

Universidad Autónoma de Baja California



Facultad de Ingeniería Ensenada

Maestría y Doctorado en Ciencias e Ingeniería

“Análisis y diseño no lineal de edificio de tres niveles con estructura de concreto para 12 aulas”

TESIS

que para obtener el grado de

MAESTRO EN INGENIERÍA

Presenta:

RICARDO SÁNCHEZ VERGARA

Ensenada, B.C. a Noviembre de 2007

UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA

FACULTAD DE INGENIERÍA
UNIDAD ENSENADA

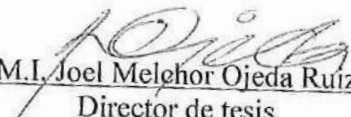
“Análisis y diseño no lineal de edificio de tres niveles con estructura de concreto para 12 aulas”

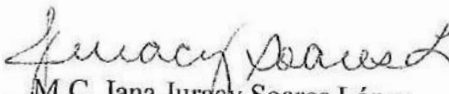
TESIS


Que para obtener el grado de maestría en ingeniería presenta:

RICARDO SÁNCHEZ VERGARA

Aprobada por:


M.I. Joel Melchor Ojeda Ruiz
Director de tesis


M.C. Jana Juracy Soares López
Miembro del comité


M.C. Alberto Parra Meza
Miembro del comité

Ensenada Baja California, México. Noviembre del 2007



Maestría y Doctorado en Ciencias e Ingeniería

Dedicatoria

*A mis hijos Ricardo y Josué,
Por que este esfuerzo es por Ustedes.*

*A Eunice,
Por ser tan especial, Te Amo.*

*A mis Padres,
Por que sin su amor y apoyo esto no sería posible*

*Al Ing. Joel Ojeda,
Por su amistad y apoyo*



Agradecimientos

A mis hijos Ricardo y Josué, y a mi esposa Eunice, por ser el principal motivo de superación en mi vida. Gracias por su apoyo y comprensión en todo momento. Son lo más importante en mi vida.

A mis Padres. Gracias Papá, por ser mi mejor amigo y el modelo a seguir como ser humano y padre. Gracias Mamá, tu cariño, comprensión y apoyo me han hecho ser la persona que soy.

Al Ing. Joel Ojeda, antes que nada, por su amistad, y en especial por ser parte esencial en la elaboración del presente trabajo.

A mis asesores y maestros, M.C. Juracy Soares, M.C. Alberto Parra, Dr. Fortunato Espinosa, M.I. Benjamín Terán, por sus valiosos consejos, paciencia y su disponibilidad.

A mis compañeros Carlos y Heidy por ser parte de esta aventura.

Al Ing. Juan Escareño y al Arq. Julio Salinas por su gran apoyo durante todo este tiempo.

A mis amigos de toda la vida, Miguel, Gerardo y Martín, gracias por su amistad.

A mis compañeros de trabajo, y en especial, a Ernesto por su amistad y apoyo.

ÍNDICE

	Página
LISTA DE TABLAS	V
LISTA DE FIGURAS	VI
CAPÍTULO 1	
1.0 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	1
1.1 Resumen	2
1.2 Abstract	3
1.3 Introducción	4
1.4 Objetivo.....	10
1.5 Justificación	11
1.6 Descripción del edificio	12
1.7 Reglamentación.....	15
CAPÍTULO 2	
2.0 DESCRIPCIÓN DE LA METODOLOGÍA	16
2.1 Análisis y Diseño convencional	17
2.1.1 Justificación	17
2.1.2 Descripción	17
2.1.2 .1 Análisis de cargas gravitacionales.....	18
2.1.2 .2 Análisis de cargas sísmicas	18
2.1.3 Finalidad.....	21

2.2 Análisis no lineal.....	21
2.2.1 Justificación	21
2.2.2 Descripción	22
2.2.3 Finalidad.....	23
2.3 Diseño en base al desempeño.....	24
2.3.1 Justificación	24
2.3.2 Descripción	25
2.3.3 Finalidad.....	25

CAPÍTULO 3.

3.0 ANÁLISIS Y DISEÑO CONVENCIONAL	26
3.1 Prediseño de elementos	27
3.2 Análisis gravitacional	28
3.3 Análisis de fuerzas sísmicas	29
3.4 Análisis de fuerzas sísmicas del edificio.....	31
3.5 Determinación de efectos P-delta.....	35
3.6 Análisis estructural y combinaciones de cargas.	42
3.7 Código de diseño de estructuras de concreto	44
3.7.1 Novedades en el código del ACI-318-02	44
3.8 Diseño de los elementos a flexión.....	47
3.9 Diseño de los elementos a flexo-compresión.....	48

CAPÍTULO 4

4.0 ANÁLISIS NO LINEAL	51
4.1 Modelado de marco rígido	52
4.2 Análisis de carga estática monotónica	53
4.3 Análisis Dinámico (historia en el tiempo)	56

CAPÍTULO 5

5.0 DISEÑO EN BASE AL DESEMPEÑO	62
5.1 Introducción	63
5.2 Niveles de desempeño	63
5.2.1 Niveles de desempeño de los elementos estructurales	64
5.2.2 Niveles de desempeño de los elementos NO estructurales	65
5.2.3 Niveles de desempeño de la edificación	66
5.3 Desempeño esperado de la edificación	67
5.4 Evaluación del nivel de desempeño de la estructura	68
5.5 Método simplificado de análisis no lineal	69
5.6 Espectro de capacidad de la estructura	69
5.7 Espectro de demanda	71
5.8 Estimación de la respuesta sísmica máxima	75
5.9 Acciones de diseño accidental (sismo)	76
5.10 Determinación del espectro de capacidad	77
5.11 Análisis de carga estática monotónica	78
5.12 Espectro de capacidad	78
5.13 Determinación del espectro de demanda	79

5.14 Espectro de demanda.....	80
5.15 Determinación del espectro de capacidad-demanda	81

CAPÍTULO 6

6.0 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	82
6.1 Conclusiones	83
6.2 Recomendaciones.....	84
ANEXOS	85
REFERENCIAS	123

LISTA DE TABLAS

Tabla	Página
TABLA 1: PERIODOS DE VIBRACIÓN DE LA ESTRUCTURA.....	32
TABLA 2: DISEÑO DE FUERZAS LATERALES EN LA DIRECCIÓN X”CORRESPONDIENTE A TODA LA ESTRUCTURA.....	33
TABLA 3: DISEÑO DE FUERZAS LATERALES EN LA DIRECCIÓN “Y”CORRESPONDIENTE A TODA LA ESTRUCTURA.....	34
TABLA 4: DESPLAZAMIENTOS RELATIVOS DE ENTREPISO	35
TABLA 5: FACTOR DE CONFIABILIDAD P PARA LA DIRECCIÓN “X”	42
TABLA 6: FACTOR DE CONFIABILIDAD P PARA LA DIRECCIÓN “Y”.....	42
TABLA 7: DISTRIBUCIÓN DE ACERO LONGITUDINAL EN VIGAS DEL PRIMER NIVEL.....	47
TABLA 8: FUERZAS Y MOMENTOS DE DISEÑO PARA COLUMNA DEL PRIMER ENTREPISO	49
TABLA 9: REGISTROS DE SISMOS UTILIZADOS (FACTORES DE ESCALA).....	57
TABLA 10: NIVEL DE DESEMPEÑO ESTRUCTURAL DE LA EDIFICACIÓN.....	66
TABLA 11: AMORTIGUAMIENTO PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES (FREEMAN ET AL. 1984)	72
TABLA 12: FACTOR DE MODIFICACIÓN DE LA RESPUESTA ELÁSTICA (FEMA, 273, 1996)	73

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
FIGURA 1: POBLACIÓN TOTAL DEL ESTADO DE BAJA CALIFORNIA (INEGI. CONTEO DE POBLACIÓN Y VIVIENDA, 2005)	4
FIGURA 2: CAMPUS DE LA UNIVERSIDAD AUTÓNOMA DE BAJA CALIFORNIA	5
FIGURA 3: PRINCIPALES FALLAS GEOLÓGICAS DE LA REGIÓN NORTE DE BAJA CALIFORNIA Y ESTACIONES SÍSMICAS DE LA RED SÍSMICA DEL NOROESTE DE MÉXICO (RESNOM)	6
FIGURA 4: EPICENTROS DE TEMBLORES (CÍRCULOS) DE LA REGIÓN REGISTRADOS EN EL AÑO 2002. LAS MAGNITUDES DE LOS TEMBLORES VAN DESDE 0.5 A 5.4.....	7
FIGURA 5: EDIFICIO TIPO PARA AULAS EN LA UABC	12
FIGURA 6: EDIFICIO TIPO PARA AULAS EN LA UABC (VISTA EN PLANTA).....	13
FIGURA 7: EDIFICIO TIPO PARA AULAS EN LA UABC (VISTA EN ELEVACIÓN).....	14
FIGURA 8: ÁREAS TRIBUTARIAS EN VIGAS.....	28
FIGURA 9: ESPECTRO DE RESPUESTA DE DISEÑO.	32
FIGURA 10: DIAGRAMA DE ENVOLVENTE DE UNA VIGA TIPO	43
FIGURA 11: VARIACIÓN DE \emptyset EN RELACIÓN A LA DEFORMACIÓN DEL ACERO σ_t	46
FIGURA 12: SECCIÓN TRANSVERSAL DE VIGAS PRINCIPALES	48
FIGURA 13: SECCIONES TRANSVERSALES DE COLUMNAS	49
FIGURA 14: DIAGRAMA DE INTERACCIÓN DE COLUMNA 35 X 45 DE SECCIÓN	50
FIGURA 15: RESISTENCIA DEL MARCO RÍGIDO BAJO CARGA MONOTÓNICA.....	54

FIGURA 16: ROTACIÓN DE ENTREPISO EN EL MARCO RÍGIDO BAJO CARGA MONOTÓNICA.....	55
FIGURA 17: DESARROLLO DE ARTICULACIONES PLÁSTICAS EN EL MARCO RÍGIDO ANTE CARGA MONOTÓNICA	56
FIGURA 18: ESPECTROS DE RESPUESTA A NIVEL DE SISMO DE DISEÑO	57
FIGURA 19: ESPECTROS DE RESPUESTA A NIVEL DE SISMO MÁXIMO CONSIDERADO	58
FIGURA 20: ROTACIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO A NIVEL DE SISMO DE DISEÑO	59
FIGURA 21: ROTACIÓN MÁXIMA DE ENTREPISO A NIVEL DE SISMO MÁXIMO CONSIDERADO	59
FIGURA 22: ROTACIONES PLÁSTICAS EN VIGAS A NIVEL DE SISMO DE DISEÑO.....	61
FIGURA 23: ROTACIONES PLÁSTICAS EN VIGAS A NIVEL DE SISMO MÁXIMO CONSIDERADO	61
FIGURA 24: PROCEDIMIENTO PARA OBTENER EL ESPECTRO DE CAPACIDAD	71
FIGURA 25: ESPECTRO ELÁSTICA INICIAL.....	73
FIGURA 26: ESPECTRO ELÁSTICA REDUCIDO	74
FIGURA 27: ESPECTRO DE DEMANDA	74
FIGURA 28: ESPECTRO DE CAPACIDAD-DEMANDA (ATC-40, 1996).....	75
FIGURA 29: ESPECTRO DE RESPUESTA DE DISEÑO	76
FIGURA 30: CURVA DE CAPACIDAD DE MARCOS LONGITUDINALES.....	78
FIGURA 31: ESPECTRO DE CAPACIDAD	79
FIGURA 32: ESPECTRO ELÁSTICO REDUCIDO	79
FIGURA 33: ESPECTRO DE DEMANDA	80
FIGURA 34: ESPECTRO DE CAPACIDAD-DEMANDA.....	81



Capítulo 1

Descripción del Proyecto



1.1 Resumen

En el presente trabajo se muestran dos artículos presentados en el XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica y el XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, en los cuales se presenta el análisis y diseño de un edificio de 3 niveles, de concreto reforzado. La determinación y distribución de las fuerzas laterales se realiza, utilizando el método de análisis convencional siguiendo el procedimiento descrito en el International Building Code 2003 (IBC 2003) y las especificaciones del “Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures” (*ASCE Standard 7-02*). Se realiza el diseño de los elementos de acuerdo al “Building Code Requirements for Reinforced Concrete” publicado por el American Concrete Institute (ACI-318-02). Se evalúa la respuesta del edificio llevando a cabo un análisis no-lineal bajo condiciones de carga estática monotónica y condiciones de movimiento en la base utilizando registros de sismos. Se presentan las demandas de desplazamiento local y global. Además se determina el nivel de desempeño del edificio de tres niveles de acuerdo a los niveles establecidos en las recomendaciones del *Applied Technology Council* establecidos en la publicación *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1 (ATC-40)* y en las publicadas por la Federal Emergency Management Agency en la guía “*NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings*” (FEMA 273). El nivel de desempeño se establece de acuerdo al desplazamiento lateral, obtenido de un análisis estático no-lineal, el cual se compara con la demanda a la cual estará sometida la estructura.



1.2 Abstract

Two articles presented in XV Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica and the XV Congreso Nacional de Ingeniería Estructural are shown. Design and seismic response evaluation of a 3-story reinforced concrete building is included. Structural elements' design is performed according to ACI-318-02 requirements, lateral force distribution is obtained applying IBC 2003 procedure and ASCE 7-02 specifications. Non-linear Response evaluation is performed through pushover and base motion excitation analyses in which ground motion records are used. The performance level calculation of a three stories reinforced concrete building is presented according to ATC-40 and/or FEMA 273. The performance level is established according to the lateral displacement, obtained from non-linear static analysis, which is compared to theoretical demand.



1.3 Introducción.

La Universidad Autónoma de Baja California (UABC) es la principal y más importante Universidad pública en el Estado de Baja California. En la actualidad cuenta con varios campus a lo largo de los 5 municipios (Ensenada, Rosarito, Tecate, Tijuana y Mexicali). En las últimas décadas la población en el estado ha aumentado en gran forma, tan solo en la década de los noventa la población aumento de 1'660,900 habitantes, en el censo de 1990, a 2'487,400 habitantes en el censo del 2000, un aumento del 50 % de la población tan solo en 10 años (Figura 1).

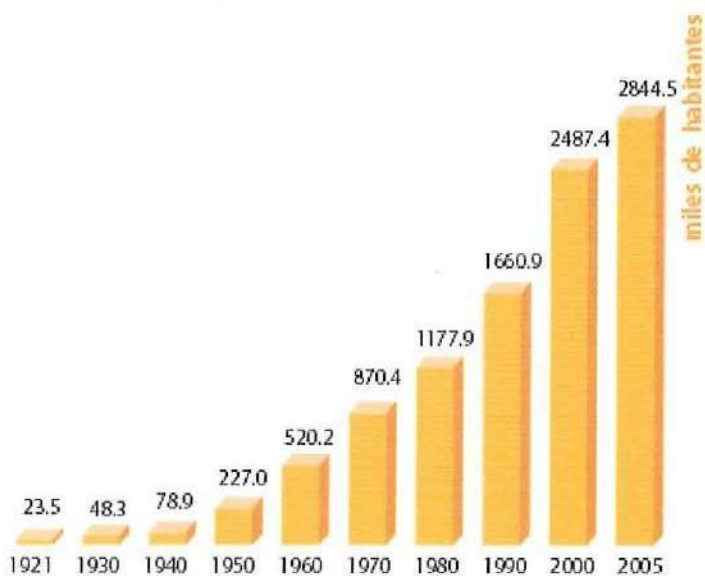


Figura 1. Población total del Estado de Baja California (INEGI. Censo de Población y Vivienda, 2005.)

Debido a este aumento de población, las necesidades de espacios para la educación se hacen evidentes, por lo que la UABC se ha visto en la necesidad de aumentar su matrícula, por ejemplo, del año 2001 al 2004 esta aumento un 30%, lo que sitúa a la UABC entre las universidades públicas con más crecimiento en la República. A la par del crecimiento de la matrícula de estudiantes, la necesidad de nuevas instalaciones así como de nuevos campus es evidente. En la figura 2 se puede apreciar los campus con los que cuenta la UABC en todo el estado y con color rojo se pueden observar los cuatro



nuevos campus (Unidad Valle Dorado y que se han instalado en los últimos 4 años para tratar de satisfacer las necesidades educativas crecientes de la población. A la par de ir creciendo en campus, la UABC ha tenido que realizar una gran inversión en la construcción de edificios para alojar aulas, laboratorios, bibliotecas y oficinas administrativas. La UABC ha implementado en la construcción de edificios para aulas, un modelo “tipo”, el cual es construido en los diversos campus de la Universidad. Esta edificación está estructurada a base de marcos rígidos de concreto reforzado en el sentido longitudinal y sistema dual, a base de marcos de concreto reforzado y muros de cortante acoplado de concreto reforzado en el sentido transversal del edificio. Este edificio se construye en 2 y 3 niveles dependiendo de la demanda de alumnos en la escuela.



Figura 2. Campus de la Universidad Autónoma de Baja California.



La península de Baja California se caracteriza por tener una actividad Sísmica importante. En la figura No. 3 se muestran las principales fallas y la distribución de estaciones que conforman la red sísmica del noroeste de México instaladas por el departamento de Sismología del Centro de Investigación Científica y de Educación Superior de Ensenada (CICESE). Como se puede observar en la figura No. 3, la distribución de fallas geológicas se encuentran primordialmente al norte del estado, donde se encuentran el 90% de la población.

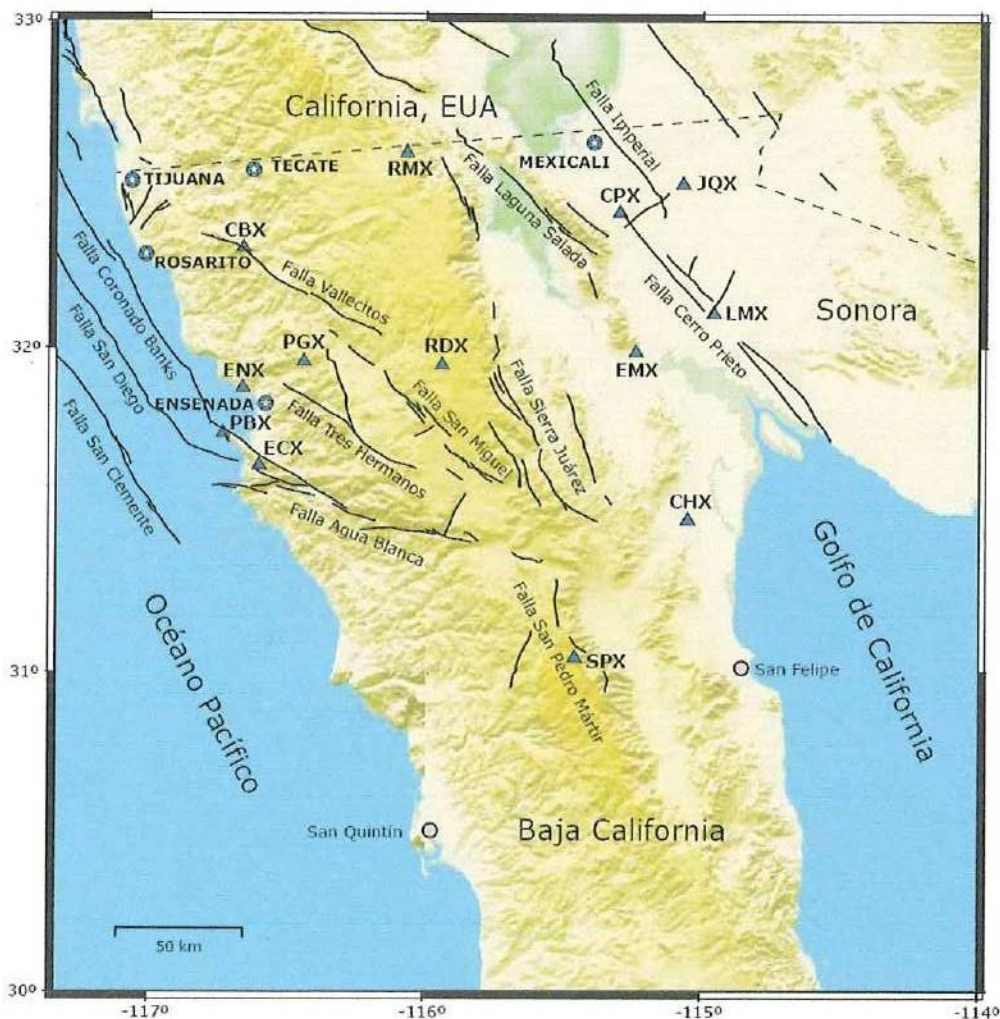


Figura 3. Principales fallas geológicas de la región norte de Baja California y estaciones sísmicas de la Red Sísmica del Noroeste de México (RESNOM).



Como se mencionó anteriormente, la actividad sísmica en la península es considerable, como lo muestra la figura No. 4, donde se ubican los sismos ocurridos durante el año 2002. Como se puede observar la cantidad de sismos ocurridos en el 2002 nos hace una zona de alto riesgo sísmico, por lo que las estructuras diseñadas para la zona de Baja California deben contar con especificaciones especiales para estructuras sismorresistentes y se debe poner especial énfasis en estructuras críticas como son los hospitales, escuelas y sistemas de comunicación.

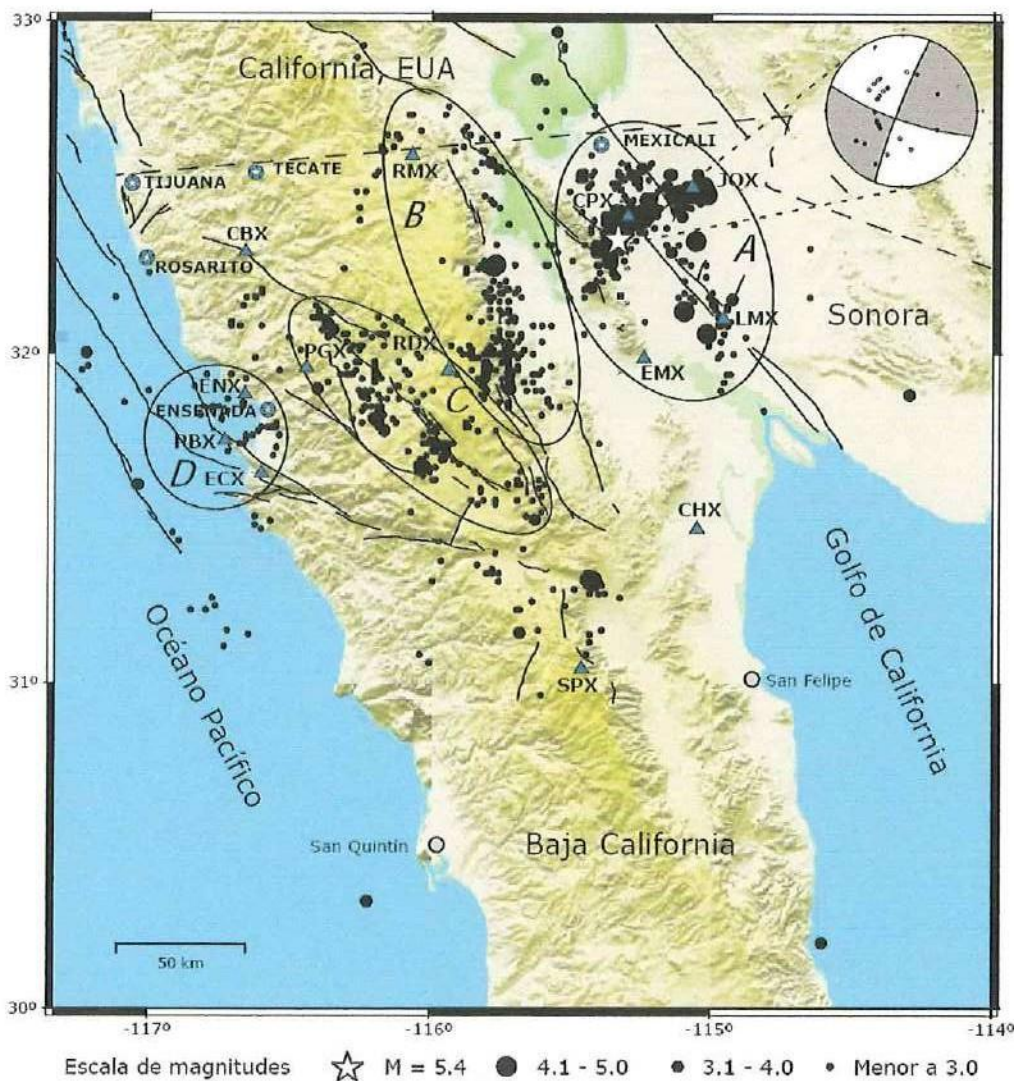


Figura 4. Epicentros de temblores (círculos) de la región registrados en el año 2002. Las magnitudes de los temblores van desde 0.5 a 5.4



El edificio tipo con el que cuenta la UABC se diseñó siguiendo un procedimiento convencional, en el cual realiza un análisis estructural lineal y un diseño de elementos mecánicos suponiendo un comportamiento fuera del rango lineal, lo cual crea una inconsistencia entre el análisis estructural y el diseño de los elementos.

En el presente trabajo se realiza un análisis más completo del edificio tipo de la UABC, que sólo el simple diseño convencional de la estructura, realizando además del análisis estático, un análisis dinámico con las señales de los principales sismos ocurridos en el sur de California y la verificación del nivel de desempeño. Primero se efectúa el diseño de los elementos mecánicos, de acuerdo al código de diseño del ACI-318-02, el cual presenta cambios significativos con las anteriores ediciones del ACI-318. Estos cambios se efectuaron para unificar criterios en cuanto a las reglamentaciones vigentes en los Estados Unidos como el IBC-2003, ASCE 7-02, NFPA 5000. El análisis de cargas gravitacionales y accidentales se llevó a cabo siguiendo las especificaciones del IBC-2003 y del SEI-ASCE 7-02, ya que son los reglamentos que cuentan con las especificaciones más actuales y debido la cercanía entre los estados de California, E.U. y Baja California, México, la región sismotectónica sísmica son muy similares. El análisis estructural se llevó a cabo utilizando el software comercial SAP2000, y para el análisis no-lineal del marco rígido se utilizó el software Drain-2X (Prakash et al., 1993). En el análisis dinámico (historia en el tiempo) se utilizaron registros escalados de sismos ocurridos en la región sur del estado de California, siguiendo el procedimiento presentado por Sommerville (1997).

También se realiza la determinación del nivel de desempeño de una edificación de concreto reforzado de poca altura, diseñada bajo las especificaciones del ACI-318-02 y al código del International Building Code (IBC-2003), el cual es destinado como edificio tipo para aulas por la Universidad Autónoma de Baja California en los diferentes campus del Estado de Baja California



En el diseño sismorresistente de las estructuras, la mayoría de los reglamentos utilizados en la actualidad, sólo consideran un solo nivel de movimiento del terreno para el cual la edificación no debe de colapsar, esto no indica que la prevención de colapso de la estructura, sea equivalente a tener un desempeño adecuado ante sismos de moderada o mediana magnitud. El desempeño de una edificación durante un sismo no está dado de manera explícita en los códigos de diseño actuales y los enfoques empleados no conducen a un eficiente control de daños ni a una plena satisfacción de la filosofía de diseño sismorresistente (Bertero 1992).

En los últimos años se han impulsado una serie de propuestas para la evaluación y el diseño de edificaciones en base a los conceptos de diseño en base al desempeño, donde se aceptan diferentes niveles de daño en la edificación basados en la frecuencia en la que pueden ocurrir estos daños y las consecuencias que tienen sobre los usuarios y sus alrededores. El desempeño de la edificación se puede cuantificar de acuerdo a los daños ocasionados por el evento sísmico y el impacto que tiene los daños posteriores a la ocurrencia del evento. El nivel de desempeño adecuado de la edificación dependerá de la zona sísmica donde se encuentre y de la clasificación de la edificación de acuerdo a su importancia.

En el presente trabajo se realiza la determinación del nivel de desempeño de una edificación de concreto reforzado de poca altura, diseñada bajo las especificaciones del ACI-318-02 y al código del International Building Code (IBC-2003), el cual es destinado como edificio tipo para aulas por la Universidad Autónoma de Baja California en los diferentes campus del Estado de Baja California.



1.4 Objetivos.

En el presente trabajo realizado sobre el edificio de tres niveles de concreto reforzado, que la Universidad Autónoma de Baja California utiliza como edificio tipo para aulas en sus diferentes Campus del Estado, se presentan los siguientes objetivos:

- Realizar un diseño convencional, utilizando los procedimientos descritos en los reglamentos más recientes utilizados en California para la determinación de fuerzas gravitacionales, sísmicas y para el diseño mecánico de los elementos estructurales.
- Determinar la respuesta esperada del edificio diseñado convencionalmente, ante la acción de diversos sismos ocurridos en el sur de California, los cuales serán escalados al sismo de diseño y al sismo máximo esperado, realizando un análisis no lineal de la historia en el tiempo.
- Determinar el desempeño estructural de la edificación, realizando un análisis no-lineal simplificado, aplicando la metodología llamado espectro de capacidad, el cual es descrito en ATC-40 y/o FEMA 273



1.5 Justificación.

Debido al incremento en la matrícula en las diversas carreras proporcionadas por la UABC en sus diversos campus, se ha visto en la necesidad de tener un edificio tipo, el cual construir para dar cabida a los alumnos. Este edificio debe cumplir con las necesidades de espacio, funcionalidad y seguridad, y en especial por ser una estructura clasificada dentro del Reglamento de la ley de edificaciones dentro del grupo "A", debido a que son estructuras especialmente importantes a raíz de un sismo debido a que en caso de fallar causarían pérdidas directas o indirectas, excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad. Debido a esto, es especialmente importante realizar un análisis completo a la estructura del edificio tipo que se construye actualmente y que se pretende seguir construyendo. En el presente trabajo se realizará el análisis y diseño convencional utilizando la reglamentación más reciente en cuanto al procedimiento de análisis sísmico, tomando las especificaciones y procedimientos utilizados en los reglamentos vigentes de California (IBC-2003 y SEI-ASCE 7-02) y la edición mas reciente de la reglamentación de estructuras de concreto reforzado (ACI-318-02), además de revisar el desempeño que se esperaría en la estructura.



1.6 Descripción del edificio.

El edificio del que se estará haciendo mención en el presente trabajo, es el edificio “tipo” que está construyendo la Universidad Autónoma de Baja California en los diversos campus (Figura No. 5), el cual tiene capacidad para 12 aulas, distribuidas en 3 niveles. El edificio esta estructurado a base de marcos rígidos de concreto reforzado en la dirección “X” y un sistema dual a base de marcos rígidos de concreto reforzado y muros de cortante acoplados con vigas de cortante en los extremos en la dirección “Y”. El edificio cuenta con 6 claros en la dirección “X” y 1 claro en la dirección “Y”. La cimentación es a base de zapatas aisladas bajo las columnas de concreto y zapatas corridas bajo los muros de cortante. El cubo de escalera se encuentra fuera de la estructura principal y no se tomará en cuenta en lo que se refiere a contribución de rigidez hacia la estructura principal, se considerará una junta constructiva entre la estructura principal para separar los dos cuerpos del edificio.



Figura 5. Edificio tipo para aulas en la UABC.



El edificio en planta (Figura No. 6) cuenta con 6 ejes principales en el sentido transversal, con una separación 6.48 m entre ejes de cada uno de ellos. En los ejes cabeceros se encuentran los muros de cortante de 20 cm de espesor unidos por unas vigas de acoplamiento. En los 4 ejes intermedios se tiene marcos rígidos de concreto reforzado, a base de trabes de 55 cm de peralte por 25 cm de ancho, con una longitud de 8 m y un volado de 2.13 m, además de las vigas principales, en el mismo sentido transversal cuenta con unas vigas secundarias apoyadas en las trabes del sentido longitudinal, de la misma sección que las trabes principales. En el sentido longitudinal son solo 2 ejes principales con 8 m de separación entre ejes de cada uno de ellos. Los marcos longitudinales cuentan con 5 claros de 6.48 m, las trabes en el claro intermedio son de 55 cm de peralte y 35 cm de ancho, mientras que en los cuatro claros restantes las trabes son de 55 cm de peralte y 25 cm de ancho.

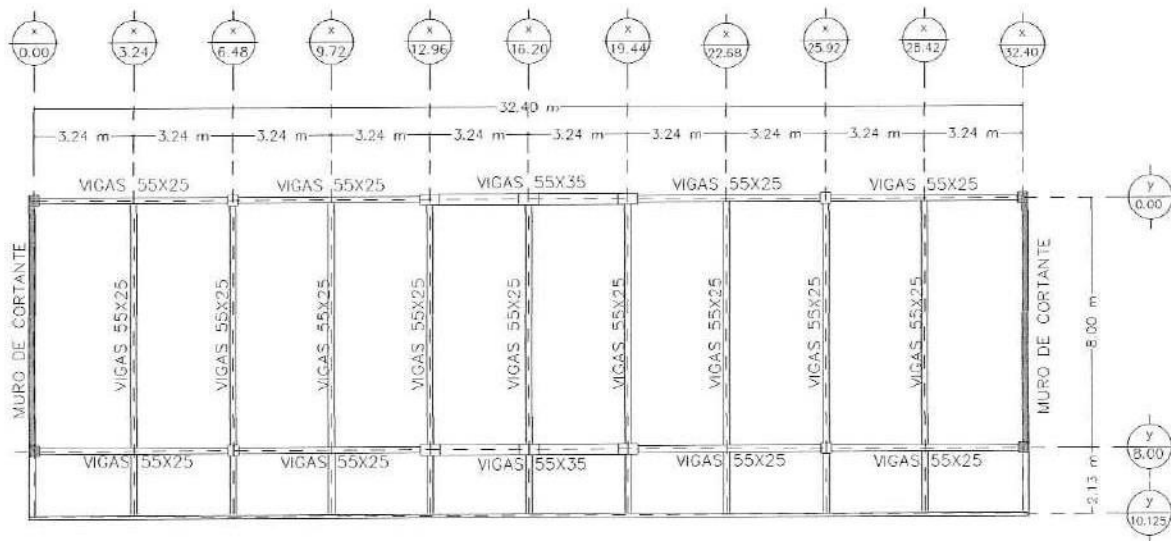


Figura 6. Edificio tipo para aulas en la UABC (Vista en Planta).



El edificio en elevación (Figura No. 7) cuenta con tres niveles, además se considera un nivel adicional, para tomar en cuenta la contribución de la cimentación, proporcionada por las traveses de liga y los dados de cimentación como parte de la estructura. Los dos primeros niveles tienen una altura de 3.30 m, el tercer nivel tiene una altura de 3.15 m y la profundidad de la cimentación, que es la altura de la planta baja es de 2.20 m. La distribución de los marcos longitudinales se muestra en la figura 7, en los que se aprecia una mayor rigidez en las tres columnas intermedias, debido a una sección mayor y a una separación menor entre ellas. Se considera que en los niveles de entrepiso la estructura estará ligada entre si por un diafragma rígido, el cual será proporcionado por una losa de concreto reforzado.

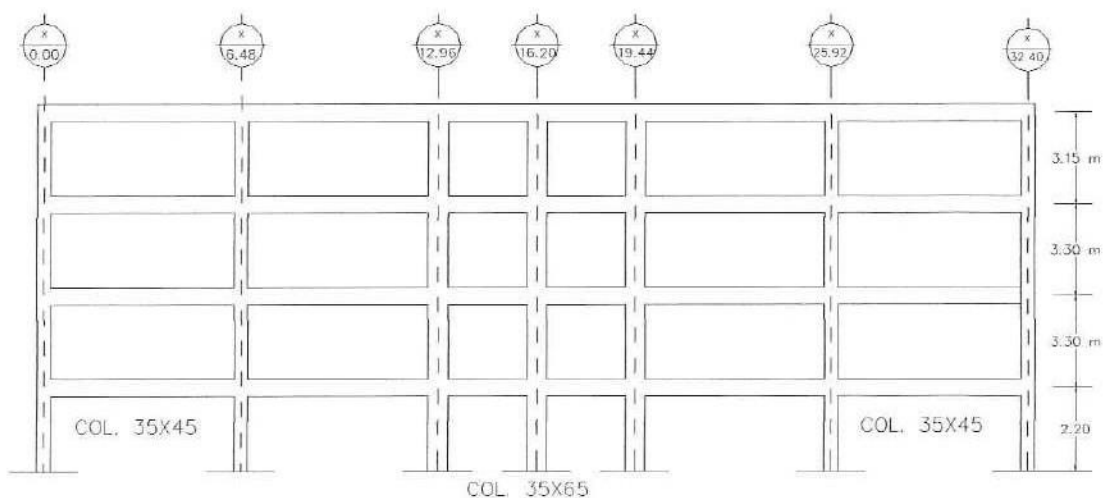


Figura 7. Edificio tipo para aulas en la UABC (Vista en Elevación).



1.7 Reglamentación.

Para la elaboración del presente trabajo, se tomarán en cuenta las reglamentaciones más recientes en la zona. Para la aplicación de cargas de servicio, como son las cargas vivas y muertas, así como para los procedimientos en la metodología de análisis sísmico, se aplicarán las establecidas en el International Building Code del 200, (IBC-2003) y en el *ASCE Standard 7-02*, Minimum Design Loads For Buildings And Other Structures, además de establecer la comparación con Reglamento de la ley de edificaciones del Estado de Baja California. Se propone utilizar la reglamentación del IBC-2003 y *ASCE Standard 7-02*, que es la utilizada en el Estado de California, Estados Unidos, ya que es una normatividad más actualizada que con la que contamos en el Estado de Baja California (la última revisión se realizó en el año 1992), además la reglamentación es aplicable al sur de California, dada la proximidad geográfica se puede considerar que estamos en la misma la región sismotectónica y se pueden aplicar los mismos criterios para la evaluación, tanto gravitacional como sísmica. En el diseño de los elementos de concreto reforzado se aplicarán las especificaciones de los más recientes requisitos de reglamento para concreto estructural (ACI-318-02) y comentario (ACI-318R-02), el cual ha sufrido varias modificaciones con respecto a las ediciones anteriores y una de las más importantes es la de homologar las combinaciones de cargas y la terminología relacionada con los sismos en los reglamentos del IBC Y ASCE. En el análisis dinámico de historia del tiempo y en el análisis estático no lineal se tomaron los procedimientos y recomendaciones establecidos en las publicaciones de la Federal emergency management agency, "NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings" FEMA Publication 273 y la de Applied Technology Council, "ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1" Seismic Retrofit Practices Improvement Program.



Capítulo 2

Descripción de la Metodología



2.1 Análisis y diseño convencional.

2.1.1 Justificación.

En el capítulo 3 se muestra el diseño convencional del edificio de 3 niveles que la UABC construye como edificio para aulas en sus campus. El procedimiento que se desarrolla en el mencionado capítulo 3, se refiere al que se efectúa habitualmente al diseñar cualquier edificación en el estado de Baja California. En el edificio de estudio se toman las especificaciones más recientes, en cuanto al procedimiento de análisis de fuerzas sísmicas, así como para el diseño de los elementos de concreto reforzado. Por ser una edificación esencial, es decir una edificación importante por tratarse de una escuela, donde se conglomeran gran cantidad de personas, la edificación debe cumplir con un rango de seguridad muy amplio, por lo que un buen diseño de la estructura es especialmente importante.

2.1.2 Descripción

Para la elaboración del análisis y diseño convencional del edificio de tres niveles, el cual se desarrolla en el capítulo 3 del presente trabajo, se utilizará el procedimiento para edificaciones sismorresistentes, debido a que, según el Reglamento de Edificaciones del Estado de Baja California, la zona norte del Estado de Baja California, donde se encuentran la mayor parte de la población estudiantil y donde se ubican las instalaciones de los campus, se encuentra clasificada como zona "C", es decir, de alto riesgo sísmico, así que se debe realizar un análisis de fuerzas sísmicas y aplicar las combinaciones de cargas que correspondan.

Para el análisis de cargas, tanto sísmicas como gravitacionales, se tomarán en cuenta los procedimientos y especificaciones establecidas en el IBC-2003 y el ASCE Standard 7-02, por considerar que es la reglamentación más adecuada, como se menciono anteriormente.



2.1.2.1 Análisis de cargas gravitacionales

En cuanto al análisis de cargas gravitacionales, se realizarán utilizando las cargas de servicio (cargas vivas y muertas) establecidas en las secciones 3 y 4 del ASCE Standard 7-02. Estas cargas se establecen por unidad de área y se transfieren a la estructura por medio de las losas de entrepiso y azotea a las vigas y éstas, a su vez, a las columnas.

2.1.2.2 Análisis de cargas sísmicas

En cuanto al criterio para la determinación de fuerzas laterales, se aplicará el establecido en la sección 9 del ASCE 7-02, el cual establece que las fuerzas laterales sísmicas deberán estar basadas en la energía de disipación post-elástica de la estructura, por lo cual, el diseño, el detallado y la construcción debe de tomar en cuenta estas condiciones, aún en los elementos estructurales en los que las combinaciones de carga no incluyan los efectos del sismo.

En la sección 9.5 del ASCE 7-02, se establece el criterio de diseño y análisis estructural, en el cual se mencionan los procedimientos de análisis para la obtención de fuerzas sísmicas, los cuales se enuncian a continuación.

- Procedimiento del análisis de la fuerza índice para diseño sísmico de edificios.

Este procedimiento es el más simple y consiste en determinar una fuerza índice, que equivale al 1% del peso sísmico efectivo, en cada entrepiso en cada uno de las direcciones ortogonales en forma independiente. Este procedimiento se puede utilizar solo en todas las edificaciones con categoría de diseño A.

- Procedimiento simplificado de análisis para diseño sísmico de edificios.

Este procedimiento consiste en determinar una fuerza cortante en la base de la estructura, el cual interviene el sistema estructural de la edificación, la aceleración de respuesta elástica en periodos cortos y el peso sísmico efectivo. Esta fuerza cortante en la base se distribuye en el total de los entrepisos en relación al peso de cada entrepiso. El



cálculo de desplazamientos se permite que se tome como el 1% de la altura de entrepiso. Este procedimiento se puede utilizar en todas las edificaciones con categoría de diseño A; en estructuras de 3 niveles de construcción ligera y estructuras de 2 niveles en edificaciones con categoría de diseño B.

- Procedimiento de análisis de la fuerza lateral equivalente para diseño sísmico de edificios.

Este procedimiento consiste en la aplicación de fuerzas laterales estáticas equivalentes a un modelo lineal matemático de la estructura. La dirección de las fuerzas deberán ser aplicadas donde se produzca el efecto más desfavorable y se podrá omitir la contribución de fuerzas ortogonales. Las fuerzas aplicadas en cada dirección deberá ser la totalidad de la fuerza cortante en la base, calculada con la multiplicación del peso total sísmico, por el coeficiente de respuesta sísmica, el cual es obtenido a través de la respectiva aceleración de respuesta espectral para el rango de periodos cortos, el factor de modificación de respuesta, que está en base de la estructuración del edificio, el factor de importancia en base a la ocupación del edificio y el periodo fundamental de la estructura, este último será calculado para cada dirección, utilizando un las propiedades estructurales y las características de deformación de los elementos resistentes, mediante un análisis apropiado. Esta fuerza en la base deberá ser distribuida en forma vertical en los diversos entrepisos de la estructura, y será aplicada en el centro de masas de cada entrepiso. La forma en que se distribuya la fuerza cortante en la base, depende de la altura y peso de cada entrepiso, además del periodo fundamental de la estructura.

La fuerza total de entrepiso, se repartirá en los elementos verticales resistentes a las fuerzas laterales en el entrepiso en consideración basado en la rigidez lateral de los elementos verticales resistentes y del diafragma. Se deberá considerar el efecto de torsión resultante de la diferencia entre el centro de masas y el centro de rigideces, además de considerar un momento de torsión accidental moviendo el centro de masas un 5% de la longitud mayor del edificio en cada dirección.

La determinación de desplazamientos relativos de entrepiso, estará basado en la aplicación de fuerzas laterales de diseño al modelo matemático de la estructura física. El



modelo deberá incluir la rigidez y resistencia de todos los elementos que son significativos para la distribución de las fuerzas y deformaciones en la estructura y debe representar la distribución espacial de las masas y rigidez de la estructura. Además en estructuras de concreto reforzado se deberá incluir el efecto de secciones agrietadas en el cálculo de la rigidez del elemento.

Los efectos P-Delta no se tomarán en cuenta si los desplazamientos no son muy grandes y cumple la condición de que el coeficiente de estabilidad sea menor que 0.1.

El Procedimiento de análisis de la fuerza lateral equivalente para diseño sísmico de edificios será aplicable a la totalidad de las edificaciones con categorías de diseño A y B, y las edificaciones con categoría D, E y F, que no posean irregularidades en planta o elevación.

- Procedimiento de análisis del espectro modal de respuesta para diseño sísmico de edificios.

Este procedimiento consiste en la construcción de un modelo matemático de la estructura en el cual se represente la distribución espacial de masas y rigideces a través de toda la estructura, lo que nos permitirá mediante un análisis consistente, encontrar los modos naturales de vibración de la estructura, incluyendo el periodo en cada modo, los vectores de configuración modal, el factor de participación modal, y las masas modales. El análisis deberá incluir el número suficiente de modos para obtener la combinación modal de participación de masas de al menos el 90% de la masa en cada una de las dos direcciones ortogonal.

Los periodos requeridos, las configuraciones modales y los factores de participación de la estructura en la dirección bajo consideración deberá ser calculada estableciendo métodos de análisis estructural utilizando las masas y la rigidez elástica del sistema, resiste las fuerzas laterales.



2.1.3 Finalidad

El objetivo de rediseñar con la metodología convencional el edificio de tres niveles que la UABC tiene como edificio tipo para aulas, es aplicar las más recientes especificaciones en el análisis y diseño de la estructura y así poder establecer la respuesta del edificio en el análisis no lineal de la historia en el tiempo y en el diseño en base al desempeño. El edificio que actualmente se construye, se analizó y detalló utilizando especificaciones establecida en reglamentos anteriores y lo que se busca con este trabajo es establecer una comparación de respuesta estructural del edificio, para la estructura diseñada con la reglamentación más reciente y así poder determinar que tan conveniente es aplicar este mismo procedimiento convencional y en que rango de seguridad se encuentra el edificio.

2.2 Análisis No Lineal.

2.2.1 Justificación.

Se aplicará un análisis dinámico no lineal a la estructura para determinar la respuesta estructural de la misma, el cual fue diseñado bajo el procedimiento convencional y siguiendo las más recientes adecuaciones de los códigos de diseño. Para la realización del análisis de respuesta de la edificación, se aplicaran cinco señales de sismos ocurridos en el sur de California, y que son los de mayor intensidad registrada cercana a la zona donde se construyen los edificios.

El edificio cuenta con diferente tipo de estructuración en sus dos direcciones principales: en el sentido transversal tiene un sistema dual de marcos rígidos de concreto reforzado y muros de cortante acoplados para resistir las fuerzas laterales y en el sentido longitudinal la estructuración es sólo a base de marcos rígidos de concreto reforzado. En el presente trabajo, en el capítulo 4, se realiza un análisis dinámico no lineal a los marcos rígidos del sentido longitudinal, en el cual con ayuda del programa DRAIN 2DX (1993), se le aplica la cinco diferentes señales de sismos registrados, los cuales son escalados al sismo máximo de diseño y al sismo máximo considerado.



También se realizará un análisis del marco rígido sometido a una condición de carga estática monotónica, las cuales son cargas normalizadas y se van incrementando gradualmente encontrando un desplazamiento referido al nivel de azotea, para cada incremento de carga. Este tipo de análisis, también conocido como análisis pushover, se realiza para determinar el comportamiento del marco y la respuesta del mismo al incremento de cargas laterales.

2.2.2 Descripción.

La respuesta no lineal en la historia del tiempo consiste en el análisis de un modelo matemático de la estructura, el cual toma en cuenta el comportamiento histerético de los componentes estructurales para determinar su respuesta a través de métodos de integración numérica que represente la historia de aceleraciones en el movimiento del suelo y que sea compatible con el espectro de respuesta de diseño del sitio.

El modelo matemático de la estructura debe representar la distribución espacial de masas a lo largo de la estructura. El modelo histerético de los elementos debe ser consistente con pruebas de laboratorio y debe tomar en cuenta, todas las fluencias posibles, degradación de rigidez, degradación de resistencia. La resistencia de los elementos deberá estar basado en valores esperados considerando el sobre esfuerzo del material, resistencia por endurecimiento y además la degradación histerética de resistencia de material. La estructura se asumirá fija en la base, pero también se permite utilizar datos de la rigidez y características de capacidad de carga del suelo.

En el presente trabajo se utilizarán la señal de 5 sismos ocurridos en el sur de california los cuales serán escalados al sismo de diseño y al sismo máximo considerado, y con ayuda de del programa DRAIN 2DX (1993), se obtendrá la respuesta del marco rígido en el sentido longitudinal, para las señales de los sismos escaldados, los cuales serán comparados con los espectros de diseño utilizados para el diseño convencional del edificio.

En el capítulo 4, también se presenta el análisis no lineal de carga monotónica incremental (análisis pushover) del marco longitudinal de concreto reforzado. Este



análisis representa un incremento de cargas laterales de acuerdo a ciertas normas preestablecidas. Las fuerzas laterales se incrementan progresivamente, desde el valor nulo, pasando por las que producen el cambio de comportamiento estructural elástico a plástico, hasta alcanzar el valor de desplazamiento último, a partir del cual la estructura ya no es capaz de soportar ningún incremento de carga y su colapso es inminente. Antes de aplicar las cargas laterales representativas de la acción sísmica, la estructura es sometida a la acción de las cargas de gravedad, de acuerdo con las combinaciones aplicadas en el análisis elástico. Con el análisis de carga incremental, se determinan la formación de articulaciones plásticas y los modos de falla de la estructura. El análisis de cargas incrementales monotónicas es un intento de evaluación del real esfuerzo producido en la estructura bajo condiciones de cargas laterales. En el presente trabajo se realiza el análisis de cargas monotónicas incrementales bajo el procedimiento descrito en el ATC-40 y con ayuda del programa DRAIN 2DX.

2.2.3 Finalidad

La finalidad de realizar un análisis no lineal del marco, es el de poder establecer las condiciones que pudieran ocurrir al presentarse algún sismo con las características de los sismos ocurridos recientemente en el sur de California y poder establecer comparación de los espectros de respuesta de diseño, con los espectros de respuesta de los sismos escalados al sismo de diseño y al sismo máximo esperado. También con el análisis dinámico de la historia en el tiempo podemos identificar rotaciones de entrepiso y azotea para los diversos sismos, además de la aparición de rotaciones plásticas en las vigas.

Con el análisis de carga incremental monotónica se identifican los posibles modos de fallas, y el desarrollo de articulaciones plásticas en los elementos estructurales del marco. También se encuentran las rotaciones de entrepiso y azotea para los diferentes incrementos de carga, así como se puede determinar la sobre resistencia que pudiera tener la edificación, la cual está definida como el cortante basal máximo



resistido por la estructura en el instante anterior a empezar a perder resistencia, contra el cortante basal de diseño.

2.3 Diseño en base al desempeño.

2.3.1 Justificación.

En el capítulo 5 se presenta un análisis llamado, diseño basado en el desempeño, el cual es un de los análisis estáticos no lineales, cuyo propósito es el de determinar de acuerdo a un procedimiento de comparación del espectro de demanda de la estructura con el espectro de diseño que se utilizó para el diseño convencional, el punto de intersección de éstos y predecir el nivel de daño que ocurrirá en la estructura al ocurrir el sismo de diseño.

El diseño tradicional, el cual se describe en capítulo 3, tiene como objetivos principales que las estructuras sean capaces de resistir sismos de baja intensidad sin sufrir daños estructurales significativos, sismos moderados con daños reparables y sismos de mayor intensidad sin que se produzca el colapso. Siguiendo esta filosofía de diseño, el desempeño de las estructuras en términos de potencial de daño no ha sido cuantificado, debido a que generalmente sólo se considera un nivel del movimiento del terreno para el cual, la edificación no debería colapsar. En las nuevas filosofías de diseño se potencializa no sólo aumentar la resistencia global de la estructura sino distribuir de la resistencia a todo lo largo de la estructura. En la actualidad se han desarrollado varios métodos de análisis estático no lineal, utilizados para determinar el punto de desempeño, o lo que es lo mismo, la demanda de desplazamiento de una estructura cuando se ve sometida a un movimiento sísmico; el Método del Espectro de Capacidad es uno de ellos y se desarrolla en el capítulo 5 del presente trabajo.



2.3.2 Descripción.

El método del Espectro de Capacidad, es un método de los llamados de análisis estático no lineal, el cual nos sirve para determinar el desempeño que se espera ocurra en la edificación al presentarse el sismo de diseño. Primero se debe establecer de acuerdo a las condiciones del edificio un nivel de desempeño de los elementos estructurales y de los elementos no estructurales, los cuales combinados nos dan un nivel de desempeño de la estructura. Se pueden definir múltiples niveles de desempeño en la estructura, de acuerdo al nivel de movimiento sísmico esperado. La elección del nivel de desempeño de la estructura dependerá de las características de ocupación del inmueble, importancia de la función de las instalaciones, las consideraciones económicas con los costos de reparación del inmueble y la importancia de la estructura en el ámbito histórico y cultural (SEAOC, 1995).

En términos generales, el método consiste en comparar el Espectro de Capacidad de la estructura con el Espectro de la Demanda Sísmica para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño de la estructura, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado en la estructura. Una vez determinado el punto de desempeño de la estructura asociado a la respuesta sísmica máxima, para el nivel de movimiento del terreno específico, se podrá decidir la aceptabilidad o la necesidad de reforzamiento en la estructura, en función del nivel de desempeño esperado para la edificación de acuerdo a los parámetros establecidos por la propuesta del comité del ATC-40 y/o FEMA 273.

2.3.3 Finalidad.

La finalidad del realizar un análisis de diseño basado en el desempeño, es el de poder establecer el nivel de daño que puede ocurrir en la edificación al presentarse el sismo de diseño y poder establecer si es necesario realizar modificaciones al detallado de la estructura, si el desempeño esperado de la edificación es diferente al determinado por los procedimientos descritos.



Capítulo 3

Análisis y Diseño Convencional



3.1 Prediseño de elementos.

Para el prediseño de los elementos estructurales se tomaron en cuenta las especificaciones que se establecen en el capítulo 21 del ACI-318-02. Por estar en una zona de alto riesgo sísmico (de acuerdo al reglamento de la ley de edificaciones del Estado de Baja California, las ciudades de Ensenada, Tijuana, Tecate y Mexicali se encuentran en la zona sísmica C), se tomarán las especificaciones para marcos rígidos especiales:

Para miembros estructurales sometidos flexión:

- (1) El claro efectivo del elemento no será menor que 4 veces el peralte efectivo del elemento.
- (2) La relación peralte-ancho del elemento no será menor de 0.30.
- (3) El ancho del elemento no deberá ser menor de 25 cm, ni mayor del ancho de la columna soporte.

Para miembros estructurales sometidos a flexo-compresión:

- (1) La dimensión mínima del elemento no será menor de 30 cm.
- (2) La relación entre la menor y la mayor dimensión del elemento, no será menor de 0.40.



3.2 Análisis gravitacional.

Para la consideración de las cargas gravitacionales, se tomaron en cuenta las especificaciones de la tabla 1607.1 del IBC-2003:

*Cargas Vivas:

-Azotea: 100 kg/m²

-Entrepiso: 200 kg/m²

-Pasillos en primer piso: 500 kg/m²

-Pasillos en pisos subsecuentes: 400 kg/m²

*Cargas Muertas:

- Azotea: 435 kg/cm²

- Entrepiso: 400 kg/cm²

Estas cargas por unidad de área se distribuirán de acuerdo a las áreas tributarias correspondientes a cada elemento estructural. En la figura No.8 se muestran las áreas tributarias correspondientes a las vigas principales y secundarias, con las cuales se obtienen las cargas por metro lineal y con éstas se realiza en análisis estructural.

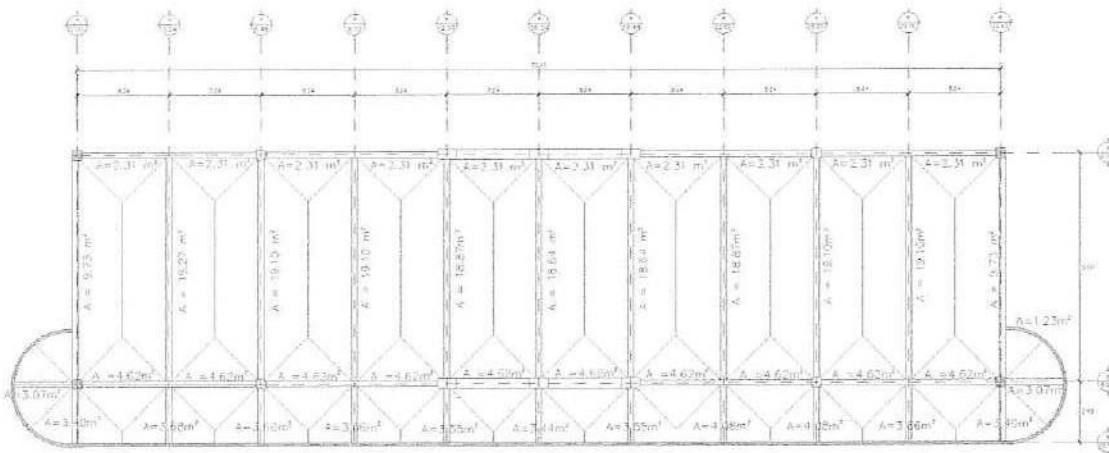


Figura 8. Áreas tributarias en vigas



3.3 Análisis de fuerzas sísmicas.

El análisis de fuerzas sísmicas, se realizó tomando en cuenta el procedimiento y las especificaciones descritas en la sección 9.5.5 del ASCE 7-02. El método utilizado es el llamado fuerzas estáticas equivalentes y se describe en el anexo A. En esta parte se realiza solo el análisis de fuerzas laterales que serán aplicadas a la estructura dejando de lado el detallado estructural de los miembros estructurales. Se aplicarán las especificaciones del capítulo 21 del ACI 318-02 para la determinación de los desplazamientos, ya que se espera que durante el sismo las secciones alcancen deformaciones inelásticas, por que éstas se calcularán utilizando secciones agrietadas.

A continuación se enumeran los principales pasos para el diseño convencional de edificios de concreto reforzado, de acuerdo al procedimiento de fuerzas estáticas equivalentes:

- *Determinación de Cortante Basal.* Primero se calcula el cortante basal correspondiente al periodo fundamental de vibración de la estructura. Este se puede calcular realizando un diseño preliminar. El Cortante basal se obtiene de aplicar la siguiente fórmula:

$$V = C_s W$$

Donde:

W = El peso sísmico efectivo de la estructura. Incluyendo la carga muerta total del edificio más las cargas enlistadas:

- 1.- En áreas usadas para almacenamiento, un mínimo del 25% de la carga viva.
- 2.- Donde se tengan muros divisorios se debe considerar su peso y éste no debe ser menor de 50 kg/m² por área de construcción.
- 3.-El peso total del equipo permanente.
- 4.- Un 20% de la carga de nieve sobre techos planos.

C_s = Coeficiente de respuesta sísmica, el cual se encuentra con la siguiente expresión:



$$0.044S_{DS}I < \frac{S_{DS}}{R/I} < \frac{S_{D1}}{T(R/I)}$$

Donde:

S_{DS} = Aceleración de respuesta espectral en períodos cortos de diseño con 5% de amortiguamiento.

S_{D1} = Aceleración de respuesta espectral en períodos cortos de diseño con 5% de amortiguamiento.

I = Factor de importancia de acuerdo a la ocupación.

R = Coeficiente de modificación de respuesta de acuerdo al sistema estructural empleado.

T = El periodo fundamental del edificio determinado por medio de un análisis preliminar.

Distribución del cortante basal sobre la altura del edificio. La distribución de la fuerza cortante en los entresijos del edificio se efectúa de acuerdo al procedimiento descrito en la sección 9.5.5.4 del ASCE 7-02, aplicando un factor de distribución vertical al cortante basal obtenido.

$$F_x = C_{vx} V$$

Donde:

V = El total de la fuerza cortante de diseño lateral o cortante en la base de la estructura.

C_{vx} = Factor de distribución horizontal. El cual se puede calcular con la siguiente expresión.

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$



donde:

w_i y w_x = La parte de la carga total gravitacional de la estructura (W) localizada o asignada al nivel i o x .

h_i y h_x = La altura desde la base hasta el nivel i o x .

k = un exponente relacionado con el periodo de la estructura como sigue:

- Para estructuras con periodo de 0.5 seg o menor $k = 1$.
- Para estructuras con periodo de 2.5 seg o mayor $k = 2$.
- Para estructuras que tienen un periodo entre 0.5 y 2.5 seg, k se deberá tomar como 2 o se podrá realizar un interpolación lineal entre 1 y 2.

3.4 Análisis de fuerzas sísmicas del edificio.

A continuación siguiendo el procedimiento descrito en la sección 2.3 determinamos las fuerzas laterales estáticas equivalentes de entrepiso del edificio de tres niveles.

El cortante basal (V) se determinó en base al peso total producido por la carga muerta ($W=693.40$ Ton) multiplicado por el coeficiente de respuesta sísmica (C_s), el cual toma en cuenta la aceleración de respuesta espectral de diseño en periodos cortos y en periodo de 1 seg (Fig.2), el factor de modificación de respuesta (R), el factor de importancia (I) y el periodo fundamental de la estructura (T).

El espectro de respuesta de diseño se basa en el tipo de suelo donde se va a edificar, que de acuerdo a la clasificación que hace el reglamento ASCE Standard 7-02 en la sección 9.4.1.2.1, tenemos una clasificación de suelo tipo “D” por estar en suelo blando.

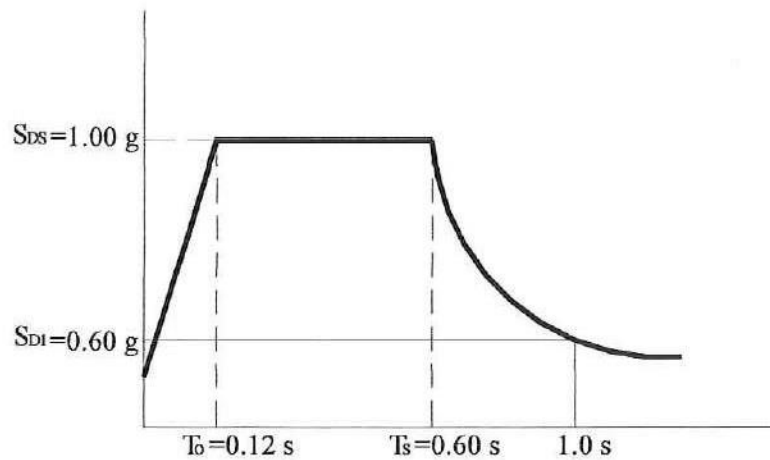


Figura 9. Espectro de respuesta de diseño.

Con la ayuda del software SAP2000, se realiza un análisis modal preliminar y en la tabla 1 se muestran los periodos de los diferentes modos de vibración de la estructura en las direcciones “X” y “Y”, además del periodo de rotación, se calculan dichos periodos con las secciones completas y para efectos de cálculos de desplazamientos se reducen los momentos de inercia de acuerdo a la sección 10.11.1 del código de diseño del ACI-318-02, con la finalidad de tomar en cuenta el agrietamiento en las secciones del concreto al presentarse el comportamiento no-lineal de los elementos.

Modo de vibración	Secciones completas		Secciones reducidas	
	Periodo (Seg)	Dirección	Periodo (Seg)	Dirección
1	0.451	X	0.638	X
2	0.184	Y	0.202	Y
3	0.135	X	0.194	X
4	0.110	Rotación	0.118	Rotación
5	0.074	X	0.107	X
6	0.043	Y	0.045	Y
7	0.025	Rotación	0.026	Rotación
8	0.020	Y	0.021	Y

Tabla 1. Periodos de vibración de la estructura



Coefficiente de respuesta sísmica para la dirección X (El valor del factor de modificación de respuesta, es tomando en cuenta la estructuración a base de marcos rígidos especiales de concreto reforzado).

$$C_s = V W$$

$$\text{Donde: } 0.044 S_{DS} I < \frac{S_{DS}}{R/I} < \frac{S_{D1}}{T(R/I)}$$

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS}, \text{ donde } S_{MS} = F_a S_s = 1.0 \times 1.5 = 1.5 \text{ y } S_{D1} = 2/3 S_{M1}, \text{ donde } S_{MS} = F_v S_1 = 1.0 \times 0.6 = 0.6;$$

$$S_{DS} = 1.0, S_{D1} = 0.4; R=8, I=1.25, T=0.45 \text{ seg; por lo que } C_s = 0.156 \text{ y } V = 108.17 \text{ Ton.}$$

Nivel	Altura h_x , (m)	h_x^k $k=1.00$	Peso de entreciso W_s (Ton)	$W_s h_x^k$ (Ton-m)	C_{vx}	Fuerza Lateral (Ton)	Cortante de Entreciso (Ton)
Azotea	3.30	3.30	235.80	778.14	0.504	54.52	54.52
2	6.60	6.60	228.80	1510.08	0.331	35.80	90.32
1	9.75	9.75	228.80	2230.80	0.165	17.85	108.17
Total			693.40	4519.02		108.17	

Tabla 2. Diseño de fuerzas laterales en la dirección "X" correspondiente a toda la estructura

Coefficiente de respuesta sísmica para la dirección Y (El valor del factor de modificación de respuesta, es tomando en cuenta la estructuración con sistema dual a base de marcos rígidos especiales de concreto reforzado y muros de cortante en los extremos).

$$C_s = V W$$

$$\text{Donde: } 0.044 S_{DS} I < \frac{S_{DS}}{R/I} < \frac{S_{D1}}{T(R/I)}$$

$$S_{DS} = 2/3 S_{MS}, \text{ donde } S_{MS} = F_a S_s = 1.0 \times 1.5 = 1.5 \text{ y } S_{D1} = 2/3 S_{M1}, \text{ donde } S_{MS} = F_v S_1 = 1.0 \times 0.6 = 0.6;$$



$S_{DS} = 1.0$, $S_{D1} = 0.4$; $R=7$, $I=1.25$, $T=0.184$ seg; por lo que $C_s=0.179$ y $V = 124.12$ Ton.

Nivel	Altura a h_x (m)	h_x^k $k=1.00$	Peso de entrepiso W_s (Ton)	$W_s h_x^k$ (Ton-m)	C_{vx}	Fuerza Lateral (Ton)	Cortante de Entrepiso (Ton)
Azotea	3.30	3.30	235.80	778.14	0.504	62.56	62.56
2	6.60	6.60	228.80	1510.08	0.331	41.08	41.08
1	9.75	9.75	228.80	2230.80	0.165	20.48	20.48
Total			693.40	4519.02		124.12	

Tabla 3. Diseño de fuerzas laterales en la dirección “Y” correspondiente a toda la estructura

A continuación se muestra en la tabla 4, los desplazamientos relativos de los entresijos y se comparan con los desplazamientos permisibles de acuerdo a la sección 9.5.2.8 de las especificaciones del SEI/ASCE 7-02. Los desplazamientos (δ_x) de los entresijos son tomados en el centro de masas y son utilizando las secciones con los momentos de inercia reducidos para tomar en cuenta la ductilidad del edificio cuando entra en el rango de comportamiento no-lineal. Para encontrar el desplazamiento relativo de diseño (Δ), los valores encontrados con el análisis elástico de primer orden (δ_{xe}), se multiplican por el factor de amplificación de deflexiones (C_d) y se divide entre el factor de importancia (I).



Nivel	Dirección "X"						Dirección "Y"					
	$\delta_x(\text{cm})$	$\delta_{xe}(\text{cm})$	Cd	I	$\Delta(\text{cm})$	$\Delta a(\text{cm})$	$\delta_x(\text{cm})$	$\delta_{xe}(\text{cm})$	Cd	I	$\Delta(\text{cm})$	$\Delta a(\text{cm})$
Azotea	2.21	0.46	5.5	1.25	2.02	6.60	0.266	0.083	6.5	1.25	0.432	6.60
2	1.75	0.78	5.5	1.25	3.43	6.60	0.183	0.090	6.5	1.25	0.468	6.60
1	0.97	0.97	5.5	1.25	4.27	6.30	0.093	0.093	6.5	1.25	0.484	6.30

Tabla 4. Desplazamientos relativos de entrepiso

3.5 Determinación de efectos P-delta.

De acuerdo a la sección 9.5.5.7.2 los efectos P-Delta, se pueden despreciar, si el coeficiente θ , determinado con la fórmula siguiente es menor que 0.10:

$$\theta = \frac{P_x \Delta}{V_x h_{SX} C_d}$$

Donde:

P_x = El total de la fuerza vertical de diseño por encima del nivel calculado.

Δ = La desplazamiento de entrepiso de diseño.

V_x = La Fuerza cortante sísmica actuando entre el nivel X y X-1.

h_{SX} = La altura de entrepiso debajo del nivel X.

C_d = Factor de amplificación de la deflexión.

Del análisis de cargas tenemos que las cargas por entrepiso son las siguientes:

Para azotea.

Carga Viva azotea: 32.80 Ton

Carga Muerta: 225 Ton



Si consideramos la combinaciones de carga gravitacional, tenemos:

$$C1 = 1.4 D$$

$$C2 = 1.2 D + 0.5 Lr$$

$$C1 = 1.4 (225) = \mathbf{315 \text{ Ton}} \text{ (mas desfavorable)}$$

$$C2 = 1.2 (225) + 0.5 (32.80) = 286.40 \text{ Ton}$$

Para el segundo Nivel.

Carga Viva Azotea: 32.80 Ton

Carga viva Entrepiso: 79.38 Ton

Carga Muerta: 448.12 Ton

Si consideramos la combinaciones de carga gravitacional, tenemos:

$$C1 = 1.4 D$$

$$C2 = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr$$

$$C1 = 1.4 (448.12) = 627.87 \text{ Ton}$$

$$C2 = 1.2 (448.12) + 1.6 (79.38) + 0.5 (32.80) = \mathbf{681.15 \text{ Ton}} \text{ (mas desfavorable)}$$

Para el Primer Nivel.

Carga Viva Azotea: 32.80 Ton

Carga viva Entrepiso: 164.96 Ton

Carga Muerta: 671.24 Ton

Si consideramos la combinaciones de carga gravitacional, tenemos:

$$C1 = 1.4 D$$

$$C2 = 1.2 D + 1.6 L + 0.5 Lr$$



$$C1 = 1.4 (671.24) = 939.736 \text{ Ton}$$

$$C2 = 1.2 (671.24) + 1.6 (164.96) + 0.5 (32.80) = \mathbf{1085.82 \text{ Ton}} \text{ (mas desfavorable)}$$

El desplazamiento de diseño de entrepiso se calcula de acuerdo a la sección 9.5.5.7.1 del SEI/ASCE 7-02, como la diferencia de las deflexiones por encima y por debajo del nivel en consideración.

La deflexión al nivel X en el centro de masas se determina con la siguiente expresión:

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

Donde:

C_d = El Factor de amplificación que es igual a 5.5 para marcos rígidos de concreto reforzado y 6.5 para sistemas duales de muros de cortante y marcos rígidos de concreto reforzado, según la tabla 9.5.5.2

δ_{xe} = La deflexión determinada por el análisis elástico considerando secciones fracturadas.

I = Factor de importancia que de acuerdo a la tabla 9.1.4 es 1.25

Para la dirección X en la azotea tenemos:

$$\delta_x = \frac{(5.5) (2.227)}{1.25}$$

$$\delta_x = \mathbf{9.80 \text{ cm}}$$



Para la dirección Y en la azotea tenemos:

$$\delta_y = \frac{(6.5) (0.247)}{1.25}$$

$$\delta_y = \mathbf{1.284 \text{ cm}}$$

Para la dirección X en el segundo nivel tenemos:

$$\delta_x = \frac{(5.5) (1.695)}{1.25}$$

$$\delta_x = \mathbf{7.46 \text{ cm}}$$

Para la dirección Y en el segundo nivel tenemos:

$$\delta_y = \frac{(6.5) (0.169)}{1.25}$$

$$\delta_y = \mathbf{0.879 \text{ cm}}$$

Para la dirección X en el primer nivel tenemos:

$$\delta_x = \frac{(5.5) (0.886)}{1.25}$$

$$\delta_x = \mathbf{3.90 \text{ cm}}$$

Para la dirección Y en el primer nivel tenemos:

$$\delta_y = \frac{(6.5) (0.087)}{1.25}$$

$$\delta_y = \mathbf{0.452 \text{ cm}}$$



Para el tercer entrepiso la deflexión en ambas direcciones es igual a:

$$\Delta x = 9.80 \text{ cm} - 7.46 \text{ cm} = \mathbf{2.34 \text{ cm}}$$

$$\Delta y = 1.248 \text{ cm} - 0.879 \text{ cm} = \mathbf{0.369 \text{ cm}}$$

Para el segundo entrepiso la deflexión en ambas direcciones es igual a:

$$\Delta x = 7.46 \text{ cm} - 3.90 = \mathbf{3.56 \text{ cm}}$$

$$\Delta y = 0.879 \text{ cm} - 0.452 \text{ cm} = \mathbf{0.427 \text{ cm}}$$

Para el primer entrepiso la deflexión en ambas direcciones es igual a:

$$\Delta x = \mathbf{3.90 \text{ cm}}$$

$$\Delta y = \mathbf{0.452 \text{ cm}}$$

Calculando θ en ambas direcciones tenemos:

Para el tercer entrepiso:

$$\theta_x = \frac{(315 \text{ Ton})(2.34 \text{ cm})}{(52.35 \text{ Ton})(320 \text{ cm})(5.5)}$$

$$\theta_x = \mathbf{0.008}$$

$$\theta_y = \frac{(315 \text{ Ton})(0.369 \text{ cm})}{(60.08 \text{ Ton})(320 \text{ cm})(6.5)}$$



$$\theta_x = 0.0009$$

Para el segundo entrepiso:

$$\theta_x = \frac{(681.15 \text{ Ton})(3.56 \text{ cm})}{(86.90 \text{ Ton})(320 \text{ cm})(5.5)}$$

$$\theta_x = 0.016$$

$$\theta_y = \frac{(681.15 \text{ Ton})(0.427 \text{ cm})}{(99.73 \text{ Ton})(320 \text{ cm})(6.5)}$$

$$\theta_x = 0.001$$

Para el primer entrepiso:

$$\theta_x = \frac{(1085.82 \text{ Ton})(3.90 \text{ cm})}{(104.71 \text{ Ton})(320 \text{ cm})(5.5)}$$

$$\theta_x = 0.023$$

$$\theta_y = \frac{(1085.82 \text{ Ton})(0.452 \text{ cm})}{(120.15 \text{ Ton})(320 \text{ cm})(6.5)}$$

$$\theta_x = 0.002$$

Como ningún coeficiente θ en cualquier dirección es menor que 0.10, de acuerdo a la sección 9.5.5.7.2, el efecto P-Delta no se tomará en cuenta en la determinación de fuerzas y momentos en los elementos.



Teniendo el análisis de cargas gravitacionales y accidentales, con ayuda del software SAP2000 se realizó el análisis estructural y se obtuvieron las fuerzas y momentos actuantes en cada uno de los elementos para cada tipo de carga (Carga viva, carga muerta y carga de sismo). Para el diseño de los elementos se realizaron las combinaciones de cargas establecidas en la sección 1605.2.1 del código de diseño del IBC-2003 y que corresponde a las combinaciones establecidas en la sección 9.2.1 del reglamento del ACI-318-02. Este es uno de los principales cambios del ACI-318-02 con respecto a las anteriores ediciones. A continuación se muestran las diferentes combinaciones que se emplearon:

$U = 1.4D$	(Combinación 1)
$U = 1.2D + 1.6L + 0.5Lr$	(Combinación 2)
$U = 1.2D + 1.6Lr + L$	(Combinación 3)
$U = 1.2D \pm 1.0E + L$	(Combinación 4)
$U = 0.9D \pm 1.0E$	(Combinación 5)

Donde:

D= Carga muerta

L= Carga viva

Lr= Carga viva de azotea

E= El efecto de la fuerza sísmica

De acuerdo a las especificaciones del SEI/ASCE 7-02 en la sección 9.5.2.7, para estructuras que se encuentren en la categoría de diseño "D", el efecto de la fuerza sísmica E deberá contemplar los efectos de las fuerzas inducidas por el sismo en el sentido vertical y en el sentido horizontal, por lo que el efecto de la fuerza sísmica E se calculó con la siguiente fórmula: $E = \rho Q_E + 0.2S_{DS} D$, para la combinación 4 y $E = \rho Q_E + 0.2S_{DS} D$, para la combinación 5. En la tabla 4-1 Y 4-2 se muestra el cálculo factor de confiabilidad ρ en las dos direcciones principales.



Nivel	A_x (m ²)	Fuerza cortante en Col. 1	Fuerza cortante en Col. 2	Cortante de entresiso (Ton)	r_i	ρ
3	259.2	6.08	8.0100	52.52	0.2683	0.5877
2	259.2	9.25	12.3200	90.32	0.2388	0.4135
1	259.2	10.59	12.7700	124.12	0.1882	-0.013

Tabla 5. Factor de confiabilidad ρ para la dirección "X"

Nivel	A_x (m ²)	$V_i = F_{za}$. cortante en el muro (Ton)	$V_i * 3.3 / l_w$	Cortante de entresiso (Ton)	r_i	ρ
3	259.2	30.57	13.1871	52.52	0.2511	0.491
2	259.2	53.47	23.0655	90.32	0.2554	0.5163
1	259.2	64.04	27.6251	124.12	0.2226	0.2976

Tabla 6. Factor de confiabilidad ρ para la dirección "Y"

3.6 Análisis Estructural y Combinaciones de Cargas.

Como en ningún entresiso, para cualquier dirección al factor de confiabilidad ρ es mayor que 1.00, se tomó este valor para efectuar las combinaciones de carga, además el ACI-318-02, permite reducir la carga viva un 50% en la combinación 4 por lo que quedaron de la siguiente manera:

$$U = 1.4D \quad (\text{Combinación 1})$$

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.5L_r \quad (\text{Combinación 2})$$

$$U = 1.2D + 1.6L_r + L \quad (\text{Combinación 3})$$

$$U = 1.4D \pm 1.0E + 0.5L \quad (\text{Combinación 4})$$

$$U = 0.7D \pm 1.0E \quad (\text{Combinación 5})$$



El análisis estructural se realizó utilizando el software comercial SAP2000, el cual nos arroja como resultados los momentos flexionantes, torsionantes y fuerzas axiales y cortantes. Además el mismo programa puede realizar las combinaciones correspondientes para la superposición de efectos de las diferentes cargas.

Para el diseño de los elementos se emplean las combinaciones de momentos y fuerzas que provocan el efecto más desfavorable en elemento estructural. Para cada elemento se debe realizar una superposición de todas las combinaciones y obtener la gráfica de envolventes, en donde se puede apreciar, en cada punto del elemento, cual es la combinación más desfavorable, así como la magnitud de la acción. En la figura 10 se muestra un diagrama de envolvente de envolventes de las diferentes combinaciones a las que está sujeta la viga y en la cual se puede observar el valor del momento máximo en cada punto de la viga y determinar a que combinación corresponde ese momento.

EMBOLVENTES DE COMBINACIONES PARA VIGA DE AZOTEA DEL EJE Y-0.00

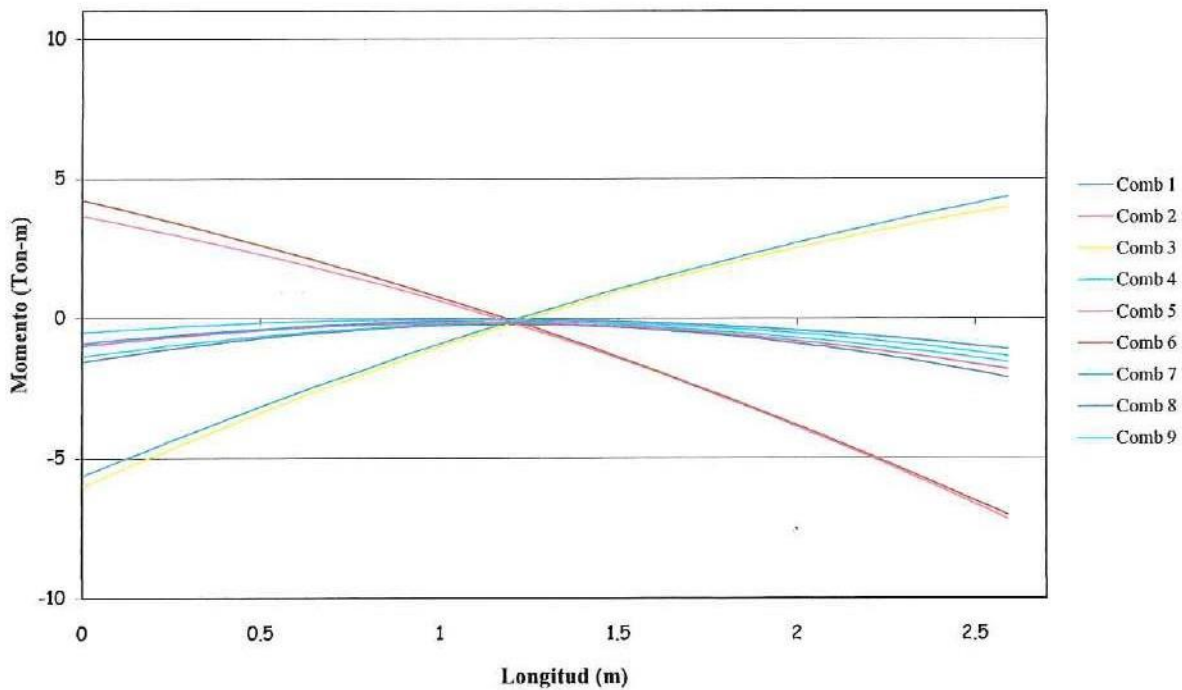


Figura 10. Diagrama de envolvente de una viga tipo



3.7 Código de diseño de estructuras de concreto.

La Reglamentación mayormente utilizada en el diseño de elementos de concreto reforzado, son las publicadas por el comité 318 del American Concrete Institute (ACI-318), que desde 1904 realiza investigaciones y emite sus códigos de diseño, los cuales son aplicados al diseño de elementos de concreto reforzado a nivel internacional. La más reciente publicación del ACI-318 es el código publicado en enero del 2002, el cual presenta los cambios más significativos en los códigos de diseño desde la introducción del diseño por resistencia presentados en el código del ACI-318 en el año de 1963.

Dependiendo de la región, además de las especificaciones establecidas en el código del ACI-318, algunas especificaciones de códigos locales pueden ser consideradas. En el caso de nuestra región, las especificaciones del Reglamento de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California y las Normas Técnicas del Distrito Federal pueden ser tomadas en cuenta.

3.7.1 Novedades en el código del ACI-318-02

Como se mencionó anteriormente en las nuevas especificaciones publicadas por el ACI-318 en enero del 2002, se introducen varios cambios significativos en especial en los requisitos de resistencia y serviciabilidad establecidos en el Capítulo 9. A continuación se presentan las principales novedades:

Capítulo 1.- Se establece una relación entre los principales códigos de diseño estructural utilizados en Norteamérica en relación a las categorías de comportamiento o diseño sísmico de acuerdo con lo definido en ACI 318 para los diferentes niveles de riesgo

Capítulo 5.- Se establece una resistencia mínima de $f'c=180 \text{ kg/cm}^2$ para estructuras de concreto reforzado.

Capítulo 8.- En esta edición desaparece el apéndice que hace referencia al método alternativo de diseño “Diseño por factores de resistencia”, el cual dejó de ser el método



de análisis y diseño principal en 1971, para pasar a ser un método de diseño alternativo y aparecer como apéndice hasta el código del ACI-318-99.

Capítulo 9.- En el Capítulo de requisitos de resistencia y durabilidad se presentan los cambios más significativos en el método de diseño por resistencia última, el cual fue introducido en 1963 como método alternativo de diseño y pasó a ser el método de diseño principal a partir de 1971. Uno de los principales cambios es la modificación de los factores de combinaciones de carga, con el fin de unificar los criterios establecidos por el comité del American Society of Civil Engineers (ASCE 7) “Minimum Design Loads for Building and Other Structures”; esto permite tener las mismas combinaciones de carga para diferentes tipos de materiales (acero estructural, mampostería, madera y concreto reforzado). Las nuevas combinaciones de carga quedarán de la siguiente manera:

$U = 1.4 (D + F)$	(Combinación 1)
$U = 1.2 (D + F + T) + 1.6 (L + H) + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(Combinación 2)
$U = 1.2D + 1.6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (L \text{ ó } 0.8W)$	(Combinación 3)
$U = 1.2D + 1.6 W + L + 0.5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R)$	(Combinación 4)
$U = 1.2D + E + L + 0.2S$	(Combinación 5)
$U = 0.9D + 1.6W + 1.6H$	(Combinación 6)
$U = 0.9D + E + 1.6H$	(Combinación 7)

Además de realizar modificaciones en los factores de combinaciones de carga, también se realizaron cambios en los factores de reducción de resistencia ϕ , quedando de la siguiente manera:

- En las secciones controladas por tensión, definidas como aquellas en las que la deformación unitaria neta de tensión en el refuerzo de acero extremo en tensión, ϵ_t , es igual o mayor a 0.005, justo cuando el concreto en compresión alcanza su



límite de deformación unitaria asumido en 0.003. El factor de reducción de resistencia es 0.90.

- En las secciones controladas por la compresión, definidas como aquellas en las que la deformación unitaria neta de tensión en el acero extremo, ϵ_t , es igual o menor que límite deformación unitaria controlada por compresión cuando el concreto a compresión alcanza su límite de deformación supuesto de 0.003. El factor de reducción de resistencia es de 0.70 para elementos con refuerzo en espiral y 0.60 para otros tipos de refuerzos transversales.
- Para Cortante y Torsión, el factor de reducción de resistencia es de 0.70.
- Para Aplastamiento de concreto, el factor de reducción de resistencia es de 0.65.
- Para los modelos puntal-tensor y puntales, tensores, zonas de nodos y área de apoyo, en esos modelos, el factor de reducción de resistencia es de 0.75.

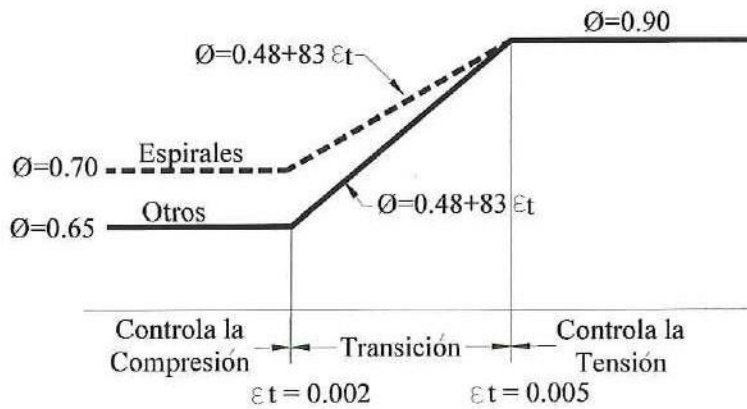


Figura 11. Variación de ϕ en relación a la deformación del acero ϵ_t

Para el diseño de los elementos a flexión se realizó conforme a las especificaciones del capítulo 10 del código de diseño ACI-318-02 y las recomendaciones establecidas en el capítulo 21 para marcos rígidos especiales.



3.8 Diseño de los elementos a flexión.

Para el diseño de vigas, se toman las consideraciones establecida en el capítulo 10 del reglamento del ACI-318-02. En la figura 12 se muestra la sección transversal de las vigas y en la tabla 7, con los momentos máximos factorizados de las diferentes combinaciones en las vigas de la dirección “X” para el primer nivel, además de la distribución de acero longitudinal que se utilizará para el análisis no lineal del marco, obtenido del diseño de los elementos a flexión. En el anexo B se muestra el procedimiento para la determinación del refuerzo por flexión.

Viga	Momento de diseño (Ton-m)			Distribución de acero Longitudinal		
	Izquierda	Centro	Derecha	Izquierda	Centro	Derecha
X-0.00	5.44	10.17	1.81	4Ø#6	2Ø#6	4Ø#6
X-6.48	-17.67	-	-18.81	2Ø#6	2Ø#6	2Ø#6
X-6.48	0.86	8.86	2.46	4Ø#6	2Ø#6	5Ø#6
X-12.96	-16.68	-	-16.02	2Ø#6	2Ø#6	4Ø#6
X-12.96	17.70	-	16.14	5Ø#6	4Ø#6	4Ø#6
X-16.20	-23.38	-	-16.21	4Ø#6	4Ø#6	4Ø#6
X-16.20	16.13	-	17.72	4Ø#6	4Ø#6	5Ø#6
X-19.44	-16.22	-	-23.36	4Ø#6	4Ø#6	4Ø#6
X-19.44	2.45	8.87	0.85	5Ø#6	2Ø#6	4Ø#6
X-25.92	-16.04	-	-16.69	4Ø#6	2Ø#6	4Ø#6
X-25.92	1.80	10.19	5.43	4Ø#6	2Ø#6	4Ø#6
X-32.40	-18.03	-	-17.67	4Ø#6	2Ø#6	4Ø#6

Tabla 7. Distribución de acero longitudinal en vigas del primer nivel

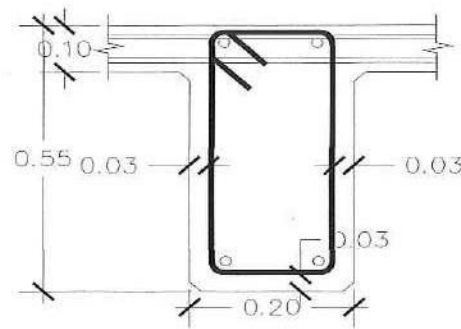


Figura 12. Sección transversal de vigas principales

3.9 Diseño de los elementos a flexo-compresión.

Para el diseño de las columnas tomamos la columna mas cargada del primer entrecimso la cual se encuentra en la intersección de los ejes Y-8.00, X-6.48. En la tabla 8 se muestra las combinaciones de los efectos de las fuerzas axiales y los momentos flexionantes máximos, incluyendo la amplificación por efectos de esbeltez, además de los valores correspondientes de los momentos máximos de diseño, correspondientes a la fuerza de diseño para cada combinación. Los valores de las fuerzas y momentos de diseño, fueron tomados del diagrama de interacción de la columna (Figura 14) propuesta, la cual se elaboró siguiendo las especificaciones del ACI-318-02. En la figura 14 se muestra el diagrama de interacción para la columna de 35 x 45 cm de sección, armada con 6 varillas del #9 (28.57 mm) y 4 varillas del #8 (25.4 mm), se muestra la variación de la carga nominal con respecto al momento nominal resistente para dicha carga, además se muestra la reducción que se realiza por el factor de reducción de esfuerzo ϕ , el cual como se dijo anteriormente varía de acuerdo a la deformación unitarias del acero; por último se hace una reducción a la fuerza axial de compresión máxima, para tomar en cuenta la posibilidad de alguna excentricidad accidental en la columna. Esta reducción de acuerdo al ACI-318-02 es de $\alpha = 0.80$ para estribos y de $\alpha = 0.85$ para espirales. En el anexo C se muestra el procedimiento para el diseño de columnas.



Combinación	P_u (Ton)	M_u (Ton-m)	c	e_t	\emptyset	$\emptyset P_n$ (Ton)	$\emptyset M_n$ (Ton-m)
1.4D	-126.77	-0.210	25.42	-0.001722	0.65	126.77	34.42
1.2D+1.6L+0.5Lr	-153.30	-0.244	27.49	-0.001366	0.65	153.30	32.35
1.4D+0.5L+E _X	-142.08	9.778	26.58	-0.001514	0.65	142.08	33.23
1.4D+0.5L-E _X	-139.36	-9.590	26.37	-0.00155	0.65	139.36	33.44
1.4D+0.5L+E _Y	-139.50	-2.920	26.38	-0.001549	0.65	139.50	33.43
1.4D+0.5L-E _Y	-141.94	3.108	26.57	-0.001516	0.65	141.94	33.24
.7D+E _X	-64.74	8.821	18.55	-0.003469	0.77	64.74	42.41
.7D-E _X	-62.03	-8.737	18.29	-0.003559	0.78	62.03	42.77
.7D+E _Y	-62.17	-2.690	18.31	-0.003555	0.78	62.17	42.75
.7D-E _Y	-64.60	2.774	18.54	-0.003473	0.77	64.60	42.42

Tabla 8. Fuerzas y momentos de diseño para columna del primer entrepiso.

En la figura 13 se muestran las secciones transversales finales y los armados que satisfacen los requisitos para elementos de marcos especiales de acuerdo al capítulo 21 del ACI-318-02, en las columnas (a) y en las vigas (b).

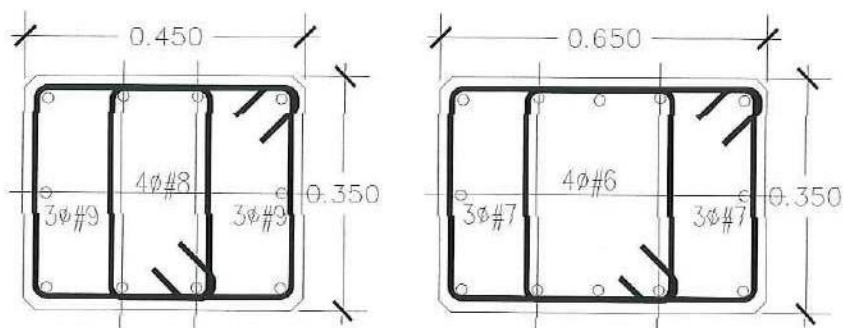


Figura 13. Secciones transversales de columnas



Diagrama de interacción de columnas ACI-318-02

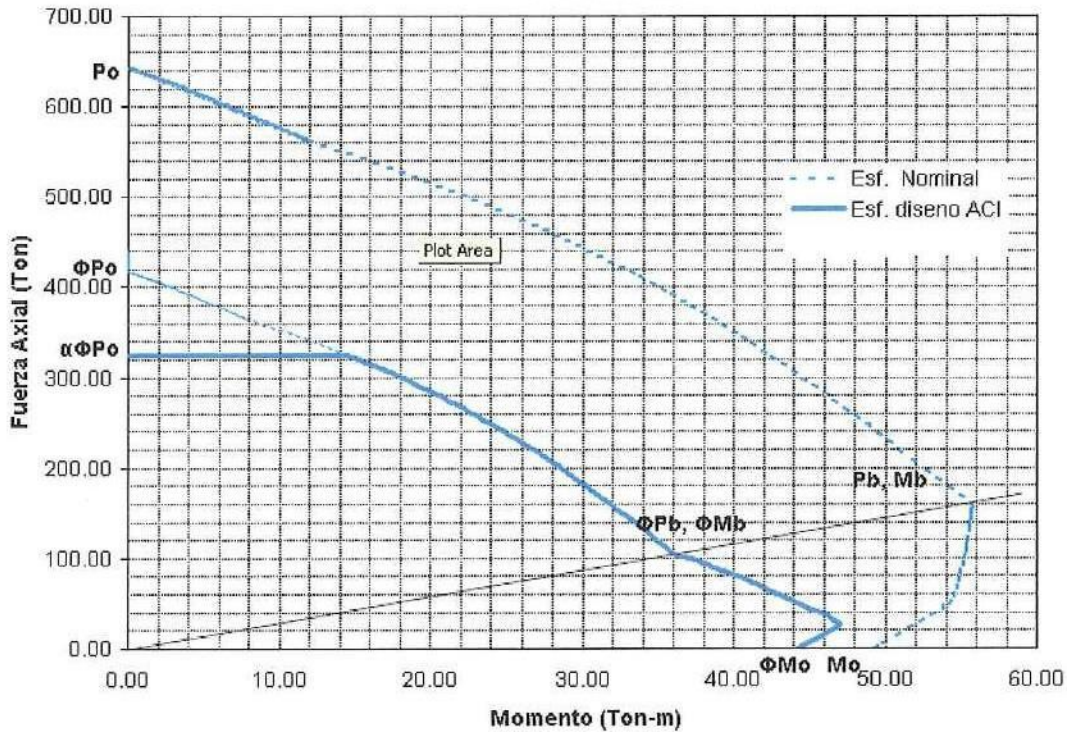


Figura 14. Diagrama de Interacción de columna 35 x 45 de sección.

Además de cumplir los requerimientos de fuerza axial y momento flexionante, el capítulo 21 del ACI-318-02, establece que para marcos rígidos especiales, la sección de la columna debe cumplir, que la suma de resistencias a la flexión en las columnas que conecten a un nodo, para la mayor carga axial en cualquiera de sus combinaciones, sea 1.20 veces mayor que la suma de la resistencia a flexión de las vigas que intercepten al mismo nodo.



Capítulo 4

Análisis No Lineal



4.1 Modelado de marco rígido.

El marco rígido utilizado en el desarrollo de los procedimientos de análisis no-lineal, fue modelado de acuerdo con los requerimientos del programa DRAIN-2DX. Con la finalidad de tomar en cuenta la contribución de flexibilidad de la cimentación, ésta fue incluida en el modelo, considerando apoyos empotrados en la base.

La geometría del marco rígido está determinada por las dimensiones a ejes de los elementos que forman dicho marco. Los elementos estructurales del marco, vigas y columnas, se representan en el modelo mediante el empleo del elemento viga-columna (elemento 02) disponible en la librería de elementos con que cuenta DRAIN-2DX. Las propiedades geométricas y de resistencia son las determinadas por aplicación del procedimiento convencional de diseño, como se presentó en párrafos previos.

Las condiciones de carga aplicadas en el modelo corresponden al sistema de cargas gravitacionales sin factorizar en combinación con cargas laterales estáticas equivalentes normalizadas, estas últimas para el caso del análisis estático de carga monotónica. En la intensidad de estas cargas laterales se tomó en cuenta el efecto del incremento por rotación en planta de la losa de entrepiso debido al posible corrimiento del centro de masa en cada entrepiso, con relación a la localización del centro de torsión. Los efectos P-Delta son tomados en cuenta en el modelo recurriendo a la utilización de una columna ficticia en la que se aplican las cargas muertas de cada entrepiso, ligando los nodos de esta columna con el marco rígido a nivel de entrepiso, las propiedades de esta columna ficticia son tales que deberá permanecer dentro del rango de comportamiento elástico lineal, en la realización de los diferentes tipos de análisis. La masa en dirección del desplazamiento en el plano del marco rígido, se distribuyó en cada uno de los nodos a nivel de entrepiso, en función del área tributaria en cada una de las columnas.



4.2 Análisis de carga estática monotónica.

El análisis del marco rígido sometido a una condición de carga estática monotónica tiene como finalidad identificar el comportamiento general del marco, desde el punto de vista de resistencia y de deformación. Este tipo de análisis se lleva a cabo teniendo como dato de control el desplazamiento lateral a nivel de azotea, por lo que las cargas laterales aplicadas son normalizadas y en el proceso interno de análisis del programa DRAIN-2DX, éstas son incrementadas gradualmente para obtener el nivel de desplazamiento impuesto al marco. Los resultados obtenidos en este análisis, están referenciados a la rotación de azotea, la cual se define como el desplazamiento lateral de azotea dividido por la altura desde la base hasta el nivel en donde se presenta el desplazamiento lateral. En el anexo D se presentan los datos del archivo para la obtención del análisis de carga estática monotónica.

De acuerdo con los resultados obtenidos, como se puede observar en la Figura 15, la resistencia máxima del marco se obtiene cuando se presenta una rotación de azotea de aproximadamente 0.5% y corresponde a un valor de fuerza cortante normalizada (definida como la fuerza cortante en la base del marco, dividida por el peso total del marco) de 0.51. El coeficiente sísmico utilizado en el diseño, de acuerdo con el IBC 2003, es $C_s = 0.156$, lo que determina un factor de sobre resistencia, $\Omega_2 = 3.27$. La primer fluencia se presenta a una rotación de azotea aproximada de 0.1%, ocurriendo casi de manera simultanea en todas las vigas del marco. En la respuesta global del marco, se observa una disminución al 80% de la resistencia máxima, cuando la rotación de azotea alcanza un valor de 6%.

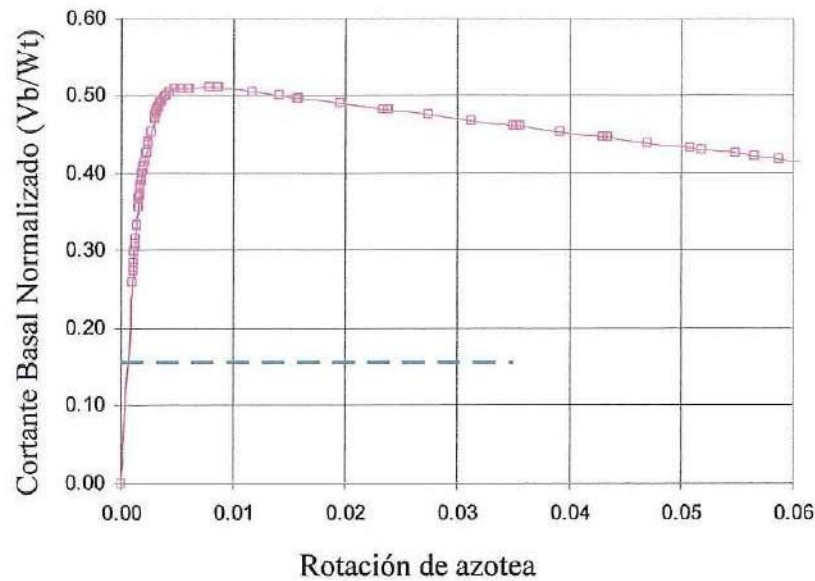


Figura 15. Resistencia del marco rígido bajo carga monotónica.

En cuanto a la rotación de entrepiso, definida como el desplazamiento relativo de entrepiso dividido por la altura de entrepiso, como se puede observar en la Figura 16, obtenida a diferentes niveles de rotación de azotea (0.1, 0.5, 1.0, 2.0, 3.0 y 4.0%), ésta presenta valores por debajo de 0.02 para rotaciones de azotea por debajo de 2%, es decir, cuando ya el marco alcanzó su máxima resistencia y se encuentra en la rama descendente por los efectos P-Delta (Figura 15).

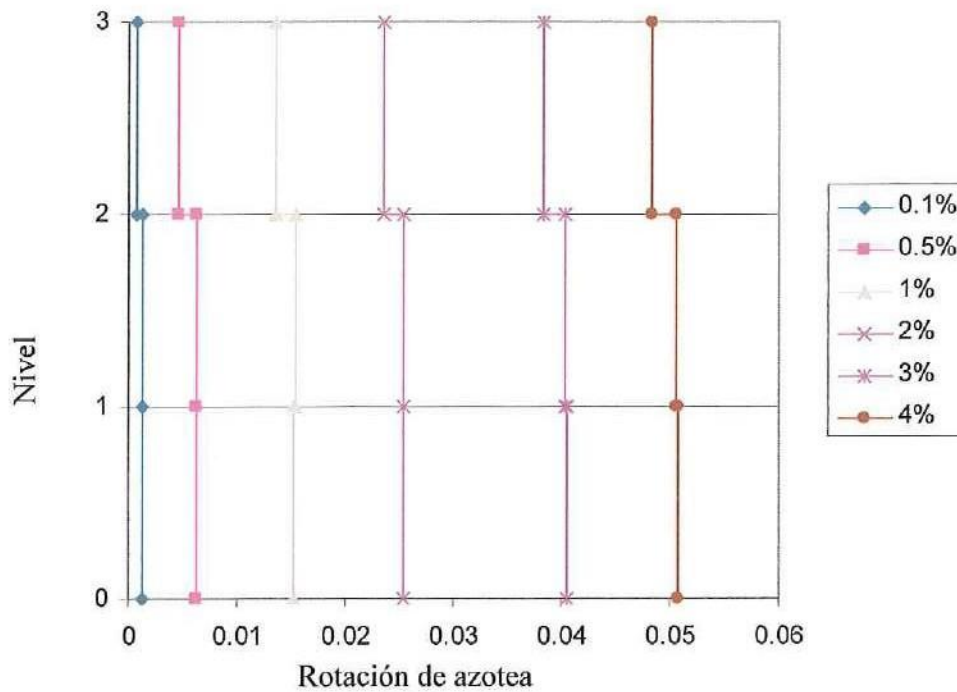


Figura 16. Rotación de entrepiso en el marco rígido bajo carga monotonica.

Otro aspecto que se puede observar de los resultados de este análisis, corresponde a la formación de articulaciones plásticas en diferentes localidades en el marco. En la Figura 17 se muestran las zonas en donde se desarrollan articulaciones plásticas, a diferentes niveles de rotación de azotea. De acuerdo con estos resultados, se observa un comportamiento esperado en los elementos estructurales, las vigas desarrollando las articulaciones plásticas en las zonas de mayor demanda de fuerza y deformación (en las uniones con las columnas y en el punto de apoyo de vigas secundarias) y las columnas desarrollando zonas de fluencia en la base (por arriba del nivel de la cimentación).

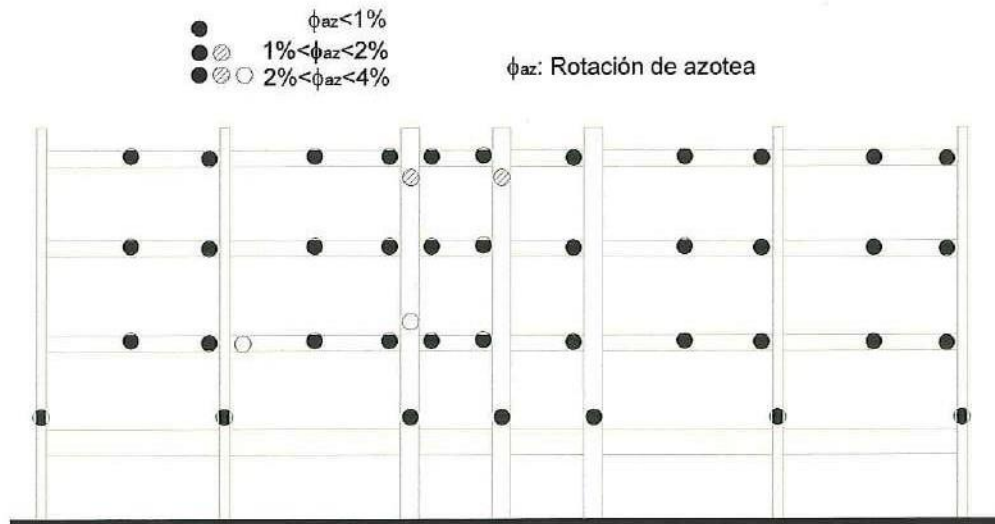


Figura 17. Desarrollo de articulaciones plásticas en el marco rígido ante carga monotónica

4.3 Análisis dinámico (historia en el tiempo).

Con la finalidad de estimar la respuesta del marco ante condiciones de movimiento en la base, producidas por sismo, se lleva a cabo el análisis dinámico utilizando registros de sismos ocurridos en el sur de California, EU. Las condiciones de carga gravitacional, en combinación con efectos P-Delta son tomados en cuenta al realizar este tipo de análisis. Se utiliza el modelo desarrollado para el análisis estático de carga monotónica eliminando en este caso de análisis la distribución de cargas laterales estáticas equivalentes normalizadas. Se efectuaron dos tipos diferentes de análisis dinámico. El primero corresponde a la utilización de registros de sismo escalados al nivel de sismo de diseño, en tanto el segundo análisis corresponde a los sismos escalados al nivel de sismo máximo considerado. Los factores de escala utilizados se determinaron en base a los espectros de respuesta de diseño y de respuesta de sismo máximo considerado del IBC 2003, siguiendo el procedimiento desarrollado por Sommerville (1997). Los datos correspondientes a los sismos, así como los factores de escala utilizados se muestran en la Tabla 7. En las Figuras 18 y 19 se muestran los espectros de respuesta de los registros



de sismo escalados en comparación con los espectros del IBC 2003. El espectro de respuesta de diseño del IBC 2003, tiene un rango de período de recurrencia de 300 a 600 años en áreas de alta sismicidad (aproximadamente de 8% a 16% de probabilidad de excedencia en 50 años), en tanto que el espectro de respuesta de sismo máximo considerado tiene una probabilidad de excedencia del 2% en 50 años. En el anexo E se muestra el archivo de datos para el análisis dinámico de la historia en el tiempo.

Registro (lugar, año y estación)	Sismo de diseño	Sismo máximo considerado
Loma Prieta 1989, G03090	1.496	2.244
Loma Prieta 1989, HSP000	0.947	1.421
Northridge 1994, CNP196	1.276	1.913
Northridge 1994, STC180	0.888	1.331
Northridge 1994, TAR360	1.091	1.637

Tabla 9. Registros de sismos utilizados (factores de escala)

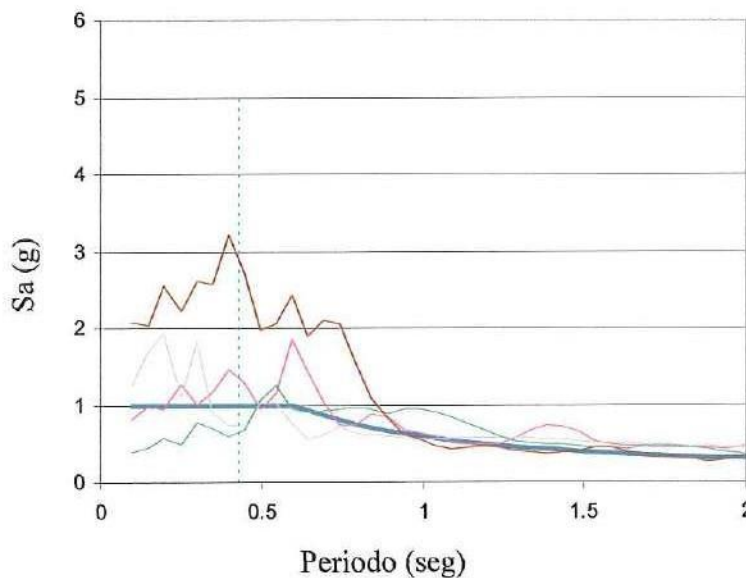


Figura 18. Espectros de respuesta a nivel de sismo de diseño.

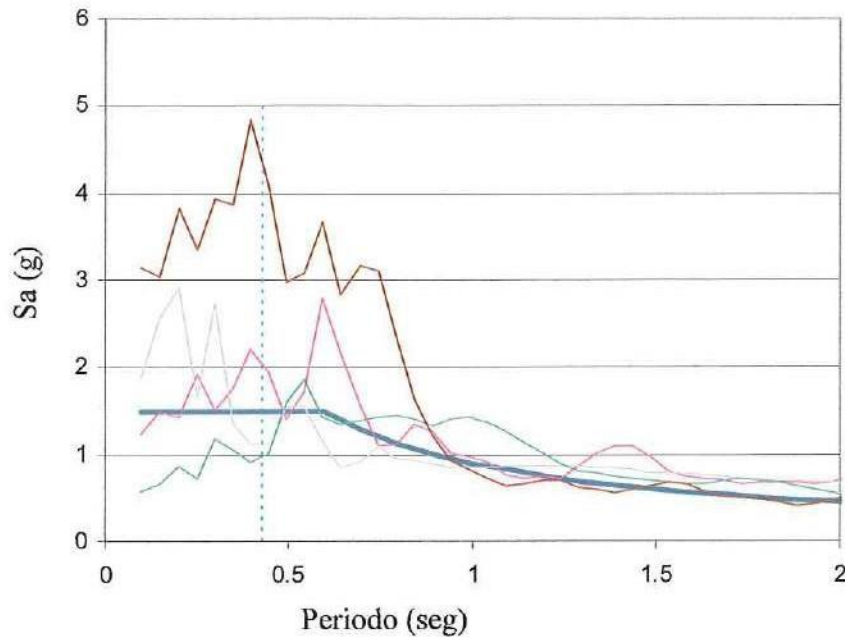


Figura 19. Espectros de respuesta a nivel de sismo máximo considerado.

La rotación máxima de entrepiso (obtenida como el desplazamiento relativo de entrepiso dividido por la altura de entrepiso) se muestra en las Figuras 20 y 21, de acuerdo con los resultados de análisis utilizando los registros de sismos escalados a nivel de sismo de diseño y nivel de sismo máximo considerado, respectivamente. Se muestra una representación estadística de la respuesta máxima observada al considerar todos los registros, mostrando el valor de la media y la media más una desviación estándar. De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa un patrón de distribución de rotación máxima disminuyendo hacia los pisos superiores, de manera consistente en cada uno de los registros utilizados en ambos niveles de sismos. Los valores de rotación de entrepiso están por debajo del 2% para el caso de los registros a nivel de diseño, indicando un bajo nivel de desarrollo de rotaciones plásticas, como se muestra posteriormente en la gráfica de articulaciones plásticas en las vigas. Para el caso de los registros a nivel de sismo máximo considerado, los valores de rotación de entrepiso están por debajo del 2.5%.

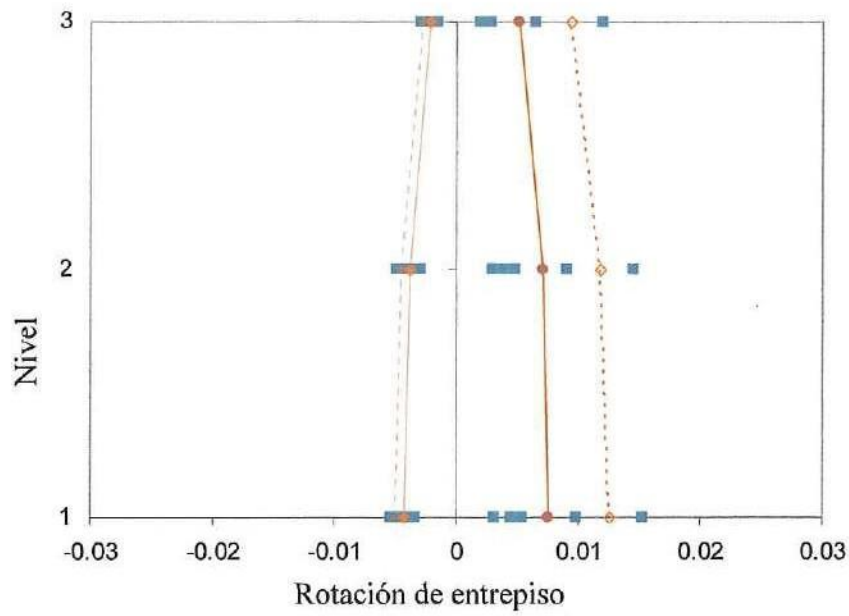


Figura 20. Rotación máxima de entrepiso a nivel de sismo de diseño.

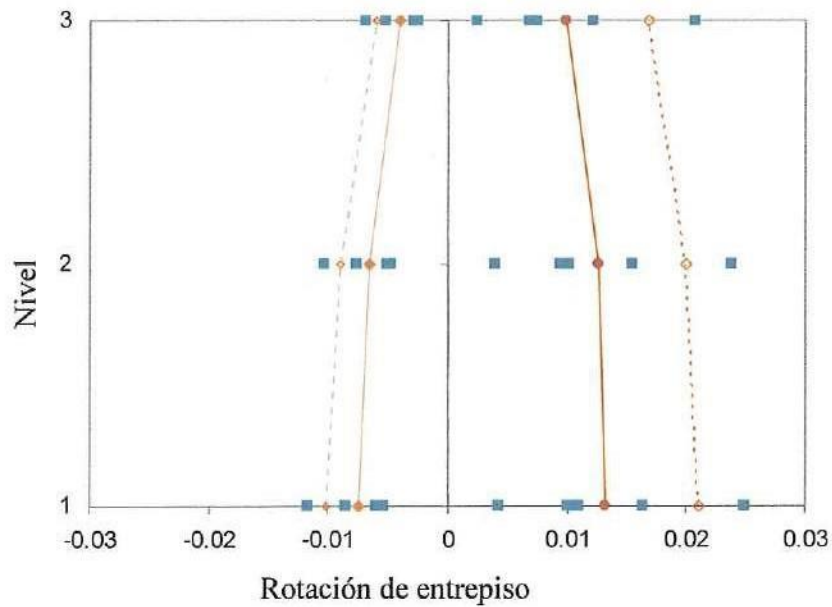


Figura 21. Rotación máxima de entrepiso a nivel de sismo máximo considerado.



Los valores máximos de rotación plástica en vigas se muestran en las Figuras 22 y 23, de acuerdo con los resultados de análisis utilizando los registros de sismos escalados a nivel de sismo de diseño y nivel de sismo máximo considerado, respectivamente. Se muestra una representación estadística de la respuesta máxima observada al considerar todos los registros, mostrando el valor de la media y la media más una desviación estándar. De acuerdo con los resultados obtenidos, se observa un patrón de distribución de valores máximos de rotación plástica disminuyendo hacia los pisos superiores, de manera consistente en cada uno de los registros utilizados en ambos niveles de sismos, consistente también con los resultados obtenidos para las rotaciones de entrepiso mostradas anteriormente. Para el caso de los registros a nivel de diseño, los valores máximos de rotación plástica están por debajo del 3% para las vigas de los niveles 2 y 3, mientras que en el primer nivel, con excepción de un par de secciones, se encuentran por debajo del 4%. Lo que de manera estadística muestra valores máximos de rotación plástica por debajo del 2% en los pisos superiores y cercanos al 3% en el primer nivel. Para el caso de los registros a nivel de sismo máximo considerado, los valores máximos de rotación plástica, en la representación estadística, se encuentran por debajo del 4% en los pisos superiores y por debajo del 7% en el primer nivel.

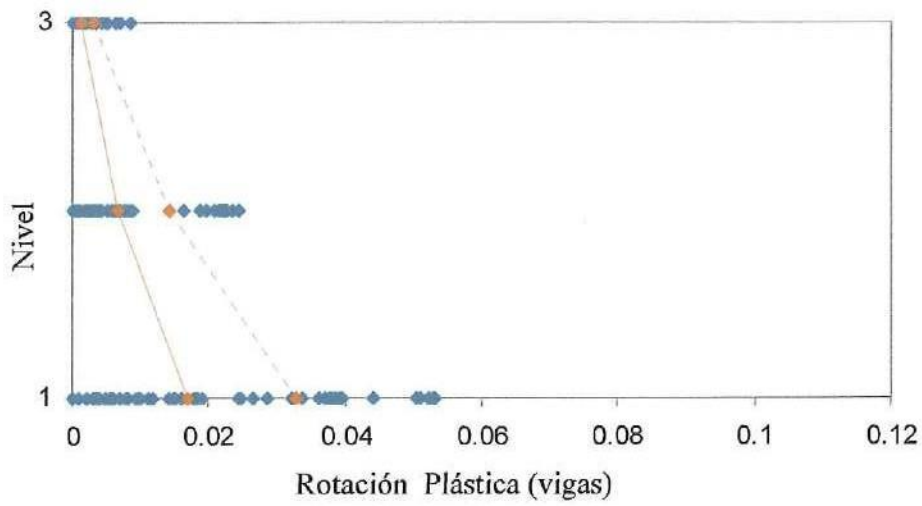


Figura 22. Rotaciones plásticas en vigas a nivel de sismo de diseño.

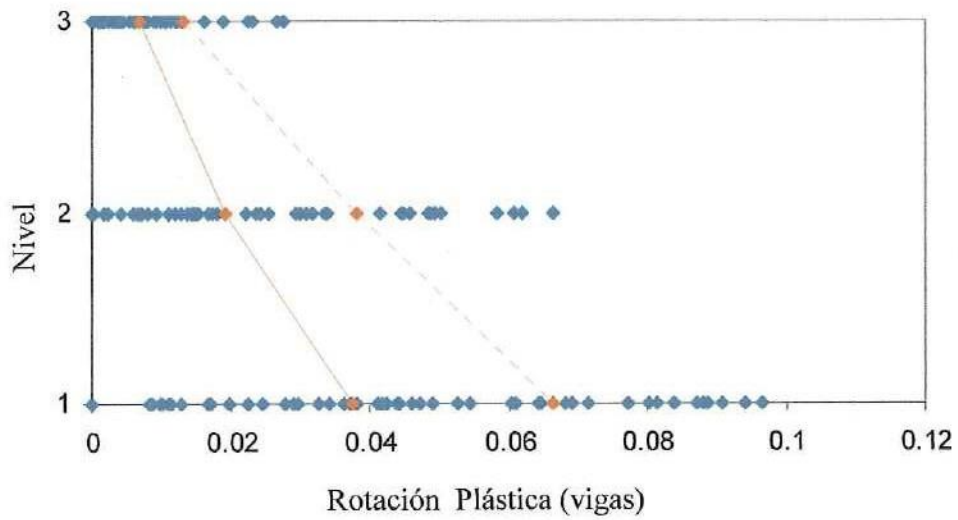


Figura 23. Rotaciones plásticas en vigas a nivel de sismo máximo considerado.



Capítulo 5

Diseño en base al desempeño



5.1 Introducción.

De manera general, el diseño en base al desempeño, consiste en la selección de adecuados esquemas de evaluación que permitan el dimensionado y detallado de los elementos estructurales, no estructurales y del contenido, de manera que para un nivel de movimiento determinado y con diferentes niveles de confiabilidad, la estructura no debería ser dañada, mas allá de de ciertos estados límites (Bertero, 1995).

El diseño en base al desempeño consta de tres fases, las cuales nos establecen en forma cualitativa el comportamiento de la estructura. La primera fase es conceptual, donde se establecen los niveles de desempeño y el nivel esperado de la edificación. La segunda fase es numérica, donde se realiza el diseño propiamente dicho y la tercera es la de implementación, donde el control de calidad durante el proceso y mantenimiento de la obra debe garantizar la calidad del diseño.

5.2 Niveles de desempeño.

El nivel de desempeño describe un estado de límite discreto. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de tres aspectos fundamentales: 1) los posibles daños físicos sobre los componentes estructurales y no estructurales, 2) la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación, inducida por estos daños y 3) la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto (ATC-40, 1996).

Los dos trabajos más relevantes elaborados para establecer los niveles de desempeño en las estructuras, fueron elaborados por el ATC-40 y el comité VISION 2000. Para el presente trabajo se tomaron en cuenta las recomendaciones propuestas por el ATC-40 y/o FEMA 273.

La propuesta de ATC-40, realiza una separación en los niveles de desempeño para la estructura y un nivel de desempeño para los elementos no estructurales, de tal manera que la combinación de los dos niveles de desempeño de la estructura da como resultado el nivel de desempeño de la edificación.



5.2.1. Niveles de desempeño de los elementos estructurales.

La propuesta ATC-40 establece tres diferentes estados límite de daño: Inmediata ocupación, seguridad y estabilidad estructural y dos rangos intermedios: daño controlado y seguridad controlada, los cuales están identificados con las letras SP-n (Structural Performance y n es el numero de identificación del desempeño).

SP-1. Ocupación Inmediata: La edificación se mantiene funcionando en su totalidad. Los daños son muy limitados y no se presentan pérdidas de vidas humanas.

SP-2. Daño controlado: Corresponde a un estado de daño que varía entre la ocupación inmediata y daño controlado. No se presentan pérdidas de vidas humanas, pero puede que sen afectados.

SP-3. Seguridad: La posibilidad de pérdida de vidas por falla de los elementos estructurales es muy baja, pero pueden ocurrir algunos heridos tanto en interior como en el exterior. El daño en la estructura es significativo, sin embargo, la mayoría de los elementos estructurales se mantienen.

SP-4. Seguridad limitada: Corresponde a un estado de daño que varía entre límite de seguridad y estabilidad estructural. La estructura puede requerir reforzamiento para asegurar la estabilidad de la estructura.

SP-5. Estabilidad Estructural: Corresponde a un estado de daño límite en el cual el sistema estructural está a punto del colapso parcial o total. La estructura sufre daños sustanciales con pérdida de rigidez y resistencia. Existe un elevado riesgo para los ocupantes de la estructura y exteriores, así como un elevado peligro en caso de replicas.

SP-6. No considerado: No corresponde a un nivel de desempeño de la estructura y se usa para evaluar daños sísmicos no estructurales.



5.2.2. Niveles de desempeño de los elementos NO estructurales.

La propuesta ATC-40 establece cuatro diferentes estados de daño para los elementos no estructurales: operacional, inmediata ocupación, seguridad y amenaza, los cuales están identificados con las letras NP-n (por sus siglas en inglés Nonstructural Performance y n es la letra de identificación del desempeño).

NP-A. Operacional: Todos los elementos no estructurales, equipo y maquinaria, permanecen en operación y funcionando con normalidad.

NP-B. Ocupación Inmediata: Los sistemas, maquinaria y elementos no estructurales, permanecen en su sitio, pueden surgir pequeñas interrupciones en el funcionamiento. Se mantiene un estado de seguridad para los ocupantes.

NP-C. Seguridad: Se presentan daños en algunos elementos no estructurales, sistemas o maquinaria, pero sin llegar al colapso. No se pone en peligro la vida de los ocupantes. Se requerirán reparaciones en algunos elementos o maquinaria.

NP-D. Amenaza: Se presentan daños severos en elementos no estructurales, sistemas o maquinaria, pero sin llegar a la falla o al colapso que pudiera afectar a los ocupantes.

NP-E. No considerado: No corresponde a un nivel de desempeño de los elementos no estructurales, se utiliza para indicar que no se evaluaron los sistemas no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural.



5.2.3. Niveles de desempeño de la Edificación.

Con la combinación de los niveles de desempeño de los elementos estructurales y los no estructurales es posible determinar los niveles de desempeño de la estructura en su totalidad, que representan el comportamiento global de la estructura. En la tabla 10, se pueden apreciar los niveles de desempeño en las edificaciones, de los cuales se destacan 4 niveles de desempeño más referenciados; operacional (1- A), inmediata ocupación (1- B), seguridad (3-C) y estabilidad estructural (5-E).

	SP-1 Inmediata Ocupación	SP-2 Daño contro lado	SP-3 Seguridad	SP-4 Seguridad limitada	SP-5 Estabilidad estructural	SP-6 No considerado
NP-A Operacional	1-A Operaciona l	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B Inmediata Ocupación	1-B Inmediata Ocupación	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C Seguridad	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D Amenaza	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E No Considerado	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No aplicable

NR = Combinación No Recomendada.

Tabla 10 Nivel de desempeño estructural de la edificación

1-A: Operacional: Se relaciona básicamente con la funcionalidad. Los daños en los elementos estructurales y no estructurales son mínimos. La operación de la edificación no se ve afectada.



1-B: Inmediata Ocupación: Corresponde al nivel que se espera para una edificación esencial. Se mantiene la seguridad de los ocupantes. El daño en los componentes estructurales es mínimo. Los diferentes espacios y elementos de la estructura continúan funcionales después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los elementos no estructurales.

3-C: Seguridad: Corresponde al nivel de desempeño con el que se espera actúen las estructuras diseñadas con los códigos de diseño vigentes. La probabilidad de pérdida de vidas humanas es casi nula. Los niveles de daños en los sistemas estructurales son limitados, con el ocasional peligro de fallo de componentes no estructurales.

5-D: Estabilidad Estructural: Los componentes estructurales sufren pérdida de resistencia y de rigidez. La resistencia a fuerzas laterales después del sismo es muy poca y sólo mantiene cierta capacidad resistente a cargas verticales, de manera que el peligro para la vida es muy alto. El nivel de daño estructural implica que no se requiere revisión de los componentes no estructurales.

5.3 Desempeño esperado de la Edificación.

El desempeño esperado de la edificación describe un comportamiento sísmico que pueden considerarse satisfactorio para una edificación sometida a movimientos sísmicos de diferentes intensidades (ATC 40-1996). Se pueden definir múltiples niveles de desempeño en la estructura, de acuerdo al nivel de movimiento sísmico esperado. La elección del nivel de desempeño de la estructura dependerá de las características de ocupación del inmueble, importancia de la función de las instalaciones, las consideraciones económicas con los costos de reparación del inmueble y la importancia de la estructura en el ámbito histórico y cultural (SEAOC, 1995).

El desempeño de la estructura esta ligado a la definición de amenaza sísmica, la cual esta determinada en forma pirobalística y/o determinística. La propuesta del comité del



ATC-40, define tres niveles de amenaza correspondiente a movimientos sísmico identificados como:

Sismo de servicio (SS).- Este movimiento de terreno le corresponde un probabilidad del 50% de ser excedido en un periodo de 50 años o un periodo de retorno de 72 años, lo cual refiere a que puede ocurrir mas de una vez en la vida útil de la edificación. Corresponde a movimientos de baja a moderada intensidad. La magnitud se puede tomar como la mitad del sismo de diseño utilizado en los códigos actuales.

Sismo de Diseño (SD).- Este movimiento de terreno le corresponde un probabilidad del 10% de ser excedido en un periodo de 50 años o un periodo de retorno de 475 años. Corresponde a movimientos de entre moderada y severa magnitud, de ocurrencia poco frecuente. Este sismo como su nombre lo indica es el sismo de diseño utilizado en los códigos actuales para el diseño convencional de estructuras.

Sismo máximo (SM).- Este movimiento de terreno le corresponde un probabilidad del 5% de ser excedido en un periodo de 50 años o un periodo de retorno de 975 años. Corresponde al máximo movimiento de terreno que puede ser esperado en el lugar de la edificación. Este sismo corresponde al especificado generalmente para edificaciones esenciales y representa de 1.25 a 1.5 veces el sismo de diseño utilizado en los códigos actuales.

5.4 Evaluación del nivel de desempeño de la estructura.

Existen una gran variedad de métodos para la evaluación del desempeño sísmico de las edificaciones existentes. Entre los métodos inelásticos basados en el análisis completo de la respuesta de historia en el tiempo. Estos métodos suelen ser procedimientos complejos y poco prácticos para su uso general, por lo que se han desarrollado métodos de análisis no lineales simplificados, también llamados métodos de análisis estático no lineal, que constituyen una alternativa eficiente con mucho auge a los que se ha dedicado especial atención en los últimos años (ATC-40, 1996)



5.5 Método simplificado de análisis no lineal.

Existen diversos métodos de análisis estático no lineal para la evaluación de la respuesta en edificaciones existentes que permiten comparar la capacidad de la estructura con la demanda sísmica a la que va estar sujeta la estructura. Para la realización del presente trabajo se tomo en cuenta el procedimiento sugerido en el método del espectro de la capacidad-demanda, el cual permite estimar gráficamente el punto de desempeño sísmico de la edificación a través de la intersección de la grafica del espectro de capacidad con el espectro de demanda (ATC-40, 1996).

El método del espectro de capacidad-demanda se fundamenta en una representación aproximada de las características globales no lineales de la estructura, obtenida mediante el reemplazo del sistema no lineal por un sistema lineal equivalente usando como base procedimientos del análisis modal. (ATC-40, 1996; FEMA 273, 1997).

En términos generales, el método consiste en comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de la demanda sísmica para identificar el desplazamiento máximo o punto de desempeño de la estructura, donde la capacidad y la demanda se igualan, permitiendo estimar la respuesta máxima de la edificación, la cual servirá de base para compararla con el nivel de desempeño esperado en la estructura. Una vez determinado el punto de desempeño de la estructura asociado a la respuesta sísmica máxima, para el nivel de movimiento del terreno específico, se podrá decidir la aceptabilidad o la necesidad de reforzamiento en la estructura, en función del nivel de desempeño esperado para la edificación de acuerdo a los parámetros establecidos por la propuesta del comité del ATC-40 y/o FEMA 273.

5.6 Espectro de capacidad de la estructura.

A través de un análisis no lineal de carga estática monotónica incremental se obtiene la curva de capacidad (figura 24), la cual se representa a través de la grafica del cortante



basal (V_0), obtenido para varios incrementos del estado de carga lateral, respecto al desplazamiento lateral del último nivel de la edificación (Δ_n). La distribución de las cargas laterales debe de ser consistente con la distribución de fuerzas de inercia de entrepiso o con la forma de vibración del modo considerado. La línea trazada desde el origen de coordenadas hasta un punto de la curva definido por un desplazamiento (d) representa la rigidez efectiva o secante de la estructura asociada a dicho desplazamiento.

Usando las propiedades modales asociadas al modo fundamental de vibración es posible transformar la curva de capacidad a un nuevo formato ADRS (por sus siglas en inglés "Espectro de Respuesta Aceleración - Desplazamiento") donde se representa la aceleración espectral (S_a), respecto al desplazamiento espectral (S_d), denominado espectro de capacidad. Para esta conversión, cada punto (V_{0i} , Δ_{ni}) de la curva de capacidad corresponde a un punto (S_{ai} , S_{di}) del espectro de capacidad.

El procedimiento para la determinación del espectro de capacidad puede describirse de la siguiente manera (ver figura 23):

- 1.- Cálculo de la curva de capacidad mediante un análisis no lineal de carga monótonica incremental. Este puede elaborarse con un software de análisis no lineal, como el DRAIN-2DX.
- 2.- Estimación de las características dinámicas de la estructura, tales como: periodos de vibración (T_i), amplitud en el nivel n de la forma de vibración del modo fundamental ($\phi_{i,n}$), factores de participación modal asociado al primer modo (PF1) y el coeficiente de masa asociada al modo fundamental o primer modo de vibración (α_1). Estos valores pueden ser calculados realizando un análisis dinámico modal de la estructura.
- 3.- Determinación del espectro de capacidad mediante el uso de factores α_1 , y PF1. Las aceleraciones S_{ai} y los desplazamientos espectrales S_{di} se obtienen como:



$$Sd_i = \frac{D_i}{PF_i} \quad Sa_i = \frac{V_i}{\alpha_i Mg} \quad (1)$$

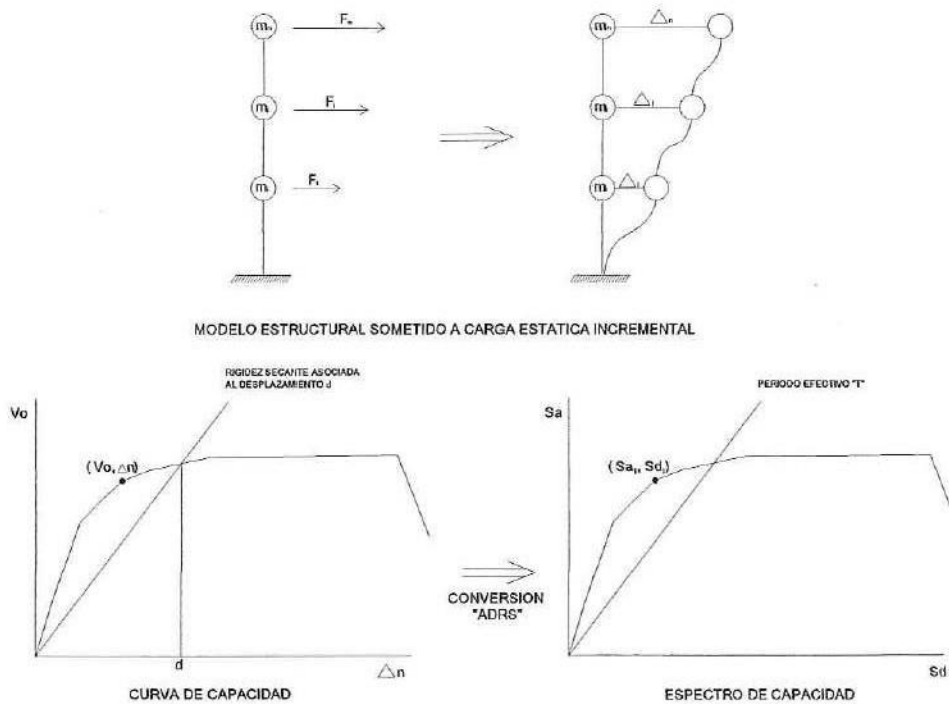


Figura 24. Procedimiento para obtener el Espectro de Capacidad.

5.7 Espectro de demanda.

La demanda sísmica representa la respuesta máxima de un grado de libertad, la cual se caracteriza usando el espectro de respuesta elástico de aceleración para un porcentaje de amortiguamiento del 5%. Para poder realizar la comparación de la demanda sísmica con la capacidad del sistema, es necesario transformar el espectro de respuesta en formato “ADRS”, es decir en aceleraciones espectrales (S_a), respecto a desplazamientos espectrales (S_d).

El espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta, respecto al correspondiente desplazamiento máximo, para un periodo y nivel de amortiguamiento dado. La ventaja de este formato es que la capacidad y la



demanda pueden superponerse en un mismo diagrama, determinando de manera gráfica el desempeño presente en la estructura. Como su nombre lo indica, en este diagrama se grafican las aceleraciones espectrales en el eje de las ordenadas y en el eje de las abscisas el desplazamiento espectral.

El espectro de respuesta deberá ser ajustado por un factor de amortiguamiento de acuerdo al nivel de deformaciones esperado. Cuando se presentan altos niveles de deformaciones se esperan importantes incrementos de en la capacidad de disipar energía por lo que se debe reducir la demanda sísmica en proporción al incremento de amortiguamiento efectivo. El porcentaje de amortiguamiento varía de acuerdo a las características de los diferentes sistemas estructurales (ver tabla 11) y el correspondiente valor de reducción de la respuesta elástica dependerá del porcentaje de amortiguamiento (ver tabla 12), los cuales deberán aplicarse de manera consistente para cada nivel de movimiento de terreno especificado según se el caso.

Sistema Estructural Principal	Elástico-lineal (Bajo nivel de deformación)	Posterior a la cedencia (Alto nivel de deformación)
Estructura metálica	3%	7%
Concreto Reforzado	5%	10%
Mampostería	7%	12%
Madera	10%	15%
Sistema Dual	Se podrá utilizar un promedio en proporción a la participación relativa de cada sistema.	Se podrá utilizar el sistema con mayor amortiguamiento

Tabla 11. Amortiguamiento para sistemas estructurales (Freeman et al. 1984)



Factor de amortiguamiento	Factor B _s (Rango de cortos periodos)	Factor B ₁ (Rango de periodos largos)
≤ 2%	0.80	0.80
5%	1.00	1.00
10%	1.30	1.20
20%	1.80	1.50
30%	2.30	1.70
40%	2.70	1.90
≥ 50%	3.00	2.00

Tabla 12. Factor de modificación de la respuesta elástica (FEMA, 273, 1996)

El procedimiento para construir el espectro de demanda es el siguiente:

1.- Se establece el espectro elástico inicial con el 5% de amortiguamiento, de acuerdo al nivel de movimiento esperado y al tipo de suelo del sitio. Este espectro es ajustado para el nivel de amortiguamiento compatible con las deformaciones esperadas (ver figura 25).

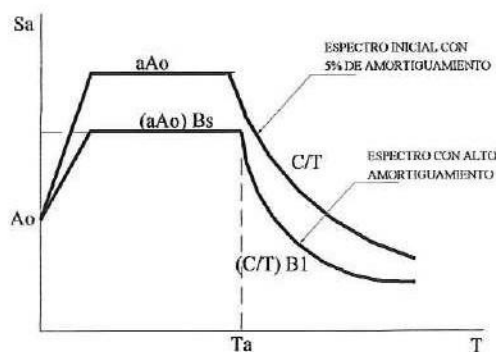


Figura 25. Espectro Elástica Inicial.



2.- Se realiza una reducción de demanda sísmica al espectro elástico inicial, de acuerdo a la ductilidad esperada del sistema estructural propuesto (ver figura 26).

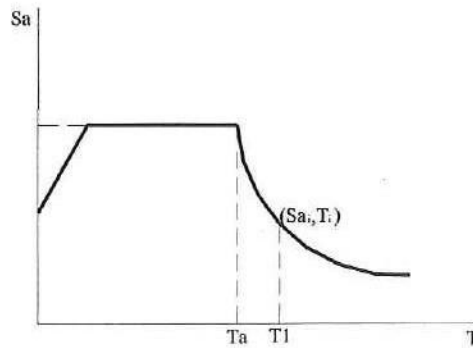


Figura 26. Espectro Elástica Reducido.

3.- Se realiza la transformación del espectro inicial reducido a formato “ADRS” (ver figura 27), es decir en aceleraciones espectrales (Sa), respecto a desplazamientos espectrales (Sd). Para la realización de la conversión, cada punto (Sa_i, T_i) del espectro reducido, corresponde un punto (Sa_i, Sd_i) del espectro de demanda, para un periodo T_i dado. El cálculo de los desplazamientos espectrales se puede realizar de la siguiente manera:

$$Sd_i = \frac{T_i^2}{4\pi^2} Sa \times g \tag{2}$$

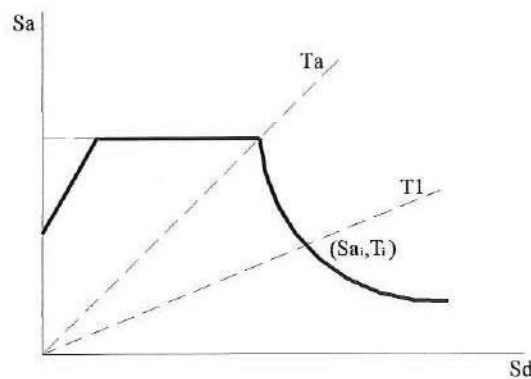


Figura 27. Espectro de Demanda.



5.8 Estimación de la respuesta sísmica máxima

Es necesaria la superposición de los espectros de demanda y capacidad, para determinar el punto de desempeño (A, d), en el punto de intersección de las curvas. Este punto de desempeño representa la respuesta estructural del sistema en el modo fundamental de vibración o el primer modo de la estructura en términos de la pseudo-aceleración y el pseudo-desplazamiento espectral asociado al máximo desplazamiento.

Se debe hacer notar que este método permite conocer la respuesta no lineal de la estructura para un movimiento determinado de forma aproximada. Se ha visto que aunque este es un método aproximado, para estructuras donde el modo fundamental de vibración es el que gobierna, los resultados suelen tener una muy buena aproximación, sobre todo si se incorpora una adecuada reducción de la demanda sísmica debido a la modificación del amortiguamiento del sistema.

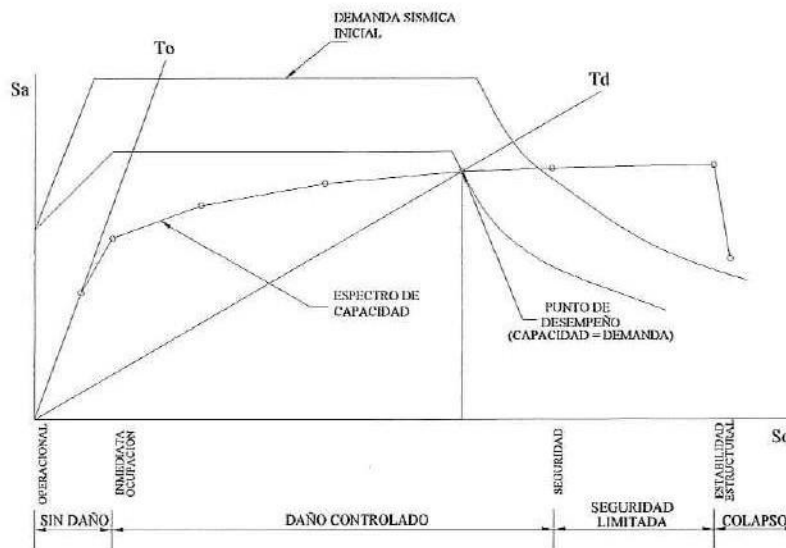


Figura 28. Espectro de Capacidad-Demanda (ATC-40, 1996).



5.9 Acciones de diseño accidental (sismo).

- Clasificación de la Edificación de acuerdo al uso: Grupo E (Educativo).
- Clasificación de la Edificación para diseño sísmico: Categoría III.
- Factor de modificación de respuesta:
 - $R = 8$ (Marcos rígidos de concreto resistentes a fuerzas laterales)
 - $R = 7$ (Sistema Dual, Marcos rígidos y muros de cortante de concreto)
- Factor de Importancia: $I = 1.25$
- Coeficiente Sísmico de respuesta: $C_{S_x} = 0.156$
 $C_{S_y} = 0.179$
- Periodo fundamental de la estructura: $T = 0.46$ seg.
- Clase de suelo: Tipo "D" (Suelo blando).
- Peso total de la edificación: $W = 6.80$ MN (693.40 Ton).
- Cortante Basal en la dirección "x" = $V_x = 1.06$ MN (108.17 Ton).
- Cortante Basal en la dirección "y" = $V_y = 1.22$ MN (124.12 Ton).

El espectro de diseño utilizado para la determinación de la fuerza de cortante basal es el que proporciona el IBC-2006 (ver figura 29), para una edificación ubicada en el sur de California, con tipo de suelo blando (Clasificación "D")

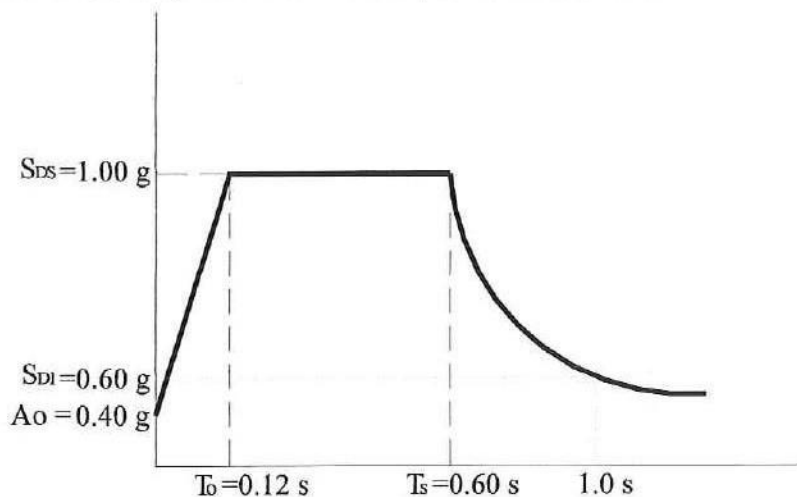


Figura 29. Espectro de respuesta de diseño.



5.10 Determinación del espectro de capacidad.

El marco rígido utilizado en el desarrollo de los procedimientos de análisis no-lineal, fue modelado de acuerdo con los requerimientos del programa DRAIN-2DX. Con la finalidad de tomar en cuenta la contribución de flexibilidad de la cimentación, ésta fue incluida en el modelo, considerando apoyos empotrados en la base.

La geometría del marco rígido está determinada por las dimensiones a ejes de los elementos que forman dicho marco. Los elementos estructurales del marco, vigas y columnas, se representan en el modelo mediante el empleo del elemento viga-columna (elemento 02) disponible en la librería de elementos con que cuenta DRAIN-2DX. Las propiedades geométricas y de resistencia son las determinadas por aplicación del procedimiento convencional de diseño, como se presentó en párrafos previos.

Las condiciones de carga aplicadas en el modelo corresponden al sistema de cargas gravitacionales sin factorizar en combinación con cargas laterales estáticas equivalentes normalizadas, estas últimas para el caso del análisis estático de carga monotónica. En la intensidad de estas cargas laterales se tomó en cuenta el efecto del incremento por rotación en planta de la losa de entrepiso debido al posible corrimiento del centro de masa en cada entrepiso, con relación a la localización del centro de torsión. Los efectos P-Delta son tomados en cuenta en el modelo recurriendo a la utilización de una columna ficticia en la que se aplican las cargas muertas de cada entrepiso, ligando los nodos de esta columna con el marco rígido a nivel de entrepiso, las propiedades de esta columna ficticia son tales que deberá permanecer dentro del rango de comportamiento elástico lineal, en la realización de los diferentes tipos de análisis. La masa en dirección del desplazamiento en el plano del marco rígido, se distribuyó en cada uno de los nodos a nivel de entrepiso, en función del área tributaria en cada una de las columnas.



5.11 Análisis de carga estática monotónica.

Se llevó a cabo el diseño del análisis no lineal de la carga estática monotónica utilizando el programa DRAIN-2DX, el cual grafica el desplazamiento lateral a nivel de la azotea a un incremento de cargas laterales normalizadas. En la figura 30 se muestra la curva de capacidad obtenida para los marcos longitudinales utilizando el procedimiento de carga estática monotónica incremental.

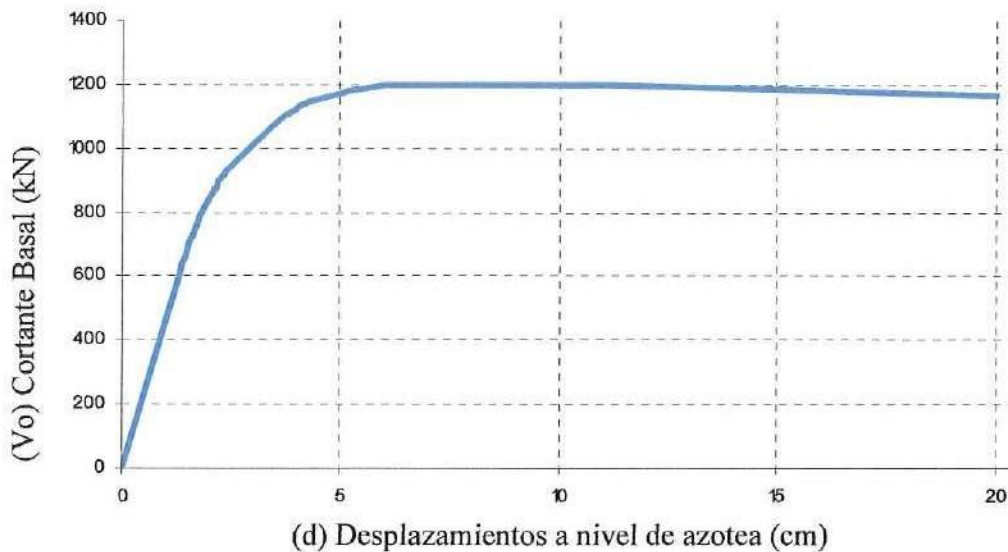


Figura 30. Curva de capacidad de marcos longitudinales.

5.12 Espectro de capacidad.

Se realiza la transformación de la curva de capacidad de la estructura a formato ADRS, es decir espectro de respuesta aceleración-desplazamiento, aplicando las formulas (1) y con los datos de las propiedades modales de la estructura. Las propiedades modales se obtuvieron a través de un análisis modal dinámico, con la ayuda del programa SAP 2000.

Propiedades Modales:

$$\alpha_1 = 0.91$$

$$PF_1 = 2.51 \text{ kN-s}^2$$

$$M = 2.83 \text{ kN-m/s}^2$$

$$g = 1027.77 \text{ kN-m/s}^2$$

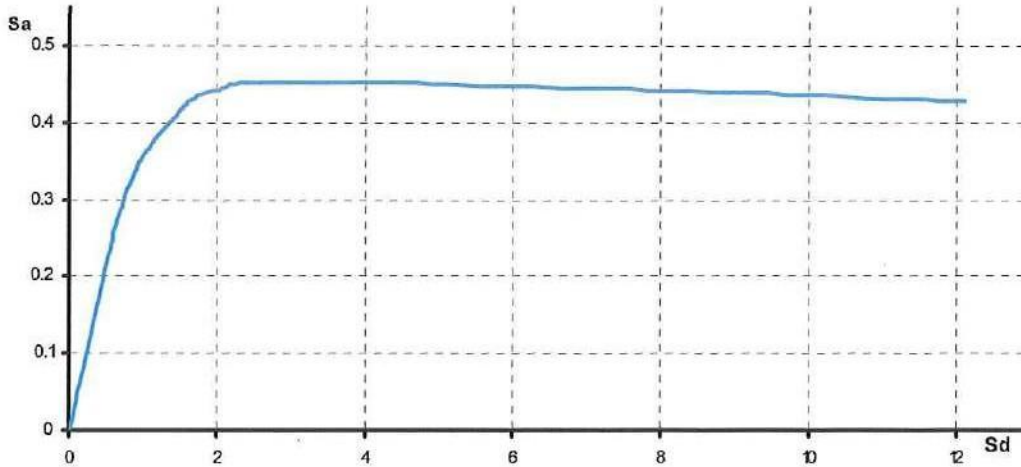


Figura 31. Espectro de capacidad.

5.13 Determinación del espectro de demanda

Para la determinación del espectro de respuesta se utilizó el espectro de diseño que se utilizó para la realización del diseño convencional del edificio, el cual se presentó en la figura 29. El espectro de diseño es para una edificación en el sur de California con tipo de suelo “D” y un amortiguamiento del 5%. Este espectro de diseño se ajustará en relación al amortiguamiento esperado de en las tablas 11 y 12 y se reducirá de acuerdo a la ductilidad de la estructura.

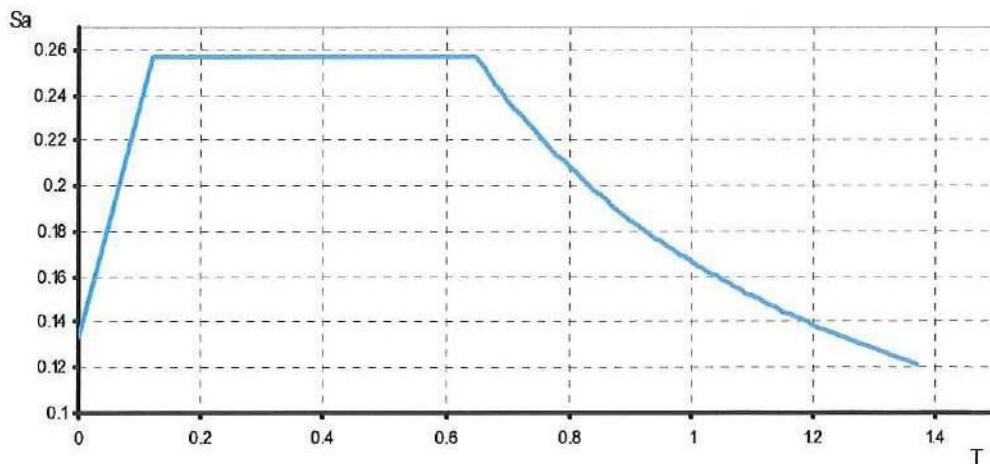


Figura 32. Espectro Elástico Reducido.



5.14 Espectro de demanda

El espectro elástico reducido se transforma en formato ADRS, es decir espectro de respuesta aceleración-desplazamiento, aplicando la formula (2).

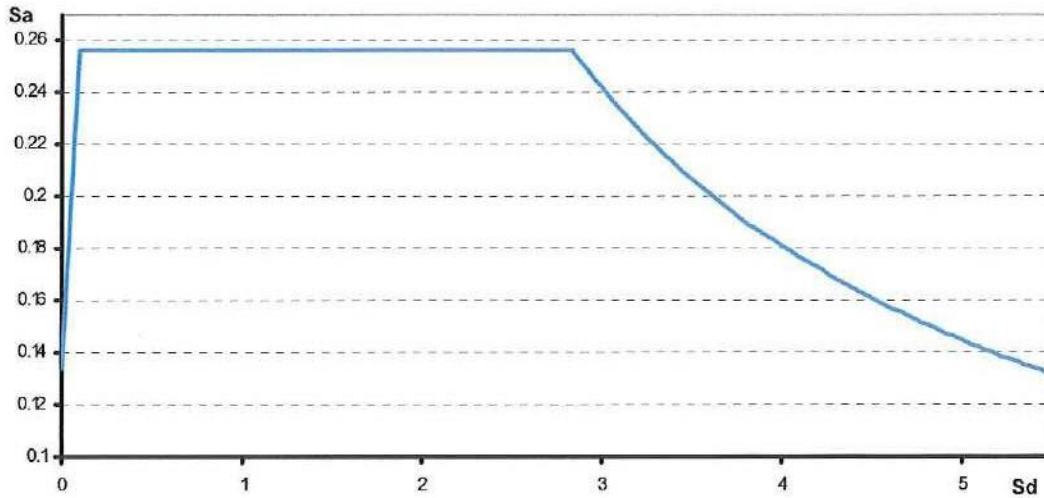


Figura 33. Espectro de Demanda.



5.15 Determinación del espectro de capacidad-demanda

El punto de desempeño de la estructura, se encuentra sobreponiendo la curva del espectro de capacidad con la curva de demanda reducida de la estructura y el punto de intersección es el punto de desempeño. El cual se compara con el nivel de desempeño esperado.

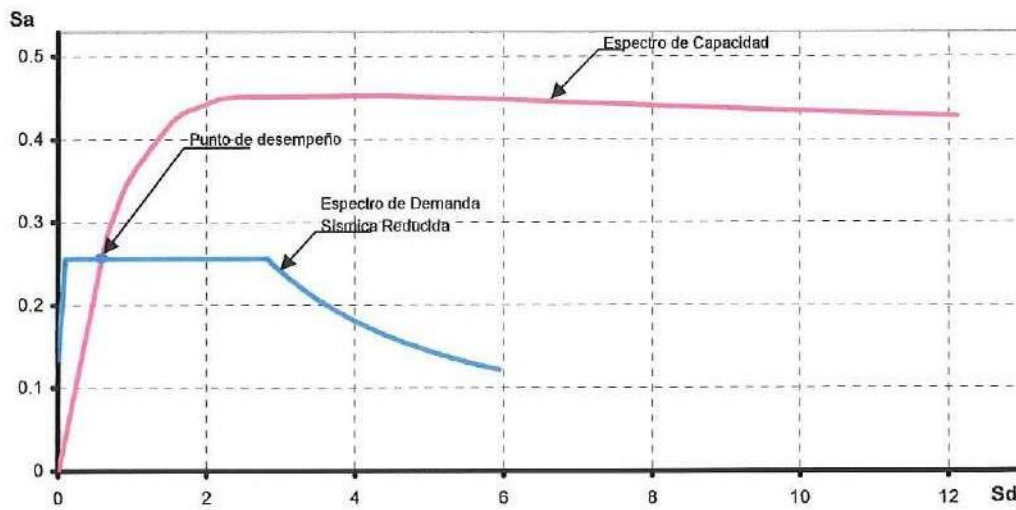


Figura 34. Espectro de Capacidad-Demanda.



Capítulo 6

Conclusiones y Recomendaciones



6.1 Conclusiones.

Se diseñó el edificio de 3 niveles de concreto reforzado, aplicando los procedimientos de análisis y diseño como lo especifican los códigos de diseño utilizados y se llevó a cabo la evaluación de la respuesta tomando en cuenta el comportamiento no-lineal de la estructura bajo condiciones de carga estática monotónica y de movimiento en la base, mediante la utilización de registros de sismos escalados a nivel de sismo de diseño y sismo máximo considerado, además utilizando el procedimiento descrito en el ATC-40, se determinó gráficamente el desempeño estructural del edificio. De los resultados obtenidos, se desprenden las siguientes conclusiones:

En la reglamentación del código de diseño del ACI-318-02, se hace una notable reducción en los factores de sobrecarga, lo que resulta en secciones más esbeltas, pero a su vez se aseguran de provocar la falla dúctil en los elementos, disminuyendo los porcentajes máximos de acero, en elementos a flexión. Además se pudo notar, que en edificios de poca altura, muchas veces prevalecen los requerimientos mínimos especificados en los códigos de diseño, sobre los requerimientos de esfuerzos en los elementos, como fue el caso de las columnas, en las que la condición de columna fuerte viga débil, prevaleció en el diseño de las columnas, sobre el requisito de resistencia.

De los resultados del análisis bajo condiciones de carga estática monotónica se determina que la estructura diseñada presenta un buen nivel de resistencia, tomando como base el factor de sobre resistencia de $\Omega = 3.27$, es decir, la relación de la resistencia máxima, con la resistencia de diseño de la estructura; además en términos generales, no se presentan condiciones de inestabilidad de piso débil en la formación de articulaciones plásticas, las cuales se concentran principalmente en las vigas y no en las columnas.

De la evaluación de los resultados del análisis dinámico (historia en el tiempo) se determina que los registros de sismos utilizados conducen a un buen comportamiento de la estructura diseñada, ya que los valores de rotación de entrepiso están por debajo del 2% para el caso de los registros a nivel de diseño, indicando un bajo nivel de desarrollo



de rotaciones plásticas y para el caso de los registros a nivel de sismo máximo considerado, los valores de rotación de entrepiso están por debajo del 2.5%.

En el cuanto al desempeño estructural del edificio se presenta la metodología para la evaluación del desempeño de las estructuras y se presentó el ejemplo de una estructura diseñada por el método convencional utilizando las especificaciones de los reglamentos vigentes para el sur del estado de California en Estados Unidos. Se puede observar que para esta estructura, el Espectro de Capacidad es mayor que el Espectro de Demanda y el punto de desempeño se encuentra en el nivel de inmediata ocupación, para el sismo de diseño. La estructura se diseñó de acuerdo a los requerimientos mínimos establecidos en el reglamento para construcciones de concreto (ACI 318-02), por lo que, aun cuando se aprecia que la estructura tiene un punto de desempeño aceptable y se pudiera reducir la capacidad de esta, no se recomienda que se realice la disminución de resistencia por estar diseñada con los requisitos mínimos para estructuras sismo-resistentes.

6.2 Recomendaciones.

En el presente trabajo se realizó el diseño convencional de la estructura, y de acuerdo a los alcances establecidos al inicio del trabajo, se realizó un análisis dinámico no lineal de la historia en el tiempo, un análisis no lineal estático y la determinación del desempeño de la estructura, en los marcos del sentido longitudinal, donde la estructuración es a base de marcos rígidos de concreto reforzado. Para el sentido transversal, donde se encuentra el sistema dual, de muros de cortante y marcos rígidos no se analizó, por lo que se recomienda continuarr con este análisis, para complementar la información presentada en este trabajo y tener la información global de la estructura.



LISTA DE ANEXOS

ANEXO A: ANÁLISIS DE FUERZAS ESTÁTICAS LATERALES DE ACUERDO AL ASCE 7-02.

ANEXO B: DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO SUJETOS A FLEXIÓN DE ACUERDO AL ACI 319-02.

ANEXO C: DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO DE ACUERDO AL ACI 318-02.

ANEXO D: ARCHIVO DE DRAIN2DX DEL MARCO RÍGIDO EN EL SENTIDO LONGITUDINAL PARA EL CÁLCULO DEL ANÁLISIS PUSHOVER.

ANEXO E: ARCHIVO DE DRAIN2DX DEL MARCO RÍGIDO EN EL SENTIDO LONGITUDINAL PARA EL CÁLCULO DEL ANÁLISIS HISTORIA EN EL TIEMPO.



ANEXO A: ANÁLISIS DE FUERZAS ESTÁTICAS LATERALES DE ACUERDO AL ASCE 7-02.

Datos:

Edificación del grupo sísmico II.

Clase de suelo tipo "D" Suelo Blando"

categoría de diseño sísmico D

El periodo de la estructura calculado con ayuda del programa de análisis estructural SAP 2000 V.8 es igual a 0.476 seg

$C_t=0.02$ para marcos rígidos de concreto (Marcos Sentido X)

$\alpha = 0.75$ para marcos rígidos de concreto (Marcos Sentido X)

Altura del edificio 9.75 m o 32 ft

área total por entrepiso: 328.05 m²

El peso total del Edificio será igual a:

$W_t = 671.24$ Ton

De acuerdo a la sección 9.5.5.2 del SEI/ASCE 7-02 el cortante basal se calcula con la siguiente formula:

$$V = C_s W \quad (\text{Eq. 9.5.5.2-1})$$

C_s = Coeficiente sísmico de respuesta.

W = El total de la carga muerta de la estructura.

El coeficiente sísmico de respuesta se calcula de acuerdo a la sección 9.5.5.2.1 del SEI/ASCE 7-02, con la siguiente formula:



$$C_s = \frac{S_{DS}}{R/I} \quad (\text{Eq. 9.5.5.2.1-1})$$

S_{DS} = Respuesta espectral de aceleración de diseño para un rango de periodos cortos.

R = Factor de modificación de respuesta

I = Factor de Importancia de ocupación.

Los parámetros de la respuesta espectral de aceleración de diseño se obtienen de acuerdo a la sección 9.4.1.2.5. del SEI/ASCE 7-02.

$$S_{DS} = (2/3) S_{MS} \quad (\text{Eq. 9.4.1.2.5-1})$$

$$S_{DI} = (2/3) S_{MI} \quad (\text{Eq. 9.4.1.2.5-2})$$

S_{MS} = El máximo espectro de respuesta de aceleración para un rango de periodos cortos.

S_{MI} = El máximo espectro de respuesta de aceleración para un rango de periodos de 1 seg.

Los parámetros de espectros de respuesta de aceleración máximos se obtienen de la sección 9.4.1.2.4 SEI/ASCE 7-02.

$$S_{MS} = F_a S_s \quad (\text{Eq. 9.4.1.2.4-1})$$

$$S_{MI} = F_v S_1 \quad (\text{Eq. 9.4.1.2.4-2})$$

S_1 = El espectro de respuesta de aceleración para el máximo sismo esperado, para periodo de 1 seg. Para Estructuras regulares de 5 niveles o menos, con periodo de 0.5 seg o menos, se permite utilizar $S_1 = 0.60 \text{ g}$.



S_S = El espectro de respuesta de aceleración para el máximo sismo esperado, para periodos cortos. Para Estructuras regulares de 5 niveles o menos, con periodo de 0.5 seg o menos, se permite utilizar $S_M = 1.50$ g.

F_a = De acuerdo a la tabla 9.4.1.2.4a, para valores de S_s mayores de 1.25 y un sitio clase D el valor de $F_a = 1.00$

F_v = De acuerdo a la tabla 9.4.1.2.4b, para valores de S_1 mayores de 0.5 y un sitio clase D el valor de $F_v = 1.50$

Por lo tanto aplicando las ecuaciones 9.4.1.2.4-1 y 9.4.1.2.4.-2

$$S_{MS} = (1.00)(1.50) = 1.50 \text{ g}$$

$$S_{MS} = (1.50)(0.60) = 0.90 \text{ g}$$

De las ecuaciones 9.4.1.2.5-1 y 9.4.1.2.5-2, tenemos:

$$S_{DS} = (2/3) (1.50) = 1.00 \text{ g}$$

$$S_{DI} = (2/3) (0.90) = 0.60 \text{ g}$$

Calculamos el coeficiente de respuesta sísmica para las dos direcciones principales de la estructura, ya que tiene diferentes características estructurales en las dos direcciones.

dirección X:

De la tabla 9.5.2.2 el coeficiente de modificación de respuesta $R = 8$ por estar estructurado con marcos rígidos de concreto resistente a fuerzas laterales.



De la tabla 9.1.4 el factor de Importancia $I = 1.25$ por estar en el grupo sísmico II

Por lo que el coeficiente de respuesta sísmica para la dirección "X" será:

$$C_{sX} = \frac{S_{DS}}{R_X / I}$$

$$C_{sX} = \frac{1.00}{(8)(1.25)}$$

$$C_{sX} = 0.156$$

dirección Y:

De la tabla 9.5.2.2 el coeficiente de modificación de respuesta $R = 7$ por estar estructurado con muros de cortante y marcos rígidos de concreto capaces de resistir al menos del 25% de las fuerzas laterales de diseño.

De la tabla 9.1.4 el factor de Importancia $I = 1.25$ por estar en el grupo sísmico II

Por lo que el coeficiente de respuestas sísmica para la dirección Y será:

$$C_{sY} = \frac{S_{DS}}{R_Y / I}$$

$$C_{sY} = \frac{1.00}{(7/1.25)}$$

$$C_{sY} = 0.179$$



Además el coeficiente de respuesta sísmica no deberá ser mayor que la siguiente expresión

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T(R/I)} \quad (\text{Eq. 9.5.5.2.1-2})$$

Ni menor que la siguiente expresión:

$$C_s = 0.044 S_{DS} I$$

S_{D1} = Respuesta espectral de aceleración de diseño para periodos de 1 seg.

T = Periodo fundamental de la estructura en Seg.

S_{MI} = El máximo espectro de respuesta de aceleración para un rango de periodos de 1 seg.

** Determinación del periodo fundamental de la estructura T :*

La determinación del periodo fundamental de la estructura se determino utilizando el programa de análisis estructural a base de elementos finitos SAP2000 V8.

Para la dirección "X" el periodo fundamental es 0.46 Seg y para la dirección "Y" el periodo fundamental es 0.186 Seg

De acuerdo a la sección 9.5.5.3 del SEI/ASCE 7-02 el periodo de la estructura calculado mediante análisis estructural no debe exceder el producto del coeficiente C_u por el periodo fundamental aproximado.

El periodo fundamental aproximado se calcula de acuerdo a la sección 9.5.5.3.2 del SEI/ASCE 7-02.

$$T_a = C_t h^n \quad (\text{Eq. 9.5.5.3.2-1})$$



Donde:

h_n = La altura desde la base hasta el nivel superior en ft.

C_t = Coeficiente que depende del tipo de estructuración.

x = Parámetro que depende del tipo de estructuración.

- Dirección X

Para el sentido "X" estructurado a base de marcos rígidos resistentes a fuerzas laterales, de la tabla 9.5.5.3.2 del SEI/ASCE 7-02, encontramos el valor de los parámetros C_t y x .

$$C_t = 0.016$$

$$x = 0.9$$

Por lo que el valor del periodo aproximado de la estructura en la dirección "X" es:

$$T_{aY} = (0.016)(32 \text{ ft})^{0.9}$$

$$T_{aY} = 0.36 \text{ seg}$$

- Dirección Y

Para el sentido "Y" estructurado a base de sistema Dual con muros de cortante y marcos rígidos de concreto reforzado, de la tabla 9.5.5.3.2 del SEI/ASCE 7-02, encontramos el valor de los parámetros C_t y x .

$$C_t = 0.02$$

$$x = 0.75$$

Por lo que el valor del periodo aproximado de la estructura en la dirección "Y" es:

$$T_{aX} = (0.02)(32 \text{ ft})^{0.75}$$

$$T_{aX} = 0.27 \text{ seg}$$



De la tabla 9.5.5.3.1 del SEI/ASCE 7-02, en relación a $S_{DI} > 0.4$ el coeficiente C_u es igual a 1.4.

Por lo que el limite para el periodo de la estructura en la dirección "X" es:

$$0.36 \times 1.4 = 0.504$$

Como el periodo calculado no es mayor que el limite marcado, se tomara el periodo fundamental de la estructura en el sentido "x" como $T_X = 0.46$ Seg

Por lo que el limite para el periodo de la estructura en la dirección "Y" es:

$$0.27 \times 1.4 = 0.378$$

Como el periodo calculado no es mayor que el limite marcado, se tomara el periodo fundamental de la estructura en el sentido "Y" como $T_Y = 0.186$ Seg

Revisión del limite superior del coeficiente de respuesta sísmica:

Para la dirección X:

$$C_{sX} = \frac{S_{DI}}{T_X(R_X/1)}$$

$$C_{sX} = \frac{0.6}{0.46 (8/1.25)}$$

$$C_{sX} = 0.204$$

Como el coeficiente calculado es menor al limite superior establecido en la sección 9.5.5.2.1 del SEI/ASCE 7-02, el valor de $C_{sX} = 0.156$ es correcto.



Para la dirección Y:

$$C_{sY} = \frac{S_{DI}}{T_Y (R_Y / I)}$$

$$C_{sY} = \frac{0.6}{0.186 (7/1.25)}$$

$$C_{sY} = 0.576$$

Como el coeficiente calculado es menor al limite superior establecido en la sección 9.5.5.2.1 del SEI/ASCE 7-02, el valor de $C_{sY} = 0.179$ es correcto.

Revisión del limite inferior del coeficiente de respuesta sísmica:

$$C_s = 0.044 S_{DS} I$$

$$C_s = (0.044) (1.00) (1.25)$$

$$C_s = 0.055$$

Como los coeficientes calculados con la ecuación 9.5.5.2.1-1 en ambas direcciones son mayores, se tomaran estos resultados para el calculo del cortante basal.

$$C_{sX} = 0.156$$

$$C_{sY} = 0.179$$



$$\Sigma Wx_i h x^k_i$$

$$(225)(9.75) + (223.12) (6.60) + (223.12)(3.30)$$

$$\Sigma Wx_i h x^k_i = 4402.74 \text{ Ton-m}$$

Azotea

$$C_{vx} = \frac{(225) (9.75)}{4402.74}$$

$$C_{vx} = 0.50$$

$$F_x = C_{vx} V$$

$$F_x = (0.50) (104.71 \text{ Ton}) =$$

$$F_x = 52.35 \text{ Ton}$$

2do. Nivel

$$C_{vx} = \frac{(223.12) (6.60)}{4402.74}$$

$$C_{vx} = 0.33$$

$$F_x = C_{vx} V$$

$$F_x = (0.33) (104.71 \text{ Ton}) =$$

$$F_x = 34.55 \text{ Ton}$$

1er. Nivel

$$C_{vx} = \frac{(223.12) (3.30)}{4402.74}$$

$$C_{vx} = 0.17$$



* *Determinación del Cortante Basal :*

En la dirección "X"

$$V_X = C_{SX} W$$

$$V_X = (0.156)(671.24 \text{ Ton})$$

$$V_X = 104.71 \text{ Ton}$$

En la dirección "Y"

$$V_Y = C_{SY} W$$

$$V_Y = (0.179)(671.24 \text{ Ton})$$

$$V_Y = 120.15 \text{ Ton}$$

La distribución vertical de la fuerza cortante sísmica en la Base, de acuerdo con la sección 9.5.5.4 del SEI/ASCE 7-02, es la siguiente:

Para la dirección X

$$F_x = C_{vx} V$$

Donde:

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum W_x h_x^k}$$

Se toma el valor de $K = 1$ por ser el periodo menor a 0.5 seg



$$F_x = C_{vx} V$$

$$F_x = (0.17) (104.71 \text{ Ton}) =$$

$$F_x = 17.80 \text{ Ton}$$

Para la dirección Y

$$F_x = C_{vy} V$$

Donde:

$$C_{vy} = \frac{W_y h_y^k}{\sum W_{yi} h_y^{k_i}}$$

El valor de $K = 1$ por ser el periodo menor a 0.5 seg

$$\sum W_{yi} h_y^{k_i}$$

$$(225)(9.75) + (223.12)(6.60) + (223.12)(3.30)$$

$$\sum W_{yi} h_y^{k_i} = 4402.74 \text{ Ton-m}$$

Azotea

$$C_{vy} = \frac{(225)(9.75)}{4402.74}$$

$$C_{vy} = 0.50$$

$$F_y = C_{vy} V$$

$$F_y = (0.50) (120.15 \text{ Ton}) =$$

$$F_y = 60.08 \text{ Ton}$$



2do. Nivel

$$C_{vy} = \frac{(223.12) (6.60)}{4402.74}$$

$$C_{vy} = 0.33$$

$$F_y = C_{vy} V$$

$$F_y = (0.33) (120.15 \text{ Ton}) =$$

$$F_y = \mathbf{39.65 \text{ Ton}}$$

1er. Nivel

$$C_{vy} = \frac{(223.12) (3.30)}{4402.74}$$

$$C_{vy} = 0.17$$

$$F_y = C_{vy} V$$

$$F_y = (0.17) (120.15 \text{ Ton}) =$$

$$F_y = \mathbf{20.43 \text{ Ton}}$$

Estas fuerzas se aplicaran en el centro de masas del edificio mas una excentricidad accidental del 5% de la dimensión mas larga en cada dirección.



ANEXO B: DISEÑO DE ELEMENTOS DE CONCRETO SUJETOS A FLEXIÓN DE ACUERDO AL ACI 319-02

Trabe : Trabe X-3.24

Seccion propuesta:

Momento y cortante factorizados

h= 50 cm
r= 2.5 cm
d= 47.5 cm
b= 25 cm

Combinacion: DCON2
Mu= 28552.65 kg-m

Propiedades de los materiales:

fy = 4200 kg / cm²
fc= 250 kg / cm²

Calculo del area de acero.

$$As = \frac{Mu}{fy (d-a/2)}$$

Donde:

As : Area de acero

fy : Limite de fluencia del acero

d: Peralte efectivo de la pza.

Se propone una distancia "a" para calculo del area de acero.

a= 4.82 cm (propuesta)

$$As = \frac{2855265}{[4200] [1] [48-4.82 / 2]} \rightarrow As= \underline{16.75 \text{ cm}^2}$$

Con el area de acero obtenida, se calcula "a"



$$a = \frac{A_s f_y}{f_c b}$$

Donde:

A_s : Area de acero

f_y : Limite de fluencia del acero

b : Ancho de la pieza

f_c = Resistencia del concreto

$$a = \frac{[16.8] [4200]}{[250] [0.9] [25]}$$

$$a = \underline{16.56 \text{ cm}}$$

Proponer un nuevo valor de a

Revision de la deformacion unitaria del acero.

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

$$c = \frac{16.56}{0.85}$$

$$c = 19.48$$

La Relacion c/d es igual a:

$$\frac{19.48}{47.50} = 0.41$$

Como la relacion c/d es menor que 0.375, el valor de ϕ se toma igual a 0.90
valor de la deformacion unitaria del acero.

Calculo de area de acero minimo

$$A_s = \frac{14.5 bd}{f_y}$$

$$A_s = \frac{[14.5][25][47.5]}{4200}$$

$$A_s = \underline{4.10 \text{ cm}^2}$$



Revisión del área de acero máxima

$$A_s \text{ max} = 0.85 \beta \times \frac{f_c}{f_y} \times \frac{0.003}{0.003 + C_t} \times b \times d$$

$$A_s \text{ max} = 21.89 \text{ cm}^2 \quad \text{O.K.}$$

Por lo tanto el area de acero sera igual a : 16.75 cm²

Numero de varillas

Utilizando varilla de: 3/4

$$\# \text{ Vrs.} = \frac{A_s}{A_{vr.}}$$

$$A_{vr.} = \underline{2.85 \text{ cm}^2}$$

$$\# \text{ Vrs.} = \frac{16.75}{2.85} \longrightarrow$$

$$\# \text{ Vrs.} = \underline{6 \text{ vrs}}$$

Por lo tanto la trabe se encontrara armada con 6 Vr #6



ANEXO C: DISEÑO DE COLUMNAS DE CONCRETO DE ACUERDO AL ACI 318-02.

Cargas totales de entrepiso:

Carga Viva Azotea: 32.8 Ton

Carga viva Entrepiso: I 164.96 Ton

Carga Muerta: 693.40 Ton

Cortante de entrepiso: 108.17 Ton

Desplazamiento relativo de entrepiso: 4.27 cm

Altura libre de la columna: 265 cm

Load case	Fuerza axial (Ton)	Mom. Flexionantes	
		Arriba	Abajo
Muerta	-75.21	3.23	-1.85
Viva	-21.95	1.29	-0.67
Sismo X (→)	24.28	16.75	-20.06
Sismo X (←)	-24.28	-16.75	20.06
Sismo Y (↑)	0.37	-0.04	0.04
Sismo Y (↓)	-0.37	0.04	-0.04
Sismo X (→)	24.39	16.762	-20.072
Sismo X (←)	-24.39	-16.762	20.072
Sismo Y (↑)	7.654	-5.065	6.058
Sismo Y (↓)	-7.654	5.065	-6.058

Combinación				M ₁	M ₂	M _{1ns}	M _{2ns}	M _{1s}	M _{2s}
1.4D	-105.294	4.522	-2.59	-2.59	4.522	-2.59	4.522	-	-
1.2D+1.6L	-125.372	5.94	-3.292	-3.292	5.94	-3.292	5.94	-	-
1.4D+L+E _X	-102.853	22.574	-23.332	22.574	-23.33	5.812	-3.26	16.762	-20.07
1.4D+L-E _X	-151.635	-10.95	16.812	-10.95	16.812	5.812	-3.26	-16.76	20.072
1.4D+L+E _Y	-119.59	0.747	2.798	0.747	2.798	5.812	-3.26	-5.065	6.058
1.4D+L-E _Y	-134.898	10.877	-9.318	-9.318	10.877	-3.26	5.812	-6.058	5.065
.7D+E _X	-28.256	19.023	-21.367	19.023	-21.37	2.261	-1.295	16.762	-20.07
.7D-E _X	-77.038	-14.501	18.777	-14.50	18.777	2.261	-1.295	-16.76	20.072
.7D+E _Y	-44.993	-2.804	4.763	-2.804	4.763	2.261	-1.295	-5.065	6.058
.7D-E _Y	-60.301	7.326	-7.353	7.326	-7.353	2.261	-1.295	5.065	-6.058



Revisión del índice de Estabilidad.

$$Q = \frac{\Sigma P_U \Delta_0}{V_U I_C}$$

$$Q = \frac{1135.72 \times 4.27}{108.17 \times 265}$$

$$Q = 0.169$$

Como el índice de estabilidad es mayor que 0.05, se deberá efectuar un análisis como marco no contraventado

Revisión de los efectos de esbeltez.

Vigas "a": b= 25 cm h = 55 cm L = 648 cm	Vigas "b": b= 25 cm h = 55 cm L = 648 cm	Vigas "c": b= 30 cm h = 90 cm L = 648 cm	Vigas "d": b= 30 cm h = 90 cm L = 648 cm
---	---	---	---

Columna "a": b= 35 cm h = 65 cm L = 330 cm	Columna "b": b= 35 cm h = 65 cm L = 330 cm	Columna "c": b= 35 cm h = 65 cm L = 220 cm
---	---	---

Rigidez relativa del nodo "a":

$$I_{col_{sup}} = 0.7 \left(\frac{35 \times 65^3}{12} \right) = 560692.71 \text{ cm}^4$$

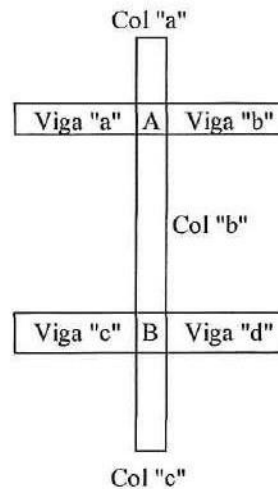
$$I_{col_{inf}} = 0.7 \left(\frac{35 \times 65^3}{12} \right) = 560692.71 \text{ cm}^4$$

$$I_{viga_{izq}} = 0.35 \left(\frac{25 \times 55^3}{12} \right) = 121315.10 \text{ cm}^4$$

$$I_{viga_{der}} = 0.35 \left(\frac{25 \times 55^3}{12} \right) = 121315.10 \text{ cm}^4$$

$$y_A = \frac{\Sigma I_{col} / L}{\Sigma I_{vigas} / L}$$

$$y_A = \frac{3398.14}{374.43}$$





$$y_A = 9.08$$

Rigidez relativa del nodo "b":

$$I_{col_{sup}} = 0.7 \left(\frac{35 \times 65^3}{12} \right) = 560692.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{col_{inf}} = 0.7 \left(\frac{35 \times 65^3}{12} \right) = 560692.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{viga_{izq}} = 0.35 \left(\frac{30 \times 90^3}{12} \right) = 637875.00 \text{ cm}^4$$

$$I_{viga_{der}} = 0.35 \left(\frac{30 \times 90^3}{12} \right) = 637875.00 \text{ cm}^4$$

$$y_B = \frac{\sum I_{col} / L}{\sum I_{vigas} / L}$$

$$y_B = \frac{4247.7}{1968.75}$$

$$y_B = 2.16$$

De acuerdo a la sección 10.12.1 del ACI-318-02 tenemos que el factor de fijación para marcos no contraventeados es:

Para $y_m < 2$

Para $y_m > 2$

$$k = \frac{20 - y_m}{20} \sqrt{1 + y_m}$$

$$k = 0.90 \sqrt{1 + y_m}$$

Donde y_m es el promedio de los valores de y en ambos extremos.

$$y_m = \frac{9.08 + 2.16}{2} = 5.6$$

$$k = 2.32$$

Razon de esbletez:

$$\frac{kL_u}{r} = \frac{2.32 \times 265}{18.76} = 32.7$$



Como la razón de esbeltez es mayor que el límite de 22, se deberán tomar en cuenta los efectos de esbeltez.

Combinación	Σpu (Ton)	Δ_o	V_u	Q	d_s	M_{2ns}	M_{2s}	M_2
1.4D	970.76	-	-	-	-	4.522	-	4.522
1.2D+1.6L+0.5Lr	1112.42	-	-	-	-	5.940	-	5.940
1.4D+L+E _X	1135.72	4.27	108.17	0.1724	1.2082	-3.260	-20.072	-27.512
1.4D+L-E _X	1135.72	4.27	108.17	0.1724	1.2082	-3.260	20.072	20.992
1.4D+L+E _Y	1135.72	4.27	108.17	0.1724	1.2082	-3.260	6.058	4.060
1.4D+L-E _Y	1135.72	4.27	108.17	0.1724	1.2082	5.812	5.065	11.932
.7D+E _X	485.38	4.27	108.17	0.0737	1.0795	-1.295	-20.072	-22.963
.7D-E _X	485.38	4.27	108.17	0.0737	1.0795	-1.295	20.072	20.373
.7D+E _Y	485.38	4.27	108.17	0.0737	1.0795	-1.295	6.058	5.245
.7D-E _Y	485.38	4.27	108.17	0.0737	1.0795	-1.295	-6.058	-7.835

Del analisis de relacion de esfuerzos determinamos la siguiente tabla:

Combinación	Pu	Mu	c	c_r	\emptyset	$\emptyset P_n$	$\emptyset M_n$	Status
1.4D	-105.29	4.522	23.943	-0.00451786	0.86	105.29	55.87	O.K.
1.2D+1.6L+0.5Lr	-125.37	5.940	28.445	-0.00332795	0.76	125.37	51.87	O.K.
1.4D+L+E _X	-102.85	-27.512	23.457	-0.00467365	0.87	102.85	56.31	O.K.
1.4D+L-E _X	-151.64	20.992	35.103	-0.00212783	0.66	151.64	45.99	O.K.
1.4D+L+E _Y	-119.59	4.060	27.287	-0.00359657	0.78	119.59	53.01	O.K.
1.4D+L-E _Y	-134.90	11.932	30.532	-0.00289541	0.72	134.90	49.89	O.K.
.7D+E _X	-28.26	-22.963	14.51	-0.00940904	0.90	28.26	47.09	O.K.
.7D-E _X	-77.04	20.373	20.25	-0.0058874	0.90	77.04	55.02	O.K.
.7D+E _Y	-44.99	5.245	16.31	-0.00803803	0.90	44.99	50.24	O.K.
.7D-E _Y	-60.30	-7.835	18.31	-0.006833	0.90	60.30	52.80	O.K.

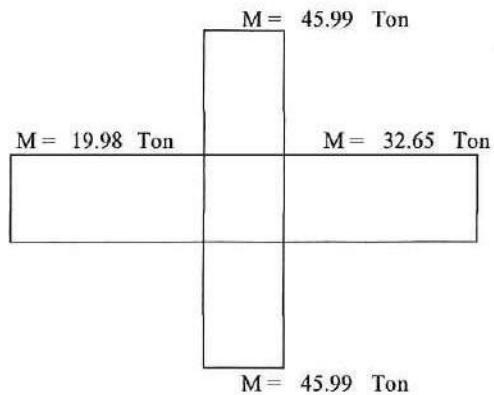


*Revisión de especificaciones para miembros a flexocompresión de marcos especiales de acuerdo a la sección 21.4 del ACI-318-02

-El porcentaje de acero deberá ser mayor de 1% y menor del 6% (21.4.3.1)

$r_g\% = 1.77\%$ El área de acero es correcta

-El momento resistente de la columna, respecto momento resistente de las vigas en la dirección transversal



$$\Sigma M_C \geq (6/5) \Sigma M_g$$

$$\Sigma M_C = 45.99 + 45.99 = 91.99 \text{ Ton-m}$$

$$(6/5) \Sigma M_g = 1.2 \times (19.98 + 32.65) = 63.156 \text{ Ton-m}$$

Como $\Sigma M_C > (6/5) \Sigma M_g$ La capacidad a flexión de la columna es correcta

**ANEXO D: ARCHIVO DE DRAIN2DX DEL MARCO RÍGIDO EN EL SENTIDO LONGITUDINAL PARA EL CÁLCULO DEL ANÁLISIS PUSHOVER.**

```
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
*STARTXX
  Marco el          0 0 1 0          Analisis elastico
!
! Coordenadas de los nodos
!
*NODECOORDS
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
!Nodos a nivel de cimentacion
C      10      0.00      0.00
C      30      6.48      0.00
C      50     12.96      0.00
C      70     16.20      0.00
C      90     19.44      0.00
C     110     25.92      0.00
C     130     32.40      0.00
!Nodos a nivel de piso PB
C      11      0.00      2.85
C      21      3.24      2.85
C      31      6.48      2.85
C      41      9.72      2.85
C      51     12.96      2.85
C      61     14.58      2.85
C      71     16.20      2.85
C      81     17.82      2.85
C      91     19.44      2.85
C     101     22.68      2.85
C     111     25.92      2.85
C     121     29.16      2.85
C     131     32.40      2.85
!Nodos a nivel de piso N1
C      12      0.00      6.325
C      22      3.24      6.325
C      32      6.48      6.325
C      42      9.72      6.325
C      52     12.96      6.325
C      62     14.58      6.325
C      72     16.20      6.325
C      82     17.82      6.325
C      92     19.44      6.325
C     102     22.68      6.325
C     112     25.92      6.325
C     122     29.16      6.325
C     132     32.40      6.325
!Nodos a nivel de piso N2
C      13      0.00      9.625
C      23      3.24      9.625
C      33      6.48      9.625
C      43      9.72      9.625
C      53     12.96      9.625
C      63     14.58      9.625
C      73     16.20      9.625
C      83     17.82      9.625
C      93     19.44      9.625
C     103     22.68      9.625
C     113     25.92      9.625
C     123     29.16      9.625
C     133     32.40      9.625
!Nodos a nivel de piso N3
C      14      0.00     12.775
```



```
C      24      3.24     12.775
C      34      6.48     12.775
C      44      9.72     12.775
C      54     12.96     12.775
C      64     14.58     12.775
C      74     16.20     12.775
C      84     17.82     12.775
C      94     19.44     12.775
C     104     22.68     12.775
C     114     25.92     12.775
C     124     29.16     12.775
C     134     32.40     12.775
!Nodos a nivel de pretil
C      15      0.00     13.850
C      35      6.48     13.850
C      55     12.96     13.850
C      75     16.20     13.850
C      95     19.44     13.850
C     115     25.92     13.850
C     135     32.40     13.850
!
! Nodos para columna efectos P-Delta
C     140     37.40      0.00
C     141     37.40      2.85
C     142     37.40      6.325
C     143     37.40      9.625
C     144     37.40     12.775
!-----
!
! Restricciones en los apoyos del marco
!
*RESTRAINTS
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
!Nodos en la base del marco
S 111      10      130      20
S 110     140     140      !Apoyo articulado col efectos P-Delta
!
!Haciendo esclavos los desplazamientos de la col efectos P-Delta
*SLAVING
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
S 110     131     141
S 110     132     142
S 110     133     143
S 110     134     144
!-----
!
!Masa de entrepiso en la direccion-x distribuida en los nodos del entrepiso
!
*MASSES
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
!! ----- A nivel de PB -----
!S 100      0.0      11      131      120      1.0      1.632
!S 100      0.0      31      111      80      1.0      1.632
!S 100      0.0      51      91      40      1.0      1.632
!S 100      0.0      71      71      1.0      1.632
! ----- A nivel de N1 -----
S 100      0.9526     12      132      120      1.0      1.632
S 100      1.9052     32      112      80      1.0      1.632
S 100      1.4289     52      92      40      1.0      1.632
S 100      0.9526     72      72      1.0      1.632
! ----- A nivel de N2 -----
S 100      0.9526     13      133      120      1.0      1.632
S 100      1.9052     33      113      80      1.0      1.632
S 100      1.4289     53      93      40      1.0      1.632
S 100      0.9526     73      73      1.0      1.632
! ----- A nivel de N3 -----
S 100      0.9778     14      134      120      1.0      1.632
S 100      1.9556     34      114      80      1.0      1.632
```



```

S 100 1.4667 54 94 40 1.0 1.632
S 100 0.9778 74 74 1.0 1.632
!
!-----!
!
! Grupos de elementos modelados como elemento viga-columna
!
*ELEMENTGROUP
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
  2 1 1 0.00209 Elementos estruct.
  5 4 12
! Propiedades de secciones
  1 2531000. 0.001 0.1375 .003466 4. 4. 2. 0.09167 0.3
!Seccion viga 25x55
  2 2531000. 0.001 0.1925 .004853 4. 4. 2. 0.12833 0.3
!Seccion viga 35x55
  3 2531000. 0.001 0.2700 .018225 4. 4. 2. 0.18000 0.3
!Seccion viga 30x90
  4 2531000. 0.001 0.1575 .002658 4. 4. 2. 0.10500 0.3
!Seccion col 35x45
  5 2531000. 0.001 0.2275 .008010 4. 4. 2. 0.15167 0.3
!Seccion col 35x65
! Zonas rígidas consideradas
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
  1 0.225 0.000 0.0 0.0
  2 0.000 -0.225 0.0 0.0
  3 0.000 -0.325 0.0 0.0
  4 0.325 0.000 0.0 0.0
! Superficies de fluencia
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
  1 1 10.28834 15.06835
  2 1 10.28834 10.28834
  3 1 15.06835 15.06835
  4 1 15.38000 15.38000
  5 1 10.28834 19.60559
  6 1 15.06835 20.16100
  7 1 19.60559 23.89830
  8 1 20.16100 24.76500
  9 1 20.16100 20.16100
 10 1 34.15100 34.15100
 11 3 43.66000 43.66000 407.15 276.5 .79 .252 .79 .252 !Seccion
col 35x45
 12 3 35.84000 35.84000 418.96 162.6 .89 .363 .89 .363 !Seccion
col 35x65
!
! Generacion de elementos en el marco
!
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
! Columnas
  1 10 11 1 4 11 11
  6 30 31 1 4 11 11
 11 50 51 1 5 12 12
 16 70 71 1 5 12 12
 21 90 91 1 5 12 12
 26 110 111 1 4 11 11
 31 130 131 1 4 11 11
 35 134 135 1 4 11 11
!
! Vigas
! # el #Ni #Nj n inc sec zrig Mi Mj
!----- Primer claro
 36 11 21 1 3 1 10 10 ! PB Claro 1a
 37 12 22 1 1 1 5 2 ! N1 Claro 1a
 38 13 23 1 1 1 5 2 ! N2 Claro 1a
 39 14 24 1 1 1 2 2 ! N3 Claro 1a
 40 21 31 1 3 2 10 10 ! PB Claro 1b
 41 22 32 1 1 2 2 5 ! N1 Claro 1b
 42 23 33 1 1 2 2 5 ! N2 Claro 1b
 43 24 34 1 1 2 2 1 ! N3 Claro 1b

```



! ----- Segundo claro								
44	31	41	1	3	1	10	10	! PB Claro 2a
45	32	42	1	1	1	5	2	! N1 Claro 2a
46	33	43	1	1	1	5	2	! N2 Claro 2a
47	34	44	1	1	1	1	2	! N3 Claro 2a
48	41	51	1	3	3	10	10	! PB Claro 2b
49	42	52	1	1	3	2	7	! N1 Claro 2b
50	43	53	1	1	3	2	5	! N2 Claro 2b
51	44	54	1	1	3	2	3	! N3 Claro 2b
! ----- Tercer claro								
52	51	61	1	3	4	10	10	! PB Claro 3a
53	52	62	1	2	4	8	9	! N1 Claro 3a
54	53	63	1	2	4	6	6	! N2 Claro 3a
55	54	64	1	2	4	4	4	! N3 Claro 3a
56	61	71	1	3	3	10	10	! PB Claro 3b
57	62	72	1	2	3	9	9	! N1 Claro 3b
58	63	73	1	2	3	6	4	! N2 Claro 3b
59	64	74	1	2	3	4	4	! N3 Claro 3b
! ----- Cuarto claro								
60	71	81	1	3	4	10	10	! PB Claro 4a
61	72	82	1	2	4	9	9	! N1 Claro 4a
62	73	83	1	2	4	4	6	! N2 Claro 4a
63	74	84	1	2	4	4	4	! N3 Claro 4a
64	81	91	1	3	3	10	10	! PB Claro 4b
65	82	92	1	2	3	9	8	! N1 Claro 4b
66	83	93	1	2	3	6	6	! N2 Claro 4b
67	84	94	1	2	3	4	4	! N3 Claro 4b
! ----- Quinto claro								
68	91	101	1	3	4	10	10	! PB Claro 5a
69	92	102	1	1	4	7	2	! N1 Claro 5a
70	93	103	1	1	4	5	2	! N2 Claro 5a
71	94	104	1	1	4	1	2	! N3 Claro 5a
72	101	111	1	3	2	10	10	! PB Claro 5b
73	102	112	1	1	2	2	5	! N1 Claro 5b
74	103	113	1	1	2	2	5	! N2 Claro 5b
75	104	114	1	1	2	2	1	! N3 Claro 5b
! ----- Sexto claro								
76	111	121	1	3	1	10	10	! PB Claro 6a
77	112	122	1	1	1	5	2	! N1 Claro 6a
78	113	123	1	1	1	5	2	! N2 Claro 6a
79	114	124	1	1	1	1	2	! N3 Claro 6a
80	121	131	1	3	2	10	10	! PB Claro 6b
81	122	132	1	1	2	2	5	! N1 Claro 6b
82	123	133	1	1	2	2	5	! N2 Claro 6b
83	124	134	1	1	2	2	1	! N3 Claro 6b

```

!
! Segundo elementgroup: columna de apoyo para efectos P-Delta modelada usando
! elementos viga-col
!
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
!ELEMENTGROUP
! 2 1 1 0.00209 Elem col P-Delta
! 2 0 1
! Propiedades de secciones
! 1 2531000. 0.001 1.3125 .034662 3. 0. 0. 0.8750 0.3
! 2 2531000. 0.001 1.3125 .034662 4. 4. 2. 0.8750 0.3
! Superficies de fluencia
! 1 1 1.E09 1.E09
!
! Generación de Elementos
! 1 140 141 1 1 1 1
! 2 141 142 1 2 1 1
! 3 142 143 1 2 1 1
! 4 143 144 1 2 1 1
!
! Definición de secciones en cada entrepiso para determinar fza cortante
!

```



!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890

*SECTION
0.0 Nivel de ciment
1 1 -16.20 0
0. 0. 0.
0. 0. 0.
0. 0. 0.
1. 0. 0.
0. 1. 0.
0. 0. 1.
1 6 -9.72 1
1 11 -3.24 1
1 16 0. 1
1 21 3.24 1
1 26 9.72 1
1 31 16.20 1
2 1 21.20 1

!
*SECTION
0.0 Nivel PB
1 2 -16.20 0
0. 0. 0.
0. 0. 0.
0. 0. 0.
1. 0. 0.
0. 1. 0.
0. 0. 1.
1 7 -9.72 1
1 12 -3.24 1
1 17 0. 1
1 22 3.24 1
1 27 9.72 1
1 32 16.20 1
2 2 21.20 1

!
*SECTION
0.0 Nivel N1
1 3 -16.20 0
0. 0. 0.
0. 0. 0.
0. 0. 0.
1. 0. 0.
0. 1. 0.
0. 0. 1.
1 8 -9.72 1
1 13 -3.24 1
1 18 0. 1
1 23 3.24 1
1 28 9.72 1
1 33 16.20 1
2 3 21.20 1

!
*SECTION
0.0 Nivel N2
1 4 -16.20 0
0. 0. 0.
0. 0. 0.
0. 0. 0.
1. 0. 0.
0. 1. 0.
0. 0. 1.
1 9 -9.72 1
1 14 -3.24 1
1 19 0. 1
1 24 3.24 1
1 29 9.72 1
1 34 16.20 1
2 4 21.20 1



```
!
!-----
!
! Impresion de resultados
*RESULTS
! Desplazamientos de todos los nodos
!2345678901234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
NSD 001 10 144
! Fuerza en todas las vigas y columnas
E 001 1 1 83
! Fuerza en todos los elementos col efectos P-Delta
E 001 2 1 4
!
! Fuerzas en las secciones (cortantes de entrepiso)
S 001 1 4
!-----
!
! Cargas estaticas en los extremos de los elementos
*ELEMLOAD
! Carga gravitacional en vigas
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
VERT CARGAS VERTICALES GRAVITACIONALES
G1 4
1 0 1.0 0.0 -1.952 -1.160 0.0 1.952 1.160
2 0 1.0 0.0 -1.626 -0.973 0.0 1.626 0.973
3 0 1.0 0.0 -1.622 -0.982 0.0 1.622 0.982
4 0 1.0 0.0 -1.840 -1.088 0.0 1.840 1.088
!
! Elementos cargados
!2345678901234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
37 38 1 1 1.0
39 2 1.0
41 42 1 1 1.0
43 2 1.0
45 46 1 1 1.0
47 2 1.0
49 50 1 1 1.0
51 2 1.0
53 54 1 3 1.0
55 4 1.0
57 58 1 3 1.0
59 4 1.0
61 62 1 3 1.0
63 4 1.0
65 65 1 3 1.0
67 4 1.0
69 70 1 1 1.0
71 2 1.0
73 74 1 1 1.0
75 2 1.0
77 78 1 1 1.0
79 2 1.0
81 82 1 1 1.0
83 2 1.0
! (LA SIGUIENTE LINEA DEBE ESTAR EN BLANCO)
!
! *NODALOAD
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
PGRV CARGA GRAVIT CONCENTRADA EN NODOS DE VIGAS
!N3
S 0.0 -6.13 0.0 24
S 0.0 -6.13 0.0 44
S 0.0 -6.13 0.0 104
S 0.0 -6.13 0.0 124
!N2
S 0.0 -6.78 0.0 23
S 0.0 -6.78 0.0 43
```



```
S      0.0   -6.78    0.0    103
S      0.0   -6.78    0.0    123
!N1
S      0.0   -6.72    0.0     22
S      0.0   -6.72    0.0     42
S      0.0   -6.72    0.0    102
S      0.0   -6.72    0.0    122
!
!
*NODALOAD
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
GRAV                                CARGA GRAVIT PARA EFECTOS P-DELTA
S      0.0  -282.820    0.0    142
S      0.0  -189.370    0.0    143
S      0.0  -95.920     0.0    144
!
! CARGA ESTATICA LATERAL (DE ACUERDO CON REQUERIMIENTOS DEL CODIGO IBC-2003)
*NODALOAD
LATE                                CARGA ESTATICA LATERAL FACTORIZADA
! Linea de col: 1 y 7
S      .0165    0.      0.      12      132     120
S      .0331    0.      0.      13      133     120
S      .0504    0.      0.      14      134     120
! Linea de col: 2 y 6
S      .0330    0.      0.      32      112     80
S      .0662    0.      0.      33      113     80
S      .1008    0.      0.      34      114     80
! Linea de col: 3 y 5
S      .0248    0.      0.      52      92      40
S      .0496    0.      0.      53      93      40
S      .0756    0.      0.      54      94      40
! Linea de col: 4
S      .0165    0.      0.      72
S      .0331    0.      0.      73
S      .0504    0.      0.      74
!
!
!-----
!
! DATA FOR DYNAMIC ANALYSIS USING A GROUND MOTION RECORD
!*ACCNREC
! LA36 LA36.DAT * LA36-2/50
!3000 6 0 2 .3937 0.01 0.0
!
!*PARAMETERS
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
OS 0 0 0 -1
!
! FOR DYNAMIC ANALYSIS
!OD 0 0 0 0 0 0.02 0 0.0 0 0.0
!DC 1
!DT 0.01
!
!-----
! CARGAS ESTATICAS GRAVITACIONALES USANDO CARGAS EN ELEMENTOS
*GRAV                                ANALISIS GRAVIT (ELEMLOAD Y NODALOAD)
E VERT
N PGRV 1.0
!
! CARGA GRAVIT PARA EFECTOS P-DELTA
*GRAV                                ANALISIS GRAVIT P-DELTA
N GRAV 1.0
!
! GROUND MOTION RECORD
!*ACCN
! .02 9999 1
!1 LA36
!
! CARGA ESTATICA LATERAL
```



```
*STAT
N LATE 1.
D 74 70 1 0.05 1.0
*STOP
```

ANALISIS LATERAL

ANEXO E: ARCHIVO DE DRAIN2DX DEL MARCO RÍGIDO EN EL SENTIDO LONGITUDINAL PARA EL CÁLCULO DEL ANÁLISIS HISTORIA EN EL TIEMPO.

```
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890
*STARTXX
Marco el 0 0 1 0 Analisis elastico
!
! Coordenadas de los nodos
!
*NODECOORDS
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890
!Nodos a nivel de cimentacion
C 10 0.00 0.00
C 30 6.48 0.00
C 50 12.96 0.00
C 70 16.20 0.00
C 90 19.44 0.00
C 110 25.92 0.00
C 130 32.40 0.00
!Nodos a nivel de piso PB
C 11 0.00 2.85
C 21 3.24 2.85
C 31 6.48 2.85
C 41 9.72 2.85
C 51 12.96 2.85
C 61 14.58 2.85
C 71 16.20 2.85
C 81 17.82 2.85
C 91 19.44 2.85
C 101 22.68 2.85
C 111 25.92 2.85
C 121 29.16 2.85
C 131 32.40 2.85
!Nodos a nivel de piso N1
C 12 0.00 6.325
C 22 3.24 6.325
C 32 6.48 6.325
C 42 9.72 6.325
C 52 12.96 6.325
C 62 14.58 6.325
C 72 16.20 6.325
C 82 17.82 6.325
C 92 19.44 6.325
C 102 22.68 6.325
C 112 25.92 6.325
C 122 29.16 6.325
C 132 32.40 6.325
```



```
!Nodos a nivel de piso N2
C      13      0.00      9.625
C      23      3.24      9.625
C      33      6.48      9.625
C      43      9.72      9.625
C      53     12.96      9.625
C      63     14.58      9.625
C      73     16.20      9.625
C      83     17.82      9.625
C      93     19.44      9.625
C     103     22.68      9.625
C     113     25.92      9.625
C     123     29.16      9.625
C     133     32.40      9.625
!Nodos a nivel de piso N3
C      14      0.00     12.775
C      24      3.24     12.775
C      34      6.48     12.775
C      44      9.72     12.775
C      54     12.96     12.775
C      64     14.58     12.775
C      74     16.20     12.775
C      84     17.82     12.775
C      94     19.44     12.775
C     104     22.68     12.775
C     114     25.92     12.775
C     124     29.16     12.775
C     134     32.40     12.775
!Nodos a nivel de pretil
C      15      0.00     13.850
C      35      6.48     13.850
C      55     12.96     13.850
C      75     16.20     13.850
C      95     19.44     13.850
C     115     25.92     13.850
C     135     32.40     13.850
!
! Nodos para columna efectos P-Delta
C      140     37.40      0.00
C      141     37.40      2.85
C      142     37.40      6.325
C      143     37.40      9.625
C      144     37.40     12.775
! -----
!
! Restricciones en los apoyos del marco
!
*RESTRAINTS
!23456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890
!Nodos en la base del marco
S 111      10      130      20
S 110      140      140      !Apoyo articulado col efectos P-
Delta
!
!Haciendo esclavos los desplazamientos de la col efectos P-Delta
*SLAVING
```



```
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890
S 110      131      141
S 110      132      142
S 110      133      143
S 110      134      144
! -----
!
!Masa de entrepiso en la direccion-x distribuida en los nodos del
entrepiso
!
*MASSES
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890
!! ----- A nivel de PB -----
!S 100      0.0      11      131      120
1.0      1.632
!S 100      0.0      31      111      80
1.0      1.632
!S 100      0.0      51      91      40
1.0      1.632
!S 100      0.0      71      71
1.0      1.632
! ----- A nivel de N1 -----
S 100      0.9526      12      132      120      1.0
1.632
S 100      1.9052      32      112      80      1.0
1.632
S 100      1.4289      52      92      40      1.0
1.632
S 100      0.9526      72      72      1.0
1.632
! ----- A nivel de N2 -----
S 100      0.9526      13      133      120      1.0
1.632
S 100      1.9052      33      113      80      1.0
1.632
S 100      1.4289      53      93      40      1.0
1.632
S 100      0.9526      73      73      1.0
1.632
! ----- A nivel de N3 -----
S 100      0.9778      14      134      120      1.0
1.632
S 100      1.9556      34      114      80      1.0
1.632
S 100      1.4667      54      94      40      1.0
1.632
S 100      0.9778      74      74      1.0
1.632
! -----
!
! Grupos de elementos modelados como elemento viga-columna
!
*ELEMENTGROUP
```



```

!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890
  2  1  1      0.00209      Elementos estruct.
  5  4 12
! Propiedades de secciones
  1 2531000.  0.001  0.1375  .003466  4.  4.  2.  0.09167
0.3 !Seccion viga 25x55
  2 2531000.  0.001  0.1925  .004853  4.  4.  2.  0.12833
0.3 !Seccion viga 35x55
  3 2531000.  0.001  0.2700  .018225  4.  4.  2.  0.18000
0.3 !Seccion viga 30x90
  4 2531000.  0.001  0.1575  .002658  4.  4.  2.  0.10500
0.3 !Seccion col 35x45
  5 2531000.  0.001  0.2275  .008010  4.  4.  2.  0.15167
0.3 !Seccion col 35x65
! Zonas rígidas consideradas
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890
  1  0.225  0.000  0.0  0.0
  2  0.000 -0.225  0.0  0.0
  3  0.000 -0.325  0.0  0.0
  4  0.325  0.000  0.0  0.0
! Superficies de fluencia
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890
  1  1 10.28834 15.06835
  2  1 10.28834 10.28834
  3  1 15.06835 15.06835
  4  1 15.38000 15.38000
  5  1 10.28834 19.60559
  6  1 15.06835 20.16100
  7  1 19.60559 23.89830
  8  1 20.16100 24.76500
  9  1 20.16100 20.16100
 10  1 34.15100 34.15100
 11  3 44.41000 44.41000 407.15 276.5 .82 .252 .82 .252
!Seccion col 35x45
 12  3 41.44000 41.44000 418.96 162.6 .86 .363 .86 .363
!Seccion col 35x65
!
! Generacion de elementos en el marco
!
!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890
! Columnas
  1  10  11  1  4  11  11
  6  30  31  1  4  11  11
 11  50  51  1  5  12  12
 16  70  71  1  5  12  12
 21  90  91  1  5  12  12
 26 110 111  1  4  11  11
 31 130 131  1  4  11  11
 35 134 135  1  4  11  11
!
! Vigas
! # el #Ni #Nj n inc sec zrig Mi Mj
! ----- Primer claro
 36  11  21  1  3  1 10 10 ! PB Claro la

```



37	12	22	1	1	1	5	2	!	N1	Claro	1a
38	13	23	1	1	1	5	2	!	N2	Claro	1a
39	14	24	1	1	1	1	2	!	N3	Claro	1a
40	21	31	1	3	2	10	10	!	PB	Claro	1b
41	22	32	1	1	2	2	5	!	N1	Claro	1b
42	23	33	1	1	2	2	5	!	N2	Claro	1b
43	24	34	1	1	2	2	1	!	N3	Claro	1b
! ----- Segundo claro											
44	31	41	1	3	1	10	10	!	PB	Claro	2a
45	32	42	1	1	1	5	2	!	N1	Claro	2a
46	33	43	1	1	1	5	2	!	N2	Claro	2a
47	34	44	1	1	1	1	2	!	N3	Claro	2a
48	41	51	1	3	3	10	10	!	PB	Claro	2b
49	42	52	1	1	3	2	7	!	N1	Claro	2b
50	43	53	1	1	3	2	5	!	N2	Claro	2b
51	44	54	1	1	3	2	3	!	N3	Claro	2b
! ----- Tercer claro											
52	51	61	1	3	4	10	10	!	PB	Claro	3a
53	52	62	1	2	4	8	9	!	N1	Claro	3a
54	53	63	1	2	4	6	6	!	N2	Claro	3a
55	54	64	1	2	4	4	4	!	N3	Claro	3a
56	61	71	1	3	3	10	10	!	PB	Claro	3b
57	62	72	1	2	3	9	9	!	N1	Claro	3b
58	63	73	1	2	3	6	4	!	N2	Claro	3b
59	64	74	1	2	3	4	4	!	N3	Claro	3b
! ----- Cuarto claro											
60	71	81	1	3	4	10	10	!	PB	Claro	4a
61	72	82	1	2	4	9	9	!	N1	Claro	4a
62	73	83	1	2	4	4	6	!	N2	Claro	4a
63	74	84	1	2	4	4	4	!	N3	Claro	4a
64	81	91	1	3	3	10	10	!	PB	Claro	4b
65	82	92	1	2	3	9	8	!	N1	Claro	4b
66	83	93	1	2	3	6	6	!	N2	Claro	4b
67	84	94	1	2	3	4	4	!	N3	Claro	4b
! ----- Quinto claro											
68	91	101	1	3	4	10	10	!	PB	Claro	5a
69	92	102	1	1	4	7	2	!	N1	Claro	5a
70	93	103	1	1	4	5	2	!	N2	Claro	5a
71	94	104	1	1	4	1	2	!	N3	Claro	5a
72	101	111	1	3	2	10	10	!	PB	Claro	5b
73	102	112	1	1	2	2	5	!	N1	Claro	5b
74	103	113	1	1	2	2	5	!	N2	Claro	5b
75	104	114	1	1	2	2	1	!	N3	Claro	5b
! ----- Sexto claro											
76	111	121	1	3	1	10	10	!	PB	Claro	6a
77	112	122	1	1	1	5	2	!	N1	Claro	6a
78	113	123	1	1	1	5	2	!	N2	Claro	6a
79	114	124	1	1	1	1	2	!	N3	Claro	6a
80	121	131	1	3	2	10	10	!	PB	Claro	6b
81	122	132	1	1	2	2	5	!	N1	Claro	6b
82	123	133	1	1	2	2	5	!	N2	Claro	6b
83	124	134	1	1	2	2	1	!	N3	Claro	6b

! Segundo elementgroup: columna de apoyo para efectos P-Delta modelada usando elementos viga-col



!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890

*ELEMENTGROUP

2 1 1 0.00209 Elem col P-Delta
2 0 1

! Propiedades de secciones

1 2531000. 0.001 1.3125 .034662 3. 0. 0. 0.8750
0.3
2 2531000. 0.001 1.3125 .034662 4. 4. 2. 0.8750
0.3

! Superficies de fluencia

1 1 1.E09 1.E09

!

! Generacion de Elementos

1 140 141 1 1 1 1
2 141 142 1 2 1 1
3 142 143 1 2 1 1
4 143 144 1 2 1 1

!

! Definicion de secciones en cada entrepiso para determinar fza cortante

!

!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890

*SECTION

0.0 Nivel de ciment
1 1 -16.20 0
0. 0. 0.
0. 0. 0.
0. 0. 0.
1. 0. 0.
0. 1. 0.
0. 0. 1.
1 6 -9.72 1
1 11 -3.24 1
1 16 0. 1
1 21 3.24 1
1 26 9.72 1
1 31 16.20 1
2 1 21.20 1

!

*SECTION

0.0 Nivel PB
1 2 -16.20 0
0. 0. 0.
0. 0. 0.
0. 0. 0.
1. 0. 0.
0. 1. 0.
0. 0. 1.
1 7 -9.72 1
1 12 -3.24 1
1 17 0. 1
1 22 3.24 1
1 27 9.72 1
1 32 16.20 1
2 2 21.20 1

!



```

*SECTION
  0.0
  1  3  -16.20  0
    0.  0.  0.
    0.  0.  0.
    0.  0.  0.
    1.  0.  0.
    0.  1.  0.
    0.  0.  1.
  1  8  -9.72  1
  1 13  -3.24  1
  1 18  0.  1
  1 23  3.24  1
  1 28  9.72  1
  1 33 16.20  1
  2  3 21.20  1

```

Nivel N1

```

!
*SECTION
  0.0
  1  4  -16.20  0
    0.  0.  0.
    0.  0.  0.
    0.  0.  0.
    1.  0.  0.
    0.  1.  0.
    0.  0.  1.
  1  9  -9.72  1
  1 14  -3.24  1
  1 19  0.  1
  1 24  3.24  1
  1 29  9.72  1
  1 34 16.20  1
  2  4 21.20  1

```

Nivel N2

```

!
! -----
! -----

```

```

!
! Impresion de resultados
*RESULTS
! Desplazamientos de todos los nodos
!23456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890
NSD  001      10      144
! Fuerza en todas las vigas y columnas
E  001  1  1  83
! Fuerza en todos los elementos col efectos P-Delta
E  001  2  1  4
!
!Fuerzas en las secciones (cortantes de entrepiso)
S  001  1  4
! -----
! -----

```

```

!
!Cargas estaticas en los extremos de los elementos
*ELEMLOAD
!Carga gravitacional en vigas
!23456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890

```



VERT GRAVITACIONALES		CARGAS VERTICALES					
G1	4						
1	0	1.0	0.0	-1.952	-1.160	0.0	1.952
1.160	2	0	1.0	0.0	-1.626	-0.973	0.0
0.973	3	0	1.0	0.0	-1.622	-0.982	0.0
0.982	4	0	1.0	0.0	-1.840	-1.088	0.0
1.088							

!

!Elementos cargados

!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890

1234567890				
37	38	1	1	1.0
39			2	1.0
41	42	1	1	1.0
43			2	1.0
45	46	1	1	1.0
47			2	1.0
49	50	1	1	1.0
51			2	1.0
53	54	1	3	1.0
55			4	1.0
57	58	1	3	1.0
59			4	1.0
61	62	1	3	1.0
63			4	1.0
65	65	1	3	1.0
67			4	1.0
69	70	1	1	1.0
71			2	1.0
73	74	1	1	1.0
75			2	1.0
77	78	1	1	1.0
79			2	1.0
81	82	1	1	1.0
83			2	1.0

! (LA SIGUIENTE LINEA DEBE ESTAR EN BLANCO)

!

*NODALOAD

!234567890123456789012345678901234567890123456789012345678901234567890

1234567890

PGRV CARGA GRAVIT CONCENTRADA EN

NODOS DE VIGAS

!N3				
S	0.0	-6.13	0.0	24
S	0.0	-6.13	0.0	44
S	0.0	-6.13	0.0	104
S	0.0	-6.13	0.0	124
!N2				
S	0.0	-6.78	0.0	23
S	0.0	-6.78	0.0	43
S	0.0	-6.78	0.0	103
S	0.0	-6.78	0.0	123

!N1



```
S      0.0      -6.72      0.0      22
S      0.0      -6.72      0.0      42
S      0.0      -6.72      0.0     102
S      0.0      -6.72      0.0     122
!
!
*NODALOAD
!23456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890
GRAV                                CARGA GRAVIT PARA EFECTOS P-
DELTA
S      0.0     -282.820      0.0      142
S      0.0     -189.370      0.0      143
S      0.0     -95.920      0.0      144
!
! CARGA ESTATICA LATERAL (DE ACUERDO CON REQUERIMIENTOS DEL CODIGO
IBC-2003)
*NODALOAD
LATE                                CARGA ESTATICA LATERAL
FACTORIZADA
! Linea de col: 1 y 7
S      .0165      0.      0.      12      132      120
S      .0331      0.      0.      13      133      120
S      .0504      0.      0.      14      134      120
! Linea de col: 2 y 6
S      .0330      0.      0.      32      112      80
S      .0662      0.      0.      33      113      80
S      .1008      0.      0.      34      114      80
! Linea de col: 3 y 5
S      .0248      0.      0.      52      92      40
S      .0496      0.      0.      53      93      40
S      .0756      0.      0.      54      94      40
! Linea de col: 4
S      .0165      0.      0.      72
S      .0331      0.      0.      73
S      .0504      0.      0.      74
!
! -----
!
! DATA FOR DYNAMIC ANALYSIS USING A GROUND MOTION RECORD
!*ACCNREC
! LA36 LA36.DAT * LA36-2/50
!3000 6 0 2 .3937 0.01 0.0
!
!*PARAMETERS
!23456789012345678901234567890123456789012345678901234567890
1234567890
OS      0 0 -1
!
! FOR DYNAMIC ANALYSIS
!OD 0 0 0 0 0 0.02 0 0.0 0
0.0
!DC 1
!DT 0.01
!
! -----
! -----
```



```
! CARGAS ESTATICAS GRAVITACIONALES USANDO CARGAS EN ELEMENTOS
*GRAV                                ANALISIS GRAVIT (ELEMLOAD Y
NODALOAD)
E    VERT
N    PGRV      1.0
!
! CARGA GRAVIT PARA EFECTOS P-DELTA
*GRAV                                ANALISIS GRAVIT P-DELTA
N    GRAV      1.0
!
! GROUND MOTION RECORD
!*ACCN
!   .02      9999      1
!1    LA36
!
! CARGA ESTATICA LATERAL
*STAT                                ANALISIS LATERAL
N    LATE      1.
D    74      70      1      0.05      1.0
*STOP
```



REFERENCIAS

ACI Committee 318 (2002), "Building Code Requirements for Reinforced Concrete", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

Applied Technology Council (1996), "ATC-40 Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1" Seismic Retrofit Practices Improvement Program, California USA.

Arthur H. Nilson, David Darwin y Charles W. Dolan (2004), "Design of Concrete Structures" Mac Graw Hill, thirteenth Edition.

ASCE Standard 7-02 (2003), "Minimum Design Loads for Building and Other Structures", American Society of Civil Engineers, reston, VA.

Bertero, V. (1997). Performance-based seismic engineering: a critical review of proposed guidelines. A.A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, pp 1-31.: Fajfar P. and Krawinkler, H. Seismic design methodologies for the next generation of codes. Proceedings of the international workshop on seismic design methodologies for the next generation of codes.

Federal emergency management agency (1996), "NEHRP Guidelines For The Seismic Rehabilitation Of Buildings" FEMA Publication 273

Instituto Nacional de Estadística Geografía e Información (2005), "Censo de Población y Vivienda, 2005", Sistemas Nacionales Estadístico y de Información Geográfica.

International Building Code 2003 (2002), International Code Council, Inc., Country Club Hills, IL,

León Bonet Díaz Ricardo (2003), "Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada", Tesis Doctoral, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona España.

Prakash, V., Powell, G., and S. Campbell, (1993), "Drain-2dx Base Program Description and User Guide, Version 1.10", Report No. UCB/SEMM-93/17 & 18, Structural Engineering Mechanics and Materials, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, California.

Red Sísmica del Noroeste de México (Resnom) (2007), "Principales fallas geológicas de la región norte de Baja California", Centro de Investigación Científica y Educación Superior de Ensenada.

Reglamento de la Ley de Edificaciones del Estado de Baja California (1992) "Requisitos Estructurales Parte II", Mexicali Baja California.

Sommerville, P. (1997), "Development of Ground Motion Time Histories for Phase 2 of the FEMA/SAC Steel Project", Report No. SAC/BD-97/04.