cada nivel, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior. 8) En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él. 10) Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. 11) La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. 12) En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de esta.

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

No cumple con los requisitos: 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base es mayor que cuatro ($h = 63$, dimensión menor de su base = 10.35m , relación $h/dm = 6.09$). 5) Hay niveles cuyo el sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano no satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido. 6) El sistema de piso tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel.

Para la normativa, por la estructura no cumplir con los requisitos 5 y 6 al mismo tiempo, se considera la estructura como **muy irregular**.

4.3.5 Factor de irregularidad

De acuerdo con el inciso 5.5 de la NTC Sismos 2020, tenemos que, para estructuras muy irregulares, el factor Q' en ningún caso podrá tener valor menor que 1, por lo tanto tendremos $Q'=1$.

4.3.6 Condiciones de Regularidad

En la tabla 4.2.1. “Factores de comportamiento sísmico y distorsiones límites para estructuras de concreto” tenemos que para la condición de sistema de columnas de concreto y losas planas el valor de $Q=1$.

4.3.7 Factor de hiperstaticidad

Definido para sistemas con tres o más crujiás resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis sísmico, tenemos el valor $k_1=1.0$.

4.3.8 Factor de sobre resistencia

El factor de sobre resistencia (R), considera mayor resistencia de la estructura a las demandas debido a cargas, podemos considerar que la mayor sobre resistencia es considerada en los procedimientos de diseño que aumenta las cargas debido a seguridad, por esta razón, se puede considerar 1.

4.4. Métodos de análisis

Las normas técnicas de diseño por sismo proponen 3 tipos de análisis: estático lineal, dinámico modal lineal y dinámico no lineal paso a paso.

Puede utilizarse el método estático de análisis para estructuras regulares con altura menor que 30 metros, por esta definición, la estructura no se puede analizar utilizando este método.

En la normativa hay dos métodos dinámicos de análisis, lineal y no lineal:

1. Análisis dinámico modal: Utiliza un modelo elástico de la estructura incluyendo sus modos naturales de vibración.

2. Análisis dinámico no lineal paso a paso: Utiliza parejas de acelerogramas de temblores reales con componentes ortogonales simultaneas.

La tabla 2.1.1 de la normativa enseña los límites que se debe obligatoriamente hacer un análisis dinámico no lineal paso a paso:

Con estos datos, para la norma no es necesario un análisis no lineal paso a paso pues mismo que la estructura sea muy irregular, su altura no pasa de 80 metros. Pero para efectos de comparación de resultados, la estructura tendrá su análisis y diseño para los 3 modos de análisis.

4.4.1. Análisis estático lineal

El análisis estático lineal, también conocido como análisis *pushover* es un método que considera las demandas sísmicas impuestas a los elementos estructurales causadas por las aceleraciones en los pisos del edificio como fuerzas horizontales en un punto desplazado del centro de masa del piso, considerando las excentricidades naturales y accidentales.

De acuerdo con la sección “7. Análisis Estático” de las NTC para diseño por sismo de 2020, el análisis estático lineal debe de considerar los efectos de torsión debido a la excentricidad natural

y la accidental, que son definidas por la sección 2.2. de la normativa a través de las siguientes expresiones:

$$1.5e_s + e_a \tag{2.2.1.}$$

$$e_s - e_a \tag{2.2.2}$$

La excentricidad considerada debe de ser la menos favorable de las dos situaciones anteriores. La excentricidad accidental del piso “i” puede ser definida a través de la expresión siguiente:

$$[0.05 + 0.05(i-1)/(n-1)]b_i \tag{2.2.3}$$

Donde b_i es la dirección perpendicular de análisis en el piso “i” y “n” el número de pisos del sistema estructural.

Utilizando los datos obtenidos a través de la tabla 3, podemos calcular la excentricidad accidental y el caso más desfavorable entre las expresiones 2.2.1 y 2.2.2 para definir la excentricidad que va a ser utilizada para la aplicación de la fuerza horizontal en el diafragma de piso.

Para la definición de las fuerzas horizontales, seguimos los pasos de la sección 7.2. Utilizando la siguiente expresión, definimos la intensidad de la fuerza horizontal de cada piso:

$$F = \frac{c}{Q'R} Wh \frac{\sum W}{\sum Wh}$$

Donde “c” es el coeficiente obtenido a partir del mapa del programa SASID ($c=0.326$), “Q” es el factor de reducción por comportamiento sísmico definido como ($Q=1.0$), “R” es el factor de sobre resistencia ($R=1$), W es la altura de la masa del piso y h la altura del piso sobre el desplante.

Utilizando las fórmulas anteriores, fueron obtenidos los valores de excentricidades y fuerzas laterales de la estructura original para hacer el análisis estático lineal. Se hacían modificaciones en la estructura e posteriores con el objetivo de tener todos los elementos estructurales cumpliendo con los esfuerzos.

Tabla 6

Centros de masa, de rigidez y excentricidades por piso NTC-Estático.

Piso	Centro de Masa		Centro de Rigidez		Excentricidad	
	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
Tinaco SUP	11.66	14.52	15.13	12.1211	-3.47	2.40
Tinaco INF	16.03	15.14	15.53	12.5643	0.50	2.58
Casa de Maq.	16.30	15.30	15.76	11.9067	0.53	3.39
Coberta	15.23	12.09	15.77	11.338	-0.54	0.75
Superior Cob	16.35	11.94	15.97	11.2051	0.38	0.74
Terreo Cob	16.33	11.96	16.10	11.1412	0.23	0.82
Tipo 16	16.33	11.94	16.18	11.1321	0.16	0.81
Tipo 15	16.38	11.93	16.21	11.1569	0.17	0.77
Tipo 14	16.40	11.92	16.23	11.1987	0.17	0.73
Tipo 13	16.39	11.91	16.25	11.2445	0.14	0.67
Tipo 12	16.37	11.92	16.28	11.2899	0.10	0.63
Tipo 11	16.34	11.96	16.30	11.3344	0.04	0.62
Tipo 10	16.36	11.97	16.30	11.3852	0.06	0.59
Tipo 9	16.42	11.99	16.28	11.4325	0.13	0.56
Tipo 8	16.44	11.98	16.25	11.4804	0.18	0.50
Tipo 7	16.39	11.98	16.23	11.5388	0.16	0.44
Tipo 6	16.38	11.97	16.23	11.6178	0.15	0.35
Tipo 5	16.41	11.96	16.22	11.7302	0.19	0.23
Tipo 4	16.43	11.95	16.16	11.89	0.27	0.06
Tipo 3	16.43	11.95	16.06	12.0944	0.37	-0.15
Tipo 2	16.39	12.02	16.01	12.2644	0.38	-0.24
Tipo 1	16.45	11.98	16.01	12.4497	0.44	-0.47
Mezanino	13.36	12.95	15.86	12.9032	-2.51	0.05
Pilotis	13.68	12.30	15.42	13.325	-1.73	-1.02

Logrando el objetivo de que todos los elementos estructurales cumplieran con las demandas de esfuerzos, se actualizaban las tablas con los valores nuevos de excentricidades y masa por piso para seguir modificando la estructura hasta al punto de no necesitar más interacciones y tener todos los elementos estructurales aprobados con los valores finales de excentricidad y masa por piso, llegando a la estructura final. Cada análisis y chequeo de diseño y secciones tomaba un tiempo promedio de 5 minutos.

Tabla 7

Excentricidades consideradas por piso NTC-Estático.

Piso	Dimensión del piso		Excentricidad natural		Excentricidad accidental		1.5es+ea		es-ea		Excentricidad considerada	
	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)	x (m)	y (m)
Tinaco SUP	9.30	5.75	-3.47	2.40	0.58	0.93	-4.63	4.53	-4.04	1.47	-3.55	1.69
Tinaco INF	9.30	5.75	0.50	2.58	0.56	0.91	1.31	4.78	-0.06	1.67	-2.11	1.94
Casa de Maq	9.30	5.75	0.53	3.39	0.55	0.89	1.35	5.97	-0.02	2.50	1.33	2.62
Coberta	17.69	10.55	-0.54	0.75	0.99	1.65	0.18	2.78	-1.52	-0.90	2.65	-3.56
Superior Cob	17.69	10.55	0.38	0.74	0.96	1.62	1.54	2.72	-0.58	-0.88	3.66	-3.79
Terreo Cob	17.69	10.55	0.23	0.82	0.94	1.58	1.29	2.80	-0.71	-0.76	4.02	-3.57
Tipo 16	17.69	10.55	0.16	0.81	0.92	1.54	1.15	2.75	-0.76	-0.73	4.04	-3.52
Tipo 15	17.69	10.55	0.17	0.77	0.89	1.50	1.14	2.66	-0.73	-0.73	4.07	-3.46
Tipo 14	17.69	10.55	0.17	0.73	0.87	1.46	1.13	2.55	-0.70	-0.74	4.09	-3.41
Tipo 13	17.69	10.55	0.14	0.67	0.85	1.42	1.05	2.43	-0.71	-0.75	4.11	-3.35
Tipo 12	17.69	10.55	0.10	0.63	0.83	1.38	0.97	2.34	-0.73	-0.75	4.12	-3.3
Tipo 11	17.69	10.55	0.04	0.62	0.80	1.35	0.87	2.28	-0.76	-0.73	4.14	-3.24
Tipo 10	17.69	10.55	0.06	0.59	0.78	1.31	0.87	2.19	-0.72	-0.72	4.14	-3.19
Tipo 9	17.69	10.55	0.13	0.56	0.76	1.27	0.95	2.11	-0.63	-0.71	4.13	-3.13
Tipo 8	17.69	10.55	0.18	0.50	0.73	1.23	1.01	1.98	-0.55	-0.73	4.11	-3.07
Tipo 7	17.69	10.55	0.16	0.44	0.71	1.19	0.95	1.85	-0.55	-0.75	4.08	-3.01
Tipo 6	17.69	10.55	0.15	0.35	0.69	1.15	0.91	1.68	-0.54	-0.81	4.01	-2.95
Tipo 5	17.69	10.55	0.19	0.23	0.67	1.12	0.95	1.46	-0.47	-0.89	3.9	-2.88
Tipo 4	17.69	10.55	0.27	0.06	0.64	1.08	1.04	1.16	-0.37	-1.02	3.72	-2.8
Tipo 3	17.69	10.55	0.37	-0.15	0.62	1.04	1.17	0.82	-0.25	-1.19	3.46	-2.71
Tipo 2	17.69	10.55	0.38	-0.24	0.60	1.00	1.16	0.64	-0.22	-1.24	3.04	-2.61
Tipo 1	17.69	10.55	0.44	-0.47	0.57	0.96	1.23	0.26	-0.14	-1.43	2.4	-2.54
Mezanino	21.64	21.20	-2.51	0.05	1.11	1.13	-2.65	1.20	-3.61	-1.08	-4.16	-2.21
Pilotis	29.38	24.30	-1.73	-1.02	1.22	1.47	-1.39	-0.07	-2.95	-2.49	-4.65	-4.84

Tabla 8

Fuerza por piso NTC-Estático.

Piso	Masa (ton)	Altura (m)	$W_i \times h_i$	ΣW_i	$\Sigma W_i \times h_i$	F_i (kN)
Tinaco SUP	16.99	62.30	1058.62	16.99	1058.62	54.32
Tinaco INF	15.34	59.60	914.17	32.33	1972.80	47.90
Casa de Maq	26.85	57.20	1536.03	59.18	3508.83	82.83
Coberta	91.89	55.70	5118.12	151.07	8626.95	286.53
Superior Cob	195.40	53.00	10356.18	346.47	18983.13	604.28
Terreo Cob	214.49	50.30	10789.01	560.96	29772.13	649.90
Tipo 16	216.22	47.60	10291.92	777.18	40064.06	638.27
Tipo 15	219.63	44.90	9861.19	996.81	49925.25	629.45
Tipo 14	221.71	42.20	9356.12	1218.52	59281.37	614.82
Tipo 13	225.36	39.50	8901.78	1443.88	68183.14	602.66
Tipo 12	228.40	36.80	8405.23	1672.28	76588.38	586.73
Tipo 11	231.29	34.10	7886.88	1903.57	84475.26	568.18
Tipo 10	234.91	31.40	7376.24	2138.48	91851.50	549.03
Tipo 9	234.35	28.70	6725.85	2372.83	98577.35	517.58
Tipo 8	234.76	26.00	6103.88	2607.59	104681.23	486.09
Tipo 7	237.18	23.30	5526.24	2844.77	110207.47	456.04
Tipo 6	237.32	20.60	4888.70	3082.09	115096.17	418.52
Tipo 5	239.32	17.90	4283.76	3321.40	119379.93	381.03
Tipo 4	239.20	15.20	3635.86	3560.61	123015.80	336.44
Tipo 3	238.52	12.50	2981.56	3799.13	125997.35	287.41
Tipo 2	234.36	9.80	2296.78	4033.50	128294.13	230.85
Tipo 1	226.40	7.10	1607.43	4259.89	129901.56	168.52
Mezanino	422.58	4.40	1859.33	4682.47	131760.89	211.24
Pilotis	447.78	1.70	761.22	5130.24	132522.11	94.21

Para que la estructura pudiera cumplir con la nueva demanda de esfuerzos provocadas por las fueras laterales, fue necesario agregar 7 nuevas columnas y 3 nuevas vigas. La estructura es muy irregular, causando mucha torsión y la transferencia de esfuerzos se daba de manera poco efectiva. Las secciones originales no pudieron ser respetadas debido a los altos valores de esfuerzo cortante, y hubo sacrificio de la arquitectura en muchos puntos de la estructura.

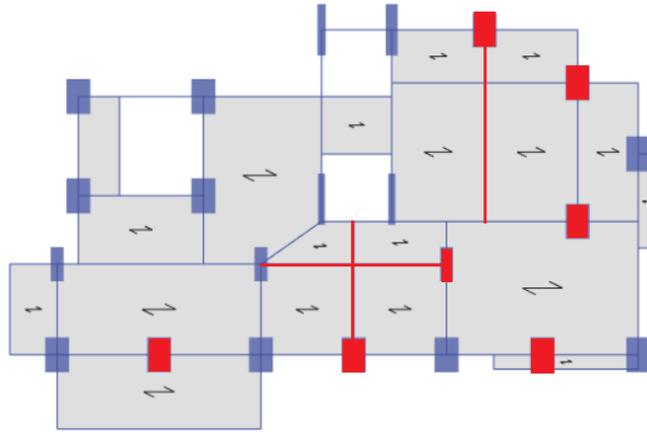


Figura 8: Columnas y vigas del piso “tipo” NTC-Estático.

Para el análisis fueron utilizados los siguientes 14 casos de combinación de cargas de acuerdo con las NTC sobre criterios y acciones: $C1 = 1.3D + 1.3SD$, $C2 = 1.3D + 1.3SD + 1.5L$, $C3 = 1.1D + 1.1SD + 1.1L + 1.1Fx$, $C4 = 1.1D + 1.1SD + 1.1L - 1.1Fx$, $C5 = 1.1D + 1.1SD + 1.1L + 1.1Fy$, $C6 = 1.1D + 1.1SD + 1.1L - 1.1Fy$, $C7 = 1.1D + 1.1SD + 1.1Fx$, $C8 = 1.1D + 1.1SD - 1.1Fx$, $C9 = 1.1D + 1.1SD + 1.1Fy$, $C10 = 1.1D + 1.1SD - 1.1Fx$, $C11 = 0.9D + 0.9SD + 1.1Fx$, $C12 = 0.9D + 0.9SD - 1.1Fx$, $C13 = 0.9D + 0.9SD + 1.1Fy$ y $C14 = 0.9D + 0.9SD - 1.1Fy$

Tabla 9

Modos de vibrar de la estructura NTC-Estático.

Modo	Periodo (s)
1	1.577
2	1.441
3	1.153
4	0.546
5	0.519
6	0.437
7	0.293
8	0.285
9	0.254
10	0.199
11	0.182
12	0.171

La última verificación de la estructura es sobre la distorsión máxima entre pisos, que de acuerdo con la tabla 4.2.1, tenemos valor máximo de 0.01 para sistema de concreto reforzado formado por columnas y marcos interconectados con losas planas. Tenemos en la tabla 10 los valores de desplazamientos lateral máximo y distorsiones entre pisos.

Tabla 10

Distorsión de entrepisos NTC-Estático.

Piso	Desplazamiento máx X (mm)	Desplazamiento máx Y (mm)	Distorsión X	Distorsión Y
Tinaco SUP	201.99	249.03	0.0028	0.0005
Tinaco INF	209.51	250.37	0.0022	0.0032
Casa de Maquinas	203.54	241.72	0.0015	0.0085
Coberta	199.58	264.76	0.0029	0.0050
Superior Cob	191.80	251.18	0.0010	0.0053
Terreo Cob	189.23	236.94	0.0057	0.0055
Tipo 16	173.92	222.05	0.0036	0.0056
Tipo 15	164.11	206.84	0.0038	0.0056
Tipo 14	153.90	191.70	0.0039	0.0055
Tipo 13	143.39	176.73	0.0040	0.0055
Tipo 12	132.71	161.90	0.0040	0.0054
Tipo 11	122.00	147.25	0.0040	0.0053
Tipo 10	111.32	132.95	0.0039	0.0052
Tipo 9	100.66	119.03	0.0040	0.0050
Tipo 8	89.99	105.51	0.0039	0.0049
Tipo 7	79.50	92.39	0.0039	0.0048
Tipo 6	69.05	79.42	0.0039	0.0047
Tipo 5	58.57	66.76	0.0038	0.0045
Tipo 4	48.22	54.56	0.0038	0.0044
Tipo 3	38.00	42.71	0.0037	0.0043
Tipo 2	28.03	31.17	0.0035	0.0041
Tipo 1	18.49	20.06	0.0031	0.0037
Mezanino	10.03	10.10	0.0025	0.0026
Pilotis	3.36	3.15	0.0020	0.0019

La siguiente tabla nos da el volumen de concreto y cantidad de acero de refuerzo requerida por la nuestra estructura modificada para cumplir con la demanda de esfuerzos del análisis estático lineal:

Tabla 11

Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura NTC-Estático.

Piso	Volumen de Concreto (m ³)				Peso de Acero de Refuerzo (ton)				
	Columnas	Vigas	Losas	Total	Columnas	Vigas	Losas	Total	
Tinaco SUP	0.00	0.00	9.48	9.48	0.00	0.00	1.30	1.30	
Tinaco INF	9.77	2.94	3.83	16.54	1.07	0.92	3.00	4.99	
Casa de Maquinas	6.11	2.19	0.96	9.26	0.67	0.68	0.05	1.40	
Coberta	35.34	9.26	10.59	55.19	3.67	2.89	0.62	7.18	
Superior Cob	35.34	11.40	15.35	62.09	3.68	3.56	0.87	8.11	
Tereo Cob	35.34	10.85	15.35	61.54	3.73	3.39	1.24	8.36	
Tipo 16	35.34	12.41	15.35	63.10	3.77	3.87	1.24	8.89	
Tipo 15	35.38	14.34	15.35	65.07	3.86	4.47	1.24	9.58	
Tipo 14	35.50	15.21	15.35	66.06	4.11	4.75	1.24	10.10	
Tipo 13	35.50	17.02	15.35	67.87	4.28	5.31	1.24	10.83	
Tipo 12	35.42	18.57	15.35	69.34	4.32	5.80	1.24	11.36	
Tipo 11	35.54	20.92	15.35	71.81	4.55	6.53	1.24	12.32	
Tipo 10	35.76	22.44	15.35	73.56	4.53	7.00	1.24	12.78	
Tipo 9	35.72	22.43	15.35	73.51	4.64	7.00	1.24	12.89	
Tipo 8	35.72	23.27	15.35	74.34	4.97	7.26	1.24	13.48	
Tipo 7	35.64	24.74	15.35	75.73	5.04	7.72	1.24	14.01	
Tipo 6	35.68	25.19	15.35	76.23	5.28	7.86	1.24	14.39	
Tipo 5	35.86	26.69	15.35	77.91	5.61	8.33	1.24	15.19	
Tipo 4	36.11	26.21	15.35	77.67	6.06	8.18	1.24	15.48	
Tipo 3	36.11	25.72	15.35	77.18	6.22	8.03	1.24	15.49	
Tipo 2	35.94	24.44	15.35	75.74	6.81	7.63	1.24	15.68	
Tipo 1	36.32	23.07	15.35	74.74	7.91	7.20	1.24	16.36	
Mezanino	52.03	32.93	47.66	132.62	9.96	10.27	7.64	27.87	
Pilotis	74.09	29.17	73.86	177.12	13.92	9.10	13.76	36.78	
Total (m³)				1683.69	Total (ton)				304.82

4.4.2. Análisis dinámico modal lineal

El análisis dinámico modal lineal es un método que estima la contribución de cada modo de vibrar de la estructura considerando un espectro sísmico de la región y puede usarse para cualquier sistema estructural, con excepción de las estructuras definidas como irregulares con más de 80 metros de altura. El edificio Aquarela posee 62 metros de altura y cumple con los requisitos para el análisis dinámico modal.

Está definido en la sección 6.1 de las Normas Técnicas Complementarias de diseño por Sismo (2020) y, a través del modelo tridimensional, se hace el análisis de los modos naturales de vibrar de la estructura. La suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis debe de ser mayor a 90 por ciento del peso total de la estructura. Los pesos modales efectivos se determinan como:

$$W_{ei} = \frac{(\{\varphi_i\}^T [W] \{J\})^2}{(\{\varphi_i\}^T [W] \{\varphi_i\})}$$

Donde: $\{\varphi_i\}$ es el vector de amplitudes del i-ésimo modo de vibrar, $[W]$ la matriz de masas de la estructura y $\{J\}$ un vector formado por el número “1” en las posiciones de los grados de libertad en la dirección de análisis y el número “0” en las otras posiciones. Para reducir los errores en la combinación modal de los modos de vibrar de la estructura, se utiliza la combinación cuadrática completa (CQC).

El espectro de diseño elástico es obtenido a través de los datos fornecidos por el programa SASID e importado para el programa ETABS para el análisis de todos los modos de vibrar definidos interactuando con los periodos y aceleraciones fornecidos para la ubicación estudiada.

Para la ubicación de la obra, tenemos los siguientes datos de periodo y aceleración:

Tabla 12

Espectro de diseño extraído de SASID para el análisis modal.

T(s)	a (g)								
0.00	0.063	1.05	0.222	2.05	0.118	3.05	0.058	4.05	0.034
0.10	0.103	1.10	0.222	2.10	0.113	3.10	0.056	4.10	0.033
0.15	0.123	1.15	0.222	2.15	0.109	3.15	0.054	4.15	0.032
0.20	0.143	1.20	0.222	2.20	0.104	3.20	0.053	4.20	0.031
0.25	0.163	1.25	0.222	2.25	0.1	3.25	0.051	4.25	0.031
0.30	0.185	1.30	0.222	2.30	0.097	3.30	0.05	4.30	0.03
0.35	0.206	1.35	0.215	2.35	0.093	3.35	0.048	4.35	0.029
0.40	0.222	1.40	0.207	2.40	0.09	3.40	0.047	4.40	0.029
0.45	0.222	1.45	0.198	2.45	0.086	3.45	0.046	4.45	0.028
0.50	0.222	1.50	0.19	2.50	0.083	3.50	0.045	4.50	0.028
0.55	0.222	1.55	0.182	2.55	0.08	3.55	0.043	4.55	0.027
0.60	0.222	1.60	0.174	2.60	0.078	3.60	0.042	4.60	0.026
0.65	0.222	1.65	0.166	2.65	0.075	3.65	0.041	4.65	0.026
0.70	0.222	1.70	0.159	2.70	0.072	3.70	0.04	4.70	0.025
0.75	0.222	1.75	0.152	2.75	0.07	3.75	0.039	4.75	0.025
0.80	0.222	1.80	0.146	2.80	0.068	3.80	0.038	4.80	0.024
0.85	0.222	1.85	0.139	2.85	0.066	3.85	0.037	4.85	0.024
0.90	0.222	1.90	0.134	2.90	0.064	3.90	0.036	4.90	0.023
0.95	0.222	1.95	0.128	2.95	0.062	3.95	0.035	4.95	0.023
1.00	0.222	2.00	0.123	3.00	0.06	4.00	0.035	5.00	0.022

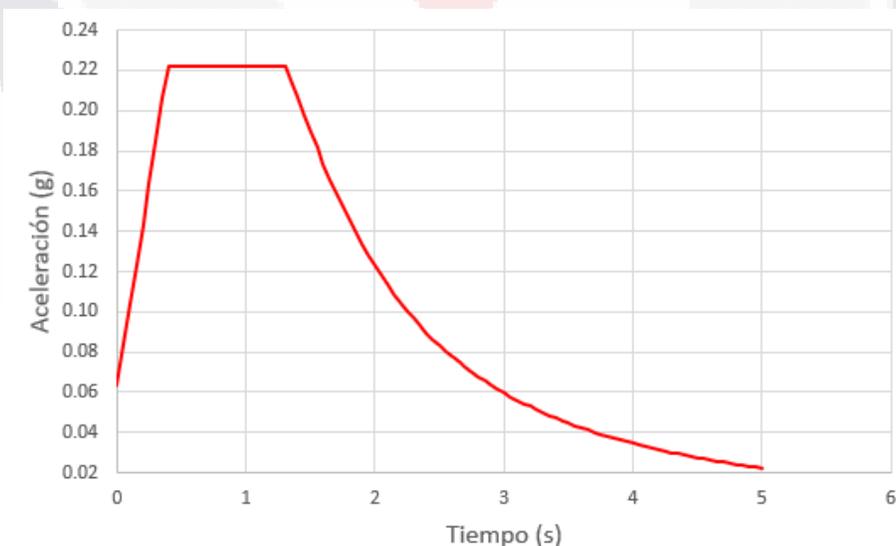


Gráfico 1: Espectro de diseño NTC-Modal (250 años).

Para el análisis fueron utilizados los siguientes casos de combinación de cargas de acuerdo con las NTC sobre criterios y acciones: $C1 = 1.3D + 1.3SD$, $C2 = 1.3D + 1.3SD + 1.5L$, $C3 = 1.1D + 1.1SD + 1.1L + 1.1ER$, $C4 = 1.1D + 1.1SD + 1.1ER$ y $C5 = 0.9D + 0.9SD + 1.1ER$.

Con los cambios de secciones de elementos estructurales y agregando 6 nuevas vigas a la estructura, se logró aumentar su rigidez para cumplir con la nueva demanda de esfuerzos, generando los siguientes 12 principales periodos de vibración natural de la estructura:

Cada análisis de diseño toma un tiempo aproximado de 20 segundos y verificación de secciones un tiempo aproximado de 15 minutos.

Tabla 13

Modos de vibrar de la estructura NTC-Modal.

Modo	Periodo (s)
1	1.569
2	1.457
3	1.21
4	0.524
5	0.517
6	0.417
7	0.286
8	0.275
9	0.231
10	0.194
11	0.172
12	0.15

En la verificación de distorsión entre pisos tenemos los desplazamientos máximos para en análisis modal y la distorsión entre pisos que cumple con los valores menores que 0.01.

El piso “Casa de Máquinas” por tener tamaño reducido en relación con los pisos “tipo” de la torre y estar ubicado en la esquina superior izquierda de la planta de pisos, presenta menor desplazamiento máximo. Calculando la distorsión de entrepiso entre las columnas del mismo eje vertical del piso, tenemos distorsiones menores que 0.004.

Tabla 14

Distorsión de entrepisos NTC-Modal.

Piso	Desplazamiento máx X (mm)	Desplazamiento máx Y (mm)	Distorsión X	Distorsión Y
Tinaco SUP	188.57	171.47	0.0009	0.0026
Tinaco INF	186.17	178.53	0.0027	0.0030
Casa de Maquinas	178.95	170.45	0.0018	0.0034
Coberta	173.97	208.93	0.0028	0.0043
Superior Cob	166.47	197.43	0.0037	0.0049
Terreo Cob	156.52	184.30	0.0040	0.0052
Tipo 16	145.75	170.36	0.0038	0.0051
Tipo 15	135.52	156.46	0.0038	0.0051
Tipo 14	125.28	142.75	0.0037	0.0049
Tipo 13	115.20	129.47	0.0036	0.0047
Tipo 12	105.55	116.65	0.0035	0.0045
Tipo 11	95.97	104.39	0.0035	0.0044
Tipo 10	86.55	92.60	0.0035	0.0042
Tipo 9	77.15	81.19	0.0036	0.0041
Tipo 8	67.56	70.18	0.0033	0.0039
Tipo 7	58.68	59.68	0.0034	0.0036
Tipo 6	49.60	49.83	0.0032	0.0035
Tipo 5	40.90	40.50	0.0031	0.0032
Tipo 4	32.62	31.79	0.0028	0.0030
Tipo 3	24.95	23.58	0.0026	0.0029
Tipo 2	17.82	15.83	0.0024	0.0026
Tipo 1	11.40	8.88	0.0021	0.0018
Mezanino	5.65	3.94	0.0015	0.0010
Pilotis	1.56	1.34	0.0006	0.0005

Con la estructura cumpliendo con las demandas de esfuerzos, tenemos la siguiente tabla de volúmenes de concreto y peso de acero de refuerzo:

Tabla 15

Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura NTC-Modal.

Piso	Volumen de Concreto (m ³)				Peso de Acero de Refuerzo (ton)				
	Columnas	Vigas	Losas	Total	Columnas	Vigas	Losas	Total	
Tinaco SUP	0.00	0.00	9.48	9.48	0.00	0.00	1.30	1.30	
Tinaco INF	5.76	2.90	3.83	12.49	0.72	0.68	3.00	4.40	
Casa de Maquinas	3.60	2.19	0.96	6.75	1.14	0.68	0.05	1.87	
Coberta	14.78	10.18	10.59	35.55	4.54	3.18	0.62	8.34	
Superior Cob	34.78	13.32	15.35	63.46	4.13	4.16	0.87	9.15	
Tereo Cob	33.36	10.88	15.35	59.59	4.18	3.39	1.24	8.82	
Tipo 16	33.36	14.47	15.35	63.18	4.48	4.51	1.24	10.23	
Tipo 15	33.36	19.65	15.35	68.37	4.45	6.00	1.24	11.69	
Tipo 14	33.36	17.93	15.35	66.64	4.58	5.46	1.24	11.28	
Tipo 13	33.36	19.48	15.35	68.20	4.80	5.94	1.24	11.99	
Tipo 12	33.36	23.30	15.35	72.01	4.90	7.13	1.24	13.28	
Tipo 11	33.36	22.94	15.35	71.66	5.05	7.05	1.24	13.35	
Tipo 10	33.36	24.78	15.35	73.49	5.19	7.63	1.24	14.06	
Tipo 9	33.36	23.00	15.35	71.71	5.85	7.07	1.24	14.17	
Tipo 8	33.36	25.71	15.35	74.43	5.70	7.92	1.24	14.86	
Tipo 7	33.36	26.69	15.35	75.40	5.70	8.22	1.24	15.16	
Tipo 6	33.36	24.88	15.35	73.60	6.13	7.66	1.24	15.03	
Tipo 5	35.72	26.61	15.35	77.69	6.44	8.20	1.24	15.88	
Tipo 4	39.87	25.78	15.35	81.00	6.97	7.98	1.24	16.20	
Tipo 3	41.79	26.83	15.35	83.97	7.67	8.26	1.24	17.18	
Tipo 2	43.80	25.13	15.35	84.29	8.04	7.84	1.24	17.13	
Tipo 1	44.05	23.60	15.35	83.01	8.92	7.36	1.24	17.53	
Mezanino	63.46	30.63	47.66	141.75	11.01	9.56	7.64	28.20	
Pilotis	95.75	30.42	73.86	200.03	15.12	9.49	13.76	38.37	
Total (m³)				1717.75	Total (ton)				329.48

Las nuevas vigas fueron necesarias para mejorar la transferencia de esfuerzos, aumentando la rigidez por piso de la estructura.

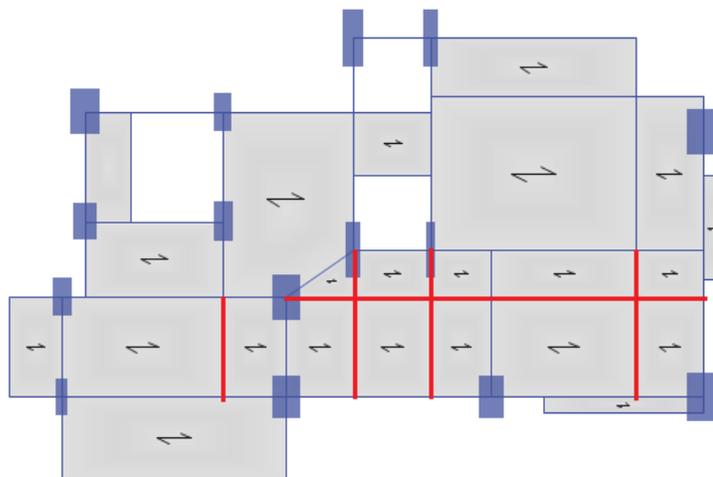


Figura 9: Columnas y vigas del piso “tipo” NTC-Modal.

4.4.3. Análisis dinámico no lineal paso a paso

Para el análisis dinámico no lineal paso a paso se debe de utilizar para la representación de movimientos de terreno acelerogramas de temblores reales, simulados o combinaciones de estos dos. Para los análisis estático y dinámico no lineal, la normativa cita el programa SASID para la generación de datos, pero el programa con la versión 4.0.2.0 no presenta la opción de generación de acelerogramas sintéticos, en la NTC de sismos de 2020 hay una liga para acceso a una versión en línea que genera datos de espectros de diseño y acelerogramas apenas para el periodo de retorno de 250 años.

En los comentarios de la norma, hay la sugerencia como opción de análisis no lineal el código ASCE-41-17 y sus tablas que presentan valores límites para rotaciones y desplazamientos de rótulas plásticas y sus niveles de desempeño.

De acuerdo con el inciso 6.2.1 de la norma, se debe de utilizar parejas de acelerogramas en las dos direcciones principales de análisis. Para terrenos con periodo dominante de vibrar más largo menor que 1 segundo, se deben de utilizar al menos ocho parejas de acelerogramas para hacer los análisis no lineales, de acuerdo con el programa SASID, tenemos $T_s = 0.531$.

Para la modelación del sistema estructural, en inciso 6.2.2 de la NTC de sismos cita el desempeño estructural de sin comentar sobre niveles de desempeño sísmico. Para las conexiones entre columnas y vigas y el análisis de la formación de articulaciones plásticas, se requiere la verificación del comportamiento no lineal de los elementos estructurales eliminando las zonas rígidas en los extremos.

Para verificar la respuesta y los criterios de aceptación, tenemos la verificación de rotaciones de articulaciones plásticas, pero sin citar tablas o valores de aceptación, la verificación de las distorsiones laterales de entrepiso, respetando los valores de tabla 4.2.1 y la revisión por cortante basal de acuerdo con la sección 1.7 de la norma.

El principal punto que diferencia en análisis dinámico lineal paso a paso del análisis dinámico modal es la interacción suelo-estructura. En el capítulo 8 de la NTC de sismos, tenemos los pasos a seguir para hacer el análisis de la estructura verificando esta interacción que se aplica a estructuras de las zonas sísmicas II y III. En las estructuras desplantadas en estas dos zonas, el efecto de interacción cinemática puede manifestarse de manera diferente en el suelo libre (sin la estructura) y con la estructura ya construida (movimiento real), pudiendo resultar en menor amplitud de movimiento y causar rotaciones a las cimentaciones.

Para calcular los valores de amortiguamiento y de resortes del suelo, utilizamos las fórmulas de la tabla 8.2.1. La estructura original tiene la cimentación por pilotes, así tenemos la rigidez estática del resorte en los apoyos definida como:

$$K_h^a = d E_s (E_p/E_s)^{0.21}$$

Donde d es el diámetro de los pilotes, E_s es el módulo de elasticidad del suelo, E_p el módulo de elasticidad del material del pilote. Tenemos el módulo de elasticidad definido por el ensayo de mecánica de suelos como siendo $E_s = 27 \text{ Mpa}$. Según la NTC para estructuras de concreto podemos definir el módulo de elasticidad del concreto como siendo $E_p = 4400 \sqrt{f'c}$, considerando la resistencia del concreto en los pilotes como $f'c = 20 \text{ MPa}$, tenemos $E_p = 19.7 \text{ Gpa}$. Para el diámetro de los pilotes podemos considerar pilotes de 70 cm y cada columna con 4 pilotes como cimientos. Así tenemos el valor de $E_p/E_s = 728.8$, valor aceptable para un suelo blando de la zona de transición (Cruz et al., 2007).

$$K_h^a = 4 * 0.70 * 27 * 10^6 [(24.1 * 10^9) / (27 * 10^6)]^{0.21}$$

$$K_h^a = 3.02 * 10^8 \text{ N/m}$$

Para la rigidez vertical, tenemos la siguiente ecuación:

$$K_v^a = 1.9 * d * E_s (L/d)^{0.67}$$

Donde L es la longitud del pilote. Considerando pilotes colados in situ, podemos considerar un largo de 15 metros , donde ya se encuentra buena resistencia de acuerdo con el estudio de mecánica de suelos. Así, tenemos

$$K_v^a = 1.9 * 0.7 * 27 * 10^6 (15/0.7)^{0.67}$$

$$K_v^a = 2.8 \cdot 10^8 \text{N/m}$$

Para los coeficientes de amortiguamiento, como no tenemos los datos de los estudios de mecánica de suelo para definir la constante C_h , podemos definir el amortiguamiento histerético como un 10%, debido a que estudios demuestran que el suelo comprimido y sujetado a esfuerzos cíclicos presenta variación del amortiguamiento varia entre 4% y 10% (Pérez et al., 2014). Con estos datos ya se puede definir en el programa ETABS los valores de resortes, camadas de suelo y amortiguamiento histerético del suelo de cimentación para la interacción suelo estructura. Utilizando como punto de partida la estructura diseñada para el análisis modal, fueron utilizados las siguientes combinaciones de cargas: $C1 = 1.3D + 1.3SD$, $C2 = 1.3D + 1.3SD + 1.5L$, $C3 = 1.1D + 1.1SD + 1.1L + 1.1P1(250)$, $C4 = 1.1D + 1.1SD + 1.1P1(250)$ y $C5 = 0.9D + 0.9SD + 1.1P1(250)$, donde $P1(250)$ es la pareja de acelerogramas 1 y otras 21 combinaciones similares a $C3$, $C4$ y $C5$ para las otras 7 parejas de acelerogramas. Fue obtenida una estructura un poco menos rígida con los siguientes principales modos de vibrar:

Tabla 16

Modos de vibrar de la estructura NTC-No Lineal.

Modo	Periodo (s)
1	1.597
2	1.516
3	1.241
4	0.537
5	0.534
6	0.425
7	0.302
8	0.288
9	0.236
10	0.204
11	0.181
12	0.153

Haciendo la verificación de distorsiones de entrepisos en el rango lineal tenemos la estructura cumpliendo con la distorsión máxima permitida en el rango lineal (0.01):

Tabla 17

Distorsión de entrepisos NTC-No Lineal.

Piso	Desplazamiento máx (mm)		Distorsión	
	X	Y	X	Y
Tinaco SUP	203.76	182.22	0.0002	0.0045
Tinaco INF	203.17	194.49	0.0024	0.0030
Casa de Maquinas	196.59	186.48	0.0016	0.0224
Coberta	192.23	246.91	0.0031	0.0050
Superior Cob	183.86	233.45	0.0035	0.0051
Terreo Cob	174.44	219.56	0.0036	0.0053
Tipo 16	164.67	205.20	0.0036	0.0054
Tipo 15	154.90	190.63	0.0037	0.0054
Tipo 14	145.01	176.03	0.0038	0.0054
Tipo 13	134.62	161.53	0.0040	0.0052
Tipo 12	123.84	147.46	0.0040	0.0051
Tipo 11	113.10	133.81	0.0039	0.0050
Tipo 10	102.51	120.29	0.0040	0.0050
Tipo 9	91.63	106.84	0.0039	0.0049
Tipo 8	81.10	93.53	0.0039	0.0048
Tipo 7	70.68	80.59	0.0038	0.0045
Tipo 6	60.45	68.39	0.0036	0.0044
Tipo 5	50.60	56.64	0.0033	0.0043
Tipo 4	41.71	45.13	0.0034	0.0041
Tipo 3	32.62	34.19	0.0032	0.0038
Tipo 2	23.95	23.87	0.0031	0.0037
Tipo 1	15.68	13.91	0.0027	0.0029
Mezanino	8.43	6.15	0.0022	0.0016
Pilotis	2.49	1.91	0.0015	0.0011

En el análisis no lineal, como recomendado por los comentarios de la normativa del inciso 1.8, fueron utilizadas las recomendaciones del inciso 6.2.1. de las NTC de diseño por sismo

donde recomienda el análisis no lineal en las dos direcciones, con la dirección principal de análisis teniendo la carga aumentada por un factor 130%. En el inciso 6.2.4. tenemos en los comentarios que recomienda utilizar como criterio de aceptación las tablas de deformaciones de la normativa ASCE 41-17.

EL programa ETABS nos da la opción de hacer el análisis utilizando la verificación de formación de articulaciones plásticas en elementos estructurales de acuerdo con la norma americana citada.

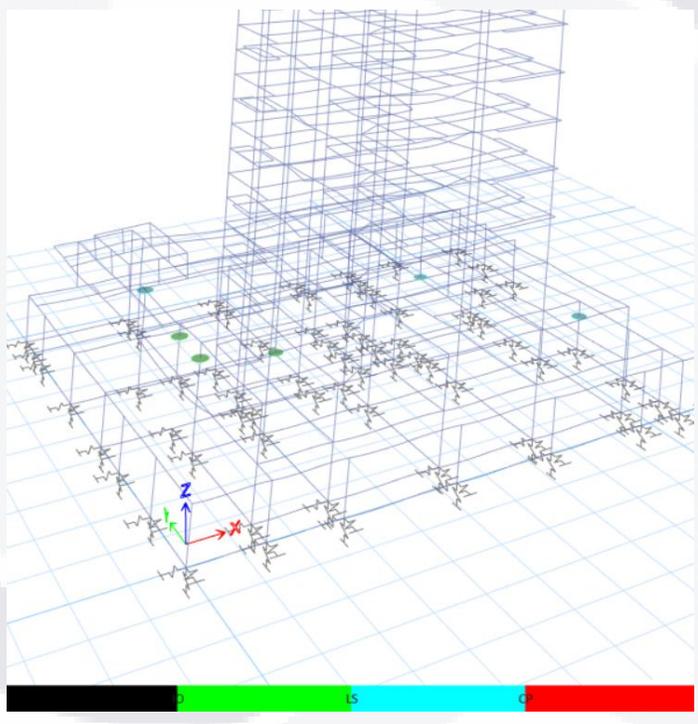


Figura 10: Articulaciones plásticas de la estructura NTC-No Lineal.

Fueron formadas 6 articulaciones plásticas, siendo 3 en el rango definido entre ocupación inmediata y seguridad de vida y 3 para el rango entre seguridad de vida y prevención de colapso. Apenas una articulación plástica fue generada en la torre principal, todas las otras 5 fueron generadas en los pisos de estacionamientos, aprobando los criterios de aceptación propuestos por

la norma. Mismo utilizando la estructura anterior como punto de inicio, hubo una pequeña disminución en la cantidad de concreto y acero de refuerzo de la estructura analizada y diseñada utilizando el método no lineal paso a paso:

Tabla 18

Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura NTC-No lineal.

Piso	Volumen de Concreto (m ³)				Peso de Acero de Refuerzo (ton)			
	Columnas	Vigas	Losas	Total	Columnas	Vigas	Losas	Total
Tinaco SUP	0.00	0.00	9.48	9.48	0.00	0.00	1.30	1.30
Tinaco INF	5.76	2.90	3.83	12.49	0.72	0.68	3.00	4.40
Casa de Maquinas	3.60	2.19	0.96	6.75	1.14	0.68	0.05	1.87
Coberta Superior Cob	14.78	10.08	10.59	35.45	4.54	3.14	0.62	8.31
Tereo Cob	33.36	13.19	15.35	61.90	4.13	4.12	0.87	9.11
Tipo 16	32.66	10.77	15.35	58.78	4.10	3.36	1.24	8.70
Tipo 15	32.66	14.32	15.35	62.34	4.38	4.47	1.24	10.09
Tipo 14	32.66	19.46	15.35	67.47	4.35	5.94	1.24	11.53
Tipo 13	32.66	17.75	15.35	65.76	4.48	5.40	1.24	11.13
Tipo 12	32.66	19.29	15.35	67.30	4.70	5.88	1.24	11.83
Tipo 11	32.66	23.07	15.35	71.08	4.80	7.06	1.24	13.11
Tipo 10	32.66	22.71	15.35	70.73	4.94	6.98	1.24	13.17
Tipo 9	32.66	24.53	15.35	72.55	5.08	7.55	1.24	13.88
Tipo 8	32.66	29.57	15.35	77.58	5.73	9.09	1.24	16.07
Tipo 7	32.66	25.45	15.35	73.47	5.58	7.84	1.24	14.66
Tipo 6	32.66	26.42	15.35	74.43	5.58	8.14	1.24	14.96
Tipo 5	32.66	24.64	15.35	72.65	6.00	7.58	1.24	14.82
Tipo 4	35.72	26.35	15.35	77.42	6.44	8.12	1.24	15.80
Tipo 3	37.78	25.52	15.35	78.65	6.60	7.90	1.24	15.75
Tipo 2	38.46	26.56	15.35	80.37	7.06	8.18	1.24	16.49
Tipo 1	40.97	24.88	15.35	81.21	7.52	7.76	1.24	16.53
Mezanino	42.50	23.25	15.35	81.10	8.61	7.25	1.24	17.11
Pilotis	62.79	30.30	47.66	140.75	10.89	9.45	7.64	27.98
	91.81	30.11	73.86	195.78	14.49	9.39	13.76	37.65
	Total (m³) 1695.49				Total (ton) 326.25			

CAPÍTULO 5

Diseño utilizando

ACI-318-2019

5.1. Norma Americana para diseño de estructura de concreto

La norma americana para diseño de estructuras de concreto reforzado ACI-318-19 tiene los requisitos para el diseño de estructuras de concreto, pero como la norma mexicana, no cita métodos de análisis sísmicos. En su capítulo 6, comenta los métodos lineales y no lineales.

Su capítulo 18, tiene los requisitos para el diseño de estructuras sismorresistentes y en los comentarios de la norma en el índice R18.1, hay la recomendación de que los análisis, peligro sísmico, ocupación y uso deben de ser considerados de la norma también americana ASCE/SEI 7. También hay en los comentarios del índice R18.1, la norma FEMA P749 – Earthquake-Resistant Design Concepts (FEMA, 2010), que introduce las recomendaciones de diseño para estructuras sismorresistentes.

De acuerdo con la tabla 1.5 del código ASCE/SEI 17, la estructura tiene categoría de riesgo III, y de acuerdo con la tabla 11.6-1 del mismo código, tenemos categoría de riesgo C pues el terreno presenta coeficiente espectral c mayor que 0.33. Con estos datos ya se puede hacer los cambios en el método de diseño del programa ETABS.

Como no es el objetivo de esta investigación identificar diferencias en los métodos de diseño entre normas, apenas las diferencias de una misma estructura diseñada utilizando las diferentes maneras, lo único que va a cambiar en este capítulo en relación con el capítulo anterior es el reglamento utilizado para el diseño, así como sus combinaciones de carga. Los cargamentos serán los mismos.

5.2. Análisis estático lineal

Para el método estático lineal, fue considerada la misma estructura utilizada para el análisis estático no lineal y diseño utilizando las NTC para diseño por sismo. Cambiando apenas el método de diseño de secciones y acero de refuerzo para el código ACI en el programa ETABS.

Tabla 19

Fuerza por piso ACI-Estático.

Piso	Masa (ton)	Altura (m)	Wi x hi	ΣWi	$\Sigma Wi \times hi$	Fi (kN)
Tinaco SUP	16.99	62.30	1058.62	16.99	1058.62	54.32
Tinaco INF	12.64	59.60	753.16	29.63	1811.79	39.38
Casa de Maquinas	22.74	57.20	1300.71	52.37	3112.50	69.97
Coberta	89.38	55.70	4978.70	141.75	8091.20	278.85
Superior Cob	190.00	53.00	10070.05	331.75	18161.25	588.09
Terreo Cob	208.48	50.30	10486.44	540.23	28647.69	632.21
Tipo 16	208.67	47.60	9932.58	748.90	38580.27	616.40
Tipo 15	210.00	44.90	9428.82	958.90	48009.08	602.07
Tipo 14	211.19	42.20	8912.29	1170.09	56921.38	585.70
Tipo 13	214.41	39.50	8469.16	1384.50	65390.54	573.27
Tipo 12	217.12	36.80	7990.09	1601.62	73380.63	557.53
Tipo 11	220.06	34.10	7504.17	1821.68	80884.80	540.32
Tipo 10	220.27	31.40	6916.58	2041.96	87801.38	514.25
Tipo 9	221.72	28.70	6363.37	2263.68	94164.75	489.05
Tipo 8	220.60	26.00	5735.50	2484.27	99900.25	455.98
Tipo 7	225.12	23.30	5245.39	2709.40	105145.64	432.12
Tipo 6	224.41	20.60	4622.78	2933.80	109768.42	395.00
Tipo 5	225.35	17.90	4033.68	3159.15	113802.10	357.98
Tipo 4	223.01	15.20	3389.74	3382.16	117191.84	312.75
Tipo 3	226.55	12.50	2831.83	3608.70	120023.67	272.20
Tipo 2	170.95	9.80	1675.31	3779.65	121698.98	166.34
Tipo 1	216.18	7.10	1534.87	3995.83	123233.85	159.11
Mezanino	405.47	4.40	1784.07	4401.30	125017.92	200.80
Pilotis	425.65	1.70	723.60	4826.95	125741.52	88.80

La estructura presenta la misma cantidad de elementos estructurales, cambiando apenas las secciones de los elementos después del diseño con el nuevo método, la nueva estructura resultó en menores secciones de elementos estructurales, y consecuente menor peso propio y disminución en la carga lateral. Fueron utilizadas las 10 combinaciones de carga siguientes, de acuerdo con la tabla C2.3-1 del reglamento americano ASCE 7-16: C1: $1.4D+1.4SD$, C2: $1.2D+1.2SD+1.6L$, C3: $1.2D+1.2SD+L+F_x$, C4: $1.2D+1.2SD+L-F_x$, C5: $1.2D+1.2SD+L+F_y$, C6: $1.2D+1.2SD+L-F_y$, C7: $0.9D+0.9SD+F_x$, C8: $0.9D+0.9SD+F_x$, C9: $0.9D+0.9SD+F_x$ y C10: $0.9D+0.9SD+F_x$.

No hubo variación significativa en los centros de masa y de rigidez, tampoco en las excentricidades consideradas. Con la disminución de las secciones, la nueva estructura presentó menor rigidez y mayor periodo natural de vibrar:

Tabla 20
Principales modos de vibrar de la estructura ACI-Estático.

Modo	Periodo (s)
1	1.864
2	1.81
3	1.459
4	0.64
5	0.603
6	0.535
7	0.342
8	0.325
9	0.296
10	0.233
11	0.206
12	0.195

Mismo con la estructura presentando mayor tiempo periodo de vibración natural y consecuente mayores desplazamientos laterales, las distorsiones de entrepisos de la nueva estructura cumplen con los valores establecidos por la tabla 4.2.1 de las NTC de diseño por sismo:

Tabla 21

Distorsión de entrepisos ACI-Estático.

Piso	Desplazamiento máx X (mm)	Desplazamiento máx Y (mm)	Distorsión X	Distorsión Y
Tinaco SUP	288.44	328.07	0.0044	0.0045
Tinaco INF	300.41	340.31	0.0026	0.0038
Casa de Maquinas	293.47	329.99	0.0018	0.0039
Coberta	288.49	395.81	0.0035	0.0066
Superior Cob	278.94	377.99	0.0042	0.0071
Terreo Cob	267.69	358.95	0.0048	0.0076
Tipo 16	254.85	338.49	0.0051	0.0081
Tipo 15	240.96	316.75	0.0054	0.0083
Tipo 14	226.34	294.26	0.0056	0.0083
Tipo 13	211.09	271.78	0.0057	0.0082
Tipo 12	195.62	249.52	0.0057	0.0083
Tipo 11	180.30	227.08	0.0058	0.0083
Tipo 10	164.64	204.75	0.0060	0.0080
Tipo 9	148.42	183.12	0.0061	0.0077
Tipo 8	131.88	162.34	0.0060	0.0075
Tipo 7	115.69	142.22	0.0058	0.0077
Tipo 6	99.94	121.56	0.0059	0.0076
Tipo 5	84.14	101.02	0.0059	0.0074
Tipo 4	68.21	81.12	0.0061	0.0069
Tipo 3	51.77	62.38	0.0050	0.0065
Tipo 2	38.20	44.84	0.0050	0.0063
Tipo 1	24.65	27.92	0.0044	0.0054
Mezanino	12.75	13.39	0.0033	0.0035
Pilotis	3.90	3.99	0.0023	0.0023

Como resultado de la estructura menos rígida, un menor consumo de concreto y acero de refuerzo fue registrado comparado con la estructura utilizada como punto de partida:

Tabla 22

Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura ACI-Estático.

Piso	Volumen de Concreto (m ³)				Peso de Acero de Refuerzo (ton)			
	Columnas	Vigas	Losas	Total	Columnas	Vigas	Losas	Total
Tinaco SUP	0.00	0.00	9.48	10.68	0.00	0.00	1.30	1.49
Tinaco INF	9.77	2.94	3.83	16.54	0.94	0.92	3.00	4.86
Casa de Maquinas	5.10	2.19	0.96	8.25	0.59	0.68	0.05	1.32
Coberta	31.04	9.34	10.59	50.42	3.30	2.91	0.62	6.83
Superior Cob	30.48	10.64	15.35	56.48	3.31	3.32	0.87	7.50
Tereo Cob	30.48	9.47	15.35	55.31	3.33	2.96	1.24	7.53
Tipo 16	30.48	9.98	15.35	55.81	3.35	3.11	1.24	7.71
Tipo 15	30.48	10.54	15.35	56.38	3.41	3.29	1.24	7.94
Tipo 14	30.48	11.19	15.35	57.03	3.51	3.49	1.24	8.25
Tipo 13	30.48	13.02	15.35	58.86	3.69	4.06	1.24	9.00
Tipo 12	30.48	16.34	15.35	62.17	4.06	5.10	1.24	10.40
Tipo 11	30.48	14.89	15.35	60.73	3.96	4.65	1.24	9.85
Tipo 10	30.91	15.08	15.35	61.34	4.32	4.70	1.24	10.27
Tipo 9	30.48	16.73	15.35	62.57	4.23	5.22	1.24	10.70
Tipo 8	30.48	16.20	15.35	62.04	4.63	5.05	1.24	10.93
Tipo 7	30.48	18.23	15.35	64.07	4.81	5.69	1.24	11.74
Tipo 6	30.48	17.61	15.35	63.44	5.13	5.49	1.24	11.87
Tipo 5	30.48	18.40	15.35	64.23	5.39	5.74	1.24	12.38
Tipo 4	30.56	16.98	15.35	62.90	6.00	5.30	1.24	12.55
Tipo 3	31.09	18.85	15.35	65.30	6.11	5.88	1.24	13.24
Tipo 2	31.13	17.72	15.35	64.21	6.55	5.53	1.24	13.32
Tipo 1	31.04	17.47	15.35	63.86	7.70	5.45	1.24	14.40
Mezanino	43.20	27.48	47.66	118.33	9.46	8.57	7.64	25.67
Pilotis	59.54	25.35	73.86	158.74	12.84	7.91	13.76	34.51
			Total (m³)	1460.25			Total (ton)	264.07

5.3. Análisis dinámico modal lineal

Para el análisis dinámico modal lineal, la estructura utilizada para el mismo análisis siguiendo las normas técnicas complementarias para diseño de estructuras de concreto sirvió como punto de partida, con el mismo número de columnas y vigas. Haciendo interacciones de análisis utilizando las mismas cargas y espectro de respuesta, diseño de secciones por el código americano y as siguientes combinaciones de cargas propuestas por el código ASCE 7-16, C1: $1.4D+1.4SD$, C2: $1.2D+1.2SD+1.6L$, C3: $1.2D+1.2SD+L+ES$ y C4: $0.9D+0.9SD+ES$, fue obtenida una nueva estructura con el principal modo natural de vibrar muy similar al encontrado en la estructura diseñada para el análisis estático lineal:

Tabla 23

Modos de vibrar de la estructura ACI-Modal.

Modo	Periodo (s)
1	1.873
2	1.604
3	1.352
4	0.644
5	0.562
6	0.456
7	0.345
8	0.313
9	0.251
10	0.221
11	0.212
12	0.168

La nueva estructura mismo presentando mayor periodo natural de vibrar, en los análisis demuestra que obtuvo menores desplazamientos laterales máximos, cumpliendo con los valores de distorsión de entrepisos propuestos por la NTC de diseño por sismos:

Tabla 24

Distorsión de entrepisos ACI-Modal.

Piso	Desplazamiento máx X (mm)	Desplazamiento máx Y (mm)	Distorsión X	Distorsión Y
Tinaco SUP	204.88	145.65	0.0015	0.0066
Tinaco INF	208.91	163.55	0.0027	0.0023
Casa de Maquinas	201.54	157.22	0.0026	0.0029
Coberta	208.60	252.14	0.0036	0.0046
Superior Cob	198.98	239.69	0.0039	0.0047
Terreo Cob	188.34	226.91	0.0042	0.0050
Tipo 16	176.97	213.54	0.0043	0.0051
Tipo 15	165.30	199.64	0.0044	0.0053
Tipo 14	153.52	185.31	0.0044	0.0054
Tipo 13	141.75	170.69	0.0043	0.0055
Tipo 12	130.08	155.97	0.0043	0.0054
Tipo 11	118.50	141.27	0.0042	0.0054
Tipo 10	107.11	126.71	0.0041	0.0053
Tipo 9	96.03	112.47	0.0040	0.0052
Tipo 8	85.21	98.56	0.0039	0.0051
Tipo 7	74.63	84.86	0.0038	0.0050
Tipo 6	64.33	71.40	0.0038	0.0049
Tipo 5	54.12	58.22	0.0037	0.0046
Tipo 4	44.18	45.68	0.0036	0.0044
Tipo 3	34.59	33.83	0.0035	0.0042
Tipo 2	25.06	22.39	0.0034	0.0039
Tipo 1	15.89	11.86	0.0028	0.0020
Mezanino	8.37	6.38	0.0022	0.0017
Pilotis	2.44	1.66	0.0009	0.0006

Para el costo de la estructura tenemos un valor similar al valor al análisis estático, pero un poco más elevado:

Tabla 25

Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura ACI-Modal.

Piso	Volumen de Concreto (m ³)				Peso de Acero de Refuerzo (ton)			
	Columnas	Vigas	Losas	Total	Columnas	Vigas	Losas	Total
Tinaco SUP	0.00	0.00	9.48	9.48	0.00	0.00	1.30	1.30
Tinaco INF	5.16	2.06	3.83	11.04	0.64	0.48	3.00	4.12
Casa de Maquinas	3.22	1.55	0.96	5.74	1.02	0.49	0.05	1.55
Coberta	13.23	7.23	10.59	31.05	4.06	2.25	0.62	6.94
Superior Cob	29.86	9.46	15.35	54.67	3.69	2.95	0.87	7.51
Tereo Cob	29.86	7.72	15.35	52.94	3.88	2.41	1.24	7.54
Tipo 16	29.86	10.27	15.35	55.48	4.03	3.20	1.24	8.48
Tipo 15	29.86	13.95	15.35	59.16	4.03	4.26	1.24	9.53
Tipo 14	29.86	12.73	15.35	57.94	4.18	3.95	1.24	9.37
Tipo 13	29.86	13.83	15.35	59.04	4.30	4.29	1.24	9.83
Tipo 12	29.86	16.54	15.35	61.75	4.39	5.13	1.24	10.76
Tipo 11	29.86	16.29	15.35	61.50	4.52	5.01	1.24	10.77
Tipo 10	29.86	17.59	15.35	62.81	4.64	5.42	1.24	11.30
Tipo 9	29.86	16.33	15.35	61.54	5.24	5.02	1.24	11.50
Tipo 8	29.86	18.26	15.35	63.47	5.20	5.62	1.24	12.06
Tipo 7	29.86	18.95	15.35	64.16	5.23	6.06	1.24	12.53
Tipo 6	29.86	17.67	15.35	62.88	5.48	5.44	1.24	12.17
Tipo 5	31.97	18.90	15.35	66.22	5.76	6.05	1.24	13.05
Tipo 4	35.68	18.30	15.35	69.34	6.24	5.67	1.24	13.15
Tipo 3	37.41	19.05	15.35	71.81	6.87	5.90	1.24	14.02
Tipo 2	39.20	17.85	15.35	72.40	7.20	5.57	1.24	14.01
Tipo 1	39.43	16.76	15.35	71.54	7.99	5.23	1.24	14.46
Mezanino	56.79	21.75	47.66	126.20	9.85	6.79	7.64	24.27
Pilotis	85.70	21.60	73.86	181.16	13.53	6.74	13.76	34.03
Total (m³)				1493.31	Total (ton)			274.28

5.4. Análisis dinámico no lineal

Para el análisis dinámico no lineal utilizando el reglamento ACI-318, la misma estructura obtenida del análisis no lineal paso a paso propuesto por las NTC – Sismos fue utilizada como punto de inicio. Después de algunas interacciones, se logró encontrar la estructura final con la convergencia de secciones. Fueron utilizadas también 8 parejas de acelerogramas sintéticos las combinaciones de carga C1: 1.4D+1.4SD, C2: 1.2D+1.2SD+1.6L, C3: 1.2D+1.2SD+L+P1(250), C4: 0.9D+0.9SD+P1(250), donde P1(250) es la pareja de acelerogramas 1 y otras 21 combinaciones similares a C3, C4 y C5 para las otras 7 parejas de acelerogramas en el primer análisis. Para los análisis siguientes fue utilizada apenas una pareja de acelerogramas, pues ya fue verificado anteriormente que los resultados son similares. La estructura obtenida después de las interacciones de verificación de secciones fue la más flexible de todas las 6 estructuras analizadas hasta el momento:

Tabla 26

Principales modos de vibrar de la estructura ACI-No lineal.

Modo	Periodo (s)
1	1.967
2	1.644
3	1.441
4	0.687
5	0.583
6	0.496
7	0.370
8	0.330
9	0.278
10	0.241
11	0.225
12	0.188

En la verificación de los desplazamientos laterales máximos de la estructura y la distorsión de entrepiso, vemos que la estructura por tener mayor valor de periodo de modo principal de vibrar es menos rígida y como consecuencia, presenta mayores valores de desplazamientos y distorsiones de entrepiso, pero con valores que cumplen con las distorsiones máximas permitidas.

Tabla 27

Distorsión de entrepisos ACI-No Lineal.

Piso	Desplazamiento máx (mm)		Distorsión	
	X	Y	X	Y
Tinaco SUP	188.37	160.00	0.0025	0.0058
Tinaco INF	195.11	175.58	0.0023	0.0025
Casa de Maquinas	188.87	168.89	0.0034	0.0028
Coberta	197.94	257.21	0.0030	0.0041
Superior Cob	189.87	246.13	0.0004	0.0044
Terreo Cob	190.96	234.31	0.0072	0.0036
Tipo 16	171.43	224.71	0.0037	0.0060
Tipo 15	161.57	208.46	0.0037	0.0051
Tipo 14	151.48	194.74	0.0038	0.0052
Tipo 13	141.32	180.73	0.0038	0.0052
Tipo 12	131.11	166.58	0.0038	0.0052
Tipo 11	120.87	152.43	0.0038	0.0052
Tipo 10	110.62	138.31	0.0037	0.0052
Tipo 9	100.50	124.25	0.0037	0.0051
Tipo 8	90.51	110.38	0.0037	0.0050
Tipo 7	80.58	96.76	0.0036	0.0049
Tipo 6	70.87	83.53	0.0036	0.0048
Tipo 5	61.21	70.57	0.0036	0.0047
Tipo 4	51.60	57.84	0.0035	0.0046
Tipo 3	42.19	45.48	0.0034	0.0044
Tipo 2	32.90	33.61	0.0034	0.0042
Tipo 1	23.79	22.40	0.0023	0.0030
Mezanino	17.51	14.40	0.0034	0.0022
Pilotis	8.41	8.41	0.0049	0.0049

Tenemos la estructura menos rígida como consecuencia de menores secciones de elementos de vigas y columnas., resultado en la estructura con menores volúmenes de concreto y menor utilización de acero de refuerzo de todas las 6 diseñadas anteriormente.

Tabla 28

Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura ACI-No Lineal.

Piso	Volumen de Concreto (m ³)				Peso de Acero de Refuerzo (kg)			
	Columnas	Vigas	Losas	Total	Columnas	Vigas	Losas	Total
Tinaco SUP	0.00	0.00	9.48	9.48	0.00	0.00	1.30	1.30
Tinaco INF	5.16	2.16	3.83	11.15	0.64	0.68	3.00	4.32
Casa de Maquinas	3.22	1.63	0.96	5.82	1.02	0.51	0.05	1.57
Coberta	29.22	7.59	10.59	47.40	8.97	2.37	0.62	11.96
Superior Cob	28.13	9.93	15.35	53.42	3.66	3.10	0.87	7.62
Tereo Cob	28.13	10.22	15.35	53.70	3.66	3.19	1.24	8.09
Tipo 16	28.13	10.79	15.35	54.27	3.77	3.37	1.24	8.38
Tipo 15	28.13	14.65	15.35	58.13	3.75	4.47	1.24	9.46
Tipo 14	28.13	13.36	15.35	56.85	3.86	4.07	1.24	9.17
Tipo 13	28.13	14.52	15.35	58.01	4.22	4.43	1.24	9.90
Tipo 12	28.13	17.37	15.35	60.85	4.22	5.32	1.24	10.78
Tipo 11	28.13	17.10	15.35	60.59	4.26	5.26	1.24	10.76
Tipo 10	28.13	18.47	15.35	61.96	4.50	5.69	1.24	11.43
Tipo 9	28.13	17.15	15.35	60.63	5.06	5.27	1.24	11.58
Tipo 8	28.13	18.76	15.35	62.25	5.06	5.78	1.24	12.09
Tipo 7	28.13	18.36	15.35	61.85	5.06	5.66	1.24	11.97
Tipo 6	28.13	18.55	15.35	62.03	5.17	5.71	1.24	12.12
Tipo 5	28.13	18.74	15.35	62.23	5.07	5.77	1.24	12.09
Tipo 4	28.13	18.78	15.35	62.27	5.06	5.82	1.24	12.12
Tipo 3	28.13	19.68	15.35	63.16	5.17	6.06	1.24	12.47
Tipo 2	28.13	18.74	15.35	62.22	5.17	5.85	1.24	12.26
Tipo 1	35.76	17.59	15.35	68.71	7.24	5.49	1.24	13.98
Mezanino	52.74	22.84	47.66	123.23	9.49	7.12	7.64	24.25
Pilotis	79.05	22.68	73.86	175.59	14.23	7.08	13.76	35.07
			Total (m³)	1455.78			Total (ton)	274.76

En el análisis no lineal de la estructura, fue utilizada la combinación de carga que considera 130% de la carga crítica, de acuerdo con la tabla 7-8 del reglamento ASCE 41-17. Fue verificada la formación de 40 articulaciones plásticas, siendo 39 en la torre principal y apenas 1 articulación en una columna del piso de estacionamiento. De las 40 articulaciones plásticas, 5 están en el rango entre ocupación inmediata y prevención de colapso y las otras 35 en el rango entre seguridad de vida y ocupación inmediata.

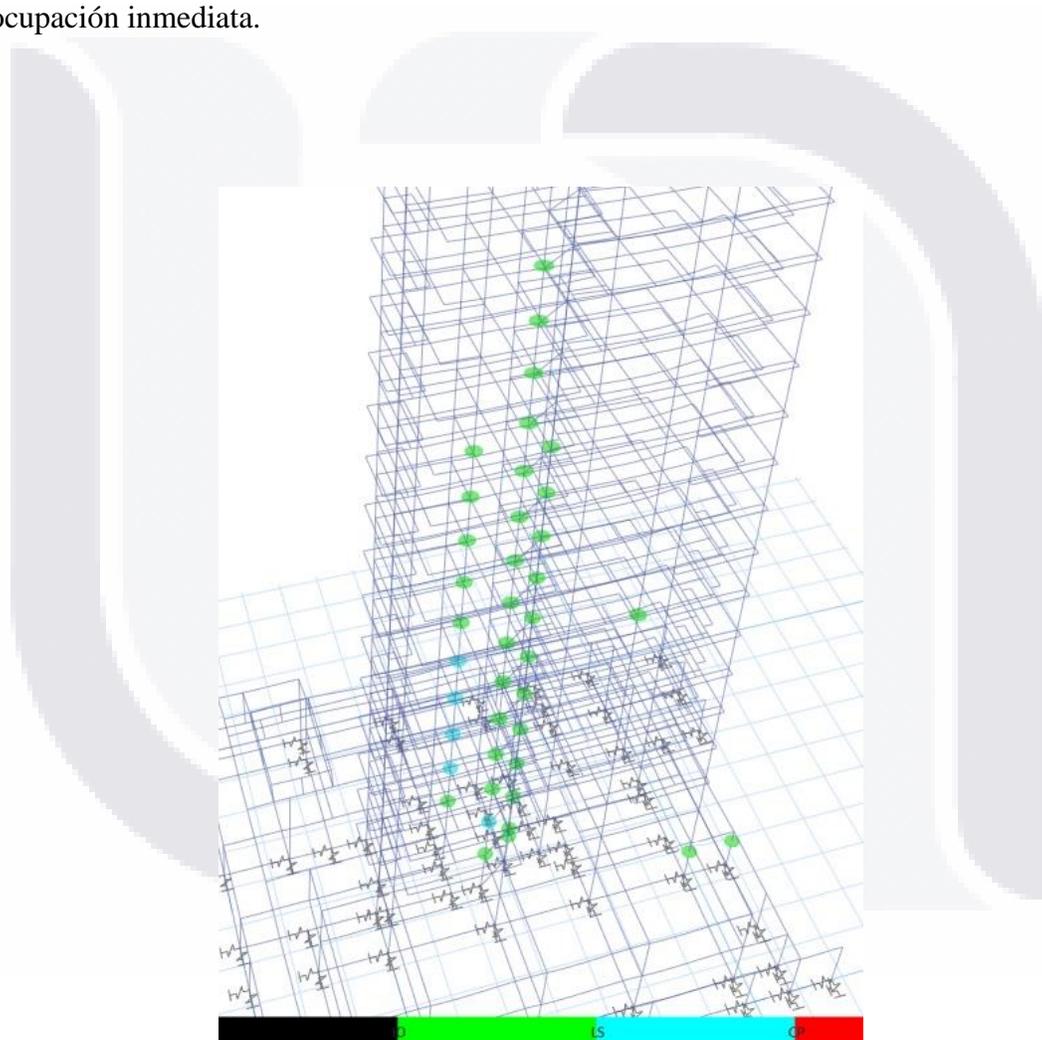


Figura 11: Articulaciones plásticas de la estructura ACI-No Lineal.

CAPÍTULO 6

Diseño basado en desempeño sísmico

6.1. Diseño basado en desempeño sísmico

El diseño basado en el desempeño sísmico fue propuesto primeramente en 1995 por la asociación de ingenieros estructuristas de California con el reglamento Vision 2000 que definió los primeros niveles de desempeño sísmicos basados en los periodos de retorno de sismos de frecuente a muy raros y valores aceptables de distorsiones de entrepiso y rotación de rótulas plásticas. Posteriormente en 1996 el reglamento ATC-40 siguió con definiciones de niveles de desempeño y valores de rotación de rótulas plásticas permitidos para cada nivel de desempeño.

A partir de 1997, la agencia federal para el manejo de emergencia de Estados Unidos, con el reglamento FEMA-273, empezó sus propias definiciones de niveles de desempeño y valores aceptables para las rótulas plásticas. Especializándose en el análisis y diseño basado en el desempeño sísmico, la agencia publicó diversos reglamentos sobre este tema.

La sociedad americana de ingenieros civiles define sus propios niveles de desempeño sísmico y sus valores aceptables para rotaciones en el reglamento ASCE 41-17. Este reglamento es citado por las normas técnicas complementarias de diseño por sismos en sus comentarios y tiene sus valores definidos para rótulas plásticas en el programa ETABS, por lo tanto, este va a ser utilizado como base para el diseño basado en desempeño sísmico de las estructuras para los diferentes niveles de desempeño propuestos.

El diseño basado en desempeño tiene como prioridad verificar el comportamiento inelástico de la estructura, buscando mantener un mecanismo de formación de rótulas plásticas con vigas débiles y columnas fuertes, buscando evitar el colapso completo o parcial de la estructura debido al colapso local de columnas.

Los niveles de desempeño propuestos por el reglamento Vision 2000 y mantenidos por el reglamento ASCE 41-17 son:

Operacional: No hay distorsión de entrepiso permanente y la estructura mantiene de manera sustancial su resistencia inicial. Poquísimos agrietamientos y todos los sistemas de la edificación están funcionales. Daños a elementos no estructurales despreciables. Riesgo de vida muy bajo.

Ocupación Inmediata: No hay distorsión de entrepiso permanente y la estructura mantiene prácticamente toda su resistencia inicial. Equipos pueden no funcionar debido a fallas mecánicas y hay agrietamientos en elementos estructurales. Elevadores pueden ser reiniciados y los sistemas de incendio deben de estar operacionales. Riesgo de vida bajo.

Seguridad de vida: Alguna fuerza y rigidez residual en todos los pisos. Hay distorsión de entrepisos permanente y la ocupación no se debe de suceder antes de la reparación que puede no ser económicamente viable. Elementos arquitectónicos, mecánicos y eléctricos dañados. Riesgo de vida alto.

Prevención de Colapso: Poca rigidez y resistencia para cargas laterales. Columnas y muros siguen funcionales. Grandes y permanentes distorsiones de entrepiso. La estructura está cerca del colapso y no debe de ser ocupada. Grandes daños en todos los tipos de elementos. La estructura debe de ser demolida. Riesgo de vida muy alto.

Estos niveles de desempeño están relacionados con sismos frecuentes, ocasionales, raros y muy raros y tienen los siguientes períodos de retorno y probabilidad de excedencia:

Tabla 29

Periodo de retorno de sismos de diseño.

Sismo de Diseño	Probabilidad de excedencia	Periodo de retorno
Frecuente	50%/30 años	43
Ocasional	50%/50 años	72
Raro	10%/50 años	475
Muy Raro	5%/50 años	970

Asociando los periodos de retorno de los sismos con los niveles de desempeño sísmicos establecidos, tenemos la siguiente tabla que nos da los desempeños mínimos aceptables para cada sismo de diseño.

Tabla 30

Objetivos de desempeño Sísmico basados en periodo de retorno.

Objetivo de desempeño	Totalmente operacional	Ocupación Inmediata	Asegurar la Vida	Prevención de Colapso
Objetivo Básico	43 años	72 años	475 años	970 años
Objetivo de Riesgo Esencial	72 años	475 años	970 años	-
Objetivo de Seguridad Crítica I	475 años	970 años	-	-
Objetivo de Seguridad Crítica II	970 años	-	-	-

Por lo tanto, tenemos que mismo para el nivel más bajo de desempeño sísmico, una estructura diseñada para estar completamente operacional en un sismo frecuente tiene que prevenir el colapso para un evento sísmico muy raro.

6.2. Metodología de diseño y análisis

Los datos utilizados en los análisis y diseño basados en desempeño sísmico van a ser extraídos del programa PRODISIS pues puede generar espectros de respuesta y acelerogramas sintéticos para sismos con periodos de retorno definidos por el usuario.

Para cada sismo de diseño fueron generados dos acelerogramas que fueron importados para el programa ETABS. Las parejas de acelerogramas fueron aplicadas como aceleraciones cada una en un eje principal de la estructura. No fueron considerados movimientos de aceleraciones verticales en los apoyos de la estructura. Los apoyos de la estructura fueron definidos como los mismos resortes encontrados para el análisis no lineal paso a paso.

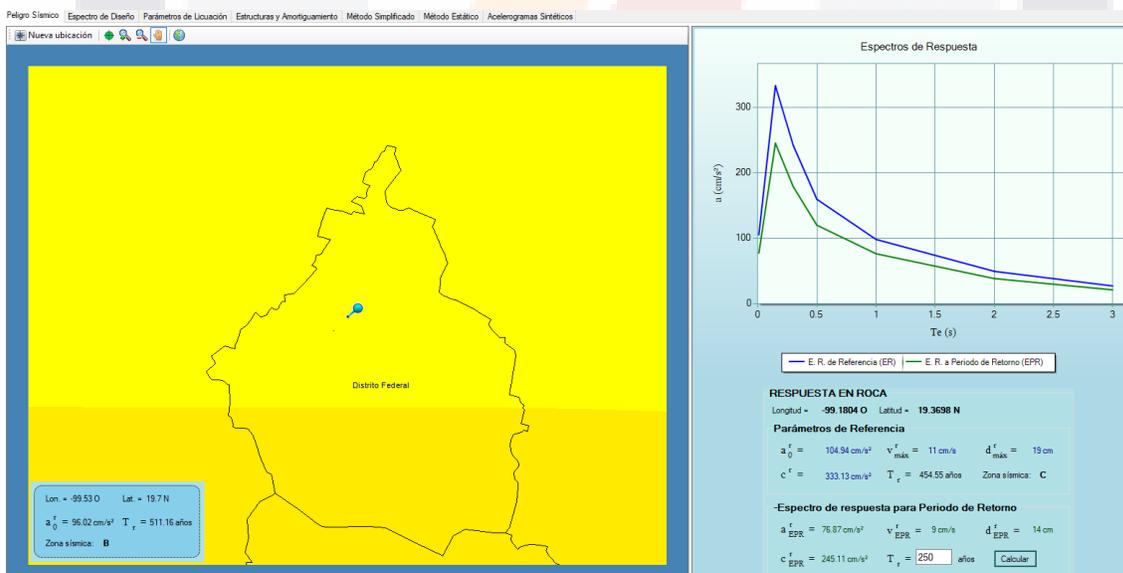


Figura 12: Interfaz del programa PRODISIS.

Con la experiencia adquirida en los análisis no lineales anteriores, vemos que una estructura que cumple los requisitos para las demandas de determinado sismo de diseño puede que no cumpla con los niveles de prevención de colapso para un sismo más fuerte. Por ejemplo, para la estructura analizada por el método no lineal paso a paso fue verificado que la estructura cumplía con el sismo de diseño, pero no cumplía con las demandas del análisis no lineal, generando articulaciones plásticas que tenían mayores rotaciones que las permitidas para la prevención de colapso. Las estructuras diseñadas en este capítulo van a ser analizadas primeramente para los niveles de desempeño más demandantes, verificando la formación de articulaciones plásticas y luego verificando para los niveles más bajos hasta llegar al nivel operacional para el sismo de diseño, que, cumpliendo para el último nivel de desempeño esperado, seguramente cumplirá para el objetivo de desempeño establecido.

Las estructuras van a empezar por la más rígida, que tiene como objetivo de desempeño sísmico estar completamente operacional para un evento sísmico muy raro. Luego esta estructura va a servir de punto de partida para los análisis y diseños de las estructuras diseñadas para objetivos de desempeño menores, reduciendo las secciones y elementos estructurales si necesario. El método de diseño utilizado para secciones va a ser de las normas técnicas complementarias para diseño de estructuras de concreto reforzado.

El programa ETABS considera la opción de utilizar las tablas 10-7, 10-8 y 10-9 del código ASCE 41-17 para los límites de rotación plástica de las articulaciones. Como niveles de desempeño, tenemos los valores para los 3 siguientes: ocupación inmediata, seguridad de vida y prevención de colapso. Cada nivel tiene un valor máximo de aceptación de rotación plástica lo

que genera 4 rangos de articulaciones plásticas posibles: 1. Rango inferior al valor de ocupación inmediata, donde no hay formación de articulación plástica. 2. Rango entre ocupación inmediata y seguridad de vida donde hay la generación de articulaciones de color verde. 3. Rango entre seguridad de vida y prevención de colapso, donde hay la generación de articulaciones de color azul. 4. Rango superior al valor del nivel de desempeño de prevención de colapso, donde hay generación de articulaciones de color rojo, indicando que se sobrepasa la capacidad de carga del elemento.

Con estos rangos, podemos considerar que los niveles “completamente operacional” y “ocupación inmediata” están en el mismo rango que es la ausencia de formación de articulaciones plásticas en cualquiera de los elementos de la estructura. Así, van a ser considerados los dos niveles de seguridad crítica como apenas un nivel de desempeño sísmico, que es una estructura completamente operacional para un evento sísmico con tiempo de retorno de 970 años. Van a ser generadas 3 estructuras para los niveles de desempeño básico, riesgo esencial y seguridad crítica de acuerdo con la siguiente tabla:

Tabla 31

Objetivos de desempeño Sísmico basados adaptados.

Objetivo de desempeño	Totalmente Operacional	Asegurar la Vida	Prevención de Colapso
Objetivo Básico	72 años	475 años	970 años
Objetivo de Riesgo Esencial	475 años	970 años	-
Objetivo de Seguridad Crítica	970 años	-	-

6.3. Diseño para objetivo de Seguridad Crítica

Para el nivel de desempeño con objetivo de seguridad crítica, la estructura debe de permanecer completamente operacional después de en un evento sísmico con periodo de retorno de 970 años.

Utilizando como base la estructura diseñada para el análisis estático lineal, que, fue utilizada una pareja de acelerogramas sintéticos en los ejes “X” y “Y” con periodo de retorno especificado generados por el PRODISIS, fueron hechos análisis lineales seguidos de verificación de secciones hasta presentar resultado convergente con todos los elementos cumpliendo con las solicitaciones. Las combinaciones de carga utilizadas fueron similares a las el análisis dinámico no lineal paso a paso, pero apenas utilizando una pareja de acelerogramas sintéticos: . La estructura final es una estructura muy rígida, con periodo principal de vibrar de próximo a 1 segundo, como vemos en la siguiente tabla:

Tabla 32

Principales modos de vibrar de la estructura con objetivo de desempeño de seguridad crítica (970 años).

Modo	Periodo (s)
1	1.030
2	0.861
3	0.632
4	0.353
5	0.317
6	0.246
7	0.198
8	0.183
9	0.158
10	0.131
11	0.127
12	0.123

Haciendo la verificación de desplazamientos laterales máximos y la distorsión de entrepiso obtenemos valores aceptables (menores que 0.01) de acuerdo con la tabla 4.2.1 de las NTC de diseño por sismo.

Tabla 33

Distorsión de entrepisos de la estructura con objetivo de desempeño de seguridad crítica (970 años).

Piso	Desplazamiento máx (mm)		Distorsión	
	X	Y	X	Y
Tinaco SUP	177.07	243.28	0.0030	0.0002
Tinaco INF	185.30	242.84	0.0028	0.0041
Casa de Maquinas	177.66	231.72	0.0017	0.0028
Coberta	172.94	250.40	0.0031	0.0052
Superior Cob	164.56	236.34	0.0033	0.0054
Terreo Cob	155.73	221.70	0.0035	0.0054
Tipo 16	146.23	207.20	0.0034	0.0052
Tipo 15	137.08	193.29	0.0035	0.0052
Tipo 14	127.57	179.36	0.0034	0.0052
Tipo 13	118.34	165.23	0.0030	0.0051
Tipo 12	110.11	151.56	0.0032	0.0049
Tipo 11	101.34	138.24	0.0032	0.0050
Tipo 10	92.75	124.79	0.0031	0.0048
Tipo 9	84.39	111.75	0.0031	0.0047
Tipo 8	75.89	99.03	0.0026	0.0046
Tipo 7	68.85	86.59	0.0032	0.0045
Tipo 6	60.16	74.57	0.0034	0.0041
Tipo 5	50.95	63.57	0.0032	0.0038
Tipo 4	42.34	53.34	0.0032	0.0035
Tipo 3	33.63	43.91	0.0030	0.0033
Tipo 2	25.42	35.09	0.0026	0.0031
Tipo 1	18.35	26.62	0.0018	0.0035
Mezanino	13.40	17.22	0.0027	0.0034
Pilotis	5.99	8.15	0.0035	0.0048

Para el análisis de formación de articulaciones plásticas, como no hay un nivel de desempeño siguiente para poder determinar en el PROSIDIS un periodo de retorno específico y generar acelerogramas, fue hecho un análisis dinámico no lineal, utilizando las recomendaciones de las NTC de diseño por sismo para la combinación de cargas de la pareja de acelerogramas con un 130% de la carga del principal de análisis que es la pareja de acelerogramas de un sismo con periodo de retorno de 970 años.

N análisis no hubo la generación de rótulas plásticas que sobrepasan la prevención de colapso. Con un total de 10 articulaciones en el rango entre prevención de colapso y seguridad de vida y 16 articulaciones en el rango entre ocupación inmediata y seguridad de vida.

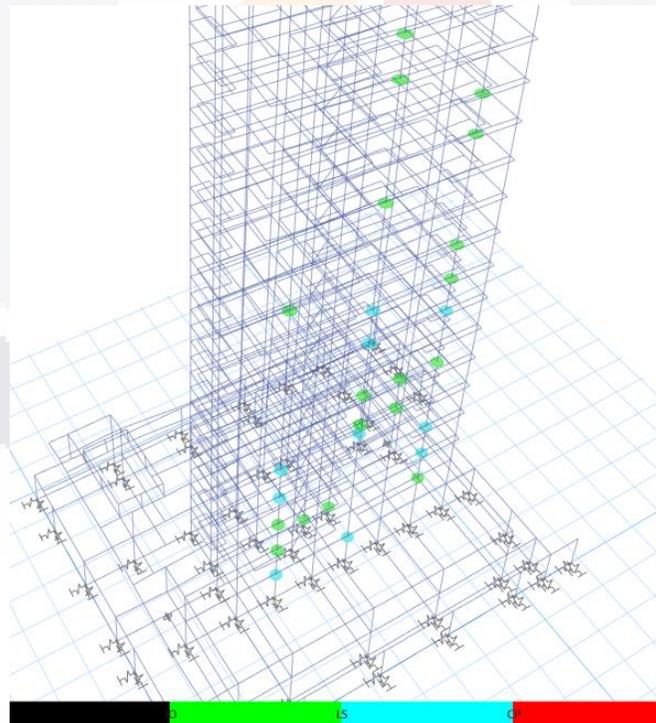


Figura 13: Articulaciones plásticas de la estructura con objetivo de desempeño crítico.

Debido a la alta rigidez necesaria debido a las solicitaciones del sismo, la estructura compuesta de elementos estructurales con áreas de secciones transversales muy grandes generó un aumento significativo en el consumo de concreto y acero de refuerzo, como podemos verificar en la siguiente tabla:

Tabla 34

Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura con el objetivo de desempeño de seguridad crítica (970 años).

Piso	Volumen de Concreto (m ³)				Peso de Acero de Refuerzo (ton)				
	Columnas	Vigas	Losas	Total	Columnas	Vigas	Losas	Total	
Tinaco SUP	0.00	0.00	9.48	9.48	0.00	0.00	1.30	1.30	
Tinaco INF	10.19	4.76	3.83	18.77	1.11	0.68	3.00	4.79	
Casa de Maquinas	12.38	3.59	0.96	16.94	3.72	1.05	0.05	4.82	
Coberta	43.57	16.69	10.59	70.86	12.73	4.87	0.62	18.22	
Superior Cob	59.72	21.85	15.35	96.92	6.87	6.38	0.87	14.12	
Tereo Cob	63.74	22.48	15.35	101.57	7.33	6.56	1.24	15.14	
Tipo 16	63.74	23.73	15.35	102.82	7.59	6.93	1.24	15.77	
Tipo 15	63.74	32.23	15.35	111.32	7.54	9.19	1.24	17.97	
Tipo 14	63.74	29.40	15.35	108.49	7.79	8.36	1.24	17.40	
Tipo 13	63.74	31.95	15.35	111.05	8.60	9.11	1.24	18.96	
Tipo 12	63.74	38.21	15.35	117.31	8.60	10.94	1.24	20.79	
Tipo 11	63.74	37.63	15.35	116.72	8.69	10.82	1.24	20.75	
Tipo 10	63.74	40.64	15.35	119.74	9.24	11.70	1.24	22.18	
Tipo 9	63.74	37.72	15.35	116.82	10.52	10.84	1.24	22.61	
Tipo 8	63.74	41.28	15.35	120.37	10.52	11.89	1.24	23.65	
Tipo 7	63.74	40.40	15.35	119.49	10.52	11.64	1.24	23.40	
Tipo 6	63.74	40.81	15.35	119.91	10.75	11.75	1.24	23.74	
Tipo 5	68.72	41.23	15.35	125.31	11.35	11.88	1.24	24.48	
Tipo 4	70.13	41.33	15.35	126.81	11.57	11.97	1.24	24.78	
Tipo 3	73.61	43.29	15.35	132.25	12.41	12.47	1.24	26.13	
Tipo 2	75.42	41.22	15.35	132.00	12.72	12.04	1.24	26.00	
Tipo 1	90.35	38.71	15.35	144.41	16.95	11.30	1.24	29.49	
Mezanino	156.08	50.24	47.66	253.98	25.75	14.67	7.64	48.06	
Pilotis	201.86	49.89	73.86	325.62	33.31	14.57	13.76	61.64	
Total (m³)				2818.95	Total (ton)				526.18

6.4. Diseño para objetivo de Riesgo Esencial

Para el nivel de desempeño con objetivo de riesgo esencial, la estructura debe de permanecer totalmente operacional después de un evento sísmico con periodo de retorno de 475 años. En su rango no lineal, debe de presentar rótulas plásticas con rotaciones definidas para el rango entre seguridad de vida y completamente operacional para un sismo con periodo de retorno de 970 años.

Para esta estructura fue utilizada como punto de partida la estructura diseñada para el análisis no lineal paso a paso, con la misma cantidad de columnas de la estructura original y una adición de 5 vigas. La estructura resultante presentó los siguientes modos principales de vibrar:

Tabla 35

Principales modos de vibrar de la estructura con objetivo de desempeño de riesgo esencial (475 años).

Modo	Periodo (s)
1	1.367
2	1.284
3	1.098
4	0.495
5	0.488
6	0.425
7	0.288
8	0.276
9	0.246
10	0.205
11	0.185
12	0.170

Haciendo la verificación de distorsiones de entrepisos, podemos verificar que la estructura cumple con los límites establecidos:

Tabla 36

Distorsión de entrepisos de la estructura con objetivo de desempeño de riesgo esencial (475 años).

Piso	Desplazamiento máx X (mm)	Desplazamiento máx Y (mm)	Distorsión X	Distorsión Y
Tinaco SUP	288.47	295.90	0.0010	0.0017
Tinaco INF	285.81	300.40	0.0038	0.0047
Casa de Maquinas	275.45	287.62	0.0026	0.0058
Coberta	268.40	324.14	0.0039	0.0060
Superior Cob	257.83	307.91	0.0053	0.0073
Terreo Cob	243.46	288.29	0.0061	0.0080
Tipo 16	226.97	266.60	0.0056	0.0078
Tipo 15	211.92	245.45	0.0057	0.0076
Tipo 14	196.55	225.05	0.0058	0.0074
Tipo 13	180.98	205.14	0.0054	0.0071
Tipo 12	166.44	185.90	0.0052	0.0068
Tipo 11	152.52	167.47	0.0049	0.0065
Tipo 10	139.16	149.84	0.0053	0.0063
Tipo 9	124.94	132.86	0.0052	0.0061
Tipo 8	110.80	116.41	0.0051	0.0058
Tipo 7	97.09	100.84	0.0050	0.0054
Tipo 6	83.65	86.23	0.0048	0.0051
Tipo 5	70.60	72.39	0.0038	0.0045
Tipo 4	60.31	60.30	0.0039	0.0048
Tipo 3	49.89	47.45	0.0038	0.0038
Tipo 2	39.73	37.25	0.0038	0.0032
Tipo 1	29.35	28.74	0.0035	0.0029
Mezanino	19.99	20.99	0.0036	0.0039
Pilotis	10.25	10.47	0.0038	0.0039

En la verificación de la formación de articulaciones plásticas, fue utilizada la misma pareja de acelerogramas para el análisis no lineal de la estructura, con el objetivo de formación de articulaciones apenas en el rango entre ocupación inmediata y seguridad de vida para un evento sísmico con periodo de retorno de 970 años.

La estructura que fue diseñada para el sismo con periodo de retorno de 475 años presentó la formación de 10 articulaciones plásticas en el rango entre seguridad de vida y prevención de colapso e incluso articulaciones que rebasaban el rango de prevención de colapso, necesitando el cambio de la sección transversal de algunas columnas de los pisos inferiores para cumplir con el objetivo de desempeño.

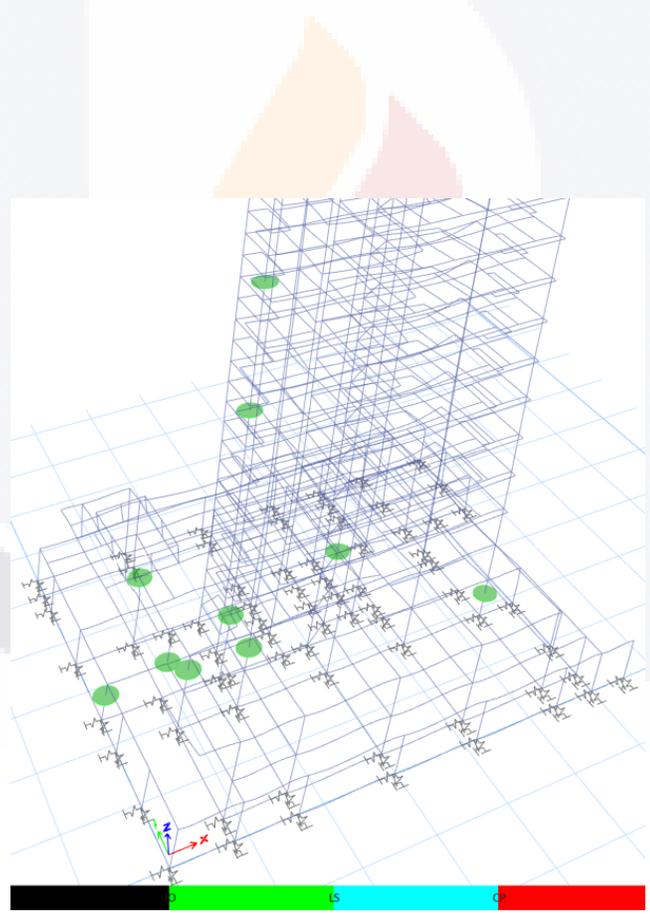


Figura 14: Articulaciones plásticas de la estructura con objetivo de desempeño de riesgo esencial para sismos con periodo de retorno de 970 años.

Con las modificaciones necesarias, fue obtenida la estructura con los siguientes volúmenes de concreto y acero de refuerzo:

Tabla 37

Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura con objetivo de desempeño de riesgo esencial (475 años).

Piso	Volumen de Concreto (m ³)				Peso de Acero de Refuerzo (ton)			
	Columnas	Vigas	Losas	Total	Columnas	Vigas	Losas	Total
Tinaco SUP	0.00	4.13	9.48	13.61	0.00	0.00	1.30	1.30
Tinaco INF	6.22	3.09	3.83	13.13	0.68	0.68	3.00	4.36
Casa de Maquinas	6.81	14.20	0.96	21.97	2.05	4.15	0.05	6.24
Coberta	37.13	18.40	10.59	66.12	10.85	5.37	0.62	16.84
Superior Cob	36.33	19.51	15.35	71.20	4.18	5.70	0.87	10.74
Tereo Cob	36.33	19.77	15.35	71.45	4.18	5.77	1.24	11.20
Tipo 16	36.33	27.13	15.35	78.82	4.33	7.92	1.24	13.50
Tipo 15	36.33	25.27	15.35	76.95	4.30	7.21	1.24	12.75
Tipo 14	36.33	27.18	15.35	78.87	4.44	7.73	1.24	13.42
Tipo 13	36.33	31.84	15.35	83.52	4.90	9.08	1.24	15.23
Tipo 12	36.33	31.68	15.35	83.36	4.90	9.07	1.24	15.22
Tipo 11	36.33	34.57	15.35	86.26	4.95	9.94	1.24	16.14
Tipo 10	36.33	32.75	15.35	84.44	5.27	9.42	1.24	15.94
Tipo 9	36.33	35.48	15.35	87.16	5.99	10.20	1.24	17.44
Tipo 8	36.33	33.66	15.35	85.34	5.99	9.69	1.24	16.93
Tipo 7	36.33	34.72	15.35	86.40	5.99	10.00	1.24	17.24
Tipo 6	36.33	35.44	15.35	87.12	6.13	10.20	1.24	17.57
Tipo 5	39.17	35.88	15.35	90.40	6.47	10.34	1.24	18.05
Tipo 4	39.97	37.20	15.35	92.53	6.60	10.77	1.24	18.62
Tipo 3	41.96	34.34	15.35	91.65	7.07	9.89	1.24	18.21
Tipo 2	42.99	32.93	15.35	91.27	7.25	9.61	1.24	18.11
Tipo 1	54.21	42.74	15.35	112.30	10.17	12.48	1.24	23.89
Mezanino	92.09	41.57	47.66	181.31	15.19	12.14	7.64	34.97
Pilotis	117.08	35.00	73.86	225.95	19.32	10.22	13.76	43.30
			Total (m³)	2061.14			Total (ton)	397.19

6.5. Diseño para objetivo de desempeño básico

En el nivel de desempeño con objetivo de riesgo esencial, la estructura debe de permanecer completamente operacional para sismos con periodo de retorno de 72 años y presentar formación de articulaciones plásticas para el nivel de desempeño de ocupación inmediata para sismos con periodo de retorno de 475 años y seguridad de vida para sismos con periodo de retorno de 970 años.

La estructura diseñada para el evento sísmico con periodo de retorno de 72 años no fue capaz de mantenerse en los rangos de articulaciones plásticas establecidos para los sismos con periodo de retorno de 475 y 970 años. Fue necesario aumentar la rigidez de la estructura aumentando secciones transversales de columnas y vigas y fue generada una estructura con los siguientes periodos de los modos principales de vibrar:

Tabla 38

Principales modos de vibrar de la estructura para el objetivo de desempeño básico (72 años).

Modo	Periodo (s)
1	1.484
2	1.413
3	1.158
4	0.514
5	0.507
6	0.409
7	0.284
8	0.272
9	0.229
10	0.189
11	0.176
12	0.172

Para el análisis de desplazamientos laterales y distorsiones de entrepiso fue considerado el sismo con periodo de retorno de 250 años, pues las NTC de diseño por sismo nos recomiendan utilizar el programa SASID como base de datos y el programa nos da apenas la opción de generar espectros de respuesta y acelerogramas sintéticos para sismos con este periodo de retorno. Y para este periodo de retorno, la estructura cumple con las distorsiones máximas de entrepiso.

Tabla 39

Distorsión de entrepisos de la estructura con objetivo de desempeño básico (72 años).

Piso	Desplazamiento máx X (mm)	Desplazamiento máx Y (mm)	Distorsión X	Distorsión Y
Tinaco SUP	169.19	154.08	0.0009	0.0040
Tinaco INF	166.69	164.91	0.0032	0.0025
Casa de Maquinas	158.04	158.05	0.0035	0.0058
Coberta	167.53	206.69	0.0031	0.0041
Superior Cob	159.25	195.69	0.0032	0.0041
Terreo Cob	150.59	184.69	0.0033	0.0042
Tipo 16	141.71	173.46	0.0032	0.0042
Tipo 15	132.96	162.12	0.0031	0.0042
Tipo 14	124.50	150.74	0.0031	0.0042
Tipo 13	116.12	139.32	0.0032	0.0042
Tipo 12	107.51	127.95	0.0033	0.0042
Tipo 11	98.66	116.64	0.0032	0.0042
Tipo 10	89.91	105.40	0.0031	0.0041
Tipo 9	81.49	94.23	0.0031	0.0041
Tipo 8	73.15	83.13	0.0032	0.0041
Tipo 7	64.57	72.19	0.0032	0.0039
Tipo 6	55.99	61.56	0.0031	0.0038
Tipo 5	47.76	51.27	0.0030	0.0037
Tipo 4	39.65	41.38	0.0030	0.0036
Tipo 3	31.61	31.61	0.0029	0.0029
Tipo 2	23.81	23.81	0.0028	0.0034
Tipo 1	16.37	14.71	0.0023	0.0024
Mezanino	10.12	8.31	0.0020	0.0014
Pilotis	4.77	4.44	0.0018	0.0016

Con la estructura más flexible resultado de menores secciones transversales de vigas y columnas, como consecuencia hubo el menor costo de la estructura:

Tabla 40

Volumen de concreto y peso de acero de refuerzo de la estructura con objetivo de básico (72 años).

Piso	Volumen de Concreto (m ³)				Peso de Acero de Refuerzo (ton)			
	Columnas	Vigas	Losas	Total	Columnas	Vigas	Losas	Total
Tinaco SUP	0.00	0.00	9.48	9.48	0.00	0.00	1.30	1.30
Tinaco INF	7.02	2.93	3.83	13.78	0.77	0.68	3.00	4.45
Casa de Maquinas	7.68	4.21	0.96	12.85	2.31	1.23	0.05	3.58
Coberta	18.26	15.78	10.59	44.63	5.33	4.61	0.62	10.56
Superior Cob	33.81	16.74	15.35	65.90	3.89	4.89	0.87	9.64
Tereo Cob	35.06	16.96	15.35	67.37	4.03	4.95	1.24	10.23
Tipo 16	35.06	23.27	15.35	73.69	4.18	6.80	1.24	12.22
Tipo 15	35.06	21.67	15.35	72.08	4.15	6.18	1.24	11.57
Tipo 14	37.01	22.38	15.35	74.74	4.52	6.37	1.24	12.13
Tipo 13	37.01	25.94	15.35	78.30	5.00	7.40	1.24	13.64
Tipo 12	37.01	25.81	15.35	78.17	5.00	7.39	1.24	13.63
Tipo 11	37.23	28.17	15.35	80.76	5.08	8.10	1.24	14.42
Tipo 10	37.23	26.97	15.35	79.55	5.40	7.76	1.24	14.40
Tipo 9	38.10	28.91	15.35	82.36	6.29	8.31	1.24	15.84
Tipo 8	38.10	27.14	15.35	80.59	6.29	7.81	1.24	15.35
Tipo 7	39.39	28.29	15.35	83.04	6.50	8.15	1.24	15.89
Tipo 6	38.10	29.18	15.35	82.63	6.42	8.40	1.24	16.07
Tipo 5	42.09	29.24	15.35	86.68	6.95	8.42	1.24	16.62
Tipo 4	45.11	30.00	15.35	90.46	7.44	8.69	1.24	17.38
Tipo 3	47.35	27.98	15.35	90.69	7.98	8.06	1.24	17.29
Tipo 2	48.52	27.11	15.35	90.98	8.18	7.92	1.24	17.34
Tipo 1	49.52	34.82	15.35	99.69	9.29	10.17	1.24	20.70
Mezanino	73.28	33.51	47.66	154.45	12.09	9.79	7.64	29.51
Pilotis	106.60	37.52	73.86	217.98	17.59	10.95	13.76	42.31
			Total (m³)	1910.86		Total (ton)	356.08	

En el análisis no lineal, utilizando los acelerogramas del sismo con periodo de retorno de 475 y 970 años años, la estructura diseñada para el sismo con periodo de retorno de 72 años generó articulaciones plásticas en el rango posterior a prevención de colapso. Fue necesario cambiar secciones principalmente en la parte central de la torre. Con las modificaciones se logró la generación de articulaciones plásticas respetando los rangos establecidos. Para el sismo con periodo de retorno de 970 años, fueron generadas 63 articulaciones plásticas, siendo 18 en el rango entre prevención de colapso y seguridad de vida y 45 articulaciones entre el rango de seguridad de vida y ocupación inmediata. Para el sismo con periodo de retorno de 475 años, fueron formadas 48 articulaciones en el rango entre seguridad de vida y ocupación inmediata.

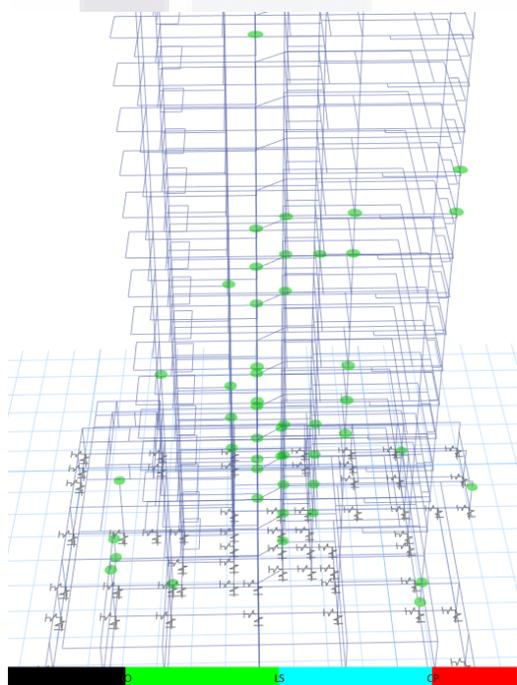


Figura 15: Articulaciones plásticas de la estructura con objetivo de desempeño básico para sismos con periodo de retorno de 475 años.

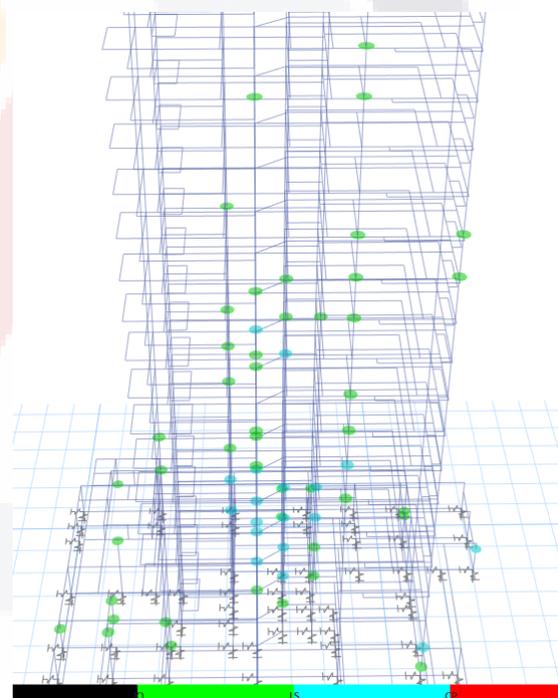


Figura 16: Articulaciones plásticas de la estructura con objetivo de desempeño básico para sismos con periodo de retorno de 970 años.

CAPÍTULO 7

Análisis de resultados

7.1. Resultados

En este capítulo se van a comparar los resultados obtenidos sobre tiempos de análisis, desplazamientos, volumen de concreto, peso de acero de refuerzo y una estimación del costo de las diferentes estructuras analizadas y diseñadas en los capítulos anteriores.

7.2. Tiempo de análisis

Los diferentes tipos de análisis necesitan diferentes tiempos de demanda computacional, y esta es información importante para los ingenieros estructuristas pues cuanto más tiempo se necesita para hacer el análisis de una estructura, este valor debe de ser insertado en los costos del proyecto estructural. Fue verificado durante los análisis de las estructuras y en la verificación y optimización de la estructura que la demanda computacional está prácticamente toda en el procesador de la computadora, sin depender de tarjeta gráfica, memoria RAM y disco duro. Los análisis fueron hechos en una laptop con procesador Intel Core I7-9750H y las estructuras tenían tomaron los siguientes tiempos:

Tabla 41

Demanda computacional.

Actividad	Tiempo								
	Estático Lineal			Dinámico Lineal			Dinámico no Lineal		
	Mín	Máx	Promedio	Mín	Máx	Promedio	Mín	Máx	Promedio
Análisis de la estructura	13s	17s	14s	22s	16s	19s	1h 02min 31s	1h 22min 39s	1h 17min 54s
Verificación y optimización de secciones	4min 35s	6min 12s	5min 2s	7min 39s	15min 26s	8min 34s	-	-	-

En la grafica siguiente, vemos de manera más clara la diferencia entre los tiempos promedio de análisis. El análisis y diseño de estructuras alcanza a ser 92.7% menor en el análisis estático lineal y 88.6% en el análisis dinámico lineal.

Tabla 42

Cantidad de elementos de los modelos estructurales.

Estructura	Nudos	Columnas/Vigas
NTC Estático Lineal	1499	2126
NTC Dinámico Lineal	1448	1995
NTC Dinámico No Lineal	1448	1995
ACI Estático Lineal	1499	2126
ACI Dinámico Lineal	1448	1995
ACI Dinámico No Lineal	1448	1995
Desempeño (970 años)	1499	2126
Desempeño (475 años)	1448	1995
Desempeño (72 años)	1448	1995

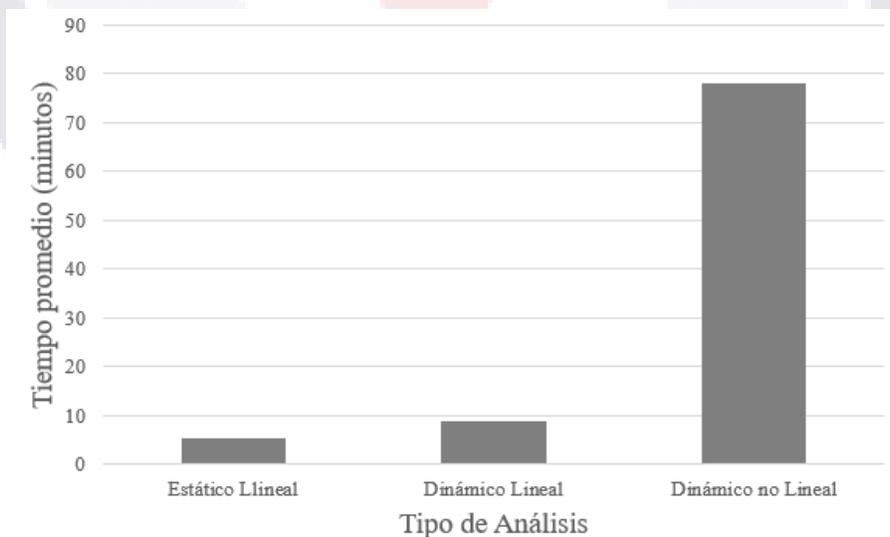


Gráfico 2: Tiempos de análisis en minutos.

7.3. Datos de las estructuras

Una información muy importante sobre la rigidez de una estructura es su periodo principal de vibrar. Con la mayor capacidad de resistir a esfuerzos horizontales tenemos mayor rigidez y menor periodo principal de vibración de la estructura, como podemos ver en la siguiente tabla:

Tabla 43

Períodos principales de vibrar.

Estructura	Periodo principal de vibrar (s)
Estructura Original	4.611
NTC Estático Lineal	1.577
NTC Dinámico Lineal	1.569
NTC Dinámico No Lineal	1.597
ACI Estático Lineal	1.864
ACI Dinámico Lineal	1.873
ACI Dinámico No lineal	1.967
Desempeño (970 años)	1.030
Desempeño (475 años)	1.367
Desempeño (72 años)	1.484

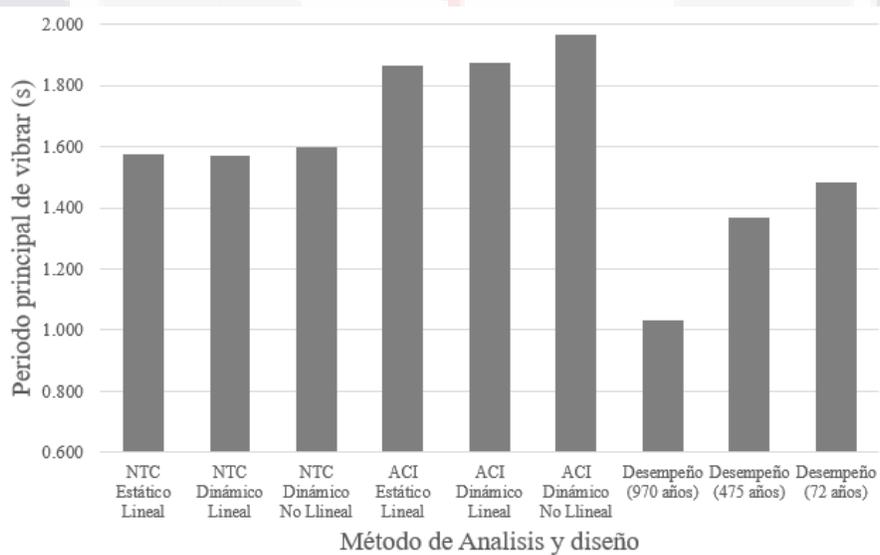


Gráfico 3: Periodos principales de vibrar de las estructuras.

7.4. Costo de las estructuras

Para calcular el costo aproximado de las estructuras, fue utilizado el documento tabulador de precios unitarios de la secretaría de obras y servicios de la Ciudad de México para el mes de abril de 2021 para obtener los precios unitarios del metro cúbico del concreto hidráulico y de la tonelada del acero de refuerzo. Para el concreto hidráulico tenemos los ítems siguientes de la lista: Clave FE13DB - Suministro y colocación de concreto hidráulico de fraguado normal, resistencia $f'c = 300\text{kg/cm}^2$ fabricado en planta por proveedor, para elementos de superestructura (columnas, trabes, losas macizas y reticulares, muros, faldones y pretiles: MXN 2706.28/m³. Clave DB12C – Suministro, habilitado y colocación de acero de refuerzo: MXN 31407.17/ton.

Tabla 44

Costos de concreto y de acero de refuerzo por estructura.

Estructura	Volumen de Concreto (m ³)	Peso de Acero de Refuerzo (ton)	Costo de Concreto (MXN)	Costo de Acero de Refuerzo (MXN)	Total (MXN)
Estructura Original	945.97	113.5	2,560,059.69	3,564,713.80	6,124,773.49
NTC Estático Lineal	1683.69	304.82	4,556,536.57	9,573,533.56	14,130,070.13
NTC Dinámico Lineal	1716.34	329.48	4,644,896.62	10,348,034.37	14,992,930.99
NTC Dinámico No Lineal	1695.49	326.25	4,588,470.68	10,246,589.21	14,835,059.89
ACI Estático Lineal	1458.49	264.07	3,947,082.32	8,293,691.38	12,240,773.70
ACI Dinámico Lineal	1493.31	274.28	4,041,314.99	8,614,358.59	12,655,673.57
ACI Dinámico No Lineal	1447.55	271.20	3,917,475.61	8,517,624.50	12,435,100.12
Desempeño (970 años)	2818.95	526.18	7,628,868.01	16,525,824.71	24,154,692.72
Desempeño (475 años)	2061.14	397.19	5,578,021.96	12,474,613.85	18,052,635.81
Desempeño (72 años)	1910.86	356.08	5,171,322.20	11,183,465.09	16,354,787.29

En el siguiente grafico vemos de manera más clara la diferencia de porcentajes del costo de concreto y acero de refuerzo en las estructuras diseñadas. Aproximadamente 60% del costo de la estructura original estaba relacionado al acero de refuerzo, mientras que en las estructuras sismorresistentes un valor de aproximadamente 70% del costo referente al acero de refuerzo.

Esta diferencia entre la estructura original que está ubicada en una zona sin sismicidad y las estructuras sismorresistentes se debe principalmente a la cantidad superior de acero de refuerzo para resistir a los esfuerzos cortantes elevados causados por las cargas laterales, necesitando mayor refuerzo a través de estribos.

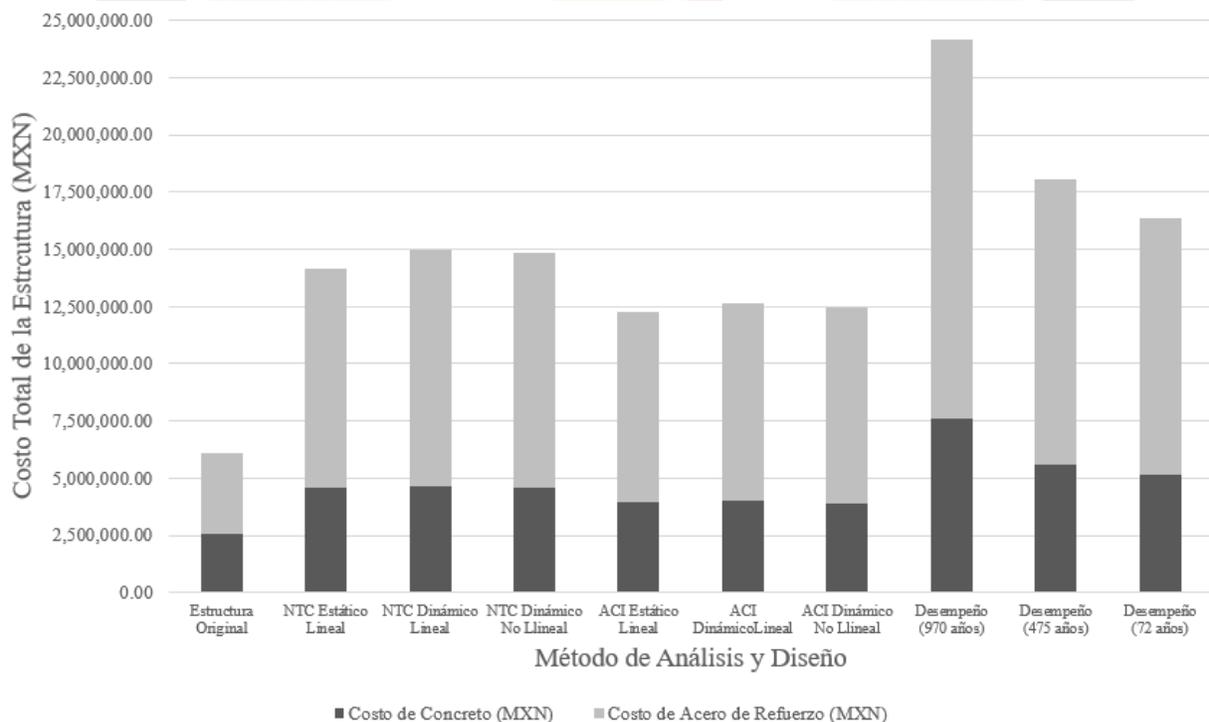


Gráfico 4: Costo de las estructuras diseñadas.

Tabla 45

Costos de concreto y de acero de refuerzo por estructura en porcentaje.

Estructura	Costo de Concreto (MXN)	Costo de Acero de Refuerzo (MXN)	Costo de Concreto	Costo de Acero de Refuerzo
Estructura Original	2,560,059.69	3,564,713.80	41.80%	58.20%
NTC Estático Lineal	4,556,536.57	9,573,533.56	32.25%	67.75%
NTC Dinámico Lineal	4,644,896.62	10,348,034.37	30.98%	69.02%
NTC Dinámico No Lineal	4,588,470.68	10,246,589.21	30.93%	69.07%
ACI Estático Lineal	3,947,082.32	8,293,691.38	32.25%	67.75%
ACI Dinámico Lineal	4,041,314.99	8,614,358.59	31.93%	68.07%
ACI Dinámico No Lineal	3,917,475.61	8,517,624.50	31.50%	68.50%
Desempeño (970 años)	7,628,868.01	16,525,824.71	31.58%	68.42%
Desempeño (475 años)	5,578,021.96	12,474,613.85	30.90%	69.10%
Desempeño (72 años)	5,171,322.20	11,183,465.09	31.62%	68.38%

7.5. Análisis no lineal y formación de articulaciones plásticas

En el análisis no lineal de las estructuras, hubo la formación de las siguientes articulaciones:

Tabla 46

Cantidad de articulaciones plásticas formadas por estructura.

Estructura	Ocupación Inmediata Seguridad de Vida	Seguridad de Vida Prevención de Colapso	Total de Articulaciones
NTC Dinámico No Lineal	3	3	6
ACI Dinámico No Lineal	35	5	40
Desempeño Objetivo Crítico (970 años)	16	10	26
Desempeño Riesgo Esencial (970 años)	10	0	10
Desempeño Objetivo Básico (475 años)	48	0	48
Desempeño Objetivo Básico (970 años)	45	18	63

Las estructuras más flexibles presentan mayor formación de articulaciones plásticas en los rangos entre ocupación inmediata y prevención de colapso antes de que haya la formación de rótulas plásticas que sobrepasen el límite de prevención de colapso.

Eso se debe que las estructuras flexibles tienen mejor distribución de esfuerzos internos de sus elementos que las estructuras más rígidas que, presentan la formación de pocas articulaciones, pero con la adición de carga, ya muchos elementos pierden completamente su capacidad de carga en el rango no lineal antes de permitir la formación de articulaciones en otros elementos.

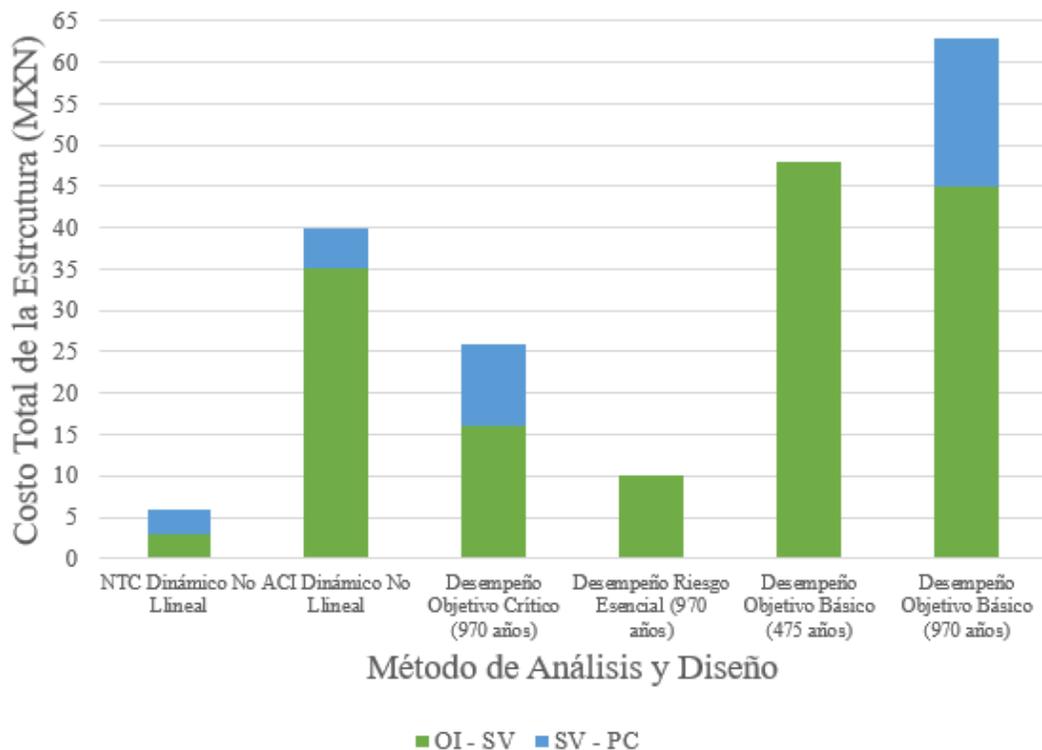


Gráfico 5: Formación de articulaciones plásticas en las estructuras analizadas.

CAPÍTULO 8

Conclusiones

8.1. Introducción

En este capítulo se presentan las conclusiones obtenidas a lo largo de la realización del trabajo de análisis y diseño. Fueron encontradas las correlaciones entre los resultados y las variables independientes definidas para los diferentes tipos de análisis. También fueron encontrados resultados que no era el objetivo principal del trabajo, como el tiempo promedio de los análisis propuestos, tiempo de verificación y optimización de secciones y características sobre las estructuras irregulares.

8.2. Conclusión General

Como conclusión general podemos afirmar que estructuras irregulares presentan desempeño sísmico muy bajo debido a la ineficiente transferencia de esfuerzos internos entre elementos estructurales, aumentando mucho el costo de construcción y causando la obligatoriedad de cambios arquitectónicos para que los elementos estructurales puedan tener mejor eficiencia. Debido a la irregularidad de las estructuras, no fue posible definir un buen patrón de costos de estructuras diseñadas siguiendo las normas y reglamentos actuales las estructuras diseñadas basadas en desempeño sísmico y sus diferentes niveles de desempeño.

8.3. Conclusiones Específicas

8.3.1. Conclusiones sobre estructuras irregulares

La arquitectura propuesta obliga al ingeniero estructurista a generar una estructura muy irregular, como define la sección 5.3 de las NTC de diseño por sismo. Es conocido que las estructuras irregulares causan un aumento significativo en los efectos de torsión de la edificación y como consecuencia, NTC de diseño por sismo nos recomiendan utilizar los factores de reducción

para las situaciones más desfavorables, causando un aumento en la demanda estructural de los elementos y consecuente aumento de costo de la estructura.

Otras irregularidades que podemos citar que existe en la estructura propuesta son columnas que no tienen coincidencia con otras columnas en su eje horizontal, obligando al estructurista a conectar columnas con vigas en dirección diagonal (en planta) y generar muchas vigas que se apoyan en otras vigas. Esta solución estructural causa una mala distribución de fuerzas entre elementos estructurales, como consecuencia, tenemos elementos sobrecargados y excesivamente robustos mientras otros elementos están con cargas muy reducidas. Así, la solución estructural causa el sacrificio y obligatorio cambio de muchos elementos de arquitectura propuestos, como entrantes en habitaciones debido a columnas con dimensiones excesivas, vigas muy esbeltas disminuyendo la altura de habitaciones o generando la necesidad de cambios de puertas y ventanas. De todas las estructuras analizadas y diseñadas, la arquitectura fue sacrificada en algún nivel, cuanto mayor la rigidez de la estructura para resistir a los esfuerzos de sismos más intentos, mayor el sacrificio arquitectónico necesario.

En el análisis basado en desempeño sísmico, los reglamentos FEMA y las NTC de diseño por sismo citan que se debe de respetar la formación de mecanismos plásticos de en el rango no lineal de las conexiones con vigas débiles y columnas fuertes para prevenir el colapso de la estructura ante la falla de elementos estructurales aislados. También debido a la irregularidad de la estructura, por más tiempo que fue dedicado al refuerzo de las conexiones de modo a tener la formación de articulaciones plásticas primeramente en las vigas, no fue posible lograr la formación de este mecanismo. En todas las estructuras analizadas en el rango no lineal, fueron respetadas las formaciones de articulaciones plásticas para prevención de colapso y para los respectivos niveles de desempeño sísmico, pero todas las articulaciones plásticas fueron generadas en columnas y

ninguna fue generada en vigas. Esto demanda más tiempo del ingeniero estructurista pues dificulta la predicción de que elementos estructurales deben de ser reforzados para la formación del mecanismo propuesto pues a cada modificación se debe de hacer un análisis de más de una hora para la verificación de formación de articulaciones plásticas.

8.2.2. Conclusiones sobre los métodos de análisis y diseño

Fue verificado que para una misma estructura propuesta con las mismas cargas vivas y muertas las Normas Técnicas Complementarias para diseño por sismos es más conservadora que el reglamento americano ACI-318. Para las NTC fueron generadas estructuras más rígidas, con menores periodos en sus modos principales de vibrar y consecuente mayor costo de construcción en comparación con las estructuras diseñadas siguiendo los reglamentos americanos. Fue verificado que eso ocurre en parte por la consideración de las combinaciones de cargas, ya que en las NTC tenemos combinaciones con factores de carga más elevados.

Las NTC no recomiendan el método de análisis estático no lineal (pushover) para estructuras irregulares con alturas mayores que 30 metros. Este método no es efectivo para estructuras irregulares con altura mayor que la definida pues para estructuras muy irregulares no se debe considerar los pisos con diafragmas rígidos, por lo tanto, el programa ETABS no puede aplicar la carga horizontal en determinado punto de diafragmas flexibles. Los cálculos de excentricidad utilizando la excentricidad natural más la excentricidad accidental causan un exceso de distorsión que se aleja mucho de la realidad de las solicitaciones de los elementos estructurales, sobrecargando de manera exagerada un lado de la estructura y elementos específicos y disminuyendo las cargas en el lado opuesto que tiene su distancia en planta mas lejana de la aplicación de la carga horizontal.

Las NTC de diseño por sismo citan el programa SASID para obtención de datos. La versión actual es en línea y hay la necesidad de generar una cuenta con correo electrónico y contraseña y hay apenas la generación de datos para sismos con periodo de retorno de 250 años, tanto para la obtención de espectros de respuesta cuanto la generación de acelerogramas sintéticos. Los acelerogramas son enviados al correo algunos minutos después de generar el pedido, lo que dificulta el proceso de obtención de datos e inviabiliza el análisis y diseño basado en desempeño sísmico. Para hacer el análisis y diseño basado en desempeño sísmico el programa PRODISIS genera espectros de respuesta y acelerogramas sintéticos para sismos con el periodo de retorno definidos por el usuario y el programa no necesita conexión con internet y tampoco tiempo de espera para la obtención de los datos.

La consideración de la interacción suelo estructura resultó en un amortiguamiento de la base de la estructura y consecuente disminución de las cargas horizontales y esfuerzos cortantes en la base. Así fue posible diseñar una estructura un poco más flexible y con menor costo, tanto en el diseño por las NTC de diseño por sismo cuanto con el reglamento ACI-318.

Se observó que estructuras más flexibles presentan, en su rango no lineal, mayor cantidad de formación de articulaciones plásticas en el rango entre ocupación inmediata y prevención de colapso antes de que alguna de estas articulaciones plásticas sobrepase el rango de prevención de colapso. Las estructuras flexibles logran la mejor transferencia de esfuerzos internos que las estructuras más rígidas, estas concentran esfuerzos en los elementos estructurales del centro de la torre principal en los primeros pisos del edificio, donde hay la formación de pocas articulaciones plásticas pero que, con la adición de cargas laterales, sobrepasan el rango de prevención de colapso.

8.2.3. Conclusiones sobre costos

Sobre los costos, vemos que, en las estructuras analizadas en este trabajo, tanto la estructura original cuanto la estructura sismorresistente tiene mayor costo de acero de refuerzo que de concreto. La estructura sismorresistente tiene mayor costo de acero de refuerzo en porcentaje que una estructura diseñada para una región sin actividad sísmica.

Las estructuras diseñadas de acuerdo con la normativa ACI-318 tienen menor rigidez, como resultado de menores secciones de elementos estructurales y consecuente menor costo, pero con mayores desplazamientos laterales y mayor formación de articulaciones plásticas en el rango no lineal de respuesta de la estructura.

Para la edificación propuesta en este trabajo, las NTC de diseño por sismo no requiere el análisis dinámico no lineal paso a paso, pero fue verificada una pequeña reducción de costo utilizando este análisis, con una pequeña diferencia de -1.05%. En el análisis y diseño basados en el desempeño sísmico, el nivel de desempeño básico cumple con las solicitaciones estructurales impuestas por el sismo de diseño determinado por las NTC de diseño por sismo que es un evento con periodo de retorno de 2050 años. La estructura cumple con la formación de articulaciones plásticas abajo del nivel de seguridad de vida para un sismo de 450 años y de prevención de colapso para un sismo de 970 años, estas ventajas se presentan con una adición de 9.08% del costo de una estructura diseñada por el análisis dinámico lineal.

Las estructuras más rígidas presentaban menor cantidad de formación de articulaciones plásticas que las estructuras más flexibles. Por un lado, la ventaja de las estructuras flexibles es la mejor distribución de esfuerzos internos en la estructura, por otro lado, la mayor cantidad de formación de articulaciones plásticas resulta en mayor costo de reparación de los diversos

elementos con daños estructurales. Como ventaja de las estructuras más rígidas, tenemos menor formación de articulaciones plásticas y menor costo de reparación después de un evento sísmico, como desventaja tenemos la peor distribución de esfuerzos internos en los elementos estructurales generando la necesidad de mayores secciones transversales de elementos localizados en el centro de los pisos inferiores de la torre. Estos pocos puntos de generación de articulaciones van a sobrepasar el límite de prevención de colapso en eventos sísmicos más intensos.

Las estructuras más rígidas presentan menores periodos de vibración natural y menores desplazamientos máximos, aumentando la aceleración lateral en los pisos superiores causando mayor probabilidad de daño a los elementos no estructurales.

No fue posible definir un buen patrón de diferencia de costos asociados a los diferentes niveles de desempeño sísmico. Para el nivel de desempeño sísmico con objetivo de seguridad crítica, pocos elementos de la estructura estaban sobrecargados debido a la mala distribución de esfuerzos, generando la necesidad de reforzar los elementos cercanos de todo un mismo nivel, lo que resultó en una excesiva cantidad de columnas con secciones transversales con valores muy altos y muchas vigas con dimensiones también exageradas, generando como consecuencia mayor peso estructural y mayores esfuerzos a cada interacción. Como consecuencia, la estructura resultó muy pesada y con costo muy elevado, también perdiendo prácticamente toda su propuesta arquitectónica inicial, con la pérdida de muchos metros cuadrados de construcción, resultando en un proyecto que no es viable.

8.3. Propuestas para trabajos futuros

Como propuesta para trabajos futuros podemos sugerir el mismo estudio de diferentes tipos de análisis y normativas de diseño para una estructura regular, que presenta mejor eficiencia estructural ante un evento sísmico, pues una estructura regular puede presentar menor cantidad de elementos estructurales y nudos, causando la disminución del tiempo de análisis, mayor facilidad para el ingeniero estructurista en predecir y modificar elementos estructurales débiles, forzando la formación de articulaciones plásticas en puntos determinados.

En la comparación de costos entre una estructura regular y una irregular se puede verificar la adición de costo debido a la irregularidad y pérdidas de metros cuadrados de construcción.

Por último, la verificación de la viabilidad de utilización de aisladores y amortiguadores de base considerando diferentes periodos de retorno para eventos sísmicos, buscando una correlación entre costo de la estructura, periodo de retorno del evento sísmico, área en planta y altura de la edificación, para justificar en que punto se debe de invertir en aisladores y amortiguadores de base.

CAPÍTULO 9

Referencias Bibliográficas

- ABNT. (1980). *NBR 6120 Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. 6.
- ABNT. (2004). *NBR 8681 Ações e segurança nas estruturas—Procedimento*. 22.
- ABNT. (2006). *NBR 15421 Projeto de estruturas resistentes a sismos—Procedimento*. 32.
- ABNT, A. B. de N. T. (2014). *NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto—Procedimento*. 256.
- Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*. EDIESPE.
- ASCE. (2017). *ASCE/SEI Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. 623.
- ATC. (1996). *ATC 40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. 346.
- Bazzano, J., & Zerpa, J. (2017). *Introducción al Análisis No Lineal de Estructuras*.
- Bolaños, A., & Monroy, O. (2004). *Espectros de Peligro Sísmico Uniforme*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Cruz, C. A., Murià, D., & Camargo, J. (2007). *Método para calcular las rigideces y los amortiguamientos dinámicos de grupo de pilotes de fricción*. 30.
- FEMA. (1996). *FEMA 283 Performance Based Seismic Design of Buildings*. 176.
- FEMA. (2000). *FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. 519.
- FEMA. (2005). *FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. 392.
- FEMA. (2010). *FEMA P749 Earthquake-Resistant Design Concepts*. 111.
- FEMA. (2012). *FEMA P58 Seismic Performance Assessment of Buildings*. 278.

- Fragiadakis, M., Lagaros, N. D., & Papadrakakis, M. (2006). Performance-based earthquake engineering using structural optimisation tools. *International Journal of Reliability and Safety*, 1(1/2), 59. <https://doi.org/10.1504/IJRS.2006.010690>
- Mendes, J., Ramos, R., Lima, H., Farias, A., Eduardo, M., Spinelli, R., & Neymar, P. (2012). *Reativação da Falha de Samambaia em 2011*. 3.
- Montoya-Coronado, L. A., & Bairán, J. M. (2017). *A DIRECT PERFORMANCE BASED SEISMIC DESIGN METHOD FOR IRREGULAR STRUCTURES*. 12.
- Namuche, M. (2007). *ESTUDIO DE LA METODOLOGIA "DISEÑO POR CAPACIDAD" EN EDIFICACIONES APORTICADAS DE CONCRETO ARMADO PARA SER INCORPORADA A LA NORMA PERUANA E-060 COMO ALTERNATIVA DE DISEÑO*.
- PAOT. (2019). *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*. 128.
- Pérez, N., Lavariega, D. O., & Garnica, P. (2014). *Comportamiento dinámico de suelos no saturados y su aplicación a las vías terrestres*. 174.
- Pérez-Gavilán, J. J., Aguirre, J., & Ramírez, L. (2018). Sismicidad y seguridad estructural en las construcciones: Lecciones aprendidas en México. *Salud Pública de México*, 60(Supl.1), 41. <https://doi.org/10.21149/9300>
- Sadrollah, S. (2017). *Linear and nonlinear analysis of the results in regular concrete structure*. 1946-1951.
- SMIE. (2017a). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*. 210.

SMIE. (2017b). *Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el diseño Estructural de las Edificaciones*. 12.

SMIE. (2020). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo*. 101.

Taghavi, & Miranda. (2003). *Relative monetary investment in typical buildings*.

United States Geological Survey. (s. f.). Recuperado 5 de mayo de 2019, de <https://earthquake.usgs.gov/>

Yamawaki, K., Kitamura, H., Tsuneki, Y., & Mori, N. (2000). *INTRODUCTION OF A PERFORMANCE-BASED DESIGN*. 8.

Zarricueta, R. T. (2015). *TERREMOTO 2010 EN CHILE Y VIVIENDA SOCIAL: RESULTADOS Y APRENDIZAJES PARA RECOMENDACIÓN DE POLÍTICAS PÚBLICAS*. 278.



ANEXOS



ESPECTRO ELÁSTICO DE DISEÑO

Solicitado por: Edilton Rodrigues
Correo electrónico: engedilton@hotmail.com

Folio: NTCDS-CDMX-2021-36-5533
Fecha de generación: 20/05/2021 03:17

Ubicación: Latitud: 19.36398, Longitud: -99.18035
Dirección del predio: calle Hermes, nº 46 en la colonia Crédito Constructor, delegación Benito Juárez

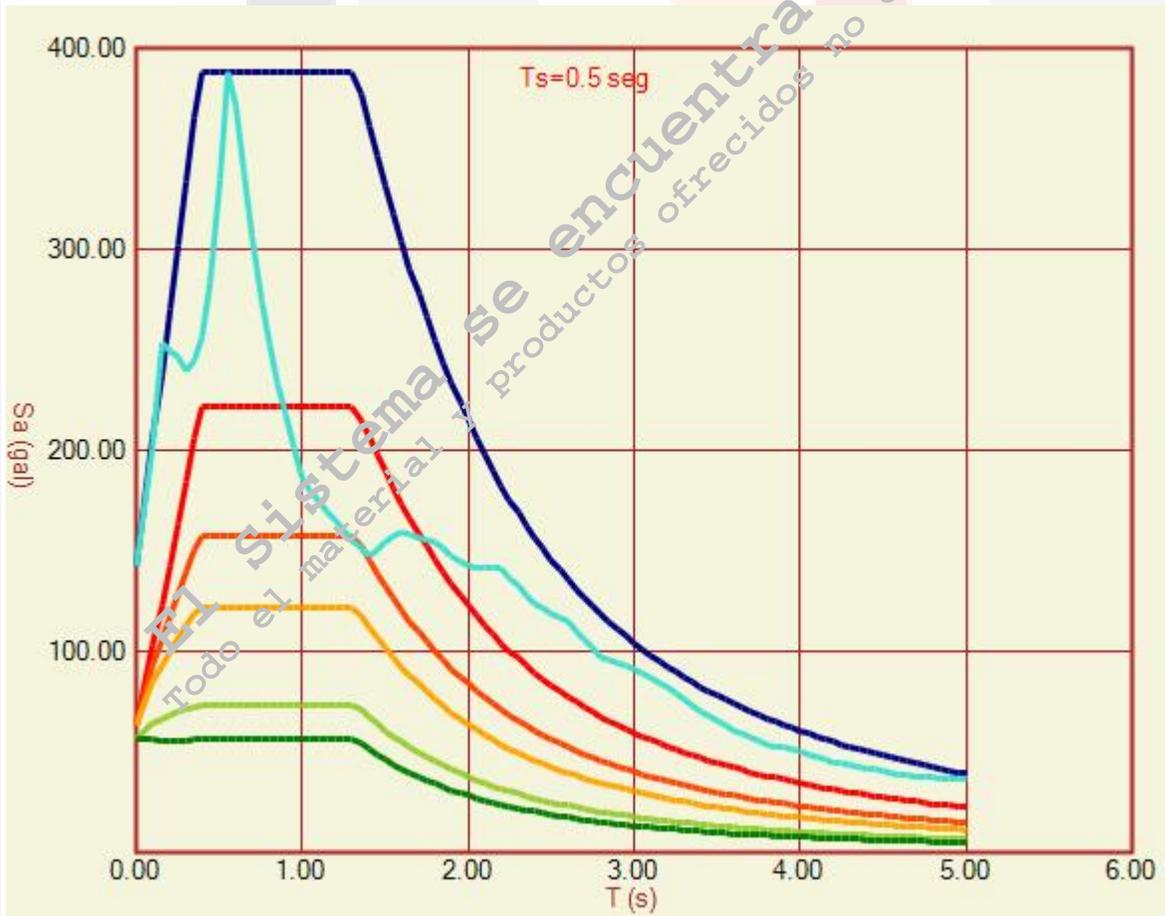


Factor de hiperestaticidad.k1
 1.00

Factor de importancia (Grupo)
 B

Factor de irregularidad
 1.0

Estructura de mampostería
 No



$a_0 = 142$ $c = 388$ $T_a = 0.4$ $T_b = 1.3$ $k = 1.500$

Periodo	EPU	Elástico	ED(Q=1.0)	ED(Q=1.5)	ED(Q=2)	ED(Q=3)	ED(Q=4)
0.000	142.3	142.3	63.2	63.2	63.2	56.9	56.9
0.100	200.5	206.1	103.3	93.4	85.2	64.5	56.1
0.150	253.8	238.1	122.8	106.0	93.2	66.5	55.7
0.200	249.6	270.0	142.9	117.9	100.3	68.3	55.5
0.250	246.7	301.9	163.4	129.2	106.8	69.9	55.6
0.300	240.0	333.8	184.6	140.0	112.8	71.4	55.7
0.350	244.9	365.7	206.2	150.4	118.4	72.8	56.0
0.400	256.0	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
0.450	283.3	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
0.500	334.2	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
0.550	388.1	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
0.600	371.5	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
0.650	339.0	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
0.700	306.7	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
0.750	274.4	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
0.800	252.4	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
0.850	232.9	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
0.900	217.8	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
0.950	201.8	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
1.000	187.5	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
1.050	180.0	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
1.100	174.2	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
1.150	169.5	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
1.200	165.0	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
1.250	159.9	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
1.300	155.4	388.1	221.8	157.5	122.1	73.7	56.3
1.350	151.1	376.8	215.3	152.3	117.8	71.0	54.1
1.400	147.4	361.7	206.7	145.5	112.3	67.4	51.3
1.450	150.7	346.6	198.1	138.9	106.9	64.1	48.7
1.500	154.0	331.9	189.6	132.5	101.8	60.9	46.2
1.550	156.9	317.6	181.5	126.4	96.9	57.8	43.9
1.600	159.6	303.3	173.6	120.5	92.3	55.0	41.7
1.650	158.2	290.6	166.0	115.0	87.9	52.3	39.6
1.700	156.8	278.0	158.8	109.7	83.8	49.8	37.7
1.750	155.4	266.0	152.0	104.8	79.9	47.4	35.9
1.800	154.5	254.6	145.5	100.1	76.3	45.2	34.2
1.850	151.2	243.8	139.3	95.7	72.8	43.2	32.6
1.900	147.8	233.5	133.5	91.5	69.6	41.2	31.1
1.950	144.7	223.8	127.9	87.6	66.6	39.4	29.7
2.000	142.2	214.7	122.7	83.9	63.7	37.6	28.4
2.050	142.0	206.0	117.7	80.4	61.0	36.0	27.2
2.100	141.7	197.7	113.0	77.1	58.5	34.5	26.0
2.150	141.4	189.9	108.5	73.9	56.1	33.1	24.9
2.200	141.1	182.6	104.3	71.0	53.8	31.7	23.9
2.250	136.7	175.6	100.3	68.2	51.7	30.4	23.0
2.300	132.3	168.9	96.5	65.6	49.7	29.2	22.0
2.350	127.9	162.7	92.9	63.1	47.7	28.1	21.2
2.400	123.5	156.7	89.5	60.7	45.9	27.0	20.4
2.450	121.3	151.0	86.3	58.5	44.2	26.0	19.6
2.500	119.1	145.7	83.2	56.4	42.6	25.1	18.9

2.550	116.9	140.6	80.3	54.4	41.1	24.2	18.2
2.600	114.7	135.7	77.5	52.5	39.6	23.3	17.5
2.650	110.4	131.1	74.9	50.6	38.3	22.5	16.9
2.700	106.1	126.7	72.4	48.9	36.9	21.7	16.3
2.750	101.8	122.5	70.0	47.3	35.7	21.0	15.8
2.800	97.5	118.5	67.7	45.7	34.5	20.3	15.2
2.850	95.8	114.7	65.5	44.2	33.4	19.6	14.7
2.900	94.2	111.1	63.5	42.8	32.3	18.9	14.3
2.950	92.6	107.6	61.5	41.5	31.3	18.3	13.8
3.000	91.0	104.3	59.6	40.2	30.3	17.8	13.4
3.050	88.8	101.1	57.8	38.9	29.4	17.2	12.9
3.100	86.7	98.1	56.0	37.7	28.5	16.7	12.5
3.150	84.5	95.2	54.4	36.6	27.6	16.2	12.2
3.200	82.4	92.4	52.8	35.5	26.8	15.7	11.8
3.250	79.4	89.8	51.3	34.5	26.0	15.2	11.5
3.300	76.5	87.2	49.8	33.5	25.3	14.8	11.1
3.350	73.5	84.8	48.4	32.6	24.5	14.4	10.8
3.400	70.6	82.4	47.1	31.7	23.8	14.0	10.5
3.450	68.1	80.2	45.8	30.8	23.2	13.6	10.2
3.500	65.7	78.0	44.6	30.0	22.6	13.2	9.9
3.550	63.3	75.9	43.4	29.1	21.9	12.9	9.7
3.600	60.9	73.9	42.2	28.4	21.4	12.5	9.4
3.650	59.1	72.0	41.1	27.6	20.8	12.2	9.2
3.700	57.4	70.2	40.1	26.9	20.3	11.9	8.9
3.750	55.7	68.4	39.1	26.2	19.7	11.6	8.7
3.800	53.9	66.7	38.1	25.6	19.2	11.3	8.5
3.850	53.0	65.0	37.2	24.9	18.8	11.0	8.2
3.900	52.0	63.4	36.2	24.3	18.3	10.7	8.0
3.950	51.0	61.9	35.4	23.7	17.8	10.4	7.8
4.000	50.1	60.4	34.5	23.2	17.4	10.2	7.7
4.050	48.7	59.0	33.7	22.6	17.0	9.9	7.5
4.100	47.4	57.6	32.9	22.1	16.6	9.7	7.3
4.150	46.1	56.3	32.2	21.6	16.2	9.5	7.1
4.200	44.8	55.0	31.4	21.1	15.8	9.3	7.0
4.250	44.1	53.7	30.7	20.6	15.5	9.1	6.8
4.300	43.4	52.5	30.0	20.1	15.1	8.8	6.6
4.350	42.7	51.4	29.4	19.7	14.8	8.7	6.5
4.400	42.0	50.2	28.7	19.2	14.5	8.5	6.4
4.450	41.2	49.2	28.1	18.8	14.1	8.3	6.2
4.500	40.3	48.1	27.5	18.4	13.8	8.1	6.1
4.550	39.4	47.1	26.9	18.0	13.5	7.9	5.9
4.600	38.6	46.1	26.3	17.6	13.3	7.8	5.8
4.650	38.2	45.1	25.8	17.3	13.0	7.6	5.7
4.700	37.9	44.2	25.3	16.9	12.7	7.4	5.6
4.750	37.5	43.3	24.7	16.6	12.5	7.3	5.5
4.800	37.2	42.4	24.2	16.2	12.2	7.1	5.4
4.850	36.9	41.6	23.8	15.9	12.0	7.0	5.2
4.900	36.7	40.8	23.3	15.6	11.7	6.8	5.1
4.950	36.4	40.0	22.8	15.3	11.5	6.7	5.0
5.000	36.2	39.2	22.4	15.0	11.3	6.6	4.9

Espectros de peligro uniforme por familia y época

Periodo	Total				Subducción				Profundidad intermedia			
	ACT	EF1	EF2	EF3	ACT	EF1	EF2	EF3	ACT	EF1	EF2	EF3
0.000	142.3	142.3	142.3	142.3	63.9	63.9	63.9	63.9	132.6	132.6	132.6	132.6
0.100	200.5	200.5	200.5	200.5	68.6	68.6	68.6	68.6	185.8	185.8	185.8	185.8
0.150	253.8	253.8	253.8	253.8	80.0	80.0	80.0	80.0	242.6	242.6	242.6	242.6
0.200	249.6	249.6	249.6	249.6	91.2	91.2	91.2	91.2	239.3	239.3	239.3	239.3
0.250	246.7	246.7	246.7	246.7	98.9	98.9	98.9	98.9	236.1	236.1	236.1	236.1
0.300	240.0	240.0	240.0	240.0	105.5	105.5	105.5	105.5	229.1	229.1	229.1	229.1
0.350	244.9	244.9	244.9	244.9	127.7	127.7	127.7	127.7	229.9	229.9	229.9	229.9
0.400	256.0	256.0	256.0	256.0	156.1	156.1	156.1	156.1	235.7	235.7	235.7	235.7
0.450	283.3	283.3	283.3	283.3	178.8	178.8	178.8	178.8	257.3	257.3	257.3	257.3
0.500	334.2	334.2	334.2	334.2	218.5	218.5	218.5	218.5	299.0	299.0	299.0	299.0
0.550	388.1	388.1	388.1	388.1	260.5	260.5	260.5	260.5	340.2	340.2	340.2	340.2
0.600	371.5	371.5	371.5	371.5	256.1	256.1	256.1	256.1	318.8	318.8	318.8	318.8
0.650	339.0	339.0	339.0	339.0	256.2	256.2	256.2	256.2	270.6	270.6	270.6	270.6
0.700	306.7	306.7	306.7	306.7	250.8	250.8	250.8	250.8	227.6	227.6	227.6	227.6
0.750	274.4	274.4	274.4	274.4	229.4	229.4	229.4	229.4	196.5	196.5	196.5	196.5
0.800	252.4	252.4	252.4	252.4	215.7	215.7	215.7	215.7	174.1	174.1	174.1	174.1
0.850	232.9	232.9	232.9	232.9	199.9	199.9	199.9	199.9	157.2	157.2	157.2	157.2
0.900	217.8	217.8	217.8	217.8	187.9	187.9	187.9	187.9	143.8	143.8	143.8	143.8
0.950	201.8	201.8	201.8	201.8	175.2	175.2	175.2	175.2	133.2	133.2	133.2	133.2
1.000	187.5	187.5	187.5	187.5	163.7	163.7	163.7	163.7	123.7	123.7	123.7	123.7
1.050	180.0	180.0	180.0	180.0	157.6	157.6	157.6	157.6	117.5	117.5	117.5	117.5
1.100	174.2	174.2	174.2	174.2	152.9	152.9	152.9	152.9	112.5	112.5	112.5	112.5
1.150	169.5	169.5	169.5	169.5	149.2	149.2	149.2	149.2	108.2	108.2	108.2	108.2
1.200	165.0	165.0	165.0	165.0	145.6	145.6	145.6	145.6	104.1	104.1	104.1	104.1
1.250	159.9	159.9	159.9	159.9	141.7	141.7	141.7	141.7	100.4	100.4	100.4	100.4
1.300	155.4	155.4	155.4	155.4	138.3	138.3	138.3	138.3	97.1	97.1	97.1	97.1
1.350	151.1	151.1	151.1	151.1	135.0	135.0	135.0	135.0	93.9	93.9	93.9	93.9
1.400	147.4	147.4	147.4	147.4	132.4	132.4	132.4	132.4	91.1	91.1	91.1	91.1
1.450	150.7	150.7	150.7	150.7	136.6	136.6	136.6	136.6	88.8	88.8	88.8	88.8
1.500	154.0	154.0	154.0	154.0	140.8	140.8	140.8	140.8	86.6	86.6	86.6	86.6
1.550	156.9	156.9	156.9	156.9	144.6	144.6	144.6	144.6	84.2	84.2	84.2	84.2
1.600	159.6	159.6	159.6	159.6	148.2	148.2	148.2	148.2	81.6	81.6	81.6	81.6
1.650	158.2	158.2	158.2	158.2	147.5	147.5	147.5	147.5	79.2	79.2	79.2	79.2
1.700	156.8	156.8	156.8	156.8	146.7	146.7	146.7	146.7	76.8	76.8	76.8	76.8
1.750	155.4	155.4	155.4	155.4	146.0	146.0	146.0	146.0	74.5	74.5	74.5	74.5
1.800	154.5	154.5	154.5	154.5	145.6	145.6	145.6	145.6	72.4	72.4	72.4	72.4
1.850	151.2	151.2	151.2	151.2	142.9	142.9	142.9	142.9	70.1	70.1	70.1	70.1
1.900	147.8	147.8	147.8	147.8	140.1	140.1	140.1	140.1	67.8	67.8	67.8	67.8
1.950	144.7	144.7	144.7	144.7	137.6	137.6	137.6	137.6	65.7	65.7	65.7	65.7
2.000	142.2	142.2	142.2	142.2	135.6	135.6	135.6	135.6	63.8	63.8	63.8	63.8
2.050	142.0	142.0	142.0	142.0	135.6	135.6	135.6	135.6	62.9	62.9	62.9	62.9
2.100	141.7	141.7	141.7	141.7	135.6	135.6	135.6	135.6	62.0	62.0	62.0	62.0
2.150	141.4	141.4	141.4	141.4	135.6	135.6	135.6	135.6	61.0	61.0	61.0	61.0
2.200	141.1	141.1	141.1	141.1	135.6	135.6	135.6	135.6	60.1	60.1	60.1	60.1
2.250	136.7	136.7	136.7	136.7	130.4	130.4	130.4	130.4	59.2	59.2	59.2	59.2
2.300	132.3	132.3	132.3	132.3	125.1	125.1	125.1	125.1	58.2	58.2	58.2	58.2
2.350	127.9	127.9	127.9	127.9	119.9	119.9	119.9	119.9	57.3	57.3	57.3	57.3
2.400	123.5	123.5	123.5	123.5	114.7	114.7	114.7	114.7	56.3	56.3	56.3	56.3

2.450	121.3	121.3	121.3	121.3	112.7	112.7	112.7	112.7	55.5	55.5	55.5	55.5
2.500	119.1	119.1	119.1	119.1	110.7	110.7	110.7	110.7	54.6	54.6	54.6	54.6
2.550	116.9	116.9	116.9	116.9	108.7	108.7	108.7	108.7	53.7	53.7	53.7	53.7
2.600	114.7	114.7	114.7	114.7	106.7	106.7	106.7	106.7	52.8	52.8	52.8	52.8
2.650	110.4	110.4	110.4	110.4	102.6	102.6	102.6	102.6	52.0	52.0	52.0	52.0
2.700	106.1	106.1	106.1	106.1	98.4	98.4	98.4	98.4	51.1	51.1	51.1	51.1
2.750	101.8	101.8	101.8	101.8	94.2	94.2	94.2	94.2	50.3	50.3	50.3	50.3
2.800	97.5	97.5	97.5	97.5	90.1	90.1	90.1	90.1	49.4	49.4	49.4	49.4
2.850	95.8	95.8	95.8	95.8	88.4	88.4	88.4	88.4	48.4	48.4	48.4	48.4
2.900	94.2	94.2	94.2	94.2	86.8	86.8	86.8	86.8	47.5	47.5	47.5	47.5
2.950	92.6	92.6	92.6	92.6	85.1	85.1	85.1	85.1	46.5	46.5	46.5	46.5
3.000	91.0	91.0	91.0	91.0	83.5	83.5	83.5	83.5	45.5	45.5	45.5	45.5
3.050	88.8	88.8	88.8	88.8	81.4	81.4	81.4	81.4	45.1	45.1	45.1	45.1
3.100	86.7	86.7	86.7	86.7	79.3	79.3	79.3	79.3	44.7	44.7	44.7	44.7
3.150	84.5	84.5	84.5	84.5	77.2	77.2	77.2	77.2	44.2	44.2	44.2	44.2
3.200	82.4	82.4	82.4	82.4	75.1	75.1	75.1	75.1	43.8	43.8	43.8	43.8
3.250	79.4	79.4	79.4	79.4	71.6	71.6	71.6	71.6	43.3	43.3	43.3	43.3
3.300	76.5	76.5	76.5	76.5	68.2	68.2	68.2	68.2	42.8	42.8	42.8	42.8
3.350	73.5	73.5	73.5	73.5	64.8	64.8	64.8	64.8	42.3	42.3	42.3	42.3
3.400	70.6	70.6	70.6	70.6	61.3	61.3	61.3	61.3	41.8	41.8	41.8	41.8
3.450	68.1	68.1	68.1	68.1	58.7	58.7	58.7	58.7	41.3	41.3	41.3	41.3
3.500	65.7	65.7	65.7	65.7	56.1	56.1	56.1	56.1	40.7	40.7	40.7	40.7
3.550	63.3	63.3	63.3	63.3	53.5	53.5	53.5	53.5	40.2	40.2	40.2	40.2
3.600	60.9	60.9	60.9	60.9	50.9	50.9	50.9	50.9	39.7	39.7	39.7	39.7
3.650	59.1	59.1	59.1	59.1	49.3	49.3	49.3	49.3	39.2	39.2	39.2	39.2
3.700	57.4	57.4	57.4	57.4	47.6	47.6	47.6	47.6	38.6	38.6	38.6	38.6
3.750	55.7	55.7	55.7	55.7	45.9	45.9	45.9	45.9	38.1	38.1	38.1	38.1
3.800	53.9	53.9	53.9	53.9	44.2	44.2	44.2	44.2	37.6	37.6	37.6	37.6
3.850	53.0	53.0	53.0	53.0	43.0	43.0	43.0	43.0	37.2	37.2	37.2	37.2
3.900	52.0	52.0	52.0	52.0	41.7	41.7	41.7	41.7	36.8	36.8	36.8	36.8
3.950	51.0	51.0	51.0	51.0	40.5	40.5	40.5	40.5	36.4	36.4	36.4	36.4
4.000	50.1	50.1	50.1	50.1	39.3	39.3	39.3	39.3	35.9	35.9	35.9	35.9
4.050	48.7	48.7	48.7	48.7	37.9	37.9	37.9	37.9	35.6	35.6	35.6	35.6
4.100	47.4	47.4	47.4	47.4	36.6	36.6	36.6	36.6	35.3	35.3	35.3	35.3
4.150	46.1	46.1	46.1	46.1	35.3	35.3	35.3	35.3	35.0	35.0	35.0	35.0
4.200	44.8	44.8	44.8	44.8	34.0	34.0	34.0	34.0	34.7	34.7	34.7	34.7
4.250	44.1	44.1	44.1	44.1	33.1	33.1	33.1	33.1	34.4	34.4	34.4	34.4
4.300	43.4	43.4	43.4	43.4	32.3	32.3	32.3	32.3	34.1	34.1	34.1	34.1
4.350	42.7	42.7	42.7	42.7	31.4	31.4	31.4	31.4	33.7	33.7	33.7	33.7
4.400	42.0	42.0	42.0	42.0	30.5	30.5	30.5	30.5	33.4	33.4	33.4	33.4
4.450	41.2	41.2	41.2	41.2	29.6	29.6	29.6	29.6	33.0	33.0	33.0	33.0
4.500	40.3	40.3	40.3	40.3	28.6	28.6	28.6	28.6	32.6	32.6	32.6	32.6
4.550	39.4	39.4	39.4	39.4	27.6	27.6	27.6	27.6	32.3	32.3	32.3	32.3
4.600	38.6	38.6	38.6	38.6	26.6	26.6	26.6	26.6	31.9	31.9	31.9	31.9
4.650	38.2	38.2	38.2	38.2	26.2	26.2	26.2	26.2	31.5	31.5	31.5	31.5
4.700	37.9	37.9	37.9	37.9	25.9	25.9	25.9	25.9	31.1	31.1	31.1	31.1
4.750	37.5	37.5	37.5	37.5	25.6	25.6	25.6	25.6	30.8	30.8	30.8	30.8
4.800	37.2	37.2	37.2	37.2	25.3	25.3	25.3	25.3	30.4	30.4	30.4	30.4
4.850	36.9	36.9	36.9	36.9	25.1	25.1	25.1	25.1	30.2	30.2	30.2	30.2
4.900	36.7	36.7	36.7	36.7	25.0	25.0	25.0	25.0	29.9	29.9	29.9	29.9
4.950	36.4	36.4	36.4	36.4	24.9	24.9	24.9	24.9	29.6	29.6	29.6	29.6

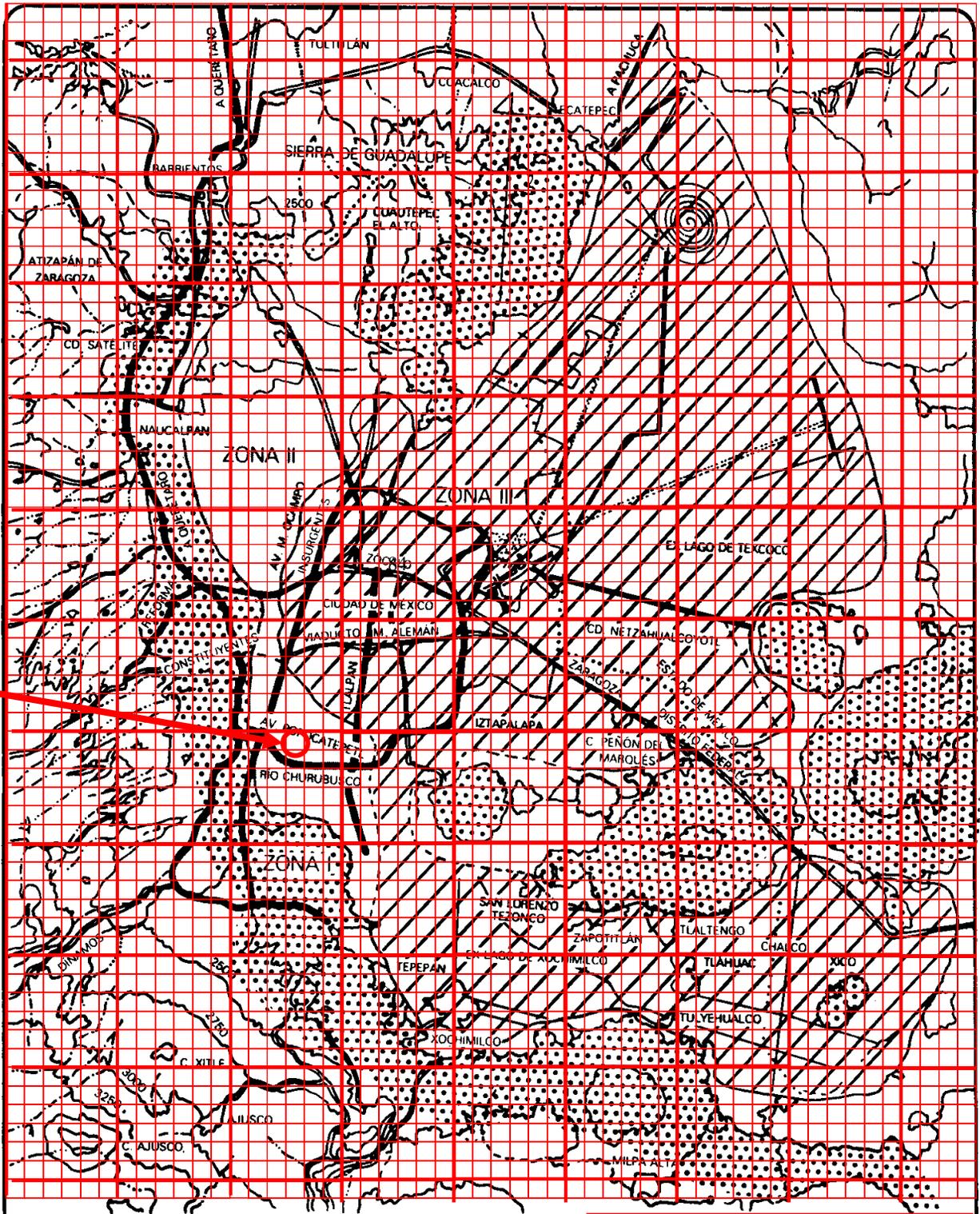
5.000 36.2 36.2 36.2 36.2 24.8 24.8 24.8 24.8 29.3 29.3 29.3 29.3

El Sistema se encuentra en modo de pruebas

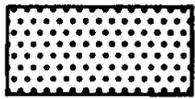
Todo el material y productos ofrecidos, tienen carácter de evaluación y no cuentan con validez oficial o técnico.

Por favor contacte a la persona que le proporciono el acceso al sistema para reportar cualquier error o comentario que pueda tener.

El Sistema se encuentra en modo de pruebas
Todo el material y productos ofrecidos no cuentan con validez oficial



**Hermes
No. 46
Col. San
Credito
Construc-
tor
Deleg.
Benito
Juárez,
D. F.**



ZONA I



ZONA II



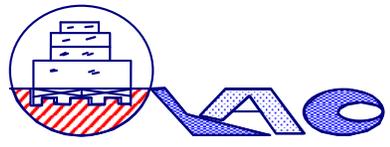
ZONA III

PETREA-LOMAS

**TRANSICION-
PROGRESIVA**

LACUSTRE

Estacionamiento Publico



ZONIFICACION GEOTECNICA DE LA CIUDAD DE MEXICO



Norte



Datos Generales del Predio

El predio se encuentra ubicado en la **zona B**, con tipo de suelo **II**, por lo que le corresponde un coeficiente sísmico $C_s = 0.32$

Obra:
ESTACIONAMIENTO PUBLICO

Ubicación:
Hernes No. 46
Col. Credito Constructor
Deleg. Benito Juárez, D. F.

MECANICA DE SUELOS Y
CIMENTACIONES S. A. DE C. V.

COEFICIENTE SISMICO (C_s)

ZONA	TIPO DE SUELO	C_s
B	I	0.16
B	II	0.32
B	III	0.40

ZONA GEOTECNICA

ZONA GEOTECNICA
Zona I Pétreo (Zona de Lomas)
Zona II Transición Progresiva
Zona III Lacustre