



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**Revisión del comportamiento de una
columna tipo fonil para cubiertas de
terminales aéreas**

TESIS

Que para obtener el título de

Ingeniero Civil

P R E S E N T A

Fernando Cueto Jiménez

DIRECTOR(A) DE TESIS

Dr. Héctor Guerrero Bobadilla



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2019



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A mi madre.

A mi padre.

A mi hermano.

AGRADECIMIENTOS

A la vida, por permitirme disfrutar de mi familia, amigos, pareja y trabajo. Cada día es una nueva oportunidad de hacer mejor las cosas.

A mis padres, por haberme educado de la mejor forma posible, por creer en mis sueños y confiar en mí aún en los peores momentos; todos los logros que obtenga se los debo a ustedes. Crecer en un hogar lleno de responsabilidades y reglas, pero sobre todo lleno de amor es una experiencia que todo niño debería tener, gracias por permitírmelo.

Gracias al amor de mi vida, mi madre, por esa inmensurable forma de amar a su familia, por estar dispuesta a acompañarme cada noche de estudio y mostrarme que el amor es la base de todo. Gracias a mi padre, por cada uno de sus consejos y comentarios siempre en el momento exacto. Me enseñaste a ser responsable, educado y honrado, pero sobre todas las cosas me enseñaste a amar mi trabajo.

A mi hermano, por ser mi confidente, amigo y principalmente mi consejero en las decisiones más importantes de mi vida. No importa lo que nos depare la vida, si nos lleva por caminos separados o no, porque sé que aún en la noche más oscura, todo estará bien, porque nos tenemos.

A nuestra máxima casa de estudios, por arroparme en estos más de 9 años y permitirme crecer tanto personal como académicamente. Dentro de sus aulas he conocido gente maravillosa.

Al Instituto de Ingeniería y al doctor José Alberto Escobar, por la confianza y el apoyo otorgado durante la realización del presente trabajo.

A mi mentor y asesor de tesis, el doctor Héctor Guerrero Bobadilla, por confiar en mí y permitirme formar parte de su equipo de trabajo. La humildad y sencillez que lo caracteriza lo convierte en un ejemplo a seguir. Todo mi respeto y admiración.

A Héctor y a Daniel, por mostrarme lo que realmente significa el regalo de la vida.

A cada uno de los anónimos que de alguna u otra forma han impacta positivamente mi vida.

CONTENIDO

CONTENIDO	4
LISTA DE FIGURAS Y TABLAS	6
RESUMEN	8
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	
1.1 JUSTIFICACIÓN	10
1.2 ALCANCES	11
1.3 OBJETIVO	
1.3.1 Objetivo general	11
1.3.2 Objetivos particulares	11
1.4 ORGANIZACIÓN DE LA TESIS	11
CAPÍTULO 2. ASPECTOS RELEVANTES DE UN AEROPUERTO	
2.1 ASPECTOS GENERALES	12
2.2 INFRAESTRUCTURA	12
2.3 EJEMPLOS DE TERMINALES AEREAS	14
CAPÍTULO 3. MARCO TEÓRICO	
3.1 CONCEPTOS GENERALES	
3.1.1 Diagrama esfuerzo-deformación	18
3.1.2 Diseño por desempeño sísmico	
3.1.2.1 <i>Niveles de desempeño</i>	20
3.1.2.2 <i>Desempeño esperado</i>	20
3.1.2.3 <i>Amenaza sísmica</i>	22
3.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	
3.2.1 Antecedentes	22
3.2.2 Procedimiento recomendado por el ATC-40 ^[10]	23
3.2.3 Modelado numérico	
3.2.3.1 <i>Modelado de elementos estructurales</i>	25
3.2.3.2 <i>Aplicación de fuerzas laterales</i>	26
3.2.3.3 <i>Nodo de control</i>	27
3.2.3.4 <i>Desplazamiento objetivo</i>	27
3.2.3.5 <i>Efectos P-Delta</i>	30
3.2.3.6 <i>Curva de capacidad</i>	31
3.3 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO	
3.3.1 Antecedentes	
3.2.1.1 <i>Peligro sísmico en México</i>	31
3.2.1.2 <i>Atenuación y amplificación de ondas sísmicas</i>	32
3.2.1.3 <i>Magnitud e intensidad sísmica</i>	32
3.2.1.4 <i>Instrumentación sísmica en México</i>	32
3.3.2 Parámetros considerados por el Análisis Dinámico No Lineal	
3.3.2.1 <i>Selección de registros sísmicos</i>	34

3.3.2.2 <i>Factores de escala</i>	35
3.3.3 Análisis Dinámico Incremental	35
3.3.4 Reglamentación vigente	36
CAPÍTULO 4. MODELO NUMÉRICO DEL FONIL ESTUDIADO	
4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL	39
4.2 MODELADO NUMÉRICO	
4.2.1 Geometría	40
4.2.2 Materiales	40
4.2.3 Secciones	46
4.2.4 Cargas consideradas	49
4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	
4.3.1 Metodología	51
4.3.2 Articulaciones plásticas	51
4.3.3 Cargas	52
4.3.4 Nodo de control	52
4.3.5 Desplazamiento objetivo	52
4.3.6 Efectos P-Delta	53
4.4 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO	
4.4.1 Metodología	54
4.4.2 Espectro de referencia	54
4.4.3 Registros sísmicos	
4.4.3.1 <i>Selección</i>	56
4.4.3.2 <i>Procesamiento</i>	58
4.4.3.3 <i>Escalado</i>	58
CAPÍTULO 5. RESULTADOS	
5.1 CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA ESTUDIADA	61
5.2 DEMANDAS DE DEFORMACIÓN	62
5.2 CURVA DE PROBABILIDAD DE COLAPSO	63
5.2 REVISIÓN DE PANDEO	64
CAPÍTULO 6. PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DEL FONIL	
6.1 CONFIGURACIÓN DE LA PROPUESTA	66
6.2 CURVAS DE CAPACIDAD	68
6.3 DEMANDAS DE DEFORMACIÓN	69
6.4 CURVAS DE PROBABILIDAD DE COLAPSO	70
6.5 REVISIÓN DE PANDEO	71
6.6 DISCUSION DE LOS BENEFICIOS DE LA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO	72
CAPÍTULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	
7.1 CONCLUSIONES	73
7.2 RECOMENDACIONES	74
BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS	75

LISTA DE FIGURAS

Capítulo 2

Figura 2.1 Infraestructura del NAICM	13
Figura 2.2 Edificio terminal del AUH	14
Figura 2.3 Fonil principal del AUH	15
Figura 2.4 Construcción del nuevo edificio terminal del AUH	15
Figura 2.5 Elementos que inspiraron al Edificio Terminal de Pasajeros del NAICM	16
Figura 2.6 Comportamiento del fonil debido a un hundimiento diferencial	17
Figura 2.7 Elementos de la superestructura y su factor de importancia	17

Capítulo 3

Figura 3.1 Clasificación de los tipos de análisis que existen	18
Figura 3.2 Diagrama esfuerzo-deformación	18
Figura 3.3 Concepto del Análisis Estático no Lineal	23
Figura 3.4 Modelos idealizados de elementos estructurales	25
Figura 3.5 Tipos de análisis y sus fuerzas aplicadas	27
Figura 3.6 Ejemplificación del nodo de control	27
Figura 3.7 Diagrama conceptual de efectos P-Delta	30
Figura 3.8 Comparación entre el Análisis Estático no Lineal y un Análisis tipo IDA	36
Figura 3.9 Curva de distorsión de entrepiso para diferentes intensidades de aceleración	37

Capítulo 4

Figura 4.1 Render de los foniles del edificio terminal de pasajeros del NAICM	39
Figura 4.2 Conexión de la base del fonil a la cimentación	40
Figura 4.3 Vista 3-D del modelo numérico	41
Figura 4.4 Vista superior del modelo numérico	42
Figura 4.5 Corte conceptual de un fonil del NAICM	43
Figura 4.6 Corte esquemático de un fonil del NAICM	44
Figura 4.7 Vista frontal de un fonil del NAICM	45
Figura 4.8 Partes del fonil modelado	46
Figura 4.9 Modelado de la sección del cuerpo del fonil en <i>Section Designer</i>	47
Figura 4.10 Modelado de la sección del anillo de la base del fonil en <i>Section Designer</i>	48
Figura 4.11 Modelado de las dos secciones de la base del fonil en <i>Section Designer</i>	49
Figura 4.12 Vista frontal de la conexión base-cuerpo del fonil	49
Figura 4.13 Área tributaria del fonil 15 del NAICM	50
Figura 4.14 Asignación de la carga gravitacional en el fonil	51
Figura 4.15 Ubicación posible de articulaciones plásticas	52
Figura 4.16 Ubicación del nodo de control	53
Figura 4.17 Influencia del Efecto P-Delta en la curva de capacidad	54
Figura 4.18 Obtención del espectro elástico de Pseudo-aceleración para el fonil estudiado	55
Figura 4.19 Espectro elástico de Pseudo-aceleración para el fonil estudiado	56
Figura 4.20 Ubicación de estaciones acelerométricas consideradas	57
Figura 4.21 Comparación entre dos diferentes tipos de escalado de registros	59

Capítulo 5

Figura 5.1 Curva de capacidad del fonil	61
Figura 5.2 Desplazamiento del nodo de control para un movimiento sísmico	62
Figura 5.3 Curva de probabilidad de colapso	64
Figura 5.4 Revisión de la carga crítica de pandeo	65

Capítulo 6

Figura 6.1 Refuerzo en las secciones del fonil	67
Figura 6.2 Modelado de los CRPs	67
Figura 6.3 Diagrama de un dissipador de energía sísmica tipo CRP	68
Figura 6.4 Curvas de capacidad antes y después del reforzamiento	69
Figura 6.5 Curva de probabilidad de colapso de la propuesta de reforzamiento	70
Figura 6.6 Revisión de la carga crítica de pandeo en la estructura reforzada	71
Figura 6.7 Comparación entre las dos curvas de probabilidad de colapso	72

ÍNDICE DE TABLAS

Capítulo 3

Tabla 3.1 Criterios de diseño sísmico de los elementos de la superestructura	21
Tabla 3.2 Valores para C_0 de acuerdo con el FEMA-356	28
Tabla 3.3 Valores para C_2 de acuerdo con el FEMA-356	29

Capítulo 4

Tabla 4.1 Geometría de los anillos que conforman el fonil	41
Tabla 4.2 Propiedades de los materiales empleados para la modelación	42
Tabla 4.3 Carga muerta considerada en la terminal aérea	50
Tabla 4.4 Registros seleccionados para el análisis	57
Tabla 4.5 Información de los registros seleccionados	60

Capítulo 5

Tabla 5.1 Cargas aplicadas al fonil estudiado	61
Tabla 5.2 Resultados del Análisis Dinámico no Lineal paso a paso	62

Capítulo 6

Tabla 6.1 Propiedades de los CRP's	68
Tabla 6.2 Desplazamientos máximos para la propuesta de reforzamiento	70

RESUMEN

En el presente trabajo se muestran los resultados de un estudio del comportamiento sísmico de una columna tipo fonil para cubiertas tipo Gridshell ligera, empleadas actualmente en terminales aéreas de nuevos aeropuertos alrededor del mundo, como es el caso del Aeropuerto Internacional de Kuwait, el Aeropuerto Internacional de Abu Dhabi y el proyecto del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México, entre otros.

Dado la importancia y magnitud de una terminal aérea, equiparable con muy pocas construcciones, se decidió estudiar una de sus columnas de manera aislada, aplicando cargas puntuales similares a las que estaría sometida.

Las características del fonil estudiado son similares a las de proyectos anteriores de la Secretaría de Comunicaciones y Transporte (SCT) y el Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM). La información restante fue provista por Colegio de Ingenieros Civiles de México (CICM), el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IIUNAM) y Grupo ARUP México.

Gracias a la información consultada, se tuvo la posibilidad de realizar dos diferentes tipos de análisis: 1) Análisis Estático No Lineal y 2) Análisis Dinámico No Lineal paso a paso. Posteriormente, se propuso una alternativa de mejoramiento, la cual considera aumentar las secciones transversales de algunos elementos estructurales y el diseño e implementación de dispositivos de protección sísmica del tipo Contraventeos Restringidos al Pandeo (CRPs) para obtener un mejor comportamiento ante eventos sísmicos. Los resultados muestran mejoras significativas en el comportamiento gracias a los CRPs.

ABSTRACT

The following work shows results of a study on the behavior of a funell column for gridshell lightweight covers, currently used in areal terminals of new airports around of the Wold, such as the International Airport of Kuwait, International Airport of Abu Dhabi and the New International Airport of México City, among others.

Given the importance and magnitude of airports, the relevance of terminals is huge, only comparable with few constructions. Therefore, it was decided to study on their columns in isolated way, applying loads like those that a column would be subject to.

The characteristics of the studied funell, are similar to these of previous projects by Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) and Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (GACM). Additional information was provided by Colegio de Ingenieros Civiles de México (CICM), Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IIUNAM) and the Grupo Arup México.

Thanks to the consulted information, it was possible to do two different analysis types: 1) No Lineal Static Analysis and 2) No Lineal Dynamic Analysis in the time demain. After that, a reinforcement alternative was proposed, which considers increasing cross-sections of some structural elements and the design and the implementation of Buckling Restrained Brace (BRB) in order to improve the structures. The results show great improvements in the structural behavior thanks to the BRBs.

CAPÍTULO 1.

INTRODUCCIÓN

1.1 JUSTIFICACIÓN

Una de las obras más importantes de infraestructura para un país son los aeropuertos, teniendo un impacto directo e indirecto en la sociedad y economía de la zona en la que se encuentra. Gracias a que el transporte aéreo presenta grandes ventajas en tiempo de traslado, seguridad, cobertura y alcance en comparación con otros tipos de transporte, es un motor de desarrollo sustentable. De acuerdo con la Comisión Económica para América Latina y el Caribe (CEPAL), en el año 2014 el transporte aéreo generó más de 167 mil millones de dólares al PIB en América Latina y el Caribe [1], de los cuales el 36% fue por turismo, el 27% por medios indirectos, el 24% por medios directos, el 13% restante fue causado por la misma actividad del transporte aéreo.

Otros beneficios que trae consigo el transporte aéreo son ^[1]:

- Se pueden explorar diferentes sectores de la economía y estudiar las alternativas de reducción de costos por concepto del transporte.
- Se facilita la comunicación por el transporte aéreo, mostrando un aumento en las colaboraciones de empresas nacionales con empresas internacionales.
- Se incursiona en una competencia sana, al expandir las barreras comerciales, forzando a que las empresas nacionales sean competitivas.
- Se incrementa la actividad del sector turismo.

En el caso de la Ciudad de México, el Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (AICM) se inauguró el 19 de noviembre de 1952, mientras que el 15 noviembre de 2007 se inauguró su segunda terminal. En 2017, el AICM brindó el servicio a 44,732,418 pasajeros en viajes tanto nacionales como internacionales en 449,664 vuelos operacionales ^[2]. Por otro lado, de acuerdo con datos de la Asociación Internacional de Transporte Aéreo (IATA), el actual aeropuerto presenta una saturación desde el año 2010, por lo que se tendrá una pérdida de 20 millones de pasajeros a partir de 2035 ^[3].

Contar con un espacio idóneo, óptimo y con capacidad para brindar un servicio de buena calidad es un requisito indispensable en su diseño. Además, la estructura debe tener un buen comportamiento ante diferentes condiciones a las que estará sometida a lo largo de su vida útil. Lo anterior solo se logra con una buena concepción y ejecución de la Ingeniería Civil.

En México, de acuerdo con el apartado 1.4 de las Normas Técnicas Complementarias para el diseño por sismo, en su versión del 2017^[4], la clasificación de la infraestructura de un aeropuerto se encuentra dentro del grupo A1, de manera que esta estructura debe ser operacional aún después de un sismo de gran magnitud.

Por todo lo descrito anteriormente, la conceptualización, el diseño y el análisis de la infraestructura de un aeropuerto tiene una gran relevancia para la viabilidad de este.

1.2 ALCANCES

La presente investigación se enfocó en el estudio de una columna tipo fonil para cubiertas de terminales aéreas, esto debido a que se presenta una tendencia arquitectónica en proyectos de terminales aéreas en donde se quiere librar grandes claros con sistemas estructurales innovadores, tal es el caso de las cubiertas tipo *Gridshell* ligera apoyadas en columnas tipo fonil.

Al ser un proyecto a gran escala, el análisis de los elementos estructurales que lo conforman es muy complejo, por esa razón se eligió acotar el estudio a una columna tipo fonil, estudiándola en condiciones aisladas.

Como consecuencia de estudiar el fonil en condiciones aisladas, los resultados obtenidos pueden presentar diferencias si se considera la interacción del resto de los elementos que conforman la cubierta. Sin embargo, este es un primer paso para entender su comportamiento estructural.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo general

- Realizar la revisión del comportamiento sísmico de una columna tipo fonil para una cubierta de terminal aérea.

1.3.2 Objetivos particulares

- Modelar las propiedades de una columna tipo fonil en un programa de elementos finitos.
- Realizar un Análisis Estático No Lineal y obtener la curva de capacidad de la columna.
- Realizar un Análisis Dinámico No Lineal paso a paso y obtener su curva de probabilidad de colapso.
- Realizar una propuesta de mejoramiento del desempeño estructural para el fonil estudiado.

1.4 ORGANIZACIÓN DE TESIS

Cada uno de los capítulos que conforman el presente trabajo cuentan con un objetivo particular. Primero se define la razón de ser del trabajo, así como sus fundamentos económicos y técnicos para la realización de este trabajo (Capítulo 1). En el capítulo 2, se da una perspectiva general la infraestructura que forma parte de un aeropuerto y se presentan algunos casos de la cubierta tipo *Gridshell* ligera. En el capítulo 3, se describen los fundamentos del Análisis Estático No Lineal y del Análisis Dinámico No Lineal paso a paso. En el capítulo 4, se define la forma y consideraciones tomadas para la modelación numérica del fonil. Posteriormente, en el capítulo 5, se realiza un análisis a los resultados obtenidos. Finalmente, se realiza una propuesta de reforzamiento poco invasiva, se dan algunos comentarios y recomendaciones sobre los resultados obtenidos (Capítulos 6 y 7 respectivamente).

CAPÍTULO 2.

ASPECTOS RELEVANTES DE UN AEROPUERTO

2.1 ASPECTOS GENERALES

Como resultado del proceso de globalización que sufre nuestra sociedad, la movilidad tiene un papel principal en la evolución social, política y económica de cada país. La movilidad aérea surge de la necesidad de un transporte que cuente con grandes ventajas sobre el tiempo, seguridad y la forma de traslado ^[5].

En nuestros días, el transporte aéreo presenta un gran auge que de acuerdo con datos de la Asociación Internacional de Transporte Aéreo (IATA), al año 2012 se han contabilizado 2,977 millones de pasajeros aéreos, concentrándose en tres principales zonas, las cuales son: zona asiática 31.84%, zona norteamericana 27.14% y la zona europea 26.22% ^[5].

Una de las grandes ventajas del transporte aéreo radica en el ámbito de las relaciones humanas, permitiendo una movilidad entre diferentes puntos alrededor del mundo en tiempos reducidos, cosa que los transportes terrestres ni las tecnologías de telecomunicación han podido obtener. Gracias a que no requiere un contacto físico con la superficie de forma continua, ha brindado la oportunidad de aumentar considerablemente la movilidad, los flujos y el intercambio económico.

El transporte aéreo es un factor importante para el crecimiento económico de un país, de ahí la necesidad de contar con la infraestructura idónea para un aeropuerto, siendo resiliente, amigable, de fácil acceso y sobre todo idóneo para fomentar el desarrollo de las actividades económicas ^[5].

Actualmente, los ideales principales al momento de la concepción de un aeropuerto son ^[5]: que el proyecto sea un detonante del desarrollo social para la zona, la conservación del sentido de identidad de la zona por medio de simbolismos, un diseño flexible para el futuro, la viabilidad ambiental y fomentar la convivencia del usuario.

2.2 INFRAESTRUCTURA

La infraestructura de un aeropuerto está integrada por dos principales zonas: la zona de movimiento aeronáutico y la zona terrestre. La primera está conformada por las pistas, las calles de rodajes y las plataformas, mientras que la segunda zona está conformada por el edificio terminal, la torre de control, estacionamientos y las vialidades que lo conectan con el exterior. Adicionalmente, se pueden tener instalaciones como hangares, zona de combustibles, cuerpo de rescate, etc.

A continuación, se describen los elementos más importantes de un aeropuerto:

- Pistas: es la parte del terreno acondicionada para la realización de los aterrizajes, despegues y rodaje de aeronaves.
- Calles de rodaje: es la parte del terreno acondicionada para que la aeronave pueda desplazarse entre la pista de aterrizaje y la posición final en la plataforma situada en la terminal de pasajeros.
- Plataformas: es la parte del aeropuerto acondicionada para que las aeronaves realicen operaciones de carga y descarga de pasajeros junto con sus pertenencias, además, en esta

zona la aeronave recibe servicios de mantenimiento preventivo y el suministro de combustible para futuros viajes.

- Vialidades: es la infraestructura destinada a la interconexión del aeropuerto con su exterior.
- Terminal aérea: es el edificio que aloja las actividades relacionadas con la transferencia y organización de pasajeros y sus equipajes, considerado como la conexión entre el transporte terrestre y el transporte aéreo.
- Transporte terrestre: engloba todos los elementos del aeropuerto que brindan el transporte terrestre de pasajeros, equipajes y empleados en el interior de este.
- Hangares: es la infraestructura necesaria para brindar estancia a las aeronaves, así como hacerles revisiones periódicas y darles mantenimiento preventivo o correctivo según sea el caso.
- Zona de combustibles: es la parte del aeropuerto destinada al albergue del combustible necesario para poder brindar el servicio de transporte aéreo.
- Torre de control: es el edificio destinado para la regulación del tránsito de aeronaves, vehículos y personas en los aeropuertos para minimizar la probabilidad de colisiones.

A manera de ejemplo, en la Figura 2.1 se muestra parte de la infraestructura que estaba contemplada en el proyecto del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM). Se destacan la Torre de control, la Terminal de Pasajeros y el Centro Intermodal.

El diseño de las terminales aéreas juega un papel crucial para el correcto funcionamiento de un aeropuerto. Para definir su configuración, distribución y geometría arquitectónica, se debe tomar en cuenta la mejor integración entre la zona de pasajeros, administración y mantenimiento. Como consecuencia de no definir una buena distribución de la terminal, se pueden presentar consecuencias económicas, gastos de operación muy elevados, obras ineficientes y problemas en la operación y el proceso de pasajeros.

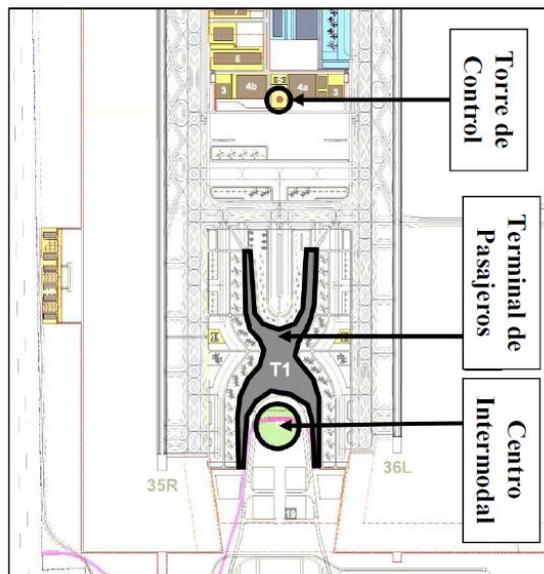


Figura 2.1 Infraestructura del NAICM ^[6]

De acuerdo con la forma de distribución de espacios en la terminal, se describen tres tipos fundamentales de procesos a seguir en un aeropuerto: lineal en un sólo nivel, lineal en dos niveles y sobrepuesto en dos o más niveles.

2.3 EJEMPLOS DE TERMINALES AEREAS

Recientemente, hay una tendencia sobre la geometría para nuevas terminales aéreas, tomando como primera consideración el tiempo de recorrido máximo a su interior. Es por ello que se ha modificado la arquitectura de los nuevos edificios de terminales aéreas, pasando de una geometría rectangular a una geometría en forma de “X” y algunas variantes en forma de “Y”. Esta permite reducir el tiempo necesario para poder recorrerlo en su totalidad, al mismo tiempo que las operaciones de traslado de equipajes y embalajes son óptimas.

A continuación, se presentan dos ejemplos de terminales aéreas: la primera de ellas es el Aeropuerto Internacional de Abu Dhabi y la segunda es el proyecto del Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México.

- **Aeropuerto Internacional de Abu Dhabi**

El Aeropuerto Internacional de Abu Dhabi (AUH) se encuentra situado en Abu Dhabi, capital de Emiratos Árabes Unidos. Este es el segundo aeropuerto más grande del país, brindando servicio a aproximadamente 69 millones de pasajeros en 2007 en 194,875 operaciones ^[7].

Su arquitectura está compuesta por un edificio central interconectado con la terminal de forma circular de la cual se desprenden cinco subestaciones para el ascenso y descenso de pasajeros, tal como se muestra en la Figura 2.2. En la Figura 2.3 se puede apreciar la columna central tipo fonil de la terminal. Recientemente se inició la construcción de la nueva terminal aérea, misma que está resuelta en forma de “X”, construida con una superestructura metálica ligera. En la Figura 2.4 se puede apreciar el avance de construcción de la nueva terminal.



Figura 2.2 Edificio Terminal del AUH ^[7]



Figura 2.3 Fonil principal del Auh^[7]



Figura 2.4 Construcción del nuevo edificio terminal del Auh^[7]

- **Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México**

El proyecto Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (NAICM) es el aeropuerto que estaba en proceso de construcción en la Zona Federal del Ex-Vaso de Texcoco, perteneciente a los municipios de Texcoco, Atenco y Ecatepec, con una extensión de 743,000 m², destinado a sustituir la operación del actual aeropuerto.

El proyecto fue diseñado por la firma arquitectónica del arquitecto Fernando Romero FR-FREE en conjunto con Norman Foster y su firma Foster and Partners. El consultor de ingeniería fue ARUP Ingeniería y Consultoría México.

La arquitectura del proyecto tiene como fundamento mostrar la identidad nacional por medio de símbolos representativos de la sociedad mexicana. En la Figura 2.5 se muestran los elementos que sirvieron como inspiración para la concepción del Edificio Terminal de Pasajeros y el Centro Intermodal.

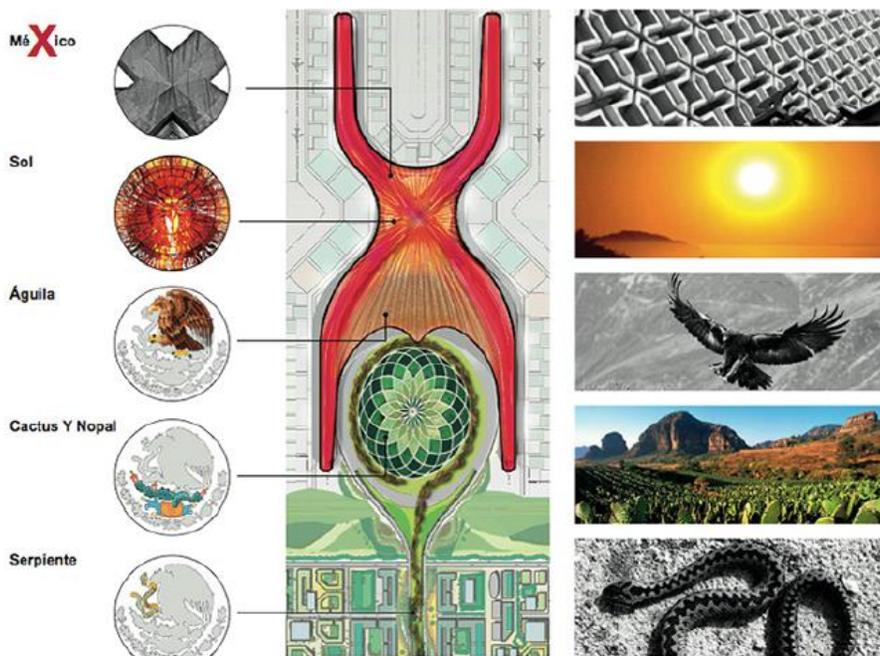


Figura 2.5 Elementos que inspiraron al Edificio Terminal de Pasajeros del NAICM ^[8]

El Edificio Terminal de Pasajeros tendría una extensión final de 743,911 m² a lo largo de sus cuatro niveles, con 96 posiciones de contacto y 68 posiciones remotas, su cimentación fue resuelta por 865 losas de cimentación de 20 metros de ancho por 20 metros de largo, con un espesor de 1.5 metros, ancladas a 5,564 pilotes de fricción. La superestructura se diseñó para estar apoyada en 21 foniles que cuentan con una altura que varía entre los 43 y 45 metros de alto por 17.5 metros de diámetro en promedio. Cada fonil tiene una base de 12 soportes de 5 metros de altura y un anillo de 9 metros de diámetro ^[6].

La superestructura de la terminal está conformada por una malla envolvente, resuelta con una estructura metálica tipo *Gridshell* ligera, capaz de librar grandes claros con pocos elementos de apoyo.

De acuerdo con información consultada con Grupo Aroup México ^[6], su diseño característico está fundamentado en la conectividad a lo largo de toda su extensión, la principal misión de poder recorrer de extremo a extremo el edificio en el menor tiempo posible, reduciendo al máximo los cambios de niveles.

Gracias al tipo de sistema estructural en que está resuelta, Grupo Aroup ^[6] identificó para cada tipo de elementos factores de importancia, en la Figura 2.6 se muestra el comportamiento esperado del sistema estructural al momento en que se presenta un asentamiento diferencial, mientras que en la Figura 2.7 se muestra una representación de los diferentes tipos de elementos a lo largo de la superestructura y su factor de importancia.

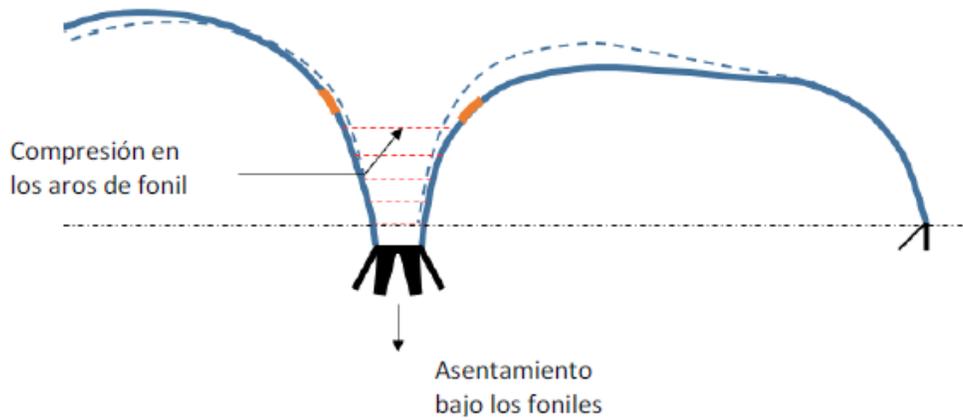


Figura 2.6 Comportamiento del fonil debido a un hundimiento diferencial [6]

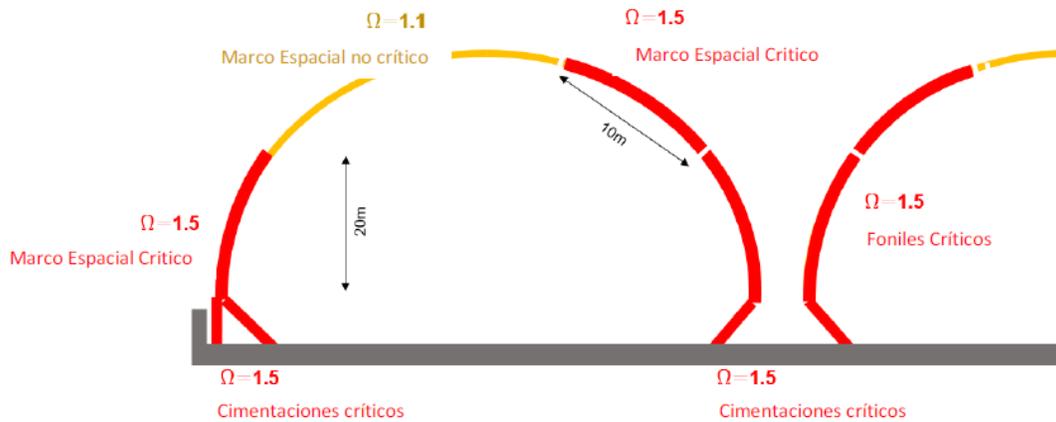


Figura 2.7 Elementos de la superestructura y su factor de importancia [6]

Como se muestra en la Figura 2.6, al tener un asentamiento diferencial en la base del fonil, se presenta una redistribución de esfuerzos internos, teniendo compresiones en los anillos que conforman la columna tipo fonil y tensiones en los elementos que conforman la superestructura. En la Figura 2.7 se puede observar que los elementos de mayor importancia cuentan con un factor igual a 1.5 y se encuentran en la cimentación, la base y cuerpo del fonil y el arco inicial de la superestructura a una distancia de 10 m del fonil, mientras que los elementos de la superestructura son elementos no críticos con un factor de 1.1. El factor de importancia es usado para que los elementos tengan la capacidad de estar sometidos a acciones externas que no se contemplaron en su diseño y mostrar un buen comportamiento estructural.

CAPÍTULO 3.

MARCO TEORICO

3.1 CONCEPTOS GENERALES

Los apuntes del curso de Análisis Estructural I de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México ^[9] definen al análisis estructural como el cálculo de fuerzas internas, externas y deflexiones en un punto cualquiera de una estructura, considerando un equilibrio interno, externo y una compatibilidad de deformaciones de fuerzas en todos los elementos de ésta.

El análisis estructural se ha dividido en dos tipos de acuerdo con la forma en que se aplicarán las cargas: estático y dinámico. En la Figura 3.1 se muestra la clasificación de los tipos de análisis estructurales que existen hoy en día.

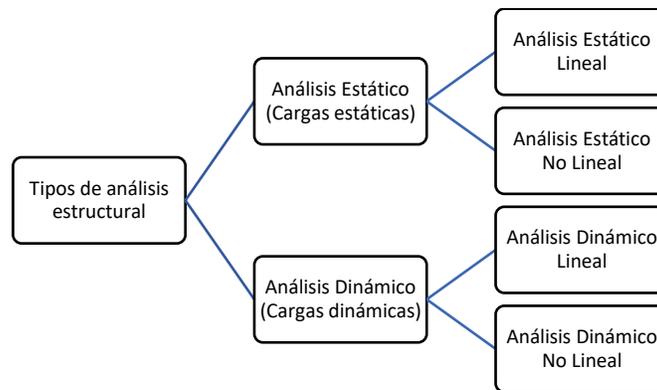


Figura 3.1 Clasificación de los tipos de análisis estructural que existen

3.1.1 Diagrama esfuerzo-deformación

La Ley de Hooke establece que los esfuerzos aplicados a un material presentan una relación directamente proporcional a las deformaciones resultantes. Dicha relación solo toma sentido cuando el material se encuentra en una zona elástica. En la Figura 3.2 se muestra la curva esfuerzo-deformación y las etapas que la caracteriza.

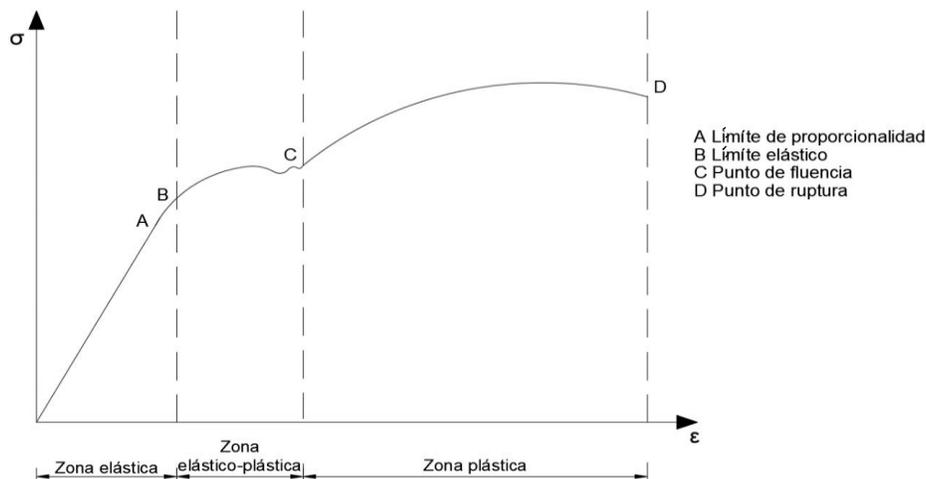


Figura 3.2 Diagrama esfuerzo-deformación

Como se puede apreciar en la Figura 3.2, el diagrama esfuerzo-deformación presenta tres zonas: La zona elástica, la zona elástico-plástica y la zona plástica. La primera zona se encuentra delimitada por el origen y el límite elástico, se presenta cuando el material bajo un esfuerzo recupera totalmente su forma inicial y queda sin deformación residual. La segunda zona inicia cuando el material deja de tener un comportamiento lineal y finaliza cuando se inicia un segundo incremento de capacidad debida al endurecimiento de la deformación. Finalmente, la tercera zona comienza en el punto de endurecimiento y culmina con la rotura de dicho material.

Para estudiar el comportamiento sísmico una estructura, es necesario realizar análisis en sus zonas lineales y no lineales para poder comprender de mejor manera su desempeño, ya que si bien, todas las estructuras se comportan inicialmente de forma lineal, la gran mayoría presentará deformaciones no lineales al ser sometidas a fuerzas sísmicas. Gracias a los análisis no lineales es posible conocer el comportamiento de la estructura más allá del intervalo elástico, englobando los conceptos de pérdida de rigidez y resistencia.

Los casos generales para los cuales se aplica el análisis no lineal son:

- Evaluar el desempeño de las estructuras.
- Diseñar y evaluar alternativas de reestructuración para estructuras existentes.
- Diseñar nuevas estructuras que estén resueltas con base en materiales innovadores u otras características que no se encuentren dentro de las normas vigentes de construcción.

Una de las más notables diferencias entre un Análisis Lineal y un Análisis No Lineal es la suposición de contar con un valor de rigidez en los elementos estructurales constante a lo largo del tiempo. Se considera que la rigidez es la capacidad de un elemento estructural para soportar esfuerzos sin presentar grandes deformaciones. Puede verse afectada por la geometría, dimensiones, materiales y la conexión de elementos entre sí. Al presentar deformaciones que alteren la geometría inicial del elemento o al alcanzar el límite elástico, la rigidez puede tener alteraciones. Por ello, es importante considerar la degradación gradual del valor de la rigidez en los elementos estructurales para obtener el comportamiento racional de la estructura.

3.1.2 Diseño por desempeño sísmico

El comportamiento que muestra una estructura ante un evento sísmico está íntimamente relacionado con los daños ocurridos en dicha construcción.

Un parámetro para conocer el desempeño sísmico de una estructura es el cálculo de la curva de capacidad, la cual muestra el comportamiento estructural ante un cortante basal, obteniendo las deformaciones causadas por dichas fuerzas. Esta curva puede construirse suponiendo que el primer modo de vibrar es el predominante.

El diseño por desempeño sísmico se logra por medio de la selección de las características de los elementos estructurales, no estructurales y contenidos idóneos para que el comportamiento de la estructura ante diferentes escenarios sísmicos no sobrepase ciertos límites de daño ^[10]. Su objetivo es tener estructuras de las cuales sea posible predecir su comportamiento ante excitaciones sísmicas.

La concepción del diseño por desempeño sísmico se basa en tres principios fundamentales ^[10]:

- Nivel de desempeño.
- Desempeño esperado de la edificación.
- Nivel de amenaza.

3.1.2.1 Niveles de desempeño

El nivel de desempeño clasifica los posibles escenarios de daño en la estructura. De los cuales se definen cinco casos de acuerdo con el ATC-40 ^[16]:

- SP-1 (Inmediata ocupación): la estructura puede presentar daño estructural mínimo, funcionando en su totalidad y no presentando riesgo alguno para las vidas de los ocupantes.
- SP-2 (Daño controlado): se encuentra dentro de un rango que oscila entre inmediata ocupación y seguridad, no presentando riesgo alguno para las vidas de los ocupantes, pero sí pueden verse afectados en sus actividades.
- SP-3 (Seguridad): la estructura puede presentar daño significativo, pero la mayoría de los elementos estructurales se encuentran sanos, presenta riesgo de heridos, pero poca probabilidad de riesgo de la vida de los ocupantes.
- SP-4 (Seguridad limitada): se encuentra dentro de un rango que varía entre condiciones límite de seguridad y estabilidad estructural, presentando alto peligro para los ocupantes.
- SP-5 (Estabilidad estructural): la estructura presenta un grado de daño que es posible el colapso parcial o total, presentando una degradación de rigidez y resistencia de los elementos estructurales.
- SP-6 (No considerado): esta clasificación está enfocada a estudiar el desempeño de los elementos no estructurales.

La clasificación para el desempeño de los elementos no estructurales de acuerdo con el ATC-40 es la siguiente ^[17]:

- NP-A (Operacional): después de un sismo, los elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando. Aunque algunos servicios no estén del todo disponibles.
- NP-B (Inmediata ocupación): después de un sismo, los elementos no estructurales permanecen en sitio con posibles interrupciones que no limitan su funcionamiento.
- NP-C (Seguridad): después de un sismo, se observa un daño considerable en los elementos no estructurales, pero sin interrupción de estos. Existe la probabilidad de presentarse algunos afectados.
- NP-D (Amenaza): después de un sismo se presentan daños, sin colapsos de magnitudes grandes, el peligro de vida a los ocupantes por elementos no estructurales es alto.
- NP-E (No considerado): esta clasificación está enfocada a estudiar el desempeño de los elementos estructurales.

3.1.2.2 Desempeño esperado

De acuerdo con el nivel de desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales se pueden clasificar el desempeño esperado de la edificación. En la tabla 3.1 se muestra los niveles de desempeño de la edificación de acuerdo con la ATC-40.

Tabla 3.1 Criterios de diseño sísmico de los elementos de la superestructura ^[10]

Niveles de desempeño de la edificación						
	SP-1	SP-2	SP-3	SP-4	SP-5	SP-6
NP-A	1-A	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E	NA

Los niveles de desempeño esperado de la edificación se describen a continuación:

- 1-A (Operacional): los daños de los componentes estructurales son mínimos, los elementos no estructurales permanecen funcionando, las reparaciones no modifican las actividades de los ocupantes, se mantienen las funciones de los servicios.
- 1-B (Inmediata ocupación): los espacios de la estructura permanecen utilizables, se mantiene el servicio de los servicios primarios, se logra mantener la seguridad de los ocupantes.
- 1-C: Puede presentarse el deseo de evitar ocupar la estructura, se requiere realizar una limpieza considerable antes de ser ocupado.
- 2-A, 2-B, 2-C y 2-D: es poco probable, pero posible encontrar estructuras dentro de esta clasificación. Es necesario desarrollar edificios específicos para estos casos, con sistemas de protección especial.
- 3-B: presenta riesgo de daño estructural que podría imposibilitar la ocupación de este. Una correcta protección de elementos no estructurales puede reducir la probabilidad de una interrupción significativa. Se aplica más comúnmente a áreas o salas computacionales.
- 3-C (Seguridad vital): presenta baja probabilidad de atentar contra la vida, Es el nivel de desempeño de la edificación esperado. Presenta daños limitados en elementos estructurales, y eventual daño en elementos no estructurales, sin atentar contra la vida de los ocupantes.
- 3-D: presenta baja probabilidad de daño en elementos no estructurales de gran tamaño, los elementos de pequeño tamaño o no anclados como sistemas eléctricos, mecánicos y plafones pueden presentar un alto riesgo para la vida de los ocupantes.
- 3-E: esta clasificación se puede presentar cuando la demanda de la estructura se encuentra por debajo de su capacidad o si es imposible realizar una mejora en el desempeño de los elementos no estructurales.
- 4-C, 4-D y 4-E: es similar al SP-4, con la posibilidad de realizar mejoras en el comportamiento de elementos no estructurales.
- 5-C, 5-D, 6-C y 6-D: en algunos casos el rendimiento de elementos no estructurales puede ser deseable con poca o nula consideración del rendimiento de los elementos no estructurales.
- 5-E (Estabilidad estructural): no queda capacidad del sistema estructural para una posible réplica del sismo, el peligro para la vida es muy alto, al tener solo capacidad a cargas verticales.
- NR: esta clasificación de nivel de desempeño no es recomendable para ser considerados en una evaluación.
- NA: no aplicable.

3.1.2.3 Amenaza sísmica

De acuerdo con el ATC-40, se consideran 3 niveles de amenaza sísmica ^[10]:

- Sismo de servicio (SE): se define por métodos probabilísticos, considerado como un evento con 50% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 75 años. Generalmente es 0.5 veces el sismo de diseño
- Sismo de diseño (DE): se define por métodos probabilísticos, considerado como un evento con 10% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 500 años
- Sismo Máximo (ME): se define por métodos probabilísticos, considerado como el nivel máximo de sismo que puede estar sometido una estructura a lo largo de su vida útil. De igual forma, puede ser calculado con 5% de probabilidad de ser excedido en un periodo de 50 años y un periodo de retorno de 1,000 años. Generalmente se encuentra entre 1.25 y 1.5 veces el sismo de diseño

3.2 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

3.2.1 Antecedentes

Después de definir los niveles de daño esperados en una estructura para cada nivel de amenaza (diseño por desempeño sísmico), es necesario conocer su capacidad para cumplir con el nivel de desempeño que se espera, evaluando las posibles pérdidas económicas y los daños que podrían producirse ante diferentes intensidades sísmicas. Metodologías como la del FEMA P-58 ^[11] son una gran herramienta para poder obtener curvas de pérdidas económicas ante diversas intensidades sísmicas que están íntimamente relacionadas con las características y geometrías de los elementos estructurales (análisis de vulnerabilidad).

Dentro de los principales métodos de Análisis Estático No Lineal para realizar una evaluación a las estructuras por medio de su capacidad se encuentran:

- El método del espectro capacidad-demanda, que permite estimar gráficamente el desempeño sísmico de una edificación por medio de la unión entre la curva de capacidad con el espectro de demanda.
- El método del coeficiente del desplazamiento, que permite estimar la demanda de desplazamiento de una estructura por medio de una representación bilineal de la curva de capacidad y coeficientes de correlación.
- El método de la secante, que permite sustituir a la estructura por otra con una rigidez efectiva.

El desarrollo del Análisis Estático No Lineal estuvo a cargo de A. K. Chopra y R. K. Goel ^[12], descrito en el libro “A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Buildings”. Dicho análisis permite estimar la demanda sísmica, capacidad y el desempeño de la estructura ante una distribución de cargas equivalentes. El análisis se basa en la participación modal perteneciente a la zona elástica de la estructura y la dinámica clásica de las estructuras. Dentro de los resultados que se pueden obtener sobresalen: la curva de capacidad, el comportamiento de la estructura en su zona no elástica, distorsiones de entrepiso, desplazamientos y las fallas presentes en los elementos estructurales. En la Figura 3.3 se muestra la conceptualización del Análisis Estático No Lineal.

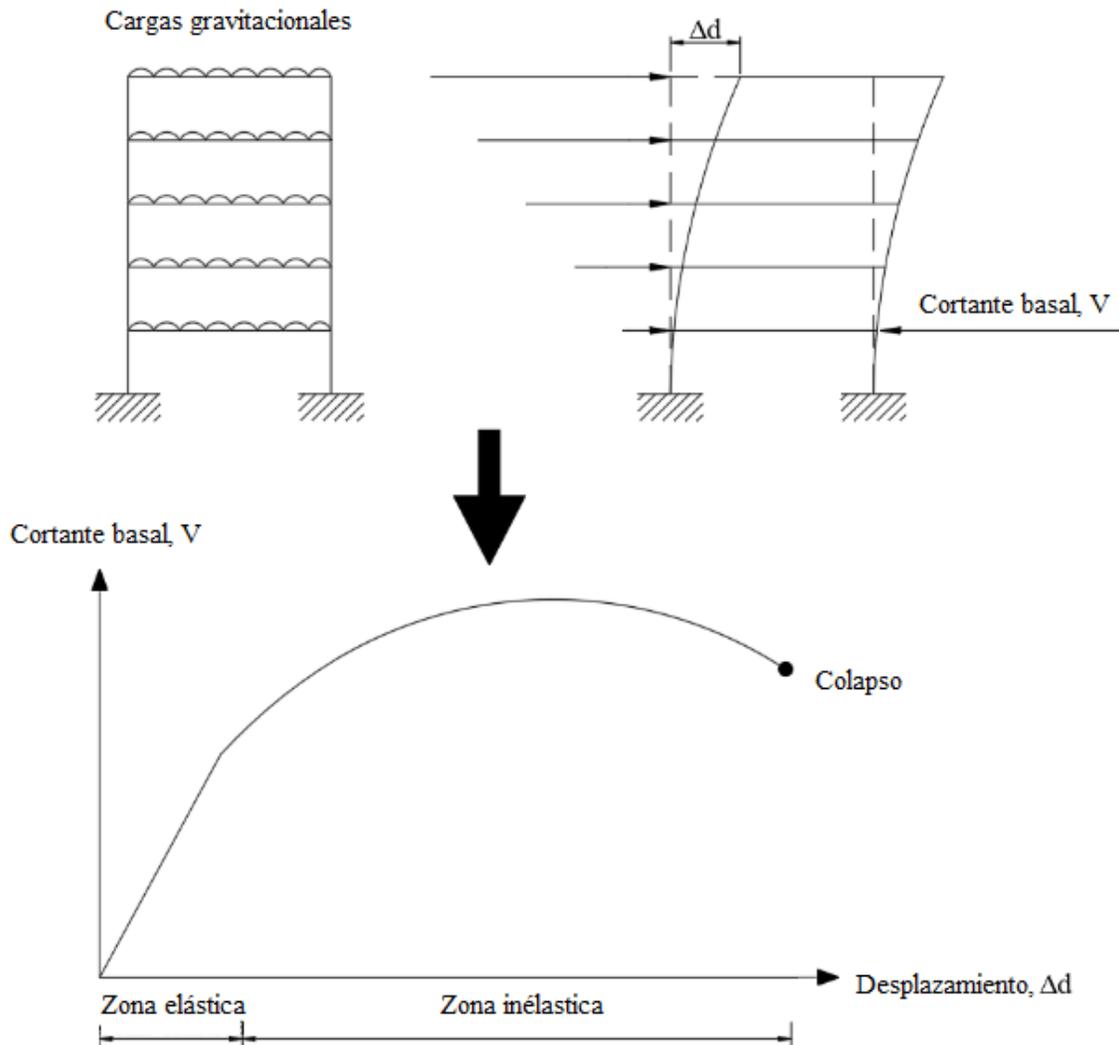


Figura 3.3 Concepto del Análisis Estático no Lineal

Este análisis considera en primera instancia los efectos de las cargas gravitacionales aplicadas en la estructura (peso propio, carga muerta adicional y carga viva instantánea), obteniendo las respuestas de los elementos estructurales (diagramas de cortante, momento y fuerza axial, desplazamientos y deformaciones relativas). En una segunda aplicación de fuerzas, se debe someter la estructura a una distribución lateral de cargas en todo lo alto del edificio, obteniendo la respuesta de los elementos estructurales. Este proceso se realiza de forma iterativa, considerando que la carga lateral tendrá una tasa de incremento para que se puedan presentar articulaciones plásticas en elementos estructurales. El análisis finaliza hasta que la estructura se encuentre en un escenario de colapso parcial o total; aunque en algunos casos se puede presentar inestabilidad numérica que impide que finalice el análisis.

3.2.2 Procedimiento recomendado por el ATC-40

De acuerdo con las recomendaciones del Consejo de seguridad sísmica de California en el ATC-40^[10] (Applied Technology Council) denominado “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings” el procedimiento para realizar el Análisis Estático No Lineal es el siguiente:

1. Crear un modelo numérico en un programa computacional de Ingeniería Estructural.
2. Crear una clasificación de los elementos estructurales primarios y secundarios que conforman la estructura, para minimizar el número de miembros y componentes a modelar, sin comprometer la calidad del análisis. Dentro de los miembros y componentes críticos se pueden encontrar los miembros de la estructura que resisten fuerzas laterales, los miembros sensibles a grandes desplazamientos laterales, marcos resistentes a momento, mampostería, muros de concreto, etc.
3. Identificar los modos probables de fluencia y modos de falla de la estructura.
4. Aplicar fuerzas laterales en los niveles de la estructura en proporción al producto de su masa y el modo fundamental, incluyendo las fuerzas debidas a la gravedad (peso propio, sobrecarga muerta y carga viva instantánea).
5. Realizar el cálculo de las fuerzas internas en los elementos estructurales resultantes debidas a la aplicación de las fuerzas gravitacionales y laterales.
6. Realizar una recopilación del cortante basal aplicado a la estructura y del desplazamiento resultante por dicha carga, así como las fuerzas y rotaciones de los miembros para poder realizar una revisión del desempeño local.
7. Ajustar la aplicación de las fuerzas laterales de modo que un elemento o un conjunto de elementos estructurales estén estresados dentro de un rango del 10% de la fuerza en su miembro.
8. Realizar una revisión de la estructura empleando un valor de rigidez muy pequeño (o nulo) para los elementos que se encuentren excedidos.
9. Aplicar un nuevo incremento de la fuerza lateral, para identificar nuevos elementos excedidos. Es importante considerar que las fuerzas y rotaciones para los elementos al inicio de un incremento de carga lateral se considera como un análisis separado. Es por ello que, para identificar a los elementos que se encuentran excedidos, se requiere realizar la suma de las fuerzas del actual análisis más las fuerzas aplicadas en un análisis previo. Para las rotaciones se debe realizar el mismo procedimiento.
10. Realizar una suma de los incrementos de las fuerzas laterales aplicadas a la estructura y los desplazamientos resultantes por dichas acciones para obtener los valores acumulados del cortante basal y el desplazamiento del techo.
11. Repetir los pasos 8 y 9 hasta que la estructura se comporte de manera inestable, las distorsiones de entrepiso sobrepasen el nivel máximo aceptado o los elementos estructurales no logren soportar las cargas por gravedad.

3.2.3 Modelado numérico

Para poder realizar el Análisis Estático No Lineal se requiere contar con información primordial de la estructura. Dentro de los aspectos más importantes, se debe conocer:

- Propiedades mecánicas de los materiales de construcción que conforman la estructura.
- Características de las uniones de los elementos mecánicos con la finalidad de poder conocer las propiedades de esfuerzo-deformación de las rotulas plásticas.
- Las secciones de los elementos estructurales y el detallando el acero de refuerzo que tiene.
- Las cargas a las que estará sometida la estructura (cargas vivas y cargas muertas).

Al tener disponible la información necesaria, se debe realizar el modelo numérico en algún programa especializado en ingeniería estructural, por ejemplo: SAP 2000 ^[13] o ETABS ^[14] por mencionar algunos. Posteriormente, se debe hacer una modelación de los elementos estructurales más refinado,

considerando las propiedades esperadas de la estructura y la asignación de rotulas plásticas que generarían modos de falla esperados.

Al contar con el detallado de los elementos estructurales, es necesario incluir en el modelado:

- El patrón de fuerzas laterales.
- Elección del nodo de control para el monitoreo de desplazamientos.
- El desplazamiento objetivo del análisis.
- Efectos P-Delta.

Con la información anterior, es posible obtener la curva de capacidad de la estructura. En el presente trabajo, la curva de capacidad se define como una relación entre el cortante basal normalizado y los desplazamientos laterales presentes para cada caso. El cortante basal normalizado se obtiene de la división entre el cortante basal aplicado en el análisis y el peso total de la estructura. De esta forma, la curva resultante permite una mejor visualización de la capacidad estructural del edificio en función de su peso.

3.2.3.1 Modelado de elementos estructurales

Los programas de computadora de ingeniería estructural actuales permiten modelar elementos en su intervalo elástico e inelástico. Existen dos enfoques para modelar el comportamiento inelástico de elementos estructurales; 1) plasticidad concentrada, y 2) plasticidad distribuida. En la Figura 3.4 se muestran algunos ejemplos de modelación de elementos inelásticos.

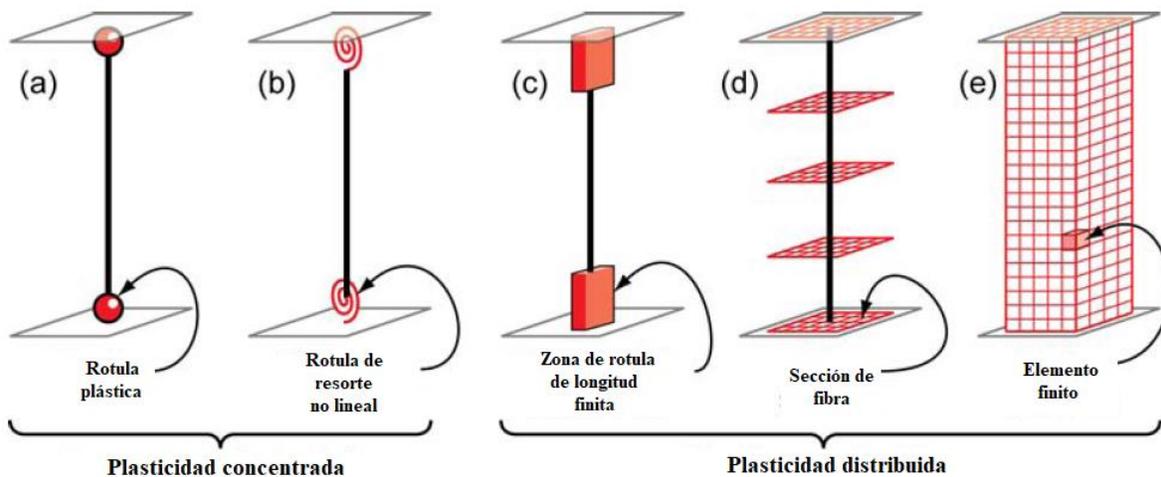


Figura 3.4 Modelos idealizados de elementos estructurales ^[15]

Como se puede apreciar en la Figura 3.4, el primer modelo (a) se concentra las articulaciones en el nodo, caso similar sucede con el segundo modelo (b), donde en las conexiones de elementos se concentran las deformaciones inelásticas con propiedades histéreticas.

El tercer modelo (c) muestra una formulación de plasticidad distribuida, en donde las secciones transversales en la zona inelástica se caracterizan por relaciones no lineales de momento-curvatura o integraciones de secciones de fibra. La longitud inelástica puede ser constante o variable, según sea

el valor de la relación momento-curvatura de la sección y el valor de la fuerza axial aplicada en el nodo.

El cuarto modelo (d) distribuye la plasticidad mediante integraciones numéricas a través de las secciones transversales discretas del miembro, ubicadas a lo largo de su longitud.

El quinto modelo (e) discretiza el elemento a lo largo de su longitud y a través de secciones transversales en pequeños elementos con propiedades constitutivas no lineales.

Para la modelación de las rotulas plásticas se puede optar por una de las siguientes opciones para los elementos estructurales:

- Deformación controlada: componentes dúctiles que pueden tolerar ciertos valores de deformaciones inelásticas. Dichos elementos se deben modelar como inelásticos.
- Fuerza controlada: componentes no dúctiles cuyas capacidades se rigen por la resistencia. Dichos elementos se deben modelar como elásticos siempre que las demandas de fuerza no impliquen una demanda significativa en los componentes.

3.2.3.2 Aplicación de fuerzas laterales

La recomendación del ATC-40 para la aplicación de las fuerzas laterales es la siguiente ^[10]:

- Aplicar una carga horizontal concentrada en la estructura
- De acuerdo con la configuración del edificio es el tipo de aplicación de carga:
 - Para estructuras regulares se aplica una carga lateral en todos los niveles de la estructura proporcional a las consideradas por el reglamento vigente para un análisis estático sin considerar la fuerza concentrada en el techo

$$F_i = \left[\frac{W_i}{\sum W_i h} \right] v \quad (3.1)$$

- Para edificios con irregularidad vertical se aplican fuerzas laterales en función del producto de la masa del piso por la forma del primer modo de vibrar en la zona elástica de la estructura

$$F_i = \left[\frac{W_i \theta_i}{\sum W_i \theta_i} \right] v \quad (3.2)$$

- Para edificios flexibles se aplica el mismo caso que para edificios con irregularidad vertical hasta que se presente la primera fluencia, posteriormente, se realiza un ajuste de las fuerzas aplicadas para que estén en función de la forma de deflexión de la estructura

En la Figura 3.5 se muestran los tipos de análisis estructural que se pueden implementar y la fuerza asociada a ellos.

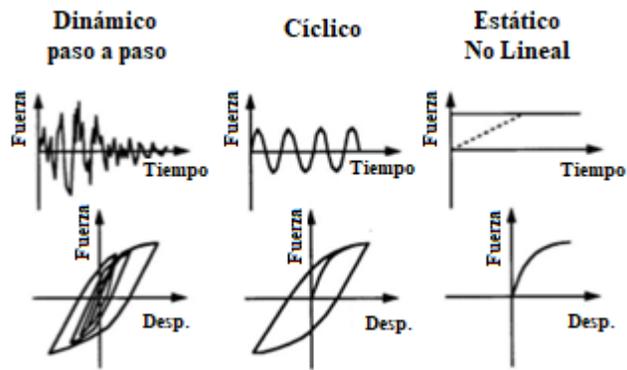


Figura 3.5 Tipos de análisis y sus fuerzas aplicadas ^[16]

3.2.3.3 Nodo de control

El nodo de control es un punto dentro de la estructura, formado por la intersección de elementos estructurales (trabes, vigas, columnas, castillos, losas, etc.) que se emplea para monitorear su comportamiento ante varios escenarios. Generalmente se encuentra en el centro de masa del último nivel (azotea).

Para la elección del nodo de control en edificaciones irregulares o que el centro de masa no corresponda a una intersección de elementos estructurales, se recomienda seleccionar inicialmente cuatro nodos en el último nivel de la estructura que se espere tengan los desplazamientos mayores. Después de obtener los valores, se elige aquel asociado a un valor mayor de distorsión de entrepiso. En la Figura 3.6 se muestra una ejemplificación del nodo de control, ubicado en el último nivel de la estructura.

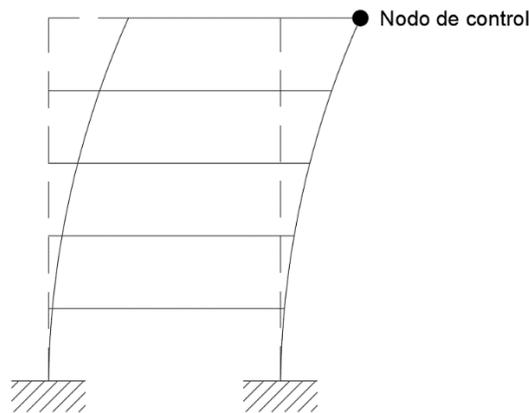


Figura 3.6 Ejemplificación del nodo de control

3.2.3.4 Desplazamiento objetivo

El desplazamiento objetivo se conoce como el desplazamiento máximo que puede presentar una estructura en su último nivel durante una excitación sísmica. Para poder conocerlo, es necesario identificar primero un punto o nodo de control.

De acuerdo con FEMA-356^[17], el desplazamiento objetivo en cada nivel de la estructura se obtendrá por medio de la siguiente ecuación (3.3):

$$\delta = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (3.3)$$

donde:

δ es el desplazamiento objetivo

C_0 es el factor de modificación relativo al desplazamiento espectral y al desplazamiento probable del techo o último nivel de la estructura

C_1 es el factor de modificación relacionado con el máximo desplazamiento elástico esperado

C_2 es el factor de modificación representado por el efecto de la forma de histéresis en el máximo desplazamiento de la estructura

C_3 es el factor de modificación que representa el incremento de desplazamiento debido al efecto P-Delta, para edificios con rigidez post fluencia positiva

T_e es el periodo fundamental efectivo del edificio

S_a es la aceleración del espectro de respuesta elástico en el periodo fundamental efectivo

g es la aceleración de la gravedad

El periodo fundamental efectivo del edificio es el tiempo que demora en completar un ciclo de vibración la estructura, se calcula de acuerdo por medio de un análisis dinámico elástico y se ve alterado por la degradación de la rigidez en los elementos estructurales. En la ecuación (3.4) se muestra la ecuación necesaria para obtener el periodo fundamental efectivo del edificio.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.4)$$

donde:

T_i es el periodo fundamental elástico, resultante del análisis modal espectral

K_i es la rigidez elástica lateral del edificio en el eje estudiado

K_e es la rigidez lateral efectiva del edificio

El factor de modificación relativo al desplazamiento espectral y al desplazamiento probable del techo o último nivel de la estructura se presenta en la Tabla 3.2 de acuerdo con FEMA-356^[17].

Tabla 3.2 Valores para C_0 de acuerdo con el FEMA-356^[17]

Número de niveles	Edificios con patrones de carga		Otros edificios
	Patrón de carga triangular	Patrón de carga uniforme	Cualquier patrón de carga
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
+10	1.3	1.2	1.5

El factor de modificación relacionado con el máximo desplazamiento elástico esperado se calcula a partir de la ecuación (3.5).

$$C_1 = 1.0 \text{ para } T_e \geq T_s$$

$$\frac{[1.0+(R-1)]\frac{T_s}{T_e}}{R} \text{ para } T_e < T_s \quad (3.5)$$

donde:

R es la relación entre la demanda de resistencia elástica necesaria y la resistencia de fluencia de la estructura

T_s es el periodo de transición de aceleración constante a velocidad constante en el espectro de respuesta

La relación entre la demanda de resistencia elástica necesaria y la resistencia de fluencia de la estructura se obtiene de acuerdo con la siguiente ecuación (3.6):

$$R = \frac{W S_a}{V_y} C_m \quad (3.6)$$

donde:

W es el peso sísmico efectivo total del edificio

V_y es el esfuerzo de fluencia calculado usando la curva de capacidad de la estructura

C_m es la masa efectiva del modelo calculado para el modo fundamental

El factor de modificación representado por el efecto de la forma de histéresis en el máximo desplazamiento de la estructura se obtiene de acuerdo con la Tabla 3.3, mientras que la clasificación de los tipos de estructuras se puede verificar en el FEMA-356^[17].

El factor de modificación que representa el incremento de desplazamiento debido a los efectos P-Delta, para edificios con rigidez post fluencia positiva tiene un valor igual a 1.0. Para estructuras con rigidez post fluencia negativa, se calcula de acuerdo con la ecuación (3.7).

Tabla 3.3 Valores para C_2 de acuerdo con el FEMA-356^[17]

Nivel de rendimiento estructural	T ≤ 0.1 segundos		T ≥ Ts segundos	
	Estructura tipo 1	Estructura tipo 2	Estructura tipo 1	Estructura tipo 2
Ocupación inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad vital	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención de colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

$$C_3 = 1.0 + \frac{[\alpha](R-1)^{\frac{3}{2}}}{T_e} \quad (3.7)$$

donde:

α es la relación entre la rigidez posterior a la fluencia y la rigidez elástica efectiva, donde la curva de capacidad se caracterizará por la relación bilineal

3.2.3.5 Efectos P-Delta

Los efectos P-Delta son un fenómeno de segundo orden presente en las estructuras que puede presentar momentos de segundo orden y como consecuencia, distorsiones mayores de entrepiso. Se pueden presentar efectos P-Delta estáticos y dinámicos. Los estáticos son causados por las cargas gravitacionales y las cargas laterales a las que está sometida la estructura; mientras que los dinámicos presentan las mismas cargas del estático, pero se toma en cuenta los efectos causados por un movimiento sísmico.

En la Figura 3.7 se presenta un diagrama de efecto P-Delta, donde se puede apreciar que la estructura está sometida a cargas tanto gravitacionales como laterales, dichas cargas son causantes de las deformaciones iniciales de la estructura y del desplazamiento de elementos estructurales fuera de su eje axial, por ello se logran presentar momentos de segundo orden con valores considerables que aumentan las distorsiones de entrepiso.

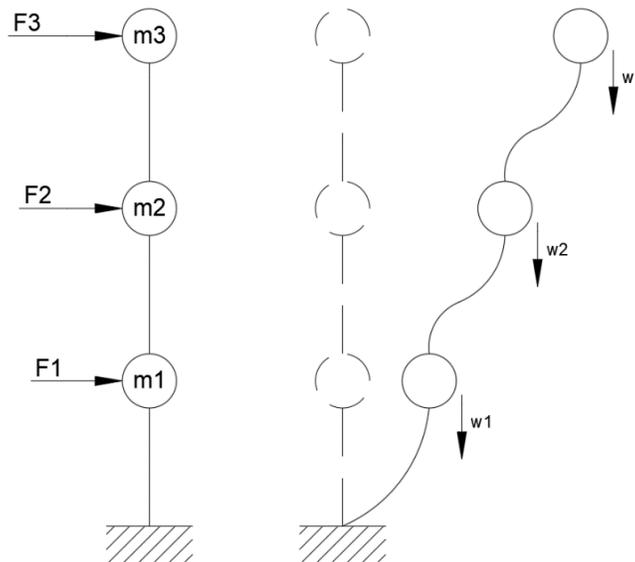


Figura 3.7 Diagrama conceptual de efecto P-Delta

De acuerdo con el FEMA-356 ^[17] para los efectos estáticos P-Delta, el coeficiente de estabilidad se revisará para cada uno de los niveles que conforman la estructura de acuerdo con la ecuación (3.8).

$$\theta_i = \frac{P_i \delta_i}{V_i h_i} \quad (3.8)$$

donde:

P_i es la parte del peso total de la estructura incluyendo peso muerto, carga muerta adicional y el 25% de cargas vivas que actúan sobre las columnas y los muros de apoyo dentro del nivel i

δ_i es el desplazamiento lateral en el nivel i , en la dirección estudiada, en su centro de rigidez

h_i es la altura de entrepiso i

V_i es la fuerza lateral demandada por el movimiento sísmico aplicada en el nivel

Cuando el coeficiente de estabilidad es menor a 0.1 en todos los niveles, es posible despreciar los efectos P-Delta. Si el valor se encuentra entre 0.1 y 0.33, las fuerzas sísmicas y las deformaciones en los niveles se incrementan de acuerdo con la ecuación (3.9). Cuando el coeficiente excede un valor de 0.33, la estructura se considera inestable y el diseño se modificará para reducir los desplazamientos laterales para cumplir con este requisito.

$$F = \frac{1}{1-\theta_i} \quad (3.9)$$

Para análisis estáticos no lineales P-Delta, los efectos estáticos P-Delta se incorporan en el análisis al incluir la relación fuerza-deformación no lineal de todos los elementos y componentes sometidos a fuerzas axiales.

3.2.3.6 Curva de capacidad

De acuerdo con el ATC-40 ^[10], la curva de capacidad se construye suponiendo que el primer modo de vibrar es el modo fundamental predominante, tal suposición se cumple solo si el primer periodo fundamental no supera un segundo. Lo anterior no se logra presentar en edificaciones que tienen gran altura, ni en estructuras que presentan una asimetría importante en su arquitectura, en donde se debe realizar el análisis para el modo predominante.

Los resultados mostrados por la curva de capacidad dependen principalmente de los elementos estructurales, su interacción entre sí y la mecánica clásica de los materiales participantes en su zona no elástica.

3.3 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO

3.3.1 Antecedentes

3.2.1.1 Peligro sísmico en México

México es altamente vulnerable a eventos sísmicos debido su posición geográfica, teniendo interacción con cinco placas tectónicas. En sus bordes se generan fuerzas de fricción que limitan los desplazamientos existentes, al generarse esfuerzos mayores que la resistencia de la roca que la compone; ocurre una violenta liberación de la energía acumulada en forma de ondas sísmicas. En las costas de Jalisco, Colima, Michoacán, Oaxaca, Chiapas y Guerrero se encuentran áreas donde se generan gran parte de los terremotos de México.

3.2.1.2 Atenuación y amplificación de ondas sísmicas

Como consecuencia de la liberación de energía acumulada en las placas tectónicas, se generan dos tipos de ondas sísmicas, las ondas internas u ondas de cuerpo y las ondas superficiales.

Las amplitudes de onda presentan una disminución conforme crece la distancia al epicentro del sismo. Esto como consecuencia de la pérdida de energía por la absorción en los materiales por los que han atravesado dichas ondas. Este fenómeno es conocido como “atenuación de ondas” y está en función con el tipo de sismo, profundidad y condiciones del medio de propagación. A la relación de la atenuación con la distancia al epicentro por medio de una curva se le conoce como “Leyes de atenuación” y ayudan a determinar el peligro sísmico de una zona estudiada.

El efecto de sitio es la respuesta dinámica del terreno con características distintas a las comúnmente presentes en una región. Un factor importante que altera el efecto de sitio es la variación de diferentes bancos de materiales dentro de una misma zona, por la diferencia de propiedades físicas como densidad, compactación, porosidad, dureza, saturación de agua, etc.

3.2.1.3 Magnitud e intensidad sísmica

La magnitud sísmica es el índice que muestra la energía liberada por un movimiento sísmico. La escala más aceptada para poder medir la magnitud es la denominada “magnitud de momento” M_w que está íntimamente relacionada con la energía liberada por el evento en función logarítmica.

La intensidad de un sismo está relacionada con un lugar determinado. Su valor resulta relativo a la sensibilidad de las personas y a la apreciación de los efectos que haga en el sitio de estudio. La escala más empleada en el continente americano para la clasificación de la intensidad sísmica es la “escala de Mercalli Modificada” (MM) que va desde un valor I hasta un valor XII, el cual es imposible rebasar.

Un evento sísmico solo cuenta con un solo valor de magnitud, mientras que puede presentar diversos valores de intensidades dependiendo el punto de referencia que estemos estudiando.

3.2.1.4 Instrumentación sísmica en México

Después del evento sísmico de 1957, se tuvo la necesidad de conocer el comportamiento y movimiento de algunos lugares importantes del valle de México, por ello se instalaron dos acelerómetros, uno en terreno firme (Ciudad Universitaria) y otro en zona de lago ^[18]. Para el año de 1985, el Instituto de Ingeniería UNAM contaba con 11 estaciones en la Ciudad de México, con lo que pudo ser posible captar los movimientos sísmicos presentes en el evento del 19 de septiembre del mismo año.

Como consecuencia de los grandes sismos ocurridos en las últimas décadas del siglo XX, fue necesario realizar una adecuada instrumentación para poder registrar y estudiar la respuesta dinámica de suelos y estructuras a través de mediciones reales.

3.3.2 Parámetros considerados por el Análisis Dinámico No Lineal paso a paso

Debido a que México es un país altamente sísmico, es recomendable realizar simulaciones que contemplen las acciones sísmicas posibles a las que estará sometida la estructura a lo largo de su vida útil. Metodologías como el Análisis Dinámico No Lineal paso a paso o el Análisis Dinámico Incremental (ADI) apoyan al ingeniero para conocer el rendimiento estructural bajo cargas sísmicas.

Algunos de los objetivos del Análisis Dinámico No Lineal son ^[19]:

- Estudio del comportamiento de la estructura ante diferentes intensidades de registros sísmicos.
- Mejor comprensión en la variación de las propiedades físicas y el comportamiento de la estructura (degradación de rigidez, distorsiones máximas de entrepiso, fuerzas aplicadas y sus patrones).
- Estimación de la capacidad dinámica de la estructura.
- Mejor comprensión de las implicaciones estructurales ante intensidades sísmicas poco frecuentes.

El Análisis Dinámico No Lineal tiene como principio la segunda ley de Newton que se describe como “La fuerza que actúa sobre un cuerpo y causa su movimiento es igual a la tasa de cambio del momentum del cuerpo”. En la ecuación (3.10) se muestra la ecuación correspondiente a la segunda ley de Newton.

$$F = ma = \frac{dQ}{dt} = m \frac{dv}{dt} = m \frac{dx}{dt} = m\ddot{x} \quad (3.10)$$

donde

- m es la masa del cuerpo
- a es la aceleración del cuerpo
- Q es el momentum del cuerpo
- v es la velocidad del cuerpo
- x es el desplazamiento del cuerpo o su localización
- t es el tiempo
- F es la resultante de la fuerza que actúa sobre el cuerpo

Gracias a al principio D’Alembert que define como “la suma de las fuerzas externas que actúan sobre un cuerpo y las fuerzas de inercia forman un sistema en equilibrio”, es posible deducir la ecuación de movimiento dinámico estructural, misma que se muestra en la ecuación (3.11).

$$M\ddot{u}(t) + C\dot{u}(t) + Ku(t) = F(t) \quad (3.11)$$

donde

- M es la matriz de masa del sistema estructural
- C es la matriz de amortiguamiento viscoso del sistema estructural
- K es la matriz de rigidez del sistema estructural
- u es el vector de desplazamiento del sistema estructural
- \dot{u} es el vector de velocidad absoluta del sistema estructural
- \ddot{u} es el vector de aceleración absoluta del sistema estructural

La matriz de masa se obtiene por medio de los pesos de elementos estructurales realizando una división entre la fuerza de gravedad a la que están sometidos. Existen diferentes métodos para obtener la matriz de masa, de entre los cuales destaca:

- Por medio de masa concentrada, al suponer que la masa del elemento se concentra en los nodos de conexión, de manera que los elementos estructurales solo aportarán rigidez.
- Por medio de una matriz de masa diagonal que considera los grados de rotación.
- Por medio de una masa equivalente.

El amortiguamiento se describe como la capacidad de disipar energía cinética. En las estructuras con varios grados de libertad, se debe hacer la suposición que se presenta una pérdida de energía homogénea en los elementos estructurales. Para los análisis dinámicos no lineales la matriz de amortiguamiento se ve afectada por coeficientes del amortiguamiento viscoso.

El cálculo de la matriz de rigidez del sistema estructural se puede resolver por medio de métodos como el de rigidez directa, que considera la aportación de rigidez de los elementos estructurales.

Como cualquier otro método de análisis estructural, el Análisis Dinámico No Lineal considera ciertos parámetros iniciales para la correcta modelación de las estructuras estudiadas. Estos se describen en las siguientes subsecciones.

3.3.2.1 Selección de registros sísmicos

La elección y escalamiento de los registros sísmicos es de gran importancia para poder estimar el comportamiento estructural de manera confiable.

Existen tres diferentes opciones básicas para poder elegir los tipos de registros sísmicos para el Análisis Dinámico No Lineal, los cuales se describen a continuación ^[20]:

- La primera opción para elegir los acelerogramas se basa en la elección de registros similares a un espectro de diseño. La desventaja de estos es que presenta un gran número de ciclos con fuertes movimientos, y por consecuencia, tienen un gran contenido de energía con poca probabilidad de suceder. De acuerdo con Bommer J., el uso de registros sísmicos que se asemejen a un espectro de diseño no es realista ^[20].
- La segunda opción es emplear acelerogramas sintéticos que se generan a partir de modelos de fuentes sismológicas que consideran los efectos de sitio y ruta. Mismos que se obtienen por medio de simulaciones estocásticas de fuente puntual hasta modelos completamente dinámicos de liberación de energía. Debido a la gran cantidad de variables para poder obtener los acelerogramas sintéticos, esta opción puede resultar relativa al juicio del ingeniero.
- La tercera opción es seleccionar registros sísmicos reales sin ser alterados.

Para el presente trabajo se ha elegido seleccionar registros sísmicos reales obtenidos del Centro de Instrumentación y Registro Sísmico (CIRES) ^[21] y del Instituto de Ingeniería UNAM ^[22].

Los parámetros geofísicos que se deben tomar en cuenta al momento de las elecciones de los registros sísmicos son los siguientes ^[23]:

- La magnitud máxima del sismo esperado
- Distancia al sitio donde origen del sismo
- Las características geotécnicas del sitio en donde se desplantará la estructura

- En caso de contar con una gran cantidad de registros sísmicos posibles para emplearlos en el Análisis Dinámico No Lineal paso a paso (de 10 a 20 registros), es posible considerar el mecanismo de ruptura que ocasionó el movimiento sísmico

Es recomendable realizar la búsqueda de registros sísmicos que sean equiparables con el sismo de diseño (con una diferencia aceptable del 20%), lo anterior puede ser alterado si los registros sísmicos sufren una modificación por medio de un factor de escalamiento. Es importante realizar una selección de registros basados en una clasificación similar a las propiedades geotécnicas del lugar donde se encontrará el proyecto, de esta forma evitar efectos que puedan alterar los resultados finales del análisis ocasionado por el aumento de variables no consideradas ^[24].

En México, las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo ^[4] en su sección 6.2 definen que el número de registros sísmicos necesarios para poder realizar un Análisis Dinámico No Lineal está en función del periodo predominante de suelo en la zona donde se encuentra desplantada la estructura. Para una zona con un periodo de suelo igual o mayor a 2 segundos, se debe considerar no menos de doce parejas de registros sísmicos. Mientras que para zonas con un periodo de suelo menor a 2 segundos se deben considerar no menos de 8 pares de registros sísmicos.

3.3.2.2 Factores de escala

La acción de escalar los registros sísmicos surge de la necesidad de tener una mejor coincidencia con el espectro de diseño y en algunos casos, con los demás criterios especificados en la sección 3.3.2.1 del presente trabajo. En caso de existir una notable diferencia entre la duración del escenario de diseño y el registro seleccionado no existe un procedimiento para poder ajustarlos entre sí.

El escalado del tiempo en los registros sísmicos puede alterar su duración, para compensar cambios asociados con su distancia al epicentro del sismo, pero no para modificar una coincidencia en la magnitud, debido a que esta alteración generaría un cambio en el número de ciclos de movimiento.

El enfoque del presente trabajo se centra en aplicar un procedimiento de escala a los registros sísmicos para que coincidan con el espectro de diseño, modificando el intervalo de tiempo del registro con la finalidad reducir las diferencias entre el espectro de diseño y su promedio ponderado. Por lo anterior, los pares de registros sísmicos se consideran como acelerogramas sintéticos.

3.3.3 Análisis Dinámico Incremental

En la Figura 3.8 se muestra una comparación entre el Análisis Estático No Lineal y el Análisis Dinámico Incremental para una estructura de 20 niveles, con un periodo predominante de 4 segundos sometido al registro sísmico obtenido del sismo del 18 de mayo de 1940 en El Centro, Estados Unidos, considerando efectos P-Delta.

Las curvas resultantes de un Análisis Dinámico Incremental pueden verse alteradas por diferentes factores, de entre los que destacan ^[23]:

- Efectos P-Delta
- Los registros sísmicos empleados
- Las modificaciones a los periodos fundamentales como consecuencia del rango no lineal
- Efectos de modos superiores
- Alteraciones en los puntos donde se localizan las distorsiones máximas de entrepiso

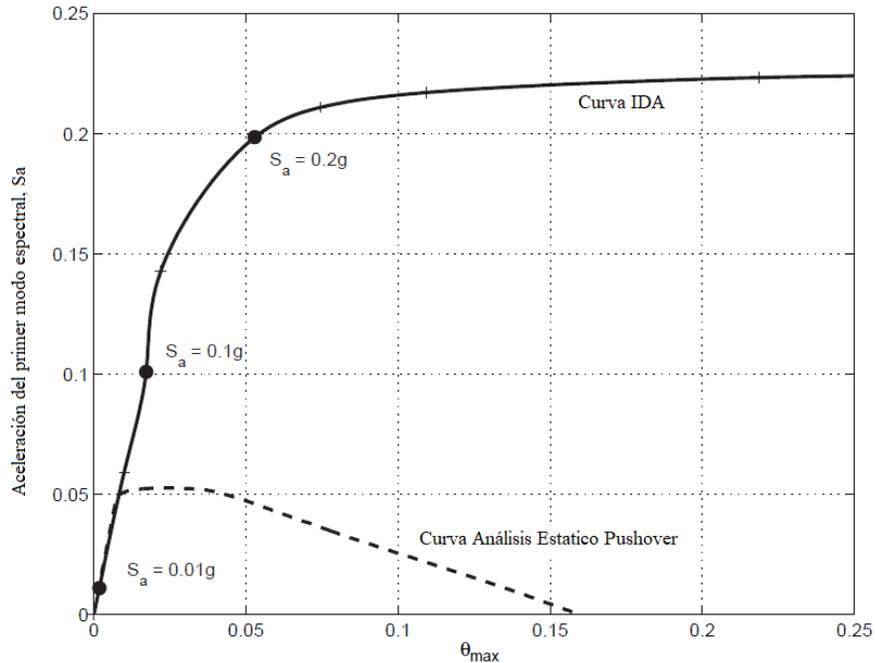


Figura 3.8 Comparación entre el Análisis Estático no Lineal y un Análisis tipo IDA^[23]

3.3.4 Reglamentación vigente

Las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo^[4], en su sección 6.2 definen los parámetros solicitados para realizar un análisis dinámico no lineal paso a paso, los cuales se describen a continuación:

- El uso del número de parejas de registros sísmicos empleados estará en función con el periodo predominante del suelo. Para un periodo menor a 2 segundos se usarán 8 o más parejas de registros. Para un periodo igual o mayor a 2 segundos se usarán 12 o más parejas de registros
- Los registros sísmicos deben ser diferentes entre sí, tener intensidades, duraciones y contenidos de frecuencia equiparables con los movimientos registrados de la zona, los movimientos sísmicos deben haber sido registrados durante sismos con intensidades similares a las supuestas a las de diseño con un amortiguamiento igual al 5% y sin ser alterados por factores de reducción, por comportamiento sísmico, ni por sobre-resistencia.
- La intensidad se medirá por la ordenada del espectro elástico de pseudo-aceleraciones para el periodo fundamental de la estructura que genera la mayor aportación del cortante basal. Al considerar estructuras del grupo A1, se deben modificar las ordenadas del espectro por un factor de importancia igual a 1.5, para edificaciones correspondientes al grupo A2 el valor es igual a 1.3
- Cada movimiento sísmico se representará por una pareja de componentes horizontales y ortogonales entre sí. La intensidad de un movimiento sísmico se obtiene por medio de un espectro que considera las dos componentes según de la ecuación (3.12).

$$a_{es}(T) = \sqrt{a_{c1}(T)^2 + a_{c2}(T)^2} \quad (3.12)$$

donde

a_{es} es la ordenada del espectro debido a la intensidad de la excitación sísmica

a_{c1} es la primera ordenada espectral correspondiente al espectro elástico de pseudo-aceleración en dirección de la componente 1

a_{c2} es la segunda ordenada espectral correspondiente al espectro elástico de pseudo-aceleración en dirección de la componente 2

- Se considera que la estructura no logra cumplir la norma si presenta demandas de distorsión de entrepiso mayor al 125% del límite establecido en las NTC-DS-2017 [4]. A modo de ejemplo se muestra en la Figura 3.9 las curvas de distorsión de entrepiso para diferentes intensidades de aceleración para una estructura de 20 niveles con un periodo fundamental de 4 [seg] considerando efectos P-Delta. Nótese que para una intensidad de $S_a=0.2g$, las demandas en la estructura rebasan el límite establecido en el reglamento, entonces si la intensidad de diseño fuese de $S_a=0.2g$, la estructura debe reforzarse; de lo contrario, si la intensidad de diseño es mayor, la estructura cumple con el reglamento.

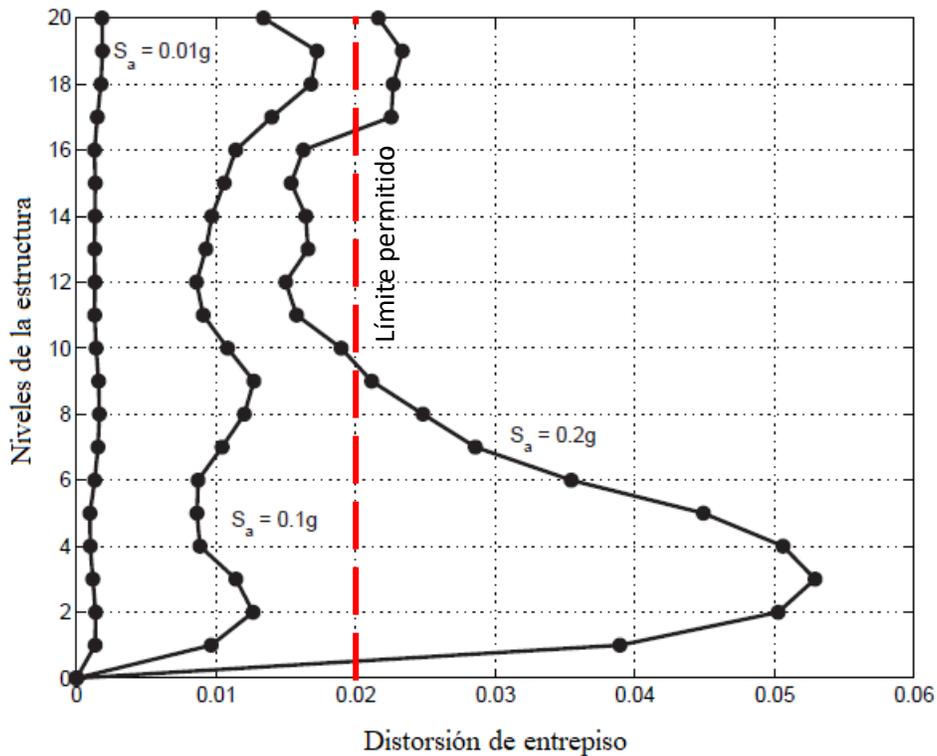


Figura 3.9 Curva de distorsión de entrepiso para diferentes intensidades de aceleración [20]

- Los registros sísmicos empleados (reales o simulados) deben ser afectados por factores de escalamiento para que el promedio de las ordenadas de los espectros, que miden las excitaciones sísmicas, no sea menor a 1.3 veces a las que corresponden a los espectros de diseño, para periodos entre el 0.2 y el 1.3 veces el periodo natural del modo dominante de la estructura.
- Es necesario realizar un modelo numérico tridimensional para el análisis que presente adecuadamente las propiedades de la estructura a estudiar. En caso de usar plasticidad concentrada, el comportamiento hysterético de las articulaciones plásticas de los miembros en los que rija el efecto de flexión y que formen parte de sistemas estructurales que no superen las distorsiones máximas permitidas, se podrán modelar con diagramas momento-curvatura conforme a la reglamentación vigente recomiende. Para el resto de los casos, el modelado deberá ser de acuerdo con los resultados obtenidos en investigaciones realizadas.
- En caso de no contar con diafragmas de piso que aporten un valor considerable de rigidez lateral, se deberá considerar las flexiones en dichos sistemas estructurales.
- Las estructuras se estudiarán sometiénolas en primera instancia a la carga muerta y carga viva instantánea correspondiente al tipo de uso de la estructura.
- Los resultados del análisis se podrán obtener por medio de deformaciones inelásticas concentradas en los elementos estructurales o las distorsiones laterales de entrepiso.
- Para poder analizar la estructura contra colapso, es necesario revisar la resistencia de los elementos estructurales para comprobar que no se presentan deformaciones inelásticas fuera de un intervalo válido.
- Los efectos de segundo orden (efecto P-Delta) serán considerados cuando presenten valores significativos.

CAPÍTULO 4.

MODELO NUMÉRICO DEL FONIL ESTUDIADO

4.1 DESCRIPCIÓN GENERAL

Se estudia el comportamiento de una columna tipo fonil para cubiertas de terminales. Para la modelación se eligió el programa SAP 2000 ^[13]. El programa se eligió debido al fácil manejo de su interfaz gráfica, su capacidad para hacer los Análisis Estático No Lineal y Dinámico No Lineal paso a paso y a su practicidad para modelar estructuras poco convencionales como es el caso de la columna tipo fonil. A manera de ejemplo, en la Figura 4.1 se muestra una vista en 3-D de los foniles que conformaban la superestructura del edificio terminal de pasajeros del proyecto del NAICM.

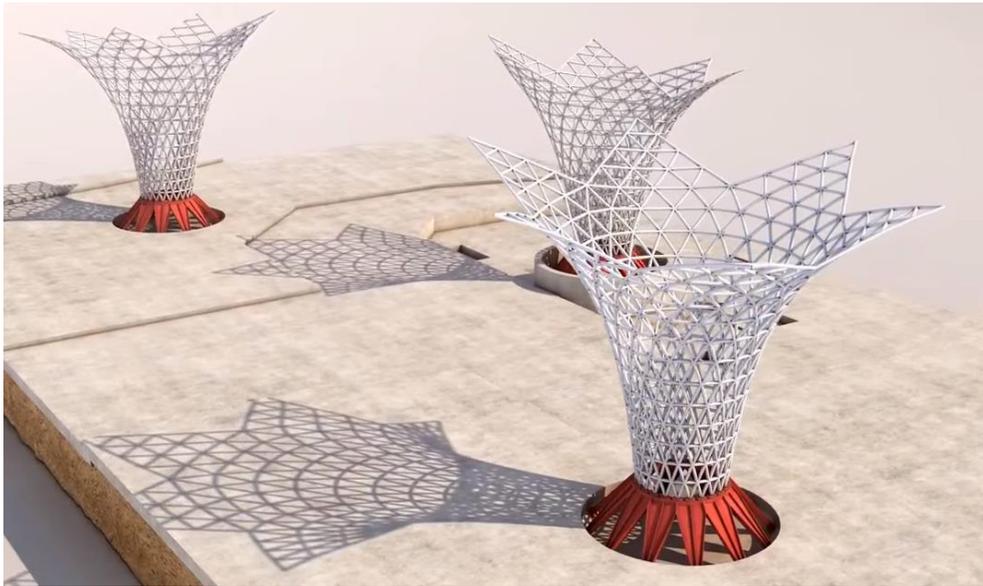


Figura 4.1 Vista en 3-D de los foniles del edificio terminal de pasajeros del NAICM ^[25]

A continuación, se muestran las consideraciones iniciales al momento de realizar el modelo numérico:

- La interacción suelo-estructura no se consideró en la modelación.
- La conexión de la cimentación con la base del fonil se idealizó como empotrada, concluyendo que la conexión cimentación-fonil está diseñada para soportar las cargas que estarán aplicadas en ella, por lo que la estructura fallará en cualquier otro elemento estructural. En la Figura 4.2 se muestra una fotografía de la conexión para los elementos estructurales en el proyecto del NAICM.
- Las cargas consideradas para los análisis del modelo se aplicaron directamente en los nodos, entendiéndose como nodo a la unión entre elementos estructurales.
- La modelación de los elementos se idealizó de manera continua.
- El fonil modelado se idealizó de forma aislada a la terminal aérea.
- Al modelo numérico se le aplicó la carga por peso propio, carga muerta adicional y carga viva instantánea para su análisis.



Figura 4.2 Conexión de la base del fonil a la cimentación [26]

4.2 MODELADO NÚMÉRICO

4.2.1 Geometría

La geometría considerada para el fonil estudiado en el presente proyecto es de forma regular, consta de 16 anillos con tamaño ascendente a una altura variable y conectados entre sí por 24 elementos estructurales tipo barra en cada nivel. La conexión entre la cimentación y la base del fonil está desplantada a una altura de -5.05 m, mientras que la conexión entre la base del fonil y el cuerpo del fonil se encuentra en el nivel +0.00 m. En la Tabla 4.1 se muestran las características de los anillos que conforman el fonil. De igual forma, en la Figura 4.3 se muestra una vista en 3-D del fonil; mientras que en la Figura 4.4 se muestra una vista superior del modelo.

A manera de ejemplo, en las Figuras 4.5, 4.6 y 4.7 se muestran las vistas; conceptual, esquemática y frontal de un fonil del proyecto de la superestructura del edificio terminal de pasajeros del NAICM.

4.2.2 Materiales

En la Tabla 4.2 se muestran las propiedades de los materiales ocupados en la elaboración del modelo numérico del fonil estudiado.

Tabla 4.1 Geometría de los anillos que conforman el fonil ^[26]

Elemento	Altura de desplante, m	Diámetro, m
Base del fonil	-5.05	7.50
Conexión base del fonil-cuerpo del fonil	0	8.25
Anillo 1	2	8.83
Anillo 2	4	9.22
Anillo 3	6	9.90
Anillo 4	8.1	10.77
Anillo 5	10.27	11.83
Anillo 6	12.47	13.08
Anillo 7	14.67	14.46
Anillo 8	16.83	16.25
Anillo 9	18.83	18.32
Anillo 10	20.64	20.58
Anillo 11	22.27	22.99
Anillo 12	23.73	25.47
Anillo 13	25.16	28.29
Anillo 14	26.43	31.18
Anillo 15	27.71	34.56
Anillo 16	28.66	37.56

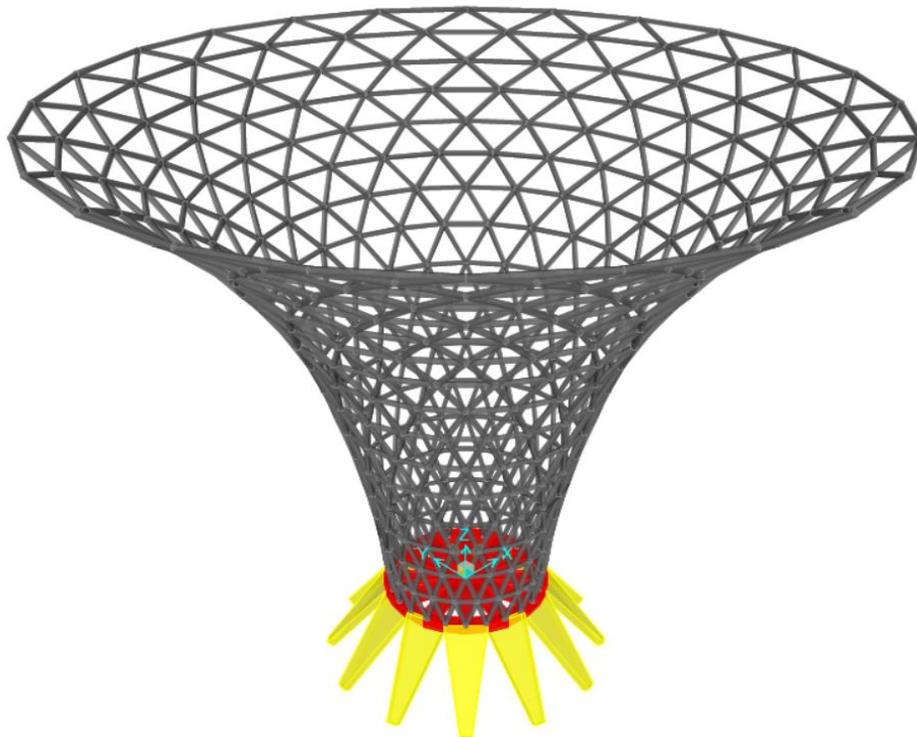


Figura 4.3 Vista 3-D del modelo numérico

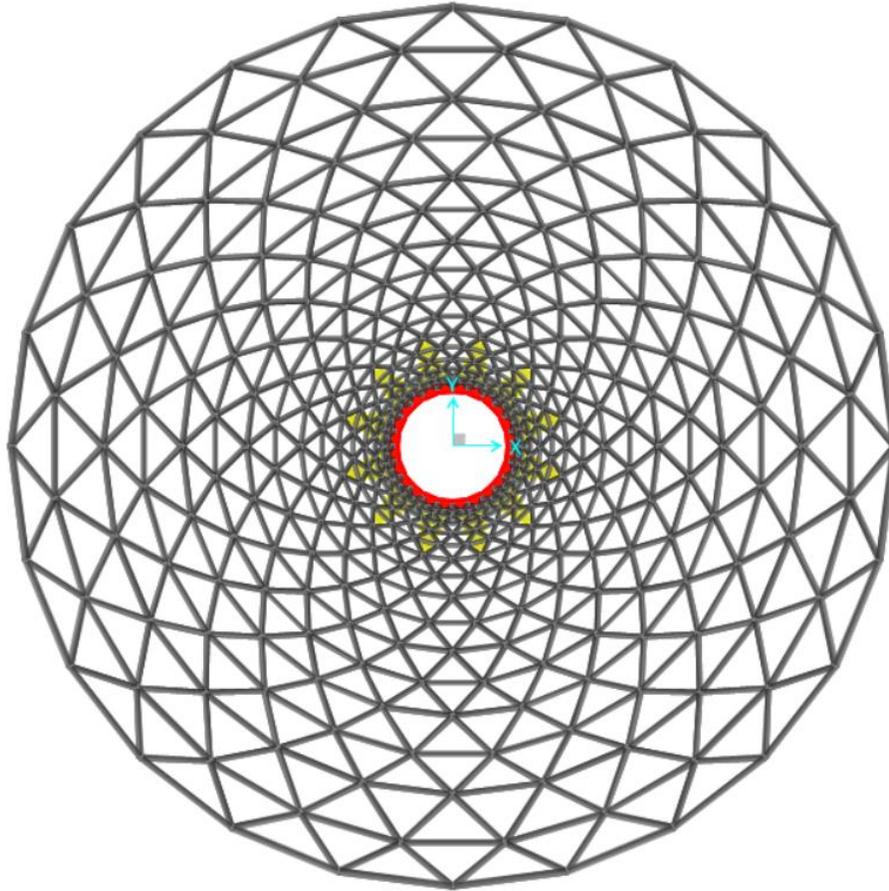


Figura 4.4 Vista superior del modelo numérico

Tabla 4.2 Propiedades de los materiales empleados para la modelación ^[26]

Elemento	Características
Perfiles para fonil	Acero al carbono sin costura y soldable de alto rendimiento API SL X52 PSL1, con resistencia a la fluencia de 360 MPa y a la tensión de 460 MPa.
Anillo del fonil	Acero A572-GR-50

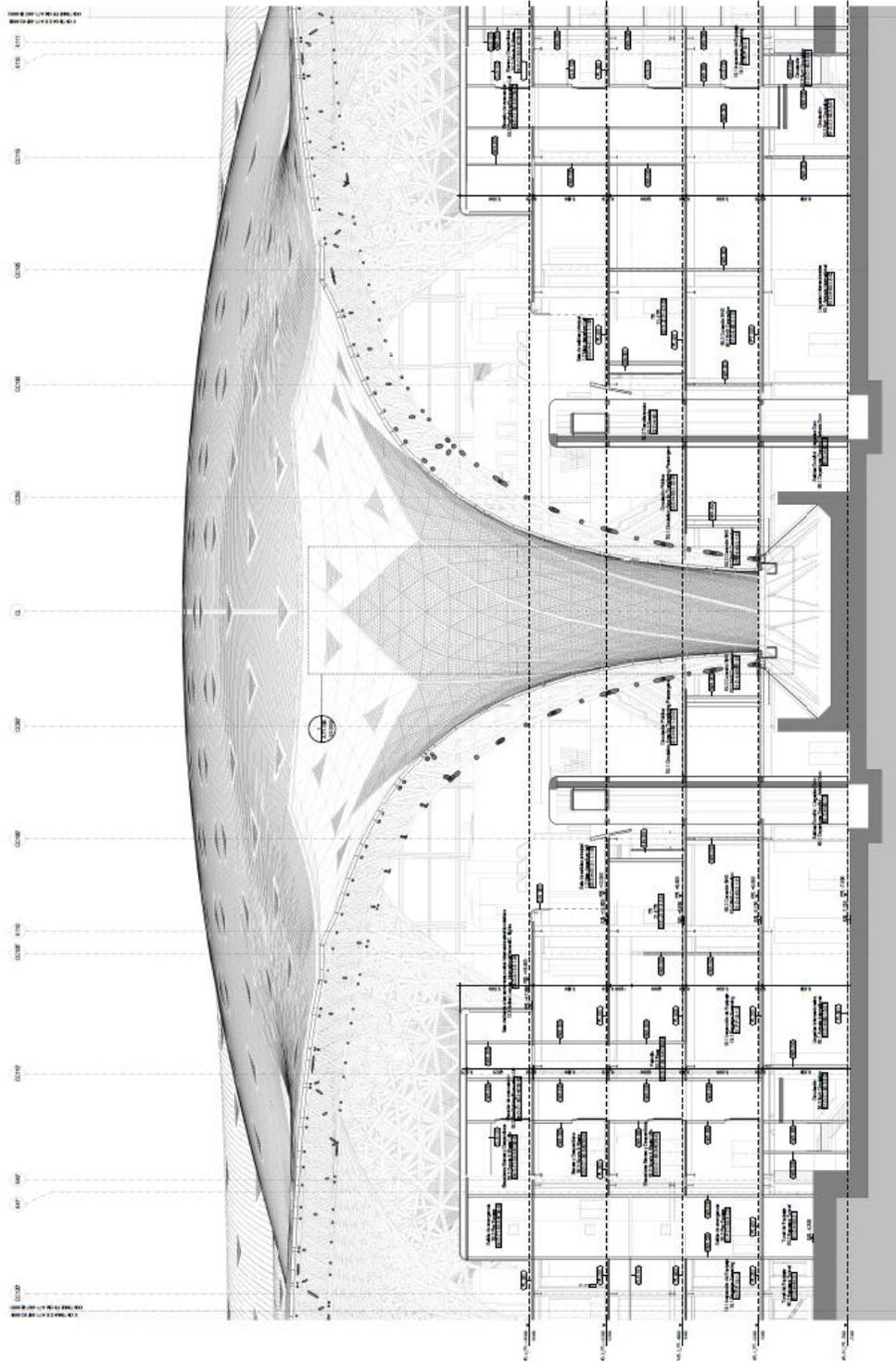


Figura 4.5 Corte conceptual de un fonil del NAICM [26]

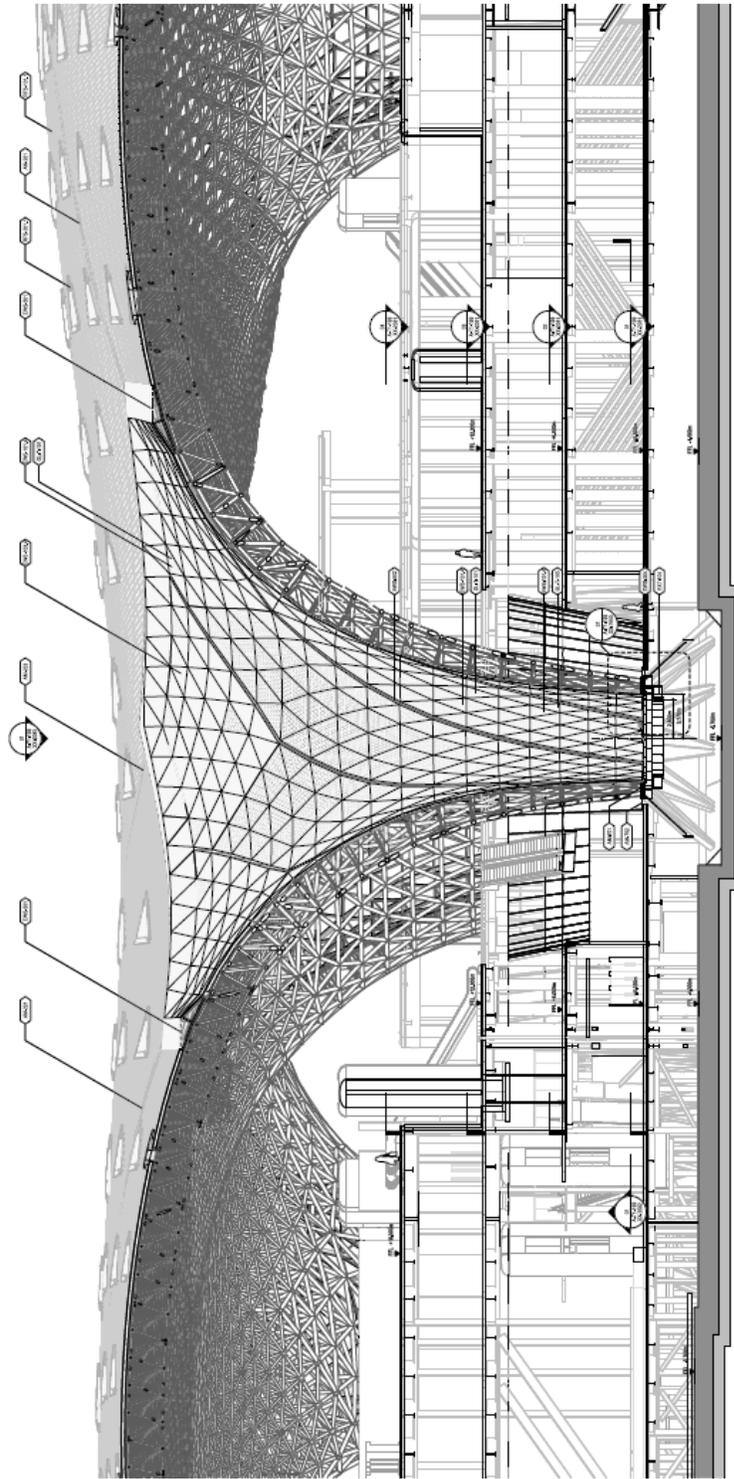


Figura 4.6 Corte esquemático de un fonil del NAICM ^[26]

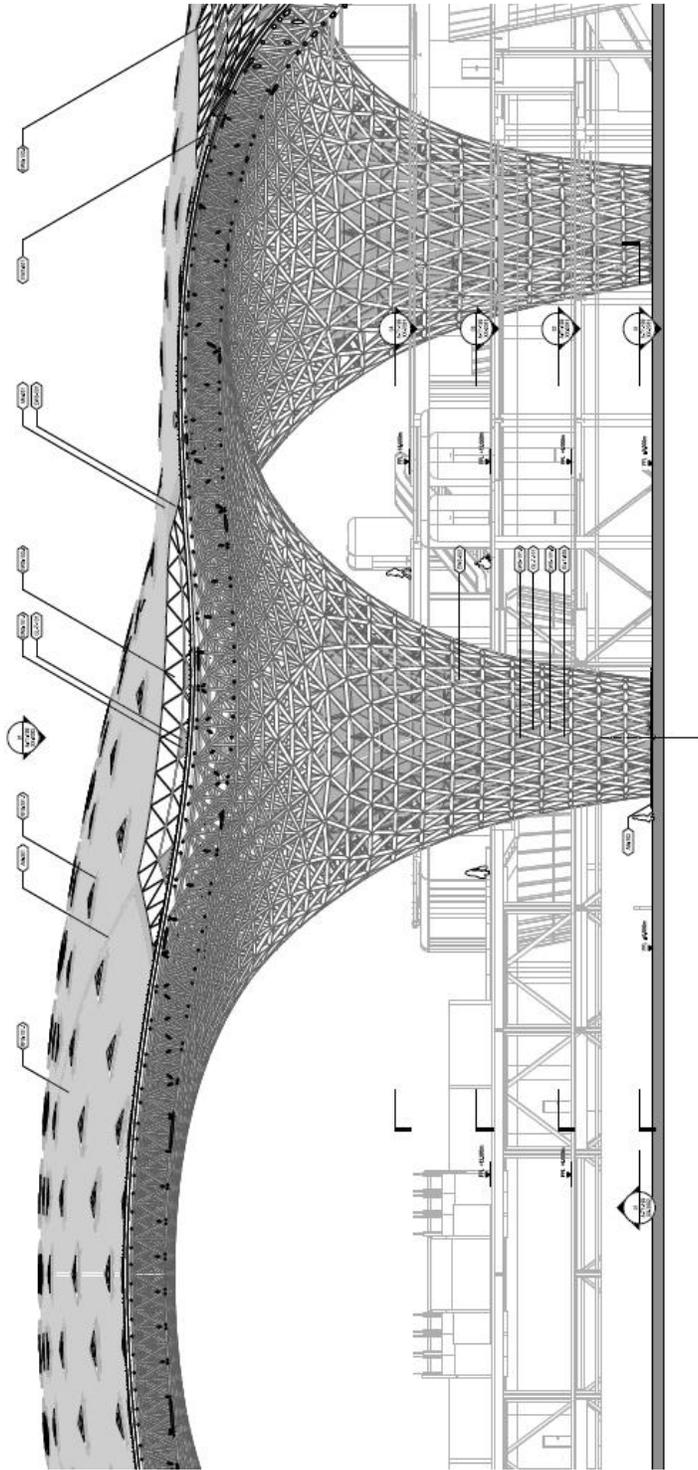


Figura 4.7 Vista frontal de un fonil del NAICM [26]

4.2.3 Secciones

Para la modelación del fonil, se emplearon tres diferentes secciones: elementos para la base del fonil, elementos para el anillo conector y los elementos para el cuerpo del fonil. En la Figura 4.8 se muestra las ubicaciones de las secciones que conforman el fonil, donde el cuerpo del fonil se muestra con un color gris, el anillo de la base que conecta la base del fonil con su cuerpo se presenta en color rojo, finalmente, la base del fonil presenta el color amarillo.

Para poder modelar las secciones, se utilizó la herramienta “*Section Designer*” del programa SAP2000 ^[13] ya que permite modelar secciones complejas a partir de subsecciones regulares (triangulares, rectangulares y trapezoidales) llamadas fibras. Los elementos tipo fibras, son elementos finitos de área predefinida cuyo comportamiento es definido por el modelo constitutivo del material componente. Esto para poder modelar el comportamiento no lineal de las secciones. Se eligieron las fibras por varias razones:

- Permiten modelar el comportamiento no lineal de secciones no convencionales cuyo comportamiento ha sido poco estudiado.
- Permiten realizar análisis más precisos que otro tipo de modelos.
- Permiten modelar el comportamiento no lineal de materiales componentes como concreto confinado, concreto no confinado, y acero.

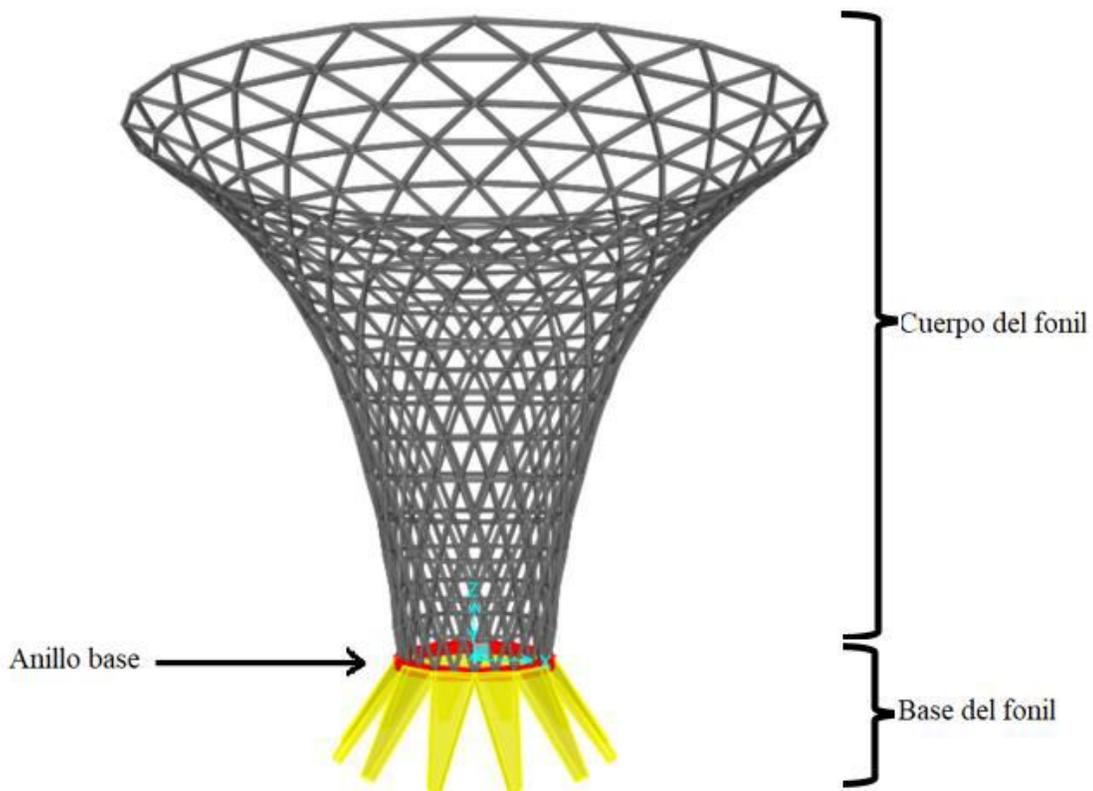


Figura 4.8 Partes del fonil modelado

El cuerpo del fonil es un tubo tipo OC de 27.3 cm de diámetro con un espesor de pared de 2.76 cm. Se idealiza que esta sección es constante en todo el cuerpo del fonil. El material que se considera para dicha sección es acero A992 Fy50 con resistencia nominal de 350 MPa. En la Figura 4.9 se muestra la configuración de la modelación correspondiente a los elementos del cuerpo del fonil, en la herramienta “*Section Designer*” del programa SAP 2000 ^[13].

El anillo de la base que realiza la conexión entre la base del fonil y el cuerpo del fonil presenta una sección tipo OR de 75 x 51 cm con un espesor de pared de 7 cm. El material que se considera para dicha sección es acero A572 Gr50. En la Figura 4.10 se muestra la configuración de la modelación correspondiente a los elementos del anillo de la base del fonil.

La base del fonil presenta una sección compuesta conformada por dos secciones, la primera sección con medida de 55 cm de largo por 45 cm de alto, su configuración es una modificación al perfil IR con dos patines de sección rectangular de medidas 7 x 45 cm y un patín central de sección rectangular de 5.5 x 45 cm y un alma de espesor de 2.5 cm. La sección dos presenta una medida de 231 cm de largo por 45 cm de alto, su configuración es una modificación al perfil IR con dos patines de sección rectangular de medidas 7 x 45 cm y un patín central de sección rectangular de 5.5 x 45 cm y un alma de espesor de 2.5 cm. El material que se considera para dicha sección es acero A572 Gr50. En la Figura 4.11 se muestran las dos secciones correspondientes al elemento estructural, donde la figura 4.11a es la primera sección, mientras que la figura 4.11b se muestra la segunda sección.

Para las tres secciones utilizadas, el tamaño de las fibras quedó definido por la división de las dimensiones de las secciones transversales entre 20 en ambas direcciones.

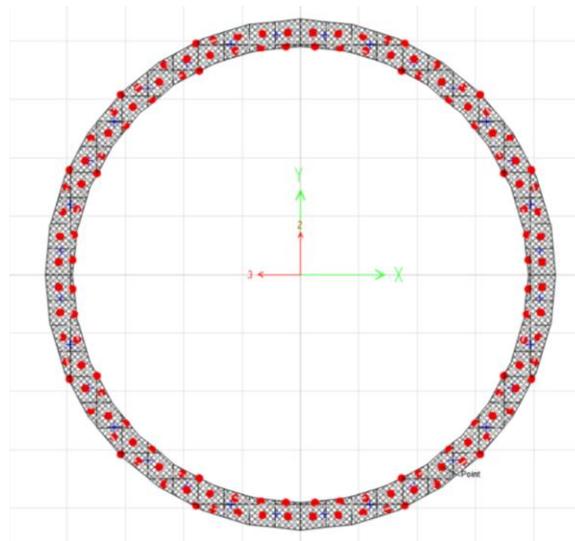


Figura 4.9 Modelado de la sección del cuerpo del fonil en *Section Designer*

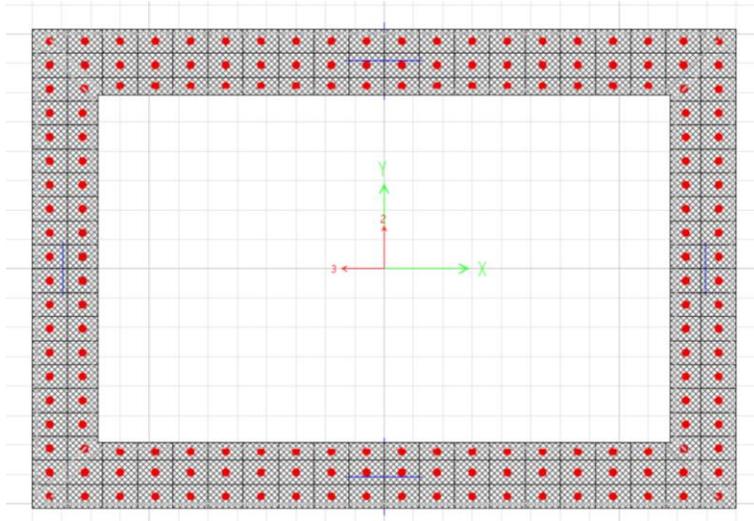
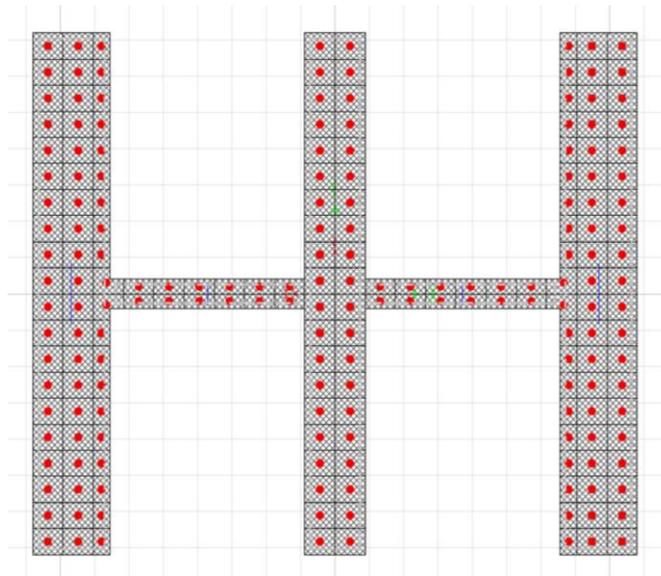


Figura 4.10 Modelado de la sección del anillo de la base del fonil en *Section Designer*

La unión entre la losa de cimentación y la base del fonil se supuso empotrado; es decir que restringe los desplazamientos y rotación.

En la Figura 4.12 se muestra la vista frontal de la conexión entre la base del fonil y su cuerpo principal, modelado en el programa SAP 2000 ^[13].



a)

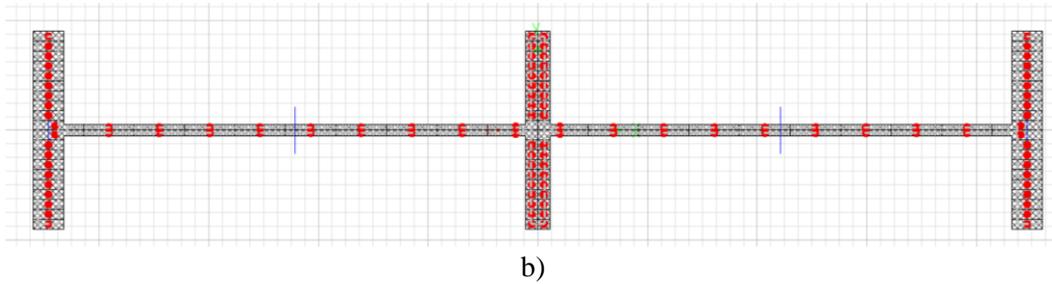


Figura 4.11 Modelado de las dos secciones de la base del fonil en *Section Designer*

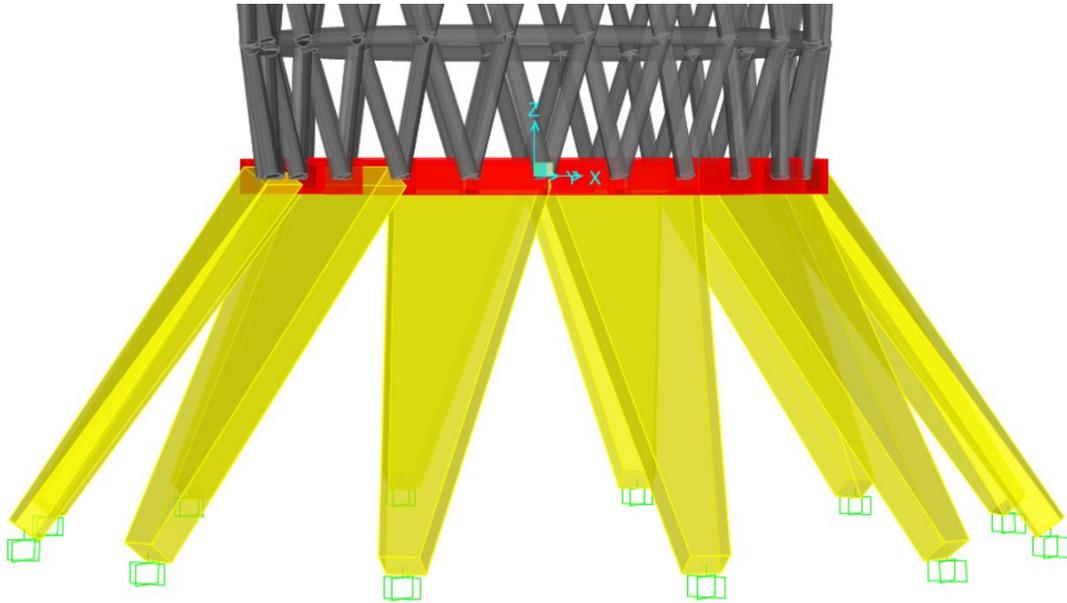


Figura 4.12 Vista frontal de la conexión base-cuerpo del fonil

4.2.4 Cargas consideradas

Para poder realizar los Análisis Estático No Lineal y Dinámico No Lineal paso a paso, se aplican las cargas gravitacionales al modelo numérico. Para poder obtener dichos valores se realizó el siguiente procedimiento:

- Se consideró que el área tributaria que le corresponde al fonil estudiado tiene un valor de 9,750.00 m². Dicho valor se propone de acuerdo con el área tributaria que contemplaba el fonil 15 del NAICM, mostrado en la Figura 4.13.
- La carga muerta considerada es igual a 170.0 kg/m², como se muestra en la Tabla 4.3. Se consideró una carga muerta adicional igual a 100.0 kg/m², mientras que la carga viva instantánea tuvo un valor de 100.0kg/m². Esto de acuerdo con las consideraciones de Grupo Arup para el proyecto del NAICM ^[6].
- Como se definió anteriormente, las cargas gravitacionales (carga muerta, carga muerta adicional y carga viva instantánea) se asignarán en los 24 nodos, por lo que a cada nodo de la parte superior del fonil se le asignará 150 t. A manera de ejemplo, en la Figura 4.14 se muestra la asignación de la carga muerta en los nodos correspondientes.

Tabla 4.3 Carga muerta considerada en la terminal aérea

Elemento	Carga, kg/m ²
Barras de la superestructura	15.4
Nodos de conexión	4.5
Carga adicional por elementos suspendidos no estructurales	150
TOTAL	170

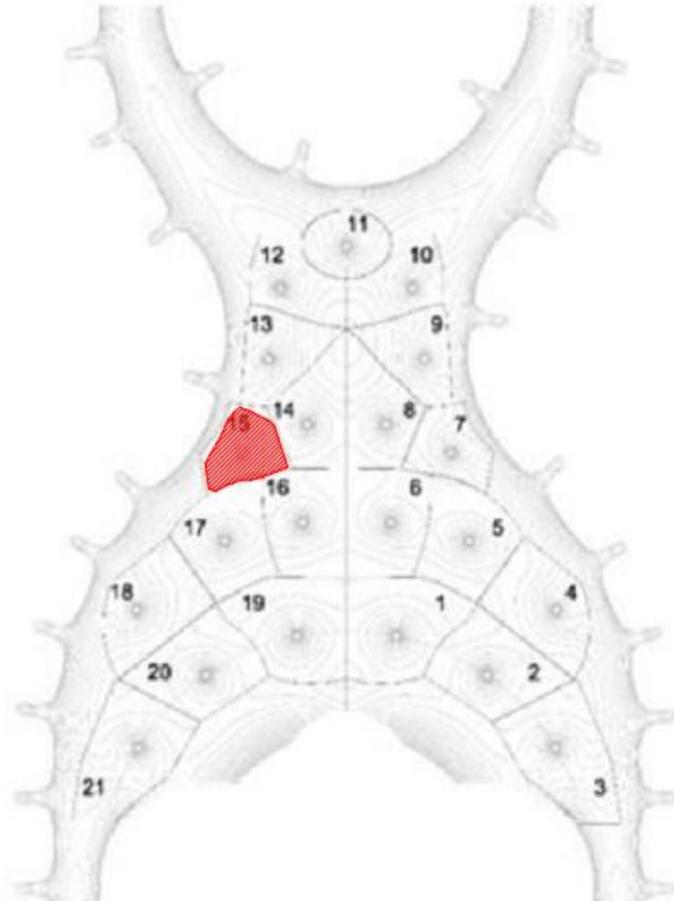


Figura 4.13 Área tributaria del fonil 15 del NAICM ^[6]

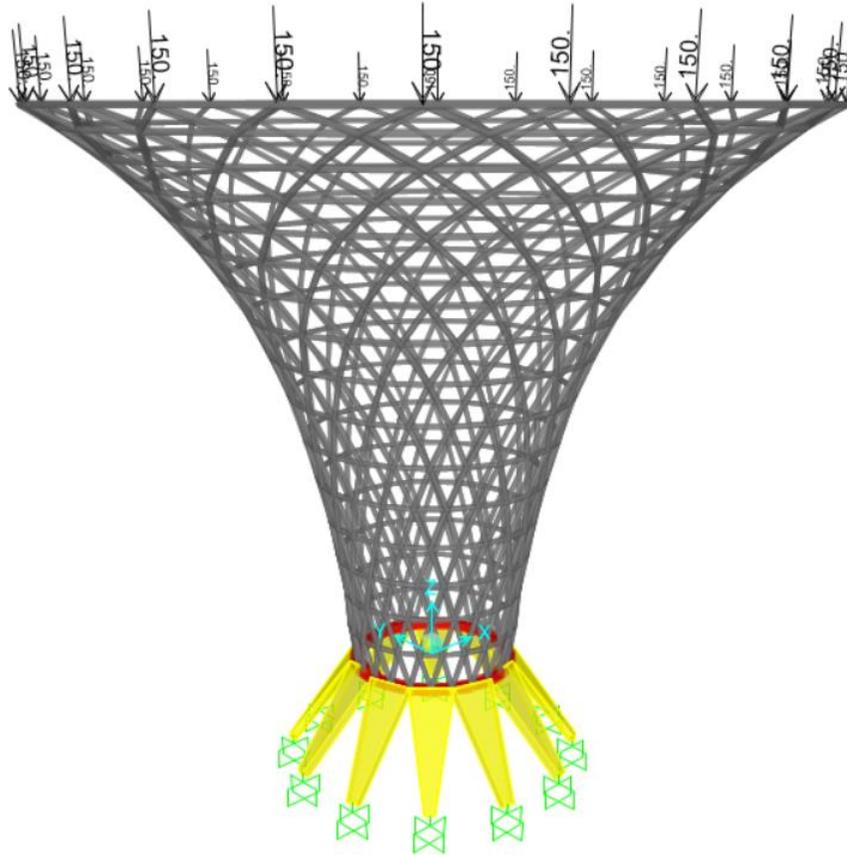


Figura 4.14 Asignación de la carga gravitacional en el fonil

4.3 ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

Para poder realizar un Análisis Estático No Lineal primero se deben aplicar las Vargas verticales a la estructura, posteriormente se deben definir las rotulas plásticas y considerar los efectos P-Delta. Para ello, es necesario seguir las recomendaciones del Consejo de Seguridad Sísmica de California en documento “*Applied Technology Council 40*” (ATC-40) ^[10].

4.3.1 Metodología

En la sección 3.2.2 se describieron los pasos recomendados por el ATC-40 para realizar un Análisis Estático No Lineal, mismos que se siguieron en esta sección. Se asignaron rotulas plásticas en los elementos estructurales para considerar los efectos no lineales que se presentan en las zonas inelásticas. También se aplicaron fuerzas gravitacionales y laterales en todos los niveles de la estructura. De igual forma, se tomaron en cuenta los efectos P-Delta.

4.3.2 Articulaciones plásticas

La asignación de articulaciones plásticas se realizó al 5% y 95% de la longitud de cada elemento. Para los nodos de conexión no se consideraron articulaciones plásticas ya que se supuso un diseño por capacidad en dichos elementos, por lo que los modos de fluencia y de falla sólo ocurren en los elementos estructurales, más no en su conexión.

Para modelar las articulaciones plásticas, se utilizó la articulación tipo “*Fiber-P-M-M3*” del programa SAP2000 ^[13], ya que permite considerar la influencia que tienen las cargas aplicadas al fonil en los elementos estructurales, tomando en cuenta los efectos a flexión y carga axial.

A manera de ejemplo, en la Figura 4.17 se observan las ubicaciones de las posibles articulaciones plásticas de la base del fonil estudiado, aplicadas al 5% y 95% de su longitud total.

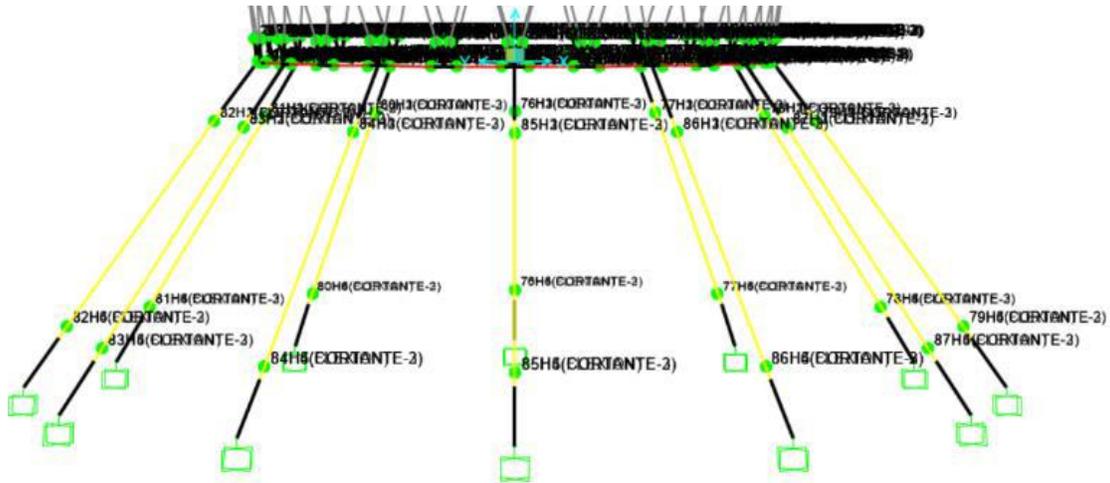


Figura 4.15 Ubicación posible de articulaciones plásticas

4.3.3 Asignación de cargas

Como se define en la sección 4.1.1.4, la asignación de las cargas se ubicará en la conexión de los elementos estructurales (nodos), de acuerdo con dicha sección, en cada nodo se asignarán 150 t.

4.3.4 Nodo de control

Como lo recomienda el ATC-40 ^[10], el nodo de control debe estar ubicado en el último nivel de la estructura. Dado que el fonil presenta una geometría regular, el nodo de control puede ser tomado como cualquier punto del último anillo. En la Figura 4.16 se muestra el nodo de control, mismo que se ubica en el anillo superior del fonil estudiado.

4.3.5 Desplazamiento objetivo

Los parámetros que se deben seguir para poder obtener el desplazamiento objetivos según el ATC-40 ^[10], fueron propuestos para estructuras convencionales. Al ser el fonil una estructura no convencional, no es posible aplicar estas recomendaciones.

Dado que la curva de capacidad tiene la finalidad de tener una primera visualización del comportamiento estructural, identificando las zonas lineales, no lineales y el punto de fluencia, el desplazamiento objetivo pasa a segundo plano. Identificar los puntos de interés en la curva de capacidad es la principal tarea del Análisis Estático No Lineal. Por ello, se considera en este trabajo que el desplazamiento objetivo tendrá un valor igual al 3.0% de la altura total de la estructura, con un valor de 101 cm.

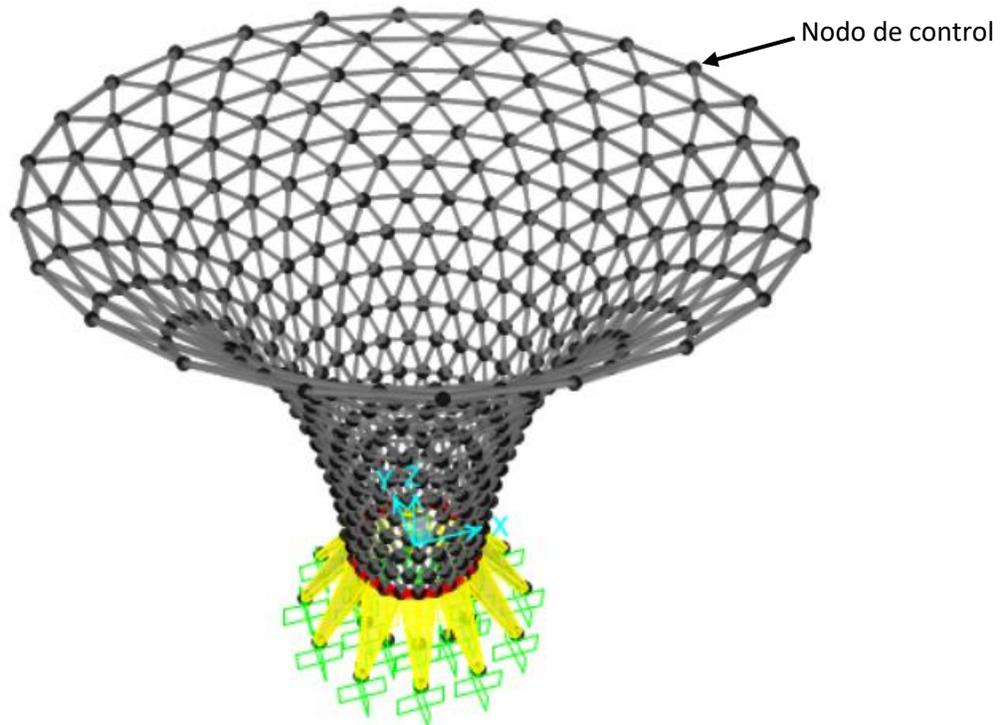


Figura 4.16 Ubicación del nodo de control

4.3.6 Efectos P-Delta

En las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo ^[4], se contempla que los efectos P-Delta ocurridos en la estructura serán considerados solo cuando estos modifiquen la respuesta final de la estructura en forma considerable. Por ello se realizó una comparación entre el modelo del fonil sin considerar los Efectos P-Delta y un segundo modelo considerándolos.

En la Figura 4.20 se muestra la curva de capacidad del modelo considerando los efectos P-Delta (línea negra) y la curva de capacidad del modelo despreciando los efectos P-Delta (línea gris). Generalmente, la curva de capacidad muestra un desplazamiento obtenido por un cortante basal aplicado, con la finalidad de mejorar la comprensión de la estructura estudiada, el cortante basal fue referenciado a su peso total (carga muerta y carga viva), es por eso que se presenta un desplazamiento obtenido como consecuencia de un cortante basal normalizado, gracias a esto podemos conocer qué porcentaje del propio peso es capaz de resistir la estructura.

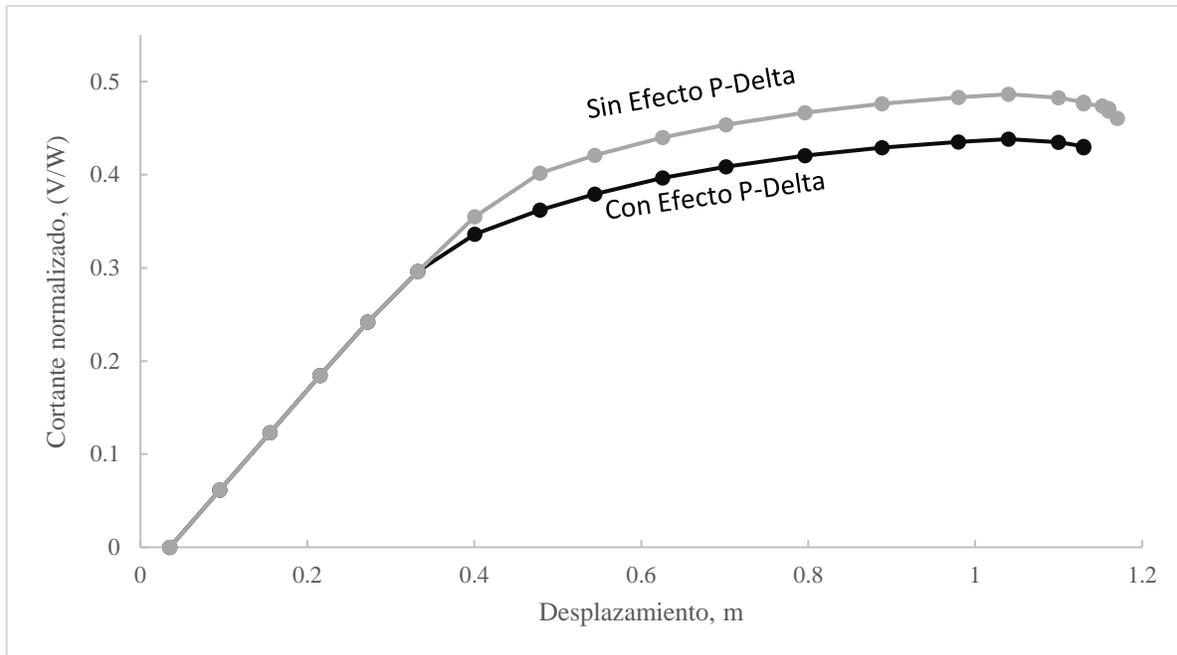


Figura 4.17 Influencia del efecto P-Delta en la curva de capacidad

Se puede observar que si el análisis no considera los efectos P-Delta el cortante basal normalizado es igual a 0.46 con un desplazamiento máximo de 117 cm. Considerando los efectos P-Delta en el modelo numérico, se logra presentar un desplazamiento igual máximo de 113 cm con un cortante basal normalizado de 0.43. Nótese que la respuesta final se ve alterada en un 9.3% respecto al modelo que no los considera. Por lo anterior, de aquí en adelante los análisis realizados en el presente trabajo consideran los efectos P-Delta en la estructura.

4.4 ANÁLISIS DINÁMICO NO LINEAL PASO A PASO

4.4.1 Metodología

Para realizar Análisis Dinámico No Lineal paso a paso, tal como lo describen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo ^[4], es necesario realizar en primera instancia una selección de registros sísmicos con intensidades, duraciones y contenidos de frecuencia similares a los del sitio donde se desplantará la estructura. Posteriormente, es necesario elaborar un modelo numérico que tenga las propiedades dinámicas similares a la estructura al final de su construcción, aplicando en primer lugar las cargas gravitacionales (peso propio, carga muerta adicional y carga viva instantánea) y, finalmente, simulando los movimientos sísmicos para obtener su respuesta.

4.4.2 Espectro de referencia

De acuerdo con las nuevas Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo ^[4], para hacer una correcta selección de registros sísmicos es necesario usar de referencia el espectro de diseño del sitio donde estará desplantada la estructura. Por medio del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) ^[27] se obtuvo el espectro de diseño para la ubicación seleccionada para el fonil característico. Para cuestiones del presente trabajo las coordenadas seleccionadas para la obtención del espectro de diseño fueron: 19.498866, -99.065251. En la Figura 4.18 se muestra una vista del programa SASID con los parámetros seleccionados para obtener el espectro elástico para el estudio del fonil.

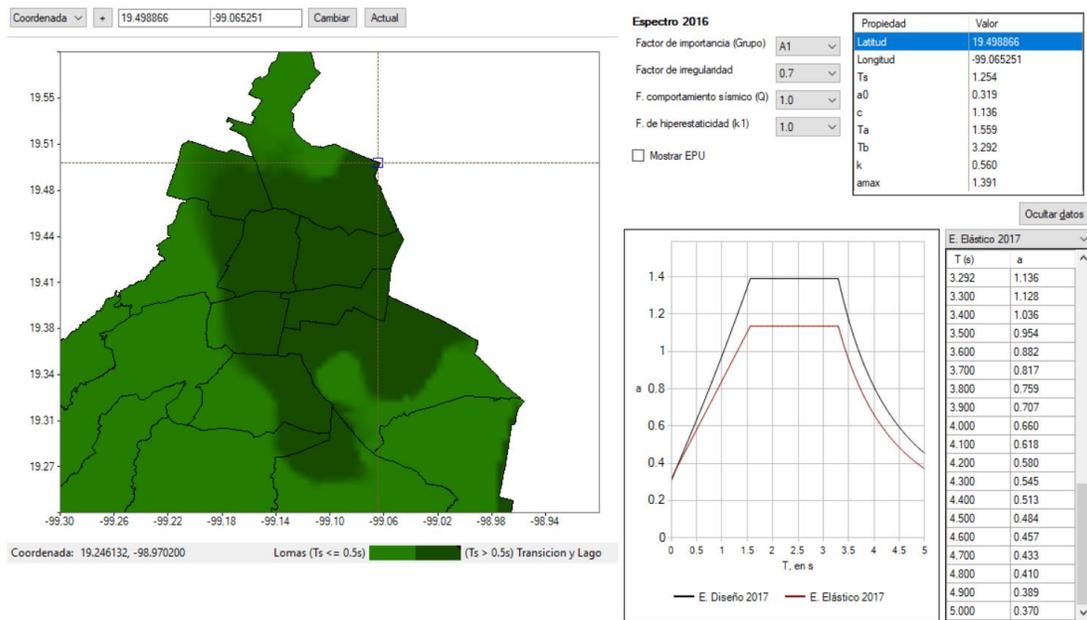


Figura 4.18 Obtención del espectro elástico del programa SASID [27]

Como se puede apreciar en la Figura 4.18, para obtener el espectro elástico son necesarios los siguientes parámetros: la ubicación de la estructura, su clasificación de acuerdo con las NTCDS [4], su irregularidad, el factor de comportamiento sísmico (Q) y el factor de hiperestaticidad considerado (K). Mientras que para la obtención del espectro elástico es necesario solamente la ubicación de la estructura.

Se considera que toda la infraestructura de un aeropuerto es una edificación que pertenece al grupo A1, tal como lo estipulan las NTCDS [4], ya que es necesario mantenerla en operación aún después de un sismo de magnitud considerable. Por lo tanto, el espectro elástico para un Análisis Dinámico No Lineal paso a paso se debe verse afectado por un factor igual a 1.5, tal como lo estipulan las NTCDS [4]. De manera similar, para la selección y escalado de registros sísmicos es necesario alterar el espectro elástico por un factor de 1.3, por lo que el espectro elástico finalmente se verá afectado por un factor final igual a 1.95. En la Figura 4.19 se muestra el espectro elástico con un factor de 1.0, 1.3 y de 1.3X1.5, este último será el usado para escalar los registros sísmicos seleccionados.

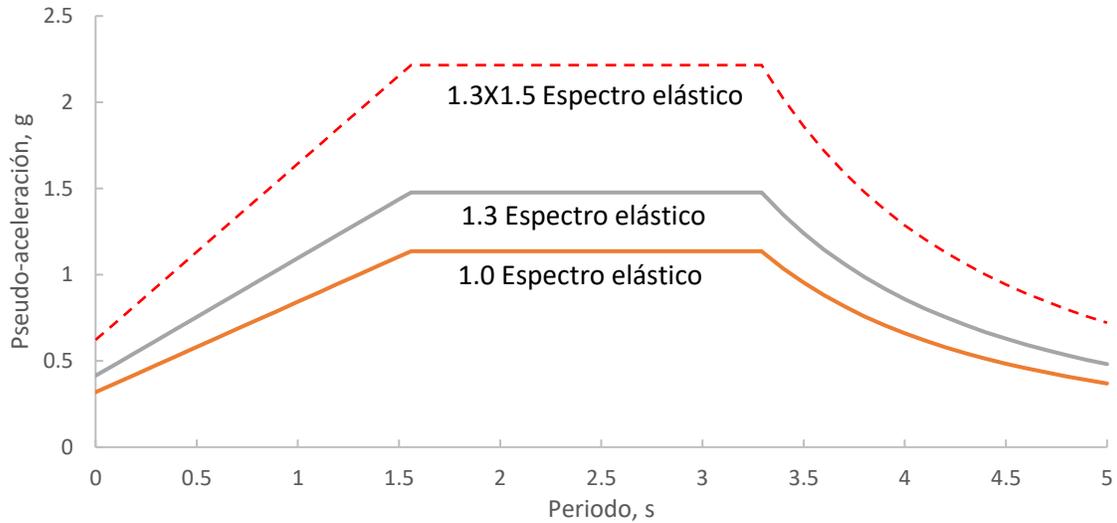


Figura 4.19 Espectro elástico de pseudo-aceleración para el fonil estudiado

4.4.3 Registros sísmicos

Para la realización del Análisis Dinámico No Lineal paso a paso se requiere de la elección como mínimo de 12 registros sísmicos. De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo ^[4] los registros deben ser representativos e independientes entre sí, además deben tener intensidades, duraciones y contenidos de frecuencias similares a las de los movimientos del terreno registrados durante sismos con intensidades iguales a las del espectro elástico. Mismos registros deben ser afectados por un factor para que su promedio sea similar al espectro elástico para la zona que comprende entre el 0.2 y 1.3 veces el periodo del primer modo de vibrar de la estructura.

Al realizar un análisis modal del fonil, se obtuvo que el primer modo de vibrar de la estructura es igual a 2.06 s, por lo que la zona espectral en la que el promedio de los registros sísmicos deberá ser igual o mayor al espectro elástico, estará comprendida entre 0.41 s a 2.67 s.

4.4.3.1 Selección

Para la selección de los registros sísmicos se realizó un primer filtrado de acuerdo con la ubicación de las estaciones acelerométricas, seleccionando a las que estuvieran ubicadas en la misma zona geotécnica que la estructura (zona III b de acuerdo a la clasificación de las NTCDS ^[4]). Las estaciones preseleccionadas fueron clasificadas de acuerdo con la zona en la que se encuentran, teniendo una base de 45 estaciones. Posteriormente, se realizó un segundo filtrado considerando las aceleraciones y contenidos de frecuencia de cada registro, obteniendo los registros que tuvieran en medida de lo posible valores similares a los del espectro elástico del sitio.

En la Figura 4.20 se muestra la ubicación geográfica de las estaciones ocupadas, mientras que en la Tabla 4.4 se presentan los registros sísmicos seleccionados para el Análisis Dinámico No Lineal paso a paso y su información correspondiente.

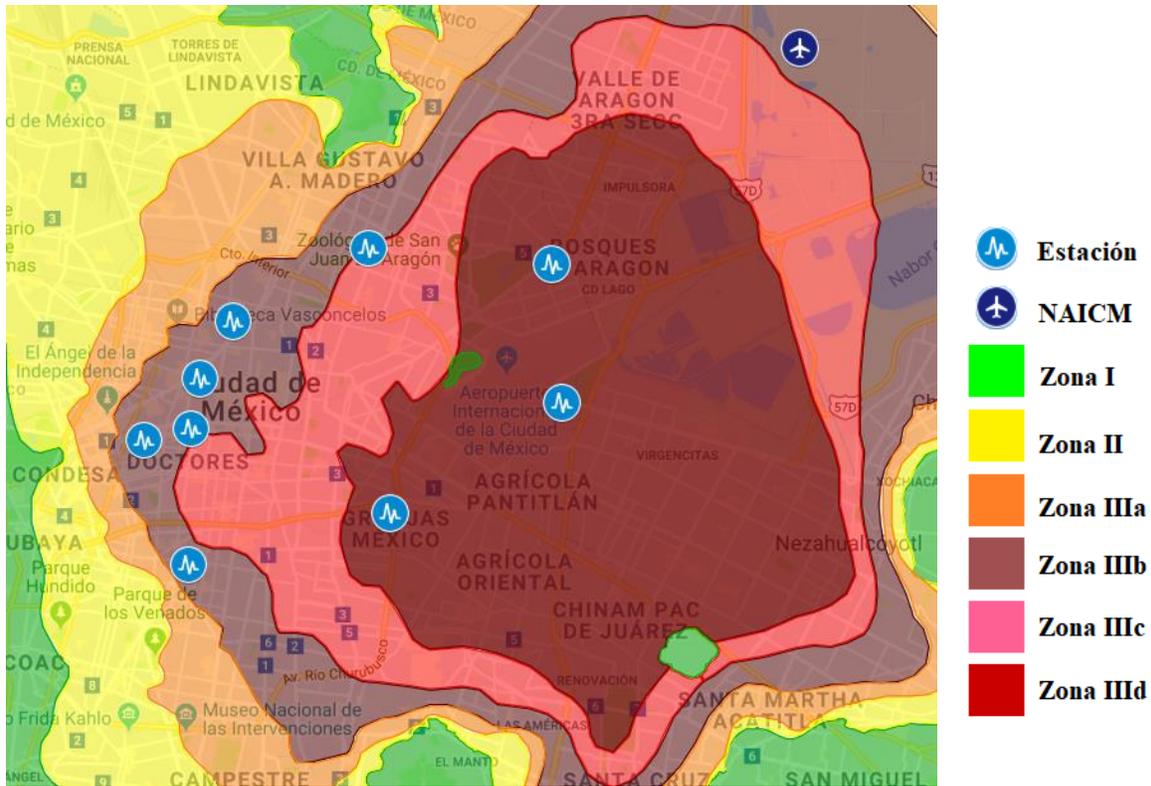


Figura 4.20 Ubicación de estaciones acelerométricas consideradas [28]

Tabla 4.4 Registros seleccionados para el análisis

ID	Estación	Clave de estación	Zona geotécnica	Fecha del registro	Fuente
1	Aeropuerto	AE02	III d	14/09/1995	CIRES
2	Alameda	AL01	III b	30/09/1999	CIRES
3	Balderas	BL45	III b	14/09/1995	CIRES
4	Bondojito	BO39	III c	14/09/1995	CIRES
5	Bondojito	BO39	III c	30/09/1999	CIRES
6	Centro Cultural Tlatelolco	CCCL	III b	19/09/2017	IIUNAM
7	CETIS	CE23	III d	14/09/1995	CIRES
8	Plaza Córdoba	PCJR	III b	19/07/2017	IIUNAM
9	Palacio de los deportes	PD42	III d	14/09/1995	CIRES
10	Palacio de los deportes	PD42	III d	15/06/1999	CIRES
11	SCT	SCT1	III b	19/09/1985	IIUNAM
12	SCT	SCT2	III b	19/09/2017	IIUNAM

La consulta de registros sísmicos fue posible gracias al Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A.C. (CIRES) [21] y el Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (IIUNAM) [22].

4.4.3.2 Procesamiento

Al momento de observar los registros sísmicos seleccionados se observó que contenían ruido ambiental, por lo que fue necesario hacer un procesamiento de ellos antes de usarlos. Para ello se realizó una corrección de línea base normal. Posteriormente se realizó un filtro tipo *Butterworth* (Pasa-banda) para un intervalo de frecuencias entre 0.1 y 40 Hz (considerando un número de polos igual a 8), finalmente se realizó un *taper* cosenoidal del 5% a la señal.

4.4.3.3 Escalado

Al consultar las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo ^[4], no se describe un procedimiento estándar para el escalado de registros sísmicos, lo que obliga al ingeniero a escalar los registros a su criterio y por lo tanto pueden existir infinitud de soluciones. Es por ello que se optó la metodología propuesta por el Dr. Héctor Guerrero Bobadilla en su libro “Sistemas de protección sísmica”.

La metodología se basa en minimizar las diferencias entre el espectro elástico y el espectro del acelerograma seleccionado por medio de la ecuación (4.1) ^[29].

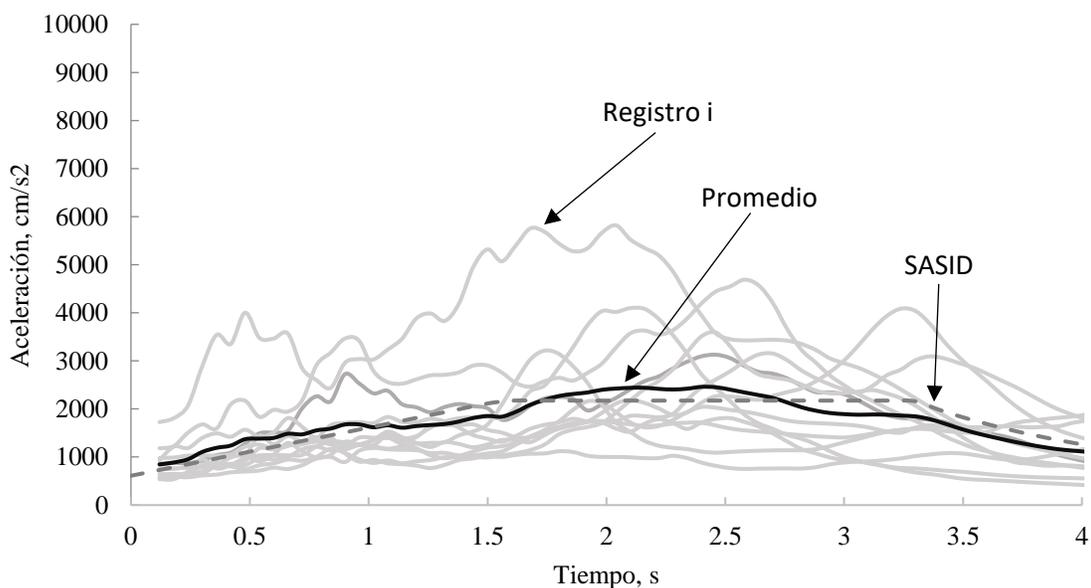
$$factor_{min} = \left(\frac{a_i * b_i}{a_i}\right)X(1.3) \quad (4.1)$$

donde

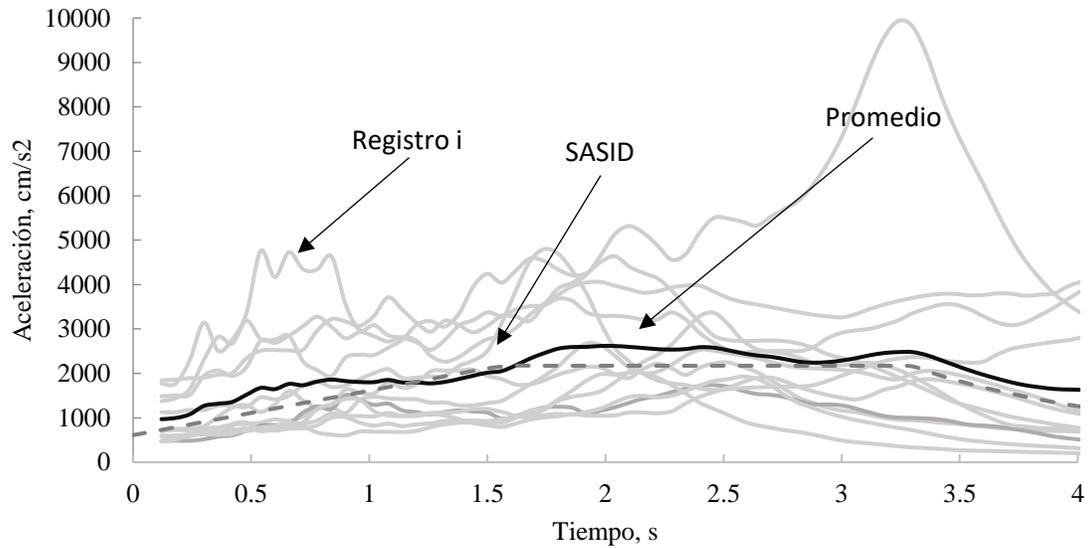
a_i es la ordenada i del espectro elástico del sitio

b_i es la ordenada i del espectro de pseudoaceleración del registro seleccionado

En la Figura 4.21 se presentan dos diferentes tipos de escalado para los registros sísmicos con diferente metodología. En color negro se presenta el promedio de los registros sísmicos escalados, en línea discontinua gris se muestra el espectro elástico obtenido del SASID, mientras que en línea color gris continua se muestran los 12 registros sísmicos empleados.



a) Escalado con ecuación (4.1)



b) Escalado no estandarizado

Figura 4.21 Comparación entre dos diferentes tipos de escalado de registros

La Figura 4.21a muestra los resultados de aplicar la metodología Guerrero ^[29], en donde las diferencias entre el espectro elástico obtenido del SASID y el promedio de los registros presenta una similitud satisfactoria en el intervalo de 0.41 s a 2.67 s (zona de interés), mientras que para el intervalo de 2.68 s a 5.0 s se tiene diferencias considerables. En la Figura 4.21b se muestra el resultado de escalar los registros a criterio personal, al igual que el escalado anterior para un intervalo de 0.41 s a 2.67 s se presenta una similitud de valores, mientras que para el resto las diferencias son considerables.

Al escalar los registros sísmicos es recomendable usar factores que se encuentren entre 1.0 y 20 veces, ya que al usar un número mayor el registro sísmico puede dejar de ser representativo del movimiento sísmico. Por lo anterior, se descarta usar la segunda forma de escalar los registros sísmicos (Figura 4.30b) ya ocuparon factores que oscilaban entre 4.5 y 38.5. En la Tabla 4.5 se muestran las características finales de los registros usados y sus factores de escalamiento.

Tabla 4.5 Información de los registros seleccionados

ID	Componente	Clave de estación	Sentido	Δt	# de muestras	Factor de escalamiento	Aceleración máxima absoluta (gal)
1	x	AE02	N00E	0.024	10,445	12.1	25.47
	y		N90E				34.24
2	x	AL01	N00E	0.024	5,830	16.1	28.86
	y		N90E				22.16
3	x	BL45	N00E	0.024	6,057	18	33.94
	y		N90E				32.20
4	x	BO39	N00E	0.024	7,055	18.2	30.67
	y		N90E				31.67
5	x	BO39	N00E	0.024	9,055	14.4	28.11
	y		N90E				43.26
6	x	CCCL	N10E	0.024	3,164	13.8	83.12
	y		N80W				73.55
7	x	CE32	N00E	0.024	8,807	20.1	30.12
	y		N90E				22.01
8	x	PCJR	N65E	0.024	4,067	8.5	86.21
	y		N25W				93.85
9	x	PD42	N00E	0.024	7,125	19.4	28.48
	y		N90E				14.08
10	x	PD42	N00E	0.024	7,889	15.2	28.84
	y		N90W				16.56
11	x	SCT1	N90E	0.024	3,375	3.2	160.92
	y		N00E				93.02
12	y	SCT2	N90E	0.024	3,458	6.1	91.73
	y		N00E				88.02

CAPÍTULO 5. RESULTADOS

5.1 CURVA DE CAPACIDAD DE LA ESTRUCTURA

Después de realizar el Análisis Estático No Lineal, se obtuvo la curva de capacidad de la estructura. Como se define en el capítulo anterior, el cortante basal obtenido se dividió entre el peso total de la estructura para mostrar los resultados en función de su peso. En la Tabla 5.1 se muestran las cargas gravitacionales consideradas en el modelo, mientras que en la Figura 5.1 se muestran los resultados de la curva de probabilidad.

Tabla 5.1 Carga aplicadas al fonil estudiado

Concepto	Peso, t
Peo propio	580.66
Carga muerta	2,631.52
Carga viva instantánea	975.00
TOTAL	4,187.18

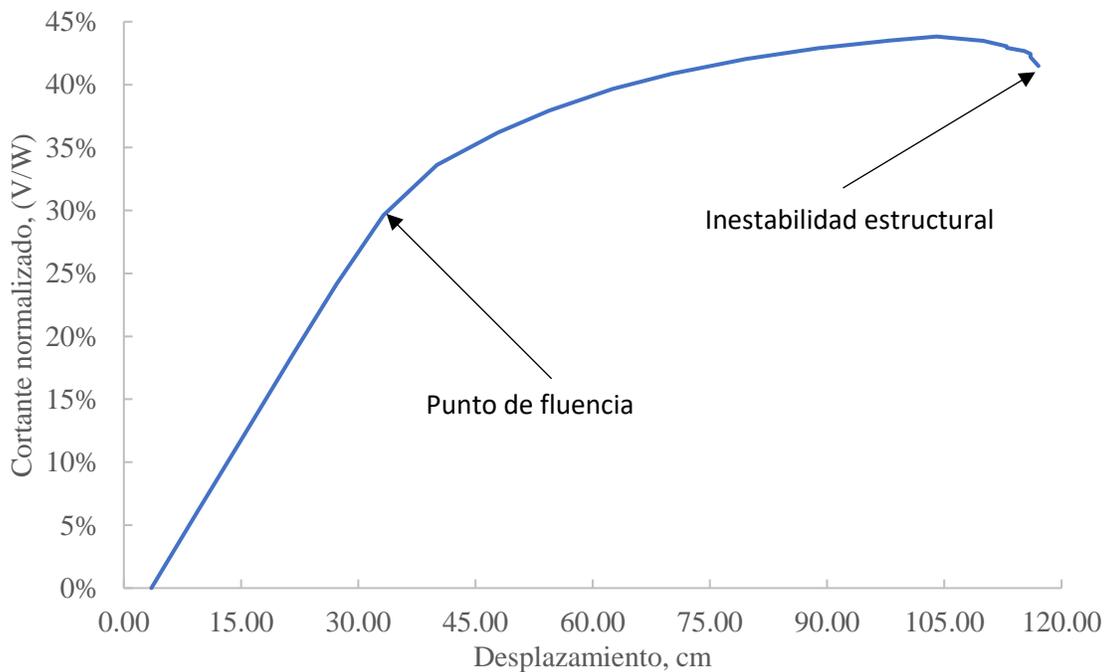


Figura 5.1 Curva de capacidad del fonil

Como se puede apreciar en la Figura 5.1, el fonil presenta una inestabilidad estructural con un cortante igual al 41.5% de su peso, para un desplazamiento de 117 cm. El desplazamiento objetivo supuesto fue del 3.0% de la altura total o un desplazamiento de 10 cm, el cual es similar al desplazamiento final. Asimismo, se puede observar que para un desplazamiento de 33.2 cm la estructura comienza a fluir, mientras que para un desplazamiento de 104.0 cm la estructura alcanza el cortante máximo antes de presentar problemas de estabilidad.

5.2 DEMANDAS DE DEFORMACIÓN

La finalidad del Análisis Dinámico No Lineal paso a paso es mostrar el comportamiento de la estructura ante movimientos sísmicos con el objetivo de visualizar el comportamiento que tendría ante dichos escenarios. Por ello, fue necesario aplicar 12 parejas de registros sísmicos para obtener la respuesta estructural. Como el fonil estudiado es poco convencional, se consideraron dos conceptos para definir si la estructura presenta colapso ante cada movimiento:

- **Desplazamiento máximo:** Se considera que la estructura presenta colapso sí sobrepasa el desplazamiento máximo obtenido del Análisis Estático No Lineal.
- **Error de convergencia:** En caso de que el modelo presente un error numérico, se considera que la estructura presenta colapso, ya que un error de convergencia se puede traducir como inestabilidad estructural.

En la Tabla 5.2 se muestran los valores obtenidos por el Análisis Dinámico No Lineal paso a paso, mientras que en la Figura 5.2 a modo de ejemplo se muestra el desplazamiento del nodo de control a lo largo del registro sísmico obtenido en la estación Aeropuerto (AE02).

Tabla 5.2 Resultados del Análisis Dinámico no Lineal paso a paso

Registro	Desplazamiento máximo, cm	Colapso
1	65.75	No
2	75.21	No
3	110.52	Si
4	120.52	Si
5	117.01	Si
6	105.88	Si
7	86.98	No
8	118.52	Si
9	65.25	No
10	115.25	Si
11	110.25	Si
12	99.52	No
TOTAL DE COLAPSOS		7

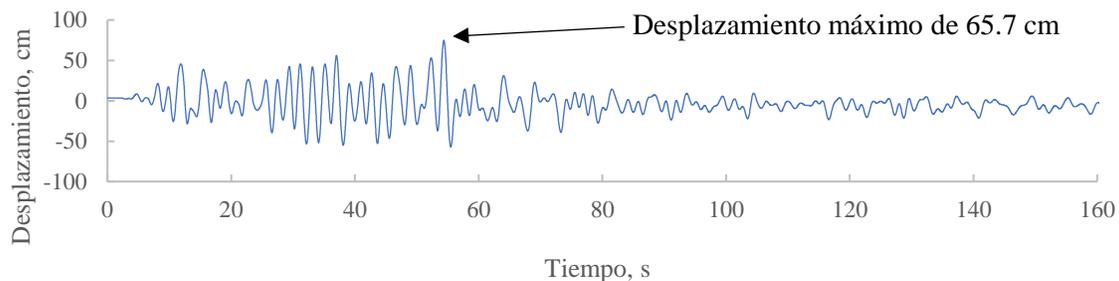


Figura 5.2 Desplazamiento del nodo de control para un movimiento sísmico

Como se puede apreciar en la Tabla 5.3, el número total de escenarios que presentan colapso equivale al 58.3%, de acuerdo con FEMA 356 ^[17], la probabilidad de colapso aceptada no debe superar el 10% de los análisis realizados. Por lo anterior, se concluye que la estructura no cuenta con la seguridad estructural deseada. Bajo ese escenario, es necesario realizar un proyecto de reforzamiento para mejorar su comportamiento sísmico. En el capítulo 6 se presenta la propuesta de reforzamiento para el fonil estudiado con base en el uso de Contraventeos Restringidos al Pandeo (CRP).

5.3 CURVA DE PROBABILIDAD DE COLAPSO

Para conocer la curva de probabilidad de colapso del fonil estudiado, se realizó un Análisis Dinámico Incremental (ADI). Esto para conocer su respuesta sísmica ante diferentes intensidades.

El procedimiento del análisis tipo ADI consta de hacer varios Análisis Dinámicos No Lineales paso a paso, variando su intensidad. Las intensidades empleadas se encuentran entre el 50% y 200% del movimiento sísmico. En este caso, los resultados se ajustaron a una curva de probabilidad. Dado que existen varias fuentes de incertidumbre, es necesario tomarlas en cuenta en el resultado final. De acuerdo con las recomendaciones del FEMA P-58 ^[11], la incertidumbre del modelado se puede obtener con la ecuación (5.1).

$$\beta_{SD} = \sqrt{\beta_c^2 + \beta_q^2 + \beta_{a\Delta}^2} \quad (5.1)$$

donde

- β_{SD} es la incertidumbre total
- β_c es la incertidumbre debida a la calidad de construcción
- β_q es la incertidumbre del modelo analítico
- $\beta_{a\Delta}$ es la incertidumbre de los datos obtenidos por el análisis (incertidumbre registro a registro)

El valor recomendado por el FEMA P-58 ^[11] para la incertidumbre debida a la calidad de la construcción está en función de los procesos de supervisión, como el fonil formará parte de una terminal aérea, se considera que será construido con un riguroso control de calidad, incluyendo ensayos de materiales y una observación continua, por lo que se considera que el valor de β_c será igual a 0.10. Mientras que la incertidumbre del modelo analítico será igual a 0.40 como consecuencia de que se desconoce gran parte de la información necesaria para realizar una modelación más refinada. El valor de la incertidumbre de los datos obtenidos por el análisis tipo ADI es igual a 0.28, lo que nos da como resultado un valor de la incertidumbre total de 0.498.

Los datos obtenidos por el análisis tipo IDA fueron ajustados a una curva del tipo *log normal*. En la Figura 5.3 se muestra en línea gris la curva de probabilidad de colapso para el fonil estudiado.

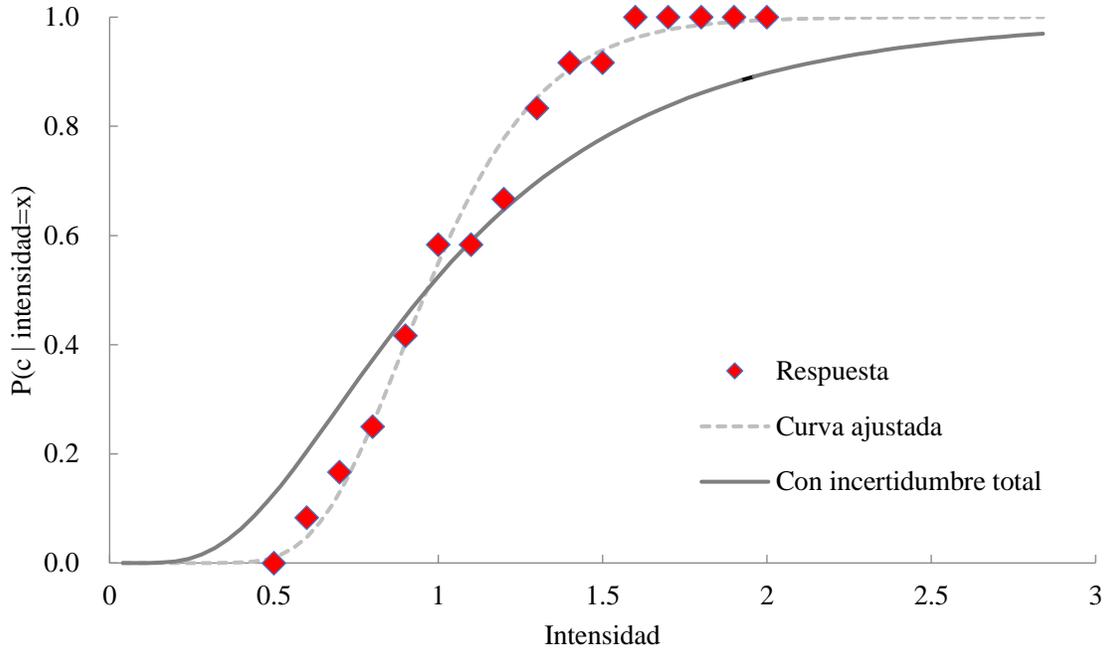


Figura 5.3 Curva de probabilidad de colapso

Como se puede ver en la Figura 5.3, para una intensidad del 100%, se presenta una probabilidad de colapso del 53.0%, sin embargo, de acuerdo con las recomendaciones del FEMA-356 ^[17], para una intensidad del 100% la probabilidad de colapso aceptada debe ser menor que el 10%, por lo que es necesario reforzar el fonil para poder mostrar un mejor comportamiento ante diferentes intensidades de eventos sísmicos.

5.4 REVISIÓN DE PANDEO

Uno de los conceptos más importantes a considerar para secciones de acero es el efecto del pandeo. Con la finalidad de verificar que los elementos no presentarán problemas de pandeo, se realizó una comparación de la carga axial en el elemento más demandado y su carga crítica de pandeo (C_r). Para calcular la carga crítica de pandeo se usó la ecuación (5.2).

$$C_r = \frac{\pi^2 EI}{L^2} \quad (5.2)$$

donde

- E es el módulo de elasticidad del material
- I es el momento de inercia de la sección transversal del contraventeo
- L es la longitud total del elemento

En la Figura 5.4 se puede observar que las demandas máximas de carga axial en los elementos más esforzado son menores a la carga crítica de pandeo, lo que permite verificar que, para la estructura estudiada, los elementos que conforman el cuerpo del fonil no tendrán problemas de pandeo.

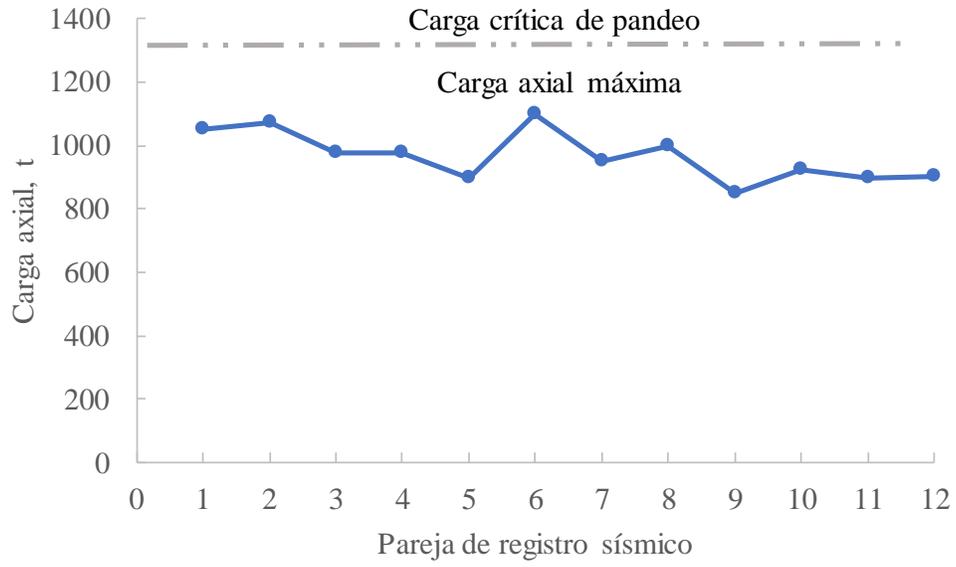


Figura 5.4 Revisión de la carga crítica de pandeo

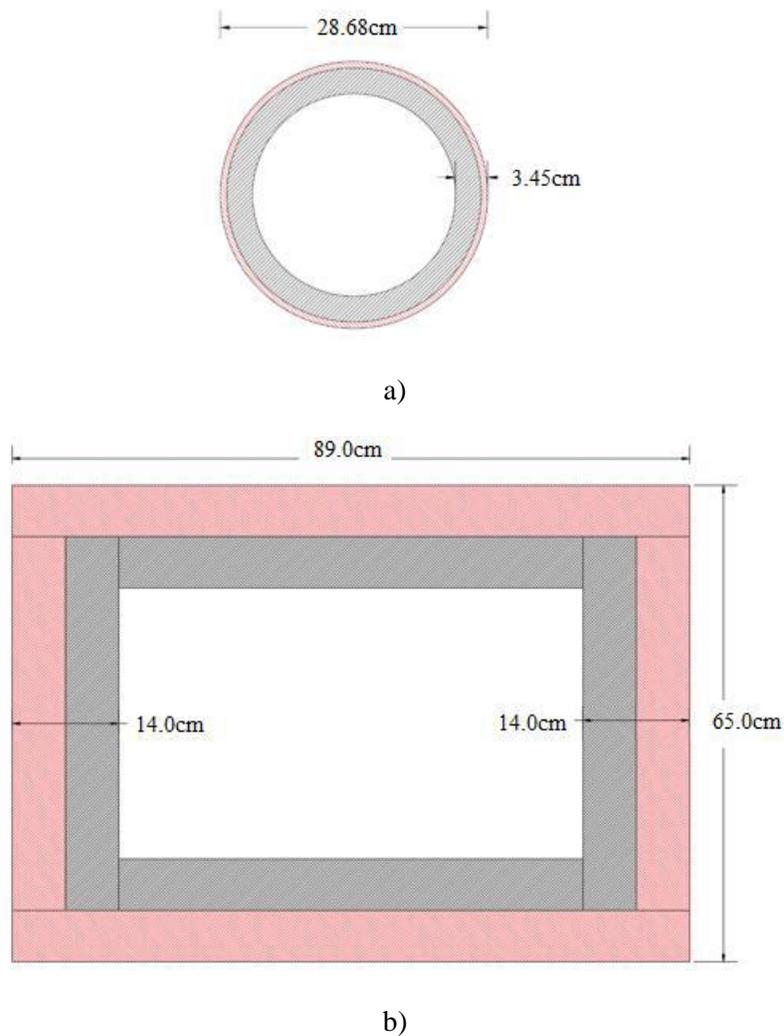
CAPÍTULO 6.

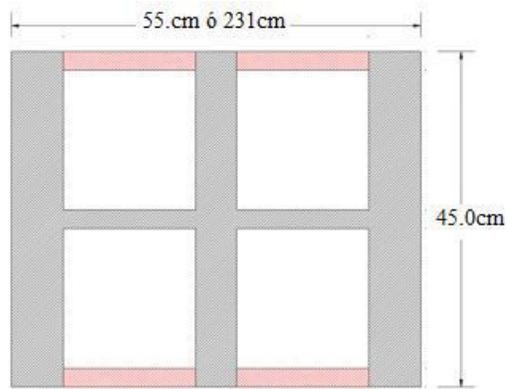
PROPUESTA DE MEJORAMIENTO DEL FONIL

6.1 CONFIGURACIÓN DE LA PROPUESTA

Debido a que la estructura presenta una probabilidad de colapso superior al 10%, se hizo el ejercicio de realizar un proyecto de reforzamiento al fonil de manera en que su respuesta ante diferentes escenarios sísmicos presente un comportamiento mejorado. En el presente capítulo se describe la propuesta de mejoramiento.

La configuración de la propuesta contempla el uso de 12 Contraventeos Restringidos al Pandeo (CRPs), el aumento en la sección transversal de los elementos que conforman el cuerpo del fonil y el anillo conector, además de una modificación en la geometría de los elementos de la base. En la Figura 6.1 se muestran las modificaciones propuestas en color rojo, mientras que en color gris se muestra la configuración original de la sección.





c)

Figura 6.1 Refuerzo en las secciones del fonil

Como se muestra en la Figura 6.1, para el caso de los elementos estructurales del cuerpo del fonil, el espesor de la pared paso de 2.76 cm a 3.45 cm, en el caso del anillo de la base el espesor de la pared paso de 7.0 cm a 14.0 cm. Los elementos de la base fueron reforzados en sus extremos para que se logran comportar como un cuerpo regular.

Adicionalmente, se considera el uso de 12 Contraventeos Restringidos al Pandeo (CRPs) conectados del anillo de la base a la cimentación del fonil para brindar mayor estabilidad estructural. En la Figura 6.2 se muestra una visualización del modelado con las modificaciones antes descritas. Se puede apreciar en color negro la ubicación de los CRP.

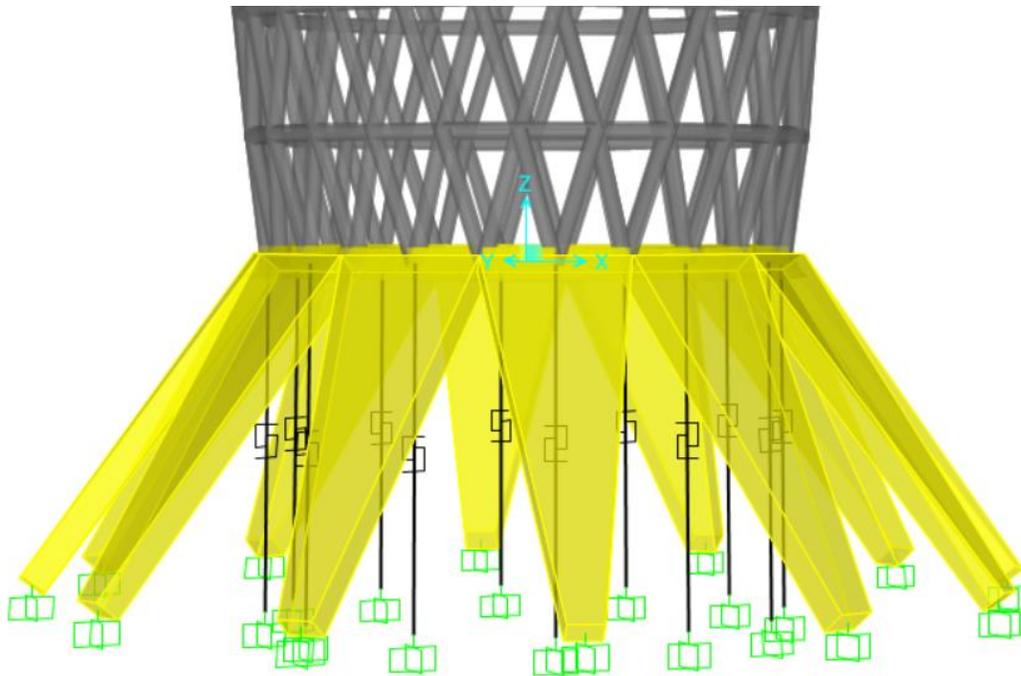


Figura 6.2 Modelado de los CRPs

El diseño de los CRPs está idealizado para que comiencen a fluir antes que el resto de la estructura, para obtener dicha respuesta, el núcleo de cada CRP tiene el 50% del área de los elementos estructurales del cuerpo del fonil. En la figura 6.3 se muestra el diagrama de un dissipador de energía sísmica tipo CRP, mientras que en la tabla 6.1 se muestran sus propiedades.

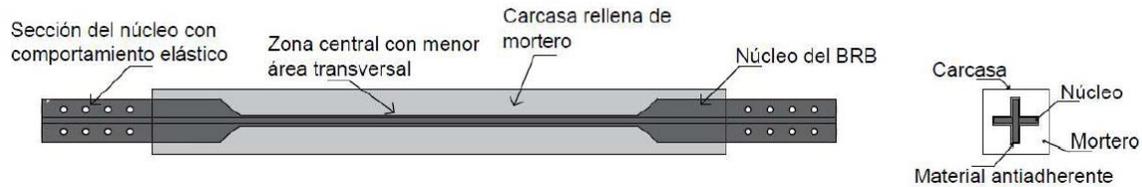


Figura 6.3 Diagrama de un dissipador de energía sísmica tipo CRP

Los CRPs se conforman por un núcleo interno con una carcasa rellena de mortero. El núcleo tiene el objetivo de disipar energía por medio de su comportamiento histerético, puede estar elaborado de diferentes materiales y presentar una gran variedad de secciones. A su vez, se divide en dos secciones; la primera sección del núcleo es la zona central con menor área transversal, diseñada para concentrar las deformaciones inelásticas, la segunda sección del núcleo está ubicada en sus extremos, cuenta con un área mayor a la primera sección con la finalidad de que se asegure un comportamiento elástico en sus conexiones. Finalmente, la carcasa tiene como finalidad restringir el pandeo del núcleo y permitir que fluya cuando esté en compresión o en tensión.

Tabla 6.1 Propiedades de los CRP

Rigidez efectiva, ton/m	62,883.26
Carga de fluencia, ton	305.56
Área del núcleo, cm²	225.91
Longitud. m	5.05
Tipo de acero del núcleo	A-36

Como se muestra en la Tabla 6.1, la rigidez efectiva del aislador es igual a 62,883.26 ton/m, mientras que la carga para que el CRP entre en su zona inelástica es igual a 305.56 t. El área del núcleo considerada para los CRP es igual a 225.91 cm², mientras que su longitud es de 5.05 m, elaborada con acero tipo A-36.

6.2 CURVAS DE CAPACIDAD

Se obtuvo la nueva curva de capacidad de la estructura reforzada. Esta se muestra en la Figura 6.4, donde se compara con la curva de capacidad de la estructura original. En línea negra se muestra la curva de capacidad de la estructura reforzada, mientras que en línea gris se muestra la curva de capacidad de la estructura original.

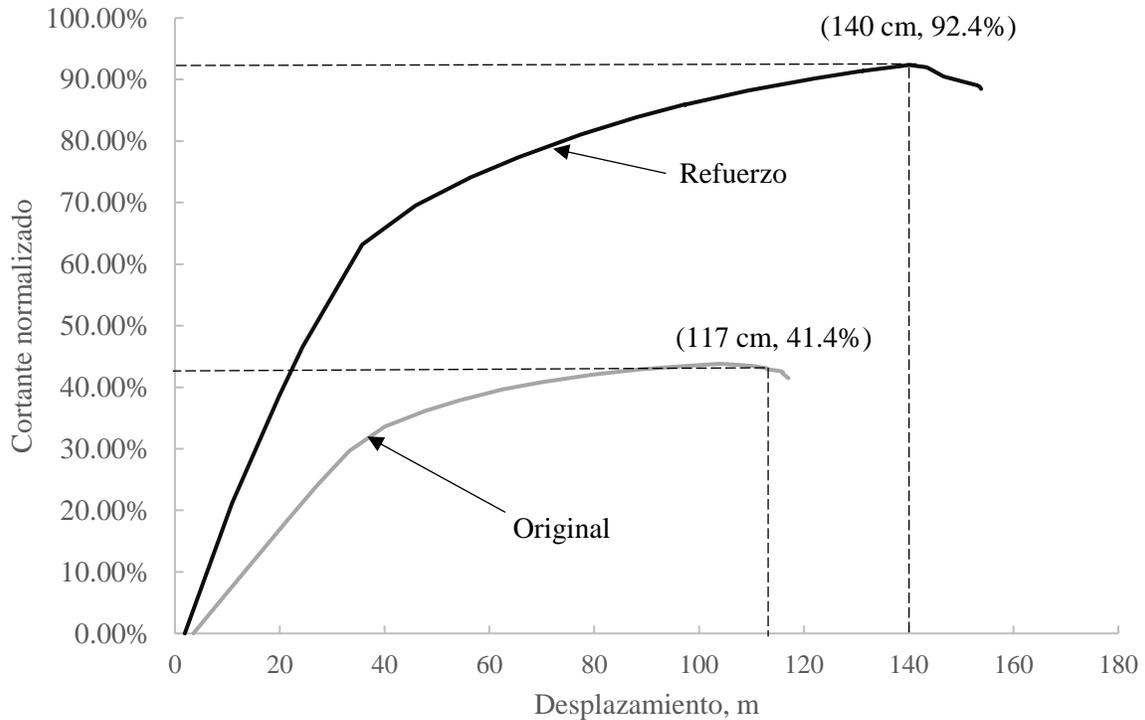


Figura 6.4 Curvas de capacidad antes y después del reforzamiento

En la Figura 6.4 se muestra que, gracias al reforzamiento propuesto, la estructura presentará un desplazamiento máximo igual a 140 cm, aumentando un 20% en comparación con la estructura original. De forma similar, la estructura es capaz de soportar el 92.4% de su peso propio en forma de cortante basal, aumentando un 223% en comparación con la estructura original (logrando cumplir con lo recomendado internacionalmente).

6.3 DEMANDAS DE DEFORMACIÓN

A manera de ejemplo, en la Tabla 6.2 se muestran los desplazamientos obtenidos para cada movimiento sísmico con una intensidad del 100%.

Tabla 6.2 Desplazamientos máximos para la propuesta de reforzamiento

Registro	Desplazamiento máximo, cm	Colapso
1	58.56	No
2	67.42	No
3	73.59	No
4	77.59	No
5	65.21	No
6	79.85	No
7	81.54	No
8	60.21	No
9	91.02	No
10	60.11	No
11	67.18	No
12	73.29	No
TOTAL DE COLAPSOS		0

Como se puede apreciar, para una intensidad del 100% de los registros sísmicos, no se presenta ningún colapso, lo cual está por arriba de lo recomendado por el FEMA 356^[17], esto es gracias a la propuesta de reforzamiento con la cual es posible mejorar el comportamiento sísmico del fonil y por lo tanto brindar mayor seguridad estructural.

6.4 CURVAS DE PROBABILIDAD DE COLAPSO

De igual forma que para la estructura original, se realizó un análisis tipo ADI para poder obtener la curva de probabilidad de colapso ajustada a una curva del tipo *log normal*, considerando la incertidumbre de los datos de acuerdo con las recomendaciones del FEMA P-58^[11]. En la Figura 6.5 se muestra la curva de probabilidad de colapso de la estructura reforzada.

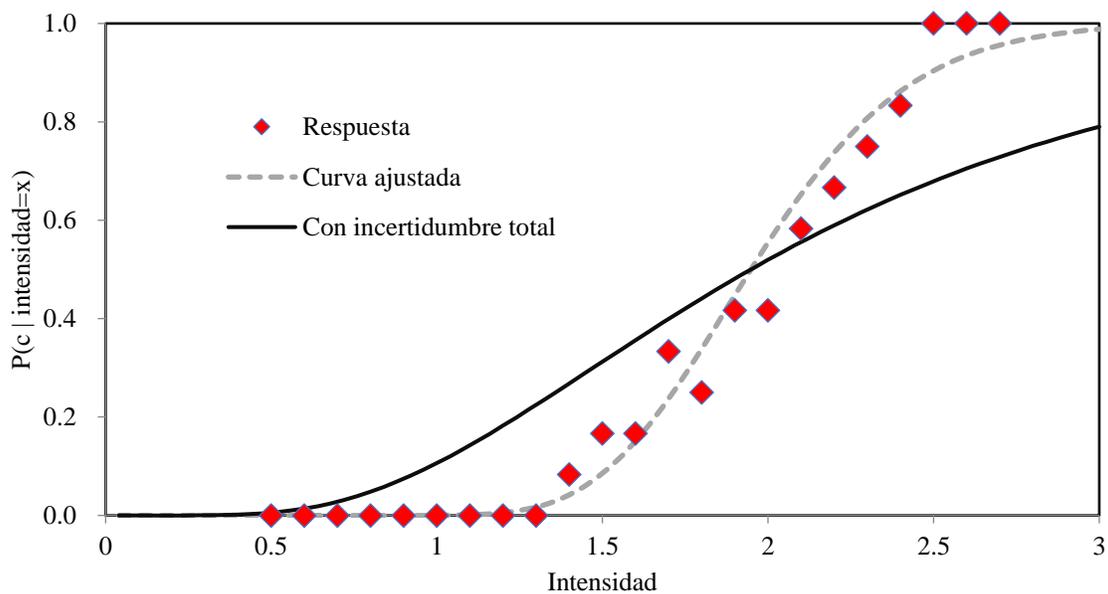


Figura 6.5 Curva de probabilidad de colapso de la propuesta de reforzamiento

Como se puede observar en la Figura 6.5 el comportamiento sísmico de la estructura presenta una mejora considerable ya que para una intensidad del 100% no se presentan casos de colapso si no hasta una intensidad mayor a 140%. De igual forma, a una intensidad de 150% /que se puede interpretar como el sismo máximo esperado) el fonil presenta una probabilidad de colapso cercana al 17% lo que denota que es una estructura segura. Finalmente, podemos observar que para tener una probabilidad de colapso del 50% es necesario que se presenten movimientos sísmicos con intensidades mayores al 200% del sismo de diseño.

6.5 REVISIÓN DE PANDEO

También se realizó una revisión de la carga axial máxima que estará aplicada en los elementos estructurales del cuerpo del fonil y se comparó contra la carga crítica de pandeo. Se puede apreciar en la Figura 6.6, que en ningún momento es superada la carga crítica de pandeo.

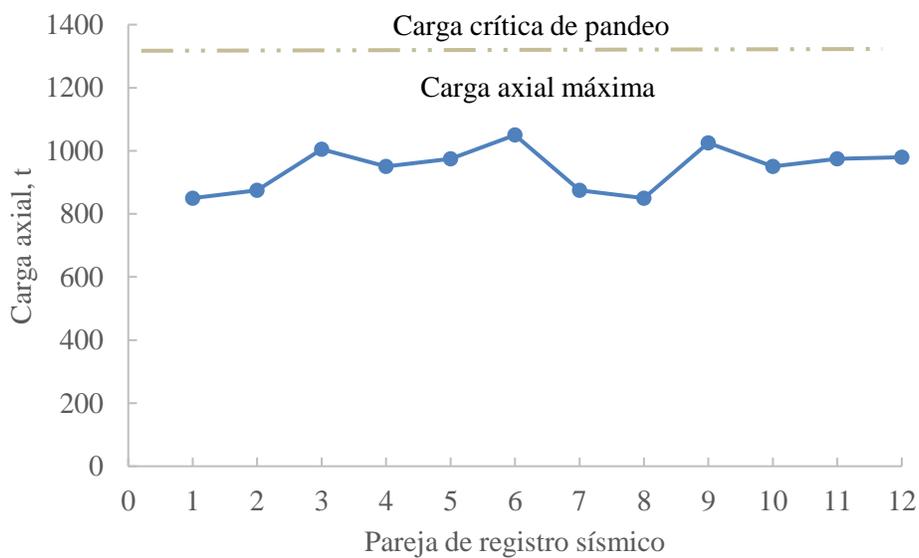


Figura 6.6 Revisión de la carga crítica de pandeo

6.6 DISCUSIÓN DE LOS BENEFICIOS DE LA PROPUESTA DE REFORZAMIENTO

En la figura 6.7 se muestra la comparación de la curva de probabilidad de la estructura original y la estructura reforzada. En línea negra se muestra la curva de probabilidad de colapso de la estructura reforzada, mientras que en línea discontinua gris claro se muestra la curva de probabilidad de colapso para la estructura original.

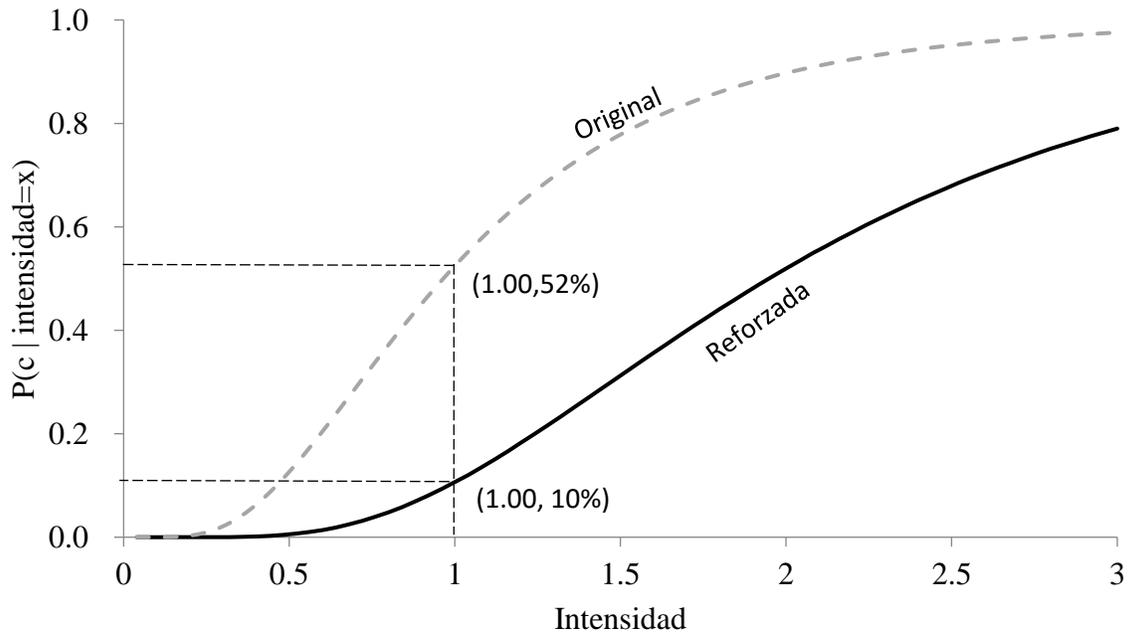


Figura 6.7 Comparación entre las dos curvas de probabilidad de colapso

Como se puede apreciar en la Figura 6.7 existe diferencias significativas entre las dos curvas. Por una parte, para la estructura original se tiene una probabilidad de colapso del 52% para el sismo de diseño; mientras que, para la estructura reforzada ante la misma intensidad, la probabilidad de colapso es apenas del 10%. Para el sismo máximo esperado (intensidad de 150%) la probabilidad de colapso para la estructura original es del 78%, mientras que para la estructura reforzada es de 31%. Finalmente, para una intensidad de dos veces el sismo de diseño, se tiene una probabilidad de colapso para la estructura original del 90% y 52% para la estructura reforzada.

De acuerdo con la clasificación propuesta en el ATC-40 ^[10] la estructura está clasificada de acuerdo con su nivel de desempeño estructural como “Ocupación Inmediata” (SP-1), definida como la edificación que puede presentar daño estructural mínimo, funcionando en su totalidad sin presentar riesgos importantes para sus ocupantes. De acuerdo con desempeño de elementos no estructurales se clasifica como “Operacional”, es decir, después de un sismo, los elementos no estructurales permanecen sin daño y funcionando.

CAPÍTULO 7.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1 CONCLUSIONES

Se estudió el comportamiento sísmico de una columna tipo fonil para cubiertas de terminales aéreas. De acuerdo con los resultados obtenidos en el presente trabajo se logra llegar a las siguientes conclusiones:

- La infraestructura de un aeropuerto es de gran importancia tanto para la economía de un país como para el desarrollo de la zona en la que se encuentra. Por ello es indispensable que continúe con las operaciones inmediatamente después de un movimiento sísmico de gran magnitud, ya que el paro parcial o total de sus actividades generaría pérdidas millonarias. Para lograr lo anterior es indispensable que el análisis y diseño de su estructura sea con los más altos índices de calidad y confiabilidad posibles. Esto para que sea posible brindar certeza del comportamiento sísmico que tendrá la estructura ante las fuerzas a las que estará sometida.
- México es un país altamente sísmico, sismos como los del 2017 nos muestran el alto riesgo de tener pérdidas tanto económicas como de vidas humanas si no se toman en consideración aspectos importantes en el análisis y diseño de la infraestructura del país.
- Para poder brindar una confiabilidad en el comportamiento de las estructuras, es necesario realizar una serie de análisis para estudiar su comportamiento bajo las condiciones a las que estará sometida a lo largo de su vida útil. Con la finalidad de conocer cuál es el comportamiento sísmico de la estructura, es necesario realizar varios análisis para conocer mejor la estructura, El Análisis Estático No Lineal, el Análisis Dinámico No Lineal paso a paso y el Análisis Dinámico Incremental, son herramientas que nos ayudan a entender mejor el desempeño sísmico de las estructuras.
- La estructura de estudio presenta un comportamiento sísmico deficiente. Gracias al Análisis Estático no Lineal se obtiene que la estructura es capaz de resistir cerca del 40.0% de su peso en forma de cortante basal. Con ayuda del Análisis Dinámico Incremental y de la metodología propuesta en el FEMA P-58 ^[11] para considerar la incertidumbre, fue posible determinar que, para el sismo de diseño, la estructura presenta una probabilidad de colapso del 52%, que de igual forma no logra cumplir con las recomendaciones hechas por el FEMA-356 ^[17], la cual define que la probabilidad de colapso ante el sismo de diseño debe estar por abajo del 10%. Se recomienda realizar un proyecto de reforzamiento para mejorar el comportamiento sísmico de la estructura.
- Gracias a la propuesta de reforzamiento se obtuvo un buen comportamiento de la estructura. De acuerdo con los resultados del Análisis Estático No Lineal, se calculó que es capaz de resistir más del 90% de su peso en forma de cortante. En el caso de la curva de probabilidad de colapso, se obtuvo que, para el sismo de diseño, la estructura presenta una probabilidad de colapso igual al 10% cumpliendo con las recomendaciones internacionales.
- Dado que este estudio se limitó a evaluar el desempeño de un fonil de forma aislada a la superestructura de la terminal aérea, los resultados mostrados pueden presentar diferencias considerables si dichos análisis consideran la totalidad de los elementos estructurales que la

conforman. Se recomienda realizar un estudio con toda la estructura de la cubierta para evaluar su comportamiento de forma global.

7.2 RECOMENDACIONES

Después de elaborar el presente trabajo, se recomienda realizar los siguientes trabajos de investigación:

- Estudiar los efectos de la Interacción Dinámica Suelo-Estructura (IDSE) para conocer el impacto en la respuesta final del comportamiento del fonil estudiado.
- Realizar un Análisis Estático no Lineal y un Análisis Dinámico no Lineal paso a paso a toda la superestructura que conforma la terminal aérea para obtener el comportamiento que presentará el fonil bajo estas condiciones y realizar la comparación con el presente trabajo.
- En caso de que un proyecto contemple el uso de foniles como elementos tipo columna en su estructura, se recomienda que se realicen análisis más refinados para conocer el comportamiento real, considerando conceptos como: Interacción Dinámica Suelo-Estructura, degradación de rigidez, entre otros.

BIBLIOGRAFIA Y REFERENCIAS

- [1] Wiltshire J., Jaimurzina A. (2017), “Transporte aéreo como motor del desarrollo sostenible en América Latina y el Caribe: retos y propuestas de política” Comisión Económica para América Latina y el Caribe, Boletín 359, julio, pp. 2-11.
- [2] Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México (2018), “Avances del NAICM: Estadísticas del AICM” Secretaría de Comunicaciones y Transportes, pp. 1-9.
- [3] Cámara Nacional de Aerotransportes (2017), “Saturación del AICM, en nivel crítico: IATA”, México, diciembre.
- [4] Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Código de Construcción de la Ciudad de México (2017), Ciudad de México, México.
- [5] IATA (2012), “Resultados económicos de la industria aérea de aerolíneas”, International Air Transport Association, Estados Unidos.
- [6] ARUP Ingeniería y Consultoría México (2016), “Reporte: Base Estructural de la Ingeniería de Diseño del NAICM, 2º Edición, diciembre, New York, pp. 10-102.
- [7] Aeropuerto Internacional de Abu Dhabi (2019), “Infografía”, Aeropuerto Internacional de Abu Dhabi. Recuperado de <http://www.abudhabiairport.ae/> el 20 de febrero de 2019.
- [8] Romero F., Foster N. (2015) “El Nuevo Aeropuerto Internacional de la Ciudad de México”, Ciudad de México. Recuperado de <https://www.fosterandpartners.com/es/projects/type/?projecttype=transport-and-infrastructure> el 20 de febrero de 2019.
- [9] Camba J.L, Chacón F., Pérez F. (1982), “Apuntes de Análisis Estructural I”, División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodésica, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Ciudad de México. pp. 4-5.
- [10] ATC-40 (1996), “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”, Volumen I, California Seismic Safety Commission, Redwood City, California.
- [11] FEMA-P-58-1, (2012), “Seismic Performance Assessment of Buildings” American Society of Civil Engineers, Federal Emergency Management Agency, Washington, septiembre. pp. 95-121
- [12] Chopra K.A., Goel K. R. (2001), “A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Estados Unidos.
- [13] Structural Analysis Program (2018), Computers and Structures Inc., California, Estados Unidos.
- [14] ETABS (2018), Computers and Structures Inc., California, Estados Unidos.
- [15] NEHRP (2010), “Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers”, National Institute of Standards and Technology, Applied Technology Council, octubre, pp. 4-15.
- [16] Gutiérrez A. (2015), “Notas sobre el método de análisis no lineal: Pushover”, Ciudad de México, diciembre, pp. 5-19. Recuperado de https://www.alacero.org/sites/default/files/u16/ci23-21_notas_sobre_el_metodo_de_analisis_no_lineal.pdf el 20 de febrero de 2019.

- [17] FEMA-356 (2000), “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings” American Society of Civil Engineers, Federal Emergency Management Agency, Whashington, noviembre.
- [18] Reinoso E. (2007), “Riesgo Sísmico de la Ciudad de México”, Academia de Ingeniería, México, mayo, pp. 6-15.
- [19] Cornell C. A., Vamvatsikos D. (2002), “Incremental Dynamics Analysis”, Departement of Civil and Environmental Engineering, Stanford University, California, Estados Unidos.
- [20] Bommer J., Acevedo A. (2004), “The use of real earthquake accelerograms as input to Dynamic análisis”, Journal of Earthquake Engineering, Imperial College Press, Estados Unidos, pp. 5-28.
- [21] CIRES (2018), “Base de registros sísmicos”, Centro de Instrumentación y Registro Sísmico A.C., México
- [22] II-UNAM (2014, “La red acelerográfica del II-UNAM”, Instituto de Ingeniería UNAM, México.
- [23] Ruiz S., Montiel M., Rangel G., Torres M. (2004), “Comparación de la capacidad estructural obtenida mediante análisis dinámico incremental y análisis estático no lineal”, XIV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural de la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural, México, México, Acapulco.
- [24] Bommer J., Málaga-Chuquitaype C., Pinho R., Stanford P. (2008), “Selection and scaling of ground-motion records for nonlinear response-history analyses base don equivalent sdof systems”, 14th World Conference on Earthquake Engineering, China, Beijing, octubre.
- [25] FP-FREE, Foster+Partners (2016) “Avances en la construcción del NAICM”, Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México S.A. de C.V., Ciudad de México, México.
- [26] Grupo Aeroportuario de la Ciudad de México (2017), Ciudad de México, México.
- [27] SASID (2017), “Espectro de diseño” Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, México.
- [28] Colegio de Ingenieros Civiles de México (2018), “Mapa enfocado en especialistas técnicos”. Recuperado de <https://www.google.com/maps/d/embed?mid=1d0JXBfIZIUZJebf3uFQAMz181D8> el 20 de febrero de 2019.
- [29] Guerrero, H. (2019) “Sistemas de protección sísmica”, Instituto de Ingeniería UNAM, México.