

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA Facultad de Tecnología de la Construcción

Monografía

"DIAGNÓSTICO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL UTILIZANDO EL MÉTODO ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) APLICADO A UN MODELO DE EDIFICIO IRREGULAR"

Para optar al título de ingeniero civil

Elaborado por

Br. María Alejandra Rivas Huete

Tutor

MSc. Ing. Yader Jarquín

Asesor

Ing. Martin René Somarriba López

Managua, Octubre 2017

ii





UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION CARRERA DE INGENIERIA CIVIL

Managua, 18 de Agosto del 2017

Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Decano F.T.C Su despacho

Estimado Dr. Gutiérrez

Es de mi agrado informarle que he revisado la Tesis titulada "DIAGNÓSTICO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL UTILIZANDO EL MÉTODO ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) APLICADO A UN MODELO DE EDIFICIO IRREGULAR", desarrollado bajo mi tutoría. Dicho trabajo fue elaborado con absoluta independencia por la Bachiller María Alejandra Rivas Huete, como requisito parcial para optar al grado de Ingeniero civil.

Considero que el estudio tiene un alto contenido investigativo y se realizó conforme a protocolo satisfaciendo plenamente los objetivos del mismo. Le solicito sus buenos oficios para programar fechas y someter al proceso de revisión dicha Tesis en consideración.

Sin otro particular me despido de usted, reiterándole mis más alta estima y consideración.

Atentamente,

Ing. Yader Jarquín Montalván Profesor Titular F.T.C

Cc. Archivo personal



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION DECANATURA

DEC.FTC.REF No. 065 Managua, 21 Junio del 2016.

Bachilleres JORGE LUIS JIMÉNEZ CORTEZ MARÍA ALEJANDRA RIVAS HUETE Presente

Estimados Bachilleres:

Es de mi agrado informarles que el PROTOCOLO de su Tema MONOGRAFICO, titulado "DIAGNOSTICO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL UTILIZANDO EL MÉTODO ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) APLICADO A UN MODELO DE EDIFICIO IRREGULAR", Ha sido aprobado por esta Decanatura.

Asimismo les comunico estar totalmente de acuerdo, que la Msc. Ing. Yader Jarquín, sea el tutor de su trabajo final.

La fecha límite, para que presenten concluido su documento, debidamente revisado por el tutor guía será el 12 de Enero del 2017.

Esperando puntualidad en la entrega de la Tesis, me despido.

Atentamente. VERSIDAD NACIONAL DE INGENIER MANAGUA, NICARAGUA Dr. Ing. Oscar Gutiérrez Somarriba Decano

CC: Tutor Archivo-Consecutivo



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION DECANATURA

DEC.FTC.REF No. 007 Managua, 19 Enero del 2017.

Bachilleres JORGE LUIS JIMÉNEZ CORTEZ MARÍA ALEJANDRA RIVAS HUETE Presentes

Estimados Bachilleres:

En atención a su carta de solicitud de PRORROGA (DE 3 MESES), para efectuar la pre-defensa de su trabajo De Monografía titulado "DIAGNOSTICO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL UTILIZANDO EL MÉTODO ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) APLICANDO A UN MODELO DE EDIFICIO IRREGULAR". Esta Decanatura aprueba la misma considerando los problemas planteados en su comunicación.

Deberá presentar concluido su documento debidamente revisado por el tutor guía el 19 Abril del 2017. Para la programación de su fecha de defensa.

Esperando de ustedes puntualidad en la entrega de su trabajo final, me despido.

Atentamente,

INGENIER errez Somarriba Ing. Oscar MANAGUA 10

CC: Tutor Archivo-Consecutivo

V



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION DECANATURA

DEC.FTC.REF No. 060 Managua, 27 Abril del 2017.

Bachilleres JORGE LUIS JIMÉNEZ CORTEZ MARÍA ALEJANDRA RIVAS HUETE Presentes

Estimados Bachilleres:

En atención a su carta de solicitud de PRORROGA de (03 MESES), para efectuar la pre - defensa de su trabajo De Monografía titulado "DIAGNOSTICO DEL COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL UTILIZANDO EL MÉTODO ESTÁTICO NO LINEAL (PUSHOVER) APLICADO A UN MODELO DE EDIFICIO IRREGULAR". Esta Decanatura aprueba la misma considerando los problemas planteados en su comunicación.

SIENDO ESTA LA ÚLTIMA PRÓRROGA QUE SE LES EXTENDERÁ, POR LO QUE HAN LLEGADO AL LÍMITE DE 6 MESES DE EXTENSIÓN DE TIEMPO AL CUAL TIENEN DERECHO.

Deberá presentar concluido su documento debidamente revisado por el tutor guía el 27 de Julio del 2017. Para la programación de su fecha de pre - defensa.

Esperando de ustedes puntualidad en la entrega de su trabajo final, me despido.

Atentamente.

ROUDADE Dr. Ing. Oscar Gutterrez Somarriba MANAC Decasion

CC: Tutor Archivo-Consecutivo

AGRADECIMIENTOS

A Dios por la oportunidad de permitirme terminar un ciclo importante de preparación educativa y moral que nos ha formado durante los años de la carrera.

A mi familia que es una fuente de apoyo constante e incondicional en toda mi vida y más aún en mis duros años de carrera profesional.

A mi asesor Ing. Martin René Somarriba López por su apoyo incondicional en la realización de este trabajo investigativo. Sus conocimientos, orientaciones, manera de trabajar, paciencia, honestidad y motivación han sido fundamentales para mi formación como ingeniera.

A mi tutor MSc. Ing. Yader Jarquín Montalván por su soporte en esta trayectoria, el cual me brindó todos los conocimientos que ha logrado a lo largo de sus años de experiencias.

A todos los profesores del departamento de estructura que me dieron las bases necesarias para poder desarrollarme en el ámbito profesional de una manera disciplinada, fomentando las mejores prácticas de ingeniería para construir una mejor Nicaragua

A mi Señor Jesucristo y a mi familia

"Para una tecnología exitosa, la realidad debe prevalecer sobre las relaciones públicas, la naturaleza no puede ser engañada"

Richard Feynman

RESUMEN

El presente documento está orientado a realizar un diagnóstico estructural de un edificio con características de irregularidad, ubicado en la ciudad de Managua, capital de Nicaragua. Para llevar a cabo el diagnóstico estructural se implementó un análisis estático no lineal (Pushover), para el cual previamente se tuvo que ejecutar un análisis estático y dinámico lineal para obtener la distribución de carga inicial y ver la influencia de los modos superiores al momento de realizar el análisis, dando como resultado un comportamiento satisfactorio de la estructura.

Capítulo I: Generalidades.

Se desarrolla la introducción, antecedentes, justificación y objetivos que se pretenden alcanzar con esta investigación. En este capítulo se hace énfasis en la necesidad de la incorporación de un método de análisis no lineal en nuestro reglamento actual RNC-07.

Capítulo II: Edificios de acero.

Se explica el sistema estructural a base de marcos arriostrados para edificios de acero, diferenciándolos por sus ventajas, desventajas y comportamiento ante acciones sísmicas. Acá se hace especial énfasis al marco arriostrado excéntricamente debido a que el edificio a analizar presenta este tipo de sistema estructural. Además, se explican los distintos tipos de no linealidades, irregularidades estructurales y comportamiento no lineal del material.

Capítulo III: Análisis Estático No Lineal.

Se hace una breve reseña de los orígenes del análisis estático no lineal para luego presentar las dos variantes más usadas, el pushover "clásico" y el pushover "modal" presentando los factores a considerar para el análisis según los distintos

reglamentos que implementan estos análisis. Al final del capítulo se explica el concepto de nivel de desempeño presentado en las normas y su clasificación según si el componente forma parte del sistema estructural o no.

Capítulo IV: Metodología para el análisis estructural.

Se explica el procedimiento a llevarse a cabo para realizar el análisis previo al análisis estático no lineal, según el Reglamento Nacional de la Construcción RNC-07. Al final del capítulo se desarrolla el procedimiento para el análisis estático no lineal según el FEMA-356, además de sus criterios para la interpretación de los resultados.

Capítulo V: Análisis de la estructura.

Se desarrollan los diversos cálculos presentados en el capítulo IV, además de presentar la metodología usada en el proceso de modelado de la estructura y de revisar las condiciones de irregularidad de la misma; para después realizar un análisis modal espectral para observar los distintos comportamientos de los modos de vibración.

Capítulo VI: Aplicación del análisis estático no lineal.

Se verifica el criterio de aplicación del método por la influencia de los modos altos, así como los diversos parámetros para realizar el análisis según el FEMA-356 (Tipo de curva de histéresis, elección del nodo de control y obtención de los patrones de carga a utilizar). Al final del capítulo se explican los diversos coeficientes utilizados en la clasificación del nivel de desempeño según el FEMA-356; así como el nivel de desempeño alcanzado por el edificio.

AGRADECIMIENTOS	VII
DEDICATORIA	VIII
RESUMEN	IX
ÍNDICE	XI
CAPÍTULO 1	1
1. GENERALIDADES	2
1.1 INTRODUCCIÓN	2
1.2 ANTECEDENTES	
1.3 JUSTIFICACIÓN	4
1.4 OBJETIVOS	6
1.4.1 Objetivo General	6
1.4.2 Objetivos Específicos	6
CAPÍTULO 2	7
2. EDIFICIOS DE ACERO: TIPOS, COMPORTAMIENTO Y REGUL	ARIDAD 8
2.1 GENERALIDADES	8
2.2 MARCOS ARRIOSTRADOS	8
2.2.1 Ventajas y desventajas	9
2.2.2 Comportamiento del sistema	9
2.2.3 Marcos arriostrados excéntricamente	
2.3 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DEL ACERO	
2.3.1 No linealidad del material	12
2.3.2 No linealidad geométrica	
2.4 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES	21
CAPÍTULO 3	23
3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	24

ÍNDICE

	3.2 TIPOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	. 26
	3.2.1 Pushover clásico	.26
	3.2.2 Pushover modal	.27
	3.3 FACTORES A CONSIDERAR EN EL ANÁLISIS	. 28
	3.3.1 Efecto P-Delta	. 28
	3.4 PATRÓN DE CARGA LATERAL	. 29
	3.5 MEDIDAS DE LA RESPUESTA NO LINEAL	. 31
	3.5.1 Nodo de control	. 31
	3.5.2 Curva de capacidad	. 31
	3.5.3 Distorsión de entrepiso o deriva	. 34
	3.6 DESPLAZAMIENTO OBJETIVO	. 34
	3.6.1 Método de coeficientes de desplazamiento	. 34
	3.7 COMBINACIÓN DE LA RESPUESTA MODAL	. 38
	3.8 NIVELES DE DESEMPEÑO	. 40
	3.8.1 Niveles de desempeño estructural	. 40
	3.8.2 Niveles de desempeño no estructural	. 41
	3.8.2 Niveles de desempeño no estructural 3.9 DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA	. 41 . 42
С	3.8.2 Niveles de desempeño no estructural 3.9 DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA APÍTULO 4	. 41 . 42 . 43
C 4	3.8.2 Niveles de desempeño no estructural 3.9 DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA APÍTULO 4 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	. 41 . 42 . 43 . 44
C 4	3.8.2 Niveles de desempeño no estructural 3.9 DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA APÍTULO 4 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL	. 41 . 42 . 43 . 44
C 4	3.8.2 Niveles de desempeño no estructural 3.9 DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA APÍTULO 4 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL 4.1 IDEALIZACIÓN DE CARACTERÍSTICAS PRELIMINARES DEL MODEL A DESARROLLAR	. 41 . 42 . 43 . 44 O
C 4	3.8.2 Niveles de desempeño no estructural 3.9 DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA APÍTULO 4 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL 4.1 IDEALIZACIÓN DE CARACTERÍSTICAS PRELIMINARES DEL MODEL A DESARROLLAR	. 41 . 42 . 43 . 44 . 44 . 44
C 4	 3.8.2 Niveles de desempeño no estructural	. 41 . 42 . 43 . 44 . 44 . 44 . 44
C 4	 3.8.2 Niveles de desempeño no estructural	. 41 . 42 . 43 . 44 . 44 . 44 . 44 . 44
C 4	 3.8.2 Niveles de desempeño no estructural	. 41 . 42 . 43 . 44 . 44 . 44 . 44 . 44
C 4	 3.8.2 Niveles de desempeno no estructural	. 41 . 42 . 43 . 44 . 44 . 44 . 44 . 45 . 45
C 4	 3.8.2 Niveles de desempeno no estructural	. 41 . 42 . 43 . 44 . 44 . 44 . 44 . 45 . 45 . 45
C 4	 3.8.2 Niveles de desempeno no estructural	. 41 . 42 . 43 . 44 . 44 . 44 . 45 . 45 . 45 . 45
C 4	 3.8.2 Niveles de desempeno no estructural 3.9 DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA CAPÍTULO 4 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL 4.1 IDEALIZACIÓN DE CARACTERÍSTICAS PRELIMINARES DEL MODEL A DESARROLLAR 4.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE ANÁLISIS 4.2.1 Carga muerta 4.2.2 Carga viva 4.2.3 Aplicación de las cargas en el modelo. 4.3 EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES DE REGULARIDAD 4.3.1 Estructura regular. 4.3.2 Estructura fuertemente irregular. 	. 41 . 42 . 43 . 44 . 44 . 44 . 45 . 45 . 45 . 45 . 45
C 4	 3.8.2 Niveles de desempeno no estructural 3.9 DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA APÍTULO 4 METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL 4.1 IDEALIZACIÓN DE CARACTERÍSTICAS PRELIMINARES DEL MODEL A DESARROLLAR 4.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE ANÁLISIS 4.2.1 Carga muerta 4.2.2 Carga viva 4.2.2 Carga viva 4.3 EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES DE REGULARIDAD 4.3 Estructura regular 4.3.2 Estructura fuertemente irregular 4.4 CLASIEICACIÓN SÍSMICA SEGLÍN RNC-07 	. 41 . 42 . 43 . 44 . 44 . 44 . 45 . 45 . 45 . 45 . 45

4.4.1 Grupos (Arto 20.)	46
4.4.2 Factor por reducción por ductilidad (Arto.21)	47
4.4.3 Factor de reducción por sobrerresistencia (Arto. 22)	50
4.4.4 Factor de amplificación por tipo de suelo (Arto. 25)	50
4.4.5 Máxima aceleración espectral, S _d	50
4.4.6 Coeficiente sísmico, c (Arto. 24)	50
4.5 APLICACIÓN DEL MÉTODO PUSHOVER	50
4.5.1 Elección del nodo de control	51
4.5.2 Estimación del patrón de carga	51
4.5.3 Curva de capacidad	51
4.6 OBTENCIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO EN LAS RÓTULAS	
PLÁSTICAS	52
4.7 DETERMINACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO OBJETIVO	52
4.8 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA	52
CAPÍTULO 5	53
5. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA	54
 5. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA 5.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 	54 54
 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA 5.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 5.2 ELABORACIÓN DEL MODELO 	54 54 59
 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA 5.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 5.2 ELABORACIÓN DEL MODELO 5.2.1 Elementos metálicos principales 	54 54 59 59
 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA 5.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 5.2 ELABORACIÓN DEL MODELO 5.2.1 Elementos metálicos principales 5.2.3 Diafragma 	54 54 59 59 59
 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA 5.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 5.2 ELABORACIÓN DEL MODELO 5.2.1 Elementos metálicos principales 5.2.3 Diafragma 5.2.4 Fundaciones 	54 59 59 59 59 60
 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA 5.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 5.2 ELABORACIÓN DEL MODELO 5.2.1 Elementos metálicos principales 5.2.3 Diafragma 5.2.4 Fundaciones 5.2.5 Transferencia de cargas gravitacionales 	54 59 59 59 59 60 61
 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA 5.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 5.2 ELABORACIÓN DEL MODELO 5.2.1 Elementos metálicos principales 5.2.3 Diafragma 5.2.4 Fundaciones 5.2.5 Transferencia de cargas gravitacionales 5.3 CARGAS GRAVITACIONALES 	54 59 59 59 60 61 64
 5. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA 5.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO 5.2 ELABORACIÓN DEL MODELO 5.2.1 Elementos metálicos principales 5.2.3 Diafragma 5.2.4 Fundaciones 5.2.5 Transferencia de cargas gravitacionales 5.3 CARGAS GRAVITACIONALES 5.3.1 Peso propio 	54 59 59 59 60 61 64
 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA	54 59 59 59 60 61 64 64
 5. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA	54 59 59 59 60 61 64 64 64
 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA	54 59 59 59 60 61 64 64 66 66
 ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA	54 59 59 59 60 61 64 64 66 66 66

5.5.2 Comprobación de la inclusión de los modos naturales	
5.5.3 Período estructural	76
5.5.4 Revisión del cortante basal	82
5.5.5 Revisión de los desplazamientos	83
CAPÍTULO 6	86
6. APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL	87
6.1 VERIFICACION ESTRUCTURAL PARA APLICACIÓN DEL MÉTOD	0 87
6.1.1 Revisión del criterio de los modos altos	88
6.2 TIPO DE CURVA DE HISTÉRESIS	88
6.3 NODO DE CONTROL	88
6.4 PATRÓN DE CARGAS	89
6.4.1 Cargas gravitacionales	89
6.4.2 Cargas laterales	89
6.5 CURVA DE CAPACIDAD Y DESPLAZAMIENTO	89
6.5.1 Curva de capacidad y desplazamiento en la dirección en X	90
6.5.2 Curva de capacidad y desplazamiento en la dirección en Y	93
6.6 CÁLCULO DEL DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN	
6.6.1 Análisis en viga	97
6.6.2 Análisis en columna	99
6.6.3 Análisis en la viga de enlace	102
6.7 NIVELES DE DESEMPEÑO	105
6.8 CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO OBJETIVO	108
6.8.1 Aceleración del espectro de respuesta (Sa)	108
6.8.2 Peso sísmico efectivo (W)	108
6.8.3 Factor de masa efectiva (Cm)	109
6.8.4 Período característico del espectro de respuesta (Ts)	109
6.8.5 Período fundamental efectivo (Te)	109
6.8.6 Relación de la demanda de fuerza elástica (R)	109
6.8.7 Relación entre la rigidez pos fluencia y la rigidez efectiva (α)	109
6.8.8 Cortante de fluencia (Vy)	109

6.8.9 Coeficiente C ₀ 109
6.8.10 Coeficiente C1 110
6.8.11 Coeficiente C2110
6.8.12 Coeficiente C ₃ 110
6.8.13 Resultados obtenidos utilizando el método de coeficiente de
desplazamientos
6.9 VERIFICACION DEL DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA 111
CONCLUSIONES112
RECOMENDACIONES 114
BIBLIOGRAFIA
ANEXOI

CAPÍTULO 1

GENERALIDADES

1. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

Las consecuencias no favorables de sismos recientes han motivado la revisión de los procedimientos de evaluación para estructuras existentes y el desarrollo de procedimientos de diseño para nuevas construcciones que enfaticen conceptos de la filosofía de diseño sísmico por desempeño alrededor del mundo. En Nicaragua se utilizan métodos de análisis lineales para diseñar y evaluar cualquier tipo de edificaciones teniendo en cuenta que los resultados solo son acertados en un pequeño grupo de estructuras dependiendo de sus características.

La evaluación estructural ha evolucionado e incorporado directamente el comportamiento no lineal de los materiales y la definición de niveles de desempeño sísmico para los cuales se evalúa la capacidad estructural de cada elemento. Esta forma de evaluación es muy importante y necesaria, sobre todo en aquellas regiones con alta actividad sísmica.

Teniendo en cuenta esto, se realizará un diagnóstico mediante un análisis estático no lineal el cual incorpora la no linealidad de los materiales constituyentes de la estructura. El análisis pushover (descrito en algunos documentos como FEMA 356 o ATC 40) está basado en la asunción que los múltiples grados de vibración de una estructura están directamente relacionados a la respuesta de un sistema equivalente de un grado de libertad con características de histéresis apropiadas.

Se utilizará un modelo irregular debido a que el comportamiento de este tipo de estructuras no puede ser considerado adecuadamente a través de los métodos lineales. En estos últimos se ocupa un factor de corrección de irregularidad que no considera con suficiente precisión los problemas de comportamiento dinámico de este tipo de estructuras. Es importante en esta investigación presentar un método de análisis que se adapte a este tipo de edificaciones.

1.2 ANTECEDENTES

A lo largo de las últimas décadas se han desarrollado varios métodos simplificados de análisis (que omiten algunos aspectos fundamentales del comportamiento real) de estructuras bajo acción sísmica:

- 1. Análisis estático lineal: ignora la no-linealidad y efectos dinámicos.
- 2. Análisis dinámico lineal: ignora la no-linealidad.
- 3. Análisis estático no lineal: ignora efectos dinámicos.

Todos estos métodos solo son aplicables si se asumen ciertas condiciones especiales en el comportamiento de la estructura, lo cual hace que sus resultados sean confiables bajo muchas restricciones. En este punto entra en juego el análisis dinámico no lineal el cual no hace simplificaciones en cuanto a las características y comportamiento de la estructura.

El Federal Emergency Management Agency (FEMA 1997a; 1997b) establece que las demandas sísmicas se calculan mediante el análisis estático no lineal de la estructura gobernada principalmente por el primer modo de vibración (Pushover tradicional).

Elnashai (2001); Fajfar y Gaspersic (1996); Gupta y Krawinkler (1999); Maison y Bonowitz (1999); Reinhorn (1997); Skokan y Hart (2000) encontraron que las predicciones de las demandas sísmicas son restringidas a estructuras de mediana altura para que los efectos debido a los modos de vibración sean mínimos.

Chopra y Goel (2001) en "A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimate Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation", propusieron el Análisis Pushover Modal (MPA) como una herramienta para determinar la respuesta inelástica pico de un edificio sometido a un sismo utilizando los distintos modos de vibración que gobiernan en él. A nivel de Latinoamérica se han realizado numerosos análisis del comportamiento estructural en base a métodos estáticos no lineales a diferentes tipos de sistemas estructurales:

En Chile, Meneses (2006) desarrolló el tema "Análisis de edificios de hormigón armado en base a pórticos planos acoplados a muros de altura parcial". Realizó el análisis Modal Pushover para determinar los niveles de desempeño de un edificio de concreto reforzado y su grado de vulnerabilidad estructural.

En El Salvador, Guevara Morales, Osorio Rodríguez y Vargas (2006) presentaron "Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal". Se llevó a cabo el análisis de un edificio mediante el método estático no lineal (Pushover) en el cual expresa que con la utilización del análisis de pushover se puede conocer la secuencia de aparición de daños en los elementos estructurales para diferentes estados límites de comportamiento.

En Nicaragua Talavera y Calderón (2014) efectuó el trabajo de "Aplicación del método estático no lineal (Pushover) en el análisis estructural de un edificio aporticado de acero bajo las condiciones sísmicas del sector noroeste de la ciudad de Managua". Analizó el comportamiento inelástico de la estructura y determinó los correspondientes estados límites de daños, así como la máxima demanda sísmica en función de los máximos desplazamientos de la estructura.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Nicaragua por su posición geográfica es susceptible a sismos de gran intensidad como los ocurridos en los pasados años 1931 y 1972 que destruyeron Managua y llevaron al colapso edificios importantes de la época. Por esta razón en 1973 se introdujo el primer reglamento de construcción el cual establece el uso de métodos de diseños lineales. En 2007 el MTI junto con el SINAPRED actualizaron

el Reglamento Nacional de la Construcción, sin embargo su enfoque sigue basándose en la misma metodología de diseño.

Según el artículo 1 del Reglamento Nacional de la Construcción (RNC-07) los objetivos del diseño y construcción de edificaciones son: evitar la pérdida de vidas y disminuir la posibilidad de daños físicos a personas, resistir sismos menores sin daños o con daños estructurales leves y evitar el colapso por efectos de sismo de gran intensidad. Uno de los aspectos para garantizar dichos objetivos es la realización de un diseño riguroso y una ejecución de obra bajo la aplicación de las normas de construcción. En la realidad existe una posibilidad de que haya un déficit en el cumplimiento de lo antes expuesto, por este motivo es necesario la implementación de un diagnóstico en las estructuras en las que se ponga en duda su buen funcionamiento.

El RNC-07 contempla únicamente análisis por métodos lineales. Estos no predicen correctamente el comportamiento estructural fuera de sus límites de aplicabilidad, debido a que ignoran los cambios de rigideces y pérdidas de resistencia durante un sismo y no estima con precisión el desplazamiento máximo en un edificio. Por las debilidades detectadas en los métodos antes abarcados es que se propone la implementación de un método estático no lineal (Pushover) para el diagnóstico del comportamiento estructural.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

Diagnosticar el comportamiento de una estructura de tipo irregular determinando su nivel de desempeño mediante la aplicación del método estático no lineal (Pushover).

1.4.2 Objetivos Específicos

- Emplear métodos de análisis lineales para obtener la distribución de carga lateral, utilizando el software ETABS 2016 v16.1.0.
- Seleccionar el tipo de método estático no lineal aplicable según la influencia de los modos superiores de vibración.
- Generar la curva de capacidad con la finalidad de conocer la historia de deformaciones y cortantes en la estructura a través el análisis estático no lineal.
- Determinar el desplazamiento objetivo mediante el método de coeficiente de desplazamientos (FEMA 356).
- Analizar el desarrollo de las rótulas plásticas de la estructura con el propósito de calificar sus correspondientes niveles de desempeño.

CAPÍTULO 2

EDIFICIOS DE ACERO: TIPOS, COMPORTAMIENTO Y REGULARIDAD.

2. EDIFICIOS DE ACERO: TIPOS, COMPORTAMIENTO Y REGULARIDAD.

2.1 GENERALIDADES

El comportamiento inelástico de un edificio de acero está asociado a numerosos elementos. En el presente capítulo se muestran los principales factores que inciden sobre este tipo de comportamiento como lo son: el tipo de marco, el comportamiento del material y los problemas de estructuración (regularidad). Estos factores se estudiaran en dos grupos: Marcos arriostrados y Marcos con uniones resistente a momentos.

2.2 MARCOS ARRIOSTRADOS

Son sistemas resistentes a fuerzas laterales que se caracterizan por su alta rigidez elástica. La alta rigidez es alcanzada por la incorporación de elementos diagonales que resisten fuerzas laterales mediante el desarrollo de fuerzas axiales y relativamente pequeñas acciones por flexión.



FIGURA 2.1 Ejemplos de configuraciones de arriostramiento lateral.

- a. Diagonales no acoplados.
- b. Diagonales en cruz de San Andrés.
- c. Diagonales concéntricos.
- d. Diagonales en "K"
- e. Diagonales excéntricas.

Fuente: UGEL Y VIELMA (2011)

2.2.1 Ventajas y desventajas

Son aplicados en ciudades con alta amenaza sísmica por su gran capacidad de disipación de energía y rigidez lateral. Se pueden emplear a gran variedad de geometrías posibles y construir hasta niveles de gran altura, así como en la rehabilitación de estructuras existentes porque se pueden ensamblar piezas relativamente pequeñas en tamaño y peso. Son eficaces en el perímetro del edificio donde pueden controlar la respuesta torsional del edifico ante el sismo. (Sabelli, Roeder, & Hajjar, 2013).

Sin embargo, deben cuidarse algunos aspectos que pueden hacer que el comportamiento sísmico de estos sistemas sea inadecuado. Por la extrema diferencia en rigidez que existe entre las zonas rigidizadas y el resto de la estructura, las fuerzas laterales se concentran en dichas zonas y así se transmiten a área concentradas de la cimentación. Pueden producirse, además, solicitaciones excesivas en los elementos que conectan al resto de la estructura con las zonas rigidizadas. Cualquier irregularidad de los elementos rígidos en elevación implica la transmisión de fuerzas muy elevadas. Particularmente crítica resulta la transmisión de las fuerzas a la cimentación, especialmente en estructuras fundadas en suelos compresibles.

2.2.2 Comportamiento del sistema

El comportamiento cíclico inelástico de un sistema arriostrado se caracteriza por la fluencia y alargamiento de los elementos de contraventeo que se encuentran en tensión. Por otro lado, la delgadez de tales elementos, conlleva a un pandeo de éstos para bajos niveles de carga axial ante solicitaciones de compresión. Cabe señalar que los elementos en compresión contribuyen de manera insignificante sobre el aumento de resistencia en un marco. Bajo sucesivos ciclos de carga, cada arriostramiento acumula deformaciones axiales residuales, en tanto que el marco va perdiendo su rigidez lateral.



Figura 2.2 Comportamiento de un marco con arriostramiento delgados en cruz. Fuente: WAKABAYASHI (1986)

2.2.3 Marcos arriostrados excéntricamente

Es un sistema en el cual uno de los extremos del arriostre intersecta en una viga con una excentricidad que va del eje central de la viga al arriostre adyacente, formando una viga de enlace que está sujeto a flexión y cortante. Las excentricidades menores que el peralte de la viga son permitidas en conexiones de arriostres si el miembro resultante y las fuerzas de conexión son dirigidos en el diseño y no cambian la fuente esperada de la capacidad de deformación inelástica.

Los arriostres excéntricos (EBF) se diseñan acorde a la AISC 341-10 y se espera que provean de una gran capacidad de deformación inelástica principalmente a través del cortante o rigidez flexionante en las vigas de enlace. Poseen las ventajas de los pórticos con conexiones de momento y la de los pórticos con arriostramientos concéntricos. Pueden absorber más energía sísmica que un pórtico arriostrado a la vez que son más rígidos que los pórticos con conexiones de momento y por lo tanto menos desplazables lateralmente. Las estructuras deben diseñarse para disipar energía mediante deformaciones plásticas, las cuales permiten eventualmente la formación y la rotación de articulaciones plásticas.



Figura 2.3 Ejemplos de configuraciones en marcos con arriostramientos excéntricos. Fuente: Trujillo (2000)

2.2.3.1 Mecanismo de falla

Se espera que el enlace concentre los daños para un sismo severo, previniendo la falla por pandeo de las diagonales y actuando como un fusible para el resto de la estructura. Por lo tanto, es de vital importancia diseñar los enlaces para que disipen la mayor cantidad de energía y tengan una deformación inelástica estable.

La longitud del enlace determina la geometría del marco y las fuerzas que se desarrollan en el enlace. Existen tres tipos de enlaces, que vienen dados por el tipo de falla que ocurren en éste. En los enlaces más cortos se tiene fluencia por corte, mientras que los enlaces más largos presentan fluencia por flexión. Los enlaces intermedios presentan una combinación de fluencia por flexión y corte.

En el edificio en estudio se presenta una viga de enlace corto y por lo tanto se plastifica por una falla de corte, por lo que se disipa mayor cantidad de energía y se tiene mayor ductilidad. Según la AISC 341-10, las vigas de enlace de corte presentan un comportamiento más estable ante cargas cíclicas.



Figura 2.4 Puntos de disipación de energía en dependencia de la configuración en marcos con arriostramiento excéntricos. Fuente: Trujillo (2000)

2.3 COMPORTAMIENTO NO LINEAL DEL ACERO

2.3.1 No linealidad del material

La especificación de una única relación Esfuerzo-Deformación Unitaria es suficiente para definir el material, sin embargo, durante solicitaciones sísmicas se producen ciclos de carga-descarga tanto en tracción como en compresión, para lo cual es necesario conocer el comportamiento histerético del material.

2.3.1.1 Curva de histéresis

Luego de que un acero ha sido sometido a un esfuerzo más allá de su límite elástico y se encuentra en el rango plástico, un número de fenómenos pueden ser observados durante repetidos ciclos de carga descarga e inversiones de esfuerzo. Primero, descargando hasta $\sigma = 0$ y cargando hasta el máximo nivel de esfuerzo alcanzado previamente, se observa un comportamiento elástico del material, con un módulo de elasticidad igual al valor original (E), como se muestra en la figura 2.5. Luego, realizando una inversión del esfuerzo ($\sigma = -\sigma_y$), no se observa una "esquina" aguzada en la curva Esfuerzo-Deformación al inicio de la fluencia; por el contrario, se observa un tramo "suave" de la curva con un módulo de elasticidad que disminuye gradualmente y una fluencia que se inicia más temprano que lo predicho. Este comportamiento, conocido como "Efecto Bauschinger" es una propiedad natural del acero. Si la inversión del esfuerzo se inicia antes de que el

material alcance la zona de endurecimiento por deformación cuando es cargado en una dirección, es posible obtener una plataforma de tensión de fluencia constante en la otra dirección, tal como se muestra en la figura 2.5 a). Por otro lado, cuando el material ha entrado en la zona de endurecimiento por deformación, la plataforma de tensión de fluencia constante desaparece en ambas direcciones de carga (figura 2.5 b)).



Figura 2.5 Relaciones Esfuerzo-Deformación cíclicas del acero estructural.

 a) Inversión de carga en rango plástico.
 b) Inversión de carga en zona de endurecimiento por deformación.

 Fuente: BRUNEAU, UANG Y WHITTAKKER (1998)

Existen distintos tipos de modelos de histéresis para describir el comportamiento de diferentes tipos de materiales. En su mayor parte, estos difieren en la cantidad de energía que se disipan en un ciclo dado de la deformación, y cómo el comportamiento de disipación de energía cambia con una cantidad creciente de la deformación.

- Modelo de histéresis elástico: El comportamiento es no lineal pero elástico, significa que el material siempre carga y descarga a lo largo de la curva esqueleto y no existe energía disipada.
- Modelo de histéresis cinemático: Este modelo se basa en el comportamiento del endurecimiento cinemático que se observa

comúnmente en los metales, en este tipo de modelo se disipa una cantidad importante de energía y es apropiado para materiales dúctiles.

- Modelo de histéresis degradado: Es muy similar al modelo cinemático pero utiliza una trayectoria circular histerética degradante que representa la disminución de la disipación de energía y descarga de rigidez con el aumento de la deformación plástica.
- Modelo de histéresis de Takeda: Este modelo es parecido al modelo cinemático pero utiliza una trayectoria circular histerética degradante basado en el modelo de Takeda como se describe en Takeda, Sozen y Nielsen (1970). Este modelo simple no requiere parámetros adicionales, y es más apropiado para hormigón armado que para metales ya que se disipa menos energía que para el modelo cinemático.
- Modelo de histéresis de Pivote: Es semejante al modelo de Takeda pero tiene parámetros adicionales para controlar la trayectoria circular histerética degradant. Es especialmente adecuado para los miembros de hormigón armado y se basa en la observación de que la carga y descarga inversa tienden a ser dirigida hacia puntos específicos, llamados puntos de pivotes, en el plano de acción-deformación. El uso más común de este modelo es de momento-rotación. Este modelo se describe completamente en Dowell, Seible, y Wilson (1998).
- Modelo de histéresis de concreto: Este modelo está diseñado para hormigón y materiales similares no reforzados La tensión y el comportamiento de compresión son independientes y se comportan de manera diferente. La curva de fuerza-deformación (tensión-deformación) se utiliza para determinar el signo de la compresión, que puede ser positivo o negativo. El punto que tiene el mayor valor absoluto de la tensión o fuerza se considera que está en compresión, de modo que el signo de la compresión puede ser positivo o negativo. Asimismo, el modelo concreto también se puede utilizar para representar un material sometido a tracción de sólo cuyo comportamiento es similar al hormigón en compresión.

Modelo de histéresis isotrópico: Este modelo es, en cierto sentido, lo contrario del modelo cinemático. La deformación plástica en una dirección "empuja" la curva para la otra dirección fuera de ella, de modo que ambas direcciones aumento de la fuerza de forma simultánea.



Fuente: ETABS 2016

2.3.2 No linealidad geométrica

2.3.2.1 Rótulas plásticas

Una rótula plástica se define como aquel punto en que la sección no es capaz de absorber mayor momento a flexión y empieza únicamente a rotar. Este punto se genera a una longitud que varía de acuerdo al tipo de conexión entre elementos, así como de las características propias de la sección. (Portillo, Rodríguez, & Martínez, 2011)

> Diagrama momento curvatura

La formación de rótulas plásticas se da por la constante degradación de la rigidez de los elementos. Para verificar el cambio en la rigidez se establece el diagrama momento curvatura para la sección de un elemento determinado.

La figura 2.7 describe el comportamiento elástico de la viga, la cual se define hasta el punto A, el punto Y es cuando fluye el acero a tensión que se convierte en una zona potencial de rótula plástica, ya que la sección ha comenzado a fluir. Y el punto U se refiere a la capacidad última a compresión del concreto.



Figura 2.7 Diagrama momento curvatura. Fuente: Baltodano y Duarte (2015)

2.3.2.2 Diagrama generalizado

Es usado para establecer los límites de desempeño en término de las deformaciones de la rótula del elemento.



Figura 2.8 Relación generalizada fuerza-deformación para elementos de acero o componentes. Fuente: FEMA 356

Los parámetros Q y Qy en la figura 2.8 son componentes de cargas generalizadas y componentes de esfuerzos generalizados, respectivamente. Para vigas y columnas, θ es la rotación elástica y plástica total de la viga o columna, θ y es la rotación en la fluencia, Δ es el desplazamiento elástico y plástico total y Δ y es el desplazamiento en la fluencia. En la figura 2.9 se define la cuerda de rotación para vigas. La cuerda de rotación deberá ser calculada ya sea añadiendo la rotación en la fluencia, θ y, a la rotación plástica o tomándolo igual a la deriva de entrepiso. Las ecuaciones (2-1) y (2-2) son utilizadas para calcular la rotación en la fluencia, θ y, donde el punto de contraflexión es anticipado a ocurrir a la mitad de la longitud de la viga o columna, respectivamente, puede ser permitido.



Figura 2.9 Definición de rotación de cuerda Fuente: FEMA 356

$$Vigas: \qquad \theta_y = \frac{ZF_{ye}I_b}{6EI_b} \qquad \qquad 2-1$$

Columnas:
$$\theta_y = \frac{ZF_{ye}I_c}{6EI_c} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right)$$
 2-2

En donde:

- Z= Módulo de sección plástica del elemento.
- F_{ye} = Limite de fluencia esperado del material.
- $L_b o L_c$ = Longitud del elemento, ya sea viga o columna.
- $I_b o I$ = Momento de inercia del elemento, ya sea viga o columna.
- *E*= Módulo de elasticidad del material.
- P= Fuerza axial en el elemento al final del análisis.
- P_{ye} = Fuerza axial de fluencia del elemento.

El mecanismo de los sistemas a base de arriostres excéntricos es que las diagonales queden libres de rótulas permitiendo fluir a la viga de enlace. La rotación de la viga de enlace en la fluencia deberá ser calculada de acuerdo con la ecuación 2-3.

$$\theta_y = \frac{Q_{CE}}{K_e e}$$
 2-3

$$K_e = \frac{K_s K_b}{K_s + K_b}$$
 2-4

$$K_s = \frac{GA_w}{e}$$
 2-5

$$K_b = \frac{12EI_b}{e^3}$$
 2-6

$$Q_{CE} = \frac{2M_{CE}}{e}$$
 2-7

En donde:

- Q_{CE} = Fuerza esperada de componentes genaralizados.
- $K_e = \text{Rigidez} \text{ de la viga de enlace.}$
- e = Longitud de la viga de enlace.
- K_b = Rigidez por flexión.
- K_s = Rigidez por cortante.
- G = Módulo de cortante.
- V_{CE} = Cortante esperado.

La tabla 2.1 se utiliza para calcular la deformación inelástica máxima permisible.

		Paran	netros de mo	delado	Criterios de aceptacion					
		Angulo de rotacion			2	Angulo de rotacion plastica, en ra			adianes.	
		plastica, e	n radianes.	esfuerzo		Pri	mario	Secu	undario	
Eleme	nto/Accion	а	b	с	10	LS	CP	LS	CP	
Viga-Fl	lexion				_				_	
а)	$\begin{split} \frac{b_f}{2t_f} &\leq \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} \\ \frac{h}{t_w} &\leq \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}} \end{split}$	98 _y	110 _y	0.6	1θ _y ,	68 _y	80 _y	90 _y ,	110 _y	
b)	$\frac{b_f}{2t_f} \ge \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ $\frac{h}{t_w} \ge \frac{640}{\sqrt{F_{ye}}}$	48 _y	60 _y	0.2	0.250 _y	2θ _y	30 _y	30 _y	4θ ₂ ,	
c) Otros Interpolacion lineal entro esbelto y			e los valores de la fila a) y b) se debera llevar a cabo para ambos valores (Pa y alma esbelta), y el menor valor obtenido debera ser utilizado					alores (Patin		
Colum	na- flexión									
a)	$\frac{\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}}{\gamma}$ $\frac{\gamma}{t_w} \le \frac{300}{\sqrt{F_{ye}}}$	90 _y ,	$11 \theta_y$	0.6	$1 heta_y$	$6 heta_y$	8 <i>0</i> _y ,	90 _y	$11\theta_y$	
b)	$d\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{65}{\sqrt{F_{ye}}}$ $\frac{\acute{O}}{t_w} \le \frac{460}{\sqrt{F_{ye}}}$	$4 heta_y$	6 <i>θ</i> _y	0.2	0.25θ _y	20 _y	3 <i>θ</i> _y ,	3 <i>0</i> _y	$4 heta_y$	
c) Otro) Otros Interpolación lineal entre los valores de la fila a) y b) se deberá llevar a cabo para ambos valores (P esbelto y alma esbelto), y el menor valor obtenido deberá ser utilizado.						valores (Patír			

Tabla 2.1 Parámetros de modelación y criterios de aceptación para procedimientos no lineales-
componentes de acero estructural. (θy)Fuente: FEMA 356

Para	$0.2 < P/P_{CL} < 0.5$								
a)	$\frac{\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{y}{t_w} \le \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}}}$	_3	_4	0.2	0.25θ _y	_5	_3	_6	_4
b)	$\frac{\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}}}{\frac{b_f}{t_w} \le \frac{400}{\sqrt{F_{ye}}}}$	$1 heta_y$	$1.5 heta_y$	0.2	0.25θ _y	0.5θ _y	$0.8 heta_y$	$1.2\theta_y$	$1.2\theta_y$
	c) Otros	Interpolación lineal entre los valores de la fila a) y b) se deberá llevar a cabo para ambos valores (Patín esbelto y alma esbelto), y el menor valor obtenido deberá ser utilizado.							

EBF L	.ink
-------	------

a)	$e \leq \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$	0.15	0.17	0.8	0.005	0.11	0.14	0.14	0.16
b)	$e \geq \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$		Igual que para las vigas						
c)	$\frac{6M_{CE}}{V_{CE}} < e < \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}}$	Se debe usar Interpolación lineal							

³Rotación plástica: $11(1 - 1.7 \frac{P}{P_{cl}})\theta_y$ ⁴Rotación plástica: $17(1 - 1.7 \frac{P}{P_{cl}})\theta_y$ ⁵Rotación plástica: $8(1 - 1.7 \frac{P}{P_{cl}})\theta_y$ ⁶Rotación plástica: $14(1 - 1.7 \frac{P}{P_{cl}})\theta_y$

2.4 IRREGULARIDADES ESTRUCTURALES

Una irregularidad es una característica en la configuración que posiblemente induzca a la estructura un comportamiento no adecuado al momento de una solicitación sísmica en cuyo caso un medio más refinado y "exacto" deberá emplearse para obtener una respuesta aproximada del comportamiento real de la estructura.

La irregularidad en la configuración es uno de los factores que se incluyen actualmente en la mayoría de las normas sísmicas para definir el procedimiento de análisis que se aplicará en el diseño sismorresistente. Estas irregularidades se deben generalmente a decisiones arquitectónicas tomadas en el diseño original del edificio, o en remodelaciones posteriores. Las normas (International Building Code, Reglamento Nacional de la Construcción, ASCE-07, etc.) establecen dos categorías de irregularidades: en planta y en elevación.
Entre las irregularidades en elevación podemos encontrar:

- 1. Piso blando (distribución irregular de la rigidez).
- 2. Piso débil (distribución irregular de la resistencia).
- 3. Irregularidad de pesos.
- 4. Discontinuidad de los elementos verticales resistentes.



Figura 2.10 Formas irregulares en elevación. Fuente: ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD (1999).

Entre las irregularidades en planta podemos encontrar:

- 1. Irregularidad torsional.
- 2. Entrantes y salientes.
- 3. Discontinuidad de diafragma.
- 4. Sistemas resistentes no paralelos.



Figura 2.11 Formas Asimétricas en planta que son indeseables por tender a producir vibración torsional. Fuente: ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD (1999).

CAPÍTULO 3

ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

3. ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

3.1 GENERALIDADES

El análisis estático no lineal (AENL) o pushover es una herramienta útil para realizar evaluaciones sísmicas. Este puede ser usado para estimar las demandas impuestas a una estructura por un movimiento sísmico (Scott, et al., 1994).

Scott, et al., (1994) señalan que el objetivo del análisis estático no lineal (AENL) de una estructura consiste en determinar sus características de respuesta y que éstas serán usadas para evaluar la estabilidad global del sistema estructural.

Krawinkler y Seneviratna, (1998) extienden el panorama y mencionan que con un AENL se puede evaluar el desempeño de un sistema estructural por medio de la estimación de su demanda de resistencia y deformación en un diseño sísmico, y comparar estas demandas con las capacidades disponibles en los niveles de desempeño de interés. La evaluación se basa en la revisión de parámetros importantes de desempeño, incluyendo la distorsión global, distorsión de entrepiso, deformación inelástica de los elementos y fuerzas en los elementos y conexiones.

El AENL se puede ver como un método para predecir la demanda de fuerza y de desplazamiento; considera de una manera aproximada la redistribución de las fuerzas de inercia cuando la estructura está sujeta a cargas sísmicas fuera del intervalo de comportamiento elástico.

Para Krawinkler y Seneviratna, (1998), el AENL es una fuente de información de varias características de la respuesta estructural que no pueden ser obtenidas de un análisis estático lineal o de uno dinámico. Las características de respuesta más importantes son (Krawinkler y Seneviratna, 1998):

a) Las demandas reales de fuerza sobre elementos potencialmente frágiles, tales como fuerza axial en columnas, fuerza en diagonales, momentos flexionantes en las conexiones viga-columna, fuerza cortante en vigas de concreto reforzado, etc.

b) La estimación de demandas de deformación para elementos que tienen que deformarse inelásticamente para disipar la energía impuesta a la estructura por los movimientos del terreno.

 c) Las consecuencias del deterioro de resistencia en elementos individuales sobre el comportamiento del sistema estructural.

 d) Identificación de las regiones críticas de los elementos en las cuales se espera que la demanda de deformación sea alta.

e) Identificación de las discontinuidades de rigidez en planta o elevación.

 f) Estimación de las distorsiones de entrepisos que consideran la discontinuidad de la resistencia o rigidez y que pueden ser usadas para el control del daño y para evaluar los efectos P-delta

La predicción de demandas sísmicas en un AENL debe ser hecha con la estimación de un desplazamiento máximo inducido al sistema estructural y con la selección de un patrón de cargas laterales. Este último producirá la deformación de manera similar a la que se experimentaría en un diseño sísmico (Krawinkler y Seneviratna, 1998).

Existen diferentes técnicas para determinar el desplazamiento de demanda de un edificio: el espectro de capacidad (ATC-40), método N2 (Eurocódigo) y el método por desplazamiento directo (FEMA 356). En el espectro de capacidad los índices de daño no son específicamente referenciados, la demanda sísmica se expresa en términos de un conjunto de espectros de respuesta elástica; En el método N2

se determina una estimación de la demanda de desplazamiento sísmico mediante el análisis de un espectro de respuesta de un modelo bilineal equivalente de un grado de libertad, la cual se compara con los resultados de un pushover de un sistema estructural de múltiples grados de libertad; En el método por desplazamiento directo se calcula el desplazamiento de demanda mediante un cálculo directo utilizando factores que dependen de los sistemas resistente a carga laterales, tipos de patrón de cargas, etc.

3.2 TIPOS DE ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

3.2.1 Pushover clásico

El análisis no lineal por el método *"pushover"* clásico en 2-D, consiste en un empuje lateral incremental hasta que se supone se ha llegado al colapso. En éste se observa cómo interviene la capacidad de la estructura, representada por la curva de capacidad, que se define como la relación entre las fuerzas laterales y los desplazamientos demandados por las mismas. Este modelo de cargas laterales se distribuye a lo largo de la altura del edificio, de acuerdo a un patrón de cargas predefinido. Según criterios técnicos y estudios previos se sabe que las fuerzas aumentan con la altura de la edificación por tanto es adecuado utilizar un patrón de carga de aumento lineal. Otro patrón de carga adecuado consiste en ajustar el patrón de carga a la forma del primer modo de vibración de la estructura. En cada paso o incremento de carga se obtiene el cortante basal, V_b y el desplazamiento del N-ésimo nivel, U_N. Ambos puntos se grafican como en la figura 3.1. La gráfica es comúnmente conocida como curva de capacidad.



Figura 3.1 Curva determinada por medio de un AENL. Fuente: CHOPRA Y GOEL (1999).

Es muy importante destacar que las cargas se aplican en los nodos laterales del modelo. Las fuerzas laterales son monótonas crecientes, aumentando en proporción constante, y tomando como control el desplazamiento en la parte superior del edificio hasta que éste alcance un cierto nivel de deformación. El desplazamiento último puede ser la deformación esperada en el diseño sísmico en el caso de diseñar una nueva estructura, o la deformación correspondiente a un colapso estructural si los fines son la evaluación de una estructura existente. Este método permite el rastreo de la secuencia de rendimiento y el fracaso en el miembro y los niveles de la estructura, así como el progreso general que define la curva de capacidad.

3.2.2 Pushover modal

Originalmente el método del espectro de capacidad supone que la respuesta fundamental de la estructura analizada se basa en su modo fundamental de vibración. En este supuesto radica una de las principales deficiencias teóricas del método, además de producir una insuficiencia en la base conceptual, se produce una fuerte limitación de la utilidad de éste, debido a que existen estructuras cuya respuesta está influenciada por los modos superiores de vibración (González, 2003).

El procedimiento del Análisis del Pushover Modal incluye la contribución de varios "modos" de vibrar de la estructura, lo cual permite obtener resultados más aproximados en el comportamiento de la estructura dentro del rango No-Lineal para las demandas sísmicas, este procedimiento es más simple y con atractivos en el cálculo de las fuerzas invariantes, siendo este método desarrollado recientemente (Chopra & Goel 2001). Es razonable su exactitud puesto que en este procedimiento se considera la distribución invariante de más formas modales en la estructura.

3.3 FACTORES A CONSIDERAR EN EL ANÁLISIS

3.3.1 Efecto P-Delta

Cuando una estructura es sometida a la acción de cargas, estas producen en la estructura deformaciones y esfuerzos internos. Las deformaciones inducidas se traducen en excentricidades, lo que resulta en un aumento en los esfuerzos internos y por ende en más deformaciones adicionales. A este fenómeno se lo conoce con el nombre de efecto P-delta y es de gran importancia en el análisis no lineal debido a que tiene que ver directamente con la degradación de la rigidez de la estructura.



Figura 3.2 Esquemas del efecto P-Delta Fuente: VALENCIA VASCONEZ (2012)

3.4 PATRÓN DE CARGA LATERAL

Para evaluar el desempeño de una estructura, es importante seleccionar el patrón de carga lateral que determine el desplazamiento objetivo. Los patrones de carga tratan de representar y limitar la distribución de fuerzas de inercia en un análisis sísmico.

La distribución de las fuerzas de inercia deberá variar de acuerdo con la intensidad del sismo (hasta la deformación inelástica) y con el tiempo (Krawinkler y Seneviratna, 1998). Una distribución puede ocurrir cuando se forma un mecanismo local y las propiedades dinámicas de la estructura cambian por consecuencia de éste. Así, es más atractivo utilizar un patrón de carga que siga más de cerca la distribución de fuerzas de inercia con variación en el tiempo. Esto indica que pueden existir varios patrones de carga y que cada uno de ellos reflejaría un comportamiento distinto en la estructura.

Según el Arto. 3.3.3.2.3 del FEMA 356, las cargas laterales se aplicarán al modelo matemático en proporción a la distribución de las fuerzas de inercias en el plano de cada diafragma de piso. Para todos los análisis al menos dos distribuciones de cargas laterales deberán ser aplicadas. Un patrón se selecciona entre cada una de los siguientes dos grupos:

• Primer grupo:

a. Una distribución vertical proporcional a los valores del factor de distribución vertical, C_{VX}. El Uso de esta distribución será permitido cuando más de 75% de la masa total participa en el modo fundamental en la dirección bajo consideración, y la distribución uniforme es también utilizada. La ecuación dada en el Arto.
3.3.1.3.2 del FEMA 356, mostrada a continuación, nos muestra dicha distribución.

$$C_{\nu x} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$
 3-1

29

Donde:

- C_{vx} = Factor de distribución vertical
- k = 2.0 para T \ge 2.5 segundos
 - = 1.0 para T \leq 0.5 segundos
- w_i =Porción del peso total de la estructura asignado al nivel i
- w_x = Porción del peso total de la estructura asignado al nivel x
- h_i =Altura desde la base del edificio hasta el nivel i
- h_x =Altura desde la base del edificio hasta el nivel x

b. Una distribución vertical proporcional a la forma del modo fundamental en la dirección bajo consideración. El uso de esta distribución sólo se permitirá cuando más del 75% de la masa total participa en este modo.

c. Una distribución vertical proporcional a la distribución de cortante del piso calculada por combinaciones de los modos de un análisis del espectro de repuesta, incluyendo los suficientes modos para capturar al menos el 90% de la masa total del edificio y usando el apropiado espectro de movimiento de suelos. Esta distribución deberá ser utilizada cuando el período del modo fundamental excede 1.0 segundo.

• Segundo grupo:

a. Una distribución uniforme que consiste en fuerzas laterales en cada nivel proporcional a la masa total en cada nivel.

b. Una distribución de carga adaptativa que cambia a medida la estructura se desplaza. La distribución de carga adaptativa será modificada a partir de la distribución original de la carga utilizando un procedimiento que considera a las propiedades de los elementos estructurales que hayan fluido.

3.5 MEDIDAS DE LA RESPUESTA NO LINEAL

3.5.1 Nodo de control

Según el Arto 3.3.3.2.2 del FEMA 356 el nodo de control deberá ser colocado en el centro de masa del techo del edificio. En edificios con apéndices, las bases de estos últimos serán consideradas como nodo de control.

3.5.2 Curva de capacidad

Es la gráfica que permite estimar la capacidad estructural de un sistema expresando el cortante basal en función del desplazamiento lateral del nodo. La resistencia es usualmente definida como función del tipo de acción. Las resistencias a axil, momento y cortante son empleadas para cuantificar la capacidad de una estructura y sus elementos en ingeniería sísmica. En la curva de capacidad que se muestra en la figura 3.3, la capacidad a cortante V de la estructura es definida tanto por (V_y), que es aquel cortante resistente que define el límite elástico, como por la máxima resistencia a cortante (V_{max}). De manera parecida, se puede graficar la resistencia a axil y momento. La primera en función al desplazamiento provocado por la carga axial y la segunda en términos de rotación.



Figura 3.3 Definición de capacidad estructural Fuente: EINASHI & DI SARNO (2008)

3.5.2.1 Curva de capacidad bilineal

Con el objetivo de poder tener parámetros medibles respecto al comportamiento de la estructura, la curva de capacidad se idealiza a través de una curva bilineal.

La curva bilineal de capacidad por la ATC-40 se basa en un criterio de balance de energía (presenta igual magnitud de área que la curva de capacidad). Ambas curvas absorben igual cantidad de energía y presenta igual punto de colapso. Esto se traduce en decir, que el área comprendida por ambas curvas tanto a la izquierda como a la derecha del punto de intersección de ambas, es igual. Con este último criterio y partiendo del hecho de que la primera pendiente de la curva bilineal coincida con la rigidez elástica de la estructura, se calcula el punto de cedencia.

En la figura 3.4 se muestran la curva de capacidad (totalmente curva) y que se obtiene del análisis estático no lineal o pushover y superpuesta a ésta está la curva bilineal. En esta gráfica se denotan dos puntos importantes para destacar y que permiten evaluar la respuesta estructural del edificio, estos son: **capacidad de cedencia** (Δ_y , V_y) y **capacidad** última (Δ_u , V_u).

El **punto de cedencia** hace referencia a aquel desplazamiento en el cual la estructura empieza a incursionar en el rango no lineal. Este punto se caracteriza por dos ordenadas: una horizontal (Δ_y) y una vertical (V_y), los cuales son el desplazamiento y el cortante respectivamente. El subíndice y representa la cedencia de la estructura.

El **punto de capacidad última** representa la máxima resistencia de la estructura después de haber superado el estado plástico de los elementos estructurales y constituye la pérdida de la estabilidad del sistema o la deformación a partir de la cual no se cuenta con ninguna resistencia lateral. Este punto se caracteriza al igual que el anterior por dos ordenadas: una horizontal (Δ_u) y una vertical (V_u), los

cuales son el desplazamiento y el cortante respectivamente. El subíndice u representa la capacidad última de la estructura.

Partiendo del principio de energía planteado a principio del apartado, el punto de cedencia se puede calcular a partir de dos expresiones formuladas en el ATC-40:

$$\Delta_{y} = \frac{2A - V_{u} \times \Delta_{u}}{K \times \Delta_{u} - V_{u}}$$
 3-2

$$V_{y} = K \times \Delta_{y}$$
 3-3

Donde A es el área debajo de la curva de capacidad, V_u el cortante último, V_y el cortante de cedencia, Δ_u el desplazamiento último, Δ_y el desplazamiento de cedencia y K la rigidez (pendiente de la primera recta de la curva de capacidad bilineal).

Los puntos de cedencia y capacidad última son de gran importancia, ya que se relacionan directamente con la capacidad de la estructura de admitir grandes deformaciones antes de fallar (ductilidad).



Fuente: AMERICAN TECHNOLOGY CONCRETE (1996)

3.5.3 Distorsión de entrepiso o deriva

Una medida representativa de la respuesta de un sistema estructural sujeto a cargas laterales es el desplazamiento relativo de entrepiso; es decir, el incremento en el desplazamiento lateral entre un piso y el siguiente. Resulta conveniente el uso de un índice adimensional de esta medida de la respuesta, dividiendo el desplazamiento relativo del entrepiso entre la altura del mismo.

$$\gamma = \frac{\Delta}{H}$$
 3-4

Este índice es el más empleado para cuantificar la respuesta de edificios, para comparar el comportamiento de diferentes sistemas y para estimar el grado de daño que puede presentarse, tanto en la estructura misma como en los elementos no estructurales

3.6 DESPLAZAMIENTO OBJETIVO

3.6.1 Método de coeficientes de desplazamiento

El método de coeficiente de desplazamiento establecido en el FEMA 356 (Arto. 3.3.3.3.2) provee un proceso numérico directo para calcular el desplazamiento de demanda. Este método no requiere convertir la curva de capacidad a coordenadas espectrales.

El desplazamiento objetivo será calculado con la siguiente ecuación:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g$$
 3-5

Coeficiente C₀: es el factor de modificación que se utiliza para relacionar el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad con

el desplazamiento del techo de una estructura de múltiples grados de libertad, se calcula usando uno de los siguientes procedimientos:

- La participación del factor del primer modo de vibración en el nivel del nodo de control.
- La participación del factor modal en el nivel del nodo de control calculado utilizando un vector de forma correspondiente a la forma desviada del edificio en el desplazamiento objetivo. Este procedimiento deberá ser usado si el patrón de carga adaptativo definido en la sección 3.3.2 del presente documento es usado.
- El valor apropiado de la tabla 3.1.

	Estructura	Otras estructuras	
Número de	Patrón de carga	Patrón de carga	Cualquier patrón
niveles	lateral triangular	lateral uniforme	de carga
1	1.0	1.0	1.0
2	1.2	1.15	1.2
3	1.2	1.2	1.3
5	1.3	1.2	1.4
10 ó más	1.3	1.2	1.5

Tabla 3.1 Valores del factor de modificación C₀ Fuente: FEMA 356

Coeficiente C₁: este factor relaciona el máximo desplazamiento elástico y el máximo desplazamiento inelástico en estructuras con lazos histeréticos completo o relativamente estables, donde el valor corresponde a:

$$\frac{1.0 \text{ si } T_e \geq T_s}{\left[\frac{1.0 + (R-1)\frac{T_s}{T_e}\right]}{R}} \text{ si } T_e < T_s$$

T_e: es el período fundamental efectivo del edificio en la dirección bajo consideración.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}}$$
 3-6

Donde:

- T_i: Es el período fundamental elástico en la dirección bajo consideración, calculado por análisis dinámico elástico.
- K_i: Es la rigidez lateral elástica del edificio en la dirección bajo consideración.
- K_e: Es la rigidez lateral efectiva, la cual se tomará como la rigidez secante calculada a la fuerza del cortante basal igual al 60% de la resistencia elástica efectiva de la estructura.

T_s: es el período característico del espectro de respuesta, definido como el período asociado con la transición del segmento de aceleración constante con el segmento de la velocidad constante del espectro.

R: es la relación de la demanda de la fuerza elástica con el coeficiente del límite elástico calculado por la ecuación 3-7.

$$R = \frac{S_a}{V_y/_W} \times C_m$$
 3-7

Coeficiente C₂: este factor de modificación representa el efecto de la forma de histéresis en la respuesta de desplazamiento máxima. Si los lazos de histéresis exhiben estrangulamiento o deterioro de la rigidez, la capacidad de disipación de energía disminuye y se podría esperar mayores desplazamientos. Este efecto es importante en estructuras de baja resistencia y periodo corto. El valor de C₂ para diferentes sistemas de resistencia a cargas laterales y niveles de desempeño

estructurales deberá ser obtenido mediante la tabla 3.2. Alternativamente el uso de un C₂=1 será permitido para procedimientos no lineales.

	$T\leq 0.1 s$	segundos	$T \ge T_s s d$	egundos
Nivel de desempeño	Sistema tipo	Sistema tipo	Sistema tipo	Sistema tipo
estructural	1 ¹	2 ²	1 ¹	2 ²
Ocupación inmediata	1.0	1.0	1.0	1.0
Seguridad de vida	1.3	1.0	1.1	1.0
Prevención de colapso	1.5	1.0	1.2	1.0

Tabla 3.2 Valores del factor de modificación C₂ Fuente: FEMA 356

¹ Estructuras en donde más del 30% del cortante en cada nivel es resistido por alguna combinación de los siguientes componentes o sistemas: marcos ordinarios resistentes a momentos, arriostres concéntricos, marcos con conexiones parcialmente restringidas, tensores, muros de mampostería sin refuerzos y machones de muros y vigas de acoplamiento de concreto reforzado o mampostería donde las demandas de cortante son críticas.

² Todos los sistemas no asignados al sistema tipo 1.

Coeficiente C₃: es el factor de modificación para representar el incremento de los desplazamientos debido a los efectos dinámicos P- Δ . Para edificios con curva de capacidad con rigidez post fluencia positiva, el coeficiente será de un valor igual a 1, para estructuras con rigidez post fluencia negativa, el valor de C₃ deberá ser calculado utilizando la ecuación 3-8.





Figura 3.5 Curvas fuerza- desplazamiento idealizado, a) Pendiente pos fluencia positiva y b) Pendiente pos fluencia negativa. Fuente: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY (2008)

α: es la relación entre la rigidez pos fluencia y la rigidez efectiva, donde la curva de capacidad debe de ser caracterizada por una relación bilineal.

 S_a : aceleración del espectro de respuesta, relacionado al periodo fundamental y al nivel de amortiguamiento del edificio, en la dirección bajo consideración.

g: aceleración debido a la gravedad.

 V_y : cortante de fluencia obtenido de la curva de capacidad bilineal.

W: peso sísmico efectivo (carga muerta + carga viva incidental).

C_m: factor de masa efectiva proveniente de la tabla 3.3.

Fuente: FEMA 356							
Numero de niveles	Marcos de concreto resistentes a momento	Muros de concreto resistentes al corte	Machón de muro-viga de acople de concreto reforzado	Marcos de acero resistentes a momento	Arriostres concéntricos de acero	Arriostres excéntricos de acero	Otros
1 a 2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 ó más	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

Tabla 3.3 Valores del factor de masa efectiva C_m.

3.7 COMBINACIÓN DE LA RESPUESTA MODAL

Para encontrar la combinación de la respuesta modal en el pushover modal, Chopra y Goel, (2003) recomiendan el uso de la combinación cuadrática completa (CQC) y la combinación absoluta (ABS). La primera es una técnica de combinación modal en la que participa la amortiguación modal. Es igual que la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS) si el amortiguamiento es cero. Mientras que la segunda es la suma de los valores absolutos de los modos resultantes.

La combinación cuadrática completa se utiliza cuando hay un sistema inelástico y los modos no estén fuertemente acoplados, en caso contrario se utilizaría la combinación absoluta, la cual proporciona una estimación conservadora del desplazamiento del techo, como debería ser, y sobreestima los desplazamientos en la mayoría de los pisos y deriva en la mayoría de las historias.

EL CQC se determina utilizando la fórmula 3-9 utilizada por Chopra y Goel en *A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings:*

$$r \cong max \left[r_g \pm \left(\sum_{i=1}^J \sum_{n=1}^J \rho_{in} r_i r_n \right)^{1/2} \right]$$
 3-9

Donde:

p_{in}= es el coeficiente de correlación y es calculado mediante la fórmula 3-10.

$$\rho_{in} = \frac{8\sqrt{\zeta_i \zeta_n} (\beta_{in} \zeta_i + \zeta_n) \beta_{in}^{3/2}}{(1 - \beta_{in}^2)^2 + 4\zeta_i \zeta_n \beta_{in} (1 + \beta_{in}^2) + 4(\zeta_i^2 + \zeta_n^2) \beta_{in}^2}$$
 3-10

r_g= es la contribución de las cargas gravitacionales.

r_n= es el pico de la respuesta modal.

 β_{in} = es la relación entre las frecuencias modales de las respuestas.

 ζ_i y ζ_n = son las relaciones de amortiguamiento de las respectivas respuestas moodales.

3.8 NIVELES DE DESEMPEÑO

Se puede definir como desempeño al grado de daño sufrido en la edificación después de un evento sísmico. El desempeño de una estructura es obtenido mediante la combinación del desempeño de los elementos estructurales y los elementos no estructurales.

3.8.1 Niveles de desempeño estructural

El FEMA 356 (Arto. 1.5.1) describe tres niveles de desempeño estructural fundamentales:

- Nivel de Ocupación inmediata (IO): Después de ocurrido un evento sísmico, el daño estructural es sumamente mínimo y la estructura puede ser ocupada de inmediato. No existes cambio significativo entre la resistencia antes del sismo y después de este.
- Nivel de seguridad de vida (LS): La estructura ha sufrido daño significativo, pero no colapsara debido a que los elementos estructurales conservan gran parte de la resistencia inicial. La estructura puede ser ocupada nuevamente luego de reparaciones. Se debe de hacer un análisis económico para concluir si es factible.
- Nivel de prevención de colapso (CP): El daño estructural sufrido es grande, los elementos han experimentado pérdidas en su resistencia y rigidez. Se han producido deformaciones permanentes. La estructura puede colapsar si se produce una réplica sísmica. No es técnicamente reparable y se recomienda demoler.

3.8.2 Niveles de desempeño no estructural

- Nivel operacional: Todas las instalaciones adicionales (sanitaria, eléctrica, etc.) no sufrieron daño apreciable, y están en condiciones aptas para su correcto funcionamiento.
- Nivel de ocupación inmediato: La edificación es estructuralmente segura pero no puede ser usada normalmente. Se debe de hacer una inspección en las instalaciones.
- Nivel de seguridad de vida: El daño post terremoto es grande y costoso en los componentes no estructurales, puede existir daños contra la vida en el terremoto por la falla de los componentes no estructurales, pero en general la amenaza a la vida es muy baja.
- Nivel de riesgo reducido: Daño considerable ha ocurrido a los componentes no estructurales.
- Desempeño no estructural considerado.



Figura 3.6 Niveles de desempeño representado en la curva de capacidad Fuente: ARÉVALO PEREZ (2007)

3.9 DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA

Una vez determinado el desplazamiento objetivo de una estructura para un movimiento sísmico determinado, es necesario verificar si este valor está dentro de los límites admisibles del nivel de desempeño deseado para la estructura. En otras palabras, debe comprobarse si se han alcanzado los objetivos esperados del desempeño. Para ello hay que definir para cada uno de los elementos estructurales, no estructurales y contenidos que hacen parte de la estructura, un indicador que represente su respuesta ante un movimiento sísmico.

Para determinar si una estructura alcanza un objetivo esperado de desempeño, se compara la respuesta obtenida a partir del análisis estático no lineal con los límites para los niveles de desempeño apropiados. Sobre este punto, no existe en la actualidad un consenso general, que permita establecer una única relación entre un parámetro que represente la respuesta estructural, como por ejemplo la deriva de piso, y los estados de daño discreto o niveles de desempeño. Algunos estudios tales como HAZUS-99, el ATC-40 y VISION 2000 proponen ciertos límites, aunque a su vez resaltan las incertidumbres involucradas en su definición y la flexibilidad para utilizar otros valores que se consideran más adecuados.

Las diferencias existentes entre las normativas de diseño, los procesos constructivos, las tipologías estructurales, los materiales utilizados, las configuraciones en planta y elevación y los mecanismos de control existentes, entre otros, sugieren que cada región defina sus propios límites para los niveles de desempeño. El uso de valores de otras zonas, puede en algunos casos, evitar que se evalúe de manera adecuada, los niveles de desempeño de la estructura y por consiguiente su vulnerabilidad. De igual forma, la elección de un parámetro adecuado para representar el daño, debe hacerse considerando tanto la tipología como el tipo de elemento y el nivel de daño (local o global) que se pueda evaluar.. (Bonnet Díaz, 2003)

CAPÍTULO 4

METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

4. METODOLOGÍA PARA EL ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Para el desarrollo de este análisis se utiliza como norma general el Reglamento Nacional de Construcción (RNC-07), el cual adopta las especificaciones de AISC para el diseño de estructuras de acero y el ACI para concreto. Estas dos últimas, a su vez, se auxilian de los requerimientos de la American Society of Civil Engineers (ASCE 7-10). El Federal Emergency Management Agency (FEMA 356) se emplea para realizar el análisis estático no lineal.

4.1 IDEALIZACIÓN DE CARACTERÍSTICAS PRELIMINARES DEL MODELO A DESARROLLAR

Se construirá un modelo tridimensional del edificio utilizando el programa computacional ETABS 2016 incluyendo en este todas las características estructurales esenciales especificadas en los planos estructurales del edificio. Adicionalmente se modela algunos elementos secundarios, como las viguetas joist para la transferencia de cargas.

Para un buen Análisis estático no lineal, los materiales se deben de modelar eligiendo el tipo de curva de histéresis en dependencia a su comportamiento no lineal.

4.2 DETERMINACIÓN DE LAS CARGAS DE ANÁLISIS

4.2.1 Carga muerta

El peso propio de los elementos es considerado aplicando el factor de 1 al multiplicador de peso propio en el patrón de carga llamado "CM" del ETABS 2016. La sobrecarga del edificio es asignada mediante en el mismo caso de carga.

4.2.2 Carga viva

Se toman de la tabla 1 del RNC-07 según la ocupación del edificio.

4.2.3 Aplicación de las cargas en el modelo.

Las cargas gravitacionales se aplican en las losas de láminas troqueladas. Estas cargas se asignan a los patrones de carga CM (sobrecarga permanente), CV (carga viva) y CVR (carga viva reducida). Se realiza de esta manera para posteriormente seleccionar qué cargas considerar en determinado análisis.

4.3 EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES DE REGULARIDAD

4.3.1 Estructura regular

Puede considerarse regular a toda estructura que cumpla cada una de las doce condiciones del Artículo 23.

4.3.2 Estructura irregular

El inciso *b*) del artículo 23 del RNC-07 establece que se considera irregular a toda estructura que no satisfaga uno o más de los doce requisitos del inciso *a*) en el mismo.

Los efectos de la irregularidad se consideran por medio del factor de corrección presentado en el inciso *d*) del artículo en cuestión. Este factor afecta al factor de reducción por ductilidad, *Q*', definido en el artículo 21 del RNC-07.

Para estructuras que no cumplen solo un requisito, el factor de corrección por irregularidad es igual a 0.9; si no cumplen dos o más el factor es 0.8.

4.3.3 Estructura fuertemente irregular

Según el artículo 23, inciso *c*) del RNC-07, se considera fuertemente irregular a toda estructura que verifique al menos una de las siguientes condiciones:

- *i. "La excentricidad torsional calculada estáticamente, e, excede en algún entrepiso de 20 por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso, medida paralelamente a la excentricidad mencionada."*
- ii. "La rigidez o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 100 por ciento a la del piso inmediatamente inferior."

El factor de corrección para estructuras fuertemente irregulares, según el artículo 23 inciso *d*) del RNC-07 es igual a 0.7.

4.4 CLASIFICACIÓN SÍSMICA SEGÚN RNC-07

4.4.1 Grupos (Arto 20.)

"Para efectos del diseño estructural se considerará que las estructuras se pueden clasificar en:

a) Estructuras esenciales: (**Grupo A**) son aquellas estructuras que por su importancia estratégica para atender a la población inmediatamente después de ocurrido un desastre es necesario que permanezcan operativas luego de un sismo intenso, como hospitales, estaciones de bomberos, estaciones de policía, edificios de gobierno, escuelas, centrales telefónicas, terminales de transporte, etc. También se ubican dentro de este grupo las estructuras cuya falla parcial o total represente un riesgo para la población como depósitos de sustancias tóxicas o inflamables, estadios, templos, salas de espectáculos, gasolineras, etc. Asimismo, se considerará dentro de este grupo a aquellas estructuras cuya falla total o parcial causaría pérdidas económicas o culturales excepcionales, como museos, archivos y registros públicos de particular importancia, monumentos, puentes, etc.

b) Estructuras de normal importancia: (**Grupo B**) son aquellas en el que el grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas, edificios de oficinas, locales

4.4.2 Factor por reducción por ductilidad (Arto.21)

"Para el cálculo de las fuerzas sísmicas para análisis estático y de las obtenidas del análisis dinámico modal con los métodos que se fijan en el Articulo 27, se empleará un factor de reducción Q' que se calculará como sigue:

$$Q' = \begin{cases} Q, & \text{si se desconoce } T \text{ o si } T > T_a \\ 1 + \frac{T}{T_a}(Q-1), & T \le T_a \end{cases}$$

T se tomará igual al periodo fundamental de vibración de la estructura cuando se utilice el método estático, e igual al periodo natural de vibración del modo que se considere cuando se utilice el análisis dinámico modal; T_a es un periodo característico del espectro de diseño que se define en el artículo 27. Q es el factor de ductilidad que se define en el presente artículo. Para el diseño de estructuras que sean irregulares, de acuerdo con el Arto. 23, el valor de Q' se corregirá como se indica en dicho artículo.

Para el factor de comportamiento sísmico, Q, se adoptarán los valores especificados en alguna de las secciones siguientes, según se cumplan los requisitos en ellas indicado (se mencionan sólo los usados en este trabajo).

a) Requisitos para Q=4

1) La resistencia en todos los entrepisos es suministrada exclusivamente por marcos no arriostrados de acero o concreto reforzado o compuestos de los dos materiales, o bien por marcos arriostrados o con muros de concreto reforzado o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, en los que en cada entrepiso los marcos son capaces de resistir, sin contar muros ni contravientos si hubieran, cuando menos 50 por ciento de la fuerza sísmica actuante.

2) Si hay muros de mampostería ligados a la estructura en la forma especificada en el artículo 27 inciso a), éstos se deben considerar en el análisis, pero su contribución a la resistencia ante fuerzas laterales sólo se tomará en cuenta si son de piezas macizas, y los marcos, sean o no arriostrados, y los muros de concreto reforzado, de placa de acero o compuestos de los dos materiales, son capaces de resistir al menos 80 por ciento de las fuerzas laterales totales sin la contribución de los muros de mampostería.

3) El mínimo cociente de la capacidad resistente de un entrepiso entre la acción de diseño no difiere en más de 35 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir a la resistencia, en particular los muros si hubieran que se hallen ligados como señala el artículo 27. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

4) Si hay marcos o muros de concreto reforzado cumplen con los requisitos establecidos en el capítulo 21 del Reglamento para Concreto Estructural ACI-318S-05 para marcos y muros dúctiles. Si no existen marcos o muros de concreto se queda excluido de este requisito.

5) Si hay marcos rígidos de acero estos satisfacen los requisitos para marcos con ductilidad alta que fijan las Normas de Diseño Sísmico de Edificios de Acero ANSI/AISC 341-02. Si no existen marcos rígidos de acero se queda excluido de este requisito.

b) Requisitos para Q=3

Se usará Q=3 cuando se satisfacen los requisitos 2, 4 y 5 del Artículo 21 en el inciso a) y en cualquier entrepiso dejan de satisfacerse las condiciones 1 ó 3, pero la resistencia en todos los entrepisos es suministrada por columnas de acero o de

concreto reforzado con losas planas, o por marcos rígidos de acero, o por marcos de concreto reforzado, o por muros de concreto o de placa de acero o compuestos de los dos materiales, o por combinaciones de éstos y marcos o por diafragmas de madera. Las estructuras con losas planas y las de madera deberán además satisfacer los requisitos que sobre el particular marcan las Normas correspondientes. Los marcos rígidos de acero satisfacen los requisitos para ductilidad alta o están provistos de arriostramiento concéntrico dúctil según la norma del AISC.

c) Requisitos para Q=2

Se usará Q=2 cuando la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por losas planas con columnas de acero o de concreto reforzado, o por marcos de acero con ductilidad reducida o provistos de arriostramiento con ductilidad normal, o de concreto reforzado que no cumplan con los requisitos para ser considerados dúctiles, o muros de concreto reforzado, o de placa de acero o compuestos de acero y concreto, que no cumplen en algún entrepiso lo especificado por el Artículo 21 inciso a) y b) de este Capítulo, o por muros de mampostería de piezas macizas confinados por columnas o vigas de concreto reforzado o de acero que satisfacen los requisitos de las Normas correspondientes.

También se usará Q=2 cuando la resistencia es suministrada por elementos de concreto prefabricado o presforzado, con las excepciones que sobre el particular marcan las Normas correspondientes, o cuando se trate de estructuras de madera con las características que se indican en las Normas respectivas, o de algunas estructuras de acero que se indican en las Normas correspondientes.

El factor Q puede diferir en las dos direcciones ortogonales en que se analiza la estructura, según sean las propiedades de ésta en dichas direcciones."

4.4.3 Factor de reducción por sobrerresistencia (Arto. 22)

"La reducción por sobrerresistencia está dada por el factor Ω =2."

4.4.4 Factor de amplificación por tipo de suelo (Arto. 25)

"Si no se dispone de [...] mapas de microzonificación, se utilizarán los siguientes factores de amplificación, S:

Zona sísmica	Tipo de suelo			
	I	II	III	
Α	1.0	1.8	2.4	
В	1.0	1.7	2.2	
С	1.0	1.5	2.0	

Tabla 4.1 Factor de amplificación por tipo de sueloFuente:RNC-07

4.4.5 Máxima aceleración espectral, Sd

Según el espectro de diseño para Nicaragua (Figura 3 del RNC-07),

$$S \cdot d = S(2.7a_0) \tag{4-1}$$

4.4.6 Coeficiente sísmico, c (Arto. 24)

$$c = \frac{S(2.7a_0)}{Q' \cdot \Omega} < Sa_0 \tag{4-2}$$

4.5 APLICACIÓN DEL MÉTODO PUSHOVER

La ejecución de este método se realizará mediante los análisis de los diferentes casos de cargas en el programa ETABS 2016 v16.1.0, siguiendo el procedimiento descrito a continuación:

4.5.1 Elección del nodo de control

Se determinará mediante lo mencionado en la sección 3.5.1 de este trabajo, referido a su vez a las recomendaciones del Arto 3.3.3.2.2 del FEMA 356.

4.5.2 Estimación del patrón de carga

Las cargas gravitacionales que actúan en la combinación con la carga monotónica, Q_g, se obtiene de la ecuación (3-3) del documento FEMA 356.

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S)$$
 4-3

Donde:

- Q_D= Carga muerta
- Q_L= Carga viva efectiva igual al 25% de la carga viva de diseño sin reducir.
- Q_S= Carga de nieve efectiva que contribuye al peso sísmico efectivo.

Para elegir las dos distribuciones de cargas laterales que deberán ser aplicadas se seguirá el procedimiento mencionado en el Arto. 3.3.3.2.3 del FEMA 356. Para ello se definirá en ETABS un *load pattern* de tipo sísmico utilizando cargas laterales especificadas por el usuario.

4.5.3 Curva de capacidad

En base a los análisis de los diferentes load cases se podrá consultar la curva estática pushover que arroja el programa ETABS en la ventana de *Display*, en caso que la estructura presentara influencia de los modos superiores se utilizará un método de combinación de la repuesta modal para encontrar la curva de capacidad resultante.

4.6 OBTENCIÓN DE LOS NIVELES DE DESEMPEÑO EN LAS RÓTULAS PLÁSTICAS

Se calificará el desempeño mediante el comportamiento de las rótulas plásticas en la curva de capacidad calculado en el ETABS, con el fin de definir el nivel de desempeño obtenido según los rangos descritos en el Arto 1.5.1 del FEMA 356.

4.7 DETERMINACIÓN DEL DESPLAZAMIENTO OBJETIVO

Se utilizará el método de coeficientes de desplazamiento mediante la aplicación del Arto. 3.3.3.3.2 del FEMA 356, una vez ya calculado para los distintos tipos de cargas se escogerá, mediante los criterios, el más crítico.

4.8 EVALUACIÓN DEL DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA

Mediante los resultados obtenidos en la evaluación local de la estructura (nivel de desempeño en las rótulas plásticas) y el desplazamiento objetivo para cada dirección de análisis, se puede obtener el desempeño global mediante una comparación de ambos parámetros.

CAPÍTULO 5

ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

5. ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA

5.1 DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA ESTRUCTURAL DEL EDIFICIO

Se tomó como modelo la torre central de un edificio en construcción en la ciudad de Managua, Nicaragua. La torre central consta con 7 niveles: el primero para estacionamientos, los siguientes 5 para oficinas y el último sirve como restaurante.



Figura 5.1 Vista en 3d del edificio.





Figura 5.2 Módulos del edificio.

La torre central cuenta como sistema resistente a cargas laterales un sistema de marcos especiales con arriostramiento excéntrico, lo cual implica que su diseño sea sismo-resistente. En dicho sistema, los marcos arriostrados son diseñados para el 100% de las cargas laterales.

Por otro lado, las alas Este y Oeste serán edificios metálicos de un solo nivel, destinadas para parqueos. Su sistema resistente a carga lateral será a base de marcos ordinarios de momento.

En la dirección en Y posee seis ejes de resistencia con los arriostres excéntricos (*Eccentrically Braced Frames*) localizados entre el eje 3-5 en todos los niveles. Los muros cortinas se encuentran en los pisos posteriores al nivel 1.





Figura 5.3 Elevación estructural en la dirección Y.

La dirección en X contiene 4 ejes de resistencia distanciados a un promedio de 8m. Los EBF se encuentran entre los ejes E-F y G-H en todos los niveles y el muro cortina solo en la parte oeste del edificio.



Figura 5.4 Elevación estructural en la dirección X.


Figura 5.5 Conexión de enlace EBF.

La torre central del edificio, está separada mediante una junta de 4" de espesor en ambas alas (Figura 5.6), por lo tanto no se considera el análisis de estas debido a que son cuerpos independientes.



Figura 5.6 Junta entre la torre central y alas.

5.2 ELABORACIÓN DEL MODELO

La modelación se realiza en el programa ETABS 2016 por las facilidades que ofrece para el análisis de estructuras tipo edificio.

5.2.1 Elementos metálicos principales

Todas las secciones utilizadas como miembros estructurales principales son perfiles rolados en caliente.

Para vigas, columnas y arriostres se utiliza secciones de patín ancho "W". Estos elementos son modelados como tipo "*frame*" en el programa.

5.2.3 Diafragma

La losa de entrepiso está formada por láminas troqueladas de acero, calibre 20 con dimensiones de $\frac{1}{2}$ " × 6" × 2". Tiene un relleno de concreto (*topping*) de 0.10 m de espesor, reforzado en ambas direcciones por varillas de acero #2 espaciadas a 0.30 m entre centros (figura 5.7). El sistema está soportado sobre viguetas (*joist*) metálicas de alma abierta.



Figura 5.7 Detalle de losa de entrepiso.

La losa de entrepiso se modela como un elemento de área "*deck*" de tipo "*filled*" para simular con más precisión los efectos de la losa troquelada.

Se supone un diafragma rígido en todos los niveles mediante un "*Diaphragm Constraint*" debido a que la losa de entrepiso presenta un topping de 10cm, lo que daría suficiente rigidez al sistema para que no hubiesen deformaciones axiales ni flexionantes ante cargas contenido en su plano.

5.2.4 Fundaciones

El edificio esta cimentado sobre una losa de concreto de 0.40m, 0.60m en el área de las columnas y 1.0m por debajo de los EBF. Las columnas metálicas están apoyadas sobre una placa base de 46cm x 36cm x 1 1/2" de espesor, la cual está anclada a la losa mediante 8 pernos de 3/4" de diámetro y a una profundidad de 36cm. Por lo tanto se considera como condición de apoyo un empotramiento.



Figura 5.8 Detalle de placa base.

5.2.5 Transferencia de cargas gravitacionales

Las cargas son asignadas directamente a la losa, la cual le transmite a las viguetas las cargas gravitacionales (peso propio, sobrecarga y carga viva). Las viguetas a su vez transmiten las cargas a las vigas en los ejes tangenciales y estas últimas la transfieren a las columnas, las que se encargan de dirigirla hacia la fundación.



Figura 5.9 Transferencia de cargas de la losa de entrepiso a las viguetas.



Figura 5.10 Perspectiva posterior del edificio.



Figura 5.11 Toma de costado del edificio.

5.3 CARGAS GRAVITACIONALES

5.3.1 Peso propio

No se asigna una carga adicional en el peso propio debido a que el programa lo considera en los respectivos análisis.

5.3.2 Sobrecarga

Los pesos de los materiales son tomados de las tablas 1A, 2A, 3A, 4A, 5A y 6A del RNC-07.

Tabla 5.1 Sobrecarga en el parqueo

Descripción	Peso (kg/m²)
 Instalaciones electromecánicas 	20.00
- Lámparas y accesorios	6.00
Total:	36.00

Tabla 5.2 Sobrecarga en el entrepiso

Descripción	Peso (kg/m²)
- Cascote de mortero, t = 2.5 cm	55.88
- Ladrillos de cerámica para pisos	30.00
- Paredes divisorias fijas	90.00
- Cielo falso de Gypsum	15.00
- Instalaciones electromecánicas	20.00
- Lámparas y accesorios	6.00
Total:	216.88

Tabla 5.3 Sobrecarga en la azotea

Descripción	Peso (kg/m²)
- Cascote de mortero, t = 2.5 cm	55.88
- Impermeabilizante	15.00
- Cielo falso de Gypsum	15.00
- Instalaciones electromecánicas	20.00
- Equipos de aire acondicionado	80.00
- Lámparas y accesorios	6.00
Total:	191.88

Tabla 5.4 Sobrecarga debido al muro cortina

Descripción	Peso (kg/m²)
- Muro cortina de vidrio serie 60	35.00
- Panel solar y estructura	32.00

Las cargas de los muros cortinas se aplicara linealmente distribuida sobre las vigas perimetrales de soporte, multiplicando la intensidad calculada anteriormente por la altura tributaria del nivel considerado. De igual manera se hará para la pantalla solar.

	H trib (m)	H trib (m)	L (m)	L (m)	w (kg/m)	w (kg/m)
	Muro cortina	Panel solar	Muro cortina	Panel solar	Muro cortina	Panel solar
Nivel 1	0	0	0	0	0	0
Nivel 2	1.7	0	132.78	0	59.5	0
Nivel 3	3.4	1.7	132.78	23	119	54.4
Nivel 4	3.4	3.4	132.78	23	119	108.8
Nivel 5	3.49	3.49	132.78	23	121.98	111.52
Nivel 6	3.49	3.49	132.78	23	121.98	111.52
Azotea	1.79	1.79	132.78	23	62.48	57.12

Tabla 5.5 Carga distribuida en las vigas perimetrales.

5.3.3 Carga viva

Según la Tabla 1 del RNC-07, para entrepisos destinados a parqueo,

$$CV = 250 \text{ kg/m}^2 \qquad CVR = 150 \text{ kg/m}^2$$

Para edificios destinados a oficinas,

$$CV = 250 \text{ kg/m}^2$$
 $CVR = 100 \text{ kg/m}^2$

Para la azotea asignada a restaurante

$$CV = 400 \text{ kg/m}^2$$
 $CVR = 250 \text{ kg/m}^2$

5.4 CONDICIONES DE REGULARIDAD

Según el artículo 23 del Reglamento Nacional de la Construcción una estructura se puede clasificar en regular, irregular o fuertemente irregular; para conocer en que categoría se encuentra el edificio en estudio se analiza cada una de las condiciones.

1. "Su planta es sensiblemente simétrica con respecto a dos ejes ortogonales por lo que toca a masas, así como a muros y otros elementos resistentes. Estos son, además, sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio."

Si cumple ya que existe simetría en ambas direcciones.

2. "La relación de su altura a la dimensión menor de su base no pasa de 2.5.".

$$\frac{26.12m}{20.57m} = 0.79 < 2.5$$

El resultado es satisfactorio, por lo tanto si cumple.

3. *"La relación de largo a ancho de la base no excede de 2.5."* Tomando como largo el eje en X y como ancho el eje en Y:

$$\frac{38.00m}{26.12m} = 1.45 < 2.5$$

El producto del cálculo da conforme a lo que dicta la norma, por ello si cumple.

4. *"En planta no tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección que se considera del entrante o saliente."*

No posee entrantes ni salientes por lo tanto cumple con este requisito.

5. "En cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente."

Presenta un diafragma rígido en todos los niveles.

6. "No tiene aberturas en sus sistemas de techo o piso cuya dimensión exceda de 20 por ciento de la dimensión en planta medida paralelamente a la abertura; las áreas huecas no ocasionan asimetrías significativas ni difieren en posición de un piso a otro, y el área total de aberturas no excede en ningún nivel de 20 por ciento del área de la planta."

Nivel	<i>L_x</i> [m]	<i>L_y</i> [m]	A [m ²]	L _{abert} x [m]	L _{abert} y [m]	A _{T abert} [m²]	%Lx	%Ly	%A
Azotea	37.00	24.00	888.00	5.42	6.80	38.60	14.65	28.33	4.35
6	37.00	24.00	888.00	5.42	6.80	38.60	14.65	28.33	4.35
5	37.00	24.00	888.00	5.42	6.80	38.60	14.65	28.33	4.35
4	37.00	24.00	888.00	5.42	6.80	38.60	14.65	28.33	4.35
3	37.00	24.00	888.00	5.42	6.80	38.60	14.65	28.33	4.35
2	37.00	24.00	888.00	5.42	6.80	38.60	14.65	28.33	4.35
1	37.00	26.30	973.10	5.42	6.80	38.60	14.65	25.86	3.97

 Tabla 5.6 Longitud de abertura en la estructura.

El porcentaje de la longitud de abertura en Y excede el 20% por lo tanto no cumple con esta condición.

7. "El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior ni, excepción hecha del último nivel de la construcción, es menor que 70 por ciento de dicho peso."

	Pp (Ton)	Área (m²)	CM(ton/m ²)	CVR (ton/m ²)	W _{total} (Ton)	W/W _{n-1}	Estado
Azotea	218.18	852.48	0.19188	0.04	415.85	0.87	-
Nivel 6	214.57	838.08	0.21688	0.100	480.14	1.00	Cumple
Nivel 5	215.20	838.08	0.21688	0.100	480.78	0.99	Cumple
Nivel 4	220.76	838.08	0.21688	0.100	486.33	1.00	Cumple
Nivel 3	221.31	838.08	0.21688	0.100	486.88	0.98	Cumple
Nivel 2	231.60	838.08	0.21688	0.100	497.17	1.17	Cumple
Nivel 1	253.37	923.18	0.036	0.150	425.08	-	-

Tabla 5.7 Peso total por niveles de la estructura

Se puede observar que cumple en todos los niveles.

8. "Ningún piso tiene un área, delimitada por los paños exteriores de sus elementos resistentes verticales, mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior ni menor que 70 por ciento de ésta. Se exime de este último requisito únicamente al último piso de la construcción."

	Área (m²)	A/A _{n-1}	Estado
Azotea	852.48	1.02	-
Nivel 6	838.08	1.00	Cumple
Nivel 5	838.08	1.00	Cumple
Nivel 4	838.08	1.00	Cumple
Nivel 3	838.08	1.00	Cumple
Nivel 2	838.08	0.91	Cumple
Nivel 1	923.18	-	-

Tabla 5.8 Área total por niveles de la estructura

La tabla anterior demuestra que no hay diferencias entre áreas de cada nivel del edificio.

9. "Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones sensiblemente ortogonales por diafragmas horizontales y por trabes o losas planas."

Todas las columnas se encuentran restringidas lateralmente en ambas direcciones.



Figura 5.12 Restricción de las columnas.

10. "La rigidez al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito."

	Rigidez X (ton/m)	50%K _x	K _{x-} K _{n-1}	Estado
Azotea	23335.438	11667.72	7691.66	-
Nivel 6	31027.098	15513.55	4306.586	Cumple
Nivel 5	35333.684	17666.84	2540.161	Cumple
Nivel 4	37873.845	18936.92	3175.669	Cumple
Nivel 3	41049.514	20524.76	6890.889	Cumple
Nivel 2	47940.403	23970.20	15532.971	Cumple
Nivel 1	63473.374	31736.69	-	-

Tabla 5.9 Rigideces en la dirección X

Tabla 5.10 Rigideces en la dirección Y

	Rigidez Y (ton/m)	50%K _x	K _{x-} K _{n-1}	Estado
Azotea	19044.034	9522.02	7257	-
Nivel 6	26301.034	13150.52	3890.804	Cumple
Nivel 5	30191.838	15095.92	5511.226	Cumple
Nivel 4	35703.064	17851.53	8680.123	Cumple
Nivel 3	44383.187	22191.59	33951.608	Cumple
Nivel 2	78334.795	39167.40	25100.975	Cumple
Nivel 1	103435.77	51717.89	-	-

Se puede observar en los resultados que el edificio cumple con esta condición.

11. "La resistencia al corte de ningún entrepiso excede en más de 50 por ciento a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito."

La estructura posee la misma cantidad de elementos resistentes en cada nivel y como se pudo analizar en el requisito anterior, las rigideces no poseen una variación significativa, por lo cual la estructura cumple con la condición. 12. "En ningún entrepiso la excentricidad torsional calculada estáticamente, e_s, excede del diez por ciento de la dimensión en planta de ese entrepiso medida paralelamente a la excentricidad mencionada."

La vibración torsional ocurre cuando el centro de masa de un edificio no coincide con su centro de rigidez. Ante esta acción el edificio tiende a girar respecto a su centro de rigidez, lo que causa grandes incrementos en las fuerzas laterales que actúan sobre los elementos perimetrales de soporte de manera proporcional a sus distancias al centro de ubicación.

Centro de masa y de rigidez por nivel

El centro de masa (cm) de un sistema es el punto geométrico que dinámicamente se comporta como que si en él estuviera aplicada la resultante de las fuerzas externas del sistema.

El centro de rigidez (cr) es el punto con respecto al cual el edificio se mueve desplazándose como un todo, es el punto donde se pueden considerar concentradas las rigideces de todos los marcos. Si el edificio presenta rotaciones será con respecto a este punto.

	X _{cm} (m)	Y _{cm} (m)	X _{cr} (m)	Y _{cr} (m)
Azotea	18.6297	12.2565	18.2273	12.0401
Nivel 6	18.689	12.2277	18.2945	12.0605
Nivel 5	18.7111	12.2169	18.3134	12.0849
Nivel 4	18.7222	12.2114	18.3199	12.1256
Nivel 3	18.7287	12.2108	18.3222	12.208
Nivel 2	18.7358	12.2148	18.2968	12.4024
Nivel 1	18.7378	12.3564	18.0894	12.718

Tabla 5.11 Centro de masa y de rigidez

Por lo tanto, la excentricidad torsional estática es la distancia entre el en centro de masa y el centro de rigidez.

	E _x (m)	X (m)	10%X (m)	Estado
Azotea	0.40	37.00	3.70	Cumple
Nivel 6	0.39	37.00	3.70	Cumple
Nivel 5	0.40	37.00	3.70	Cumple
Nivel 4	0.40	37.00	3.70	Cumple
Nivel 3	0.41	37.00	3.70	Cumple
Nivel 2	0.44	37.00	3.70	Cumple
Nivel 1	0.65	37.00	3.70	Cumple

Tabla 5.12 Excentricidad en el eje X

Tabla 5.13 Excentricidad en el eje Y

	E _y (m)	Y (m)	10%Y (m)	Estado
Azotea	0.22	24.00	2.40	Cumple
Nivel 6	0.17	24.00	2.40	Cumple
Nivel 5	0.13	24.00	2.40	Cumple
Nivel 4	0.09	24.00	2.40	Cumple
Nivel 3	0.00	24.00	2.40	Cumple
Nivel 2	0.19	24.00	2.40	Cumple
Nivel 1	0.36	26.30	2.63	Cumple

En los ejes "X" y "Y" se presenta una leve excentricidad que cumple con el requisito establecido por el reglamento, en donde se presentó una mayor excentricidad fue en el nivel 1 en el eje en Y debido a que al tener una mayor relación entre el largo y el ancho el centro de rigidez de aleja del centro de masa.

Condición	Cumplimiento
1	SI
2	SI
3	SI
4	SI
5	SI
6	NO
7	SI
8	SI
9	SI
10	SI
11	SI
12	SI

Tabla 5.14Resumen de cumplimiento de los requisitos de regularidad según el ReglamentoNacional de la Construcción (RNC-07).

Según el artículo 23 inciso B, la estructura al no cumplir una de las condiciones se considera que es una estructura irregular.

5.5 ANÁLISIS DINÁMICO MODAL ESPECTRAL

5.5.1 Caracterización sísmica según el RNC-07

El Reglamento Nacional de la construcción en el artículo 17 señala que toda estructura deberá ser diseñada y construida para resistir las cargas sísmicas que se calcularán a continuación.

5.5.1.1 Grupo (Arto. 20)

El edificio está ocupado por oficinas (despachos), por lo cual queda clasificada como una estructura de normal importancia y perteneciente al Grupo B.

5.5.1.2 Factor de reducción por ductilidad (Arto. 21)

Puesto que no se conoce de antemano el período natural de la estructura,

$$Q' = Q$$

Donde Q es el factor de comportamiento sísmico. Para esta estructura, cuya resistencia lateral es provista por marcos especiales con arriostramiento excéntrico.

$$Q = 4$$

Y en consecuencia, Q' = 4

Corrigiendo por el factor 0.9 para estructuras irregulares (RNC-07 Arto. 23 inciso b), resulta

$$Q' = 4 \times 0.9 = 3.6$$

Este valor es válido para toda dirección de la estructura.

5.5.1.3 Factor de reducción por sobrerresistencia (Arto. 22)

$$\Omega = 2$$

5.5.1.4 Factor de amplificación por tipo de suelo

Managua está en la Zona C. Suponiendo un suelo tipo III

Aceleración máxima del terreno (del mapa de isoaceleraciones del RNC-07)

$$a_0 = 0.31$$

5.5.1.5 Máxima aceleración espectral, Sd

Según el espectro de diseño para Nicaragua (Figura 3 del RNC-07),



$$S \cdot d = S(2.7a_0) = (1.5)(2.7)(0.31) = 1.26$$



5.5.2 Comprobación de la inclusión de los modos naturales

El Reglamento Nacional de la construcción en el artículo 33 refiere que: "Si en el análisis modal se reconoce explícitamente el acoplamiento, deberá incluirse el

efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibración, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura".

Case	Item Type	ltem	Static %	Dynamic %
Modal	Acceleration	UX	100	100
Modal	Acceleration	UY	100	100
Modal	Acceleration	UZ	0	0

Figura 5.14 Participación de carga modal estática y dinámica. Fuente: ETABS 2016

5.5.3 Período estructural



Figura 5.15 Modo 1 con traslación en X.



Figura 5.17 Modo 3 con rotación en Z.

Modo	Período (seg)	Participación % de masa			
		Х	Y	R	
1	1.055	81.48	0	0	
2	1.002	0	74.36	0	
3	0.735	0	0	74.46	
4	0.366	0	0	0	
5	0.355	11.39	0	0	
6	0.262	0	13.99	14.01	
7	0.213	0	0	0	
8	0.212	3.55	5.88	0	
9	0.159	0	0	6.01	
10	0.151	1.44	0	0	
TOTAL		97.86	94.23	94.48	

 Tabla 5.15
 Porcentaje de participación de masa.

La tabla 5.15 muestra los periodos de vibración de la estructura así como los pesos modales efectivos para los primeros diez modos fundamentales, se puede observar que el primer modo tiene una participación predominantemente en X, el segundo modo tiene una mayor participación en el eje Y, finalmente el tercer modo tiene su participación en la rotación en Z. Adicionalmente se aprecia que al considerar los primeros diez modos se aporta más del 90% de la masa de la estructura.

El RNC-07 no expresa un límite para el período de la estructura, es por esto que se toma como referencia (para el cálculo del coeficiente sísmico) el *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE 7-10) el cual, en el artículo 12.8.2 expresa que el periodo fundamental no debe exceder el producto del coeficiente para el límite superior de periodo calculado (Cu) y el periodo aproximado (Ta).

MANAGUA	PERIODO	DE RETORM	NO (años)
Aceleración (cm/s²)	500	1000	2500
PGA	507	605	763
SA(0.1s)	1298	1584	2061
SA(0.2s)	1138	1392	1782
SA(0.5s)	586	710	903
SA(1.0s)	288	351	453
SA(2.0s)	122	152	200

	de Managua.
Fuente:	PROYECTO RESIS II

Como se muestra en la tabla para un periodo de retorno de 500 años se usará un parámetro de aceleración de respuesta espectral de periodo corto $(S_s) = 1.138$ y un parámetro de aceleración de respuesta espectral de periodo de 1 segundo $(S_1)=0.288$. Con estos valores se pueden obtener los coeficientes de sitios en las tablas 5.14 y 5.15.

Tabla 5.17 Coeficiente de sitio, Fa Fuente: ASCE7-10

Parámetro de aceleración de respuesta espectral de periodo corto						
Clase de sitio	S₅≤0.25	S _s =0.5	S _s =0.75	S _s =1.0	S₅≥1.25	
Α	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	
В	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
С	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0	
D	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0	
E	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9	
F		VER	SECCION	11.4.7		

Para un sitio de clase D y mediante interpolación se obtuvo el valor de Fa=1.04.

Parámetro de aceleración de respuesta espectral de						
	periodo	ue i se	gunuo			
Clase de sitio	St≤0.1	St=0.2	$S_t=0.3$	St=0.4	St≥0.5	
Α	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	
В	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
С	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3	
D	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5	
E	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4	
F		VER S	ECCION	11.4.7		

Tabla 5.18 Coeficiente de sitio, Fv Fuente: ASCE7-10

Para un sitio de clase D y mediante interpolación se obtuvo el valor de Fv=1.82. Con estos valores se pueden obtener los valores de aceleración de diseño de respuesta espectral:

$$S_{DS} = \frac{2}{3}(Fa)(Ss) = \frac{2}{3}(1.04)(1.138) = 0.79$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3}(Fv)(S_1) = \frac{2}{3}(1.82)(0.288) = 0.35$$

Obtenido el S_{D1} se puede obtener el coeficiente, Cu (1.4).

Fuente: ASCE7-10	
Diseño de la repuesta espectral del parámetro de aceleración en 1 segundo, S _{D1}	Coeficiente C _u
≥0.4	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
≤0.1	1.7

Dependiendo del tipo de la estructura, en este caso se usa sistema de arriostres excéntricos, fácilmente se consiguen los valores de Ct=0.0731 y x=0.75.

Tabla 5.20 Parámetros de valores aproximados del periodo

Fuente: ASCE7-10

Tipo de estructura	Ct	x
Sistema de marco resistente a momento en el cual las vigas resisten el 100% de la fuerza sísmica requerida, y no están cercanos o contiguos por componentes que son más rígidos y evitarán que las vigas se deflecten donde estén sometidas a fuerzas sísmicas:		
Marcos de acero resistentes a momento	0.028(0.0724) ^a	0.80
Marcos de concreto resistentes a momento	0.016(0.0466) ^a	0.90
Sistema de arriostres excéntricos	0.03(0.0731) ^a	0.75
Pandeo de acero restringido por arriostres	0.03(0.0731) ^a	0.75
Cualquier otro sistema estructural	0.02(0.0488) ^a	0.75

Con todos los factores encontrados se puede calcular el periodo aproximado fundamental:

$$T_a = C_t h_n^x 5-1$$

Donde hn es la altura del edificio

$$T_a = 0.0731 \times (20.57m)^{0.75} = 0.706$$

Finalmente, el periodo máximo es:

$$T_u = 0.706 \times 1.4 = 0.988seg$$

Del espectro elástico con un periodo de 0.988 seg se obtiene un valor de aceleración de 1.02 el cual tiene que ser mayor que $S.a_0= 0.62$.

Con esta aceleración se puede determinar el coeficiente sísmico:

$$C = \frac{a}{Q' \cdot \Omega} = \frac{1.02}{3.6 \times 2} = 0.142$$

81

5.5.4 Revisión del cortante basal

El inciso a) del Arto. 33 en el Reglamento Nacional de la Construcción manifiesta que para cada dirección considerada se debe cumplir la siguiente relación entre el cortante basal estático y el cortante basal dinámico:

$$V_D \ge 0.8 \frac{a}{\Omega Q'} W_O$$

En donde el cortante dinámico V_D, no debe ser menor que el 80% del valor del cortante basal estático. De lo contrario se deben de incrementar todas las fuerzas de diseño y desplazamientos laterales correspondientes en una proporción en el V_D que iguale este valor; a y Q' se calculan para el periodo fundamental de estructura en la dirección de análisis.

Tabla 5.21 Cortante en la base de la estructura

Nivel	Cortante	estático	Cortante dinámico		
	Vx(ton)	Vy (ton)	Vx(ton)	Vy (ton)	
Base	503.15	503.15	445.52	439.73	

Dirección "Y"

$\frac{445.52ton}{503.15ton} = 0.89 > 0.80$	$\frac{439.73ton}{503.15ton} = 0.87 > 0.80$

El Cortante basal dinámico es mayor que el 80% del cortante basal estático para ambas direcciones, por lo tanto no hay que realizar ni una modificación.

5.5.5 Revisión de los desplazamientos

Los desplazamientos fueron determinados mediante el programa de ETABS v16.1.0 considerando el esfuerzo de las fuerzas sísmicas en cada dirección de análisis. Los resultados se revisaron con las condiciones de límite de servicio y colapso como lo establece el artículo 34 del RNC-07.

De acuerdo al inciso a) del artículo 34, los desplazamientos serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicadas por el factor Q' $\Omega/2.5$. Mientras que el inciso b) del mismo artículo expresa que los desplazamientos en condiciones de colapso serán los que resulten del análisis estructural ante fuerzas reducidas multiplicado por el factor Q Ω .

				Q=4			Ω=2		
				ESTADO	LIMITE DE	SERVICIO	ESTADO	LIMITE DE O	COLAPSO
Nivel	H (m)	∆ calc (m)	Δj - Δi (m)	Δj - Δi servicio	(Δj - Δi)/H servicio	(Δj - Δi)/H permisible servicio	Δj - Δi colapso	(Δj - Δi)/H colapso	(Δj - Δi)/H permisible colapso
1	3.40	0.0081	0.008084	0.0233	0.0068	0.0040	0.064675	0.0190	0.0200
2	3.40	0.0186	0.010477	0.0302	0.0089	0.0040	0.083817	0.0247	0.0200
3	3.40	0.0302	0.011602	0.0334	0.0098	0.0040	0.092820	0.0273	0.0200
4	3.40	0.0414	0.011217	0.0323	0.0095	0.0040	0.089736	0.0264	0.0200
5	3.40	0.0514	0.010005	0.0288	0.0085	0.0040	0.080037	0.0235	0.0200
6	3.40	0.0598	0.008458	0.0244	0.0072	0.0040	0.067661	0.0199	0.0200
7	3.57	0.0664	0.006577	0.0189	0.0053	0.0040	0.052618	0.0147	0.0200

Tabla 5.22 Análisis del desplazamiento en la dirección en X

La revisión de los desplazamientos laterales de hizo de acuerdo al inciso b) y c) del artículo 34 del RNC-07. En la tabla 5.22 se observa que no se cumple en ningún nivel con la condición de servicio ya que los valores son mayores a 0.004 y con respecto a la condición de colapso se logra apreciar que los niveles 2 al 5 no cumplen, ya que sus distorsiones son mayores a 0.02.

				Q=4			Ω=2		
				ESTADO	LIMITE DE	SERVICIO	ESTADO	LIMITE DE	COLAPSO
Nivel	H (m)	∆ calc (m)	Δj - Δi (m)	Δj - Δi servicio	(Δj - Δi)/H servicio	(Δj - Δi)/H permisible servicio	Δj - Δi colapso	(Δj - Δi)/H colapso	(Δj - Δi)/H permisible colapso
1	3.40	0.0055	0.005499	0.0158	0.0047	0.0040	0.043992	0.0129	0.0200
2	3.40	0.0124	0.006924	0.0199	0.0059	0.0040	0.055392	0.0163	0.0200
3	3.40	0.0239	0.011430	0.0329	0.0097	0.0040	0.091440	0.0269	0.0200
4	3.40	0.0365	0.012619	0.0363	0.0107	0.0040	0.100952	0.0297	0.0200
5	3.40	0.0488	0.012335	0.0355	0.0104	0.0040	0.098680	0.0290	0.0200
6	3.40	0.0593	0.010516	0.0303	0.0089	0.0040	0.084128	0.0247	0.0200
7	3.57	0.0679	0.008535	0.0246	0.0069	0.0040	0.068280	0.0191	0.0200

Tabla 5.23 Análisis del desplazamiento en la dirección en Y

En la tabla 5.23 se muestra que en la dirección Y de análisis en ninguno de los niveles se cumple con el estado límite de servicio ya que las distorsiones son mayores a 0.004 y con respeto al estado de colapso se observa que en los niveles del 3 al 6 no se cumple con la distorsión límite de 0.02.

Sin embargo los límites máximos permisibles por el RNC-07 resultan ser muy conservadores, es por esto que se pudo haber tomado como referencia en el diseño (para el control de los desplazamientos laterales) la tabla 12.12-1 del *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures* (ASCE 7-10), el cual en dependencia del tipo de estructura y la categoría de riesgo dan valores mucho mayores de límites de estado de colapso.

5.5.5.1 Revisión de la junta entre los módulos

Según el Arto.38 inciso d) del RNC-07: la separación entre cuerpos de un mismo edificio o entre edificios adyacentes será cuando menos igual a la suma de las que corresponden a cada uno.

Por lo tanto se procedió a revisar el desplazamiento del ala oeste, torre central y ala este a la altura del primer nivel mediante la tabla 5.24.

					ESTADC SERVICI) LIMITE DE O	Ξ	ESTADO	LIMITE DE	COLAPSO
MODULO	Nivel	H (m)	Δ calc (m)	Δj - Δi (m)	Δj - Δi servicio	(Δj - Δi)/H servicio	(Δj - Δi)/H permisible servicio	Δj - Δi colapso	(Δj - Δi)/H colapso	(Δj - Δi)/H permisible colapso
ALA OESTE	1	3.40	0.0115	0.0115	0.0185	0.0054	0.0040	0.04672	0.0136	0.015
TORRE CENTRAL	1	3.40	0.0081	0.0081	0.0233	0.0068	0.0040	0.06468	0.0190	0.0200
ALA ESTE	1	3.40	0.0107	0.0107	0.0171	0.0050	0.0040	0.0428	0.0126	0.0150

Tabla 5.24 Desplazamiento de los tres módulos en la dirección en X,

Se puede observar que la junta entre la torre central y ambas alas cumple satisfactoriamente con el detalle de la figura 5.6 siendo aún menor que 5cm, por lo tanto no hay peligro de choque entre los tres edificios durante un sismo. **CAPÍTULO 6**

APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

6. APLICACIÓN DEL ANÁLISIS ESTÁTICO NO LINEAL

6.1 VERIFICACION ESTRUCTURAL PARA APLICACIÓN DEL MÉTODO

A raíz de que en este estudio se analizará un edificio de tipo irregular, es necesario cerciorarse de la factibilidad de aplicar el análisis pushover a este tipo de estructuras con el fin de asegurar resultados confiables y otorgarle un respaldo al análisis.

Según el documento FEMA 356, el Análisis No lineal Estático se permite para estructuras en las cuales los efectos de modos altos no son significativos. Para determinar esto, se debe realizar un análisis modal espectral a cada estructura incluyendo los modos de vibración necesarios para considerar una participación de masa modal superior al 90%. Un segundo análisis modal espectral debe ser realizado, considerando sólo la participación del primer modo de la estructura. De esta manera, se puede afirmar que los efectos de modos altos son significativos si el corte para algún piso (resultado del análisis modal considerando el 90% de participación de masa modal), excede el 130% del corte por piso correspondiente, considerando sólo la respuesta del primer modo.

Se puede realizar el análisis en caso de no cumplirse con el criterio establecido por el FEMA 356, sin embargo, se exige que los resultados sean complementados con un Procedimiento Dinámico Lineal *(LDP: Linear Dinamic Procedure).* Alternativamente, se puede utilizar el Análisis Pushover Modal de Chopra y Goel, debido a que este incluye la contribución de varios "modos" de vibrar de la estructura, lo cual permite obtener resultados más aproximados en el comportamiento de la estructura dentro del rango No-Lineal para las demandas sísmicas en edificios con características irregulares.

6.1.1 Revisión del criterio de los modos altos

	Modelo 90% participación de masa	Modelo Primer modo de vibración	Razón de corte en X
	V _x (ton)	V _{x1} (ton)	
Azotea	139.7741	116.6731	1.20
Nivel 6	225.7803	205.8310	1.10
Nivel 5	292.900	282.9024	1.04
Nivel 4	348.3358	345.6444	1.01
Nivel 3	394.1695	391.4209	1.01
Nivel 2	428.9677	419.4159	1.02
Nivel 1	445.5216	429.773	1.04

Tabla 6.1 Cortante por piso para el análisis modal espectral

El resultado del análisis, permite concluir que el edificio no presenta efecto de los modos altos, por lo tanto es factible realizar un análisis no lineal estático. Es interesante señalar que la azotea presenta un valor obtenido para la razón de corte por piso más cercano al límite (1.3) establecido por el FEMA 356. Esto se explica porque el edificio presenta una disminución en la sección de las columnas con la altura, lo que lleva asociado una disminución de las inercias por piso y rigidez relativas, haciendo que este nivel sea un poco más flexible y propenso a estar sujeto a efectos de los modos altos.

6.2 TIPO DE CURVA DE HISTÉRESIS

Para el acero se eligió un modelo de curva cinemático ya que se basa en el comportamiento del endurecimiento cinemático que se observa comúnmente en los metales y es apropiado para materiales dúctiles.

6.3 NODO DE CONTROL

Se colocó el nodo de control en el centro de masa de la azotea con coordenadas (18.724, 12.2682, 23.97), como lo especifica el artículo 3.3.3.2.2 del FEMA 356.

6.4 PATRÓN DE CARGAS

6.4.1 Cargas gravitacionales

Se introdujo un "load case" en el programa para que pudiera calcular automáticamente las cargas gravitacionales de la ecuación 4-3 del presente documento.

6.4.2 Cargas laterales

Para el primer patrón se eligió una distribución vertical proporcional a la distribución de cortante del piso calculado por combinaciones de los modos de un análisis del espectro de repuesta, incluyendo los suficientes modos para capturar al menos el 90% de la masa total del edificio y usando el apropiado espectro de movimiento de suelos.

Para el segundo patrón se escogió una distribución uniforme que consiste en fuerzas laterales en cada nivel proporcional a la masa total en cada piso con análisis estático (introduciendo el coeficiente sísmico).

6.5 CURVA DE CAPACIDAD Y DESPLAZAMIENTO

Se obtuvieron dos curvas de capacidad correspondiente a la dirección del análisis en estudio, las cuales representan la máxima carga lateral que puede resistir la estructura antes del colapso. Su valor corresponde al esfuerzo de corte basal alcanzado por la estructura en el momento que se produce el colapso total o parcial de ella.

Una manera práctica de interpretar una curva de capacidad es mediante una representación bilineal. Para obtener esta representación, es necesario definir el punto de cedencia y el punto de agotamiento de la capacidad.

6.5.1 Curva de capacidad y desplazamiento en la dirección en X.



Figura 6.1 Curva de capacidad en dirección X.

Para poder obtener la curva bilineal se realizó el cálculo que propone el ATC-40 (1996), con la ayuda de una línea de tendencia polinómica cuya fórmula está representada en la figura 6.1.

• Área bajo la curva

$$Y = 129145X^5 - 252466X^4 + 189645X^3 - 69428X^2 + 13594X - 19.649$$

$$\int_{0}^{0.628} (129145X^5 - 252466X^4 + 189645X^3 - 69428X^2 + 13594X - 19.649) \, dx =$$

$$\left(129145\frac{X^{6}}{6} - 252466\frac{X^{5}}{5} + 189645\frac{X^{4}}{4} - 69428\frac{X^{3}}{3} + 13594\frac{X^{2}}{2} - 19.649X\right)|_{0}^{0.628} = \frac{1000}{100}|_{0}^{0.628} - \frac{1000}{100}|_{$$

$$A = 699 - 0 = 699 \, m^2$$

• Rigidez (pendiente de la primera recta)

$$K = \frac{828.01 - 0}{0.106032 - 0} = 7809.06 \, ton/m$$

• Punto de capacidad ultima (obtenido de curva de capacidad)

$$\Delta_u = 0.628m$$

$$V_u = 1452.48ton$$

• Punto de cedencia

$$\Delta_y = \frac{(2 \times 699) - (1452.48 \times 0.628)}{(7809.06 \times 0.628) - 1452.48} = 0.141m$$

$$V_y = 7809.06 \text{ ton}/m \times 0.141m = 1099.190 \text{ ton}$$



Figura 6.2 Curva de capacidad bilineal en dirección X.



Figura 6.3 Curva de deriva en el entrepiso del análisis Pushover.

Se muestra una curva de capacidad con valores elevados de esfuerzo de corte basal para pequeños desplazamiento del techo, esto se explica por la rigidez lateral de los arriostres. La fluencia de la estructura se presenta para una carga de 1099.43 ton y un desplazamiento lateral de 0.14 m, alcanzando una carga última es de 1452.48 ton impulsando un desplazamiento en el techo de 0.63 m.

En cuanto a las derivas de pisos se observa que los desplazamientos relativos aumentan de manera constante, lo que significa que las rigideces entre los entrepisos no tiene una diferencia significativa.

6.5.2 Curva de capacidad y desplazamiento en la dirección en Y.



Figura 6.4 Curva de capacidad en dirección Y.

De igual manera se realizaron los mismos cálculos para poder trazar la curva bilineal.

• Área bajo la curva

 $Y = -59773X^4 + 83545X^3 - 44090X^2 + 11831X - 16.014$

$$\int_{0}^{0.476} (-59773X^4 + 83545X^3 - 44090X^2 + 11831X - 16.014) \, dx =$$

$$\left(-59773\frac{X^5}{5}+83545\frac{X^4}{4}-44090\frac{X^3}{3}+11831\frac{X^2}{2}-16.014X\right)|_0^{0.476}=$$

$$A = 527.75 - 0 = 527 - 75m^2$$
• Rigidez (pendiente de la primera recta)

$$K = \frac{752.534 - 0}{0.092253 - 0} = 8157.285 \, ton/m$$

• Punto de capacidad ultima (obtenido de curva de capacidad)

$$\Delta_u = 0.476m$$

$$V_u = 1568.40 ton$$

• Punto de cedencia

$$\Delta_y = \frac{(2 \times 527.75) - (1568.40 \times 0.476)}{(8157.285 \times 0.476) - 1568.40} = 0.133 \, m$$

$$V_y = 8157.285 \ ton/m \times 0.133 \ m = 1086.206 \ ton$$



Figura 6.5 Curva de capacidad bilineal en dirección Y.



Figura 6.6 Curva de deriva en el entrepiso del análisis Pushover.

La primera fluencia ocurre para una fuerza cortante de 1086.206 ton y un desplazamiento de 0.133 m. Posterior a este punto, la rigidez lateral aumenta paulatinamente hasta alcanzar el punto de colapso con un corte basal de 1568.402 ton y un desplazamiento de techo de 0.476 m.

En las derivas de los entrepisos se puede percibir el aumento de manera uniforme, de igual manera que la dirección en X.

Cabe destacar que en ambas curvas de capacidad, al llegar al cortante último no se presenta una caída abrupta, sino que se muestra picos de carga y descarga, esto se debe a una redistribución de fuerzas en donde los esfuerzos adicionales los toman los elementos que no han fluido, así sucesivamente hasta que ya no hay más elementos y solo se presenta un aumento de deformación sin ningún incremento de carga.

6.6 CÁLCULO DEL DIAGRAMA ESFUERZO-DEFORMACIÓN

Para el cálculo se tomaron tres rótulas ubicadas en columna, viga y viga de enlace como lo muestra la figura 6.7. El reglamento FEMA-356 utiliza el diagrama Esfuerzo-Deformación para la determinación del nivel de desempeño en que se encuentra la rótula al finalizar el análisis. Para graficar el diagrama Esfuerzo-Deformación el FEMA-356 brinda tablas para determinar los distintos puntos notables del diagrama en dependencia de la deformación de fluencia del elemento. Así mismo dichas tablas brindan los valores límites de los distintos niveles de desempeño para la debida clasificación de la rótula en función de que si el elemento es un elemento primero o un elemento secundario.



Figura 6.7 Rótulas elegidas para el cálculo del diagrama Esfuerzo-Deformación.

6.6.1 Análisis en viga

Para mostrar un ejemplo del cálculo de una rótula se tomó una viga W18X50; ubicada en el tercer piso del eje I. Esta viga tiene asignada dos rótulas, que se encuentran en un desempeño mayor a prevención de colapso.

En la tabla 6.2 se muestran los distintos valores de las variables involucradas para el cálculo de la deformación de fluencia del elemento viga, los cuales se tomaron de la tabla 1-1 del manual del AISC.

	SECCIO	N 18x50	
	d= 18 in	L _b = 314.961 in	
	b _f = 7.5 in	$Z_b = 101 \text{ in}^3$	
	h= 16.86 in	$F_{ye} = 80 \text{ KSI}$	
	t _f = 0.57 in	$I_{b} = 800 \text{ in}^{4}$	
	t _w = 0.355 in	E = 29, 000 KSI	
$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{5}{\sqrt{t}}$	$\frac{52}{\overline{F_{ye}}} = \frac{7.5 \ in}{2(0.57 \ in)} \le \frac{5}{\sqrt{3}}$	$\frac{62}{80} = 6.58 \le 7.35$	CUMPLE
$\frac{h}{t_w} \le \frac{41}{\sqrt{h}}$	$\frac{18}{\overline{r_{ye}}} = \frac{16.8 in}{0.355 in} \le \frac{418}{\sqrt{50}}$	$\frac{3}{5} = 47.99 \le 59.11$	CUMPLE
$\theta_y = \frac{Z_y}{\theta_y}$	$\frac{f_{ye}l_b}{\delta EI_b} = \frac{101 \text{ in}^3(50 \text{ K})}{6(29,000 \text{ K})}$	$\frac{SI)(314.961\ in)}{(SI)(800in^4)} = 0$	0.011 rad

Tabla 6.2 Características de la sección metálica de la viga.

Para efectos de cálculo la norma FEMA-356 recomienda un valor de pendiente del 3% entre los puntos B y C del diagrama Esfuerzo-Deformación. A continuación, se muestra el diagrama obtenido, así como las coordenadas de los puntos notables del mismo.

 Tabla 6.3 Componentes del diagrama esfuerzo-deformación.

a=	0.099
b=	0.121
C=	0.600
IO=	0.011
LS=	0.066
CP=	0.088

Tabla 6.4 Coordenadas para el diagrama esfuerzo-deformación.

PUNTO	X	Y
F'	-0.132	0
E'	-0.132	-0.6
D'	-0.11	-0.6
C'	-0.11	-1.00297
B'	-0.011	-1
Α	0	0
В	0.011	1
С	0.11	1.00297
D	0.11	0.6
E	0.132	0.6
F	0.132	0



Figura 6.8 Diagrama momento vs curvatura en viga.

El valor de deformación obtenido en el programa ETABS al final del análisis es de 0.14 cuyo valor es mayor a 0.088 (CP) lo cual significa que la rótula ha sobrepasado el nivel de desempeño de prevención de colapso.

6.6.2 Análisis en columna

De igual manera se tomó una columna W12x96; ubicada en el quinto piso del eje I. Esta columna tiene asignada dos rótulas, que se encuentran en un desempeño de ocupación inmediata a seguridad de vida.

 Tabla 6.5
 Características de la sección metálica de la columna.

W12x96			
d= 12.7 in	L _c = 133.86 in		
h= 10.9 in	$Z_{c} = 141 \text{ in}^{3}$		
b _f = 12.2 in	$F_{ye} = 80 \text{ KSI}$		
t _f = 0.9 in	$I_{c} = 833 \text{ in}^{4}$		
$t_w = 0.55$ in	E = 29, 000 KSI		
P 87.496	5 Kip		

$$\frac{P}{P_{CL}} = \frac{87.496 \, Kip}{206 \, Kip} = 0.425$$

 $0.2~\leq~^{P}/_{P_{CL}}~\leq0.5$

$$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{12.2 \text{ in}}{2(0.9 \text{ in})} \le \frac{52}{\sqrt{50}} = 6.11 \le 7.35 \quad CUMPLE$$

$$\frac{h}{t_w} \le \frac{260}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{10.9 \text{ in}}{0.55 \text{ in}} \le \frac{260}{\sqrt{80}} = 19.82 \le 36.11 \quad CUMPLE$$

$$\theta_{y} = \frac{Zf_{ye}l_{c}}{6EI_{c}} \left(1 - \frac{P}{P_{ye}}\right) = \frac{147 \ in^{3}(80 \ KSI)(133.86 \ in)}{6(29,000 \ KSI)(833 \ in^{4})} \left(1 - \frac{87.496 \ Kip}{28.2 \ in^{2}(50 \ KSI)}\right)$$

$$\theta_y = 0.0102 \ rad$$

Parámetros del Modelo

$$a = 11 \times \left[1 - 1.7 \left(\frac{87.496 \, Kip}{206 \, kip} \right) \right] \theta_y = 3.06 \theta_y$$
$$b = 17 \times \left[1 - 1.7 \left(\frac{87.496 \, Kip}{206 \, kip} \right) \right] \theta_y = 4.73 \theta_y$$

$$c = 0.2$$

Criterios de aceptación

$$IO = 0.25\theta_y$$

$$LS = 8 \times \left[1 - 1.7 \left(\frac{87.496 \, Kip}{206 \, kip} \right) \right] \, \theta_y = 2.22 \theta_y$$

$$CP = 11 \times \left[1 - 1.7 \left(\frac{87.496 \, Kip}{206 \, kip} \right) \right] \theta_y = 3.06 \theta_y$$

Tabla 6.6 Componentes del diagrama esfuerzo-deformación.

a=	0.0312
b=	0.0482
C=	0.2000
IO=	0.0026
LS=	0.0226
CP=	0.0312

TABLA	X	Y
F'	-0.0584	0
Ε'	-0.0584	-0.2
D'	-0.0414	-0.2
C'	-0.0414	-1.000936
B'	-0.0102	-1
Α	0	0
В	0.0102	1
С	0.0414	1.000936
D	0.0414	0.2
E	0.0584	0.2
F	0.0584	0

Tabla 6.7 Coordenadas para el diagrama esfuerzo-deformación.



Figura 6.9 Diagrama momento vs curvatura en columna.

El valor de deformación obtenido en el programa ETABS al final del análisis es de 0.0074 cuyo valor se encuentra entre 0.0026 (IO) y 0.0226 (LS) lo cual significa que el nivel de desempeño en que se encuentra esa rótula es entre la categoría de Ocupación Inmediata (IO) y Seguridad de Vida (LS).

6.6.3 Análisis en la viga de enlace

De la misma manera se tomó una viga con sección W 18x97; ubicada en el quinto piso del eje I. Esta viga tiene asignada cuatro rótulas, dos en los extremos y las otras dos en la intersección con los arriostres. Se analizó una rótula del extremo de la viga de enlace que se encuentran en el desempeño de prevención de colapso.

 Tabla 6.8
 Características de la sección metálica de la viga de enlace.

W 18x97				
d= 18.6 in	L _b = 314 in			
h= 16.86 in	Z _b = 211 in ³			
b _f = 11.1 in	F _{ye} = 50 KSI			
t _f = 0.87 in	$I_{b} = 1750 \text{ in}^{4}$			
t _w = 0.535 in	E = 29, 000 KSI			
e = 104.99 in				

$$M_{CE} = ZF_{ye} = 211in^3(50 \text{ KSI}) = 10,550 \text{ Kip. in}$$

$$V_{CE} = 0.6 F_{ye}A_W = 0.6 \times 50 \times [18.6 - 2(0.87)](0.535) = 270.60 kip$$

$$e \leq \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}} = 104.99 \leq \frac{1.6(10,550 \text{ kip. in})}{270.60 \text{ kip}} = 104.99 \leq 62.38$$
 NO CUMPLE

$$e \geq \frac{2.6M_{CE}}{V_{CE}} = 104.99 \geq \frac{2.6(10,550 \text{ kip. in})}{270.60 \text{ kip}} = 104.99 \geq 101.37$$
 CUMPLE

Se debe calcular los parámetros de modelado y los criterios de aceptación como una viga según tabla 2.1

$$\frac{b_f}{2t_f} \le \frac{52}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{13.1 \text{ in}}{2(2.47 \text{ in})} \le \frac{52}{\sqrt{50}} * 2.65 \le 7.35 \quad CUMPLE$$

$$\frac{h}{t_w} \le \frac{418}{\sqrt{F_{ye}}} = \frac{16.86 \text{ in}}{0.535 \text{ in}} \le \frac{418}{\sqrt{50}} = 31.51 \le 36.11 \quad CUMPLE$$

$$\theta_y = \frac{Q_{CE}}{K_e \times e}$$

$$G = 11,153.85KSI$$

$$K_{S} = \frac{11,153.85 \times [18.6 - 2(0.87)](0.535)}{104.99} = 958.27$$

$$K_b = \frac{12(29,000)(1750)}{104.993} = 526.23$$

$$K_e = \frac{958.27(526.23)}{958.27 + 526.23} = 339.69$$

$$Q_{CE} = \frac{2 \times 10,550 \text{ Kip. in}}{104.99 \text{in}} = 200.97 \text{ kip}$$

$$\theta_y = \frac{200.97}{339.69 * 104.99} = 0.0056 \, rad$$

Tabla 6.9 Componentes del diagrama esfuerzo-deformación.

a=	0.0504
b=	0.0616
C=	0.6000
IO=	0.0056
LS=	0.0336
CP=	0.0448

PUNTO	X	Y	
F'	-0.0692	0	
Ε'	-0.0692	-0.6	
D'	-0.058	-0.6	
C'	-0.058	-1.001512	
В'	-0.0076	-1	
Α	0	0	
В	0.0076	1	
С	0.058	1.001512	
D	0.058	0.6	
E	0.0692	0.6	
F	0.0692	0	

Tabla 6.10 Coordenadas para el diagrama esfuerzo-deformación.



Figura 6.10 Diagrama momento vs curvatura en la viga de enlace.

El valor de deformación obtenido en el programa ETABS al final del análisis es de 0.1268 rad cuyo valor mayor que 0.0448 rad (CP) lo cual significa que la rótula ha sobrepasado la prevención de colapso.

6.7 NIVELES DE DESEMPEÑO

El nivel de desempeño de la estructura se ha evaluado para los marco más críticos del edificio en las direcciones en X y Y.



Figura 6.11 Secuencia de formación de rótulas en los elementos estructurales en la dirección de análisis en X.

La figura 6.11 muestra el proceso de formación de las rótulas plásticas en el marco crítico del edificio en la dirección en X. Se puede observar una fluencia en los extremos de la viga de enlace del primer y quinto nivel que se encuentran en ocupación inmediata, lo que significa que el daño estructural es sumamente mínimo. Los extremos de la viga de enlace del segundo, tercer y cuarto nivel han incursionado en el rango de seguridad de vida, lo que representa que los arriostres han sufrido un daño significativo pero no han colapsado debido a la conservación de gran parte de la resistencia inicial. Finalmente se observa como un extremo de la viga de enlace en el cuarto nivel ha llegado a prevención de colapso, en el cual los elementos ya experimentaron perdidas en la resistencia y rigidez.

Desplazamiento	V basal Número de	Cantidad de rótulas por cada nivel de desempeño			
(m)	(ton)	rotulas	IO	LS	СР
0.255	1147.296	31	31	0	0
0.628	1452.481	104	104	0	0
0.719	1190.164	115	108	7	0
0.800	894.866	133	117	15	1
0.936	642.909	157	129	26	2
1.123	802.351	158	128	28	2
1.135	792.057	158	126	30	2
1.236	834.455	160	128	30	2
1.285	837.062	162	128	28	6

Tabla 6.11 Distribución de rótulas según nivel de desempeño en el análisis en X

En la tabla 6.17 se muestra el registro de las rótulas del edificio según los incrementos de fuerzas en los pasos más significativos que arroja el programa en el análisis en X. Es notorio que para fuerzas dentro del rango de 1157.30 ton a 1452.48 ton el estado de servicio del edificio se encuentra en ocupación inmediata (IO) debido a la fluencia de los arriostres, lo que indica que la estructura tiene buena respuesta inelástica ante dichas cargas por lo que la estructura no se encuentra bajo riesgo de colapso.



Figura 6.12 Secuencia de formación de rótulas en los elementos estructurales en la dirección de análisis en Y.

En la secuencia de formación de rótulas de la figura 6.12 se muestra una temprana aparición de rótulas de ocupación inmediata en vigas, columnas y extremos de las vigas de enlace, seguidamente algunas rótulas en vigas y extremos de la viga de enlace se degradaron hasta llegar a seguridad de vida. Por último se observa que algunas rótulas de columnas y viga de enlace llegaron a prevención de colapso.

Desplazamiento	V basal Numero d	Numero de	Cantidad de rótulas por cada nivel de desempeño		
(11)	(ion)	rotulas	Ю	LS	СР
0.255	1147.296	14	14	0	0
0.476	1568.402	49	49	0	0
0.570	1299.575	69	65	3	1
0.689	1279.628	89	83	4	2
0.762	1139.441	102	94	5	3
0.880	1216.346	128	120	5	3
0.918	1225.138	139	129	7	3
0.956	1208.255	159	148	7	4
1.001	1216.809	174	162	7	5

Tabla 6.12 Distribución de rótulas según nivel de desempeño en el análisis en Y

De igual manera que el análisis en X, la tabla 6.18 se observa que al llegar a un cortante basal igual a 1568.402 Ton la estructura se encuentra en ocupación inmediata, lo que sugiere que hay una variación en la rigidez lateral inicial pero que no afecta la estabilidad de la estructura.

6.8 CALCULO DEL DESPLAZAMIENTO OBJETIVO

El cálculo del desplazamiento objetivo fue realizado aplicando el método de coeficiente de desplazamiento establecido en el FEMA 356 (Arto. 3.3.3.2), utilizando tres tipos de espectros (servicio, diseño y máximo).



Figura 6.13 Espectros considerados para el cálculo del desplazamiento objetivo Fuente: Elaboración propia

6.8.1 Aceleración del espectro de respuesta (Sa)

Fue tomado del espectro de respuesta de diseño de la figura 5.13, el cual dio un valor de 0.1322 m/s² en la dirección X y 0.1397 m/s² en la dirección Y.

6.8.2 Peso sísmico efectivo (W)

Se utilizó la sumatoria del peso propio y carga viva reducida de la tabla 5.7, dando como resultado 3272.24 ton.

6.8.3 Factor de masa efectiva (Cm)

Según la tabla 3.3 para un edificio mayor de dos niveles y para sistemas de estructura de acero a base de arriostres excéntricos el valor es de 0.9.

6.8.4 Período característico del espectro de respuesta (Ts)

Se obtuvo del espectro de diseño de la figura 5.13, el cual dio un valor de 0.6 s.

6.8.5 Período fundamental efectivo (Te)

De la ecuación 3-6 el período fundamental efectivo dio como resultado 1.07 seg en la dirección en X y 1.05 seg en la dirección en Y.

6.8.6 Relación de la demanda de fuerza elástica (R)

Se calculó en base a la ecuación 3-7 dando como solución 0.35 en la dirección X y 0.38 en la dirección Y.

6.8.7 Relación entre la rigidez pos fluencia y la rigidez efectiva (α)

Se obtuvo de la curva de capacidad bilineal dando como resultado 1.10 en la dirección en X y 2.16 en la dirección en Y.

6.8.8 Cortante de fluencia (Vy)

De igual manera que el anterior, se consiguió de la curva de capacidad bilineal, dando un valor de 1099.43 ton en la dirección en X y 1086.21 ton en la dirección en Y.

6.8.9 Coeficiente C₀

Según la tabla 3.1, para un edificio de ocho pisos y un patrón de carga triangular, el valor es de 1.3.

6.8.10 Coeficiente C₁

Al ser el período fundamental efectivo mayor que el período característico del periodo del espectro de respuesta, el coeficiente C₁ da como resultado 1.

6.8.11 Coeficiente C₂

El FEMA 356 permite el valor de C₂=1 para su uso en procedimientos no lineales.

6.8.12 Coeficiente C₃

La curva de capacidad bilineal presenta una fluencia de carácter positiva, por lo tanto el valor es de 1.

6.8.13 Resultados obtenidos utilizando el método de coeficiente de desplazamientos.

En las siguientes tablas se muestran el resumen de los resultados en cada caso de carga mediante el uso del programa ETABS.

PARAMETRO	SERVICIO	DISEÑO	MAXIMO
Sa (m/s2)	0.07	0.13	0.20
Vy (ton)	1099.43	1099.43	1099.43
W (ton)	3272.24	3272.24	3272.24
Ts (seg)	0.60	0.60	0.60
Te (seg)	1.07	1.07	1.07
R	0.18	0.35	0.53
α	0.10	0.10	0.10
δt (m)	0.02	0.05	0.07

Tabla 6.13 Resumen de cálcu	lo del desplazamiento	o objetivo en la dirección "X	(".
-----------------------------	-----------------------	-------------------------------	-----

El máximo desplazamiento que la estructura analizada presenta para el sismo de demanda es de 5 cm con un cortante de 384.40 Ton según el método de coeficientes de desplazamientos.

PARAMETRO	SERVICIO	DISEÑO	MAXIMO
Sa (m/s2)	0.07	0.14	0.21
Vy (ton)	1086.21	1086.21	1086.21
W (ton)	3272.24	3272.24	3272.24
Ts (seg)	0.60	0.60	0.60
Te (seg)	1.05	1.05	1.05
R	0.18	0.38	0.56
α	0.19	0.19	0.19
δt (m)	0.02	0.05	0.07

Tabla 6.14 Resumen de cálculo del desplazamiento objetivo en la dirección "Y".

La máxima deformación que la estructura analizada producto de la excitación de un sismo de diseño es de 5 cm con un cortante de 403.02 Ton según el método de coeficientes de desplazamientos.

6.9 VERIFICACION DEL DESEMPEÑO GLOBAL DE LA ESTRUCTURA

Se verifica el nivel de desempeño obtenido en la estructura dando 5cm como resultado en ambas direcciones para el sismo de diseño, mientras que para el sismo máximo probable que pueda sufrir el edificio, tuvo un desplazamiento objetivo de 7cm.

Tabla 6.15 Valores límites de los niveles de desempe	eño.

Nivel de desempeño estructural	Intervalos para δt (m)
Ocupación inmediata	0.133569 < δt ≤ 0.475718
Seguridad de vida	0.475728 < δt ≤ 0.570000
Prevención de colapso	0.570000 < δt ≤ 1.00128

La tabla 6.15 muestra los valores límite de los niveles de desempeño correspondientes al edificio analizado, a partir del análisis pushover y siguiendo el procedimiento descrito con anterioridad.

El edificio no llega a ocupación inmediata en ninguno de los tres sismos, lo que conlleva a deducir que la estructura trabaja en su totalidad en el rango elástico.

CONCLUSIONES

De acuerdo a los resultados obtenidos se han llegado a las siguientes conclusiones:

- Al emplear el análisis modal se obtuvo un período de 1.055 seg; debido a que el RNC-07 no toma en cuenta un valor máximo de período, los coeficientes resultantes generan valores conservadores para ciertas estructuras. Por tal motivo se utilizó como apoyo el ASCE-07 para calcular un período máximo que dio como resultado 0.988 seg con un coeficiente sísmico de 0.142 que se empleó como carga lateral.
- La respuesta dinámica del edificio no es afectada significativamente por los modos de vibración superiores, por lo tanto, se realizó un análisis no lineal estático (Pushover tradicional).
- El análisis en ambas direcciones presentaron curvas de capacidades similares y con sus regiones características definidas debido a que en ambos sentidos existen sistemas resistentes a carga lateral basados en arriostres excéntricos. En ambos casos al llegar al cortante último no se presenta una caída abrupta, sino que se muestran picos de carga y descargas debido a la redistribución de fuerzas en donde los esfuerzos adicionales los toman los elementos que no han fluido, así sucesivamente hasta que se agota la reserva estructural y solo se presenta un aumento de deformación sin ningún incremento de carga.
- Las rótulas plásticas se presentaron en los enlaces de vigas de los marcos arriostrados excéntricos y no en los arriostres o columnas, obteniendo el mecanismo de falla controlado esperado para sistemas estructurales de este tipo.

- En el análisis del comportamiento inelástico de la estructura se observó que los primeros elementos en incursionar en la fluencia son las vigas de enlaces, lo cual es correcto ya que en las disposiciones sísmicas del AISC 341-10 se tiene como objetivo, con respecto a los EBF, asegurar que la disipación de energía y la deformación inelástica de la estructura ocurra principalmente en los enlaces. Por lo tanto, las columnas, diagonales y vigas fuera del enlace deben diseñarse de acuerdo con el diseño por capacidad. Esto significa que deben resistir las cargas que desarrolla un enlace completamente rotulado y con endurecimiento por deformación.
- El desplazamiento objetivo de la estructura con el sismo máximo probable es de 7 cm, el cual se encuentra dentro del rango elástico ya que el desempeño global del edificio no llega a ocupación inmediata, cumpliendo con uno de los objetivos del diseño sismo resistente en el que la mayoría de los elementos deben permanecer en este rango.
- El enfoque de diseño sísmico basado en fuerzas consiste en diseñar las estructuras con los elementos mecánicos obtenidos de un análisis lineal utilizando fuerzas derivadas de espectros de diseño elásticos afectados por factores de reducción que consideran, entre otros aspectos, el comportamiento inelástico de las estructuras, intrínseco a la aceptación de daño en ciertos elementos estructurales durante sismos intensos. Si bien estos métodos incluyen al final del procedimiento una revisión indirecta de desplazamientos o distorsiones de entrepiso, no son capaces de garantizar el desempeño estructural de manera eficiente. Debido a lo anterior, la tendencia actual de la ingeniería sismo resistente es usar el diseño por capacidad, el cual consiste en estimar de manera más ajustada a la realidad, el comportamiento de las edificaciones ante los distintos niveles de intensidad sísmica a las que pudiera estar sujeta, e incluso controlarlo efectivamente, mediante el control directo de los factores o parámetros que influyen en la respuesta estructural.

RECOMENDACIONES

- Para el diseño de EBF se recomienda realizar simultáneamente el diseño sísmico y diseño por capacidad. En general, el criterio que controla el diseño de la mayoría de los elementos es el diseño por capacidad. Es para esta solicitación a la que deben verificarse vigas, columnas y diagonales. En cambio para los enlaces deben verificarse según el diseño sísmico, así que se recomienda comenzar con el diseño sísmico del enlace y después seguir con el diseño por capacidad de vigas, columnas y diagonales.
- Nicaragua es un país con alta vulnerabilidad sísmica, por lo cual se pueden producir fuerzas laterales que inciten grandes deformaciones en las estructuras, a tal magnitud que logren sobrepasar su capacidad elástica. Debido a esto es necesario que el Reglamento Nacional de la Construcción incorporen métodos de diseño estructural por desempeño sísmico, ya que permiten conocer la respuesta inelástica y los estados límites de desempeño de una manera más practica en comparación con los métodos dinámicos no lineales (time-history).
- Aplicar el método pushover para la evaluación de edificios que presenta una mayor irregularidad (Pushover modal) en futuras investigaciones, con el objetivo de comparar para obtener el rango de aplicación según el tipo de estructura, corroborando los resultados con métodos dinámicos no lineales.

BIBLIOGRAFIA

- Aguiar Roberto (2016). Análisis sísmico por desempeño. Universidad de fuerzas armadas ESPE.
- American Institute of Steel Construction (2010). Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago, Illinois.
- American Society of Civil Engineers (2010). Minimum Design loads for buildings and other structures. Structural Engineering institute. United States of America
- Arévalo, Juan y Bermúdez, William. (2007). Niveles de daño a partir de un análisis pushover para una estructura aporticada de concreto reforzado.
 Bucaramanga. Universidad Industrial de Santander.
- Bach, Ronald. (2012). Calculo del desplazamiento de demanda usando el método de coeficientes de desplazamiento según FEMA 356. Colombia. Universidad de Los Andes.
- Bonett Diaz, Ricardo León (2003). Vulnerabilidad y riesgo sísmico de edificios. Aplicación a entornos urbanos en zonas de amenaza alta y moderada. Universidad Politecnica de Cataluña.
- Caiza, Milton. (2016). Compacidad sísmica. Ecuador. Universidad Politécnica Salesiana.
- Calderón, Camila y Talavera, Jairo (2014). Aplicación del método estático no lineal Pushover en el análisis estructural de un edificio aporticado de acero bajo las condiciones sísmicas del sector noroeste de la ciudad de Managua. Nicaragua. Universidad Centroamericana.

- Chopra, Anil K. y Goel, Rakesh K. (2001). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering. University of California Berkeley.
- Chopra, Anil K. y Goel, Rakesh K. (2003). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings: theory and preliminary evaluation. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering. University of California Berkeley
- Chopra, Anil K. Dinámica de estructuras. (2014). Editorial Pearson. Cuarta edición. Estados Unidos.
- Fajfar, P. y Fischinger, M. (1988). N2- a method for nonlinear seismic analysis of regular structures, Proc., 9th World Conf. Earthq. Engrg, Tokyo-Kyoto, Japan.
- Federal Emergency Management Agency 356. (1997). NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Building Seismic Safety Council. Washington, D. C.
- Federal Emergency Management Agency 440. (1997). NEHRP commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings. Building Seismic Safety Council. Washington, D. C.
- García, Hernán Alfredo. (2014). Modal pushover analysis for seismic vulnerability analysis. Alemania. Bauhaus Summer School in Forecast engineering.
- García Reyes, Luis Enrique. (1998). Dinámica estructural aplicada al diseño sísmico. Colombia. Universidad de Los Andes.

- Guevara, Nicolás; Osorio, Sergio y Vargas, Edgard. (2006). Evaluación de la capacidad estructural del edificio de la biblioteca de las ingenierías y arquitectura, utilizando análisis estático no lineal (Pushover). El Salvador. Universidad de El Salvador.
- Hernandez, Mece. (2012). Análisis no lineal estático "Pushover". Colombia. IX diplomado internacional de ingeniería estructural.
- Jianmeng, Mao; Changai Zhai y Lili Xie. (2008). An improved modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands of structure. China. School of civil engineering, Harbin institute of technology.
- Marte Jiménez, Celio José. (2014). Calibración de umbrales de daño sísmico para el análisis de fragilidad sísmica de estructuras de hormigón armado mediante el análisis estático no lineal ("Pushover"). España. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Meneses Arcos, Pablo David. (2006). Análisis de edificios de hormigón armado en base a pórticos planos acoplados a muros de altura parcial. Chile. Universidad Austral de Chile.
- Montaña Peña, Miguel Ángel (2010). Análisis "Pushover" de edificios con pórticos de acero en Bogotá. España. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Mora, Mauricio; Villalba, Jesús y Maldonado, Esperanza. (2006). Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías del análisis sísmico no lineal. Revista Ingeniería. Colombia. Universidad de Medellín.
- Moreno, R. (2006). Evaluación del riesgo sísmico en edificios mediante análisis estático no lineal: Aplicación a diversos escenarios sísmicos de Barcelona. Tesis Doctoral. España. Universidad Politécnica de Cataluña.

- Oyarzún Sepúlveda, Juan Pablo (2012). Evaluacion de los parámetros de diseño para marco excéntrico en Chile. Universidad de Chile
- Peralta Álvarez, Máximo G. (2012). Análisis estático no lineal y análisis dinámico no lineal del hospital de Vielha. Tesina de Master. España. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Reglamento Nacional de Construcción RNC-07. (2007). Ministerio de Transporte e Infraestructura. Managua, Nicaragua.
- Silva Bastidas, Eduardo Antonio (2006). Análisis de edificios de acero con irregularidades de rigidez en altura sujetos a cargas monotónicamente crecientes. Chile. Universidad Austral de Chile.
- Toledo, Vlavev. (2011). Pushover- Análisis No Lineal Estático en edificios de Concreto Armado. Pero. Comunidad para la ingeniería civil.
- Valencia Vasconez, Jairo David. (2012). Análisis del método "Modal Pushover" y su incidencia en el cálculo de pórticos de hormigón armado en el cantón de Ambato. Ecuador. Universidad Técnica de Ambato.

ANEXO

TABLAS Y FIGURAS CONSULTADAS

DESTINO	MÁXIMA (CV)	INCIDENTAL (CVR)	Notas
Residencial (casas, apartamentos, cuartos de	200	80	(1)
hoteles, internados de escuelas, cuarteles,			
cárceles, correccionales)			
Salones de clase: Escuelas primarias	250	150	
Secundaria y universidad	250	200	
Hospitales (salas y cuartos), Asilos, Centros de Salud y Clínicas	200	100	
Salas de Operación	400	150	
Oficinas: Despachos	250	100	(2)
Salas de Archivo	500	250	
Bibliotecas: Salones de Lectura	300	150	
Salón de Libros	600	400	
Lugares de Reunión: Salones de Baile, gimnasios, restaurantes, museos y Salas de juegos	400	250	
Auditorios, Cines, Templos; Sillas Fijas	350	250	
Sillas móviles	500	250	
Teatros: Vestíbulos	200	80	
Piso del escenario	700	350	
Graderías y tribunas	500	250	
Lugares de Comunicación para peatones (Pasillos,	500	250	(3)
escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público);			
Estadios y lugares para espectáculo provisto de	500	350	
gradas (desprovisto de bancas o butacas)			
Laboratorios	250	125	
Comercio: Ligero	350	300	(4)
Semi-pesado	450	400	(4)
Pesado	550	500	(4)
Fábrica y Talleres: Ligero	400	350	(4)
Semi-pesado	500	450	(4)
Pesado	700	600	(4)
Bodegas: Ligero	450	400	(4)
Semi-pesado	550	475	(4)
Pesado	650	550	(4)
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100	40	(5)
Techos de losas con pendiente mayor de 5%	50	20	
Garajes y estacionamientos (para automóviles	250	150	(6)
exclusivamente, altura controlada a 2.40 m)			
Andamios y cimbra para concreto	150	100	
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	400	200	

Tabla A-1 Cargas vivas unitarias mínimas en kg/m² (Tabla 1 RNC-07)

Observaciones

(1). Para elementos con área tributaria, A, mayor de 36 m², CV podrá reducirse, tomándola igual a 100 + 420/»A. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de CV una carga de 500 kg aplicada sobre un área de 50 x 50 cm en la posición más crítica.

(2). Para elementos con área tributaria, A, mayor de 36 m², CV podrá reducirse, tomándola igual a 180 + 420/»A. Cuando sea más desfavorable se considerará en lugar de CV una carga de 1000 kg aplicada sobre un área de 50 x 50 cm en la posición más crítica.

(3). Para el diseño de pretiles de cubiertas, azoteas y barandales para escaleras, rampas, pasillos y balcones, se tomará en cuenta lo estipulado en el inciso b) de este artículo.

(4). La carga unitaria CV, deberá especificarse en los planos estructurales y en placas metálicas colocadas en lugares fácilmente visibles de la edificación.

(5). Las cargas vivas especificadas para cubiertas y azoteas no incluyen las cargas producidas por recipientes de agua y anuncios, ni las que se deben a equipos u objetos pesados que puedan apoyarse o colgarse. Estas cargas deben preverse por separado y especificarse en los planos estructurales. Adicionalmente los elementos de las cubiertas y azoteas deberán revisarse con una carga concentrada de 100 kg aplicada en la posición más crítica.

(6). Más una carga concentrada de 1500 kg en el lugar más desfavorable del miembro estructural de que se trate.

Tabla A-2 Distorsiones máximas	permisibles para	estado límite	de colapso	(Tabla 4
	RNC-07)			

Sistema estructural	Distorsión
Marcos dúctiles de concreto reforzado (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos dúctiles de acero (Q= 3 ó 4)	0.0300
Marcos de acero ò concreto con ductilidad limitada (Q= 1 ó 2)	0.0150
Losas planas sin muros o contravientos	0.0150
Marcos de acero con contravientos excéntricos	0.0200
Marcos de acero o concreto con contravientos concéntricos	0.0150
Muros combinados con marcos dúctiles de concreto (Q= 3)	0.0150
Muros combinados con marcos de concreto con ductilidad	0.0100
limitada (Q= 1 ó 2)	
Muros diafragma	0.0060
Muros de carga de mampostería confinada de piezas macizas	0.0050
con refuerzo horizontal o malla	
Muros de carga de: mampostería confinada de piezas macizas;	0.0040
mampostería de piezas huecas confinada y reforzada	
horizontalmente; o mampostería de piezas huecas confinada y	
reforzada con malla	
Muros de carga de mampostería de piezas huecas con refuerzo	0.0020
interior	
Muros de carga de mampostería que no cumplan las	0.0015
especificaciones para mampostería confinada ni para	
mampostería reforzada interiormente	

Tabla A-3 Cubiertas de techo, incluye material de fijación (Tabla 1A RNC-07)

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Zinc corrugado calibre 28	3.6
Zinc corrugado calibre 26	5.4
Zinc corrugado calibre 24	6.1
Asbesto cemento 5 mm tipo Tejalita	9
Asbesto Cemento o Fibrocemento, lámina ondulada 6 mm	18
Asbesto cemento autoportante tipo Canaleta	19
Autoportante tipo maxiplac	15
Teja de barro tipo española nacional, saturada.	50
Nota: en techo de teja deberá añadirse 35 kg/m en líneas de	
cumbrera y	
de limatesas	
Cartón asfáltico de 3 capas	35

Tabla A-4 Cielos rasos (Tabla 2A RNC-07)

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera	14
Cielo raso de Plywood de 1/4" con estructura de madera	16
Fibrocemento liso 4 mm con estructura de madera	18
Fibrocemento liso 6 mm con estructura de madera	22
Fibrocemento liso 4 mm con perfiles de aluminio	5
Fibrocemento liso 6 mm con perfiles de aluminio	7
Machihembre de 1/2"	7
Yeso con perfiles de aluminio	8
Placa de 1/2" de fibrocemento reforzada con malla de fibra de	18
vidrio	
Mortero: cemento cal y arena en malla metálica (15 mm)	30

Tabla A-5 Cubiertas de pisos (Tabla 3A RNC-07)

CONCEPTO	PESO (kg/m ²)
Ladrillo de cemento	83
Ladrillo de barro	58
Ladrillo de Cerámica	30
Fibrocemento de 20 mm	22

Tabla A-6 Paredes (Tabla 4A RNC-07)

CONCEPTO	PESO (kg/m²)
Planchetas para paredes prefabricadas, área visible, sin viga	110
corona	
Bloque decorativo de concreto	117
Lámina Troquelada con estructura de perlines	6
Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23
Esqueleto madera 2" x 3" con Plywood 1/4" ambas caras	10
Esqueleto madera 2" x 3" con Plycem 6 mm ambas caras	16
Bloque de cemento de 10 x 20 x 40	140
Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	200
Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	228
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	260
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	300
Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poroplast	150
(2.5 de repello ambas caras)	
Bloque sólido de barro de 5.6 cmx20.3 cmx10.5 cm	172
Bloque sólido de barro de 5.2 cmx25.3 cmx13.3 cm	210
Bloque sólido de barro de 5.8 cmx29.8 cmx15.2 cm	255
Piedra Cantera 15x40x60	255
Ventanas de Paletas de vidrio con Estructura de aluminio	20
Ventanas de Vidrio Fijo con Estructura de Aluminio	35

Nota: Para paredes con repello de 1 cm. de espesor, agregar 20 kg/m² por cada cara repellada.

Α.	ROCAS	Kg/m ³	C.	MATERIALES DIVERSOS	Kg/m ³
	Arenisca	2600		Alquitrán	1200
	Arenisca porosa y caliza porosa	2400		Asfalto	1300
	Basalto, diorita	3000		Caucho en plancha	1700
	Calizas compactas y mármoles	2800		Papel	1100
	Granito, sienita, diabasa, pórfido	2800		Plástico en plancha	2100
	Gneis	3000		Vidrio plano	2600
	Mármol	2700	D.	METALES	
	Pizarra	2800		Acero	7850
В	MADERAS			Hierro dulce	7800
	Pochote	530		Fundición	7250
	Pino Costeño	801		Aluminio	2750
	Pino Ocote	660		Plomo	11400
	Genízaro	513		Cobre	8900
	Cedro Macho	615		Bronce	8500
	Cedro Real	481		Zinc	6900
	Laurel hembra	561		Estaño	7400
	Almendro	770		Latón	8500
	Bálsamo	960		Mercurio	1360
	Roble	745		Níquel	9000
	Caoba	500	E.	OTROS	
	Cortez	960		Vidrios	2500
	Guayabo	738		Concreto asfáltico	2400
	Guayacán	1240		Concreto estructural	2400
	Laurel	565		Mortero	2200
	Comenegro	950		Losetas	2400
	Guapinol	930		Cartón bituminado	600
	Níspero	1010		Asbesto – cemento	2500
	Madero Negro	960		Leña	600
	Mora	920		Tierra	1600
	Melón	930			
	Ñambar	1100			

Tabla A-8 Materiales	de construcción	(Tabla 6A RNC-07)
----------------------	-----------------	-------------------

MATERIAL	kg/m³
Arena	1500
Arena de Pómez	700
Cal en polvo 1000	1000
Cal en terrón	1000
Cemento en sacos	1600
Cemento en polvo	1200
Grava	1700
Piedra cantera	1440
Acero Estructural	1850



Espectro de diseño

Figura A.1 Espectro de diseño para Nicaragua (Figura 3 RNC-07)



Figura A.2 Mapa de isoaceleraciones (Anexo C RNC-07)

I



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN

SECRETARÍA DE FACULTAD

F-8:CARTA DE EGRESADO

El Suscrito Secretario de la FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION hace constar que:

RIVAS HUETE MARÍA ALEJANDRA

Carne: 2011-37062 Turno Diurno Plan de Estudios 97 de conformidad con el Reglamento Académico vigente en la Universidad, es EGRESADO de la Carrera de INGENIERIA CIVIL.

Se extiende la presente **CARTA DE EGRESADO**, a solicitud del interesado en la ciudad de Managua, a los treinta y uno días del mes de marzo del año dos mil dieciseis.

Atentamente. Dr. Francisco Efrain Chamorro Blando Secretario de Facultad



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA FACULTAD DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION SECRETARIA DE FACULTAD

3.

HOJA DE MATRICULA AÑO ACADEMICO 2017



Pasar retirando Hoja de Matrícula en Secretaría, presentando Recibo Correspondiente c:ORIGINAL:ESTUDIANTE - COPIA:EXPEDIENTE.

FIRMA Y SELLO DEL FUNCIONARIO

n