



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**Incidencia de la Variación de la Resistencia Nominal del Concreto
en la Capacidad Sismo-Resistente de Edificaciones de Baja Altura
de Concreto Estructural Aplicando Análisis Estático No Lineal**

**TRABAJO ESPECIAL DE GRADO
presentado ante la
UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO
como parte de los requisitos para optar al título de
INGENIERO CIVIL**

**Realizado por Ricardo José Garassini Celli
Adriano Elías Sánchez-Vega Rugero**

Profesor Guía: MSc. Ing. Guillermo Bonilla

Fecha: Octubre de 2017

DEDICATORIA

**A nuestros padres y hermanos,
porque la dirección de todo nuestro
esfuerzo es convertirnos en las
personas que ustedes son.**

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradecemos a nuestras familias, por enseñarnos que la excelencia es el objetivo primordial de cualquier actividad trascendente en la vida.

A la Universidad Católica Andrés Bello, por haber permitido formarnos en una institución donde el éxito implica la perseverancia y el desarrollo incesante del conocimiento.

Al Ing. Guillermo Bonilla, por compartir la iniciativa de desarrollar esta investigación, y por su entusiasmo en compartir sus conocimientos.

A nuestros compañeros de estudio, por haber conformado un grupo excepcional, siempre incansables en conseguir la excelencia.

Por último, agradecemos especialmente al Ing. Martin Arnal, el Ing. Eduardo López y la Lic. Ivanna Olivares, por su ayuda invaluable en el desarrollo de este trabajo.

RESUMEN

El concreto es un material con aspecto a piedra obtenido de una cuidadosa mezcla entre cemento, piedra, arena, aditivos o adiciones y agua, que ha sido utilizado con fines constructivos, de manera más primitiva que las actuales, durante miles de años. Una de sus características menos favorables es su baja capacidad para resistir fuerzas de tracción en comparación con su elevada resistencia ante fuerzas de compresión; la solución a esta limitación se encontró a mediados del siglo XIX, donde se pudo utilizar el acero de refuerzo en conjunto con el concreto debido a que este presenta una alta resistencia a la tracción. Surge de esta manera, el concreto estructural.

Existen varias tipologías estructurales de concreto, la más utilizada en Venezuela es la aporticada. Ésta se caracteriza por formar un conjunto de vigas y columnas conectadas rígidamente entre sí por medio de nodos. Las vigas y columnas de estos sistemas están conformados por concreto estructural. En la presente investigación se desarrolla la variación de la capacidad de una edificación según diferentes cuantías de acero transversal en las columnas.

Para la realización del estudio, fue desarrollado un modelo computacional de un edificio aporticado de concreto estructural para una determinada geometría y materiales, una vez listo el diseño se generaron múltiples modelos donde únicamente se varió la resistencia nominal de concreto, por último se calcula la capacidad de las edificaciones por el Análisis Estático No Lineal utilizando el Método del Coeficiente del Desplazamiento de la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) 41-13.

La evaluación de los resultados obtenidos para las diferentes resistencias nominales permitió determinar que el comportamiento óptimo de una edificación ante eventos sísmicos se obtiene cuando las propiedades de los materiales utilizados coinciden con las propiedades de los materiales de diseño.

Adicionalmente, se determinó que el comportamiento de una edificación de concreto estructural aporticada diseñada bajo los criterios de la norma COVENIN 1756-1:2001 y Fondonorma 1753-2006 presenta un colapso progresivo formándose los mecanismos de disipación de energía (rótulas plásticas) primero en las vigas y por último en las columnas. Por otro lado, se comprobó que al evaluar una edificación con un diseño conservador los valores del factor de reducción de respuesta obtenidos son mayores a los utilizados en el diseño.

Índice de Contenido

	Pág.
DEDICATORIA	i
AGRADECIMIENTOS	ii
RESUMEN	iii
Índice de Tablas	viii
Índice de Figuras	x
INTRODUCCIÓN	xiii
Capítulo 1 – El Problema de Investigación	1
1.1 Planteamiento del Problema.....	1
1.2 Justificación de la Investigación.....	3
1.3 Objetivos de la Investigación	5
1.4 Alcance y Limitaciones	5
1.5 Delimitaciones	6
Capítulo 2 – Marco Teórico	8
2.1 Concreto Estructural	8
2.2 Sistemas Estructurales	9
2.2.1. Sistema Aporticado	9
2.3 Sismo.....	10
2.4 Cargas Estáticas y Dinámicas	13
2.4.1. Acción Permanente	14
2.4.2. Acciones Variables.....	14
2.4.3. Acciones Sísmicas	15
2.5 Ductilidad	16
2.6 Influencia de la Carga Axial en la Ductilidad de Miembros Tipo Columna.....	19
2.7 Evaluación de la Capacidad Sismo-Resistente	20
2.7.1. Análisis lineal	22
2.7.1.1. Análisis Estático Lineal.....	22
2.7.1.2. Análisis Dinámico Lineal.....	22
2.7.2. Análisis No lineal.....	23

2.7.2.1.	Análisis Estático No Lineal “Pushover”	23
2.7.2.1.1.	ATC-40	25
2.7.2.1.2.	MPA.....	25
2.7.2.1.3.	FEMA 440.....	26
2.7.2.1.4.	ASCE/SEI 41-13.....	27
2.7.2.1.4.1.	Factores de Ajuste	29
2.7.2.2.	Análisis Dinámico No Lineal	32
2.8	Niveles de Desempeño.....	33
2.8.1.	Definición de Rótulas Plásticas según el Nivel de Desempeño ..	36
2.9	Balance Energético de Estructuras	38
2.10	Computers and Structures, Inc. (CSI).....	40
2.10.1.	Miembro Rectilíneo de Dos Juntas	42
2.10.2.	Elemento de Cuatro Juntas.....	43
2.10.3.	Elemento de Ocho Juntas.....	44
2.10.4.	Método de los Elementos Finitos	44
2.11	Antecedentes de la Investigación	45
2.11.1.	Estimación de la Capacidad Sismo-resistente en Edificaciones de Concreto Estructural Modeladas con Acero Comercial Aplicando el Método Análisis Estático No Lineal “Pushover”	45
2.11.2.	Evaluación de los Métodos de Análisis Estático No-Lineal para Determinar la Demanda Sísmica en Estructuras Aporticadas de Concreto Estructural	46
2.11.3.	Evaluación de la Capacidad Estructural del Edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura utilizando Análisis Estático No Lineal (Pushover).....	47
Capítulo 3 – Metodología Experimental		49
3.1	Descripción de la Edificación.....	50
3.2	Descripción del Sistema Sismo-resistente.....	51
3.3	Materiales Empleados	51
3.4	Cargas de Diseño	51
3.5	Datos Sísmicos.....	53
3.6	Combinaciones de Carga	54
3.7	Elaboración del Modelo	55

3.7.1.	Geometría de la Edificación	55
3.7.2.	Diafragmas Rígidos.....	56
3.8	Diseño de la Edificación según la Norma COVENIN 1756-	
1:2001.....		57
3.8.1.	Numero de Modos.....	57
3.8.2.	Corte Basal	58
3.8.3.	Efectos $P - \Delta$	59
3.8.4.	Torsión Adicional.....	60
3.8.5.	Derivas Máximas.....	61
3.8.6.	Cuantías de Acero	62
3.8.7.	Chequeos Adicionales	65
3.9	Secciones Definitivas.....	67
3.10	Definición de las Resistencias Nominal del Concreto.....	69
3.11	Análisis Estático No Lineal “Pushover”	70
3.11.1.	Verificación Estructural para Aplicación del Método	70
3.11.1.1.	Criterio de Modos Altos	70
3.11.2.	Patrón de Cargas	71
3.11.2.1	Cargas Gravitacionales	71
3.11.2.2.	Cargas Monotónicas.....	73
3.11.3.	Definición de Zonas de Plastificación.....	76
Capítulo 4 – Análisis y Resultados.....		80
4.1	Zonas de Plasticidad en los Miembros	80
4.2	Curva Pushover.....	85
4.3	Desplazamiento Meta.....	87
4.4	Ductilidad.....	91
4.5	Diagrama de Momento-Curvatura	93
Capítulo 5 – Conclusiones y Recomendaciones.....		95
5.1	Conclusiones	95
5.2	Recomendaciones	97
ADENDUM.....		98
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....		105

Índice de Tablas

	Pág.
Tabla 2-1 – Valores Recomendados de C_o - [Fuente: ASCE/SEI 41-13 (2013).]	30
Tabla 2-2 – Control de Daños Según su Nivel de Desempeño - [Fuente: Toledo, V. (2011).]	35
Tabla 2-3 – Parámetros y Criterios de Modelado Numérico de Aceptación de Procedimientos No Lineales para Vigas de Concreto - [Fuente: ASCE/SEI 41-13 (2013).]	37
Tabla 2-4– Parámetros y Criterios de Modelado Numérico de Aceptación de Procedimientos No Lineales para Columnas de Concreto - [Fuente: ASCE/SEI 41-13 (2013)]	38
Tabla 3-1 – Propiedades de los Materiales.....	51
Tabla 3-2 – Cargas para Entrepiso	52
Tabla 3-3 – Cargas para Techo No Visitable	52
Tabla 3-4 – Datos Sísmicos	53
Tabla 3-5 – Combinaciones de Carga [Tabla 9-3 (Norma COVENIN 1753, 2006)].....	54
Tabla 3-6 – Predimensionado de Vigas y Columnas	55
Tabla 3-7 – Valores de Corte Basal	58
Tabla 3-8 – Corte Basal Mínimo según Art. 7.1	58
Tabla 3-9 – Corte Basal Mínimo según Art. 9.3	59
Tabla 3-10 – Efectos $P - \Delta$	60
Tabla 3-11 – Torsión Adicional en X.....	61
Tabla 3-12 – Torsión Adicional en Y	61
Tabla 3-13 – Desplazamientos Máximos	61
Tabla 3-14 Valores Límites. [Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2001 (2001).]	62
Tabla 3-15 Secciones Definitivas.....	67
Tabla 3-16 Propiedades del Concreto Modelo 1	69
Tabla 3-17 Propiedades del Concreto Modelo 2.....	69
Tabla 3-18 Propiedades del Concreto Modelo 3.....	70
Tabla 3-19 Propiedades del Concreto Modelo 4.....	70
Tabla 3-20 Criterio de Modos Altos en X	71

Tabla 3-21 Criterio de Modos Altos en Y	71
Tabla 3-22 – Distribución de Cargas Laterales	73
Tabla 4-1 – Desplazamientos Últimos	86
Tabla 4-2 – Desplazamiento Meta Modelo 1, 250kgf/cm ²	88
Tabla 4-3 – Desplazamiento Meta Modelo 2, 210kgf/cm ²	88
Tabla 4-4 – Desplazamiento Meta Modelo 3, 300kgf/cm ²	89
Tabla 4-5 – Desplazamiento Meta Modelo 4, 400kgf/cm ²	89
Tabla 4-5 – Valores de Ductilidad	91
Tabla 4-6 – Factores de Reducción de Respuesta	92

Índice de Figuras

	Pág.
Figura 2.1 – Distribución del Acero en la Sección Transversal del Miembro [Fuente: IITK – BMTPC (2005).]	9
Figura 2.2 – Sistemas Aportricados [Fuente: Saavedra, C. (2016).]	10
Figura 2.3 – Ondas corpóreas: (a) Ondas P, y (b) Ondas S [Fuente: Bolt, B. (1999).]	11
Figura 2.4 – Ondas superficiales: (a) Ondas Love, y (b) Ondas Rayleigh [Fuente: Bolt, B. (1999).]	12
Figura 2.5 – Ondas Sísmicas [Fuente: Alonso, J. (2014).]	12
Figura 2.6 – Diferencias entre Acciones Estáticas y Dinámicas [Fuente: Alonso, J. (2014).]	14
Figura 2.7 – Comportamiento Esquemático de una Edificación durante un Sismo [Fuente: Alonso, J. (2014).]	15
Figura 2.8 – Curva Tensión-Deformación del Concreto Confinado y No Confinado [Fuente: Rodríguez, S. (2015).]	16
Figura 2.9 – Diagrama Momento-Curvatura en una Sección de Concreto Estructural [Fuente: Méndez, H. (2012).]	18
Figura 2.10 – Influencia de la Carga Axial en la Ductilidad [Fuente: Denpongpan, T., Shima, H. (2005).]	20
Figura 2.11 - Curva de Capacidad según el procedimiento “Pushover” [Fuente: Mora, M. Villalba, J., Maldonado, E. (2006).]	24
Figura 2.12 - Esquema ilustrado del Método del Coeficiente del Desplazamiento [Fuente: Toledo, V. (2011).]	28
Figura 2.13 – Curva Esfuerzo-Deformación [Fuente: ASCE/SEI 41-13 (2013).]	32
Figura 2.14 – Relación Esfuerzo-Deformación Generalizada con Criterios de Aceptación [Fuente: ASCE/SEI 41-13 (2013).]	36
Figura 2.15 – Respuestas de Estructuras ante Acciones Sísmicas [Fuente: López, O. (2010).]	40
Figura 2.16 – Miembro Rectilíneo de Dos Juntas [Fuente: Loges, S. (2010).]	43
Figura 2.17 – Elementos de Cuatro Juntas o Más [Fuente: Afazov, S. Becker, A., Hyde, T. (2010).]	43
Figura 2.18 – Miembros de Ocho Juntas (Sólidos) [Fuente: SAS IP, Inc. (2016).]	44

Figura 3.1 – Planta Tipo de la Edificación.....	50
Figura 3.2 – Espectro de Diseño.....	53
Figura 3.3 – Modelo Digital de la Edificación	56
Figura 3.4 – Asignación de Diafragmas Rígido.....	57
Figura 3.5 – Porcentajes de Masa Participativa.....	58
Figura 3.6 – Diseño de Acero Pórticos 1 y 6.....	63
Figura 3.7 – Diseño de Acero Pórtico 2 y 5	63
Figura 3.8 – Diseño de Acero Pórticos 3 y 4.....	64
Figura 3.9 – Diseño de Acero Pórticos A y D.....	64
Figura 3.10 – Diseño de Acero Pórticos B y C.....	65
Figura 3.11 – Momentos en el Nodo [Fuente: Hernández, E. (2015).].....	66
Figura 3.12 – Corte en el Nodo [Fuente: Hernández, E. (2015).]	66
Figura 3.13 – Cuantía de Acero Longitudinal de las Secciones de Columnas.....	68
Figura 3.14 – Cuantía de Acero Longitudinal de las Secciones de Vigas	68
Figura 3.15 – Definición de Caso de Carga Gravitacional No Lineal	72
Figura 3.16 – Distribución de Fuerzas Laterales en Dirección X	73
Figura 3.17 – Distribución de Fuerzas Laterales en Dirección Y	74
Figura 3.18 – Definición del Caso de Carga Lateral “Push X”	75
Figura 3.19 - Definición de Caso de Carga Lateral “Push Y”	75
Figura 3.20 – Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas	76
Figura 3.21 – Asignación de Rótulas Plásticas en Columnas	77
Figura 3.22 – Rótulas Plásticas Definidas de la Edificación en Dirección Y .	77
Figura 3.23 – Rótulas Plásticas Definidas de la Edificación en Dirección X .	78
Figura 3.24 – Diagrama de Momento Típico para un Pórtico Sujeto a Carga Horizontal.....	79
Figura 4.1 – Relación Cargas-Deformación	81
Figura 4.2 – Deformaciones Inelásticas para los 5 centímetros en Sentido X.....	81
Figura 4.3 – Deformaciones Inelásticas para los 5 centímetros en Sentido Y.....	82
Figura 4.4 – Deformaciones Inelásticas para los 10 centímetros en Sentido X.....	82

Figura 4.5 – Deformaciones Inelásticas para los 10 centímetros en Sentido Y.....	83
Figura 4.6 – Deformaciones Inelásticas para el Colapso Sentido X	83
Figura 4.7 – Deformaciones Inelásticas para el Colapso Sentido Y	84
Figura 4.8 – Curvas Pushover Sentido X.....	85
Figura 4.9 – Curvas Pushover Sentido Y	86
Figura 4.10 – Desplazamientos Meta en Ambos Sentidos	90
Figura 4.11 – Ductilidad según la Resistencia Nominal del Concreto.....	91
Figura 4.12 – Diagrama de Momento-Curvatura.....	93

INTRODUCCIÓN

Originalmente esta investigación presentaba un enfoque distinto resumido en el título “INCIDENCIA DE LA VARIACION DE LA CUANTÍA DE ACERO TRANSVERSAL DE LAS COLUMNAS EN LA CAPACIDAD SISMO-RESISTENTE DE EDIFICACIONES DE BAJA ALTURA DE CONCRETO ESTRUCTURAL APLICANDO ANÁLISIS ÉSTÁTICO NO LINEAL”. Se planteaba realizar el diseño de una edificación aporticada de cinco niveles de altura en concreto estructural, para posteriormente variar la cuantía de acero transversal de las columnas para así generar tres modelos diferentes, por ultima se pretendía estimar la capacidad sismo-resistente para cada uno de los modelos mediante el Análisis Estático No Lineal por el método del Coeficiente del Desplazamiento de la ASCE/SEI 41-13. El programa de análisis estructural a utilizar en la investigación es el ETABSv16.2.0.

El primer modelo a estudiar fue definido con el acero transversal determinados según los criterios de la Fondonorma 1753-2006, el segundo modelo denominado “Débil” en el cual se utilizaría una cuantía de acero fuera de norma y por ultima un modelo denominado “Fuerte” con un acero transversal exagerado en la zona de confinamiento.

Sin embargo, se presentaron una serie de problemas en la ejecución de esta investigación, que combinado con problemas de disponibilidad del tutor original, obligo a re-direccionar el Trabajo Especial de Grado. Con apoyo de un nuevo tutor; con lo que se pudo llevar a cabo un nuevo tema que se desarrolla a continuación.

Capítulo 1 – El Problema de Investigación

1.1 Planteamiento del Problema

Un sismo son sacudidas o movimientos bruscos del terreno, generalmente producidos por movimientos tectónicos, ocasionados por fuerzas que tienen su origen en el interior de la Tierra. Existe una liberación de energía acumulada que se transmite en forma de ondas elásticas, causando vibraciones y oscilaciones a su paso a través de la corteza. Estas someten a las estructuras a desplazamientos y deformaciones con la finalidad de disipar esta energía, sin embargo, esta capacidad es limitada, por lo que se pueden generar colapsos en cualquier tipo de obra civil, trayendo como consecuencia pérdidas económicas y vidas humanas.

En un evento sísmico los miembros estructurales de las edificaciones están sometidos a cargas variables en el tiempo, que cambian de sentido y, además, en sentido horizontal y vertical. En la mayoría de los casos las solicitaciones máximas para vigas y columnas se encuentran al presentarse un sismo, donde es necesario que las edificaciones sismo-resistentes presenten la capacidad de disipar la energía proporcionada por este. Para esto es necesarias que el concreto y el acero de refuerzo trabajen en conjunto permitiendo la formación de mecanismos disipadores de energía sin comprometer la estabilidad de la estructura.

Para ello, es necesario hacer un seguimiento cuidadoso en los procesos de análisis, diseño, detallado y construcción, se ha podido comprobar, que si un sistema estructural está mal concebido desde sus inicios, la atención extra en el análisis y detallado no mejora significativamente su desempeño sísmico. Venezuela se encuentra viviendo una de las peores crisis económicas de su historia, esto ha afectado de manera directa la posibilidad de encontrar materiales de calidad en el mercado. Por esta razón, es común que los materiales de construcción no presenten la resistencia de diseño, por ejemplo en el caso del

concreto, el cemento para realizar la mezcla es producto de una serie de regulaciones de precio que obliga a los productores a disminuir la calidad.

La capacidad sismo-resistente de la edificación se pudiera ver afectada por las variaciones en la resistencia nominal del concreto para un mismo diseño. El modelado del comportamiento de las estructuras ante eventos sísmicos es complejo. Estimar la respuesta de las estructuras ante la acción de estos eventos requiere de técnicas de análisis que permitan incorporar la variación en el tiempo de las propiedades inelásticas de los materiales y determinar la historia de las respuestas.

En el diseño de estructuras, resulta costoso y con frecuencia innecesario diseñar según la respuesta elástica ante eventos sísmicos. En zonas de alta sismicidad la respuesta elástica puede implicar aceleraciones de magnitud similar a la de la gravedad. Por esta razón, existen análisis estructurales no-lineales los cuales presentan una mayor dificultad para ser implementados, sin embargo, generan una mejor aproximación en la respuesta de la edificación ante eventos sísmicos, ya que se pueden definir los mecanismos de falla de los miembros y el potencial colapso progresivo.

El Análisis Estático No Lineal o Análisis Pushover es un tipo de metodología para determinar la respuesta no lineal de la estructura, en la cual se calculan los valores máximos de cualquier respuesta de la edificación. La capacidad sismo-resistente de una edificación se obtiene mediante la curva de capacidad, este método consiste en aplicar cargas laterales monotónicas crecientes en una dirección hasta llevar al colapso a la estructura. A medida que son aplicadas estas cargas laterales se toman los valores de corte basal y el desplazamiento lateral del techo, obteniendo así, la curva de capacidad.

En este trabajo se pretende verificar la incidencia de la variación de la resistencia nominal del concreto para una edificación de baja altura de concreto estructural previamente diseñada con una resistencia nominal en la capacidad sismo-resistente mediante el Análisis Estático No Lineal. El modelado, diseño y el

análisis de la capacidad sismo-resistente de las edificaciones, se realizó mediante el programa de análisis estructural ETABSv16.2.0.

1.2 Justificación de la Investigación

La ciudad de Caracas presenta en su historia una serie de sismos, el más relevante en términos sismo-resistentes se pudiera decir que es el terremoto ocurrido en año 1967, ya que este permitió estudiar los mecanismos de falla en estructuras colapsadas para poder aproximar la respuesta de edificaciones ante acciones sísmicas con magnitudes similares. Estos estudios revelaron distintos factores por los cuales estas edificaciones colapsaron. Primero se determinó la importancia del subsuelo en la amplificación de las ondas sísmicas y en segundo lugar se determinó que la carencia de un detallado adecuado del acero de confinamiento en vigas y columnas de concreto estructural en los códigos sísmicos vigentes, generaba miembros de baja ductilidad. Esto trajo como consecuencia la actualización de las normas sismo-resistentes venezolanas.

Al ejecutar un proyecto estructural se debe de ser muy cuidadoso con respetar los criterios de diseño, no tiene sentido un análisis y diseño estructural de los mejores proyectistas si cuando se lleva a campo no se toman en cuenta estas características. Con la finalidad de garantizar la calidad de los materiales las normas venezolanas presentan una serie de regulaciones. Al llevar a cabo un proyecto en la Venezuela de hoy, es común que los materiales utilizados no sean de la calidad requerida y esto se debe a la crisis económica que vive el país, la escases de estos trae como consecuencia que las barras de acero de refuerzo provienen de países con poca actividad sísmica, las mezclas de concreto no siempre presentan la resistencia de diseño, entre otros.

Por esta razón, se toma la iniciativa de realizar este estudio, con la finalidad de demostrar si la variación de la resistencia del concreto en edificaciones de concreto estructural incide en su capacidad sismo-resistente.

Diseñar estructuras que respondan en un rango elástico ante los sismos de diseño resulta demasiado costoso y con frecuencia innecesario. Por esta razón los diseñadores proyectan estructuras en donde la resistencia del sistema estructural se desarrolla a un nivel de respuesta sísmica menor que la correspondiente al sismo de diseño, permitiendo la aparición de deformaciones inelásticas con plastificación en algunas secciones, las cuales se mantienen dentro de los estándares permitidos sin poner en riesgo la estabilidad de la estructura y por consiguiente las vidas humanas.

El Análisis Estático No Lineal es un método que permite estimar la demanda sísmica y verificar el desempeño de una estructura ante sismos severos, se visualizan fácilmente la formación de rótulas plásticas, puntos importantes que permiten al especialista conducir el modelo a un sistema estable, seguro y económico. Se han desarrollado muchas investigaciones donde se evidencia la validez del método, la comparación se realiza con los resultados del Análisis Dinámico No Lineal, ya que es la representación más cercana al comportamiento real de las estructuras. En este estudio se tomó la iniciativa de estimar la capacidad en modelos donde la única variable es la resistencia del concreto y así determinar la influencia de este en la ductilidad.

El presente estudio está dirigido a evaluar una edificación representativa para una construcción en Venezuela. Debido a la crisis económica que atraviesa actualmente el país, y los elevados costos de los equipos de elevación, como lo son su instalación, montaje y mantenimiento, una opción viable es que las edificaciones no tengan más de cinco pisos, edificaciones de baja altura, con lo cual es posible no incluir ascensores.

1.3 Objetivos de la Investigación

Objetivo General

Evaluar la variación de la resistencia nominal del concreto, sobre la capacidad sismo-resistente de edificaciones de baja altura de concreto estructural con base al método de análisis estático no lineal.

Objetivos Específicos

- Analizar el comportamiento de la relación entre el desplazamiento de la estructura con base al nodo de control y cortante basal de las edificaciones.
- Analizar la influencia de la variación de resistencia nominal ($f'c$) de concreto sobre el comportamiento de la ductilidad.
- Caracterizar el comportamiento del modelo con base al desplazamiento meta del nodo de control para diferentes resistencias nominales del concreto.

1.4 Alcance y Limitaciones

El estudio está limitado a la aplicación del Análisis Estático No Lineal por el método del coeficiente del desplazamiento de la Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE/SEI) 41-13, según un edificio tipificable aporticado de concreto estructural de baja altura.

Los efectos de torsión producidos por las variaciones de resistencia y rigidez no son considerados en el Análisis Estático No Lineal, debido a que es un análisis

en dos dimensiones. Por otro lado, se permite únicamente para estructuras en las cuales los efectos de modos altos no son significativos. En el caso de no cumplirse este criterio se puede realizar el análisis, sin embargo, se exige que los resultados sean complementados con un Procedimiento Dinámico Lineal (LDP: Linear Dynamic Procedure).

La metodología empleada para desarrollar este estudio presentó las siguientes limitaciones:

- Se considera como un empotramiento perfecto las conexiones de la base con las fundaciones.
- Se definen diafragmas rígidos, esto no permite desplazamientos relativos entre los nodos de los pisos.
- No se considera la posible formación de rótulas plásticas fuera del cinco y noventa y cinco por ciento de la longitud de los miembros.
- El material asignado al modelo de análisis se consideró como elasto-perfectamente plástico, por lo que no se tomó en cuenta el endurecimiento por deformación del material.

1.5 Delimitaciones

En lo referente a su temática, el presente trabajo está delimitado, exclusivamente, en determinar la incidencia de la variación de la resistencia nominal del concreto en la capacidad sismo-resistente de edificaciones de baja altura de concreto estructural aplicando el Análisis Estático No Lineal, mediante el programa de análisis estructural ETABSv16.2.0.

Las especificaciones sismo-resistentes fueron definidas según la norma venezolana COVENIN 1756-1:2001, a su vez los datos sísmicos son establecidos con la finalidad de representar las características de la ciudad de Caracas, Venezuela. El diseño de los miembros estructurales viene dado por la norma

estadounidense ACI 318S-14 ya que esta es la más actualizada en el programa de análisis estructural utilizado.

La capacidad sismo-resistente de la estructura fue calculada utilizando el “Método del Coeficiente del Desplazamiento” según la ASCE/SEI 41-13, no se descarta la posibilidad de que asociación americana de ingenieros civiles continúe mejorando este método y presente modificaciones en el futuro.

Se desarrolló esta investigación en un periodo de 3 meses, comprendido entre julio y septiembre de 2017, dentro del cual se realizaron todas las consultas bibliográficas y evaluaciones necesarias para alcanzar las conclusiones y recomendaciones finales de la investigación.

Capítulo 2 – Marco Teórico

2.1 Concreto Estructural

El concreto estructural es uno de los materiales con mayor antigüedad utilizados en la construcción, consiste en la utilización de concreto con barras de acero llamadas armaduras. El concreto es un material moldeable con propiedades mecánicas favorables, es obtenido mediante una cuidadosa mezcla de cemento; piedra; arena; aditivos o adiciones y agua, presenta una alta resistencia a la compresión, sin embargo, su resistencia a tracción es reducida y es un material frágil.

Para solventar estas debilidades se le agregó el acero de refuerzo dispuesto de dos maneras en los miembros, el refuerzo longitudinal permite resistir la tracción impuesta por la flexión y el acero transversal permite resistir las tensiones por cortante y flexión, además mediante el confinamiento del concreto los miembros adquieren una mayor capacidad de deformarse. Ambos materiales trabajando en conjunto presentan una serie de ventajas, por ejemplo:

- Las barras de acero estructural presentan una superficie corrugada para favorecer la adherencia entre los dos materiales.
- El pH alcalino del cemento produce pasivación en el acero, protegiéndolo de la corrosión.
- El acero transversal confinado adecuadamente es capaz de sujetar las barras de refuerzo por flexión y el concreto del miembro, proporcionando resistencia y ductilidad aun cuando exista la pérdida del recubrimiento durante acciones sísmicas.

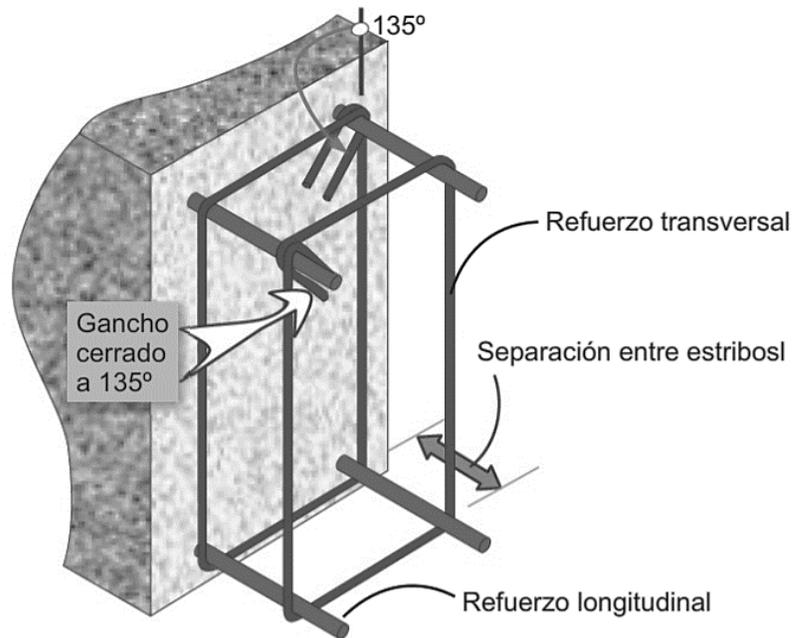


Figura 2.1 – Distribución del Acero en la Sección Transversal del Miembro
 [Fuente: IITK – BMTPC (2005).]

2.2 Sistemas Estructurales

Es la unión de miembros o elementos independientes para conformar un cuerpo, los tipos de sistemas estructurales varían según la manera de ensamblaje y del tipo de miembro ensamblado. La elección de cada uno de estos sistemas estructurales viene dada por la economía, problemas de diseño, materiales disponibles, entre otros. El sistema estructural más usado actualmente en Venezuela es el sistema aporticado.

2.2.1. Sistema Aporticado

Los sistemas aporticados, son estructuras de concreto estructural u otros materiales con la misma dosificación de columnas y vigas peraltadas, o chatas unidas en zonas de confinamiento denominadas nodos rígidos, lo cual permite la transferencia de los momentos flectores hacia las columnas. La resistencia a las

cargas laterales de los pórticos se logra principalmente por la acción a flexión de sus miembros.

Este sistema disipa grandes cantidades de energía gracias a la ductilidad que poseen los miembros y la hiperestaticidad de la estructura, esto permite la formación de rótulas plásticas en las vigas sin comprometer la estabilidad de la estructura.

Para rellenar los pórticos se puede utilizar mampostería de bloque o ladrillo, esto depende netamente de la arquitectura de la edificación.

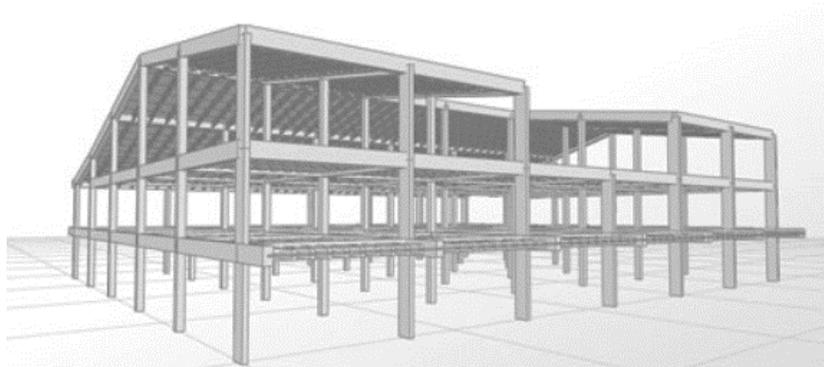


Figura 2.2 – Sistemas Aporricados [Fuente: Saavedra, C. (2016).]

2.3 Sismo

La corteza de la tierra está dividida en 7 placas continentales y 14 placas de tamaño intermedio. Las deformaciones relativas entre estas tienen lugar en las zonas de contacto de las placas y ocurren en franjas relativamente estrechas, cercanas a sus bordes, pudiendo ocurrir lentamente en forma continua o bruscamente en forma de terremotos (deformación sísmica). Ya que la deformación ocurre predominantemente en los bordes entre las placas es de esperarse que la ubicación de los sismos se concentre en las proximidades de los bordes de las placas (Alonso, 2014).

El punto en el plano de falla donde se origina la ruptura y se da inicio a la liberación de energía mediante la propagación de ondas sísmicas recibe el nombre de foco o hipocentro. La proyección vertical del foco sobre la superficie terrestre recibe el nombre de epicentro.

Existen dos tipos de ondas las cuales emergen, las corpóreas y las superficiales. Las ondas corpóreas, son las que pueden viajar en el interior de la tierra, son de dos tipos: ondas P y de las ondas S.

Las ondas P u ondas primarias son aquellas que comprimen y expanden las rocas en la dirección de la propagación de la onda y generalmente poseen una velocidad de 1.73 veces la de las ondas S.

Las ondas S u ondas de corte, causan deformaciones por corte cuando viajan a través del material. Los fluidos como el aire y líquidos no presentan rigidez al corte, por lo tanto, no pueden transmitir las ondas S.

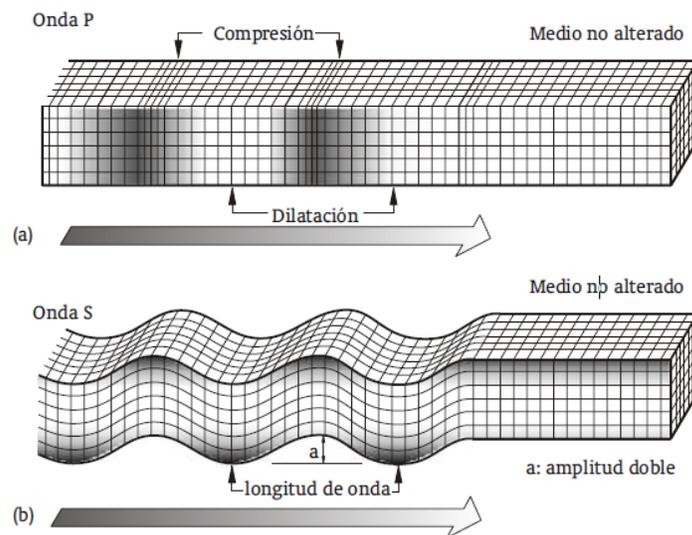


Figura 2.3 – Ondas corpóreas: (a) Ondas P, y (b) Ondas S [Fuente: Bolt, B. (1999).]

Las ondas superficiales son aquellas que viajan a través de la superficie de la tierra. Estas ondas son las que causan el mayor daño a edificaciones y cualquier tipo de obras civiles. Los tipos de onda más importantes son las Love y Rayleigh.

La onda Love produce un movimiento horizontal de corte en superficie, mientras que la Rayleigh son aquellas que producen un movimiento elíptico retrogrado del suelo.

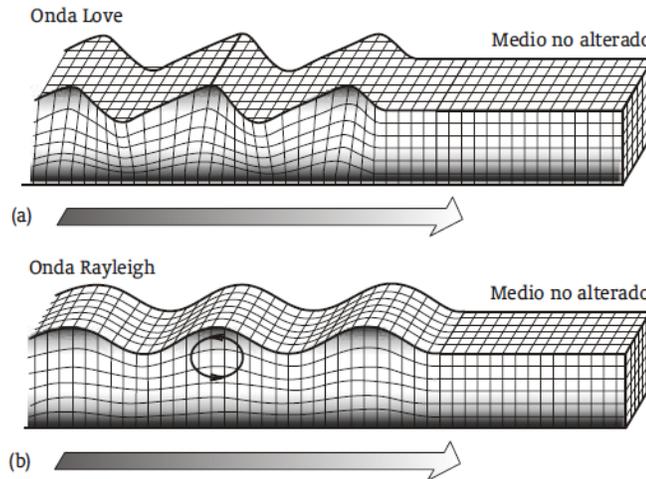


Figura 2.4 – Ondas superficiales: (a) Ondas Love, y (b) Ondas Rayleigh [Fuente: Bolt, B. (1999).]

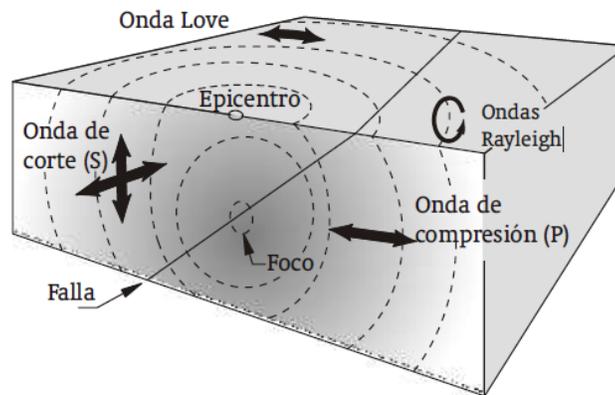


Figura 2.5 – Ondas Sísmicas [Fuente: Alonso, J. (2014).]

Las ondas sísmicas se comportan de diferentes maneras dependiendo del suelo por donde están pasando, un efecto parecido al ocurrido con las ondas de luz, materiales del suelo rígidos proporciona una mayor velocidad de ondas, esto se debe a la densidad del material, es llamado refracción y partiendo de aquí se pueden estimar los tipos de suelo dependiendo de la velocidad del paso ondas.

2.4 Cargas Estáticas y Dinámicas

Las acciones estáticas son aquellas que se aplican muy lentamente a la estructura y por ende pueden considerarse invariables en el tiempo. Las deformaciones resultantes también ocurren muy lentamente y alcanzan su máximo valor cuando la fuerza estática aplicada alcanza también su valor máximo.

Las acciones dinámicas son aquellas que actúan sobre la estructura, normalmente caracterizadas por cambios rápidos en magnitud y dirección. En consecuencia, las deformaciones correspondientes también varían bruscamente, observándose que las deformaciones máximas no necesariamente tienen lugar cuando las fuerzas aplicadas alcanzan sus valores máximos. Este es el caso asociado a la acción sísmica (Alonso, 2014).

Las dos diferencias más importantes en el comportamiento dinámico de un sistema estructural bajo acciones dinámicas del comportamiento bajo cargas estáticas son las siguientes:

1. Cuando un sistema estructural se encuentra bajo acciones dinámicas tanto estas como la respuesta estructural (deformaciones, fuerzas internas, etc) varían en el tiempo. Por lo tanto, existirán tantas respuestas como variaciones en el tiempo experimente la acción aplicada. En el caso estático, las acciones aplicadas permanecen invariables, en consecuencia, la respuesta del sistema estructural es una sola.
2. El aspecto más importante que distingue estos comportamientos es el hecho de que en el caso dinámico los desplazamientos de las juntas, sollicitaciones y deformaciones de los miembros varían en el tiempo en conjunto con la acción externa. Esto trae como consecuencia que las masas del sistema se traducen en fuerzas de inercia que se oponen a dichos desplazamientos.

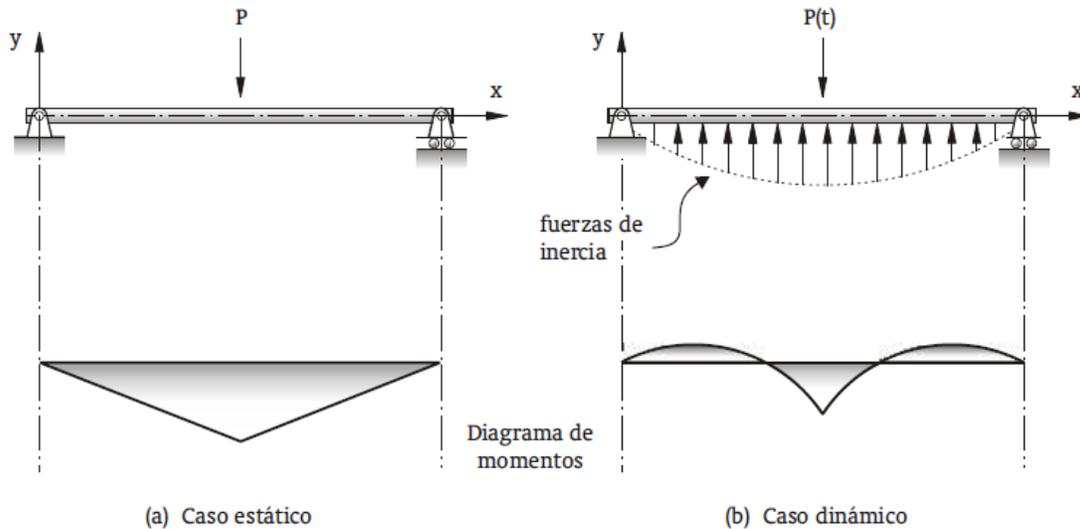


Figura 2.6 – Diferencias entre Acciones Estáticas y Dinámicas [Fuente: Alonso, J. (2014).]

2.4.1. Acción Permanente

Las acciones permanentes son aquellas que actúan continuamente sobre la edificación y cuya magnitud puede considerarse invariable en el tiempo, por ejemplo, las cargas debidas al peso propio, rellenos, paredes, frisos, etc. Igualmente el empuje estático de líquidos y tierras que tengan un carácter permanente, las deformaciones y los desplazamientos impuestos por el efecto de pretensión, los debidos movimientos diferenciales permanentes de los apoyos, acciones de la temperatura, entre otros (Alonso, 2014). La norma COVENIN 2002-1998 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones” en el capítulo 4 presenta una serie pesos propuestos para este tipo de acciones.

2.4.2. Acciones Variables

Las acciones variables son aquellas que actúan sobre la edificación con una magnitud variable en el tiempo y que se deben a su ocupación y uso habitual, como cargas de personas, objetos, vehículos, ascensores, grúas móviles, etc. Las

acciones variables sobre entresijos incluyen provisiones causadas por vibraciones y fuerzas de impacto (Alonso, 2014). Los pesos propuestos para este tipo de acciones se pueden encontrar en el capítulo 5 de la norma COVENIN 2002-1998 “Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones”.

2.4.3. Acciones Sísmicas

Las fuerzas que una edificación debe resistir durante la acción de un sismo se originan de las sacudidas del terreno, sobre el cual está fundada. La respuesta estructural, es decir, la magnitud y distribución de las fuerzas y desplazamientos resultantes así inducidos varía en función de las características y propiedades tanto de la estructura como de su fundación, así como también de las características, frecuencia y duración del sismo actuante (Alonso, 2014). Las fuerzas ocasionadas durante un evento sísmico son fundamentalmente fuerzas de inercia, cuyas magnitudes varían en función de la masa de la estructura. Las normas COVENIN 1756-2001 y 1753-2006 presentan una serie de criterios que deberá cumplir una edificación para que sea considerada sismo-resistente.

En la siguiente figura se muestra un ejemplo básico de lo que ocurre en una estructura durante un evento sísmico.

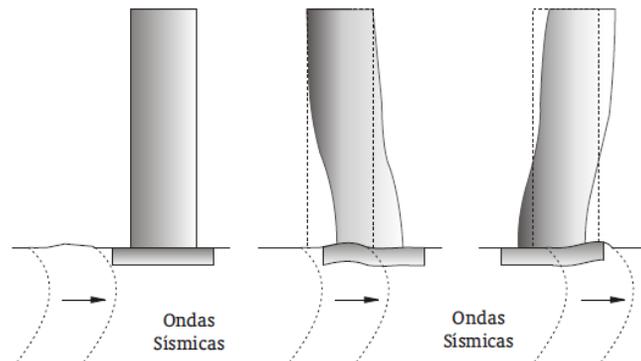


Figura 2.7 – Comportamiento Esquemático de una Edificación durante un Sismo
[Fuente: Alonso, J. (2014).]

2.5 Ductilidad

La ductilidad es la propiedad que poseen los materiales de experimentar deformaciones sin llegar a romperse debido a la aplicación de una carga mantenida en el tiempo. Un miembro estructural se puede considerar dúctil cuando ha sido diseñado intencionalmente para admitir deformaciones inelásticas tras muchos ciclos de carga debido a la acción sísmica, sin que esto implique una degradación significativa ni de su resistencia ni de la rigidez (Rodríguez, 2015).

El concreto entonces se considera un elemento frágil, lo que significa que es un material no dúctil ya que se vuelve quebradizo o se rompe con poco o ningún alargamiento. Por esta razón se le coloca acero de confinamiento a las estructuras de concreto, ya que le permite deformaciones mayores y por ende, mayor ductilidad a los miembros. A continuación, se presenta la figura 2.27 donde se puede observar la importancia del acero de confinamiento en la ductilidad del elemento.

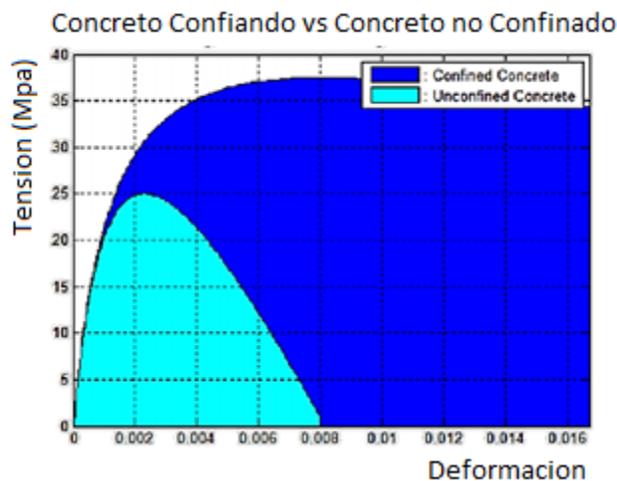


Figura 2.8 – Curva Tensión-Deformación del Concreto Confinado y No Confinado [Fuente: Rodríguez, S. (2015).]

La ductilidad se puede separar en tres maneras de cuantificar:

1. Ductilidad por deformación: La deformación en el rango elástico es la principal fuente de manifestar la ductilidad de los materiales contribuyentes.
2. Ductilidad por desplazamiento: Este tipo es utilizado principalmente para medir la ductilidad de una edificación ante un evento sísmico. A mayor desplazamiento sea permitido por la edificación, mayor será la ductilidad que posee el mismo.
3. Ductilidad por curvatura: La ductilidad por curvatura resulta la más conveniente para medir las deformaciones inelásticas de las rótulas plásticas, midiendo las rotaciones por unidad de longitud que se relacionan con los momentos actuantes, llamado relación Momento-Curvatura.

El diagrama momento-curvatura es de gran importancia en el diseño de estructuras ante cargas estáticas y dinámicas, ya que de forma rápida se visualiza que tan dúctil y resistente es un miembro. Además, el área bajo la curva representa la energía interna, la parte bajo la región elástica es la energía de deformación acumulada en el miembro, mientras que el área bajo la región de postcedencia corresponde a la energía disipada en las deformaciones plásticas del mismo, Hernández, (2009).

De la relación momento-curvatura se obtiene la máxima capacidad a flexión del miembro, M_u , la curvatura última ϕ_u , así como también sus respectivos momento y curvatura de cedencia, de tal forma que estas cantidades pueden compararse con las demandas que se tienen en el diseño. Por lo que una de las principales aplicaciones de conocer estos valores es calcular la ductilidad de curvatura μ_ϕ de la sección del miembro estructural a diseñar, ya que como se verá en el capítulo cuatro, la ductilidad de curvatura permite conocer si el comportamiento de la sección es dúctil o no. Por ejemplo, si un miembro tiene

poca capacidad de ductilidad de curvatura la estructura presentará una falla frágil cuando ingrese al intervalo no lineal, lo cual no es deseable. Se requiere que la sección tenga un valor alto de $\mu\phi$ con el fin de que disipe la mayor cantidad de energía y se distribuyan mejor los momentos, Hernández, (2009).

En el diagrama momento-curvatura ($M-\phi$) de una sección de concreto estructural existen tres puntos notables A, Y, U, como se muestra en la figura 2.28.

A (primer agrietamiento) se presenta cuando en la fibra extrema a tensión, el concreto alcanza su resistencia a la tensión, por falla local empiezan a parecer las primeras grietas. En la figura 2.28 se aprecia que la capacidad a flexión correspondiente al punto A es muy baja por este motivo muchas veces se le ignora, incluso en varios estudios se le considera a este punto como el comienzo del rango elástico. (Méndez, 2012)

Y (punto de cedencia del acero a tensión) este punto define el final del comportamiento elástico de la sección. En varios estudios se considera la rama elástica a la recta que une el origen de coordenadas con el punto Y. Este punto se determina cuando el acero a tensión alcanza su cedencia (Méndez, 2012).

U, este punto se establece comúnmente cuando el concreto llega a su máxima deformación útil a compresión ϵ_u o cuando el acero llega a la rotura, el que se alcance primero (Aguilar, 2002).

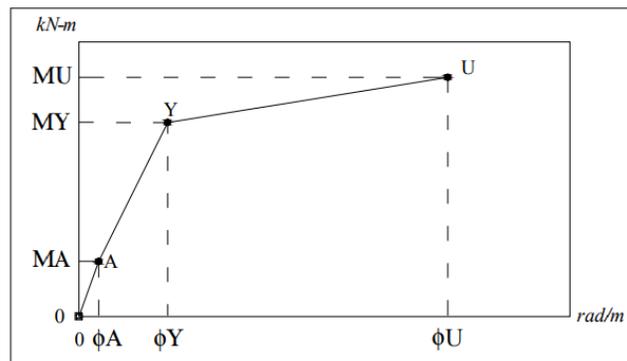


Figura 2.9 – Diagrama Momento-Curvatura en una Sección de Concreto Estructural [Fuente: Méndez, H. (2012).]

Para mayor facilidad y por cuestiones prácticas la relación momento-curvatura, se idealiza mediante una aproximación bilineal. Por lo que el diagrama M- ϕ se construye a partir de dos puntos “Y” e “U”.

La ductilidad local o ductilidad a nivel de sección se determina mediante el diagrama Momento-Curvatura ya previamente mencionado. La ductilidad será calculada como la relación que existe entre el valor de curvatura máxima y el de curvatura en el momento de la primera plastificación.

$$\mu = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (2.1)$$

2.6 Influencia de la Carga Axial en la Ductilidad de Miembros Tipo Columna

Los miembros tipo columnas en estructuras sismo-resistentes se definen como primarios, estos son aquellos que proveen a la estructura capacidad para resistir un colapso frente a acciones sísmicas. Por lo tanto, su comportamiento ante acciones sísmicas es de gran importancia. Los miembros tipo columnas están sujetos a acciones verticales, permanentes y variables, y las cargas horizontales son inducidas por eventos sísmicos.

Denpongpan, T. y Shima, H. presentaron en el 2005 una investigación donde concluyen que la aplicación de cargas axiales es inversamente proporcional a la ductilidad en los miembros tipo columna. Para llevar a cabo el estudio realizaron experimentos sobre diferentes columnas con la misma geometría, materiales y cargas horizontales representando a un sismo pero diferentes cargas axiales.

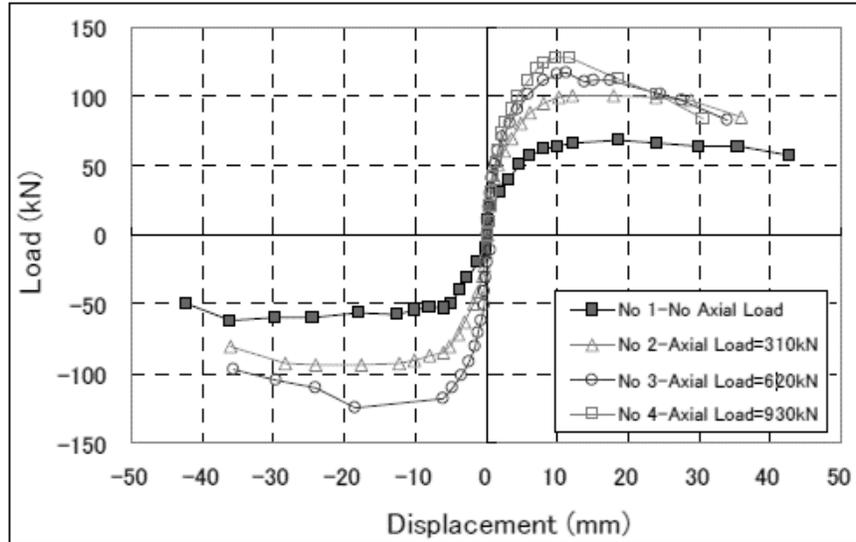


Figura 2.10 – Influencia de la Carga Axial en la Ductilidad [Fuente: Denpongpan, T., Shima, H. (2005).]

Se observa en la figura 2.29 como a mayor carga axial disminuye la ductilidad de los miembros tipo columna pero aumenta la resistencia. Este comportamiento no es el deseado para estructuras sismo-resistentes, de lo contrario siempre se busca que los miembros primarios sean capaces de resistir cargas mientras sufren grandes deformaciones previas al colapso. Por otro lado, se encontró que el pandeo de las barras longitudinales es inversamente proporcional a la carga axial para estos miembros.

2.7 Evaluación de la Capacidad Sismo-Resistente

Se dice que una edificación es sismo-resistente cuando se diseña y construye con una adecuada configuración estructural, con componentes de dimensiones apropiadas, se utilizan materiales con una proporción y resistencia suficientes para soportar la acción de fuerzas causadas por los sismos de diseño. Incluso cumpliendo con todas estas condiciones para optar por ser una edificación sismo-resistente, siempre existirá la posibilidad de que ocurra un sismo de mayor

magnitud que el previsto y genere daños a la edificación, por esa razón no existen edificaciones totalmente sismo-resistente.

Para que una edificación soporte un sismo de diseño su estructura debe ser capaz de resistir deformaciones previo al colapso, simétrica, uniforme, continua o bien conectada. Cambios bruscos de sus dimensiones, de su rigidez, falta de continuidad, una configuración estructural desordenada o voladizos excesivos facilitan la concentración de fuerzas nocivas, torsiones y deformaciones que pueden causar graves daños.

Los materiales deben ser de buena calidad para garantizar una adecuada resistencia y capacidad de la estructura para absorber y disipar la energía que el sismo le otorga a la edificación cuando se sacude. Materiales frágiles, poco resistentes, con discontinuidades se rompen fácilmente ante la acción de un sismo.

Una estructura debe ser capaz de soportar deformaciones en sus componentes sin que se dañen gravemente o se degrade su resistencia. Cuando una estructura no posee ductilidad se rompe fácilmente al iniciarse su deformación por acción sísmica. Al degradarse su rigidez y resistencia pierde su estabilidad y puede colapsar súbitamente.

La capacidad sismo-resistente de una edificación se define como la habilidad que posee esta para soportar demandas sísmicas, y depende de la resistencia y deformación máxima de cada uno de sus miembros. Existen diferentes análisis para estimar la capacidad, se utilizan procedimientos lineales y no lineales, la diferencia entre ambos está en que los análisis lineales consideran únicamente la relación tensión-deformación dentro del rango lineal de los materiales mientras que en los análisis no lineales se permite que algunos miembros de la edificación aparezcan deformaciones inelásticas, con plastificación de algunas secciones, proporcionando así un diseño más efectivo y económico.

A continuación, se presentan los diferentes tipos de análisis para la estimación de la capacidad de una edificación:

2.7.1. Análisis lineal

Los procedimientos lineales utilizan una relación tensión-deformación lineal, es decir, se diseñan estructuras que responden en un rango elástico ante los sismos de diseño. En zonas de alta sismicidad esto trae como consecuencia que la respuesta elástica puede implicar aceleraciones de magnitud similar a la de la gravedad.

En este análisis se incorporan ajustes a las deformaciones globales del edificio para estimar características no lineales en la respuesta sísmica. Este procedimiento es generalmente utilizado cuando se tiene una estructura regular en planta y elevación.

Cuando se presentan estructuras irregulares, es decir, asimetrías geométricas en planta y elevación, los procedimientos lineales suelen presentar resultados inexactos.

2.7.1.1. Análisis Estático Lineal

Este análisis es utilizado para calcular los desplazamientos, fuerzas de diseño sísmico, la distribución de fuerzas externas e internas. El procedimiento se basa en definir estados de fuerzas laterales estáticas y procedimientos elásticos para determinar la relación demanda-capacidad de la estructura, como resultado se obtiene una aproximación de la capacidad elástica y de la primera cedencia, sin embargo, no permite predecir mecanismos de falla, ni toma en cuenta la redistribución de fuerzas en el progreso de la cedencia.

2.7.1.2. Análisis Dinámico Lineal

Al realizar el análisis dinámico lineal la acción sísmica se modela utilizando un análisis espectral modal o un análisis temporal. El análisis espectral modal supone

que la respuesta dinámica de una estructura se puede determinar considerando de forma independiente la respuesta de cada modo natural de vibración utilizando un espectro de respuesta elástico. Solo se solo se toman en cuenta los modos que contribuyen considerablemente a la respuesta de la estructura. Las respuestas modelas se combinan usando el método como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados o métodos de mínimos cuadrados. Si el análisis dinámico se realiza usando el método del espectro de respuesta, se deberá calcular la respuesta modal máxima de todos los modos necesarios para obtener el 90% de participación de masa del edificio, en cada una de las dos direcciones horizontales principales ortogonales del edificio (ASCE, 2000).

El análisis temporal involucra una evaluación paso a paso de la respuesta de la estructura, usando registros de sismos reales o acelerogramas sintéticos. Las fuerzas y desplazamientos internos de la estructura se determinan usando un análisis dinámico lineal (ASCE, 2000).

2.7.2. Análisis No lineal

Los análisis no lineales presentan una mayor dificultad para ser implementados, sin embargo, estos presentan una mayor aproximación en la respuesta de una edificación ante eventos sísmicos, ya que se pueden definir los mecanismos de falla de los miembros y el potencial colapso progresivo. Los análisis no lineales pueden realizarse de manera estática y dinámica.

2.7.2.1. Análisis Estático No Lineal “Pushover”

El Análisis Estático No Lineal o Análisis Pushover es un tipo de metodología para determinar la respuesta no lineal de la estructura, en la cual se calculan los valores máximos de cualquier respuesta de la edificación (Ramírez, 2013).

El análisis está basado en dos conceptos básicos: la demanda y la capacidad. La demanda son las fuerzas y aceleraciones determinadas por un sismo en

particular, son representadas por un espectro de respuesta o diseño y acelerogramas, es importante destacar que este es un valor que depende de la ubicación de la edificación por lo que no será un valor constante. En cuanto a la capacidad, este es un valor que depende netamente de las propiedades de la estructura como lo son la calidad de los materiales utilizados, geometría de la edificación, cantidad de refuerzo utilizado, entre otros; a diferencia de la demanda, la capacidad es un valor constante de la edificación.

La capacidad de una edificación se obtiene mediante la curva de capacidad, este método consiste en aplicar cargas laterales monotónicas crecientes en una dirección hasta llevar al colapso a la estructura (Aguilar, 2003). A medida que son aplicadas estas cargas laterales se toman los valores de corte basal (V) y el desplazamiento lateral del techo (U), graficando ambos valores se obtiene la curva de capacidad.

Se presenta un ejemplo en la figura 2.30 para la determinación de la curva de capacidad para el Análisis Estático No Lineal, donde la sumatoria de fuerzas laterales (F_i) generan un corte basal (V), al aplicar estos se genera un desplazamiento del techo (U).

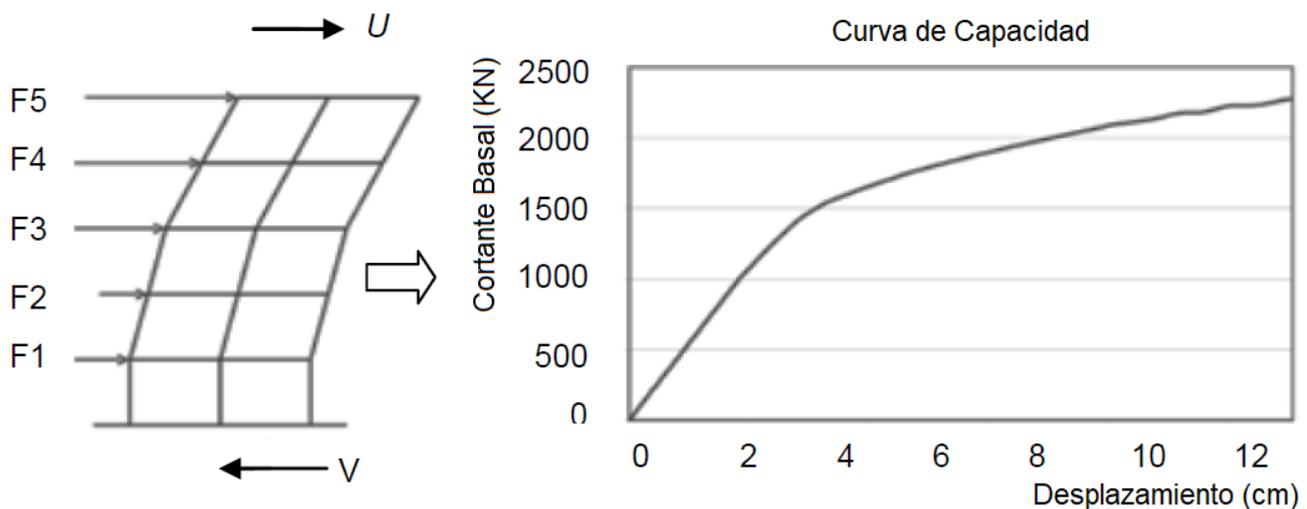


Figura 2.11 - Curva de Capacidad según el procedimiento "Pushover" [Fuente: Mora, M. Villalba, J., Maldonado, E. (2006).]

Existen múltiples métodos para la aplicación del Análisis Estático No Lineal, sin embargo, los más utilizados son: ATC-40, FEMA 440, Modal Pushover Analysis (MPA). Un examen de dichos métodos permite inferir que todos ellos deberían suministrar el valor correcto del desplazamiento máximo de la estructura en el caso particular de un sistema de un solo grado de libertad que responda en el rango elástico. Las aproximaciones que se introducen en cada método se refieren al tratamiento de los sistemas que tienen múltiples grados de libertad y modos de vibración, y a las consideraciones sobre la respuesta inelástica (López y Del Re Ruiz, 2008).

2.7.2.1.1. ATC-40

Este método presenta tres diferentes métodos denominados A, B y C para estimar la demanda sísmica; todos se basan en el mismo principio de la intercepción de los espectros de demanda y capacidad, pero se diferencian en su implementación. El primer paso en ambos procedimientos consiste en determinar la capacidad de la estructura considerando las propiedades inelásticas de las secciones de cada miembro del modelo, mediante un análisis estático no-lineal. La capacidad es representada por la relación entre la fuerza cortante basal y el desplazamiento lateral en el techo. La curva de capacidad es generalmente construida para representar la respuesta del primer modo basándose en la suposición de que éste sea el que predomina en la respuesta. La curva de demanda sísmica sobre la estructura se determina a partir del espectro de pseudo-aceleración del movimiento sísmico, escalado de acuerdo con el amortiguamiento efectivo del sistema (López y Del Re Ruiz, 2008).

2.7.2.1.2. MPA

Mediante el análisis dinámico de sistemas inelásticos Chopra y Goel (2001) evaluaron los errores que se obtienen de aplicar los procedimientos A y B del

ATC-40 y señalaron las limitaciones de los mismos. Los autores propusieron el procedimiento denominado Análisis Estático No Lineal Modal (MPA) el cual está basado en la teoría de dinámica estructural. A diferencia de los métodos ATC-40 y FEMA 356 el MPA incorpora el efecto de otros modos de vibración además del modo fundamental, y utiliza la respuesta dinámica inelástica de sistemas de un grado de libertad que representan a cada modo de vibración (López y Del Re Ruiz, 2008).

2.7.2.1.3. FEMA 440

La Agencia Federal para el Manejo de Emergencias, de los Estados Unidos de Norte América, presentó una guía para la Rehabilitación Sísmica de Edificios denominada FEMA 440 en junio del 2005, donde presenta una mejora del “Método del Coeficiente del Desplazamiento” para estimar el desempeño de una estructura que ya ha sido diseñada, cuyo objetivo fundamental es predecir en forma rápida y confiable cuál es el desplazamiento lateral máximo que se espera en una estructura ante una determinada acción sísmica (Aguilar, 2006).

Para poder llevar a cabo el método es necesario tomar un nodo de control de desplazamiento, este deberá estar localizado en el centro de masas del techo del edificio. Para edificios con un penthouse, el piso del penthouse deberá ser considerado como el nodo de control. El desplazamiento del nodo de control en el modelo matemático deberá ser calculado para las cargas laterales especificadas. (FEMA, 2000).

A partir del desplazamiento del sistema elástico de un grado de libertad, este método utiliza factores de corrección (C_0 , C_1 y C_2) para estimar el desplazamiento en el techo de una estructura de N grados de libertad que responde inelásticamente. Seguidamente se resume este método. En primer lugar se genera la curva de capacidad de la estructura mediante un análisis estático no-lineal y se construye una representación bilineal, calculándose el período fundamental efectivo (T_e) y la fuerza cortante basal cedente (V_y). El período T_e se obtiene

modificando el período inicial mediante el cálculo de la rigidez efectiva obtenida de la curva bilineal de capacidad. La demanda de desplazamiento (Dt) se obtiene de:

$$Dt = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} \quad (2.2)$$

Donde:

- T_e : periodo fundamental efectivo.
- S_a : aceleración espectral asociada al T_e .
- C_0 , C_1 y C_2 : son factores de ajuste que se explican a continuación.

2.7.2.1.4. ASCE/SEI 41-13

La Asociación Americana de Ingenieros Civiles, de los Estados Unidos, presentó un método de cálculo de desplazamiento máximo para la aplicación del Análisis Estático No Lineal. El objetivo fundamental es predecir en forma rápida y confiable cuál es el desplazamiento lateral máximo que se espera en una estructura ante una determinada acción sísmica.

Para poder llevar a cabo el método es necesario tomar un nodo de control de desplazamiento, este deberá estar localizado en el centro de masas del techo del edificio. Para edificios con un penthouse, el piso del penthouse deberá ser considerado como el nodo de control. El desplazamiento del nodo de control en el modelo matemático deberá ser calculado para las cargas laterales especificadas (ASCE/SEI 41-13, 2014).

Este método modifica la respuesta elástica lineal del sistema equivalente de un grado de libertad multiplicándolo por una serie de coeficientes, desde C_0 hasta C_2 , para generar un estimado del desplazamiento máximo global (elástico e inelástico), el cual es denominado objetivo principal de desplazamiento (desplazamiento meta, target displacement). El proceso inicia con una curva idealizada fuerza-deformación (curva de pushover), que relaciona la cortante en la base y el desplazamiento del techo. Un periodo efectivo, T_e , es generado a partir

del periodo inicial, T_i , por un procedimiento gráfico que toma en cuenta algunas pérdidas en la transición del comportamiento elástico al inelástico. El periodo representa la rigidez lineal del sistema equivalente de un grado de libertad. Cuando se traza sobre un espectro de respuesta elástico, representando el movimiento sísmico del suelo como una aceleración pico, S_a , versus el periodo T , el periodo efectivo identifica una respuesta de aceleración máxima del oscilador. El amortiguamiento asumido, a menudo cinco por ciento, representa un nivel que podría esperarse para una estructura típica respondiendo en el rango elástico (Toledo, 2011).

Se presenta la figura 2.12 como representación gráfica de lo explicado en el párrafo anterior.

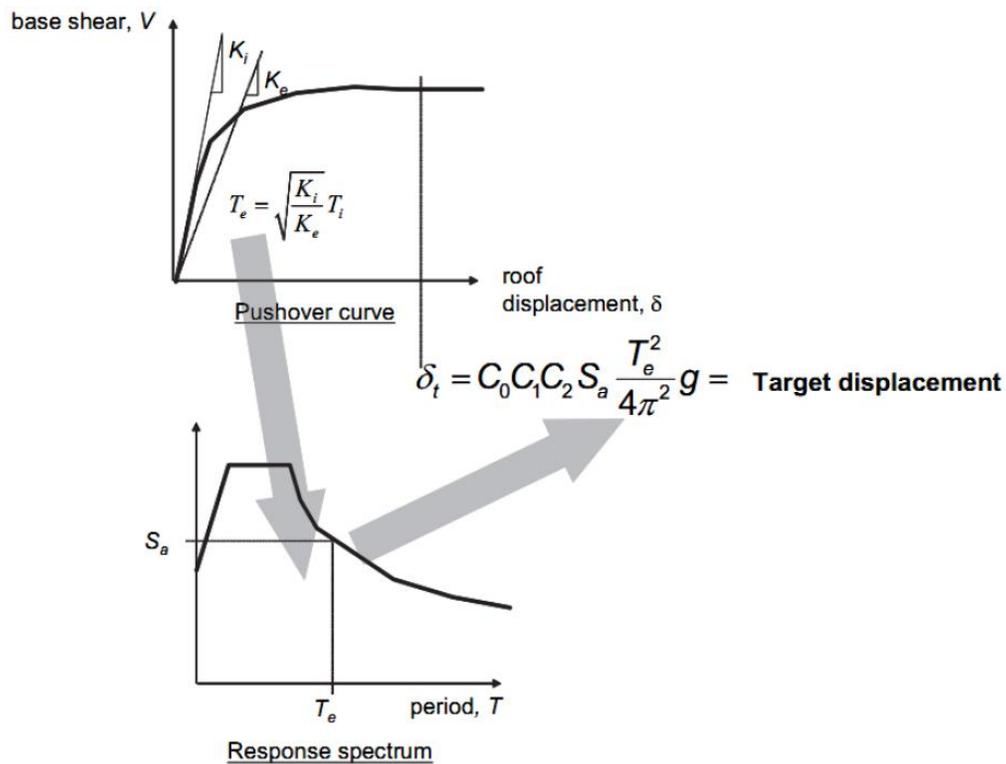


Figura 2.12 - Esquema ilustrado del Método del Coeficiente del Desplazamiento [Fuente: Toledo, V. (2011).]

En la figura 2.31 se muestra la ecuación propuesta por la ASCE/SEI 41-13 para el cálculo del desplazamiento máximo en el tope del edificio (Dt).

$$Dt = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (2.3)$$

2.7.2.1.4.1. Factores de Ajuste

A continuación, se presentan los factores de ajuste para estructuras de concreto estructural sin muros de corte, solo con vigas y columnas.

- a) C_o : Es un factor de modificación que relaciona el desplazamiento espectral de un sistema equivalente de un grado de libertad y el desplazamiento del tope del edificio de múltiples grados de libertad. Se evalúa analíticamente con la siguiente ecuación.

$$C_o = \left[\frac{\sum_{i=1}^N M_i \phi_i}{\sum_{i=1}^N (M_i \phi_i^2)} \right] \phi_m \quad (2.4)$$

Donde:

- M_i : masa del nivel i .
- ϕ_i : ordenada de la forma modal fundamental en el nivel i .
- N : número de pisos.
- ϕ_m : amplitud del modo fundamental en el techo del edificio.

Los valores recomendados por la ASCE/SEI 41-13 para el coeficiente C_o se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 2-1 – Valores Recomendados de C_0 - [Fuente: ASCE/SEI 41-13 (2013).]

Número de Pisos	Valor de C_0
1	1.0
2	1.2
3	1.3
5	1.4
Más de 10	1.5

b) C_1 : es un factor de modificación que relaciona el desplazamiento inelástico máximo esperado con los desplazamientos calculados para una respuesta estática lineal. Se evalúa analíticamente con la siguiente ecuación.

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength}^{-1}}{a T_e^2} \quad (2.5)$$

Donde:

- El parámetro “ a ” viene dado por el sitio donde está ubicado.
 - $a = 130$: sitio clase A o B: roca dura con velocidad de onda de corte mayor que 2500 ft/s.
 - $a = 90$: sitio clase C: suelo denso y roca suave con una velocidad de onda de corte $1200 \text{ ft/s} < V_s < 2500 \text{ ft/s}$.
 - $a = 60$: sitio clase D, E o F: cualquier otro suelo con una velocidad de corte menor o igual a 1200 ft/s.
- $\mu_{strength}$: relación entre la demanda de fuerza elástica y el coeficiente de resistencia a la deformación.

c) C_2 : es un factor que toma en cuenta los efectos de degradación de rigidez, pérdida de resistencia y el estrangulamiento de los ciclos históricos, en la respuesta del desplazamiento máximo. Para periodos mayores a de 0.7s se utiliza un $C_2 = 1$. Se evalúa analíticamente con la siguiente ecuación.

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (2.6)$$

Para el cálculo de $\mu_{strength}$ se utiliza la siguiente ecuación:

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m \quad (2.7)$$

Donde:

- V_y : esfuerzo cedente del edificio en dirección que está siendo tomada en consideración usando los resultados obtenidos del AENL en la curva idealizada de Esfuerzo-Deformación.
- W : peso efectivo sísmico.
- C_m : factor de masa efectiva, para edificaciones de 1-2 pisos se toma $C_m=1.0$ mientras que para edificaciones con 3 o más pisos se toma un $C_m=0.9$. Para periodos mayores a 1.0s se toma un $C_m=1.0$.

El $\mu_{strength}$ no deberá superar el valor obtenido de μ_{max} . El uso del Análisis Estático No Lineal no está permitido si $\mu_{strength}$ supera el valor de μ_{max} . A continuación, se presenta la ecuación para el cálculo de μ_{max} :

$$\mu_{max} = \frac{\Delta d}{\Delta y} + \frac{|\alpha_e|^{-h}}{4} \quad (2.8)$$

Donde:

- Δd : desplazamiento para el máximo corte basal (curva idealizada esfuerzo-deformación).
- Δy : desplazamiento en el punto de cedencia.
- $h = 1 + 0.15 \ln T_e$.
- α_e : rigidez post-elástica.

Donde la rigidez post-elástica se calcula según la siguiente ecuación:

$$\alpha_e = \alpha_{p-\Delta} + \lambda(\alpha_2 - \alpha_{p-\Delta}) \quad (2.9)$$

Donde:

- α_2 : rigidez post-elástica negativa.

- $\alpha_{P-\Delta}$: rigidez post-elástica negativa causada por el efecto P – Δ .
- λ : efecto del movimiento del suelo futuro, se recomienda utilizar:
 - 0.8: sitios sometidos a efectos campo cercanos.
 - 0.2: sitios no sometidos a efectos campo cercanos.

Estos valores, únicamente basados en el juicio, son un intento por reconocer el potencial de la inestabilidad dinámica que podría surgir de pérdidas de resistencia en el ciclo asociado con largos movimientos impulsivos de campo cercano, mientras al mismo tiempo, evita la penalización de la estructura con predominante pérdida de resistencia cíclica asociada con movimientos no impulsivos (Toledo, 2011).

En la figura 2.13 se tiene la representación gráfica de los valores previamente mencionados.

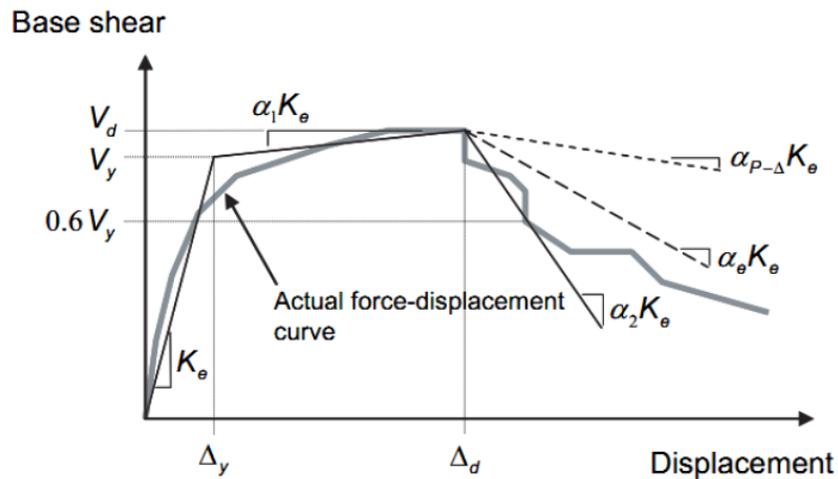


Figura 2.13 – Curva Esfuerzo-Deformación [Fuente: ASCE/SEI 41-13 (2013).]

2.7.2.2. Análisis Dinámico No Lineal

El mejor método para evaluar la capacidad estructural y el desempeño sísmico de una edificación es el análisis dinámico no lineal, ya que es la representación más cercana al comportamiento real de las estructuras; sin embargo, la

implementación de este método requiere la disponibilidad de una definición clara de ciertos parámetros, como por ejemplo, características de frecuencias, ruptura, entre otros (Krawinkler y Seneviratna, 1998). La principal diferencia entre este análisis y el estático no lineal es que la acción sísmica se modela con historias temporales de movimiento, acelerogramas reales o simulados. Este es el procedimiento más sofisticado para predecir fuerzas y desplazamientos internos de una estructura cuando se ve sometida a un evento sísmico (Melone, 2002).

2.8 Niveles de Desempeño

Los niveles de desempeño estructural para un edificio están constituidos por 6 niveles, de los cuales 4 son discreto y 2 son considerados de transición. Los miembros estructurales y no estructurales se evalúan por separado. La combinación de los niveles de desempeño de estos dos miembros permite lograr el objetivo principal. A continuación, se presentan los niveles de desempeño:

1. Ocupación Inmediata (IO): en este nivel de desempeño la edificación conserva la resistencia y rigidez de la estructura, siendo así seguro para la ocupación. Muy poco daño estructural puede ocurrir, al igual que el riesgo de heridos.
2. Control de daño (DC): este nivel de desempeño se define como un rango continuo entre los niveles adyacentes IO y LS. Es comúnmente utilizado cuando se requiere minimizar el tiempo de reparación y el costo para el nivel S-1 es excesivo.
3. Seguridad de Vida (LS): este nivel permite daño estructural, pero mantiene un margen del inicio de un parcial o tal colapso. Algunos miembros estructurales pueden estar severamente dañados, sin permitir la caída de escombros dentro o fuera de la edificación. Mientras el daño estructural no represente un inminente colapso, es necesario que se implementen medidas de reparación previa a la reocupación del edificio. Puede haber heridos durante el sismo, pero el riesgo de lesiones

mortales, como producto de un daño estructural, se espera a que sea bajo.

4. Seguridad Limitada (SL): este es un nivel de transición entre el LS y CP. Daños continuos en la edificación.
5. Prevención de Colapso (CP): incluye daños a los componentes estructurales, la estructura continúa soportando cargas de gravedad, pero no mantiene un margen ante un parcial o total colapso. Se tiene un alto deterioro en la resistencia y rigidez del sistema resistente a las fuerzas laterales. Existen deformaciones laterales permanentes y una leve degradación en la capacidad vertical de soportar cargas. La estructura no es técnicamente reparable, y se podría producir un colapso ante una réplica. Se pueden presentar significativos riesgos de heridos como resultado de la caída de escombros.
6. No Considerado (NC): cuando una evaluación no concierne a una estructura, se toma un nivel de diseño no considerado.

A continuación, se presenta una tabla con un control de daños de los miembros de concreto ante un evento sísmico y su nivel desempeño correspondiente.

Tabla 2-2 – Control de Daños Según su Nivel de Desempeño - [Fuente: Toledo, V. (2011).]

Nivel de Desempeño Estructural				
Tipo	Prevención de Colapso (CP)	Seguridad de Vida (LS)	Ocupación Inmediata (IO)	
Miembros de Concreto	Miembros Primarios	Extensivo agrietamiento y formación de rótulas plásticas en miembros dúctiles. Agrietamiento limitado o falla en los solapes en columnas no dúctiles. Daño severo en columnas cortas.	Danos extensos en las vigas. Desprendimiento del recubrimiento y agrietamiento por corte en columnas dúctiles. Daños menores en columnas no dúctiles. Grietas en las articulaciones.	Leve agrietamiento. Cedencia limitada en ciertos miembros. Desprendimiento leve del recubrimiento.
	Miembros Secundarios	Daños extensos en vigas y columnas. Daño severo en los nodos. Se deforman los refuerzos.	Grietas mayores y rótulas plásticas en miembros dúctiles. Agrietamiento limitado o falla en los solapes en columnas no dúctiles. Daño severo en columnas cortas.	Grietas por flexión en vigas y columnas. Agrietamiento por corte en nodos. Daños leve en algunos lugares de columnas y vigas dúctiles.
	Desplazamiento	Daños extensos no estructurales por desplazamiento. Extensas deformaciones permanentes.	Daños no estructurales por desplazamiento. Deformaciones permanentes notables.	Daños no estructurales menores por desplazamiento. Sin deformaciones permanentes.

2.8.1. Definición de Rótulas Plásticas según el Nivel de Desempeño

Con la finalidad de poder estimar los niveles de desempeño según las rotaciones que presentan las rótulas plásticas de los miembros como vigas y columnas la ASCE/SEI 41-13 presenta una serie de valores estimados mediante ensayos. En la figura 2.14 se presenta una curva generalizada carga-deformación donde se observa cómo se determinan los niveles de desempeño según los valores de deformación o rotación.

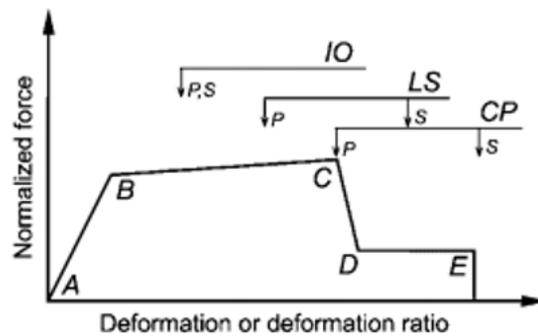


Figura 2.14 – Relación Esfuerzo-Deformación Generalizada con Criterios de Aceptación [Fuente: ASCE/SEI 41-13 (2013).]

En el punto A el miembro se encuentra en reposo, este es luego cargado hasta que llega al punto de cedencia B el cual delimita la zona elástica de la plástica. Al seguir aumentando la carga aumentan el número de miembros con rótulas plásticas, aunque es cierto que estas disipan energía en forma de deformación si se forman en un gran número de miembros perjudican la estabilidad de la estructura. El punto C representa una pérdida de capacidad de resistencia de la estructura, por esto entre D y E se denomina zona de degradación de la resistencia. Por último, el punto E representa el colapso de la estructura. Como se observa en la figura 2.33 a mayor deformación o rotación obtenida por el miembro el nivel de desempeño se ve más comprometido.

A continuación, se presentan dos tablas las cuales representan los valores de rotación para los distintos niveles de desempeño según la ASCE/SEI 41-13. El

miembro de concreto estructural deberá cumplir con una serie de condiciones para las cuales empíricamente se han obtenido estas rotaciones:

Tabla 2-3 – Parámetros y Criterios de Modelado Numérico de Aceptación de Procedimientos No Lineales para Vigas de Concreto - [Fuente: ASCE/SEI 41-13 (2013).]

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure ^b								
$\rho - \rho'$	Transverse reinforcement ^c	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
ρ_{bal}								
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span ^b								
Stirrup spacing ≤ d/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > d/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam-column joint ^b								
			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f'_c in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bWhere more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^c“C” and “NC” are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ d/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

Tabla 2-4– Parámetros y Criterios de Modelado Numérico de Aceptación de Procedimientos No Lineales para Columnas de Concreto - [Fuente: ASCE/SEI 41-13 (2013)]

Conditions			Modeling Parameters ^a			Acceptance Criteria ^a		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
			a	b		c	IO	LS
Condition i. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$ ^d						
≤ 0.1	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	≤ 3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	≥ 6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	≤ 3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	≥ 6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii. ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height ^b								
$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$							
≤ 0.1	≥ 0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.² (MPa) units.

^aValues between those listed in the table should be determined by linear interpolation.

^bRefer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.

^cWhere $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at $\leq d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.

^d V is the design shear force from NSP or NDP.

2.9 Balance Energético de Estructuras

El balance energético de una estructura viene dado por la ecuación de movimiento cuando el suelo está sometido a un movimiento horizontal:

$$M \int_0^{t_0} \ddot{u} \dot{u} dt + C \int_0^{t_0} \dot{u}^2 dt + \int_0^{t_0} F(u) \dot{u} dt = -M \int_0^{t_0} \ddot{u}_g \dot{u} dt \quad (2.9)$$

Donde:

- $E = -M \int_0^{t_0} \ddot{u}_g \dot{u} dt$; input total de energía generado por el sismo.
- $E_k = M \int_0^{t_0} \dot{u} \dot{u} dt$; energía cinemática de la estructura, desarrollando el término se obtiene que E_k es igual a un medio de la masa por la velocidad al cuadrado.
- $E_d = C \int_0^{t_0} \dot{u}^2 dt$; energía que resiste la edificación por amortiguamiento. El término C se refiere al amortiguamiento viscoso el cual toma en cuenta la energía disipada mediante ondas sonoras, fricción y deslizamiento. Cuanto mayor es la energía disipada por medio de deformaciones plásticas menor es la disipada por medio del amortiguamiento.
- $E_p = \int_0^{t_0} F(u) \dot{u} dt$; energía por deformaciones está compuesta por energía plástica E_p y energía elástica, esta última junto con la energía cinemática forma la energía elástica por vibración E_e . Se integra la fuerza en función de desplazamiento ya que esta representa el área bajo la curva de esfuerzos-deformación.

La energía por amortiguamiento en los sistemas elasto-plásticos no contribuye al daño estructural (Housner, 1956), lo cual indica que la energía que contribuye (E_d) venga dada por la siguiente ecuación:

$$E_p + E_e = E_d \quad (2.10)$$

La energía atribuida por E_d debe ser absorbida por los miembros estructurales sin causar daños mayores que comprometan la estabilidad de la estructura. Esta energía deberá ser distribuida en cada piso, cambios menores en la rigidez y/o resistencia de los miembros entre pisos causará que la energía se concentre en los puntos débiles de la estructura, provocando un posible colapso (Akiyama, 1985).

El desempeño no lineal de una estructura se basa en que sus miembros primarios presentan deformaciones permanentes, es decir, en el rango plástico.

Este fenómeno lleva el nombre de rótulas plásticas, estas indican que el miembro va perdiendo la capacidad de resistir esfuerzos por flexión, pero funcionan como mecanismos disipadores de energía por deformación.

La generación de rótulas plásticas en los nodos perjudica el comportamiento de la estructura ante acciones sísmicas, debido a que, al no ser capaz de soportar la carga por flexión los esfuerzos sobre la estructura se redistribuyen causando mayores solicitaciones en los otros miembros y se genera un efecto en cadena de fallas hasta el colapso. Por lo tanto, es indispensable garantizar que estos resistan mayores solicitaciones que los miembros.

Como se muestra en la figura 2.34 la edificación se ve comprometida cuando las rótulas plásticas se forman en las columnas, generando un sistema cinemático con mayor probabilidad de colapso; a diferencia del comportamiento de la edificación cuando estas se forman en las vigas. Por esta razón el diseño sismo-resistente se basa en el concepto columna fuerte y viga débil, buscando que estos mecanismos de disipación de energía se formen en las vigas sin comprometer la estabilidad de la estructura. Las deformaciones inelásticas se generan en los extremos de los miembros debido a que las solicitaciones por corte y flexión son las máximas en este punto.



Figura 2.15 – Respuestas de Estructuras ante Acciones Sísmicas [Fuente: López, O. (2010).]

2.10 Computers and Structures, Inc. (CSI)

Fundada en 1975 por Ashraf Habibullah, CSI es reconocida por ser la empresa emprendedora en crear herramientas para el análisis estructural e ingeniería

sísmica. Los programas estructurales de la empresa han sido utilizados para diseñar proyectos de gran importancia en más de 160 países, algunos de ellos son la Torre Taipei en Taiwán, el World Trade Center en la ciudad de New York, el estadio olímpico de Beijing conocido como “Birds Nest” (nido de pájaros), entre otros. Estos programas estructurales llevan más de cuatro décadas de estudios e investigaciones, logrando así un resultado confiable para los profesionales.

Los programas estructurales presentados por CSI son

- SAP2000: destinado al análisis estructural de presas, torres de comunicación, estadios, plantas industriales y edificaciones.
- ETABS: desarrolla específicamente para el análisis estructural de edificaciones con múltiples pisos, como hospitales, oficinas o edificaciones residenciales.
- SAFE: presenta un eficiente y preciso análisis del diseño de placas y fundaciones, pre o post- tensadas.
- CSiBridge: programa destinado para el diseño de puentes de concreto o acero.
- PERFORM-3D: enfocado en los análisis no lineales y los diseños basados en capacidad.

Estos programas estructurales aplican un modelo matemático basado en el análisis matricial, la aplicación de dicho método implica desarrollar las matrices de rigidez de todos los miembros para conformar una matriz de rigidez global.

Posteriormente, desarrollando las matrices de fuerzas y desplazamientos para cada grado de libertad del sistema, y realizando operaciones matriciales se pueden determinar todas las fuerzas y desplazamientos desconocidos. El método descrito puede ser resumido en seis etapas:

1. Discretización de los miembros que se desean analizar.
2. Determinación de las matrices de rigidez de cada miembro.
3. Conformación de la matriz de rigidez global del sistema en estudio.

4. Desarrollo de las matrices de carga y desplazamiento en cada grado de libertad de cada uno de los nodos.
5. Determinación de las fuerzas y desplazamientos en cada grado de libertad al resolver el sistema de ecuaciones matriciales:

$$[Q] = [K] * [D] \quad (2.10)$$

Donde:

- Q: matriz de fuerzas en cada grado de libertad.
 - D: matriz de desplazamientos en cada grado de libertad.
 - K: matriz de rigidez global del modelo.
6. Obtención de las tensiones y deformaciones en los miembros conociendo las fuerzas y desplazamientos en sus nodos.

Es importante destacar que estos programas estructurales han abierto las oportunidades de estudio a diferentes métodos de análisis que antiguamente se encontraban limitados, sin embargo, si se desean obtener resultados representativos es necesario estudiar y comprender su manejo.

2.10.1. Miembro Rectilíneo de Dos Juntas

Se define miembro como la forma matemática de idealizar vigas y columnas. Presentan una longitud finita conocida de acuerdo a la posición de sus dos nodos extremos (i nodo inicial; j nodo final), y su eje neutro es rectilíneo. De allí la denominación de “Miembro Rectilíneo de Dos Juntas”. Se caracterizan por presentar dimensiones relativas a su anchura y altura, junto con espesores de alas y alma, en el caso de perfiles de acero. También se pueden caracterizar por sus propiedades, como área e inercia (Loges, 2010).

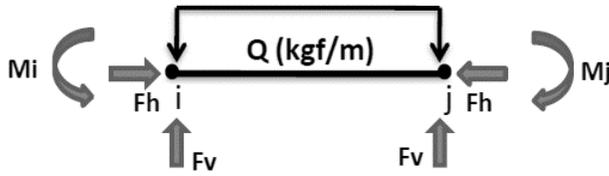


Figura 2.16 – Miembro Rectilíneo de Dos Juntas [Fuente: Loges, S. (2010).]

2.10.2. Elemento de Cuatro Juntas

Identifica a la forma generalmente utilizada para modelar losas y muros, principalmente, con un espesor dado. También se les conoce como elementos de área. Se define su posición, forma y área de acuerdo a la ubicación de sus juntas extremas. Es importante destacar, que hoy en día existen programas que representan elementos de área con más de cuatro juntas (Loges, 2010).

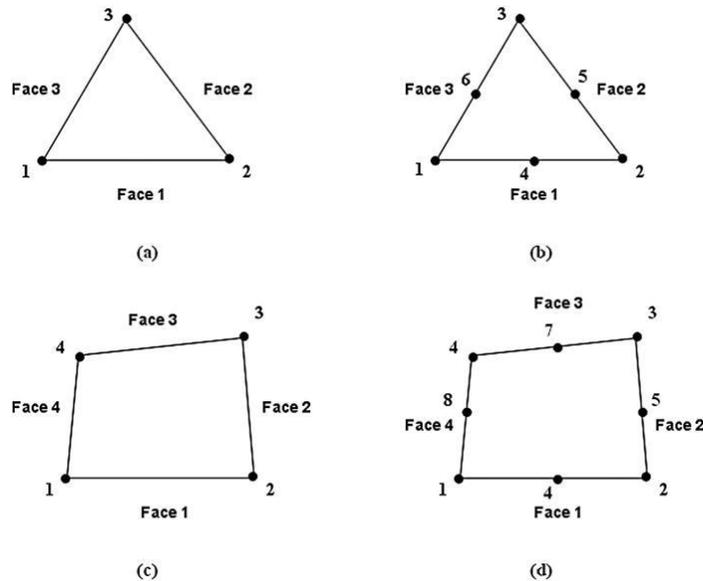


Figura 2.17 – Elementos de Cuatro Juntas o Más [Fuente: Afazov, S. Becker, A., Hyde, T. (2010).]

2.10.3. Elemento de Ocho Juntas

Se emplea este tipo de modelo matemático, especialmente para secciones transversales con grandes espesores, a las cuales se desea conocer la distribución interna de sus fuerzas. También se les conoce como sólidos. Se utiliza, por ejemplo, para modelar presas, cabezales de pilotes, muros de bloques de ladrillos macizos, etc. Se define su posición, forma, área y volumen de acuerdo a la ubicación de sus juntas extremas (Loges, 2010).

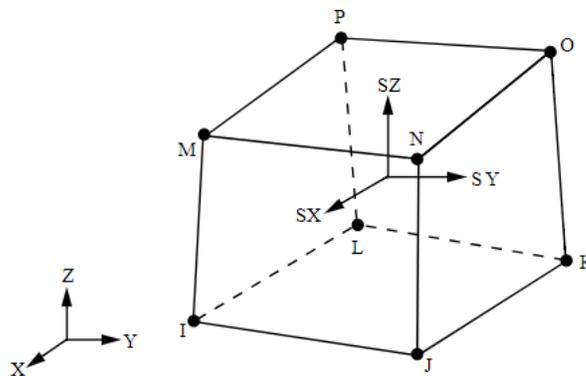


Figura 2.18 – Miembros de Ocho Juntas (Sólidos) [Fuente: SAS IP, Inc. (2016).]

2.10.4. Método de los Elementos Finitos

El método de análisis por elementos finitos es un procedimiento numérico que permite obtener una solución aproximada de problemas relacionados a fenómenos físicos tales como la determinación de fuerzas internas y deformaciones experimentadas en un medio continuo, como por ejemplo un líquido o un cuerpo sólido. El método consiste en simplificar el problema físico al dividir el continuo en varios elementos de dimensiones finitas permitiendo aproximar la solución del problema utilizando funciones que contengan un número finito de parámetros indeterminados (Fortoul & Lamar, 2007). De esta forma, dichas funciones pueden solucionarse mediante métodos numéricos los cuales permiten obtener soluciones aproximadas a problemas complejos que no pueden ser resueltos de forma analítica.

En el ámbito de la mecánica de materiales, el método de análisis por elementos finitos se utiliza para determinar las tensiones y deformaciones experimentadas por un sólido, el cual puede ser una pieza de un mecanismo, un miembro estructural o simplemente un material cuyo comportamiento se desee evaluar. De esta forma, es común utilizar este método para estudiar miembros estructurales con geometrías y condiciones de apoyo complejas, cuyas tensiones y reacciones en sus puntos de unión con otros miembros de la estructura no son posibles de obtener a partir de procedimientos analíticos.

El método de análisis por elementos finitos es una solución numérica aproximada que consiste en dividir el continuo en muchos elementos discretos de menor tamaño y con forma regular, a los cuales se puedan aplicar relaciones de interacción en sus nodos como, por ejemplo, las ecuaciones de equilibrio. La aplicación del método es realizado mediante un análisis matricial de cada uno de los elementos que componen al sólido.

2.11 Antecedentes de la Investigación

2.11.1. Estimación de la Capacidad Sismo-resistente en Edificaciones de Concreto Estructural Modeladas con Acero Comercial Aplicando el Método Análisis Estático No Lineal “Pushover”

Trabajo especial de grado desarrollado por Carolina Ramírez Parisca ante la Universidad Católica Andrés Bello, Caracas, como requisito para optar por el título de Especialista en Ingeniería Estructural.

En esta investigación se estima la capacidad sismo-resistente de edificaciones de concreto estructural aplicando el Método de Análisis Estático No Lineal “Pushover”, utilizando el método de Modal Pushover Analysis (MPA). En este estudio se presenta la aplicación de análisis para dos edificaciones con sistema aporticado de concreto estructural, con diferentes geometrías, y tiene como objetivos estimar la capacidad de ambas mediante la curva de esfuerzo-

deformación de cada edificación. Como aspecto adicional de esta investigación se definen los aceros de las vigas y columnas en diámetros comerciales.

Presenta paso a paso cómo se realiza el modulado del análisis para ambas edificaciones, desde el pre-dimensionado hasta la obtención de las Curvas Pushover. Queda evidenciado que utilizando el Análisis Estático No Lineal se puede conocer el desempeño de una estructura con exactitud sin el esfuerzo requerido con un análisis por un análisis dinámico.

En el trabajo de Ramírez se comprueba que las deformaciones inelásticas no ponen en riesgo la estabilidad de la estructura, ya que en ambos modelos realizados se cumple el artículo 10.1 de la norma sísmica venezolana COVENIN 1756-2001, donde se limitan los desplazamientos horizontales. Por otro lado, valores como el corte basal máximo dispuesto por la norma presenta un valor superior a los obtenidos en el trabajo de investigación. Lo que trae como conclusión que, en términos generales, el desempeño de ambas edificaciones es aceptable según los parámetros exigidos en la norma.

2.11.2. Evaluación de los Métodos de Análisis Estático No-Lineal para Determinar la Demanda Sísmica en Estructuras Aperticadas de Concreto Estructural

López, Oscar A. y Del Re Ruiz, Gianina (2008). Evaluación de los Métodos de Análisis Estático No-Lineal para Determinar la Demanda Sísmica en Estructuras Aperticadas de Concreto Estructural. Boletín Técnico IMME, Volumen 46 N°3.

En esta investigación se evalúan varios procedimientos para la determinación de la demanda de movimientos sísmicos sobre las estructuras, considerando pórticos de concreto estructural de uno, dos y siete pisos, de alta y moderada capacidad de disipación de energía, sujeto a seis acelerogramas con diversas condiciones. Se estimó la demanda que introduce el movimiento sísmico en cada una de las estructuras utilizando el análisis estático no lineal y se compararon los resultados con la demanda obtenida mediante un análisis dinámico no lineal (ADNL).

Como resultado de este estudio se presentaron los porcentajes en que se diferencia cada uno de los métodos simplificados con el ADNL. El Método MPA (“Modal Pushover Analysis”) conduce a las mejores estimaciones de la demanda sísmica, con diferencias absolutas respecto al ADNL que en término medio son menores que 17, 2 %, para todos los 30 casos analizados, pudiendo ser de subestimación o de sobrestimación. La incorporación dentro del MPA de la degradación de rigidez de la estructura no introduce una mejora aparente en los resultados. El método FEMA-356 suministra diferencias con el ADNL que en promedio valen 45,5%. Los procedimientos “A” y “B” del ATC-40 dan lugar a diferencias medias del orden de 24,4 %, pero no suministran resultados en un 40 % y en un 27 % de los casos estudiados, respectivamente, debido a la no convergencia o a las limitaciones implícitas en ellos. Cuando se consideran únicamente aquellos casos con demandas bajas o moderadas de ductilidad las diferencias entre todos los métodos y el ADNL se reducen en alguna medida. Las menores diferencias con el ADNL corresponden de nuevo al método MPA y son en término medio menores que 9 %.

Mediante los resultados de esta investigación se puede determinar que todos los métodos arrojan resultados válidos para estimar la demanda que introduce el movimiento sísmico sobre las estructuras, bien sea, con mayor o menor diferencia para cada caso en particular.

2.11.3. Evaluación de la Capacidad Estructural del Edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura utilizando Análisis Estático No Lineal (Pushover)

GUEVARA, N. OSORIO, S. y VARGAS, E. (2006). Evaluación de la Capacidad Estructural del Edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, utilizando Análisis Estático No Lineal (Pushover). Trabajo Final de Grado para optar al título de Ingeniero Civil en la Universidad de el Salvador. San Salvador.

En esta investigación se evalúa la capacidad estructural de una edificación ya existente utilizando el análisis modal, realizaron el modelo y el análisis en dos

programas estructurales diferentes, el SAP 2000 y el SeismoStruct con la finalidad de comparar los resultados obtenidos en cada uno de estos. Se obtiene como resultado de la investigación la curva de capacidad de la edificación de la biblioteca de ingenierías y arquitectura, con esta se estima un comportamiento aproximado ante un evento sísmico.

En este trabajo se presenta un sondeo extensivo del análisis estático no lineal, cada uno de los métodos, los distintos niveles de desempeño, entre otros los cuales no se indicarán en esta sección debido a la cantidad de información desarrollada en el estudio previo. Esta información sirvió de apoyo en la recopilación de material para realizar el marco teórico presentado anteriormente.

Uno de los aspectos más importantes que resalta este trabajo de investigación es la influencia del acero de refuerzo y las secciones de los miembros estructurales en la capacidad, determinan que influyen de la siguiente manera:

- Al presentar secciones transversales de vigas y columnas armonizadas al tipo de refuerzo longitudinal y transversal, hacen que se obtenga una gran capacidad a flexión y cortante, permitiéndole un comportamiento dúctil a la estructura.
- El acero transversal de confinamiento permite que el nodo posea gran resistencia a los efectos cortantes, en la mayoría de los nodos de la edificación evaluada la demanda permanece por debajo de la capacidad, por lo tanto, no se presentan daños por corte o flexión en los nodos de la estructura.

Por último, se logró deducir a través de este estudio que análisis estático no lineal es un método sencillo para estimar la capacidad de una estructura con un alto grado de precisión.

Capítulo 3 – Metodología Experimental

En la presente investigación se evaluó el efecto de la cuantía de acero transversal de confinamiento de las columnas en la capacidad sismo-resistente de edificaciones de concreto estructural aplicando el Análisis Estático No Lineal “Pushover”. Para esto, como primer paso se realizó la evaluación de la edificación cumpliendo con los criterios sismo-resistentes de la norma COVENIN 1756-1:2001. Dicha evaluación se llevó a cabo aplicando el método de análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel en el programa estructural para análisis y diseño de edificios, ETABS v16.2.0, este método, al considerar tres grados de libertad por piso toma en cuenta el acoplamiento de las vibraciones traslacionales y torsionales de la edificación. En esta evaluación se verificaron las derivas máximas, corte basal mínimo, entre otras limitaciones generadas por las acciones gravitacionales y sísmicas. Se definen tres cuantías diferentes de acero transversal a la edificación, generando así tres modelos donde esta es la única variable.

Luego de la creación de los modelos computacionales se estimó la capacidad sismo-resistente mediante el Análisis Estático No Lineal “Pushover” utilizando el método del coeficiente del desplazamiento de la ASCE/SEI 41-13, el cual multiplica el desplazamiento de una edificación equivalente de un grado de libertad por una serie de coeficientes, estimando así, el desplazamiento máximo que va a tener la edificación a la hora del sismo.

Finalmente, se obtuvieron las curvas de capacidad de las edificaciones donde se evaluaron los diferentes puntos notables y se realizaron las comparaciones pertinentes.

3.1 Descripción de la Edificación

La estructura del edificio diseñado consiste en un sistema estructural aporticado de vigas y columnas de concreto estructural, ya que este es uno de los sistemas más utilizados en Venezuela. La edificación presenta las siguientes características:

Es una edificación residencial con cinco pisos, la altura de entrepiso es de tres metros, obteniendo una altura total de quince metros. Las dimensiones en planta son 13.5 metros de largo por 30 metros de ancho, en su dirección mayor (Y) posee seis ejes de resistencia distanciados cada 6 metros y en su dirección menor (X) posee cuatro ejes de resistencia distanciados cada 4.5 metros.

Dichas características fueron planteadas con la finalidad de representar la edificación de concreto estructural en la ciudad de Caracas.

A continuación, se presenta la planta general de la edificación:

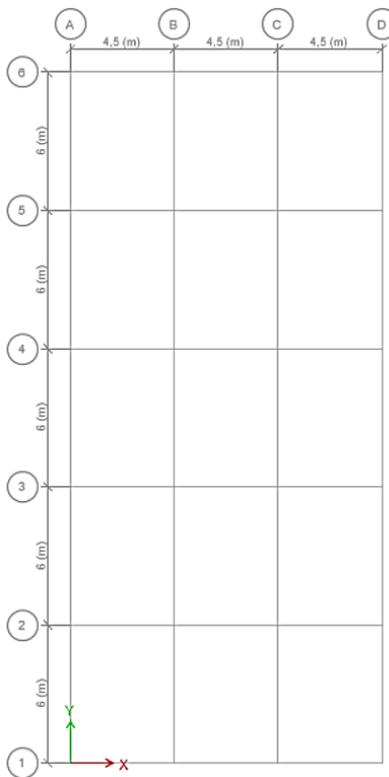


Figura 3.1 – Planta Tipo de la Edificación

3.2 Descripción del Sistema Sismo-resistente

La edificación por evaluar es completamente regular, construida a base de pórticos, diseñados y detallados para garantizar zonas de cedencia bien localizadas y con capacidad de redistribuir los esfuerzos producidos por un sismo. Posee simetría con respecto a un eje vertical ubicado en la mitad del vano central, a su vez, la distancia entre los pisos es constante. No presenta ninguna de las irregularidades descritas en el capítulo 2, sección 2.7.7.

3.3 Materiales Empleados

En la tabla 3-1 se listan las propiedades de los materiales empleados en el análisis.

Tabla 3-1 – Propiedades de los Materiales

Concreto	Peso Unitario (kgf/m ³)	2500
	Módulo de Elasticidad (kgf/cm ²)	238751.963342
	Resistencia a Compresión (kgf/cm ²)	250
Acero de Refuerzo	Peso Unitario (kgf/m ³)	7850
	Módulo de Elasticidad (kgf/cm ²)	2100000
	Tensión Cedente (kgf/cm ²)	4200
	Tensión Ultima (kgf/cm ²)	6200

3.4 Cargas de Diseño

Las solicitaciones consideradas en este estudio están divididas en tres grupos, acciones permanentes, variables y dinámicas. Estas últimas corresponden a un espectro sísmico definido en la siguiente sección.

Para poder definir las acciones permanentes fue necesario obtener el espesor de la losa a utilizar, en este caso se utiliza una losa nervada con espesor de 25 centímetros rellena con bloques de arcilla, con nervios de rigidización cada 2.25

metros. El espesor es calculado mediante los valores propuestos por la norma Fondonorma 1753-2006 en el capítulo 9, tabla 9.6.1 y se estima el peso mediante la norma COVENIN 2002-1988 en el capítulo 4, tabla 4.3.

Tabla 3-2 – Cargas para Entrepiso

Cargas de Diseño	
Carga Permanente (kgf/m ²)	
Peso Propio Losa	225
Bloques de Arcilla	90
Friso	30
Acabado Piso	120
Tabiquería	150
Total	615
Carga Variable (kgf/m ²)	
Uso residencial	300

Tabla 3-3 – Cargas para Techo No Visitable

Cargas de Diseño	
Carga Permanente (kgf/m ²)	
Peso Propio Losa	225
Bloques de Arcilla	90
Friso	30
Pendientes	60
Impermeabilización	10
Total	415
Carga Variable (kgf/m ²)	
Techo No Visitable	100

La carga variable utilizada para el entrepiso es mayor al valor recomendado por la norma para una edificación residencial, esta indica 175 kgf/cm². Esta consideración fue tomada con la finalidad de presentar un diseño más conservador. Sin embargo, se calibraron los resultados utilizando la carga planteada por la norma, los resultados obtenidos no presentaron variaciones significativas.

3.5 Datos Sísmicos.

Fue necesario definir una serie de datos sísmicos para poder llevar a cabo el modulado de la edificación, estos son definidos mediante los parámetros de la norma COVENIN 1756-2001. Como se mencionó anteriormente se buscó modular un edificio que se encuentre ubicado en la ciudad de Caracas.

Tabla 3-4 – Datos Sísmicos

Zona Sísmica	5.00
Ao	0.30
Tipo de Estructura	I
Grupo	B2
α	1.00
ND	ND3
R	5.00
Espectro del Suelo	S2
ϕ	0.90
β	2.60
To	0.18
T*	0.70
c	1.21
ρ	1.00

Mediante estos datos se generó el espectro de diseño de la estructura.

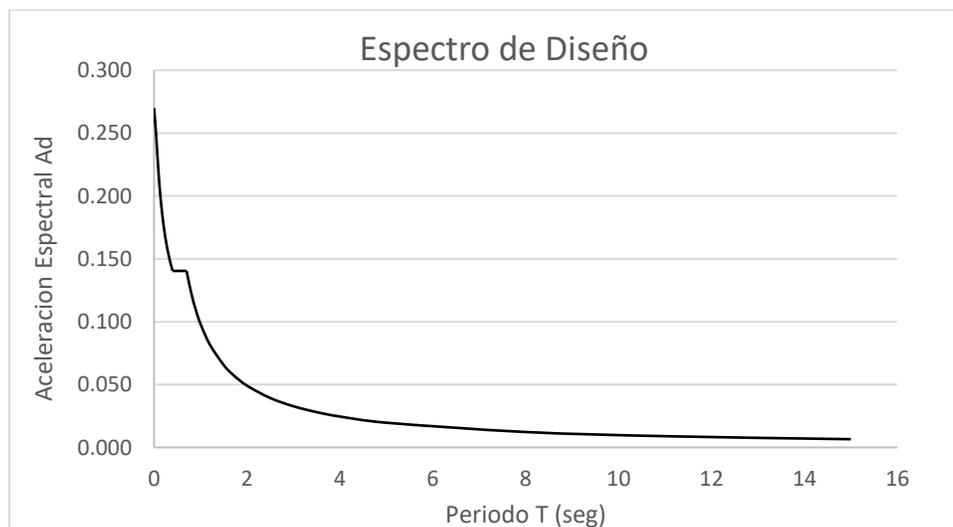


Figura 3.2 – Espectro de Diseño

3.6 Combinaciones de Carga

Según lo estipulado en la norma COVENIN 1756-1:2001 en el capítulo 8, artículo 8.6, las estructuras deberán diseñarse para la acción simultánea de las dos componentes sísmicas horizontales. En los miembros estructurales, cada sollicitación debida a una componente sísmica horizontal, incluidos los efectos de la torsión accidental, se combinará con la misma sollicitación debida a la componente sísmica ortogonal. En el modelo estudiado, se utiliza el criterio de combinación la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las sollicitaciones correspondientes a cada dirección del sismo (SRSS).

La norma Fondonorma 1753-2006 en su capítulo 9, artículo 9.3, indica que se investigarán las siguientes combinaciones para el “Estado Límite de Agotamiento Resistente U”.

Tabla 3-5 – Combinaciones de Carga [Tabla 9-3 (Norma COVENIN 1753, 2006)]

Combinación Nro. 1	$U = 1.4CP$
Combinación Nro. 2	$U = 1.2CP + 1.6CV + 0.5CVt$
Combinación Nro. 3	$U = 1.2CP + 1.6CVt + CV$
Combinación Nro. 4	$U = 1.2CP + \gamma CV + S + T$
Combinación Nro. 5	$U = 0.9CP + S + T$

Donde:

- CP: sollicitación por carga permanente.
- CV: sollicitación por carga variable.
- CVt: sollicitación por carga variable en techo.
- S: sollicitación por sismo, la cual viene dada por $\sqrt{Sx^2 + Sy^2}$ (SRSS).
- Sx: sollicitación por sismo en dirección X.
- Sy: sollicitación por sismo en dirección Y.
- T: sollicitación por torsión, la cual viene dada por $\sqrt{Tx^2 + Ty^2}$ (SRSS).
- Tx: sollicitación por torsión en dirección X.

- T_y : sollicitación por torsión en dirección Y.
- γ : será 1, excepto en pisos y terrazas de edificaciones residenciales que se tomara como 0.5.

3.7 Elaboración del Modelo

3.7.1. Geometría de la Edificación

El modulado se realizó en el programa ETABSv16.2.0, la edificación posee 5 pisos de 3 metros de altura cada uno, corresponde a un sistema ortogonal con 4 ejes separados 4.5 metros en la dirección “X” y 6 ejes separados 6 metros en la dirección “Y”. La primera estimación de las dimensiones de vigas y columnas son resultado de un predimensionado, se presenta en la tabla 3.6. Es importante resaltar que las secciones obtenidas son susceptibles a cambios con la finalidad de garantizar el cumplimiento de los criterios presentes en la norma COVENIN 1756-1:2001.

Tabla 3-6 – Predimensionado de Vigas y Columnas

Y edificio	350	kgf/m ³
W _u diseño	1200	kgf/m ²

Columnas								
Centrales			Esquinas			Laterales		
A tributaria	27	m ²	A tributaria	6.75	m ²	A tributaria	13.5	m ²
Peso PB	141750	kgf	Peso PB	35437.5	kgf	Peso PB	70875	kgf
$A_c = PPB/0.3 \cdot f'_c$	1890	cm ²	$A_c = PPB/0.2 \cdot f'_c$	708.75	cm ²	$A_c = PPB/0.25 \cdot f'_c$	1134	cm ²
h = b	43	cm	h = b	27	cm	h = b	34	cm
Sección	45x45	cm	Sección	30x30	cm	Sección	35x35	cm

Vigas					
Viga X			Viga Y		
L_n	4.5	m	L_n	6	m
$W= W_u*L_n*1.1$	7920	Kgf/m	$W= W_u*L_n*1.1$	5940	Kgf/m
$M=W*(L^2)/10$	16038	Kg*m	$M=W*(L^2)/10$	21384	Kg*m
d	38.43	cm	d	44.37	cm
b	30	cm	b	30	cm
Sección	30x40	cm	Sección	30x45	cm

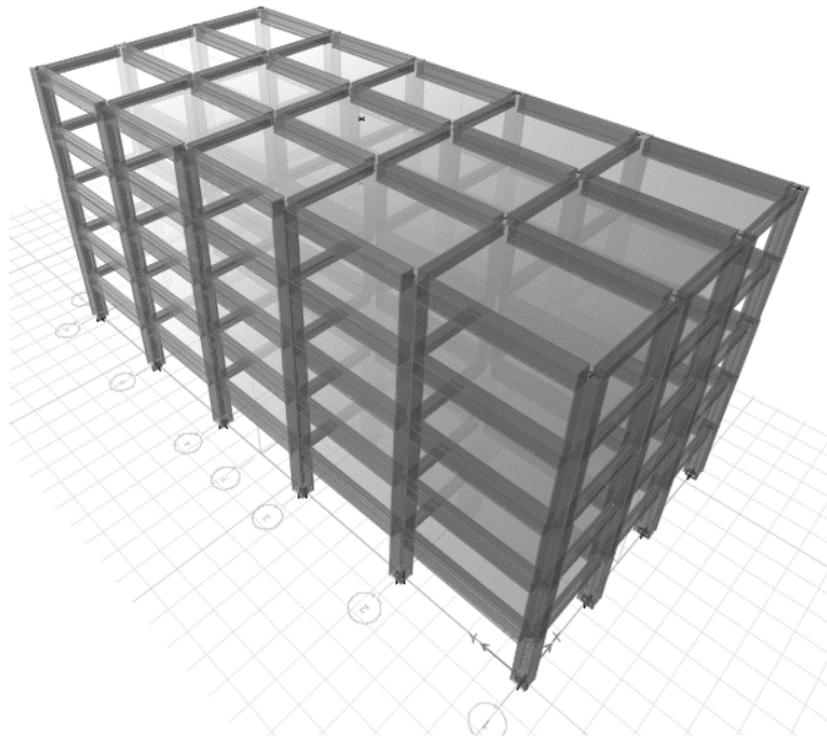


Figura 3.3 – Modelo Digital de la Edificación

3.7.2. Diafragmas Rígidos

Se asignó un diafragma rígido a todos los pisos de la edificación, con la finalidad de prevenir desplazamientos relativos entre los nodos y evitar que la aplicación de fuerzas sobre la estructura se concentre en un solo punto, es decir, que esta sea distribuida en el área que le corresponde.

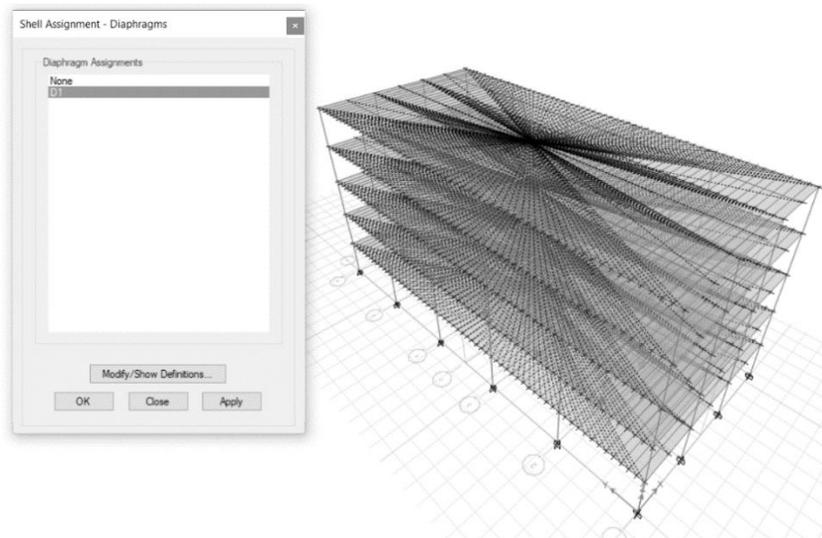


Figura 3.4 – Asignación de Diafragmas Rígido

3.8 Diseño de la Edificación según la Norma COVENIN 1756-1:2001

La norma COVENIN 1756-1:2001 presenta un conjunto de métodos para analizar las edificaciones tomando en consideraciones los efectos traslacionales y torsionales, se presentan ordenados de manera creciente según su refinamiento análisis estático, dinámico plano, dinámico espacial y el dinámico espacial con diafragma flexible. En esta investigación se utilizó el análisis dinámico espacial en el cual los efectos traslacionales y torsionales se determinan según el método de superposición modal con tres grados de libertad por nivel.

3.8.1. Numero de Modos

La norma en su capítulo 9, artículo 9.6, presenta el cálculo del número mínimo de modos de vibración a utilizar en el análisis dinámico. Se obtiene como resultado que es necesario 9 modos de vibración, sin embargo, serán utilizados 15 modos de vibración ya que se tiene la facilidad del programa estructural. Se aseguró un número de modos suficiente para que la masa participativa sea mayor al 95%, como se muestra en la siguiente figura.

Modal Participating Mass Ratios

1 of 15 | Reload Apply | Modal Participating Mass Ratios

	Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
▶	Modal	1	0.53	0.7917	0	0	0.7917	0	0
	Modal	2	0.398	0	0.8107	0	0.7917	0.8107	0
	Modal	3	0.166	0.117	0	0	0.9087	0.8107	0
	Modal	4	0.139	0	0.1031	0	0.9087	0.9138	0
	Modal	5	0.088	0.052	0	0	0.9606	0.9138	0
	Modal	6	0.081	0	0.0466	0	0.9606	0.9604	0
	Modal	7	0.067	0	0	0.5458	0.9606	0.9604	0.5458
	Modal	8	0.06	0	0	0.0568	0.9606	0.9604	0.6025
	Modal	9	0.055	0.0262	0	0	0.9868	0.9604	0.6025
	Modal	10	0.054	0	0.0267	0	0.9868	0.9871	0.6025
	Modal	11	0.052	0	0	0.1269	0.9868	0.9871	0.7294
	Modal	12	0.039	0.0131	0	0	0.9999	0.9871	0.7294
	Modal	13	0.037	0	0.0122	0	0.9999	0.9994	0.7294
	Modal	14	0.036	0	0	0.1823	0.9999	0.9994	0.9117
	Modal	15	0.019	0	0	0.0695	0.9999	0.9994	0.9812

Figura 3.5 – Porcentajes de Masa Participativa

3.8.2. Corte Basal

Tabla 3-7 – Valores de Corte Basal

Corte Basal Modelo		
V_{ox}	261.11	tonf
V_{oy}	266.87	tonf

Se realizaron los chequeos del corte basal según los artículos 7.1 y 9.3 de la norma.

Tabla 3-8 – Corte Basal Mínimo según Art. 7.1

Corte Basal Mínimo	
$V_o \geq (\alpha A_o W) / R$	
α	1
A_o	0.3
W_{cp}	2098.88 tonf
$0.25W_{cv}$	121.50 tonf
$W_{sismico}$	2220.38 tonf
R	5
V_{omin}	133.22 tonf

Se puede observar como el resultado del chequeo del corte basal según el artículo 7.1 es menor al corte basal arrojado por el modelo, por lo tanto se aceptan estos valores.

Tabla 3-9 – Corte Basal Mínimo según Art. 9.3

Chequeo de Corte Basal		
T (período fundamental)	0.53 seg	
T*	0.7 seg	
Número de Pisos	5 pisos	
μ_1	0.891	Factor de modificación de cortantes
μ_2	0.788	
T _a	0.534 seg	
C _t	0.07	Edificaciones Tipo I
h _n (altura del Edificio)	15 metros	
(1.6) T _a = T	0.854 seg	
A _d para (1.6) T _a	0.1151	Espectro de Respuesta
V _o (corte basal)	227.69 tonf	

El resultado del chequeo del corte basal según el artículo 9.3 es menor al corte basal arrojado por el modelo, por lo tanto estos serán los valores a utilizar.

3.8.3. Efectos P – Δ

Los efectos P – Δ fueron evaluados según el capítulo 8, artículo 8.5 de la norma. Este indica que se tomarán en cuenta estos en los niveles donde el coeficiente de estabilidad (θ_i), exceda el valor de 0,08 y que deberá ser redimensionada la estructura si el valor de θ_i excede el θ_{max} , que en este caso tiene un valor de 0.125.

Tabla 3-10 – Efectos P – Δ

Piso	Altura (m)	Desp. X (m)	Desp. Y (m)	V _x (tonf)	V _y (tonf)	Wacum. por piso (tonf)	θ _{ix}	θ _{iy}	
5	15	0.01605	0.0088	62.8215	62.9518	2220.3775	0.026	0.015	< 0.08
4	12	0.01388	0.00756	140.8353	140.9417	1934.975	0.015	0.008	
3	9	0.01064	0.0059	200.2916	201.5955	1451.231	0.010	0.005	
2	6	0.00664	0.00384	241.2365	245.0351	967.488	0.006	0.003	< 0.10
1	3	0.00248	0.00155	261.1072	266.8661	483.744	0.002	0.001	

Los resultados obtenidos no indican la necesidad de considerar el efecto P – Δ.

3.8.4. Torsión Adicional

Los efectos producidos por torsión fueron evaluados según el capítulo 9, artículo 9.6.2.2 de la norma. En este se indican las siguientes expresiones para el cálculo del momento torsor.

$$M_{tx} = F_x * e * B_y \quad (3.1)$$

$$M_{ty} = F_y * e * B_x \quad (3.2)$$

Donde:

- F_i: fuerza cortante producida por el sismo.
- B_i: base perpendicular al sentido de la fuerza.
- e: excentricidad.

A continuación, se muestran los cálculos de momentos torsores de la edificación:

Tabla 3-11 – Torsión Adicional en X

Nivel	V _x (tonf)	F _x (tonf)	B _y (m)	M _{tx} (tonf*m)
5	62.822	62.822	30	113.079
4	140.835	78.014	30	140.425
3	200.292	59.456	30	107.021
2	241.237	40.945	30	73.701
1	261.107	19.871	30	35.767
	Vox	261.107	e=0.06	

Tabla 3-12 – Torsión Adicional en Y

Nivel	V _y (Tonf)	F _y (Tonf)	B _x (m)	M _{ty} (Tonf*m)
5	62.952	62.952	13.5	50.991
4	140.942	77.990	13.5	63.172
3	201.596	60.654	13.5	49.130
2	245.035	43.440	13.5	35.186
1	266.866	21.831	13.5	17.683
	Voy	266.866	e=0.06	

3.8.5. Derivas Máximas

Los desplazamientos laterales y derivas máximas fueron evaluados según la norma en el capítulo 10, artículos 10.1 y 10.2. Donde se definen conceptos de valores límites. A continuación, se presentan los desplazamientos laterales y derivas máximas de la edificación.

Tabla 3-13 – Desplazamientos Máximos

Piso	Elev. (m)	Desp. X (m)	Δ_i en X	Desp. Y (m)	Δ_i en Y	$\delta_{ix}/(h_i - h_{i-1})$	$\delta_{iy}/(h_i - h_{i-1})$
5	15	0.016	0.064	0.009	0.035	0.003	0.002
4	12	0.014	0.056	0.008	0.030	0.004	0.002
3	9	0.011	0.043	0.006	0.024	0.005	0.003
2	6	0.007	0.027	0.004	0.015	0.006	0.003
1	3	0.002	0.010	0.002	0.006	0.003	0.002

Donde:

- δ_{ij} : diferencia entre el nivel i y nivel i-1 en dirección j.
- $\Delta_i = 0.8 * R * \text{Desplazamiento}$.

- $(h_i - h_{i-1})$: diferencia de altura del nivel i y nivel i-1.

Tabla 3-14 Valores Límites. [Fuente: Norma COVENIN 1756-1:2001 (2001).]

$$\text{VALORES LÍMITES DE: } \frac{\delta_i}{(h_i - h_{i-1})}$$

TIPO Y DISPOSICION DE LOS ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES	EDIFICACIONES		
	GRUPO A	GRUPO B1	GRUPO B2
Susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.012	0.015	0.018
No susceptibles de sufrir daños por deformaciones de la estructura	0.016	0.020	0.024

Los miembros no estructurales son tomados como susceptibles a sufrir danos causados por deformaciones de la estructura, por lo que se tomó valor límite de 0.018, al ser una estructura del grupo B2. Por otro lado, es común en el diseño de estructuras limitar este valor a 0.011 con la finalidad de presentar un diseño más conservador.

3.8.6. Cuantías de Acero

El programa utilizado permite diseñar el acero de refuerzo de vigas y columnas según la norma ACI 318S-14, para este diseño se tomaron los valores que arrojo el programa y se colocó la cuantía más cercana de acero comercial para vigas y columnas. La norma venezolana Fondonorma 1753-2006 permite utilizar un máximo del 6% como cuantía de acero en columnas, sin embargo, al utilizar una cuantía del 3% cuando se realizan los empalmes se obtiene un total de 6%. En este modelo se limitó dentro del rango de 1% a 2% con la intención de presentar un diseño más conservador. A continuación, se presentan los aceros de diseño proporcionados por el programa.

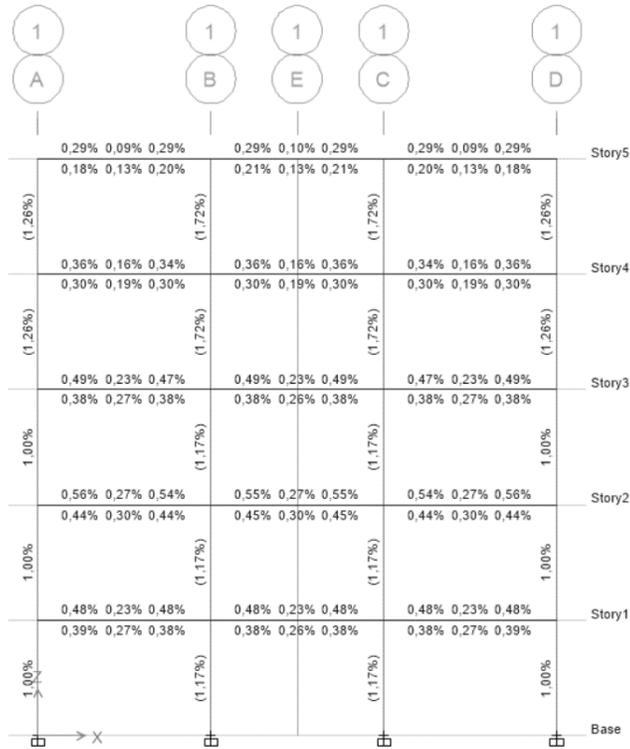


Figura 3.6 – Diseño de Acero Pórticos 1 y 6

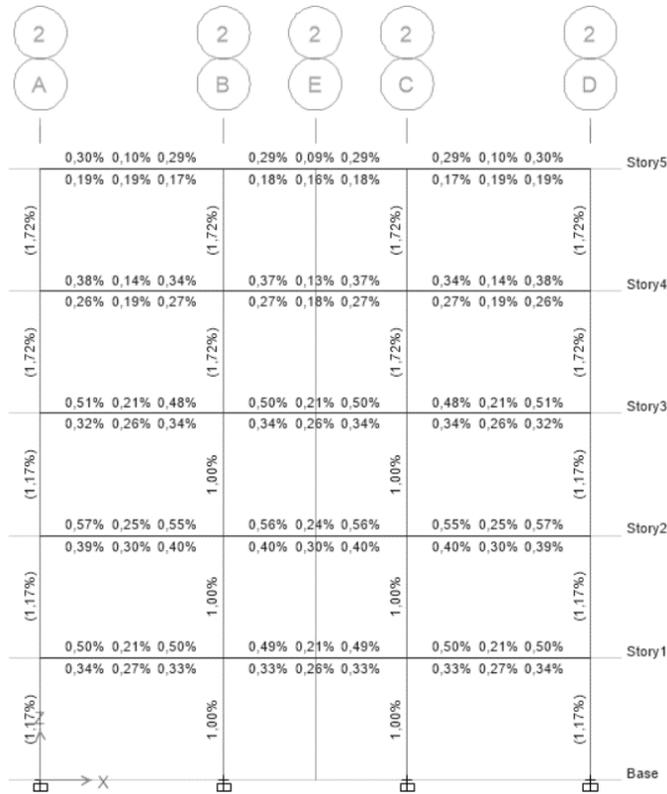


Figura 3.7 – Diseño de Acero Pórtico 2 y 5

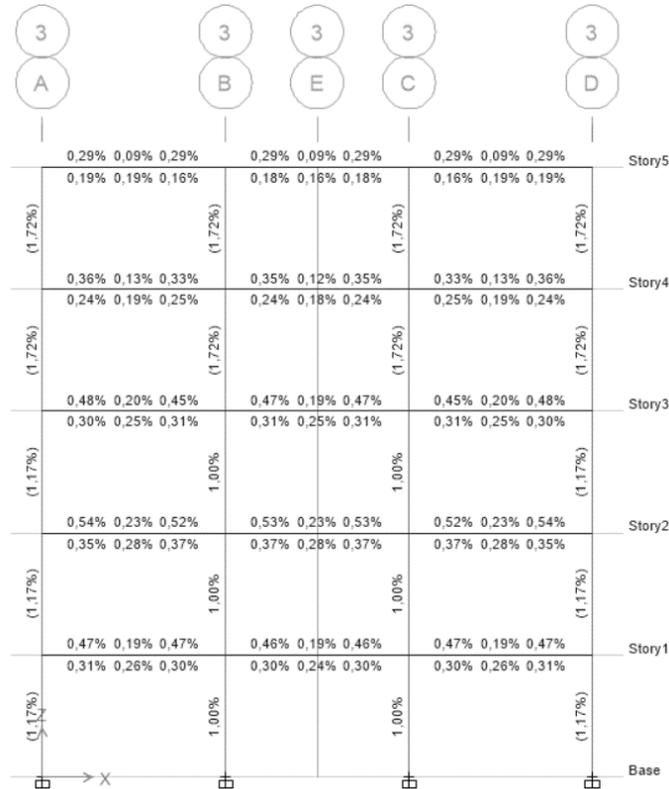


Figura 3.8 – Diseño de Acero Pórticos 3 y 4

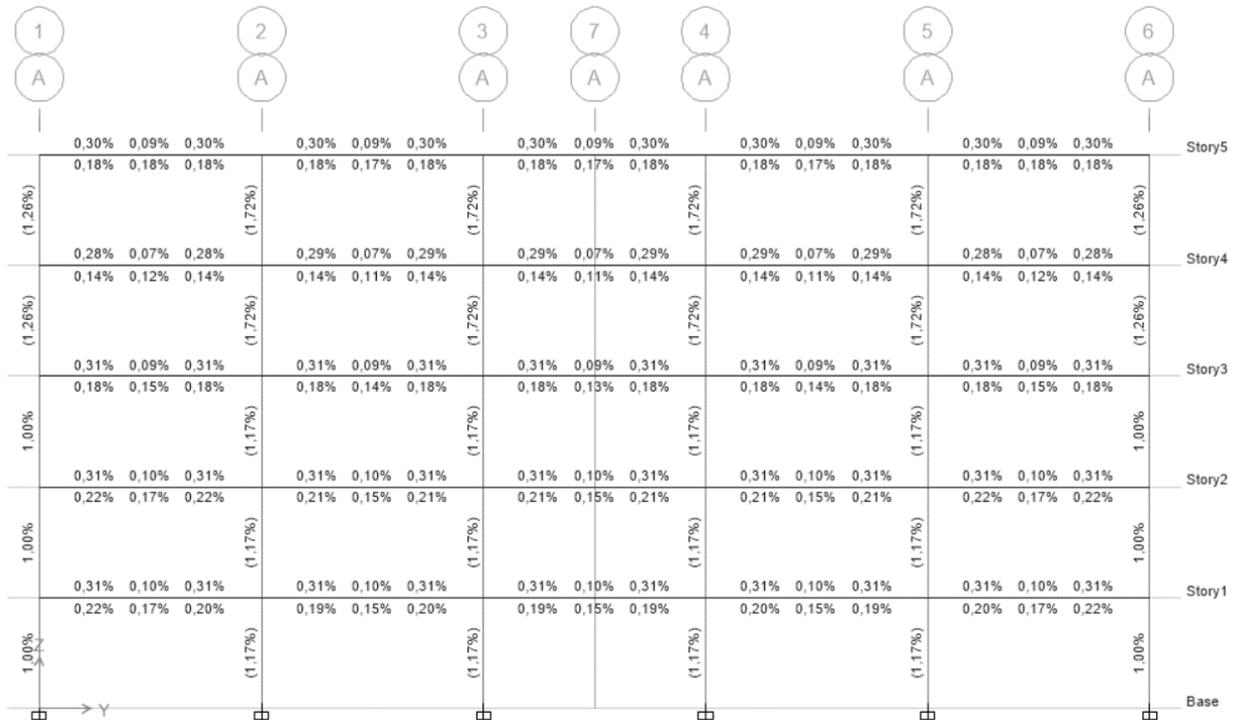


Figura 3.9 – Diseño de Acero Pórticos A y D

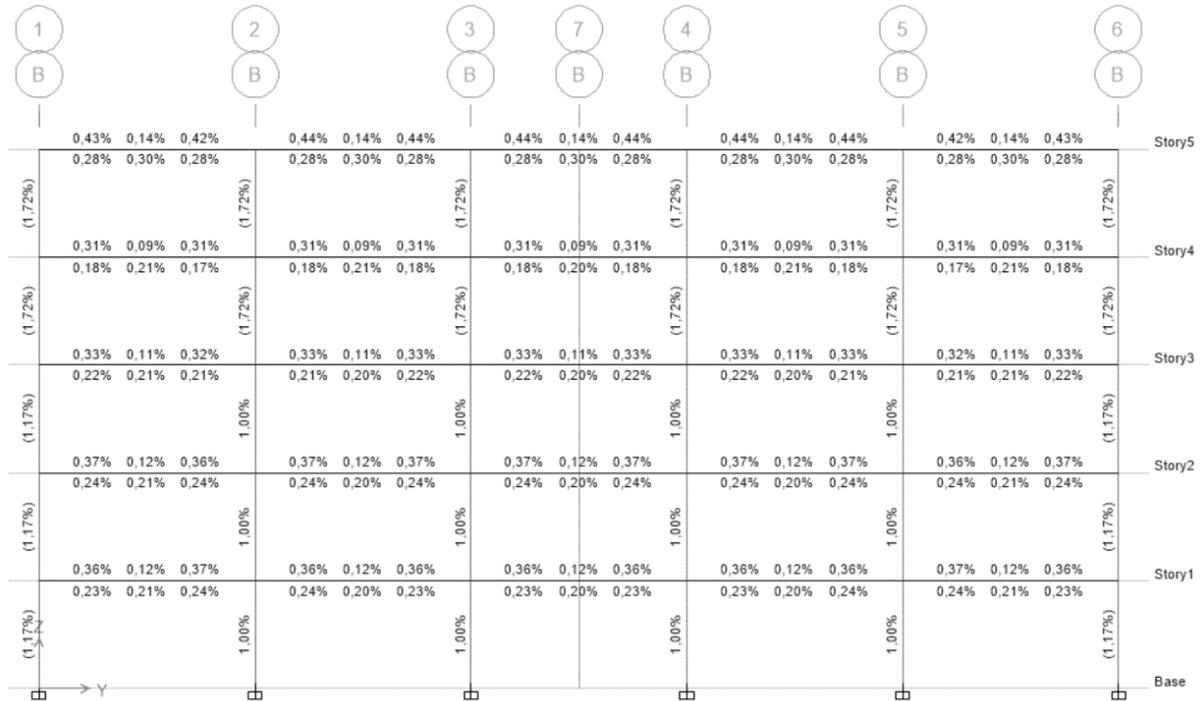


Figura 3.10 – Diseño de Acero Pórticos B y C

3.8.7. Cheques Adicionales

- Resistencia Mínima a Flexión de Columnas

Se debe garantizar que se cumpla la condición de columna fuerte-viga débil, a través de la sumatoria de los momentos máximas probables que ocurren en la cara del nodo. En el modelado se garantizó un valor mayor a 2 en este chequeo, con la finalidad de presentar un diseño más conservador.

$$\sum M_{nc} = \frac{6}{5} \sum M_{nb} \quad (3.3)$$

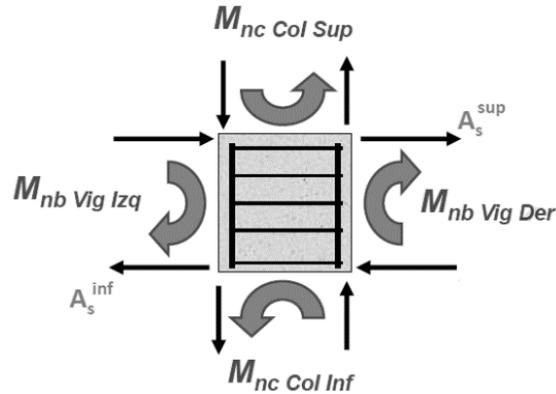


Figura 3.11 – Momentos en el Nodo [Fuente: Hernández, E. (2015).]

- Capacidad de la Junta a Corte

Se evaluó la capacidad de soporte que poseen los nodos de la estructura ante el esfuerzo cortante, ya que existe la posibilidad de que se generen rótulas plásticas en los nodos proporcionando una serie de grados de libertad a la estructura, que la desestabilizan pudiendo ocasionar el colapso de la misma.

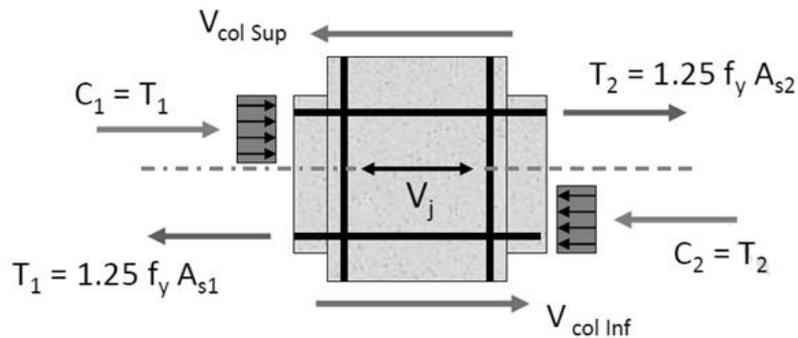


Figura 3.12 – Corte en el Nodo [Fuente: Hernández, E. (2015).]

$$V_{j1} = C_1 + T_2 - V_{col\ sup} = 1.25(A_{s1} + A_{s2})F_y - V_{col\ sup} \quad (3.4)$$

$$V_{j2} = C_2 + T_1 - V_{col\ inf} = 1.25(A_{s1} + A_{s2})F_y - V_{col\ inf} \quad (3.5)$$

$$\phi V_c = V_j \max \quad \phi = 0.85$$

3.9 Secciones Definitivas

Fue necesario modificar las secciones obtenidas mediante el predimensionado con la finalidad de cumplir con todos los criterios mencionados en la sección anterior. Las secciones definitivas a utilizar en los miembros son las siguientes:

Tabla 3-15 Secciones Definitivas

Miembro	Piso	Sección (cm)
Columna Central	1 - 3	70x70
	4 - 5	60x60
Columna Lateral	1 - 3	65x65
	4 - 5	60x60
Columna Esquina	1 - 3	60x60
	4 - 5	55x55
Viga sentido Y	1 - 4	50x65
	5	30x45
Viga sentido X	1 - 4	35x45
	5	30x40
Nervio de Rigidización	1 - 5	25x25

En la siguiente figura se encuentran la distribución de acero longitudinal con barras de refuerzo comercial para cada sección.

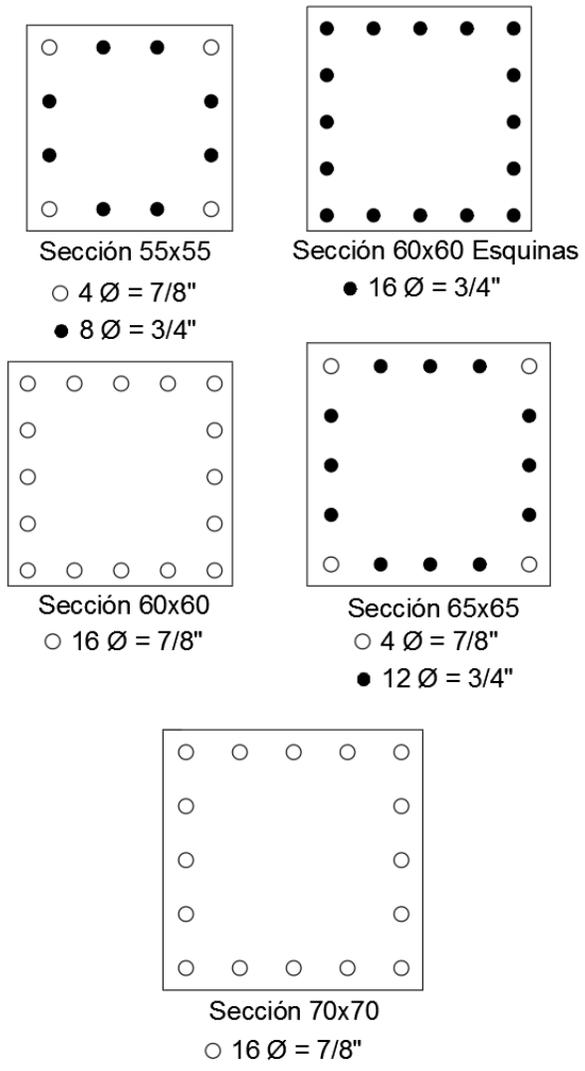


Figura 3.13 – Cuantía de Acero Longitudinal de las Secciones de Columnas

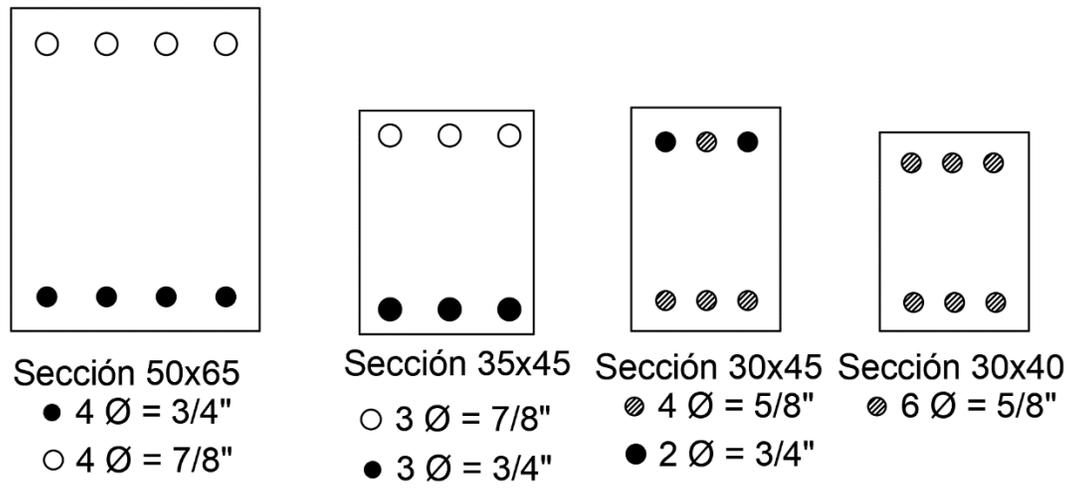


Figura 3.14 – Cuantía de Acero Longitudinal de las Secciones de Vigas

3.10 Definición de las Resistencias Nominal del Concreto

Se definieron cuatro resistencias nominales del concreto, previo a realizar el Análisis Estático No Lineal. Se utilizaron las siguientes distribuciones:

- a) El diseño se realiza con una resistencia del concreto de 250 kgf/cm² ya que esta es la más utilizada para edificaciones aporticadas de concreto estructural en la ciudad de Caracas, Venezuela. Por lo tanto, servirá de referencia para comparar los resultados obtenidos con los otros casos propuestos.

Tabla 3-16 Propiedades del Concreto Modelo 1

Concreto	Peso Unitario (kgf/m ³)	2500
	Módulo de Elasticidad (kgf/cm ²)	238751.963342
	Resistencia a Compresión (kgf/cm ²)	250

- b) Con la finalidad de obtener resultados significativos, se planteó una resistencia nominal del concreto de 210 kgf/cm², ya que esta es un resultado como peor escenario de una mezcla con materiales de baja calidad de 250 kgf/cm².

Tabla 3-17 Propiedades del Concreto Modelo 2

Concreto	Peso Unitario (kgf/m ³)	2500
	Módulo de Elasticidad (kgf/cm ²)	218819.788868
	Resistencia a Compresión (kgf/cm ²)	210

- c) La tercera distribución se planteó lo opuesto al caso anterior, el caso común en las construcciones a nivel internacional donde las resistencias en campo tienden a ser un poco mayores a las de diseño, se utilizó 300 kgf/cm². Otra finalidad es de obtener un tercer valor y poder visualizar si existen tendencias en los resultados.

Tabla 3-18 Propiedades del Concreto Modelo 3

Concreto	Peso Unitario (kgf/m ³)	2500
	Módulo de Elasticidad (kgf/cm ²)	261539.671943
	Resistencia a Compresión (kgf/cm ²)	300

- d) La última resistencia se toma con fines de extender un poco la investigación, se busca ver la capacidad sismo-resistente de la edificación con una resistencia nominal exagerada de 400 kgf/cm² para un diseño realizado con un concreto de 250 kgf/cm².

Tabla 3-19 Propiedades del Concreto Modelo 4

Concreto	Peso Unitario (kgf/m ³)	2500
	Módulo de Elasticidad (kgf/cm ²)	302000.000000
	Resistencia a Compresión (kgf/cm ²)	400

3.11 Análisis Estático No Lineal “Pushover”

3.11.1. Verificación Estructural para Aplicación del Método

Es necesario cerciorarse de la factibilidad de aplicar el análisis “Pushover” al modelo diseñado con el fin de asegurar resultados óptimos y otorgarle un respaldo. Los chequeos realizados son los siguientes:

3.11.1.1. Criterio de Modos Altos

El documento de la ASCE/SEI 41-13 establece que el Análisis Estático No lineal tiene validez para estructuras en las cuales los efectos de modos altos no

son significativos. Para determinar esto, se debe realizar un análisis modal espectral a la edificación 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 (Toledo, 2011).

En caso de no cumplirse este criterio, se debe complementar el Análisis Estático No Lineal con un Procedimiento Dinámico Linear.

Tabla 3-20 Criterio de Modos Altos en X

	Participación de Masas (%)	Corte Basal (tonf)	V_{1-3}/V_1
Modo 1	79	246	1.20
Modo 3	12	49	
Total	91	295	

Tabla 3-21 Criterio de Modos Altos en Y

	Participación de Masas (%)	Corte Basal (tonf)	V_{2-4}/V_2
Modo 2	81	254	1.18
Modo 4	10	46	
Total	91	299	

Como se esperaba no hubo problemas con este criterio ya que la edificación utilizada es completamente regular, justamente con la intención de no presentar variables fuera de la línea de investigación.

3.11.2. Patrón de Cargas

3.11.2.1. Cargas Gravitacionales

Las cargas gravitacionales no lineales que actúan en combinación con la carga monotónica creciente, Q_G , se obtienen del capítulo 7 sección 7.2 de la ASCE/SEI 41-13 presentada a continuación:

$$Q_G = Q_D + Q_L + Q_S \quad (3.6)$$

Donde:

- Q_D : carga permanente.
- Q_L : carga variable efectiva, igual al 25% de la carga variable de diseño sin reducir.
- Q_S : carga de nieve Efectiva que contribuye al peso sísmico efectivo. Si la carga de nieve de diseño (n), es mayor a 30 [psf] (146 [kgf/m²]) entonces $Q_S = 0.2 * Q$, de lo contrario $Q_S = 0$. Este último caso aplica en el estudio realizado.

La definición del caso de cargas gravitacional no lineal en el programa se presenta en la siguiente figura:

Load Case Data

General

Load Case Name: CGNL

Load Case Type: Nonlinear Static

Exclude Objects in this Group: Not Applicable

Mass Source: Masa

Initial Conditions

Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State

Continue from State at End of Nonlinear Case (Loads at End of Case ARE Included)

Nonlinear Case:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CP	1
Load Pattern	SCP	1
Load Pattern	CV	0.5

Other Parameters

Modal Load Case: Modal

Geometric Nonlinearity Option: None

Load Application: Full Load

Results Saved: Final State Only

Nonlinear Parameters: Default

OK Cancel

Figura 3.15 – Definición de Caso de Carga Gravitacional No Lineal

3.11.2.2. Cargas Monotónicas

Las cargas laterales monotónicas fueron aplicadas al modelo matemático en proporción a las fuerzas laterales de diseño. Las cargas se asignaron dentro del programa en forma normalizada, es decir, no interesan los valores ni las unidades en que se ingresan, sólo la proporción entre ellas. Estas cargas estarán ubicadas en el centro de masa de cada piso, siendo el centro de masa del último piso, el nodo de control.

Tabla 3-22 – Distribución de Cargas Laterales

Fx (kgf)	Fuerza Lat. X	Fy (kgf)	Fuerza Lat. Y
62.822	3162	62.952	2884
78.014	3926	77.990	3572
59.456	2992	60.654	2778
40.945	2061	43.440	1990
19.871	1000	21.831	1000

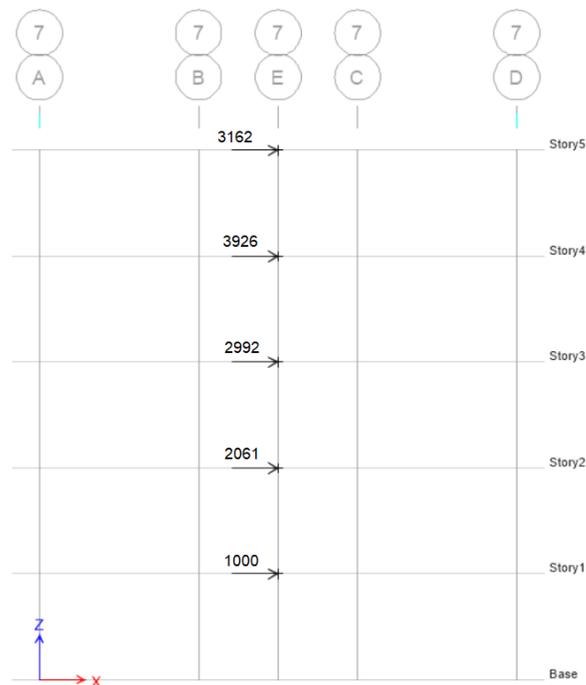


Figura 3.16 – Distribución de Fuerzas Laterales en Dirección X

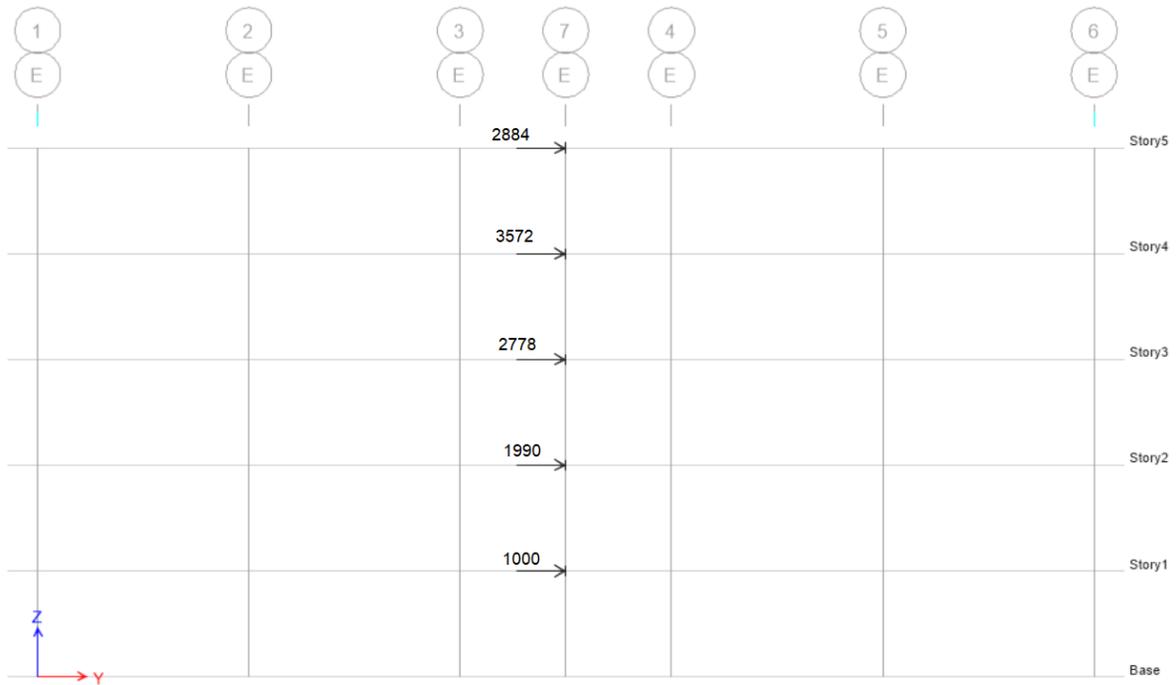


Figura 3.17 – Distribución de Fuerzas Laterales en Dirección Y

Se definió en el programa un caso de cargas laterales no lineales para el análisis estático no lineal en ambas direcciones.

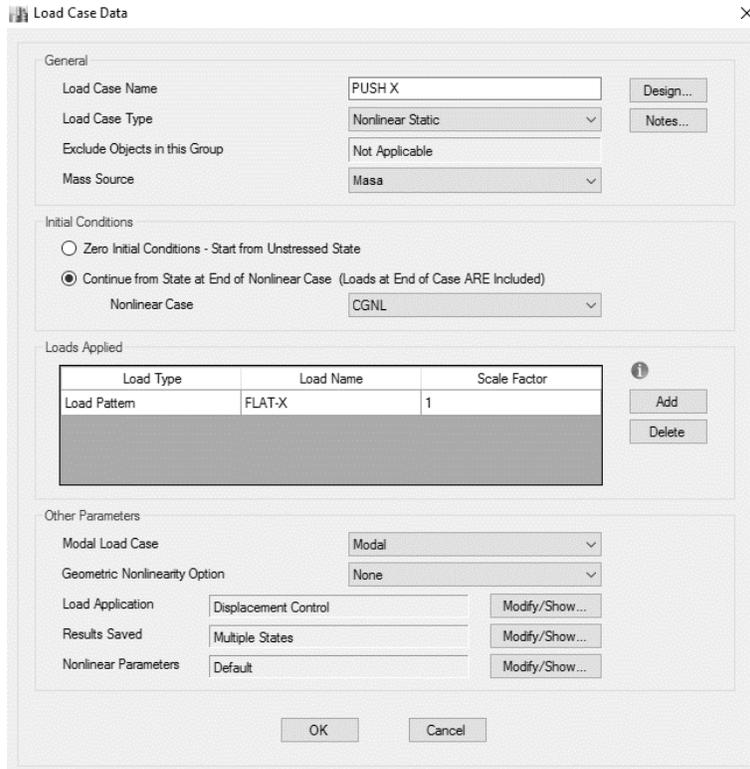


Figura 3.18 – Definición del Caso de Carga Lateral “Push X”

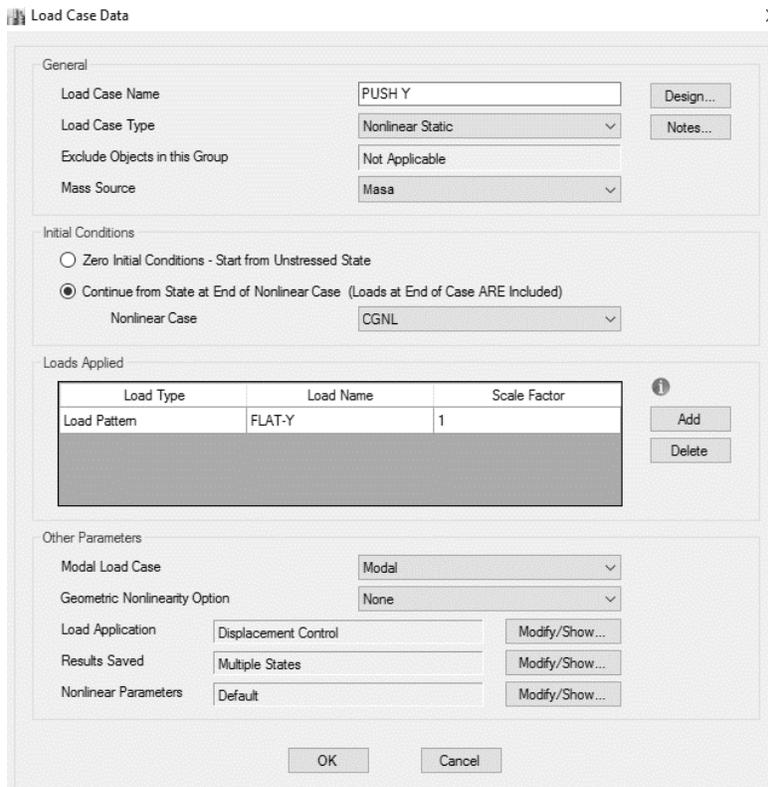


Figura 3.19 - Definición de Caso de Carga Lateral “Push Y”

La aplicación de la carga será por control de desplazamiento, donde fijamos un desplazamiento al nodo de control, en este caso se utiliza un desplazamiento exagerado de 0.5 metros con la finalidad de asegurar el colapso de la edificación.

3.11.3. Definición de Zonas de Plastificación

Se definió la generación de rótulas plásticas a una distancia relativa de 0.05 y 0.95 en las columnas y vigas de la edificación. A su vez, se limitaron los valores de rotación según los parámetros y criterios de modelado presentados en la Tabla 2.14 para vigas y Tabla 2.15 para columnas como se muestra a continuación.

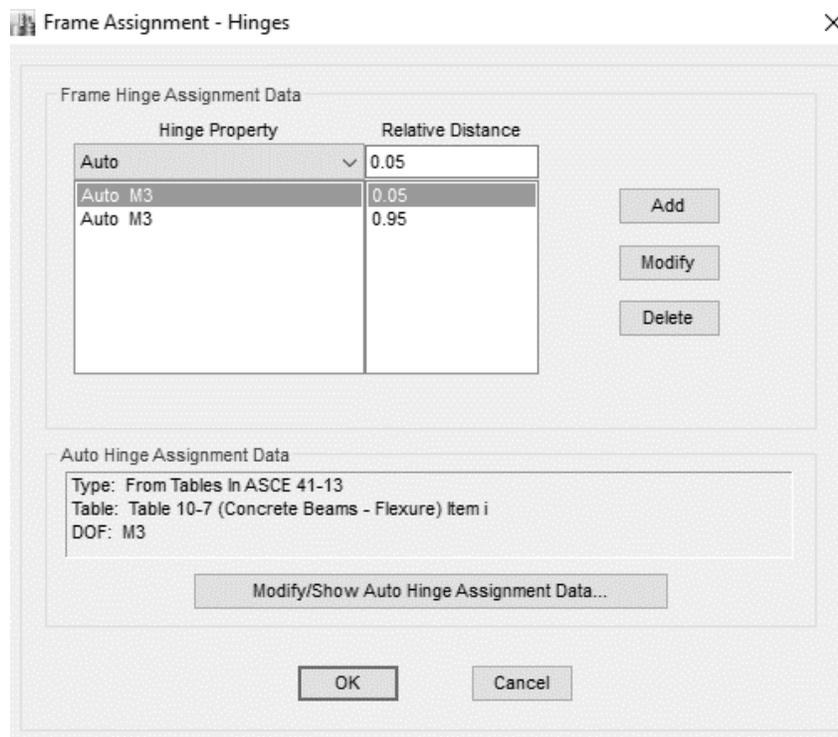


Figura 3.20 – Asignación de Rótulas Plásticas en Vigas

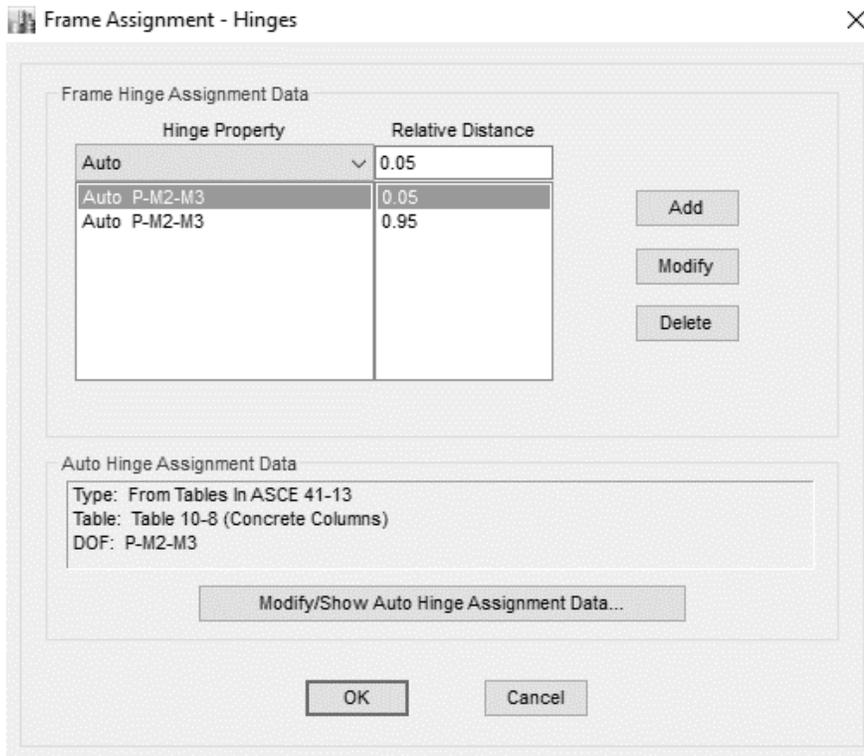


Figura 3.21 – Asignación de Rótulas Plásticas en Columnas

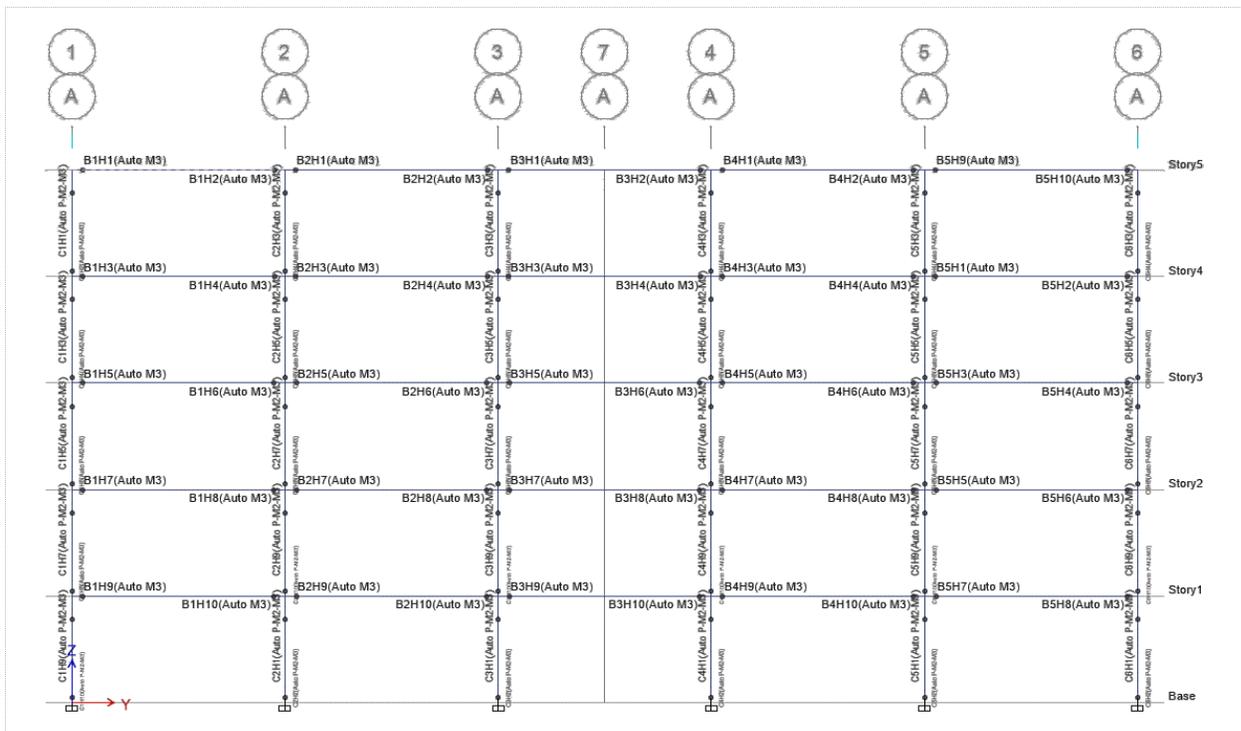


Figura 3.22 – Rótulas Plásticas Definidas de la Edificación en Dirección Y

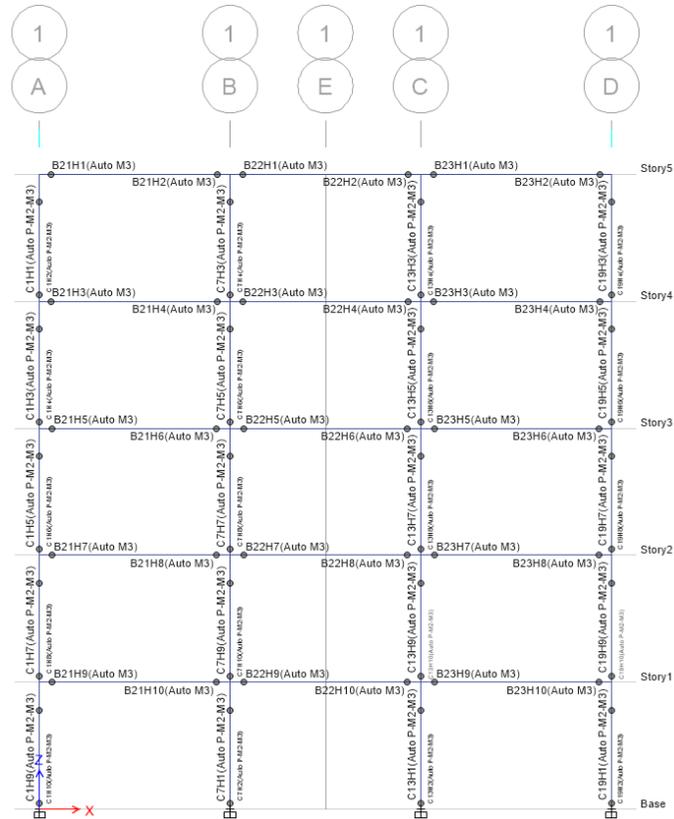


Figura 3.23 – Rótulas Plásticas Definidas de la Edificación en Dirección X

Se puede demostrar analíticamente que los diagramas de momento en vigas y columnas ante una sollicitación horizontal que afecte a la estructura presentan sus máximos en los extremos de tales miembros, lo que señala una alta probabilidad de generar rótulas plásticas en estos puntos. Por esta razón, se prevé la generación de deformaciones inelásticas a 0.05 y 0.95 de la longitud del miembro a evaluar.

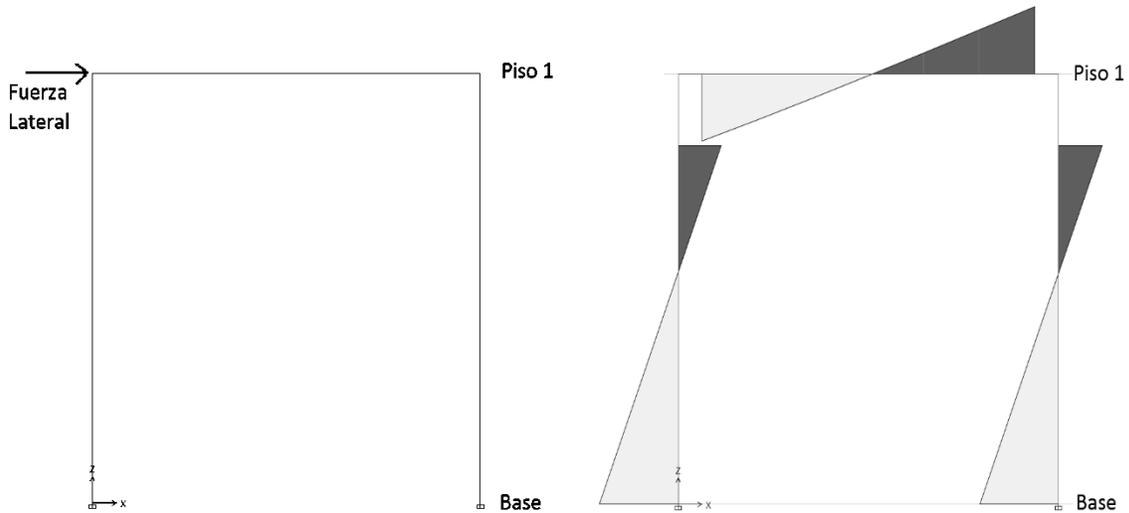


Figura 3.24 – Diagrama de Momento Típico para un Pórtico Sujeto a Carga Horizontal

La edificación a analizar se caracteriza por estar constituida por miembros esbeltos. En consecuencia, se puede afirmar que el esfuerzo de corte no es predominante, siendo el esfuerzo por flexión para las vigas y la interacción entre el momento y la carga axial para las columnas, lo que controla la formación de rótulas plásticas en tales elementos. Por lo tanto, en este estudio no se considera la formación de rótulas por esfuerzo de corte.

Capítulo 4 – Análisis y Resultados

El análisis de estudio para los cuatro modelos evaluados fue realizado en el programa de análisis estructural ETABSv16.2.0, con el fin de determinar su capacidad sismo-resistente según el Análisis Estático No Lineal utilizando el Método del Coeficiente de Desplazamiento de la ASCE 41-13. Para lograr este objetivo, es necesario conocer la formación de deformaciones inelásticas en los miembros, establecer la relación entre el desplazamiento del nodo de control y el cortante basal con la finalidad de obtener la curva de capacidad, determinar el desplazamiento meta y calcular la ductilidad para cada edificación. Con este propósito se sometió cada modelo a una serie de cargas laterales monotónicas crecientes de manera progresiva hasta el punto de colapso. De esta forma, a partir del análisis desarrollado se obtuvieron los resultados necesarios para definir un comportamiento estimado para cada edificación ante un evento sísmico.

4.1 Zonas de Plasticidad en los Miembros

Para evaluar el comportamiento de las edificaciones durante el análisis, se presentan la formación de rótulas plásticas de los miembros para los pórticos de cada modelo con un desplazamiento igual del nodo de control. La intención es poder evaluar el desempeño ante acciones sísmicas de las diferentes edificaciones en paralelo. En la siguiente figura se muestra como son representados por el programa los rangos de la relación carga-deformación para cada rótula plástica.

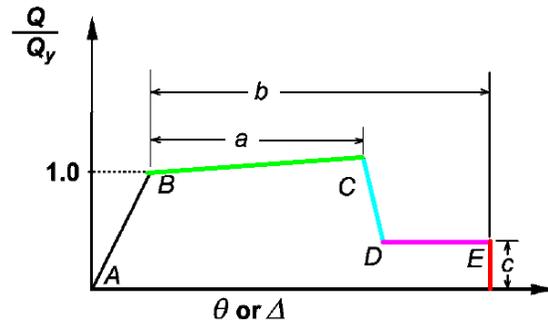


Figura 4.1 – Relación Cargas-Deformación

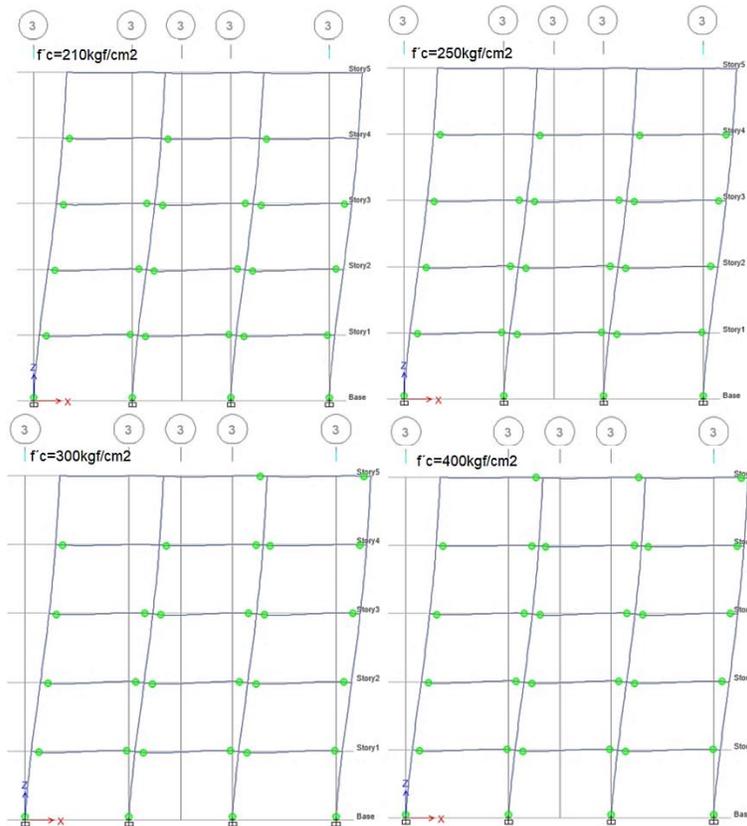


Figura 4.2 – Deformaciones Inelásticas para los 5 centímetros en Sentido X

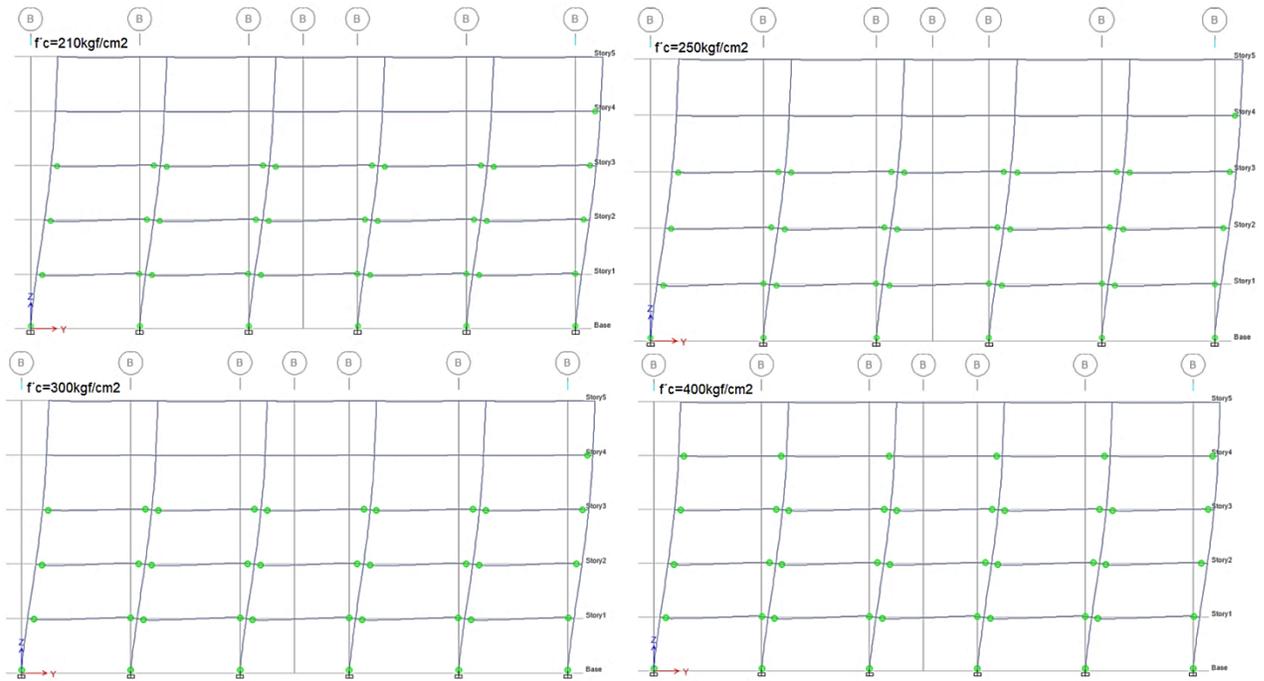


Figura 4.3 – Deformaciones Inelásticas para los 5 centímetros en Sentido Y

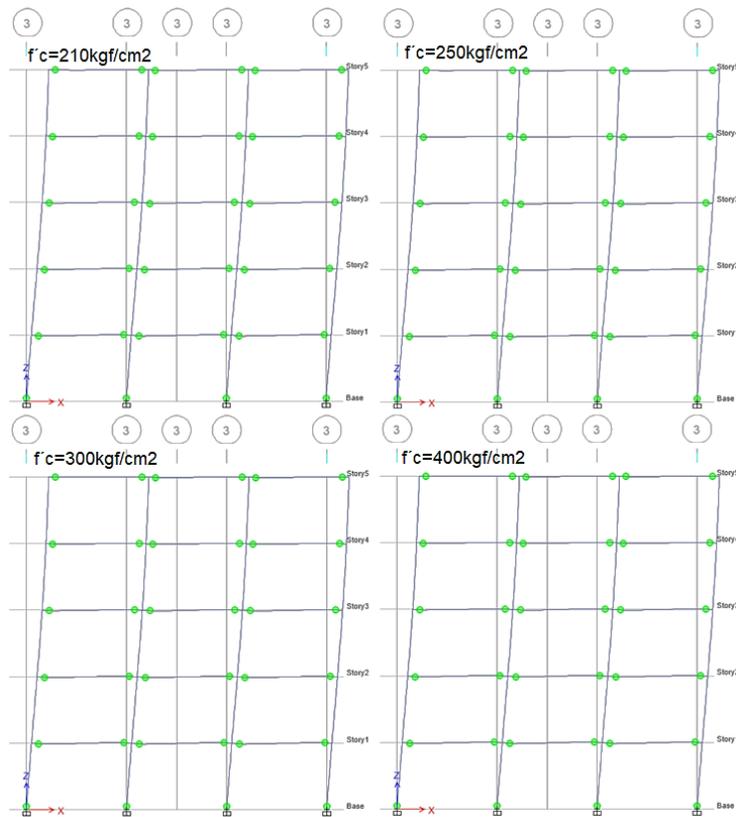


Figura 4.4 – Deformaciones Inelásticas para los 10 centímetros en Sentido X

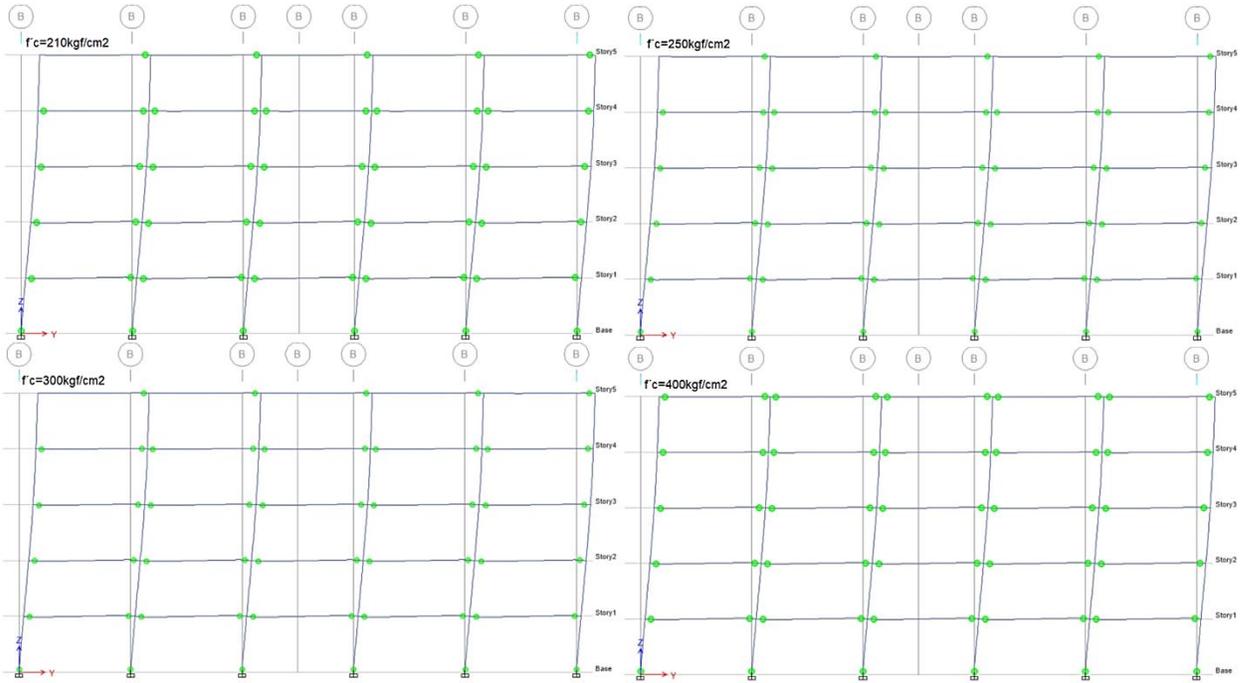


Figura 4.5 – Deformaciones Inelásticas para los 10 centímetros en Sentido Y

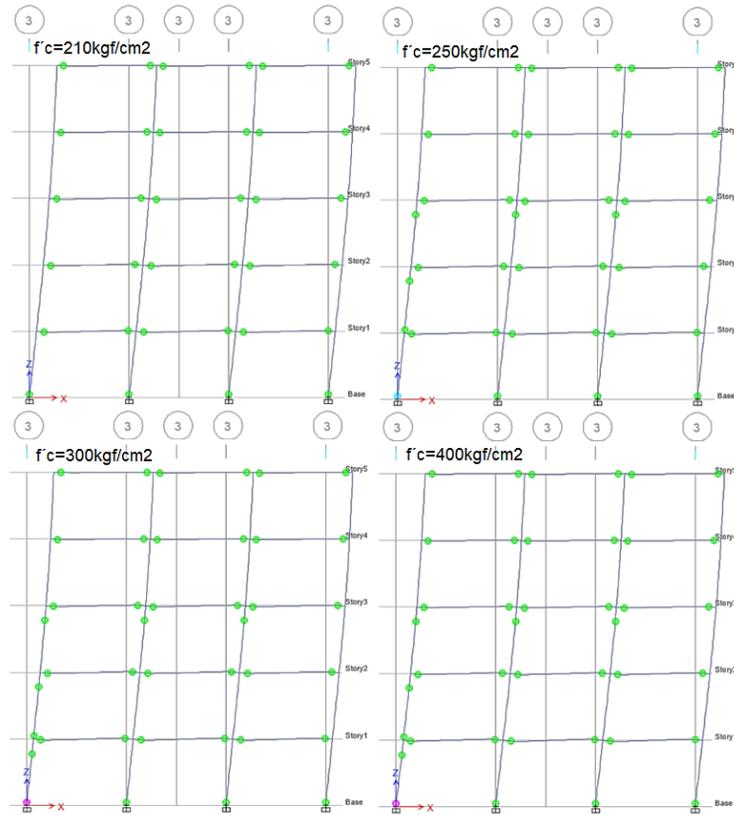


Figura 4.6 – Deformaciones Inelásticas para el Colapso Sentido X

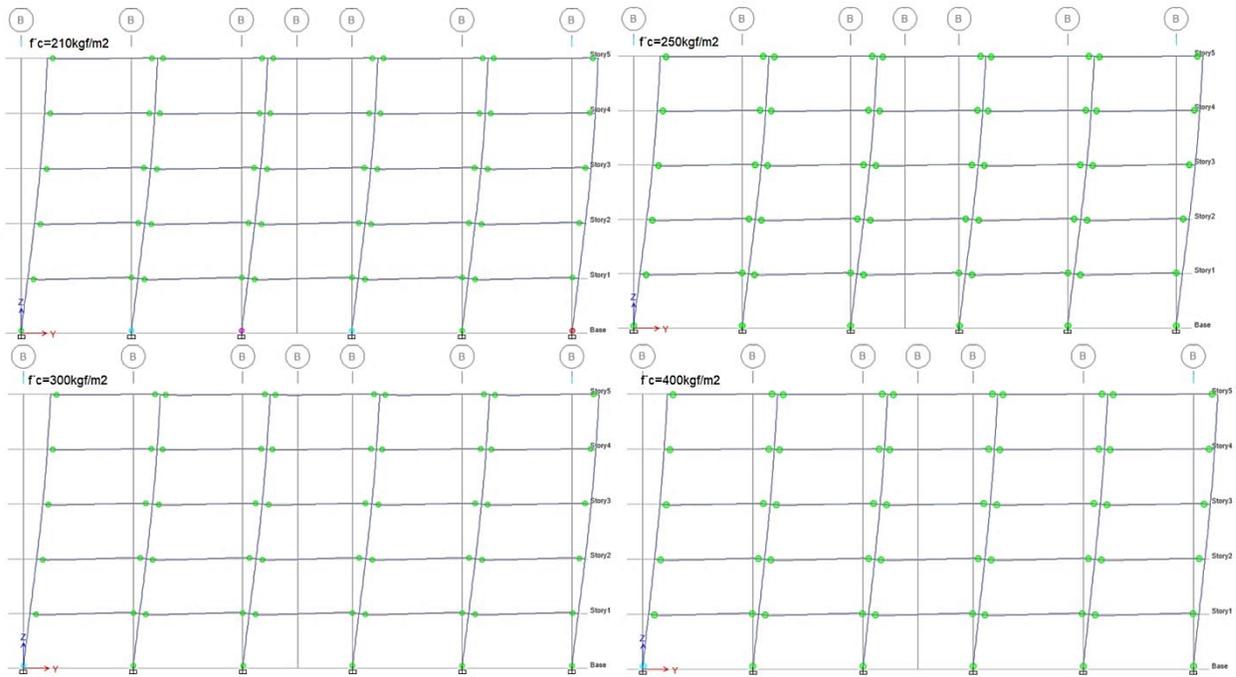


Figura 4.7 – Deformaciones Inelásticas para el Colapso Sentido Y

Observando las figuras anteriores se puede determinar que todos los modelos presentan un comportamiento deseado ante acciones sísmicas, ya que la formación de rotulas plásticas ocurren de manera secuencial en las vigas, y por otro lado las primeras que aparecen en las columnas no forman mecanismos cinemático.

Este comportamiento es esperado ya que el diseño se llevó a cabo con la relación columna fuerte-viga débil, se puede apreciar como deformaciones plásticas en una gran cantidad de vigas no compromete la estabilidad de la estructura, sin embargo, la formación de rótulas plásticas en pocas columnas que generen un mecanismo cinemático trae como consecuencia el colapso de esta.

Por otro lado, se puede apreciar como para un mismo desplazamiento del nodo de control es necesario que se generen más rótulas plásticas según mayor es la resistencia nominal del concreto, esto se debe a que los miembros estructurales poseen una mayor rigidez por lo que será necesario fuerzas mayores y mayor cantidad de deformaciones inelásticas.

4.2 Curva Pushover

La curva pushover o curva de capacidad es la relación que existe entre el desplazamiento del nodo de control y cortante basal de la edificación, esta es la representación del incremento de las cargas laterales monotónicas hasta el colapso. En el programa utilizado se puede trabajar de dos maneras, el primero establece una fuerza lateral tope y se lleva a cabo el incremento de fuerzas a este valor, y el segundo método funciona de igual manera que el anterior pero estableciendo desplazamiento máximo del nodo de control. En esta investigación se estableció un desplazamiento máximo del nodo de control exagerado de 50 centímetros, con la finalidad de asegurar el colapso de las edificaciones.

A continuación, se presentan las curvas pushover obtenidas de los diferentes modelos según cada sentido.

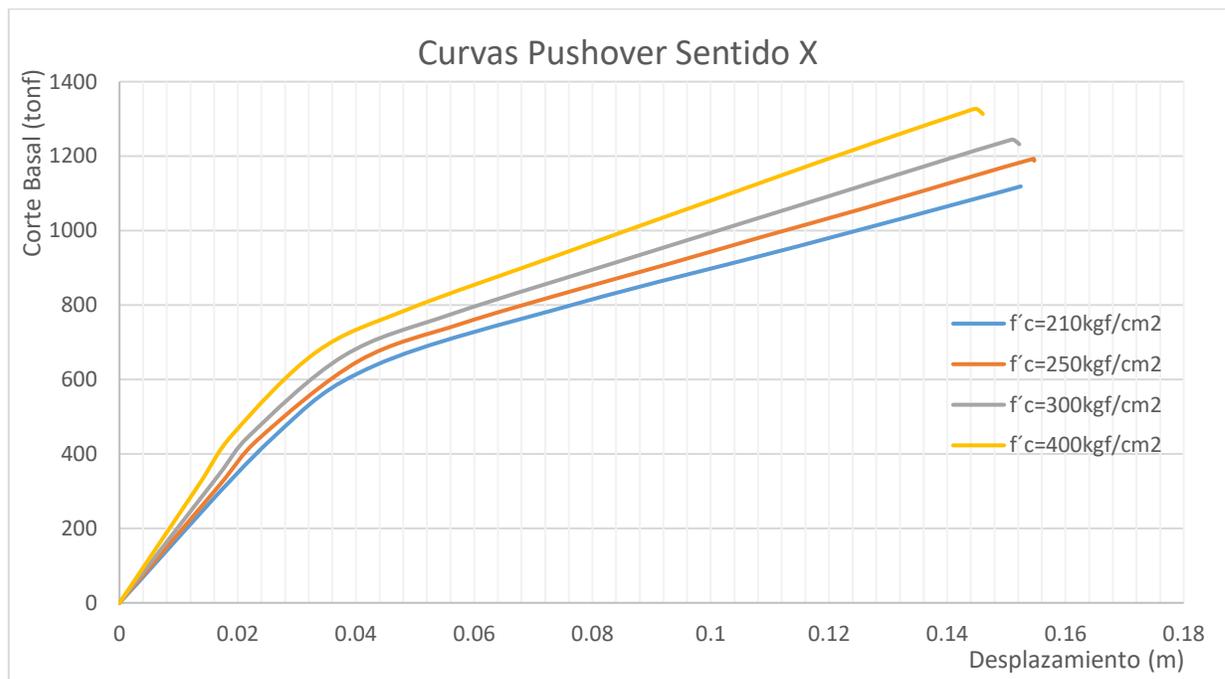


Figura 4.8 – Curvas Pushover Sentido X

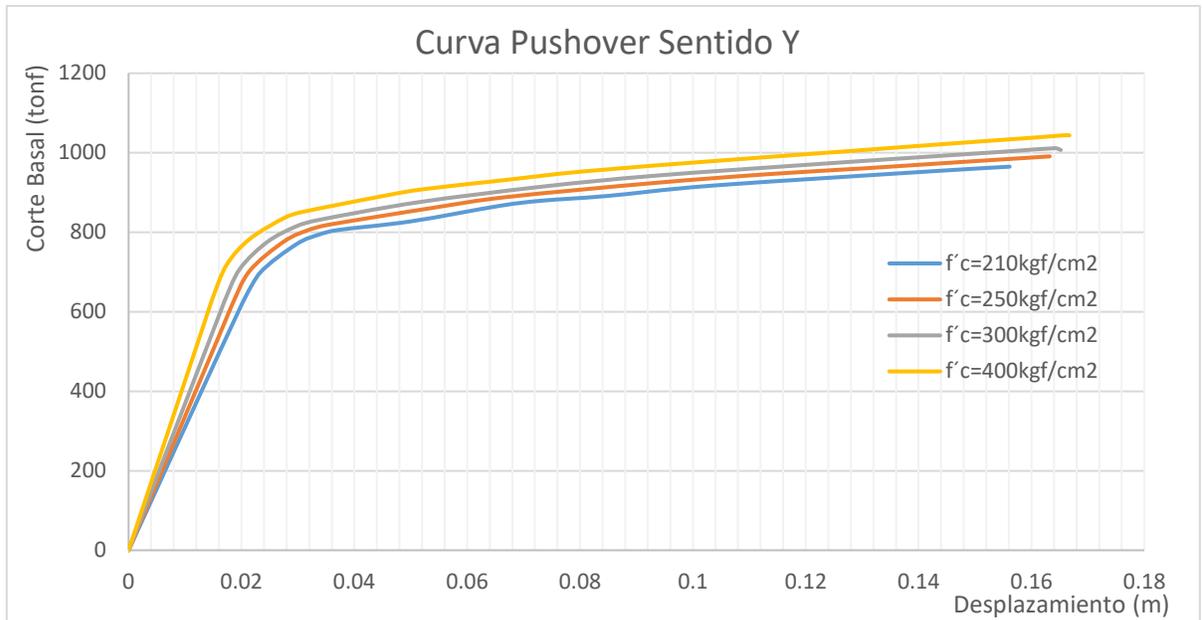


Figura 4.9 – Curvas Pushover Sentido Y

Se presenta también los desplazamientos máximos del nodo de control y el cortante basal máximo para cada caso.

Tabla 4-1 – Desplazamientos Últimos

Sentido X		
Resistencia Nominal (kgf/cm ²)	Desp. Ultimo (m)	Corte Basal Ultimo (tonf)
210	0.15244	1118.62
250	0.15457	1192.82
300	0.15083	1244.05
400	0.14474	1327.26
Sentido Y		
Resistencia Nominal (kgf/cm ²)	Desp. Ultimo (m)	Corte Basal Ultimo (tonf)
210	0.15613	964.92
250	0.16324	990.81
300	0.16411	1011.34
400	0.16585	1043.98

Observando las figuras 4.8 y 4.9, se determina que la edificación presenta diferente comportamiento para cada sentido y esto se debe a que es una

edificación con mayor número de ejes de resistencia para cada sentido, seis para Y y cuatro para X. Al aplicar las fuerzas laterales en sentido X la estructura presenta una menor rigidez, es decir, los cortes obtenidos son mayores y los desplazamientos máximos son menores, mientras que en sentido Y ocurre el comportamiento deseado de una estructura sismo-resistente donde los cortes son menores pero los desplazamientos máximos obtenidos son mayores, esto se traduce en ductilidad de la edificación

Por otro lado, al comparar los valores máximos obtenidos del modelo con la resistencia nominal de diseño con los otros se puede determinar:

1. En sentido X el modelo con la resistencia nominal de 250 kgf/cm^2 presenta el mayor desplazamiento máximo, esto se atribuye a que esta fue utilizada para el diseño de la estructura.
2. En sentido Y se puede observar como la diferencia entre los desplazamientos máximos para los aumentos de la resistencia nominal no es significativa.
3. Al comparar los desplazamientos máximos de las resistencias de 250 kgf/cm^2 y 210 kgf/cm^2 en sentido Y, se observa una diferencia importante. Al presentar problemas con la calidad de los materiales es necesario tomar estas consideraciones, de lo contrario se encuentra comprometida la capacidad sismo-resistente de la edificación.

4.3 Desplazamiento Meta

Existen varios métodos para estimar el desempeño de una estructura al aplicar el Análisis Estático No Lineal, en esta investigación se utilizó el método del coeficiente del desplazamiento propuesto por la ASCE/SEI 41-13, cuyo objetivo fundamental es predecir de forma sencilla y confiable cual será el desplazamiento lateral máximo que se espera en una estructura ante una determinada acción sísmica. Este método modifica la respuesta elástica lineal del sistema equivalente de un grado de libertad multiplicándolo por una serie de coeficientes para generar un estimado desplazamiento máximo global, elástico e inelástico.

A continuación, se presentan los factores de ajuste y desplazamientos meta para cada modelo:

Tabla 4-2 – Desplazamiento Meta Modelo 1, 250kgf/cm²

Factores	Sentido Y	Sentido X
C ₀	1.329	1.355
C ₁	1.102	1.088
C ₂	1.007	1.010
S _a (g)	0.702	0.702
T _e (seg)	0.397	0.529
K _i (tonf/m)	33661.670	18687.300
K _e (tonf/m)	33661.670	18687.300
T _i (seg)	0.397	0.529
α	0.139	0.298
μ _{strength}	1.970	2.480
D _y (m)	0.022	0.032
V _y (tonf)	744.903	591.608
W (tonf)	2220.378	2220.378
C _m	0.9	0.9
Desp. Meta	0.040	0.072
Corte (tonf)	830.052	818.510

Tabla 4-3 – Desplazamiento Meta Modelo 2, 210kgf/cm²

Factores	Sentido Y	Sentido X
C ₀	1.326	1.354
C ₁	1.095	1.083
C ₂	1.007	1.009
S _a (g)	0.702	0.702
T _e (seg)	0.415	0.553
K _i (tonf/m)	30851.430	17127.190
K _e (tonf/m)	30851.430	17127.190
T _i (seg)	0.415	0.553
α	0.125	0.295
μ _{strength}	1.979	2.512
D _y (m)	0.024	0.034
V _y (tonf)	741.349	584.163
W (tonf)	2220.378	2220.378
C _m	0.9	0.9
Desp. Meta	0.044	0.078
Corte (tonf)	818.037	807.683

Tabla 4-4 – Desplazamiento Meta Modelo 3, 300kgf/cm²

Factores	Sentido Y	Sentido X
C ₀	1.328	1.355
C ₁	1.111	1.096
C ₂	1.008	1.011
S _a (g)	0.702	0.702
T _e (seg)	0.380	0.505
K _i (tonf/m)	36874.510	20470.910
K _e (tonf/m)	36874.510	20470.910
T _i (seg)	0.380	0.505
α	0.145	0.306
μ _{strength}	1.956	2.473
D _y (m)	0.020	0.029
V _y (tonf)	750.227	593.281
W (tonf)	2220.378	2220.378
C _m	0.9	0.9
Desp. Meta	0.037	0.067
Corte (tonf)	839.451	827.848

Tabla 4-5 – Desplazamiento Meta Modelo 4, 400kgf/cm²

Factores	Sentido Y	Sentido X
C ₀	1.329	1.358
C ₁	1.126	1.108
C ₂	1.009	1.012
S _a (g)	0.702	0.702
T _e (seg)	0.353	0.470
K _i (tonf/m)	42592.911	23630.213
K _e (tonf/m)	42592.911	23630.213
T _i (seg)	0.353	0.47
α	0.160	0.310
μ _{strength}	1.944	2.435
D _y (m)	0.018	0.026
V _y (tonf)	754.952	602.696
W (tonf)	2220.378	2220.378
C _m	0.9	0.9
Desp. Meta	0.033	0.058
Corte (tonf)	856.003	843.712

Para poder visualizar de manera más sencillas las diferencias entre los resultados obtenidos para cada resistencia nominal, se presenta la siguiente figura

donde se establece la relación entre el corte basal, el desplazamiento de cedencia y desplazamiento meta para todos los modelos en ambos sentidos.

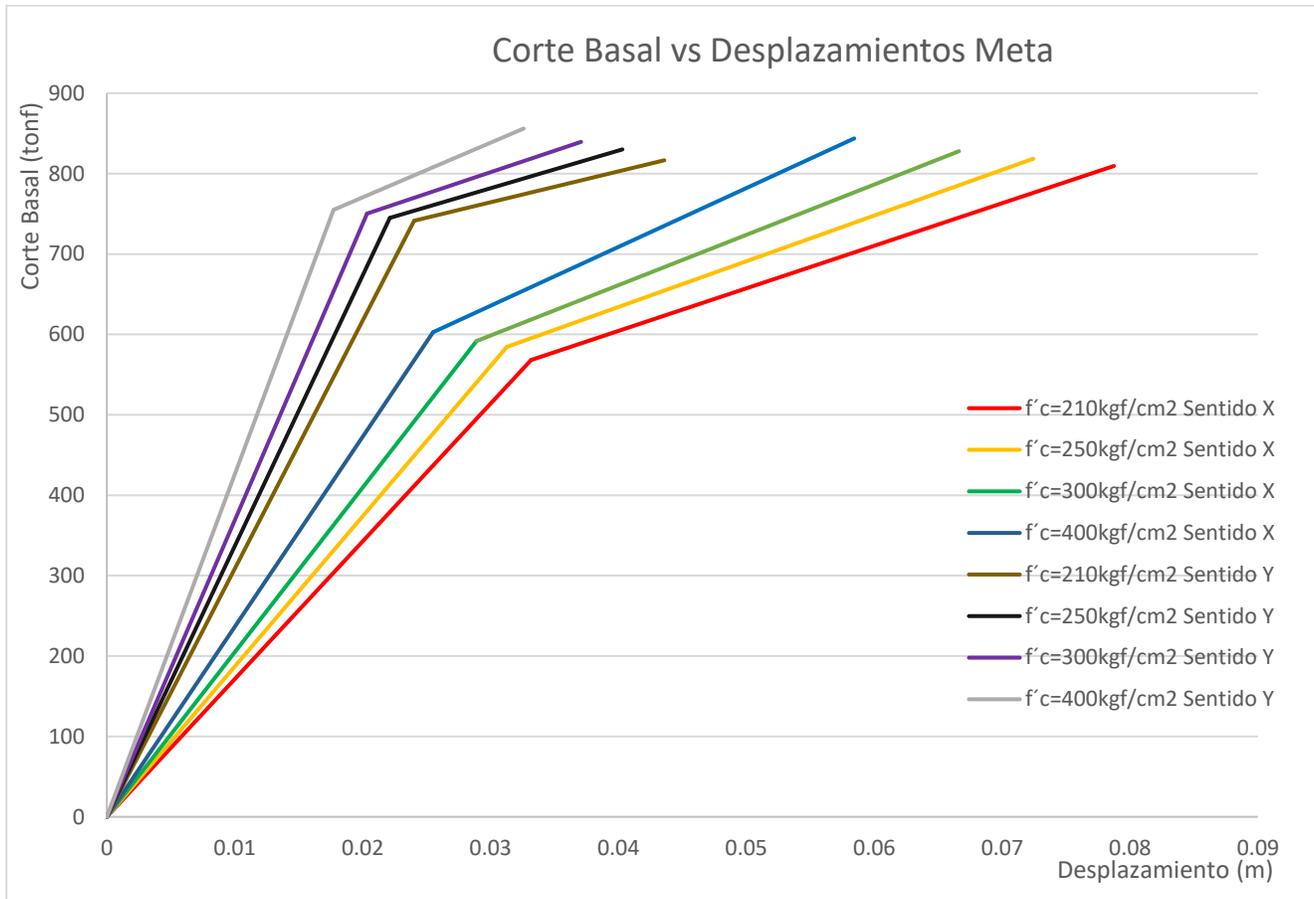


Figura 4.10 – Desplazamientos Meta en Ambos Sentidos

El desplazamiento meta en sentido X es notablemente mayor en comparación con el sentido Y, esto indica que para una misma demanda sísmica la edificación es más vulnerable en sentido X ya que el desplazamiento meta se encuentra más cercano al desplazamiento máximo. En el diseño de estructuras sismo-resistentes se busca que la distancia entre estos puntos sea la mayor posible ya que esta es una respuesta aproximada de la edificación ante un determinado evento sísmico.

A medida que aumenta la resistencia nominal del concreto se observa para ambos sentidos que el corte de cedencia (V_y) aumenta y el desplazamiento de

cedencia (D_y) disminuye, esto es un comportamiento no deseado del rango elástico y se debe a que aumenta la rigidez de la estructura al aumentar la resistencia nominal del concreto, sin embargo, es necesario evaluar el comportamiento inelástico hasta el desplazamiento máximo con la finalidad de obtener la ductilidad de la edificación para cada uno de los casos.

4.4 Ductilidad

La ductilidad es una de las propiedades más importantes de una estructura sismo-resistente, se puede obtener de la curva pushover para cada modelo mediante la siguiente expresión.

$$\mu = \frac{\text{Desp. Maximo}}{\text{Desp. de Cedencia}} \quad (4.1)$$

Tabla 4-5 – Valores de Ductilidad

Resistencia Nominal (kgf/cm ²)	μ_x	μ_y
210	4.6	6.5
250	4.9	7.4
300	5.2	8.1
400	5.7	9.4

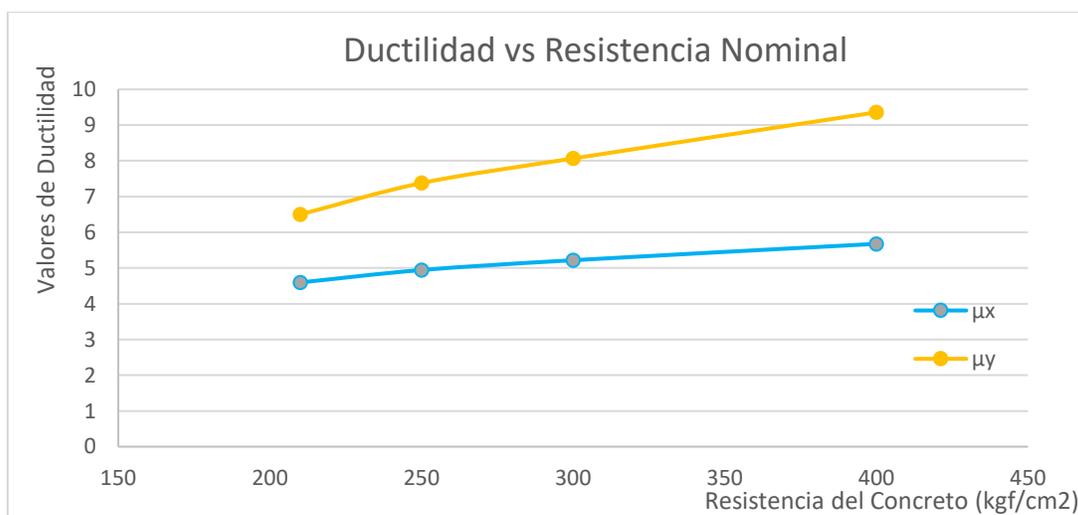


Figura 4.11 – Ductilidad según la Resistencia Nominal del Concreto

La ductilidad aumenta en conjunto con la resistencia nominal del concreto, esto se debe a que al aumentar la resistencia se obtuvieron menores desplazamientos de cedencia y al estimar la relación que existe entre este y el desplazamiento máximo se obtiene un aumento para todos los casos. Sin embargo, aunque esta relación arroja mayores valores de ductilidad en conjunto con los aumentos de resistencia, la respuesta de la estructura no es la deseada, al observar la figura 4.10 para las menores resistencias se obtuvieron mayores desplazamientos de cedencia, es decir, que presentan una mayor capacidad de deformación elástica. Por otro lado, en sentido Y los valores de ductilidad son notablemente mayores, en la sección 4.1 se comentó las razones de esta particularidad.

En muchos países el valor de la ductilidad presentado es el utilizado como factor de reducción de respuesta en el espectro de diseño, sin embargo, es Venezuela se aumenta en un veinticinco por ciento. A continuación, se presentan los valores de los factores de reducción de respuesta obtenidos.

Tabla 4-6 – Factores de Reducción de Respuesta

Resistencia Nominal (kgf/cm ²)	R _x	R _y
210	5.7	8.1
250	6.2	9.2
300	6.5	10.1
400	7.1	11.7

Para todos los modelos en ambos sentidos los valores obtenidos son mayores al utilizado en el diseño, en este caso cinco, este valor se está quedando por debajo para los verdaderos valores de los modelos. Lo que quiere decir esto, es que la edificación diseñada es capaz de disipar una mayor cantidad de energía que la estimada en el diseño.

4.5 Diagrama de Momento-Curvatura

El diagrama momento-curvatura de una deformación inelástica indica los valores de rotación en radianes que posee la rótula para un determinado momento ejercido sobre la misma. Estos valores de rotación se acotan hasta llegar al colapso de la estructura, obteniendo así, una estimación del comportamiento de la rótula a medida que se le ejerce una mayor fuerza lateral a la edificación.

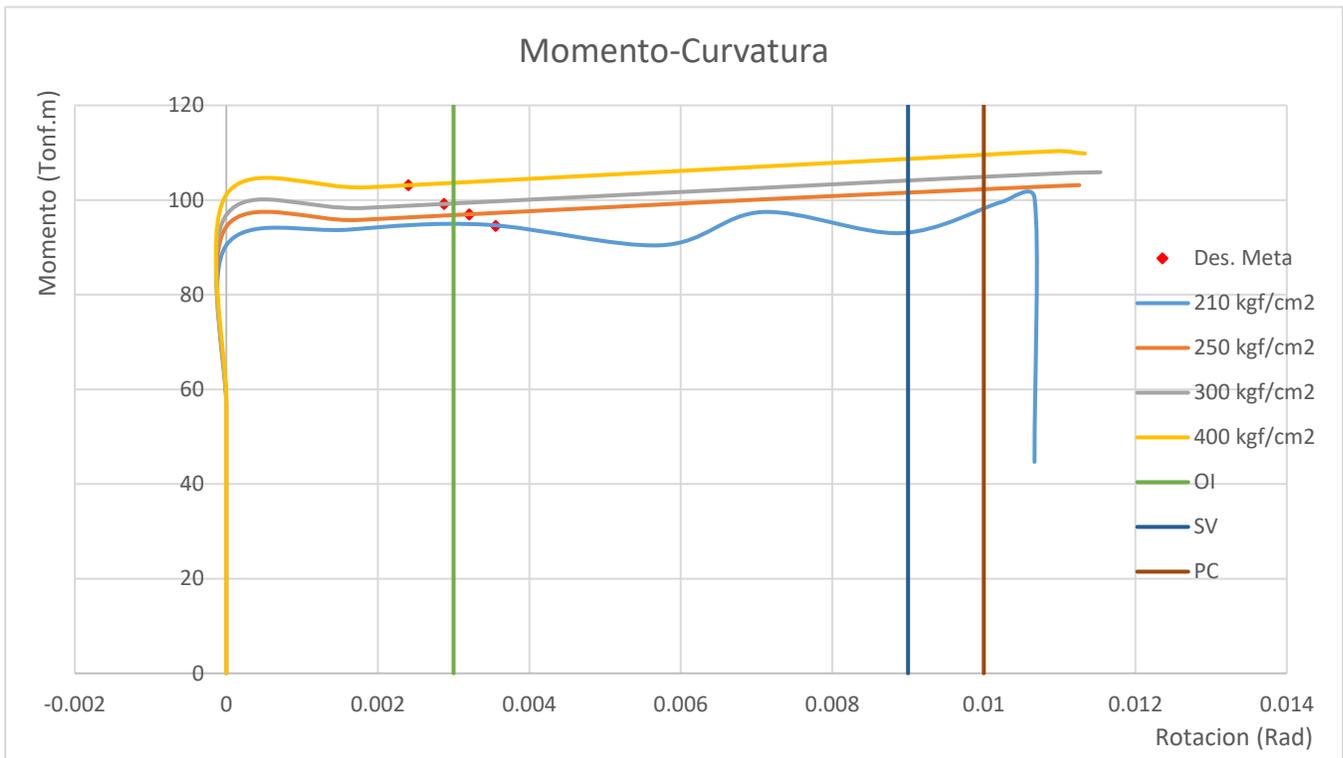


Figura 4.12 – Diagrama de Momento-Curvatura

A partir de este diagrama de momento-curvatura de la rótula plástica ubicada en la columna “C9” se pueden hacer varias observaciones. En primer lugar, el diagrama presenta una forma bastante similar para las cuatro resistencias nominales, y a su vez muy parecido al comportamiento esperado de una deformación inelástica, lo cual indica que el comportamiento es el adecuado. En segundo lugar, el momento capaz de ser absorbido por la deformación inelástica

aumenta a medida que incrementa la resistencia nominal del concreto. Por último, se evidencia que para una resistencia por debajo de la de diseño la rótula no presenta un comportamiento estable por lo que pudiera ocasionar una desestabilización en la estructura, esto debido, entre otras, por la redistribución de los esfuerzos por flexión.

Para evaluar el comportamiento sísmico de una estructura se debe hablar de los distintos niveles de desempeño de la estructura, en el caso de esta edificación y para efectos de la columna central de la misma, se puede decir que para un sismo de diseño determinado a medida que incrementa la resistencia nominal del concreto la rotación es menor, pudiendo así, entrar en los niveles de ocupación inmediata para valores de resistencia de 300 Kgf/cm² y 400 Kgf/cm². De manera contraria ocurre si la resistencia disminuye, comprometiendo la estructura a niveles de desempeño más bajos. En dado caso que el punto de desempeño de la estructura se encuentre cercano al nivel de prevención de colapso, se debe tener un control estricto con los ensayos obtenidos de resistencia de concreto, ya que se evidencia que para una resistencia nominal menor a la de diseño pudiera generar un colapso de la edificación.

Capítulo 5 – Conclusiones y Recomendaciones

5.1 Conclusiones

Queda comprobado que el Análisis Estático No Lineal “Pushover” es una alternativa viable cuando se desea conocer el desempeño de una estructura. Sus principales ventajas radican en la simplicidad y la capacidad del análisis de estimar las deformaciones de los componentes y del sistema con una exactitud aceptable y sin el esfuerzo requerido por un análisis dinámico.

El aumento de la resistencia nominal del concreto para una edificación previamente diseñada con una resistencia nominal determinada, está ligado de manera directa con el número de zonas de disipación de energía inelásticas (rótulas plásticas). Al utilizar resistencias nominales del concreto mayores aumenta la rigidez de los miembros estructurales de la edificación, por esta razón para lograr un mismo desplazamiento del nodo de control es necesario aplicar una mayor fuerza cortante y generar un mayor número de zonas con deformaciones inelásticas.

En este estudio se demostró que al diseñar una edificación tomando en consideraciones los chequeos planteados en la norma COVENIN 1756-1:2001 y la Fondonorma 1753-2006, la respuesta aproximada de la edificación ante un evento sísmico presenta un comportamiento adecuado, la generación de rótulas plásticas ocurre primero en vigas y a medida que aumenta el desplazamiento del nodo de control aumenta el número de rótulas plásticas. Por otro lado, las rotulas que se presentan en las columnas en un principio no generan mecanismos cinemáticos. Estas son las evidencias del colapso progresivo que sufren las edificaciones sismo-resistentes ante eventos sísmicos.

Se estableció la relación que existe entre el desplazamiento de un nodo de control y el cortante basal, generando así, una curva de capacidad de la estructura para las diferentes resistencias nominales. Se evidenció que al utilizar una resistencia nominal del concreto menor a la de diseño puede verse afectado el comportamiento general de la estructura, poniendo en riesgo la estabilidad de la edificación, por lo que se deben tener múltiples controles con la calidad de los materiales utilizados para asegurar la resistencia de diseño.

A su vez, se determinó que la respuesta de una edificación aporticada ante eventos sísmicos varía según el número de ejes de resistencia que se oponen a la fuerza aplicada, para un mayor número de ejes el comportamiento se aproxima al deseado. En los modelos evaluados se obtuvo un comportamiento diferente para los sentidos X y Y, esto se debe a lo explicado anteriormente, donde en sentido Y la fuerza absorbida es menor, pero presenta una mayor ductilidad la cual es vital a la hora de un evento sísmico.

En cuanto al comportamiento del modelo en base al desplazamiento meta del nodo de control para la diferentes resistencias nominales del concreto, se concluyó que el desplazamiento meta varía según el número de ejes de resistencia en cada sentido, en sentido X (sentido con menos ejes de resistencia) los valores obtenidos son mayores a los valores en sentido Y, lo cual indica que para la misma demanda sísmica la edificación posee de una mayor vulnerabilidad en sentido X, ya que el desplazamiento al ser mayor se encuentra más cerca al desplazamiento máximo, punto de colapso.

En cuanto a la ductilidad se determinó que para el sentido de la edificación donde esta presenta una mayor ductilidad, los valores de ductilidad calculados son más sensible a cambios al variar la resistencia nominal del concreto, en esta investigación el sentido que presento mayor ductilidad fue en Y y los aumentos de ductilidad llegaron a ser hasta un 27%. Por otro lado, el valor del desplazamiento de cedencia disminuye al aumentar la resistencia nominal del concreto, lo que trae como consecuencia un aumento en la ductilidad de la edificación.

Se demostró que al realizar un diseño conservador, que cumpla con todos los requisitos de las normas vigentes el valor del factor de reducción de respuesta de esta edificación será mayor que el utilizado en el diseño.

5.2 Recomendaciones

Con base a las limitaciones encontradas durante el desarrollo de este trabajo, resulta necesario realizar algunas recomendaciones que permitan ampliar el alcance del estudio, así como validar el modelo de análisis desarrollado. Para ello, se plantean las siguientes recomendaciones:

1. Estimar la capacidad sismo-resistente de los modelos planteados en la investigación mediante el análisis dinámico no lineal, con el objetivo de calibrar con mayor exactitud los resultados obtenidos mediante el análisis estático no lineal.
2. Se recomienda al realizar los modelos de las edificaciones en el programa de análisis estructural ETABSv16.2.0, definir las losas como elementos "Shell" con la finalidad de que estas aporten cierta rigidez a las vigas y poder evaluar cómo afecta esto a la formación de rótulas plásticas en las columnas. Al realizar una edificación las vigas cuentan con una serie de elementos no intencionalmente estructurales que proporcionan rigidez, como por ejemplo, losas, mampostería, entre otros.
3. Definir las resistencias nominales de manera aleatoria para diferentes miembros en un mismo modelo. De esta forma los resultados obtenidos presentaran una respuesta un poco más aproximada a lo que sucede realmente al realizar una edificación.
4. Diseñar una edificación para una determinada resistencia nominal que cumpla con todos los criterios de las normas vigentes pero siendo menos conservador, esto con la finalidad de que los resultados presentados sean más significativos al realizar variaciones en la resistencia nominal del concreto.

ADENDUM

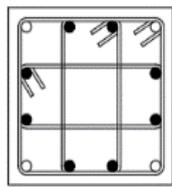
Como fue mencionado en la introducción de la investigación este Trabajo Especial de Grado presentaba un enfoque diferente en sus inicios. En esta sección se pretende explicar a detalle lo ocurrido.

1. Variaciones en la Metodología:

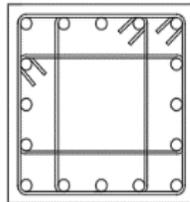
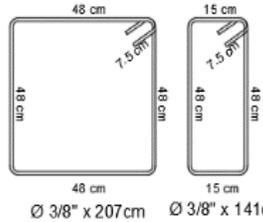
El trabajo especial de grado inicial presentaba el enfoque de determinar la incidencia de la variación de la cuantía de acero transversal de las columnas en la capacidad sismo-resistente de una edificación. El diseño realizado de la edificación es el mismo presentado en esta, una edificación aporticada de concreto estructural completamente regular y bajo las normas COVENIN 1756:1-2001 y Fondonorma 1753-2006.

A diferencia de la metodología presentada al obtener el diseño final de la edificación se realizaron tres modelos con diferentes cuantías de acero transversal. Se presentan a continuación cada uno de las cuantías definidas:

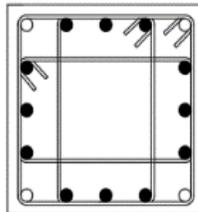
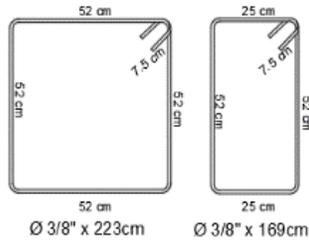
Fondonorma 1753-2006



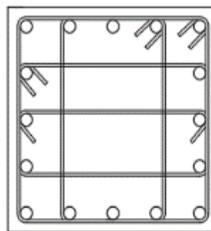
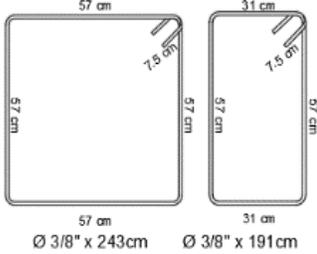
Sección 55x55



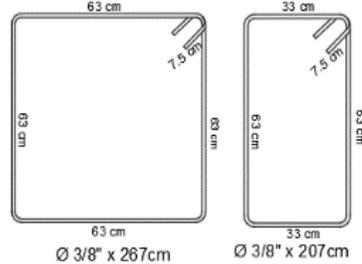
Sección 60x60



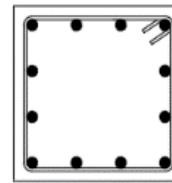
Sección 65x65



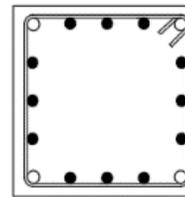
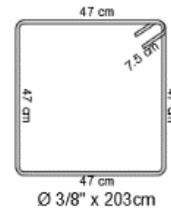
Sección 70x70



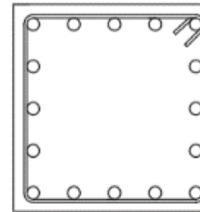
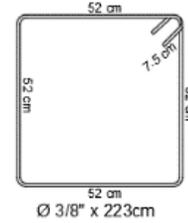
Modelo "Débil" @ 15cm



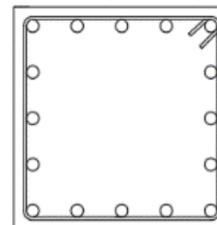
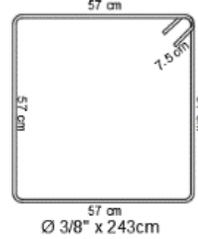
Sección 55x55



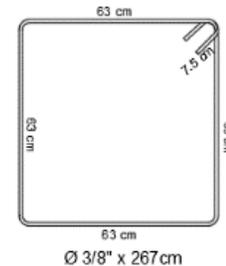
Sección 60x60



Sección 65x65

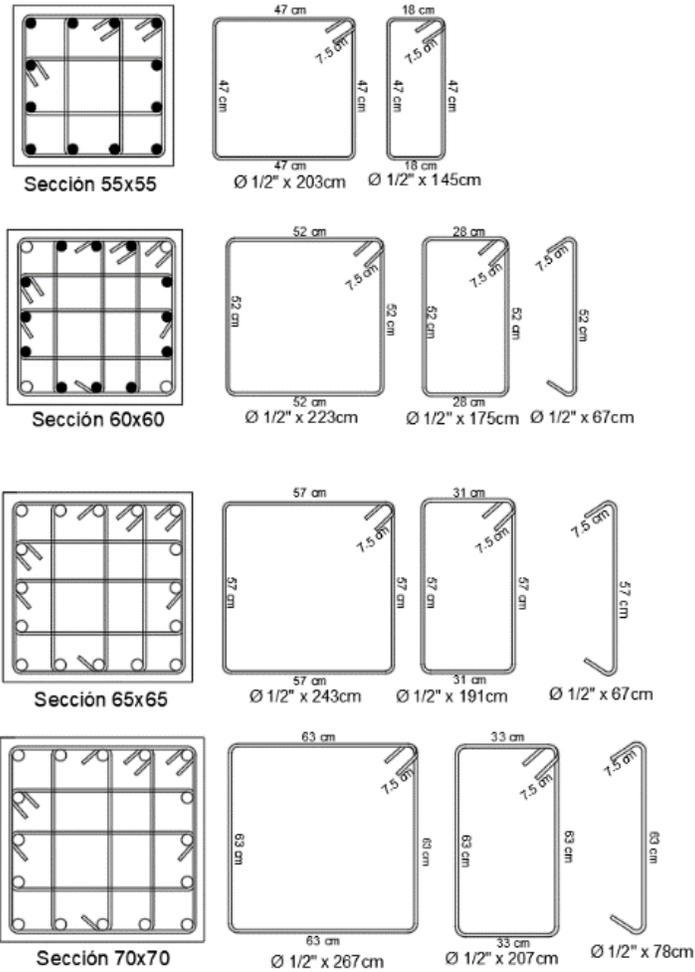


Sección 70x70



Cuantías de Acero Transversal para los Modelos "Fondonorma" y "Débil"

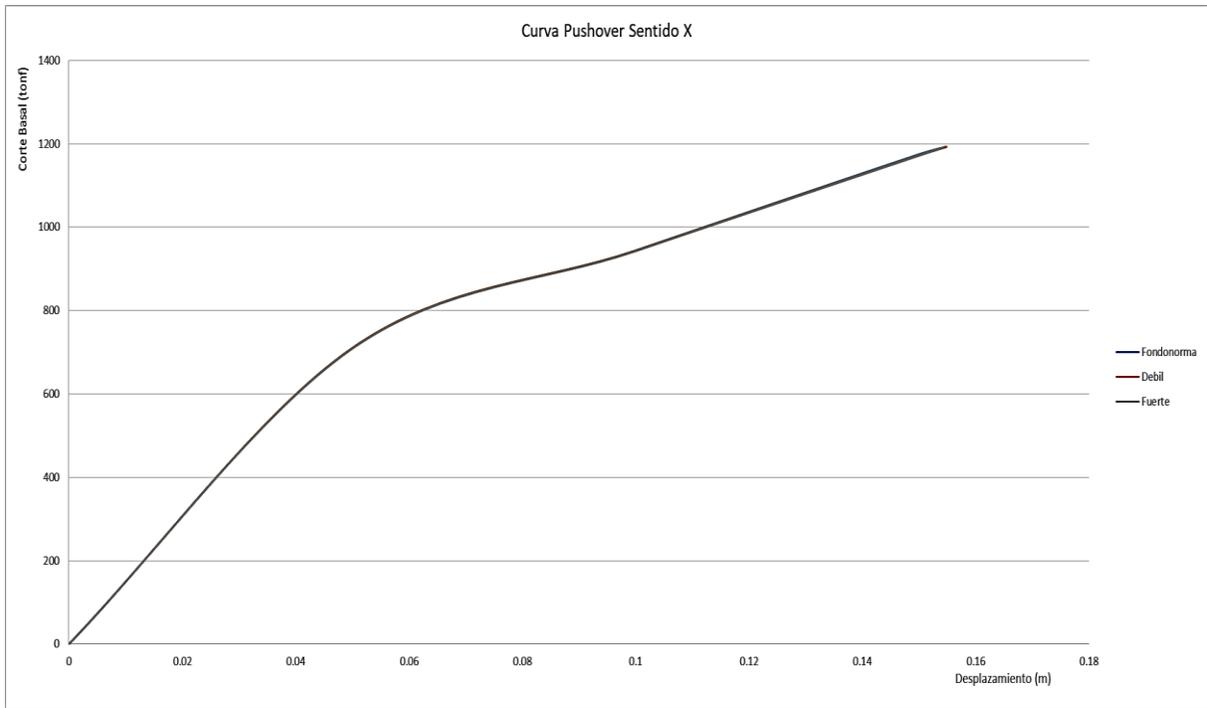
Modelo "Fuerte" @ 7cm



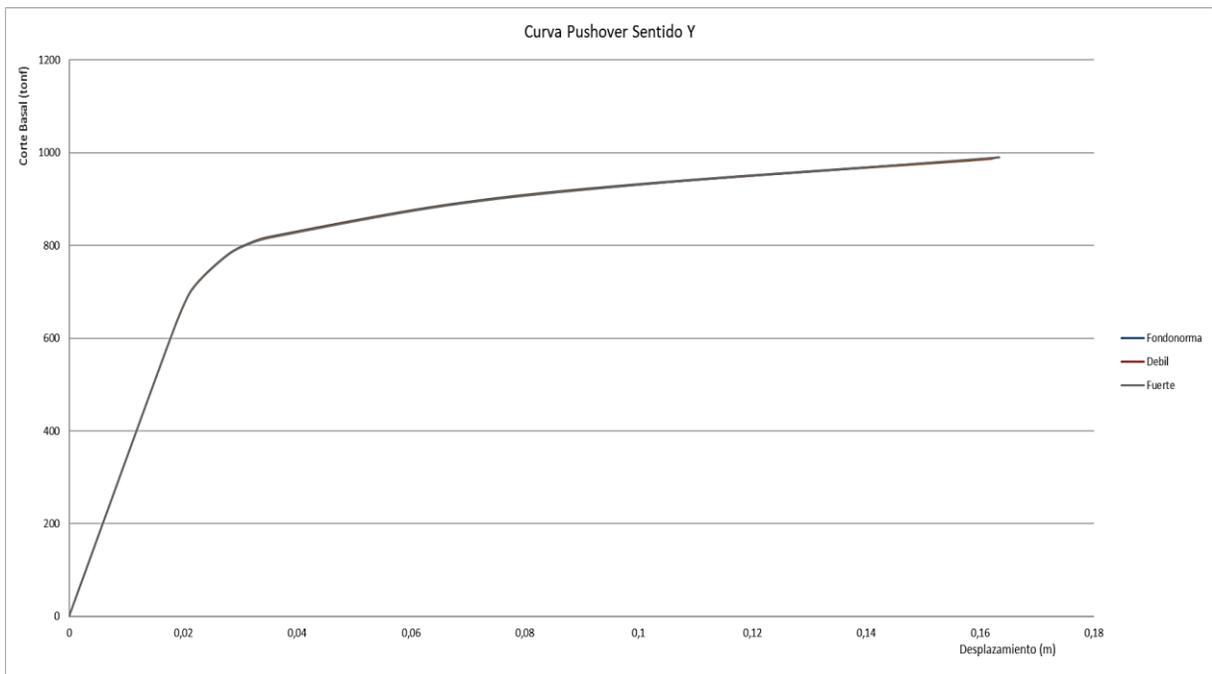
Cuantías de Acero Transversal para el Modelo "Fuerte"

2. Resultados Obtenidos.

Se presenta a continuación las curvas de pushover obtenidas para cada uno de los modelos realizados en ambos sentidos:



Curva de Pushover en Sentido "X"



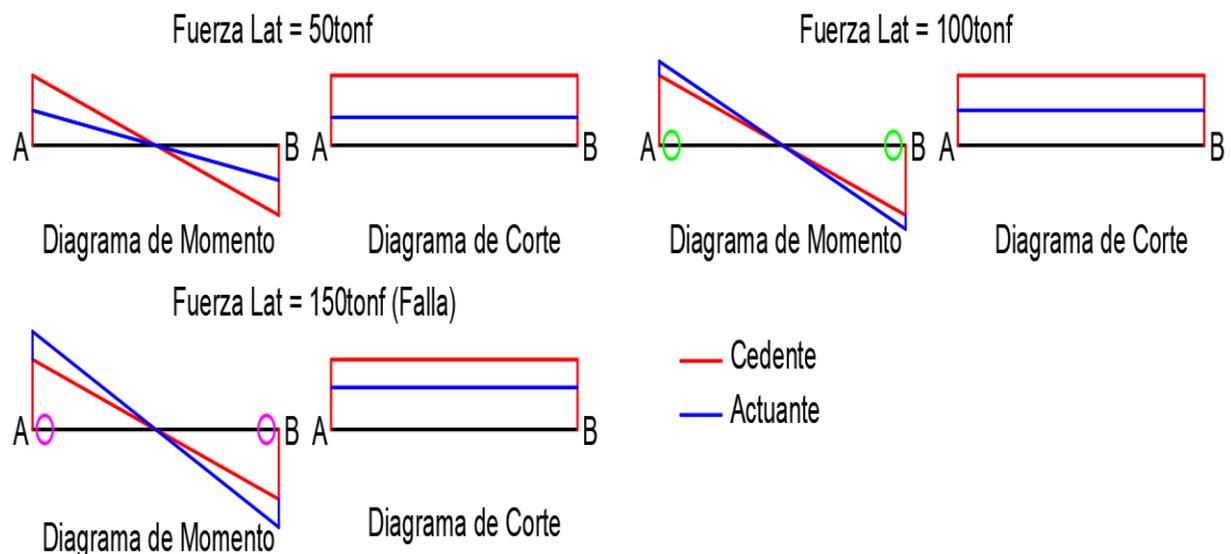
Curva de Pushover en Sentido "Y"

Aunque no parecería las figuras presentadas muestra la curva de pushover para los tres modelos, no se nota diferencia porque los resultados obtenidos son exactamente iguales para los tres casos y esto llama la atención ya que al confinar el concreto de manera correcta se aumenta la resistencia y ductilidad de los miembros. Se puede demostrar analíticamente que la sección con mayor acero de refuerzo es capaz de resistir esfuerzos mayores.

Se realizaron siete modelos diferentes variando las secciones a utilizar, inclusive casos que no cumplían con los criterios de las normas venezolanas y para todos los casos de estudio el resultado obtenido fue el mismo, no existe variación de la capacidad.

Esto se debe a que el sistema estructural a utilizar es el aporticado, en el cual los miembros se encuentran en su mayoría bajo esfuerzos de flexión, inclusive las columnas para un edificio de baja altura como el diseñado la carga axial no es significativa. Al aplicar el análisis estático no lineal, las vigas y columnas de la edificación fallan debido a esfuerzos cortantes, esto sirve como demostración que al diseñar una estructura de manera conservadora bajo los criterios de las normas sismo-resistentes venezolanas los miembros no presentan fallas por corte.

Se presenta a continuación una dramatización de lo que se encuentra ocurriendo en los miembros de los modelos de estudio:



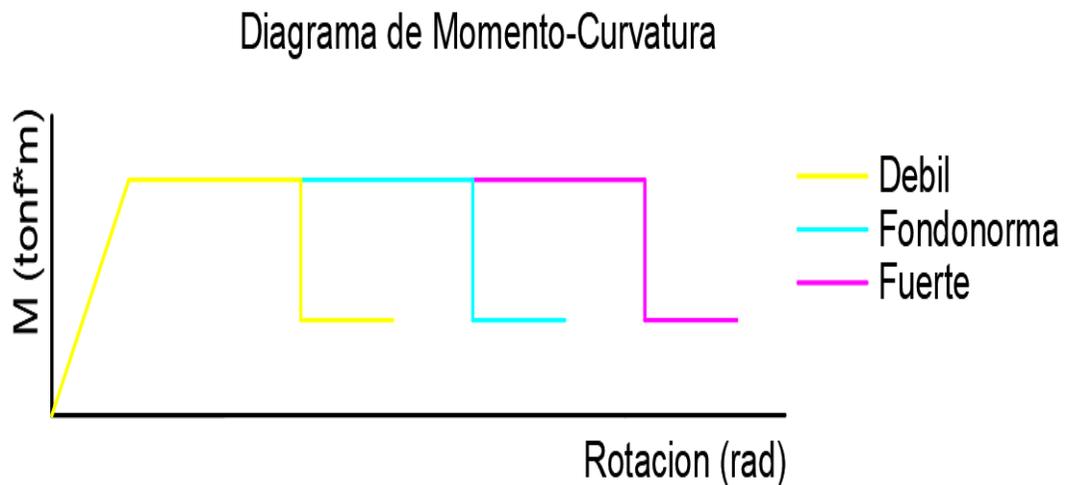
Lo que se busca representar es como los miembros de la edificación, falla por flexión mientras que el corte actuante no se acerca al corte de cedencia.

3. Posibles Soluciones:

Se plantean dos posibles soluciones para poder lograr que los resultados obtenidos en el análisis estático no lineal presenten diferencias para los tres modelos presentados.

- La primera solución planteada es encontrar una ecuación que relaciones el momento cedente de la sección del miembro y la cuantía de acero transversal definida, con la finalidad de poder definir un diagrama de momento-curvatura para cada uno de los modelos y en base a estos definir los valores de “a”, “b” y “c” de las rotulas plásticas en el programa de análisis estructural ETABSv16.2.0.

Se presenta a continuación un ejemplo de lo que serían los diagramas de momento-curvatura obtenidos para cada modelo.



Al definir las rotulas plásticas bajo diferentes parámetros para cada caso de estudio, los resultados obtenidos deberían variar.

- Otra manera de poder obtener las diferencias que aporte la cuantía de acero transversal en el momento cedente del miembro es mediante las tablas de parámetros presentada por la ASCE/SEI 41-13. En este estudio son las tablas 2-3 y 2-4. Lo que se plantea en este caso es definir las rótulas plásticas bajo los valores propuestos, pero utilizar diferentes parámetros para cada caso.

Para el caso denominado “Fuerte” se plantea utilizar los mayores parámetros de la tabla, para el caso “Débil” los menores parámetros y para el caso de la “Fondonorma” realizar una interpolación lineal entre estos dos. A continuación, se presenta como se tomarían los valores para cada uno de los modelos.

Conditions	Modeling Parameters*			Acceptance Criteria*		
	Plastic Rotations Angle (radians)	Residual Strength Ratio	c	Plastic Rotations Angle (radians)		
				IO	LS	CP
a	b					
Condition i.^b						
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$					
≤ 0.1	≥ 0.006		0.035	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006		0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
≤ 0.1	$= 0.002$		0.027	0.034	0.2	0.005 0.027 0.034
≥ 0.6	$= 0.002$		0.005	0.005	0.0	0.002 0.004 0.005
Condition ii.^b						
$\frac{P}{A_s f'_c}$	$\rho = \frac{A_s}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d \sqrt{f'_c}}$				
≤ 0.1	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.032	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≤ 0.1	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.025	0.060	0.2	0.005 0.045 0.060
≥ 0.6	≥ 0.006	$\leq 3 (0.25)$	0.010	0.010	0.0	0.003 0.009 0.010
≥ 0.6	≥ 0.006	$\geq 6 (0.5)$	0.008	0.008	0.0	0.003 0.007 0.008
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.012	0.012	0.2	0.005 0.010 0.012
≤ 0.1	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.006	0.006	0.2	0.004 0.005 0.006
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\leq 3 (0.25)$	0.004	0.004	0.0	0.002 0.003 0.004
≥ 0.6	≤ 0.0005	$\geq 6 (0.5)$	0.0	0.0	0.0	0.0 0.0 0.0
Condition iii.^b						

Tabla de Parámetros para Columnas de la ASCE/SEI 41-13

Aplicando estos valores, nuevamente debería de existir una variación para los resultados obtenidos en cada caso.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

COVENIN 1756:2001 (2001). *Edificaciones Sismo-resistentes Parte 1: Articulado (1ra Revisión)*. FONDONORMA. Ministerio de Infraestructuras Dirección General Sectorial de Equipamiento Urbano. Caracas, Venezuela.

Fondonorma 1753:2006 (2006). *Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural (1ra Revisión)*. FONDONORMA. Ministerio de Infraestructuras Dirección General Sectorial de Equipamiento Urbano. Caracas, Venezuela.

AIC (2014). *ACI 318S-14, Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute. Farmington Hills, MI, USA.

FEMA (2000). *FEMA 356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C., USA.

FEMA (2005). *FEMA 440, Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*, Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency. Washington, D.C., USA.

ASCE (2013). *ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*, American Society of Civil Engineers. Reston, VA, USA.

Denpongpan, T., Shima, H. (2005). *Effect of Axial Load on Ductility of Reinforced Concrete Columns*. Singapur, Republica de Singapur: Our World in Concrete & Structures.

SIDETUR (2010). *Modelado de Estructuras. Análisis y Realidad*. Caracas, Venezuela: II Seminario Técnico de SIDETUR, Proyectos Estructurales Asistidos por Computadora.

Alonso, J. (2014). *Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones*. PAG Marketing Soluciones C.A. Caracas, Venezuela.

- Gutiérrez, A. (2015). *Método del Análisis No Lineal (Pushover)*. Recopilación de Notas.
- Aguiar, R. (2006). *Evaluación Rápida de la Deriva Máxima de Piso para Calcular la Vulnerabilidad Sísmica de Estructuras*. Barcelona, España: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería.
- Aguiar, R. (2003). *Análisis Sísmico por Desempeño*. Sangolquí, Ecuador: Centro de la Investigación Científica.
- Toledo, V. (2011). *Ingeniería Sísmica Basada en Desempeño*. Perú: Comunidad para la Ingeniería Civil.
- Habibullah, A., Pyle, S. (1998). *Practical Three Dimensional Nonlinear Static Pushover Analysis*. Structure Magazine, winter.
- Reboredo, A. (s.f). *El Análisis Dinámico de Construcciones Sismo Resistentes*.
- Winter, G., Nilson, A.H. (1977). *Proyecto de Estructuras de Hormigón*. Editorial Reverté, S.A. Madrid, España.
- COVENIN 2002:1998 (1988). *Criterios y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*. FONDONORMA. Ministerio del Desarrollo Urbano Dirección General Sectorial de Edificaciones. Caracas, Venezuela.
- Ramirez, C. (2016). *Estimación de la Capacidad Sismo-Resistente en Edificaciones de Concreto Armado Modeladas con Acero Comercial Aplicando el Método Análisis Estático No Lineal "Pushover"* (Tesis de Especialista). Universidad Católica Andrés Bello. Caracas.
- López, O.A., Del Re Ruiz, G. (2008). *Evaluación de los Métodos de Análisis Estático No-Lineal para Determinar la Demanda Sísmica en Estructuras Aporticadas de Concreto Armado*. Boletín Técnico del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales Volumen 46 N° 3 (IMME), Facultad de Ingeniería, Universidad Central de Venezuela, Caracas.

Guevara, N., Osorio, S., Vargas, E. (2006). *Evaluación de la Capacidad Estructural del Edificio de la Biblioteca de las Ingenierías y Arquitectura, Utilizando Análisis Estático No Lineal* (Tesis de Pregrado). Universidad de El Salvador. El Salvador.

Rodríguez, S. (2015). *Diagramas momento-curvatura para secciones de hormigón armado. Determinación del valor de ductilidad local de una sección de hormigón armado. Empleo del programa matlab aplicaciones estructurales a nivel seccional (parte II)*. Madrid, España: Universidad Politécnica de Madrid.

Leelataviwat, S., Saewon, W., Goel, S. (2009). *Application of Energy Balance Concept in Seismic Evaluation of Structures*. Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers (ASCE). Reston, VA. USA

Filiatrault, A., Tinawi, R., Lèger, P. (1992). *The use of energy balance in nonlinear seismic analysis*. Earthquake Engineering, Tenth World Conference. Balkema, Rotterdam. Holanda.