

# **TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

## **EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE – VIGA DEBIL SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753-2006**

Presentado ante la Ilustre  
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Jaén, Axel.

Sergent, Rigel.

Para optar al Título de  
Ingeniero Civil

Caracas, Noviembre 2012

# **TRABAJO ESPECIAL DE GRADO**

## **EVALUACIÓN DE LA CONDICION COLUMNA FUERTE – VIGA DEBIL SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753-2006**

Tutor académico: Profe. Marinilli, Ángelo

Presentado ante la Ilustre  
Universidad Central de Venezuela  
Por los Brs.:  
Jaén, Axel.  
Sergent, Rigel  
Para optar al Título de  
Ingeniero Civil

Caracas, Noviembre 2012

Por la presente certifico que he leído el Trabajo Especial de Grado **“EVALUACIÓN DE LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE – VIGA DEBIL SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753-2006”**, desarrollado por los bachilleres: Axel Jaén y Rigel Sergent, para optar por el título de Ingeniero Civil, y lo encuentro apropiado tanto en su contenido como en su formato y apariencia externa.

Considerando que cumple con los requisitos exigidos por la Escuela de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería de la UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA, autorizo que se proceda a la entrega de los ejemplares respectivos ante el Departamento de Ingeniería Estructural, para que sea sometido a evaluación por parte del jurado examinador que se le sea designado.

En Caracas, a los ( ) días del mes de ( ) del año 2012.

Ángelo Marinilli

**ACTA**

El día \_\_\_\_\_ Se reunió el jurado formado por los profesores:

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_.

Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado “**EVALUACIÓN DE LA CONDICION COLUMNA FUERTE – VIGA DEBIL SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753-2006**”, Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar por el Título de **INGENIERO CIVIL**.

Una vez oída la defensa oral que los bachilleres hicieron de su Trabajo Especial de Grado, este jurado decidió las siguientes calificaciones:

NOMBRE	CALIFICACION	
	Números	Letras
Br. Axel Aníbal Jaén Martínez		
Br. Rigel Marcos Sergent Viloría		

Recomendaciones:

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_.

FIRMAS DEL JURADO

\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_  
\_\_\_\_\_.

Caracas, \_\_\_\_ de \_\_\_\_ de 20\_\_

## DEDICATORIA

*A mis Padres*

*Reina de los Angeles y Anibal Roberto*

*A mi Hermana*

*Hannah Cibeles*

*Axel A. Jaén M.*

*A mi Madre*

*Mélida Vilonia*

*Rigel Sergent*

## **AGRADECIMIENTOS**

A mis padres, mi hermana y mi prima Carla por brindarme todo el apoyo necesario para lograr esta meta.

A Jose, El Chino, Manu, Rey y Fre, que me acompañaron incluso desde mucho antes de empezar la carrera; y al resto de los “enanos” que me permitieron vivir una etapa muy entretenida en la universidad.

A Jeny por el apoyo incondicional y la motivación para alcanzar las metas que nos propusimos con pasos firmes y a todos los compañeros de la escuela de civil que fueron pieza fundamental para la conclusión de mis estudios. Mencionarlos a todos sería olvidarme de alguno.

Al profesor Ángelo Marinilli, por fomentar de manera apropiada el desarrollo de la ingeniería en nuestra casa de estudio; y por la disposición y la entereza propia de una excelente calidad humana.

A mi compañero Rigel por el apoyo y el ingenio necesario para concluir el proyecto dichosamente.

Por último, a todas y cada una de las personas que nos ayudaron a culminar esta meta tan esencial.

Muchas gracias.

**Axel Jaén**

En primer lugar a *mi madre*, que ha luchado, trabajado, sacrificado, ha hecho lo imposible por mi hermano y por mí, que vive por nosotros, que levantó esta pequeña pero feliz familia, que construyó un hogar garantizando que nunca nos faltara nada, que antes de intereses personales siempre nos puso por delante, que siempre nos inculcó – y aún lo hace - valores humanos para ser cada día mejores personas. Gracias a mi madre hoy alcanzo mi primera gran meta en la vida.

A *mi hermano Jamel*, con el crecí y he compartido toda mi vida. Por ser junto a mi mamá y mi tío mi familia. Sigamos alcanzando metas y superando retos.

A *mi novia Lilly*, por haber compartido hermosos momentos y una etapa linda de nuestras vidas. Gracias por estar a mi lado. Sigamos construyendo el camino.

A *mis panas y amigos de la UCV*. Primero el Enano, el Cachaco y Española, por ser más que mis panas mis hermanos del alma. A Fernando, Blinky, Hernán, el Chino Fung y todos los “Shortys” y “Calle Ciega” por haber hecho de mi larga estadía en la UCV un sitio “pa’ pasarla mejor”. A mis amigas Aura y Graziana, a mi pana Astrid. A los panas con los que comencé desde Ciencias: Canache, el Goccho y Abelardo. A todas las y los panas de Utopía, por haberme abierto los ojos. A los que me apoyaron cuando ya parecía tarde: Jean, Rosangel, Victor T, Alexander Marín, Nestor y especialmente al pana Eude. A mis panas que me ayudaron a cerrar éste ciclo: Abraham, Soprano, el “Bro”, Enver, Axel.

A los que *hicieron posible la realización del presente Trabajo Especial de Grado*: al profesor Marinilli, nuestro tutor, por toda su enseñanza, esmero y dedicatoria, siempre supo transmitir con claridad su conocimiento, no sólo para llevar a cabo éste trabajo, sino también para nuestro futuro. Nuevamente a mi pana Axel, compañero de *T.E.G.*, por su confianza y apoyo fundamental para cumplir este sueño.

Al *Comandante*, por haber transformado mi forma de ver el mundo, por hacer de mí un hombre con mejores valores y elevar mi conciencia, y por liderar esa utopía tan necesaria en la que “algunos” creemos.

A la *Universidad Central de Venezuela*, a pesar del mar de contradicciones me enseñaste tantas cosas de la vida, no sólo profesional y técnicamente, sino también personalmente, en ella han pasado inolvidables momentos de mi vida.

En fin, a todas y todos, los que no creyeron y los que creyeron en mí desde el principio, y como dice la frase célebre: “No sólo no hubiese sido nada sin ustedes, sino con toda la gente que estuvo a mi alrededor desde el comienzo; algunos siguen hasta hoy. ¡Gracias totales!” (Adaptado de G.C).

**Rigel Sergent**



**Jaén, M. Axel, A.**

**Sergent, V. Rigel, M.**

**EVALUACIÓN DE LA CONDICION COLUMNA FUERTE – VIGA DEBIL  
SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753-2006.**

**Tutor académico: Prof. Ángelo Marinilli.**

**Trabajo Especial de Grado. Ciudad Universitaria de Caracas, Facultad de  
Ingeniería. Escuela de Ingeniería Civil. 2012. n° pág. 129.**

Palabras Clave: Concreto Armado, Mecanismos Plásticos de Colapso, Columna Fuerte Viga Débil, Análisis Estático No Lineal.

**RESUMEN**

Ante la eventualidad sísmica a la que puede ser sometida una estructura de concreto armado, se espera que sea capaz de generar una respuesta adecuada, formando rótulas plásticas en las vigas antes que en las columnas. Dicho razonamiento es el que se denomina comúnmente como *columna fuerte – viga débil*. Los procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 tienen como objeto reducir el riesgo de cedencia en las columnas, para evitar que se generen mecanismos de falla que puedan conducir a la inestabilidad de la estructura; sin embargo, no se establece algún criterio de elección entre los dos procedimientos, dejando esto a criterio del proyectista.

En este Trabajo Especial de Grado se evaluó la efectividad de los procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, para generar la condición columna fuerte viga débil en estructuras aporticadas. Inicialmente se diseñaron dos estructuras regulares en concreto armado según los lineamientos establecidos en la normativa venezolana vigente. Para esto se predimensionaron los elementos estructurales a fin de soportar las acciones gravitacionales asignadas según la Norma Venezolana Covenin 2002-1988 y las acciones sísmicas derivadas del análisis sismorresistente impuesto por la Norma

Venezolana Covenin 1756-2001. Se determinaron las áreas de acero longitudinal necesarias para resistir las solicitaciones actuantes y se generaron propuestas de barras de acero colocadas en las secciones que cumplieran con los valores requeridos para el análisis.

Se realizó la verificación del cumplimiento de la resistencia mínima a flexión en columnas usando los dos procedimientos establecidos en el capítulo 18 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006. Se procedió con el ajuste normativo generando nuevas estructuras que garantizaron el cumplimiento de las condiciones establecidas en el procedimiento 1 y posteriormente nuevas estructuras que garantizaran el cumplimiento del procedimiento 2. Se evaluó el comportamiento sismorresistente de cada modelo ejecutando análisis estáticos no lineales (pushover), considerando sólo la formación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos, por flexión en vigas y por interacción de flexión y carga axial en columnas, mediante el uso del programa computacional SAP2000.

Debido a la poca efectividad observada en las estructuras, luego del ajuste para el cumplimiento del procedimiento 1 y luego del ajuste para el cumplimiento del procedimiento 2, a fin de evitar la formación de mecanismos plásticos de colapso perjudiciales y a obtener comportamientos dúctiles adecuados, se propusieron y evaluaron diferentes relaciones de resistencias mínima a flexión en columnas y vigas como ajuste a cada procedimiento y se estudió su incursión en el rango inelástico a través de análisis estáticos no lineales.

De las etapas resultantes en los casos de estudio, se concluyó que los procedimientos 1 y 2 propuestos en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 no evitan la formación de mecanismos plásticos de colapso que involucran a las columnas. Además, que los mecanismos plásticos deseados se forman cuando se aumenta la relación de resistencias propuesta por el Procedimiento 1 a valores superiores a “2,00”; y cuando se aumenta la relación de resistencias propuesta por el Procedimiento 2 a valores aproximados a “1,40”.

## ÍNDICE

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
<b>CAPITULO I</b>	
<b>PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA .....</b>	<b>2</b>
I.1 El problema de investigación .....	2
I.2 Objetivos .....	5
I.3 Justificación .....	6
<b>CAPITULO II</b>	
<b>MARCO TEORICO.....</b>	<b>7</b>
II.1 Ingeniería Estructural .....	7
II.2 Análisis y Diseño Estructural .....	8
II.3 Cargas Estructurales.....	9
II.3.1 Cargas Muertas o Acción Permanentes .....	10
II.3.2 Cargas Vivas o Acción Variable.....	10
II.3.3 Cargas o Acciones Accidentales.....	10
II.3.4 Combinaciones de carga.....	11
II.4 Criterios Generales en el Análisis y Diseño Estructural.....	12
II.4.1 ACI 318-05.....	12
II.4.2 SEAOC .....	13
II.4.3 FEMA.....	13
II.4.4 Norma Venezolana .....	13
II.5 Consideraciones Generales del Diseño Sismorresistente .....	15
II.5.1 Comportamiento sísmico en las estructuras .....	15
II.5.2 Tipos de Estructuras .....	17
II.5.3 Tipos de estructuras según el nivel de diseño.....	17
II.5.4 Irregularidades en estructuras.....	18
II.5.5 Irregularidad en planta .....	18
II.5.6 Entrantes y salientes .....	18
II.5.7 Discontinuidad del diafragma .....	19

II.5.8	Sistemas portantes no paralelos .....	20
II.5.9	Irregularidad vertical.....	20
II.5.10	Discontinuidad en ejes de columnas.....	20
II.5.11	Irregularidad en la distribución de las rigideces.....	20
II.5.12	Irregularidad en la distribución vertical de masas .....	21
II.5.13	Irregularidad geométrica vertical .....	21
II.6	Consideraciones especiales para el diseño sísmico .....	21
II.6.1	Miembros solicitados a flexión .....	22
II.6.2	Falla a tensión (viga subreforzada) .....	23
II.6.3	Falla a compresión (viga sobreforzada) .....	24
II.6.4	Falla Balanceada .....	24
II.6.5	Diseño de vigas .....	25
II.6.6	Miembros solicitados a flexión y carga axial. ....	26
II.6.7	Diseño de columnas.....	29
II.6.8	Formación de articulaciones Plásticas .....	30
II.6.9	Procedimiento 1. Verificación por nodo. ....	31
II.6.10	Procedimiento 2. Verificación por nivel. ....	32
II.7	Métodos de Análisis estructural.....	33
II.7.1	Análisis estático Lineal .....	33
II.7.2	Análisis Estático No Lineal .....	33
II.8	El modelado de las estructuras y El uso de computadora .....	35
II.9	Límites de deriva asociados con diferentes niveles de daño no estructural.....	36
 <b>CAPITULO III</b>		
	<b>MÉTODO .....</b>	<b>37</b>
III.1	Recopilación de información .....	37
III.2	Proyecto .....	37
III.3	Predimensionado del modelo .....	37
III.3.1	Análisis de cargas.....	38
III.3.2	Acción Sísmica .....	38
III.3.3	Combinaciones de carga.....	38

III.3.4 Deriva .....	38
III.4 Diseño.....	38
III.5 Verificación según el Procedimiento 1 .....	39
III.6 Verificación según el Procedimiento 2.....	39
III.7 Ajuste normativo del procedimiento 1 .....	40
III.8 Ajuste normativo del procedimiento 2 .....	40
III.9 Ajuste planteado del procedimiento 1 .....	40
III.10 Ajuste planteado del procedimiento 2 .....	40
<b>CAPITULO IV</b>	
<b>TOPICOS GENERALES DEL ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL .....</b>	<b>42</b>
IV.1 Propiedades de los materiales .....	42
IV.2 Acciones Gravitacionales .....	42
IV.3 Análisis Sísmico para el diseño.....	43
IV.4 Estructura 1 .....	45
IV.5 Estructura 2 .....	51
IV.6 Análisis Estático no lineal .....	58
<b>CAPITULO V</b>	
<b>RESULTADOS Y ANÁLISIS .....</b>	<b>59</b>
V.1 Análisis de la Estructura 1 Original .....	59
V.2 Ajuste para cumplir el Procedimiento 1 en la Estructura 1 .....	66
V.3 Ajuste para cumplir el Procedimiento 2 en la Estructura 1 .....	69
V.4 Análisis de la Estructura 2 Original .....	71
V.5 Ajuste para cumplir el Procedimiento 1 en la Estructura 2 .....	78
V.6 Ajuste para cumplir el Procedimiento 2 en la Estructura 2 .....	81
V.7 Ajustes propuestos a los procedimiento 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.....	84
V.8 Ajuste del Procedimiento 1 en la Estructura 1 a la relación propuesta: “1.50” .....	84
V.9 Ajuste del Procedimiento 1 en la Estructura 1 a la relación propuesta: “2.00” .....	87
V.10 Ajuste del Procedimiento 1 a la relación propuesta en la Estructura 1: “2,10” .....	90
V.11 Ajuste del Procedimiento 2 a la relación propuesta en la Estructura 1: “1.40” .....	93

V.12 Comparación de los resultados obtenidos en la Estructura 1 con los diversos ajustes en ambos procedimientos y patrones de carga.....	96
V.13 Ajuste del Procedimiento 1 en la estructura 2 a la relación propuesta: “1,50” ....	101
V.14 Ajuste del Procedimiento 1 en la estructura 2 a la relación propuesta: “2,00” ....	104
V.15 Ajuste del Procedimiento 1 en la Estructura 2 a la relación propuesta “2,30”.....	108
V.16 Ajuste del Procedimiento 2 en la Estructura 2 a la relación propuesta “1.40”.....	111
V.17 Comparación de los resultados obtenidos en la Estructura 2 con los diversos ajustes en ambos procedimientos y patrones de carga.....	114
<b>CAPITULO VI</b>	
<b>CONCLUSIONES .....</b>	<b>120</b>
<b>RECOMENDACIONES .....</b>	<b>125</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>	<b>127</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

<b>Figura 2.1:</b> Acueducto de Roma.....	8
<b>Figura 2.2:</b> Esquema básico de clasificación de cargas. ....	11
<b>Figura 2.3:</b> Desplazamiento de terreno y fuerza de inercia de la estructura. ....	15
<b>Figura 2.4:</b> Irregularidades en planta – Entrantes y salientes.....	19
<b>Figura 2.5:</b> Irregularidad de Diafragma.....	19
<b>Figura 2.6:</b> Piso Blando.....	21
<b>Figura 2.7:</b> Hipótesis ACI 318-08 sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos en la zona de compresión. ....	23
<b>Figura 2.8:</b> Tipos de fallas de columnas sometidas a flexo-compresión.....	27
<b>Figura 2.9:</b> Diagrama de interacción típico para una sección rectangular. ....	28
<b>Figura 2.10:</b> Formación de rótulas plásticas.....	30
<b>Figura 2.11:</b> Curva generalizada de esfuerzo-deformación. ....	35
<b>Figura 4.1:</b> Espectro elástico de respuesta y espectro sísmico de diseño.....	44
<b>Figura 4.2:</b> Perspectivas de la Estructura 1 .....	45
<b>Figura 4.3:</b> Dimensiones de los elementos del portico 1.1.....	46
<b>Figura 4.4:</b> Dimensiones de los elementos del pórtico 1.2.....	46
<b>Figura 4.5:</b> Dimensiones de los elementos del portico 1.A y 1.B.....	47
<b>Figura 4.6:</b> Acero de refuerzo del pórtico 1.1 .....	49
<b>Figura 4.7:</b> Acero de refuerzo del pórtico 1.2 .....	49
<b>Figura 4.8:</b> Acero de refuerzo del pórtico 1.B.....	50
<b>Figura 4.9:</b> Acero de refuerzo del pórtico 1.C.....	50
<b>Figura 4.10:</b> Perspectivas de la Estructura 2 .....	51
<b>Figura 4.11:</b> Dimensiones de los elementos del portico 2.1.....	52
<b>Figura 4.12:</b> Dimensiones de los elementos del portico 2.2.....	52
<b>Figura 4.13:</b> Dimensiones de los elementos del portico 2.A.....	53
<b>Figura 4.14:</b> Acero de refuerzo del pórtico 2.1 .....	55
<b>Figura 4.15:</b> Acero de refuerzo del pórtico 2.2 .....	56
<b>Figura 4.16:</b> Acero de refuerzo del pórtico 2.A .....	57

<b>Figura 4.17:</b> Acero de refuerzo del pórtico 2.B.....	57
<b>Figura 5.1:</b> Mecanismo plástico de colapso del Pórtico 1.2 de la Estructura 1 Original. ....	61
<b>Figura 5.2:</b> Curva de capacidad de la Estructura 1 Original en dirección X.....	62
<b>Figura 5.3:</b> Mecanismo plástico de pórticos en dirección Y de la Estructura 1 .....	65
<b>Figura 5.4:</b> Curva de capacidad de la Estructura 1 Original en dirección Y.....	65
<b>Figura 5.5:</b> Refuerzo en columnas para cumplir el Procedimiento 1 en Pórtico 1.2.....	66
<b>Figura 5.6:</b> Mecanismos plásticos de colapso: (a) pórtico 1.1, (b) pórtico 1.2 .....	67
<b>Figura 5.7:</b> Curva de capacidad de la Estructura 1 ajustada al Procedimiento 1 .....	68
<b>Figura 5.8:</b> Refuerzo en columnas para cumplir el Procedimiento 2 en el Pórtico 1.2.....	69
<b>Figura 5.9:</b> Mecanismos plásticos de colapso: (a) Patrón 1, (b) Patrón 2.....	70
<b>Figura 5.10:</b> Curva de capacidad de la Estructura 1 ajustada al Procedimiento 2 .....	71
<b>Figura 5.11:</b> Mecanismo plástico de colapso en Estructura 2 Original en la dirección X (a) patrón de carga 1 (b) patrón de carga 2 .....	73
<b>Figura 5.12:</b> Curva de capacidad de la Estructura 2 Original en dirección X.....	74
<b>Figura 5.13</b> Mecanismo plástico de pórticos en dirección Y .....	77
<b>Figura 5.14:</b> Curva de Capacidad de la Estructura 2 en la dirección Y .....	77
<b>Figura 5.15:</b> Refuerzo de columnas para cumplir el Procedimiento 1 en el Pórtico 2.1.....	78
<b>Figura 5.16:</b> Refuerzo de columnas para cumplir el Procedimiento 1 en Pórtico 2.2.....	79
<b>Figura 5.17:</b> Mecanismo plástico de colapso en Estructura 2 para cumplir Procedimiento 1 .	80
<b>Figura 5.18:</b> Curva de Capacidad de la Estructura 2 ajustada al Procedimiento 1 .....	80
<b>Figura 5.19:</b> Refuerzo de columnas para cumplir el Procedimiento 2 en Pórtico 2.1.....	81
<b>Figura 5.20:</b> Refuerzo de columnas para cumplir el Procedimiento 2 en el Pórtico 2.2.....	82
<b>Figura 5.21:</b> Mecanismo plástico de colapso en Estructura 2 para cumplir Procedimiento 2 (a) patrón de carga 1 (b) patrón de carga 2. Fuente: SAP2000 .....	83
<b>Figura 5.22:</b> Curva de Capacidad de la Estructura 2 ajustada al Procedimiento 2 .....	83
<b>Figura 5.23:</b> Refuerzo ajustado en columnas para cumplir la relación “1.50” del Procedimiento 1 en el Pórtico 1.2.....	85
<b>Figura 5.24:</b> Mecanismo plástico de colapso Estructura 1 ajustada a “1.50” .....	86
<b>Figura 5.25:</b> Curva de capacidad de la Estructura 1 ajustada al Procedimiento 1 a la relación de “1,50”. .....	86



<b>Figura 5.26:</b> Refuerzo ajustado en columnas para cumplir la relación “2.00” del Procedimiento 1 en Pórtico 1.2.....	87
<b>Figura 5.27:</b> Mecanismo plástico de colapso pórtico 1.2 Estructura 1 ajustada a “2.00”.....	88
<b>Figura 5.28:</b> Curva de capacidad de la Estructura 1 ajustada al Procedimiento 1 a la relación de “2”.....	89
<b>Figura 5.29:</b> Refuerzo ajustado en columnas para cumplir el Procedimiento 1 en la relación 90	
<b>Figura 5.30:</b> Refuerzo ajustado en columnas para cumplir la relación “2.1” del Procedimiento 1 en Pórtico 1.2.....	91
<b>Figura 5.31:</b> Mecanismo plástico deseable en Estructura 1 ajustada a “2.10” (a) pórtico 1.1, (b) pórtico 1.2.....	92
<b>Figura 5.32:</b> Curva de capacidad de la Estructura 1 ajustada al Procedimiento 1 a la relación de “2.10”.....	92
<b>Figura 5.33:</b> Refuerzo ajustado en columnas para cumplir el Procedimiento 2 en el Pórtico 1.1.....	93
<b>Figura 5.34:</b> Refuerzo ajustado en columnas para cumplir el Procedimiento 2 en el Pórtico 1.1.....	94
<b>Figura 5.35:</b> Mecanismo plástico deseable en Estructura 1 ajustada a “1,60” en el pórtico 1.1 y de “1,40” para el pórtico 1.2.....	95
<b>Figura 5.36:</b> Curva de capacidad de la Estructura 1 ajustada al Procedimiento 2 a la relación de “1,40”.....	95
<b>Figura 5.37:</b> Curvas de capacidad de la Estructura 1 sometida al patrón de cargas triangular.....	97
<b>Figura 5.38:</b> Curvas de capacidad de la Estructura 1 sometida al Patrón de cargas constante	99
<b>Figura 5.39:</b> gráfica comparativa del incremento de acero respecto a la estructura original .	100
<b>Figura 5.40:</b> Refuerzo de columnas para cumplir la relación “1,50” del Procedimiento 1 en Pórtico 2.1.....	101
<b>Figura 5.41:</b> Refuerzo de columnas para cumplir la relación “1,50” del Procedimiento 1 en el Pórtico 2.2.....	102
<b>Figura 5.42:</b> Mecanismo plástico de colapso en Estructura 2 ajustada a la relación “1,50” del Procedimiento 2.....	103

<b>Figura 5.43:</b> Curva de Capacidad de la Estructura 2 ajustada al Procedimiento 1 a la relación “1,50” .....	103
<b>Figura 5.44:</b> Refuerzo de columnas para cumplir la relación “2,00” del Procedimiento 1 en Pórtico 2.1.....	104
<b>Figura 5.45:</b> Refuerzo de columnas para cumplir la relación “2,00” del Procedimiento 1 en el Pórtico 2.2.....	105
<b>Figura 5.46:</b> Mecanismo plástico de colapso en Estructura 2 con ajuste de “2,00” para el Procedimiento 1. (a) patrón de carga 1 (b) patrón de carga 2. ....	106
<b>Figura 5.47:</b> Curva de Capacidad de la Estructura 2 ajustada al Procedimiento 1 a la relación “2,00”.....	107
<b>Figura 5.48:</b> Refuerzo ajustado en columnas para cumplir el Procedimiento 1 en la relación “2.30” en el Pórtico 2.1. ....	108
<b>Figura 5.49:</b> Refuerzo ajustado en columnas para cumplir la relación “2.30” del Procedimiento 1 en Pórtico 2.2.....	109
<b>Figura 5.50:</b> Mecanismo plástico deseable en Estructura 2 ajustada a “2.30”,.....	110
(a) patrón 1 (b) patrón 2. Fuente: SAP2000 .....	110
<b>Figura 5.51:</b> Curva de capacidad de la Estructura 2 ajustada para el Procedimiento 1 a la relación de “2.10”.....	110
<b>Figura 5.52:</b> Refuerzo ajustado en columnas para cumplir la relación “1,40” del Procedimiento 2 en Pórtico 2.1.....	112
<b>Figura 5.53:</b> Refuerzo ajustado en columnas para cumplir la relación “1,40” del Procedimiento 2 en Pórtico 2.2.....	112
<b>Figura 5.54:</b> Mecanismo plástico deseable en Estructura 2 ajustada a “1,40” Procedimiento 2.....	113
<b>Figura 5.55:</b> Curva de capacidad de la Estructura 2 ajustada para el Procedimiento 2 a la relación de “1,40”.....	114
<b>Figura 5.56:</b> Curvas de capacidad de la Estructura 2 sometida al Patrón de cargas triangular.....	116
<b>Figura 5.57:</b> Curvas de capacidad de la Estructura 2 sometida al Patrón de cargas constante	117
<b>Figura 5.58:</b> Gráfica comparativa del incremento de acero respecto a la estructura original	119

## ÍNDICE DE TABLAS

<b>Tabla 2.1.</b> Áreas y/o componentes en los cuales debe extenderse el cumplimiento de los requerimientos de diseño ND3. ....	18
<b>Tabla 2.2.</b> Límites de distorsión (%) asociados a niveles de daño .....	36
<b>Tabla 4.1:</b> Acciones gravitacionales de entrepiso .....	43
<b>Tabla 4.2:</b> Acciones gravitacionales de techo .....	43
<b>Tabla 4.3:</b> Parámetros del espectro de diseño .....	44
<b>Tabla 4.4:</b> Propiedades dinámicas de la Estructura 1 .....	48
<b>Tabla 4.5:</b> Distorsión por piso de la Estructura 1 .....	48
<b>Tabla 4.6:</b> Propiedades dinámicas de la Estructura 2 .....	53
<b>Tabla 4.7:</b> Distorsión por piso de la Estructura 2 .....	54
<b>Tabla 5.1:</b> Evaluación por nodos del Pórtico 1.1 .....	59
<b>Tabla 5.2:</b> Evaluación por nivel del Pórtico 1.1 .....	60
<b>Tabla 5.3:</b> Evaluación por nodos del Pórtico 1.2 .....	60
<b>Tabla 5.4:</b> Evaluación por nivel del Pórtico 1.2 .....	60
<b>Tabla 5.5:</b> Evaluación por nodos del Pórtico 1.A .....	63
<b>Tabla 5.6:</b> Evaluación por nivel del Pórtico 1.A .....	63
<b>Tabla 5.7:</b> Evaluación por nodos del Pórtico 1.B .....	64
<b>Tabla 5.8:</b> Evaluación por nivel del Pórtico 2.B .....	64
<b>Tabla 5.9:</b> Valores del ajuste según el Procedimiento 1 del pórtico 1.2 .....	67
<b>Tabla 5.10:</b> Valores del ajuste según el Procedimiento 2 del Pórtico 1.2 .....	70
<b>Tabla 5.11:</b> Evaluación por nodos del pórtico 2.1 .....	72
<b>Tabla 5.12:</b> Evaluación por nivel del pórtico 2.1 .....	72
<b>Tabla 5.13:</b> Evaluación por nodos del pórtico 2.2 .....	72
<b>Tabla 5.14:</b> Evaluación por nivel del pórtico 2.2 .....	73
<b>Tabla 5.15:</b> Evaluación por nodos del pórtico 2.A .....	75
<b>Tabla 5.16:</b> Evaluación por nivel del pórtico 2.A .....	75
<b>Tabla 5.17:</b> Evaluación por nodos del pórtico 2.B .....	75
<b>Tabla 5.18:</b> Evaluación por nivel del pórtico 2.B .....	75

<b>Tabla 5.19:</b> Evaluación por nodos del pórtico 2.C .....	76
<b>Tabla 5.20:</b> Evaluación por nivel del pórtico 2.C.....	76
<b>Tabla 5.21:</b> Valores del ajuste según Procedimiento 1 del Pórtico 2.1 .....	78
<b>Tabla 5.22:</b> Valores del ajuste según Procedimiento 1 del Pórtico 2.2 .....	79
<b>Tabla 5.23:</b> Valores del ajuste según Procedimiento 2 del Pórtico 2.1 .....	81
<b>Tabla 5.24:</b> Valores del ajuste según Procedimiento 2 del Pórtico 2.2 .....	82
<b>Tabla 5.25:</b> Valores del ajuste según relación “1.50” del pórtico 1.2 .....	85
<b>Tabla 5.26:</b> Valores del ajuste según relación “2.00” del pórtico 1.2 .....	87
<b>Tabla 5.27:</b> Valores del ajuste según relación “2.10” del pórtico 1.1 .....	90
<b>Tabla 5.28:</b> Valores del ajuste según relación “2.10” del pórtico 1.2 .....	91
<b>Tabla 5.29:</b> Valores del ajuste según el Procedimiento 2 del pórtico 1.1 .....	93
<b>Tabla 5.30:</b> Valores del ajuste según el Procedimiento 2 del pórtico 1.2 .....	94
<b>Tabla 5.31:</b> Mecanismos plásticos de colapso observados en la Estructura 1 Original y sus ajustes .....	96
<b>Tabla 5.32:</b> Cuadro comparativo de ductilidad de cada modelo .....	100
<b>Tabla 5.33:</b> Valores de relación obtenidos del ajuste a “1,50” según Procedimiento 1 del Pórtico 2.1.....	102
<b>Tabla 5.34:</b> Valores de relación obtenidos del ajuste a “1,50” según Procedimiento 1 del Pórtico 2.2.....	102
<b>Tabla 5.35:</b> Valores de relación obtenidos del ajuste a “2,00” según Procedimiento 1 del Pórtico 2.1.....	105
<b>Tabla 5.36:</b> Valores de relación obtenidos del ajuste a “2,00” según Procedimiento 1 del Pórtico 2.2.....	105
<b>Tabla 5.37:</b> Valores del ajuste según relación “2.30” del pórtico 2.1 .....	108
<b>Tabla 5.38:</b> Valores del ajuste según relación “2.30” del pórtico 2.2 .....	109
<b>Tabla 5.39:</b> Valores del ajuste según relación “1,40” del pórtico 2.1 Procedimiento 2.....	112
<b>Tabla 5.40:</b> Valores del ajuste según relación “1,40” del pórtico 2.2 Procedimiento 2.....	112
<b>Tabla 5.41:</b> Cuadro resumen de mecanismo formado para cada procedimiento de ajust .....	115
<b>Tabla 5.42:</b> Cuadro comparativo de ductilidad de cada procedimiento de ajuste .....	118

## INTRODUCCIÓN

El diseño sismorresistente de una estructura de concreto armado prevé la formación de rótulas en ciertas partes de sus elementos, de manera de generar mecanismos que garanticen su estabilidad. El comportamiento esperado para lograr dicha seguridad es la formación de rótulas en los extremos de las vigas antes que las columnas, lo cual es conocido en el área de la ingeniería como la condición de columna fuerte viga débil.

En Venezuela, un país con una vulnerabilidad sísmica importante, el cumplimiento de las variables de diseño se establecen en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, donde se organizan disposiciones especiales para edificaciones sismorresistentes de acuerdo a su nivel de diseño. Entre dichos criterios especiales se encuentra los requisitos para el diseño de columnas pertenecientes al sistema resistente a sismos, con lo cual se determina una resistencia mínima a la flexión de las columnas. Las alternativas planteadas en la norma se presentan a través del uso de dos procedimientos. El procedimiento 1 compara las resistencias a flexión de vigas y columnas que se conectan en cada nodo de la estructura. El procedimiento 2 compara la resistencia de todas las vigas y todas las columnas de cada nivel de la estructura. Ambos procedimientos tiene como objeto evitar que se formen los mecanismos de colapso indeseables (mecanismos de piso), sin embargo la norma no establece un criterio de selección entre los dos procedimientos dejando esto al razonamiento del proyectista.

Al ser tan importante la condición de columna fuerte viga débil y la generación de mecanismos que disipen eficazmente la energía para garantizar un comportamiento sísmico adecuado, resulta de interés evaluar la efectividad de los procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.

# CAPÍTULO I

## PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

### I.1 El problema de investigación

En el diseño de edificaciones regulares aporricadas es importante establecer criterios que garanticen el comportamiento adecuado de su estructura y puedan satisfacer íntegramente las necesidades que determinaron su construcción. Esta responsabilidad tan importante se viene sistematizando minuciosa y detalladamente a la par del avance tecnológico en un compendio de normas a nivel internacional a través de distintas organizaciones de total conocimiento y aval en el campo de la ingeniería civil como lo son: American Concrete Institute (ACI), Seismology Committee Structural Engineers Association of California (SEAOC), American Association of Highway and Transportation Officials (AASHTO), entre otras, y a nivel nacional por la Comisión Venezolana de Normas Industriales (COVENIN), logrando así, criterios y principios en común para el diseño de este tipo de estructuras.

Uno de los factores a considerar en el diseño de una edificación en concreto armado es la respuesta de dicha estructura ante un sismo, bajo las condiciones de diseño para la disminución o mitigación de la vulnerabilidad sísmica, ayudando con esto, a reducir los daños esperados en la estructura y proteger principalmente la vida de los seres humanos que habitan en la edificación.

En Venezuela, un país que tiene la particularidad de encontrarse en una región geográfica de considerable actividad sísmica, el cumplimiento de las variables de diseño que garanticen un adecuado comportamiento de las edificaciones ante tal eventualidad viene dado por la Norma COVENIN 1756-2001 (edificaciones sismorresistentes), en la cual se establece *“los criterios de análisis y diseño para edificaciones situadas en zonas*

*donde puede ocurrir movimientos sísmicos”* (pág. 1). De igual forma, la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006 establece disposiciones especiales para edificaciones sismorresistentes de acuerdo al Nivel de Diseño (ND), particularmente para el nivel de diseño ND3. Entre dichos criterios especiales se encuentra los requisitos para el diseño de columnas pertenecientes al sistema resistente a sismos, con lo cual se establece una resistencia mínima a la flexión de las columnas, garantizando que no se formarán mecanismos plásticos que comprometan la estabilidad de la estructura.

El criterio de resistencia mínima a flexión de las columnas pretende garantizar en sí mismo, una respuesta adecuada de la estructura ante una eventualidad sísmica, evitando la formación de mecanismos plásticos de colapso no adecuados, generando mecanismos estables de disipación de energía y formando rótulas plásticas en las vigas antes que en las columnas. Dicho razonamiento es el que se denomina comúnmente como *columna fuerte – viga débil*.

Para la revisión de la condición de Columna Fuerte – Viga Débil la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006 establece dos procedimientos: el primero, verificación por nodo y el segundo, verificación por nivel. La verificación por nodo plantea que la suma de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas que se conectan en la cara de un nodo debe ser mayor o igual de 6/5 veces (ó 1,20) la suma de los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas que se conectan a las caras del nodo. Mientras que la verificación por nivel expresa que la suma de los momentos correspondientes a las resistencias teóricas a flexión de todas las columnas que se conectan por debajo del nivel en consideración debe ser mayor o igual de 6/5 veces (ó 1,20) la suma de los momentos correspondientes a las resistencias teóricas a flexión en los extremos de cada una de las vigas del nivel en la dirección bajo consideración.

A pesar de que ambos procedimientos son tipificados, reconocidos y establecidos en la mencionada norma, en ninguna parte de la misma se establece algún criterio para la

elección de un procedimiento con respecto al otro; es decir, no se ha realizado, o por lo menos sistematizado en las normas, una comparación que conlleve a establecer la conveniencia de emplear un procedimiento con respecto al otro basado en los comportamientos más favorables en una estructura determinada.

En vista de lo anterior, en este proyecto de trabajo especial de grado se propone realizar el análisis, evaluación y comparación de los dos procedimientos de verificación de la resistencia mínima a flexión de las columnas de dos estructuras para que, a través de los resultados obtenidos, se sugieran recomendaciones sobre el uso o la eficacia de cualquiera de los dos métodos para garantizar la condición columna fuerte-viga débil en una estructura determinada, que logre reducir el riesgo de falla de las columnas ante un sismo, y que se exprese en un diseño y construcción más propicio y eficiente en términos de comportamiento y económicos.



## I.2 Objetivos

### I.2.1 Objetivo General

- Evaluar los procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, para generar la condición columna fuerte viga débil en estructuras aporticadas.

### I.2.2 Objetivos Específicos

- Definir dos estructuras regulares aporticadas de concreto armado y diseñarlas de acuerdo con los lineamientos establecidos en la normativa venezolana vigente.
- Verificar si los diseños realizados cumplen con la condición columna fuerte viga débil, previa a la aplicación de los procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.
- Ajustar los diseños realizados para garantizar la condición columna fuerte viga débil aplicando cada uno de los procedimientos propuestos en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.
- Analizar el comportamiento sismorresistente de las estructuras diseñadas previa y posteriormente a la aplicación de los procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 mediante análisis estáticos no lineales (pushover).
- Proponer ajustes a los procedimientos 1 y 2, considerando nuevos valores para la relación que define la resistencia mínima a flexión de las columnas.
- Establecer recomendaciones de carácter práctico para satisfacer las condiciones que cumplan con el principio de columna fuerte viga débil.

### **I.3 Justificación**

El proyecto de investigación a desarrollar puede representar una contribución conveniente en el campo de la Ingeniería sismorresistente porque permitirá establecer una comparación de dos procedimientos relacionados directamente con la respuesta de una estructura ante un sismo bajo las condiciones de diseño para la disminución de la vulnerabilidad sísmica en estructuras aporticadas. La evaluación pretende además, servir de base informativa para el desarrollo de líneas de investigación enfocadas en un estudio exhaustivo de los criterios de construcción sismorresistentes utilizados y mencionados tanto en la norma venezolana como en las normas internacionales en general. Igualmente permitirá obtener información valiosa para el desarrollo tecnológico de la construcción y el diseño de obras en concreto armado más eficientes desde el punto de vista de la seguridad estructural y la relación de costos asociada a los factores económicos. Del estudio pudiesen derivar también patrones para la formulación de planes de prevención, rediseño o mantenimiento orientados a reducir catástrofes civiles en centros poblados, evitando así potenciales pérdidas de vidas humanas ante los sismos.

## CAPITULO II

### MARCO TEORICO

#### II.1 Ingeniería Estructural

En el desarrollo de la historia de la humanidad, el hombre ha necesitado de distintos elementos para satisfacer sus necesidades básicas, un ejemplo claro de ello es la construcción de viviendas para su establecimiento, así como también un sin fin de obras civiles (vialidad, centros de trabajo, sistemas de almacenamiento de agua, entre otros) que permitan su desenvolvimiento en la vida cotidiana.

La necesidad del uso de dichas obras ha dispuesto la existencia de las mismas desde épocas muy remotas, partiendo de “conceptos básicos” o por reglas empíricas transmitidas en base a la experiencia de sistemas constructivos empleados en aquel entonces, pero que al fin y al cabo garantizaban el objetivo para el cual fueron construidas, y que muy a pesar de ello, hoy día sorprenden a expertos y extraños por el cumplimiento de su uso, materiales, elementos y métodos usados, racionalidad y majestuosidad. Muchos ejemplos sobran de ello, principalmente en reconocidos momentos históricos de la humanidad como puede apreciarse en la Figura 2.1.

Muy a pesar de ello se puede aseverar que para aquella época la ingeniería estructural se encontraba presente como un arte y más alejada de una ciencia, ello debido a la cantidad de elementos a considerar en el proceso de diseño y construcción que conlleva una obra civil y que para aquel entonces no se conocían, desde la composición, comportamiento y propiedades de los materiales, hasta el diseño y conducta de las estructuras y sus partes ante diversas situaciones.



**Figura 2.1:** Acueducto de Roma.

Fuente: <http://laalacenedelasideas.blogspot.com/2011/06/arquitectura-romana.html>.(2012)

Con el pasar del tiempo, el desarrollo de las ciencias y el avance tecnológico, la ingeniería civil ha puesto el uso del conocimiento científico para el diseño y construcción de obras civiles a través de la Ingeniería Estructural, conjugando la ciencia y el arte para el logro de la construcción de estructuras con principios y criterios generales y comunes a considerar por los ingenieros civiles en la construcción de las mismas.

## **II.2 Análisis y Diseño Estructural**

El estudio de los componentes de un sistema estructural, como lo pueden ser un pórtico (losas, vigas y columnas), mampostería, entre otros, y del mismo sistema como un todo, usando los conocimientos de la mecánica para considerar las fuerzas y sus efectos como lo son las deformaciones, además de definir el uso de la estructura e identificando las cargas que pueden actuar sobre la misma, le permite al ingeniero el dimensionamiento y diseño de la estructura y sus componentes, logrando de esta manera conocer e idealizar una estructura antes de su construcción.

En el estudio la ingeniería estructural se distinguen claramente dos etapas: primeramente de análisis, lo que permite determinar las fuerzas internas (axiales, cortantes,

momentos) y deformaciones de una estructura, y la etapa de diseño cuyo objetivo es la selección de la forma, materiales y componentes que conforman el sistema estructural. Dichas etapas están entrelazadas entre sí y se pueden ir de una a otra en un proceso iterativo al verificar por ejemplo que lo seleccionado cumple o no con las fuerzas y deformaciones analizadas.

El conocimiento de las propiedades de los materiales seleccionados y la aplicación de las normas de diseño correspondientes permiten en el diseño estructural evaluar distintas alternativas, priorizando la que garantice los principios de seguridad, funcionalidad y economía en el diseño y construcción de la estructura.

### **II.3 Cargas Estructurales**

En la actividad del diseño estructural no solo es importante la obtención de las fuerzas internas a través de modelos matemáticos, también se requiere un gran conocimiento y evaluación de las cargas o solicitaciones a la que está sometida la estructura durante su vida útil. Por la importancia y la acción de las cargas sobre las estructuras, es sumamente significativa su consideración sin dejar ninguna fuera del análisis respectivo.

Por sus características generales pudiéramos identificar dos tipos de carga, por una parte las cargas estáticas, que son aquellas que actúan lentamente en la estructura y que se consideran invariables en el tiempo al igual que sus deformaciones; y por otro lado las cargas dinámicas, que por el contrario actúan rápidamente en la estructura y varían en el tiempo al igual que la respuesta relacionada a la misma (deformaciones, esfuerzos, etc.). Cada una de este tipo de cargas conlleva a una clasificación interna según características de las mismas, la cual se menciona a continuación según clasificación de Alonso (2007).

### **II.3.1 Cargas Muertas o Acción Permanentes**

Forman parte de las cargas estáticas que actúan continuamente y cuya magnitud se considera invariable en el tiempo. En una estructura se consideran cargas muertas o permanentes el peso propio de los distintos elementos, así como el empuje estático de líquidos y tierra que tengan carácter permanente, entre otras cargas.

### **II.3.2 Cargas Vivas o Acción Variable**

También forman parte de las cargas estáticas pero de magnitud variable en el tiempo, ya que están asociadas al uso y tiempo determinado. Ejemplo de ello son cargas como personas y objetos, al igual que el empuje de líquidos y tierra que tengan carácter variable.

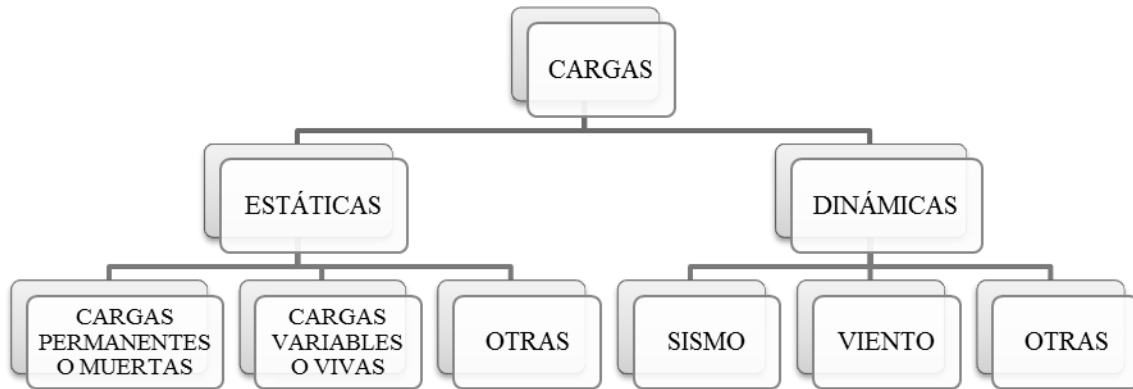
### **II.3.3 Cargas o Acciones Accidentales**

Se refieren a las acciones que tienen una probabilidad de ocurrencia baja durante la vida útil de la estructura. Estas cargas son las causadas por el medio ambiente por lo cual el lugar donde se encuentre la edificación es fundamental para la presencia de una o varias de ellas. Entre las más importantes se tienen las siguientes:

- a. Viento
- b. Nieve
- c. Lluvia
- d. Sismo

Se destaca en este punto que el movimiento sísmico del suelo, el cual se transmite en las estructuras que se apoyan sobre éste, originan un comportamiento estructural importante, por lo cual se desarrolla con detalle más adelante.

La clasificación de cargas antes mencionada se observa en la figura 2.2.



**Figura 2.2:** Esquema básico de clasificación de cargas.

Fuente: Elaboración propia

### II.3.4 Combinaciones de carga

La resistencia requerida de los elementos estructurales se expresa en términos de cargas mayoradas o de las fuerzas y momentos internos correspondientes. Las cargas mayoradas son las especificadas en el análisis de cargas establecido multiplicadas por los factores apropiados.

El factor asignado a cada carga está influenciado por el grado de precisión con el cual normalmente se puede calcular la carga y con las variaciones que se esperan durante la vida útil de la estructura.

A continuación se citan las combinaciones utilizadas como se definen en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.

$$\begin{aligned}
 U &= 1,4 \text{ CP} \\
 U &= 1,2 \text{ CP} + 1,6 \text{ CV} \\
 U &= 1.2 \text{ CP} + 0.5 \text{ CV} \pm 1,0 \text{ S} \\
 U &= 0.9 \text{ CP} \pm 1,0 \text{ S}
 \end{aligned}
 \tag{2.1}$$

Dónde:

U: Solicitaciones resultantes

CP: cargas permanentes

CV: cargas variables

S: cargas producidas por sismo

Las cargas producidas por sismo han de considerar conjuntamente las solicitaciones debidas a las componentes sísmicas horizontales, actuando simultáneamente e incluidos los efectos torsionales, y las solicitaciones alternantes de la componente sísmica vertical (Sv) como se indica en la fórmula 2.2. (Norma Venezolana 1753-2006)

$$S_v = 0.2 \alpha \varphi \beta A_o \text{ CP} \tag{2.2}$$

## **II.4 Criterios Generales en el Análisis y Diseño Estructural**

### **II.4.1 ACI 318-05**

En la ingeniería estructural, con la investigación científica, innovaciones y el compartir de experiencias teóricas y prácticas se ha contribuido al progreso del estado del arte en la construcción de obras civiles, y todo ello se viene regularizando a través de distintas normas a nivel nacional e internacional, estableciendo criterios en común para el trabajo y diseño de la construcción en general. Un ejemplo de ello es el establecimiento de razonamientos para el diseño de estructuras de concreto a través del “Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05)” del



Instituto Americano del Concreto. Allí se establecen las normas para ensayos y materiales, pasando por los detalles de refuerzos y métodos para el análisis y diseño.

#### **II.4.2 SEAOC**

La Seismology Committee of the Structural Engineers Association of California (SEAOC) ha sido pionera en formular las primeras disposiciones sísmicas, en los Estados Unidos y en muchos países. En 1959 publicó varias ediciones de las Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, lo que se conocen como el libro Azul de la SEAOC (SEAOC Blue Book). El libro Azul fue adoptado por la International Conference of Building Officials, el que publicó en 1997 el Uniform Building Code (UBC). La edición más reciente de libro azul se publicó en 1999.

#### **II.4.3 FEMA**

La U.S. Federal Emergency Management Agency (FEMA), fundó inicialmente un proyecto para la rehabilitación de edificios. De este proyecto resultaron los reportes FEMA 273 (1996) y el FEMA 274 (1996), los que fueron reevaluados y modificados, para posteriormente ser publicado en el año 2000 el FEMA 356.

El reporte FEMA 356, provee guías detalladas para procedimientos de análisis, que pueden ser empleadas para predecir las demandas de fuerza-deformación en la evaluación del desempeño de estructuras.

#### **II.4.4 Norma Venezolana**

De igual forma, en nuestro país, dichos criterios se establecen en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 Proyectos y Construcción de Obras en Concreto Estructural.

Esta tiene por objeto establecer los requisitos para el proyecto y ejecución de edificaciones de concreto estructural para que tengan la resistencia adecuada, comprendiendo todas sus etapas, desde el proyecto hasta el mantenimiento o reparación. El cumplimiento de la resistencia adecuada o máxima, se deben considerar en los miembros de la estructura de concreto reforzado, utilizando distintos métodos de análisis y tomando en consideración un sin fin factores o elementos.

En el desarrollo y estudio del concreto reforzado podemos distinguir el enfoque de diseño en dos tipos (Park & Paulay, 1988)

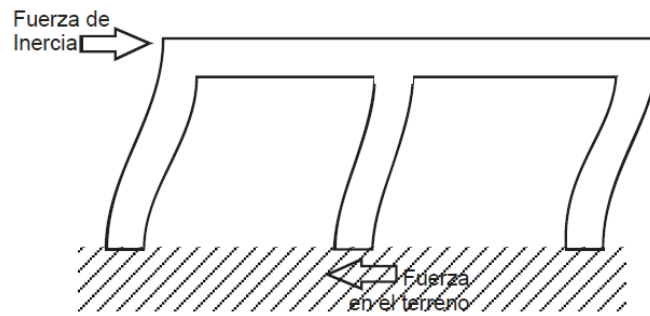
- Diseño por esfuerzo de trabajo (teoría elástica): las secciones de los miembros de la estructura se diseñan suponiendo una variación lineal para la relación esfuerzo – deformación, para asegurar que bajo las cargas de servicio, los esfuerzos del acero y del concreto no excedan los esfuerzos permisibles de trabajo.
- Diseño por resistencia máxima: las secciones de los miembros de la estructura se diseñan tomando en cuenta las deformaciones inelásticas para alcanzar la resistencia máxima, es decir, el concreto a la resistencia máxima y el acero en cedencia, cuando se aplica una carga máxima.

El diseño por resistencia máxima o estados límites es el más popular y usado por los proyectistas debido a su enfoque racional, que permite un mejor manejo de seguridad de la estructura, además de lograr diseños más económicos.

De igual forma se considera una serie de criterios con respecto a la relación de las cargas y sus efectos en el comportamiento de la estructura debido a la importancia en el diseño estructural como se mencionó en la sección anterior.

En el desarrollo de los criterios de diseño estructural, tiene una consideración especial el efecto de la carga sísmica (movimiento sísmico) sobre la estructura, debido a que la base de la edificación tiende a seguir el movimiento del suelo, mientras que la masa

del edificio se opone por inercia a dicho desplazamiento (Bazán y Meli, 1999), tal cual como se observa en la Figura 2.3. Esto evidentemente influye en el comportamiento esperado de la estructura y es un factor fundamental para lograr la seguridad de la estructura.



**Figura 2.3:** Desplazamiento de terreno y fuerza de inercia de la estructura.

Fuente: <http://webdelprofesor.ula.ve/arquitectura/jorgem/principal/guias/sismico.pdf>, (2012)

## II.5 Consideraciones Generales del Diseño Sismorresistente

### II.5.1 Comportamiento sísmico en las estructuras

La intensidad de la vibración inducida en un edificio depende tanto de las características del movimiento, del terreno, como de las propiedades dinámicas de la estructura.

Durante un sismo las cargas verticales son transmitidas a la fundación de la estructura y de allí al suelo que las soporta. La magnitud de las mismas y el proceso de transferencia pueden llegar a ser mucho mayor y en algunos casos llega a producir un levantamiento de los cimientos.

José Luis Alonso (2007) expone de forma general que una fundación que sea capaz de resistir en forma adecuada y económica las cargas transmitidas por la edificación se debe beneficiar de una investigación geotécnica exhaustiva que provea al ingeniero estructural

de la información necesaria para establecer alternativas eficientes que transmitan las solicitaciones en forma segura. En zonas sísmicas activas el estudio geotécnico debe contener además el comportamiento dinámico del suelo bajo la acción de cargas sísmicas con el fin de determinar y predecir el impacto que estos movimientos puedan ejercer sobre la estructura.

La Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 presenta que las estructuras monolíticas correctamente diseñadas, responden a un movimiento fuerte del terreno de manera que su rigidez disminuye a medida que la demanda de disipación de energía aumenta. Estos cambios tienden a reducir las aceleraciones asociadas a la de respuesta elástica y las fuerzas laterales que podrían ocurrir cuando la estructura permanece linealmente elástica y ligeramente amortiguada.

Para sismos moderados la estructura se mantiene, normalmente, dentro de su intervalo de comportamiento elástico lineal. A medida que la intensidad de la excitación aplicada al edificio aumenta, se generan cambios en las propiedades dinámicas del mismo, las que alteran su respuesta. En términos generales, el comportamiento deja de ser lineal, la rigidez tiende a bajar y el amortiguamiento tiende a aumentar (Bazán y Meli, 1999).

La magnitud de estas modificaciones es muy distinta para diferentes tipos de sistemas y de materiales. El concreto tiene una reducción significativa en su rigidez cuando los esfuerzos de compresión exceden a 50 por ciento de la resistencia, pero sobre todo, la rigidez de estructuras de este material se ve disminuida por el agrietamiento de las secciones que están sujetas a momentos flexionantes elevados (Bazán y Meli, 1999).

Como se menciona también en la Norma Venezolana Fondonorma 1756-2001, importa sobre todo la modificación en la respuesta que se tiene después de la cedencia, cuando la rigidez de la estructura se reduce drásticamente y por otra parte entran en juego fuentes de amortiguamiento mucho mayores que las que se tienen en la etapa de comportamiento lineal.

Otro aspecto importante del diseño es la ductilidad de la estructura cuando se la sujeta a cargas del tipo sísmico, ya que los criterios actuales de diseño sísmico se basan en la disipación de la energía por deformaciones inelásticas en caso de sismos importantes. Igualmente elimina la posibilidad de una falla súbita de tipo frágil y pone en juego una fuente adicional de amortiguamiento (Bazán y Meli, 1999; Park y Paulay, 1988).

### **II.5.2 Tipos de Estructuras**

La Norma Covenin 1756-2001C expresa:

*La limitación del ámbito de aplicación de normas y especificaciones sismorresistentes a situaciones tipificadas o clasificadas, es común en la normativa internacional. Tal delimitación debe entenderse como un reconocimiento a la complejidad del problema sísmico y resulta particularmente importante en la clasificación de las edificaciones según su uso, nivel de diseño, tipo y regularidad estructural, así como en la caracterización de las condiciones geotécnicas locales (p.11)*

### **II.5.3 Tipos de estructuras según el nivel de diseño**

A los fines de la aplicación de la norma venezolana, se distinguen tres niveles de diseño:

- Las edificaciones ND1 (Nivel de Diseño 1) no requieren la aplicación de requisitos adicionales a los establecidos para acciones gravitacionales.
- Las Edificaciones ND2 (Nivel de Diseño 2) requieren la aplicación de los requisitos adicionales para este nivel de diseño.
- Las edificaciones ND3 requieren la aplicación de todos los requisitos adicionales para el diseño en zonas sísmicas establecidos en las Normas COVENIN-MINDUR.

En la tabla 2.1 se especifica los componentes involucrados según el tipo de irregularidad.

**Tabla 2.1.** Áreas y/o componentes en los cuales debe extenderse el cumplimiento de los requerimientos de diseño ND3. Fuente: Covenin 1756:2001-A Pag. 26.

TIPO DE IRREGULARIDAD		ÁREAS O COMPONENTES
VERTICAL	a.1: Entrepiso blando.	Todos los componentes del entrepiso y de los dos entrespisos adyacentes.
	a.2: Entrepiso débil.	
	a.7: Discontinuidad en el plano del sistema resistente a cargas laterales.	Los componentes donde ocurre la discontinuidad y todos los componentes adyacentes.
	a.9: Columnas cortas.	
EN PLANTA	b.2: Riesgo torsional elevado.	Toda la estructura.
	b.4: Diafragma flexible.	Todos los componentes que se vinculan al diafragma en referencia.

#### II.5.4 Irregularidades en estructuras

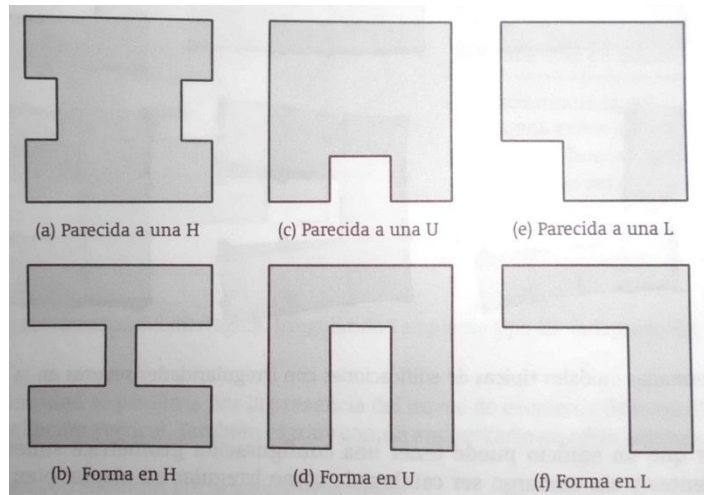
Desde el punto de vista del diseño sismorresistente las estructuras se pueden clasificar en estructuras regulares y estructuras irregulares. Las estructuras irregulares se consideran por la presencia de aspectos no deseados en el comportamiento sismorresistente; se pueden agrupar en dos: irregularidad por planta e irregularidad vertical

#### II.5.5 Irregularidad en planta

De igual forma según sus características encontramos un subconjunto:

#### II.5.6 Entrantes y salientes

Por la forma de la planta, ya sea cuadrada, rectangular o circular, con la presencia de entrantes y salientes de considerable tamaño presentan riesgo torsional elevado, tal como se observa en la figura 2.4.



**Figura 2.4:** Irregularidades en planta – Entrantes y salientes

Fuente: José Luis Alonso (2007). Pág. 6-31

### II.5.7 Discontinuidad del diafragma

Quando en el diafragma se observan diferencia notables de rigidez en algún o varios de los niveles de la edificación, lo que produce cambios en la distribución de las fuerzas laterales, lo que se traduce en la creación de fuerzas torsionales no previstas. Véase la figura 2.5.



**Figura 2.5:** Irregularidad de Diafragma

Fuente: [http://www.ingenieria.peru-v.com/documentos/De\\_las\\_irregularidades\\_estructurales.pdf](http://www.ingenieria.peru-v.com/documentos/De_las_irregularidades_estructurales.pdf)

Pag 7. (2012)

### **II.5.8 Sistemas portantes no paralelos**

Cuando los sistemas estructurales que resisten a las fuerzas laterales no son paralelos a los ejes principales.

### **II.5.9 Irregularidad vertical**

Este tipo de irregularidades afecta la respuesta sísmica de los entrepisos generando fuerzas cuya distribución dista de la dispuesta en un análisis estático equivalente.

### **II.5.10 Discontinuidad en ejes de columnas**

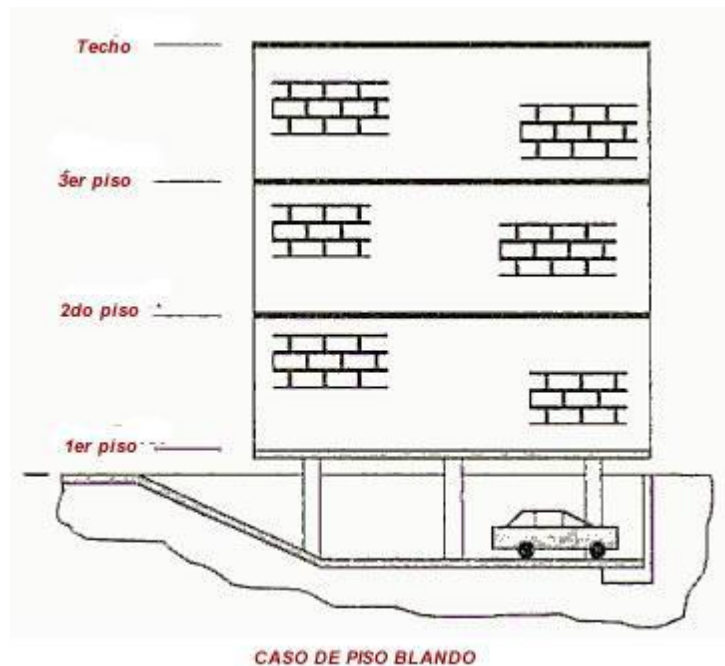
Columnas o muros que sean parte del sistema sismorresistente que no continúan en los niveles inferiores, presentándose desalineado de columnas.

### **II.5.11 Irregularidad en la distribución de las rigideces**

Se presenta cuando la rigidez lateral de dos niveles consecutivos varía notablemente. Podemos distinguir dos tipos:

- **Piso Blando:** la rigidez lateral en un nivel es menor que el 70% de la rigidez correspondiente del nivel superior, o cuando su rigidez lateral es menor que el 80% de la rigidez promedio de los tres pisos inmediatamente superiores. Como ejemplo véase la figura 2.6.
- **Piso Débil:** cuando la resistencia lateral de un entrepiso es menor que el 70% que la resistencia del entrepiso superior, o cuando su resistencia lateral es menor que el 80% de la resistencia promedio de los tres niveles inmediatamente superiores.





**Figura 2.6:** Piso Blando

Fuente: [http://www.ingenieria.peru-v.com/documentos/De\\_las\\_irregularidades\\_estructurales.pdf](http://www.ingenieria.peru-v.com/documentos/De_las_irregularidades_estructurales.pdf)

Pag 4. (2012)

### II.5.12 Irregularidad en la distribución vertical de masas

Se clasifica una edificación en esta categoría cuando las masas de pisos adjuntos son significativamente diferentes, por ejemplo si en un nivel existe una masa pesada.

### II.5.13 Irregularidad geométrica vertical

Se presenta cuando existe algún escalón a lo largo del eje vertical de la edificación.

## II.6 Consideraciones especiales para el diseño sísmico

El código ACI-318 contiene una disposiciones especiales para el diseño sísmico, que de acuerdo al mismo “pretenden aplicarse a estructuras de concreto reforzado localizadas en una zona sísmica, donde el daño importante a la construcción tiene una alta

probabilidad de ocurrir”. Dichas consideraciones están basadas principalmente en Seoac (1999), y las mismas se consideran en miembros a flexión, columnas y uniones de vigas-columnas.

### **II.6.1 Miembros solicitados a flexión**

Son frecuentes los elementos estructurales sujetos a flexión, tales como vigas o losas que trabajan en una sola dirección.

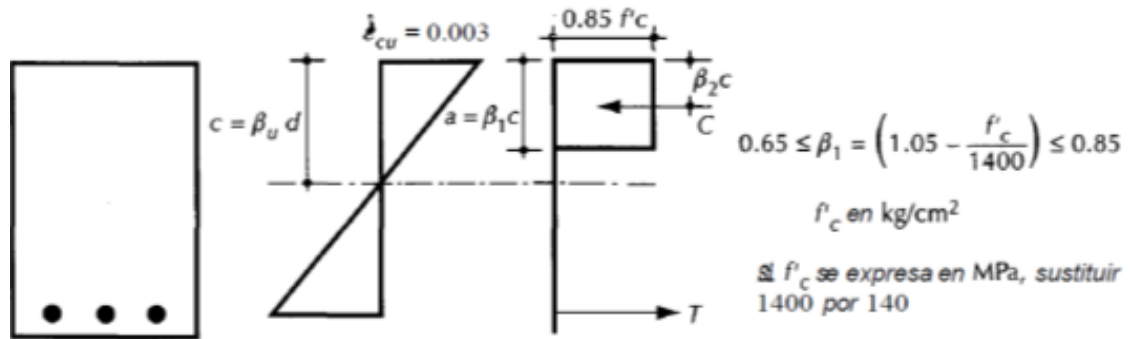
Las vigas son elementos que transmiten cargas externas transversales que provocan momentos flexionantes y fuerzas cortantes en su longitud. La resistencia de las vigas puede determinarse a partir de una serie de hipótesis simplificadoras, ligadas al comportamiento básico y a su mecanismo de acción-respuesta.

- Las secciones permanecen planas antes y después de la flexión.
- Se conoce la curva de esfuerzo-deformación del acero.
- Se conoce la curva de esfuerzo-deformación del concreto.
- Se desprecia la resistencia a tracción del concreto.

El reglamento del Instituto americano del Concreto (ACI 318-05) utiliza las hipótesis simplificadoras que se resumen en la figura 2.8. En lugar de la distribución real de esfuerzos, se propone una distribución rectangular, con una profundidad igual a  $\beta_1$  veces el eje neutro. Se acepta que el elemento alcanza su resistencia a una deformación unitaria máxima útil del concreto en compresión igual a 0.003 con una distribución lineal de deformaciones unitarias (Cuevas y Robles, 2005).

El parámetro  $\beta_1$  se hace depender de la resistencia nominal  $f'_c$  de acuerdo con la ecuación mostrada en la figura 2.7. El valor de  $\beta_1$  es constante e igual a 0.85 para  $f'_c \leq 280$  kg/cm<sup>2</sup>. Esta variación tiene por objeto tomar en cuenta el cambio en la forma de la curva esfuerzo-deformación del concreto al incrementar su resistencia, ya que el área del

rectángulo equivalente debe ser aproximadamente igual al área bajo la curva esfuerzo-deformación. (Cuevas y Robles, 2005).



**Figura 2.7:** Hipótesis ACI 318-08 sobre la distribución de deformaciones y esfuerzos en la zona de compresión. Fuente: Cuevas y Robles (2005). Pag.85

En una viga cargada se pueden distinguir tres modos de falla a flexión. Cada modo dependerá de la cuantía de acero ubicado en la zona de la sección sometida a tensión. De estos modos de falla, una es falla dúctil, mientras que dos son del tipo frágil.

## II.6.2 Falla a tensión (viga subreforzada)

Si la cantidad de acero en la sección es baja, el acero alcanza la resistencia  $f_y$  y cede antes que el concreto alcance su máxima capacidad (falla dúctil). La fuerza del acero  $A_s \cdot f_y$  permanece constante a mayores cargas. Una ligera carga adicional ocasiona una elongación plástica grande del acero a través de las grietas de flexión, lo que produce un agrietamiento ancho y un aumento grande en la deformación en la fibra extrema a compresión del concreto.

Debido a este aumento en la deformación, la distribución del esfuerzo de compresión en el concreto deja de ser lineal, lo que produce un aumento en el esfuerzo medio del bloque de esfuerzos de compresión y una reducción en la profundidad del eje neutro puesto que se debe mantener el equilibrio de las fuerzas internas. La reducción de la

profundidad del eje neutro provoca un ligero aumento en el brazo de palanca, y por tanto en el momento de resistencia. La resistencia a flexión de la sección (momento máximo de resistencia) se alcanza cuando la deformación en la fibra extrema a compresión del concreto es aproximadamente 0,003 (Park y Paulay, 1988).

Con un mayor aumento en la deformación, gradualmente se reduce el momento de resistencia y comienza el aplastamiento en la región comprimida del concreto. Este tipo de falla se le podría denominar mas apropiadamente “Falla a Tensión Primaria”, ya que la falla se inicia por cedencia del acero a tracción (Park y Paulay, 1988).

### **II.6.3 Falla a compresión (viga sobrerforzada)**

Si el contenido de acero de la sección es grande, el concreto puede alcanzar su capacidad máxima antes de que ceda el acero. En este caso aumenta considerablemente la profundidad del eje neutro, lo que provoca en la fuerza de compresión. Esto se compensa ligeramente por una reducción en el brazo de palanca. Nuevamente alcanza la resistencia a flexión de la sección cuando la deformación en la fibra a compresión extrema del concreto es aproximadamente 0,003. Entonces la sección falla repentinamente de forma frágil. Puede haber poca advertencia visible de la falla, debido a que los anchos de la grietas de flexión en la zona de tensión del concreto en la sección de falla son pequeñas, debido al bajo esfuerzo del acero (Park y Paulay, 1988).

### **II.6.4 Falla Balanceada**

A medida que la cuantía de acero en una viga subreforzada aumenta, el eje neutro se desplaza hacia el centroide de las barras de acero a tensión, alejándose de la zona de máxima compresión del concreto y aumentando por ende el esfuerzo a compresión del concreto.

Puede llegar un momento tal en el que el área de acero a tensión suministrada a la viga sea tal que propicie que el concreto alcance la deformación máxima 0,003 en el mismo instante en el que la deformación del acero alcanza su deformación cedente. En ese instante, se destruye la capacidad resistente del concreto y estalla súbitamente en forma frágil. En otras palabras, bajo este escenario desaparece la ductilidad. (Alonso, 2007).

### **II.6.5 Diseño de vigas**

Con el objetivo de asegurar un comportamiento dúctil y un control conveniente de falla en elementos sometidos a flexión, los códigos permiten únicamente el diseño de vigas subreforzadas. Esto es especialmente importante en zonas de alta actividad sísmica.

El artículo 18.3 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 establece una serie de disposiciones a los miembros flexionantes del sistema resistente a sismos para el nivel de diseño ND3.

Para el diseño por flexión instituye una cuantía máxima de 0,025 para garantizar la falla dúctil mencionada y una cuantía mínima para  $f'c$  menores a 315 kgf/cm<sup>2</sup> determinada según la fórmula  **$1.4 b_w d / f_y$** .

Adicionalmente la resistencia a momento positivo en la cara del nodo no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento positivo o negativo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor de un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos (ACI 318-08).

Para el diseño por corte se admite que los miembros del sistema están en capacidad de disipar energía en el rango inelástico de su respuesta. A menos que el miembro posea una resistencia del orden de 3 a 4 veces la fuerza de diseño, debe suponerse que entrará en cedencia en el caso de un sismo fuerte. La fuerza cortante de diseño se considera ser una

buena aproximación del máximo corte que puede desarrollarse en el miembro. Por tanto, la tensión cortante requerida para los miembros de sistemas estructurales está relacionado a la resistencia a la flexión del miembro más que con la fuerza cortante mayorada obtenida del análisis (Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006).

Las zonas a confinar son aquellas donde se espera que el acero de refuerzo longitudinal pueda superar su límite elástico; es decir, donde se espera la formación de rotulas plásticas. El refuerzo transversal se requiere esencialmente para confinar el concreto y mantener el apoyo lateral de las barras en aquellas regiones donde se espera la cedencia. La Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 en su apartado 18.3.4 establece los requisitos de confinamiento que deben cumplir los miembros solicitados a flexión para un nivel de diseño ND3.

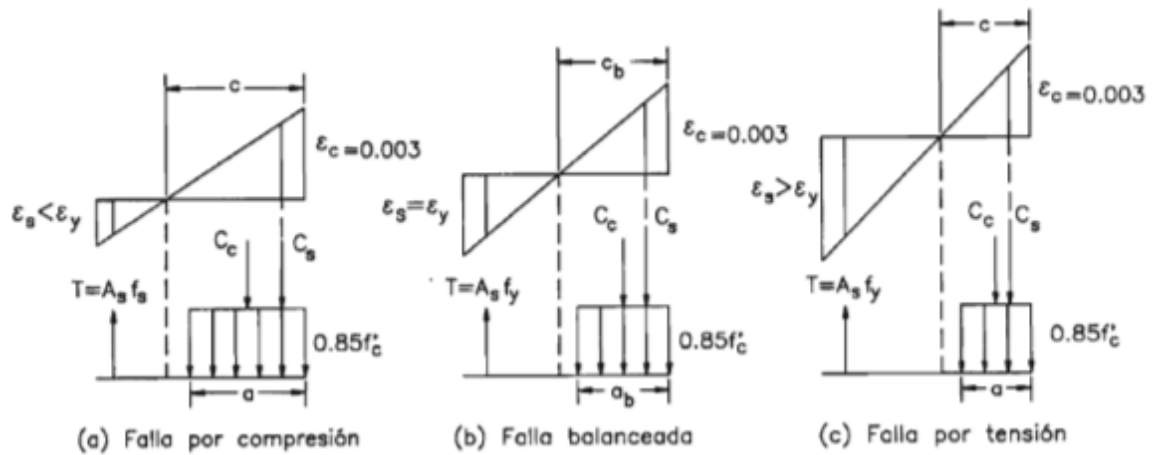
#### **II.6.6 Miembros solicitados a flexión y carga axial.**

El código del ACI reconoce que no existe columna real sometida a carga con excentricidad nula. Una columna sometida a flexo-compresión puede considerarse como el resultado de la acción de una carga axial excéntrica o como el resultado de la acción de una carga axial y un momento flector.

Una columna con una distribución definida de refuerzo y dimensiones fijadas tiene infinitas combinaciones de carga axial y momento flector que provocan su falla o lo que es igual, las cargas axiales que ocasionan el colapso varían dependiendo de la excentricidad con que son aplicadas. Al igual que las secciones sometidas a flexión pura, las columnas pueden presentar falla por compresión, por tensión, o falla balanceada. Sin embargo, a diferencia de las vigas, una columna puede presentar cualquiera de los tres tipos de falla dependiendo de la excentricidad de la carga axial que actúa sobre ella. Si ésta es pequeña, la falla será por compresión; si la excentricidad es mayor, la falla será por tensión. Asimismo, cada sección tiene una excentricidad única, denominada excentricidad balanceada que ocasiona la falla balanceada de la sección (Harmsen, 2002).

Puesto que cada columna puede presentar tres tipos de falla distintos, cada una cuenta con tres juegos de ecuaciones que definen su resistencia en términos de carga axial y momento resistente.

Para determinar la ecuación que corresponde a la condición de falla por compresión, se asume un diagrama de deformaciones como el mostrado en la figura 2.8 (a), el cual genera los esfuerzos internos mostrados.



**Figura 2.8:** Tipos de fallas de columnas sometidas a flexo-compresión.

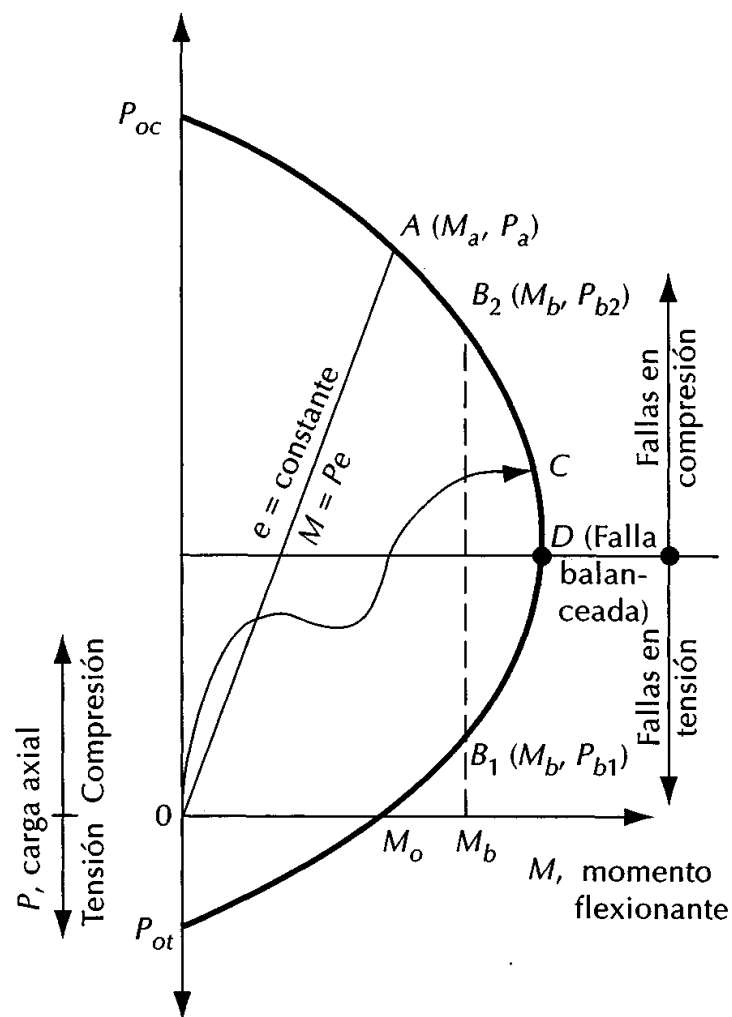
Fuente: Harmsen, (2002). Pág. 253.

Cuando la falla es balanceada, el refuerzo en tensión alcanza el esfuerzo de fluencia y simultáneamente, el concreto llega a una deformación unitaria de 0,003. La deformación en la sección es como se muestra en la figura 2.8 (b).

Si la columna falla por tracción, el acero en tensión alcanzará el esfuerzo de cedencia, la carga última será menor que  $P$ , y la excentricidad de la carga será mayor que la excentricidad balanceada. La deformación en la sección será la mostrada en la figura 2.8(c).

La representación gráfica de las combinaciones carga axial-momento flector que generan la falla de una sección se denomina diagrama de interacción, el mismo es como se observa en la figura 2.9.

Puede observarse en la figura que si únicamente se aplicara carga axial de compresión, el valor máximo, o resistencia, correspondería al punto  $P_{oc}$ . De igual manera, la carga axial máxima de tensión sería la correspondiente a  $P_{ot}$ . Si la sección se sujetara sólo a momento flexionante, el máximo que podría aplicarse sería el marcado con  $M_o$ ; Nótese que el máximo momento flexionante que la sección es capaz de resistir no es el que corresponde a una carga axial nula (Cuevas y Robles, 2005).



**Figura 2.9:** Diagrama de interacción típico para una sección rectangular.

Fuente: Cuevas y Robles (2005). Pág. 128



Según Harmsen (2002) del diagrama mostrado en la figura 2.9 se puede observar:

- La máxima carga axial que puede soportar una columna corresponde a la combinación carga axial-momento flector en la cual el momento es nulo.
- El máximo momento flector que puede soportar una columna no corresponde al estado de flexión pura.
- Cada carga axial se combina sólo con un momento flector para producir la falla mientras que cada momento flector puede combinarse con dos cargas axiales para lograr el mismo efecto.
- Todos los puntos dentro del diagrama de interacción, representan combinaciones carga axial-momento flector que pueden ser resistidas por la sección. Los puntos fuera del diagrama, son combinaciones que ocasionan la falla.
- Una recta que une el origen con un punto sobre el diagrama de interacción puede interpretarse como la historia de carga de una sección con carga excéntrica fija que es incrementada hasta la rotura.

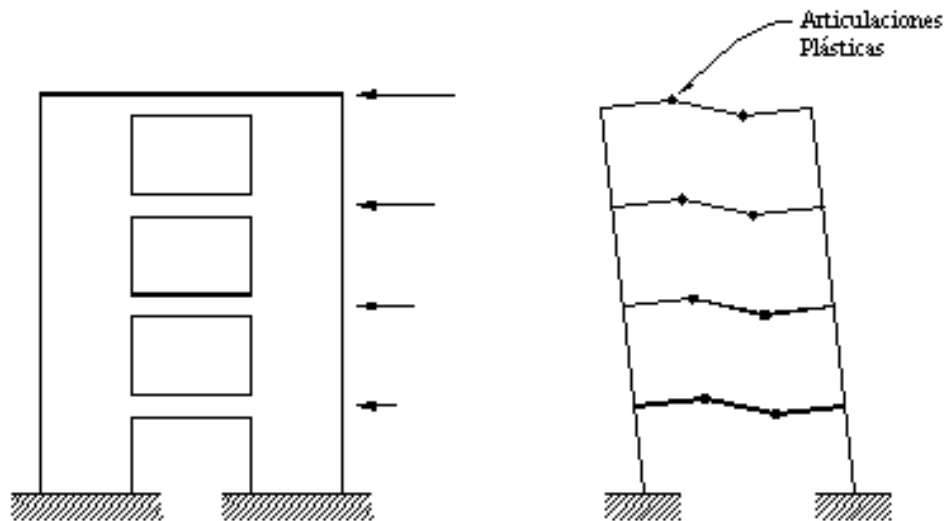
El diagrama de interacción representa todas las combinaciones de falla y por ende constituye una descripción completa de la capacidad resistente de una sección.

### **II.6.7 Diseño de columnas**

La sección 18.4 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, establece las condiciones de diseño para miembros de nivel de diseño ND3 solicitados a flexión y carga axial. La cuantía de refuerzo longitudinal se determinará para la combinación más desfavorable de carga axial y momentos mayorados. La cuantía geométrica no debe ser menor que 0,01 ni mayor que 0,06 (Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006).

## II.6.8 Formación de articulaciones Plásticas

Una zona de cedencia cuya formación se inicia en una sección de un miembro estructural cuando en ésta se excede el momento de agotamiento del material y por lo tanto se obtiene altos niveles de deformación sin un incremento notable de la carga es lo que se conoce como rótula o articulación plástica. En tal estado, la sección rota como si estuviera articulada, excepto que permanece sometida al momento de agotamiento.



**Figura 2.10:** Formación de rótulas plásticas.

Fuente: [http://www.umss.edu.bo/epubs/etexts/downloads/19/cap\\_XI.html](http://www.umss.edu.bo/epubs/etexts/downloads/19/cap_XI.html) (2012)

La Norma Venezolana 1753-2006, trata de hacer que las articulaciones plásticas se formen en vigas en vez de las columnas, requiriendo una resistencia mínima a la flexión de las columnas, lo cual se establece con la relación de la suma de las resistencias de momentos de las columnas y la suma de las resistencias de las vigas en cada plano principal de una conexión, para ello la norma venezolana establece dos procedimientos que se desarrollan a continuación.

### II.6.9 Procedimiento 1. Verificación por nodo.

El primer procedimiento establecido previamente en el ACI-318 se rige por la siguiente ecuación:

$$\Sigma M_c \geq 1,20 \Sigma M_v \quad (2.3)$$

Dónde:

$\Sigma M_c$  = Suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas que se conectan en las caras del nodo, de tal manera que se opongan a los momentos de las vigas concurrentes.

$\Sigma M_v$  = Suma de momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las vigas que se conectan en las caras del nodo, de tal manera que se opongan a los momentos de las columnas concurrentes.

La resistencia a la flexión de las columnas debe calcularse para la carga axial mayorada, que sea consistente con la dirección de la fuerza lateral considerada, y que resulte en la menor resistencia a flexión. Así mismo, en sistemas estructurales con vigas T o L, donde la losa maciza esté en tracción por los momentos actuantes en las caras del nodo, el acero de refuerzo de la losa colocada en la anchura efectiva de ésta, se supondrá que contribuye a la resistencia a flexión si tal refuerzo está debidamente anclado en una sección adyacente a la sección crítica, y en los pisos constituidos por losas nervadas no se considerará el acero de refuerzo para efectos de resistencia a flexión (Norma Venezolana 1753-2006).

También estipula la norma que cuando en algún nodo no se cumpla con la consideración planteado en el procedimiento, la columna que se conecta por debajo del mismo deberá reforzarse en toda su altura, manteniendo la separación del acero de refuerzo

transversal y se deberá ignorar la contribución positiva en la rigidez y resistencia lateral de dicha columna en la estructura.

#### **II.6.10 Procedimiento 2. Verificación por nivel.**

El segundo procedimiento es propuesto en la última edición del Libro Azul de la SEAOC y se rige por la siguiente ecuación:

$$\Sigma M_{cn} \geq 1.20 \Sigma M_{vn} \quad (2.4)$$

Donde:

$\Sigma M_{cn}$  = Suma de los momentos correspondientes a las resistencias teóricas a flexión de todas las columnas que se conectan por debajo del nivel en consideración.

$\Sigma M_{vn}$  = Suma de los momentos correspondientes al menos a las resistencias teóricas a flexión en los extremos de cada una de las vigas del nivel en la dirección bajo consideración.

Con la salvedad de que el factor 1,20 lo establece exclusivamente la Norma Venezolana. La SEAOC propone originalmente un factor de 1,00.

De manera similar al procedimiento 1, para el caso de vigas T o L, donde la sección de losa esté en tracción por los momentos actuantes en las caras de la junta, el acero de refuerzo de dicha sección de losa colocada en la anchura efectiva de ésta, se considera que contribuye a la resistencia a flexión si tal refuerzo puede desarrollarse en la sección crítica; también se toma en cuenta que los momentos de las columnas se deben sumar de tal manera que se opongan a los momentos de las vigas según sea la dirección de análisis.

## **II.7 Métodos de Análisis estructural**

### **II.7.1 Análisis estático Lineal**

Se hace referencia a un análisis estático lineal cuando las ecuaciones de equilibrio, constitutivas y de compatibilidad que representa el comportamiento de la estructura son lineales.

La respuesta de la estructura se produce sin permitir que ninguno de sus elementos incurriere en el rango plástico y las principales propiedades no varían en función del tiempo, ya que ninguno de sus elementos puede tener deformaciones remanentes que permitan cambios en la matriz de rigidez (Aponte, 2009).

### **II.7.2 Análisis Estático No Lineal**

Con el fin de comprender el comportamiento en el rango inelástico en el que incursionan las estructuras sometidas a acciones sísmicas, se han creado con el tiempo herramientas de análisis como el Análisis Estático No Lineal (AENL) de cedencia sucesiva, popularmente conocido como Pushover. Este análisis se sustenta en investigaciones realizadas sobre miembros estructurales reales aplicando cargas laterales para observar la formación secuencial de rotulas plásticas (Rodríguez, D. 2012).

La Norma Venezolana Covenin 1756-2001 en su artículo 9.9, establece este método como una opción adecuada para ser usado de manera auxiliar al Método Estático Equivalente, a fin de obtener información sobre los mecanismos de falla, las demandas locales y globales de ductilidad, y la identificación de zonas críticas.

El AENL permite además determinar la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda posible ante un evento natural. La capacidad puede entenderse como una característica propia de la edificación que depende de factores como la geometría de los elementos, la cantidad de refuerzo, las propiedades de los materiales como rigidez y

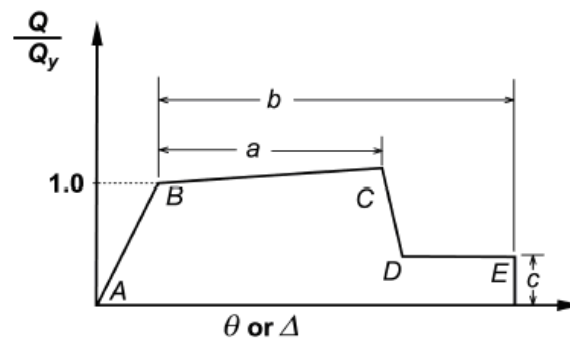
ductilidad, entre otras. La demanda depende de un sismo en particular, representado mediante un acelerograma o espectro de diseño, y hace referencia a las fuerzas y deformaciones impuestas por éste. De manera que la demanda, a diferencia de la capacidad, no es en teoría un valor constante, pues depende del conjunto de fuerzas externas o aceleraciones a las que se somete la edificación (Mora, Villalba, y Maldonado. 2006).

La demanda depende de la amenaza sísmica y del sitio de ubicación de la estructura así como de las características globales, y la capacidad depende de la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de sus miembros (Rodríguez, D. 2012). Por lo tanto para realizar el AENL en el presente Trabajo Especial de Grado es necesario contar con la siguiente información:

- Características constitutivas de los materiales.
- Las dimensiones de las secciones de vigas y columnas y el acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal y el detallado de cada uno de ellos.
- Las acciones gravitacionales (cargas permanentes y variables) que actúan sobre ella propuestas en la Norma Venezolana Covenin 2002-1988.
- La resistencia real de las vigas y las columnas determinadas gráficamente mediante diagramas de esfuerzo-deformación para vigas y de interacción para columnas.
- La posible ubicación donde podrían formarse las rótulas plásticas en los miembros estructurales.
- Las propiedades de las relaciones esfuerzo-deformación de las rótulas plásticas en función de su cantidad de acero de refuerzo longitudinal y transversal, así como su detallado y las solicitaciones que actúan.
- Patrones de cargas laterales aplicadas por piso en el centro de masa de la estructura.

En el AENL de una estructura actúan primero las cargas gravitacionales produciéndose las primeras deformaciones, luego pasan a actuar las cargas laterales que se incrementan, paso a paso, en una dirección hasta que se forma la primera rotula plástica y se presenta una redistribución de rigidez de la estructura, y así prosigue un proceso hasta que la estructura falla totalmente (Rodríguez, D. 2012).

La norma FEMA 356 establece los parámetros necesarios para el AENL de estructuras entre los cuales establece un diagrama momento-rotación normalizado para fijar los límites de desempeño en términos de las deformaciones, tal cual como el mostrado en la figura 2.11.



**Figura 2.11:** Curva generalizada de esfuerzo-deformación. Fuente: FEMA 356

## II.8 El modelado de las estructuras y El uso de computadora

En la actualidad cualquier proyecto estructural debe verificarse primero en una etapa de modelado mucho antes de pasar a la etapa de replanteo.

En la etapa de modelaje se representa la estructura real por medio de la construcción simplificada de los elementos que la conforman. Es muy importante que se entienda su comportamiento a fin de evitar que se utilicen más elementos de los que se necesitan y que retrasan el análisis

Posteriormente a la fase de modelaje, se deben determinar y analizar los esfuerzos y deformaciones en la estructura. Para ello se utilizan técnicas de análisis matricial de

estructuras (AME) y análisis por el método de elementos finitos (MEF), que involucran una gran cantidad de cálculos numéricos, de modo que es imprescindible utilizar algún programa de cómputo (Taboada y De Izcue, 2009).

En vista de la importancia que tienen actualmente estos programas en el análisis de estructuras, el presente trabajo de investigación, dentro del cual se desarrollan estructuras aperticadas de concreto reforzado, se usarán las capacidades de programas computacionales, por las facilidades que ofrecen en sus etapas de preprocesamiento, procesamiento y postprocesamiento.

## II.9 Límites de deriva asociados con diferentes niveles de daño no estructural

El apartado 10.2 de la Norma Venezolana Covenin 1756-2001 establece los valores límites de distorsión de entrepiso, para evitar daños excesivos en los elementos no estructurales de las edificaciones. Estos valores reflejan el estado actual del conocimiento tomando en cuenta los objetivos del control de desplazamientos, tanto para la protección de vidas, como para el control de daños. (Covenin 1756, 2001)

Según Ghobarah (2004), se pueden establecer límites de distorsión de entrepiso asociados a estos niveles de daño. La tabla 2.2 nos muestra los niveles específicamente para pórticos dúctiles resistentes momento.

**Tabla 2.2.** Límites de distorsión de entrepiso (%) asociados a niveles de daño

Fuente: Adaptado de Ghobarah (2004)

Estado de Daño	Ductil PRM
No hay daño	<0.2
Daño reparable a) Daño suave b) Daño moderado	0.4 <1.0
Daño Irreparable (>punto de cedencia)	>1.0
Daño severo - Seguridad de la Vida - Colapso parcial	1.8
Colapso	3.0



## **CAPÍTULO III**

### **MÉTODO**

#### **III.1 Recopilación de información**

Para el desarrollo efectivo del Trabajo Especial de Grado fue necesaria una investigación bibliográfica veraz y congruente a la temática planteada, así como la revisión de las normas que especifican los parámetros para el diseño y comportamiento de edificaciones. Del planteamiento del problema surge una línea de investigación que orienta los tópicos a indagar.

#### **III.2 Proyecto**

Como en todo proceso investigativo se concibieron los objetivos que llevaron a concluir razonablemente la problemática que se planteó inicialmente y que justificó el tiempo de investigación y esfuerzo invertido. Se definió el alcance y limitaciones del proyecto, delimitando también el tipo de estructuras con el que se desarrolló la investigación. En este caso 2 estructuras aporticadas de concreto armado con un nivel de diseño 3 (ND3) según la Norma Covenin 1756-2001.

Las subsiguientes etapas mencionadas en este capítulo corresponden al desarrollo sistemático del estudio para las dos estructuras.

#### **III.3 Predimensionado del modelo**

Con el fin de establecer las dimensiones de los elementos estructurales se realizó un análisis y proceso iterativo en algunas etapas, para la elección de las proporciones más eficientes en términos de comportamiento y económicos.

### **III.3.1 Análisis de cargas**

A fines de determinar las acciones que se aplicaron sobre la estructura se realizó el análisis de cargas permanentes y variables pertinente dictaminado por la Norma Venezolana Covenin 2002-1988 para edificaciones de uso residencial con terraza visitable.

### **III.3.2 Acción Sísmica**

Con las cargas gravitacionales definidas, se puntualizaron los factores que determinan la amenaza sísmica y el sitio de ubicación de las estructuras para establecer el espectro elástico de respuesta y el espectro reducido que permite estimar la demanda sísmica para el diseño.

### **III.3.3 Combinaciones de carga**

Debido a las acciones que actúan sobre la estructura tanto gravitacionales como sísmicas, se aplicaron las combinaciones mínimas que exige la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.

### **III.3.4 Deriva**

Con las cargas gravitacionales y la demanda sísmica de las estructuras establecida, se procedió a verificar que incursionaran dentro del rango de distorsión establecido en el capítulo 10 de la Norma Venezolana Covenin 1756-2001 para el control de los desplazamientos y limitar el daño de los elementos no estructurales en función de la deriva.

## **III.4 Diseño**

Se determinaron las áreas de acero necesarias para resistir las solicitaciones actuantes en los diferentes elementos estructurales con la ayuda del programa SAP2000 v14. De manera prudente, se chequearon y modificaron los valores en conformidad con los parámetros mínimos establecidos en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.

Posterior a esto, se generó una propuesta de barras de acero comercial colocadas en las secciones de las mismas que cumplieran con los valores de acero estimados.

Para todas las verificaciones y ajustes posteriores se determinaron los momentos resistentes en columnas usando los aceros reales, para la carga axial de la combinación que generó el valor más desfavorable usando diagramas de interacción y para las vigas se determinó su capacidad última usando los diagramas de momento-curvatura de cada sección.

Cada modelo de análisis se acompañó de una evaluación sismorresistente a través de la aplicación de un análisis estático no lineal (pushover) mediante el uso del programa computacional SAP2000, siguiendo los lineamientos establecidos en el documento FEMA 356 para el comportamiento inelástico de vigas y columnas.

### **III.5 Verificación según el Procedimiento 1**

Se realizó la verificación del cumplimiento de la resistencia mínima a flexión en columnas usando el procedimiento 1 establecido en la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006. El cociente de la sumatoria de los momentos resistentes de las columnas y los momentos resistentes de las vigas que llegan a las caras de un nodo, ofreció una estimación del comportamiento y el cumplimiento del procedimiento 1.

### **III.6 Verificación según el Procedimiento 2**

Se procedió con la verificación del cumplimiento de la resistencia mínima a flexión en columnas usando el procedimiento 2 establecido en la Norma Venezolana FONDONORMA 1753-2006. El cociente de la sumatoria de los momentos resistentes de todas las columnas que se conectan por debajo de un mismo nivel y los momentos resistentes de todas las vigas en la dirección en consideración, ofreció una estimación del comportamiento y el cumplimiento del procedimiento 2.

### **III.7 Ajuste normativo del procedimiento 1**

Se realizó el ajuste de la estructura para garantizar el cumplimiento del procedimiento 1, adecuando la cantidad de acero en las columnas de los nodos con relaciones de resistencias inferiores a lo estipulado en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.

### **III.8 Ajuste normativo del procedimiento 2**

Se realizó el ajuste de la estructura para garantizar el cumplimiento del procedimiento 2, adecuando la cantidad de acero en las columnas de los niveles con relaciones de resistencias inferiores según lo estipulado en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.

### **III.9 Ajuste planteado del procedimiento 1**

Se ejecutó un proceso iterativo de ajuste y evaluación de nuevos valores que definan para el procedimiento 1, la relación por nodos de resistencia mínima a flexión en columnas y vigas, que permitan garantizar un comportamiento plástico que no comprometiera la estabilidad de la estructura.

Para esto se dispuso modificar la resistencia de las columnas aumentando sólo sus cantidades de refuerzo longitudinal, excluyendo los nodos del nivel más alto para que la verificación sea consistente con lo expuesto por el Procedimiento 1 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.

### **III.10 Ajuste planteado del procedimiento 2**

Se ejecutó un proceso iterativo de ajuste y evaluación de nuevos valores que definan para el procedimiento 2, la relación por nivel de resistencia mínima a flexión de columnas y vigas, que permitan garantizar un comportamiento plástico que no comprometiera la estabilidad de la estructura.

Para garantizar la formación de las rotulas plásticas en las vigas y generar mecanismos ideales se dispuso modificar la resistencia de las columnas aumentando sólo sus cantidades de refuerzo longitudinal.

## CAPÍTULO IV

### TÓPICOS GENERALES DEL ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

A fin de delimitar y constituir el problema de estudio, se elaboraron dos modelos de estructuras regulares en concreto armado, a efectos de simular su comportamiento en el espacio ante las propiedades mecánicas y las acciones sísmicas y gravitacionales consideradas en lo sucesivo.

#### IV.1 Propiedades de los materiales

Dentro de las propiedades mecánicas de los materiales considerados para el análisis, se puede distinguir que se usó  $250 \text{ kgf/cm}^2$  de resistencia a compresión del concreto ( $f'_c$ ) con un módulo de elasticidad ( $E_c$ ) de  $238753 \text{ kgf/cm}^2$  determinado según la fórmula 4.1 y  $2500 \text{ kgf/m}^3$  de peso unitario ( $\gamma$ ).

$$E_c = 15100\sqrt{f'_c} \quad (4.1)$$

Se consideró  $4200 \text{ kgf/cm}^2$  de esfuerzo cedente ( $f_y$ ) para el acero con módulo de elasticidad ( $E_s$ )  $2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$  y la pendiente de la rama de endurecimiento se consideró horizontal con un comportamiento elástico perfectamente plástico (EPP).

#### IV.2 Acciones Gravitacionales

Para definir las acciones gravitacionales se realizó el análisis de cargas permanentes y cargas variables pertinente según lo dictaminado por la Norma Venezolana Covenin 2002-1988 para edificaciones de uso residencial con terraza visitable.

Se asumió que las losas eran nervadas en una dirección con bloques de arcilla y espesor de 25cm, acabado de piso y de techo según corresponda al nivel, además del respectivo aporte de la mampostería. Se consideró además, un cerramiento completo de los

entrepisos y un antepecho de 1 metro de altura para el techo, ambos de bloques de arcilla de 15 cm de espesor frisados por ambas caras.

La tabla 4.1 muestra las acciones por unidad de área correspondientes a los entrepisos y la tabla 4.2 muestra lo propio para el techo de las estructuras.

**Tabla 4.1:** Acciones gravitacionales de entrepiso

Fuente: Elaboración Propia

Peso Propio de Losa (e=25cm) ( Kgf/m <sup>2</sup> )	315
Granito ( Kgf/m <sup>2</sup> )	100
Mortero Acabado Inferior ( Kgf/m <sup>2</sup> )	30
Tabiquería ( Kgf/m <sup>2</sup> )	150
<b>TOTAL Carga Permanente ( Kgf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>595</b>
<b>TOTAL Carga Variable ( Kgf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>175</b>

**Tabla 4.2:** Acciones gravitacionales de techo

Fuente: Elaboración Propia

Peso Propio de Losa (e=25cm) ( Kgf/m <sup>2</sup> )	315
Manto Asphaltico ( Kgf/m <sup>2</sup> )	10
Mortero Pendiente ( Kgf/m <sup>2</sup> )	110
Mortero Acabado Inferior ( Kgf/m <sup>2</sup> )	30
<b>TOTAL Carga Permanente ( Kgf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>465</b>
<b>TOTAL Carga Variable ( Kgf/m<sup>2</sup>)</b>	<b>100</b>

### IV.3 Análisis Sísmico para el diseño

Con las cargas gravitacionales definidas, se puntualizaron los factores que determinan la amenaza sísmica de las estructuras para establecer el espectro elástico de respuesta y el espectro reducido para estimar la demanda sísmica para el diseño.

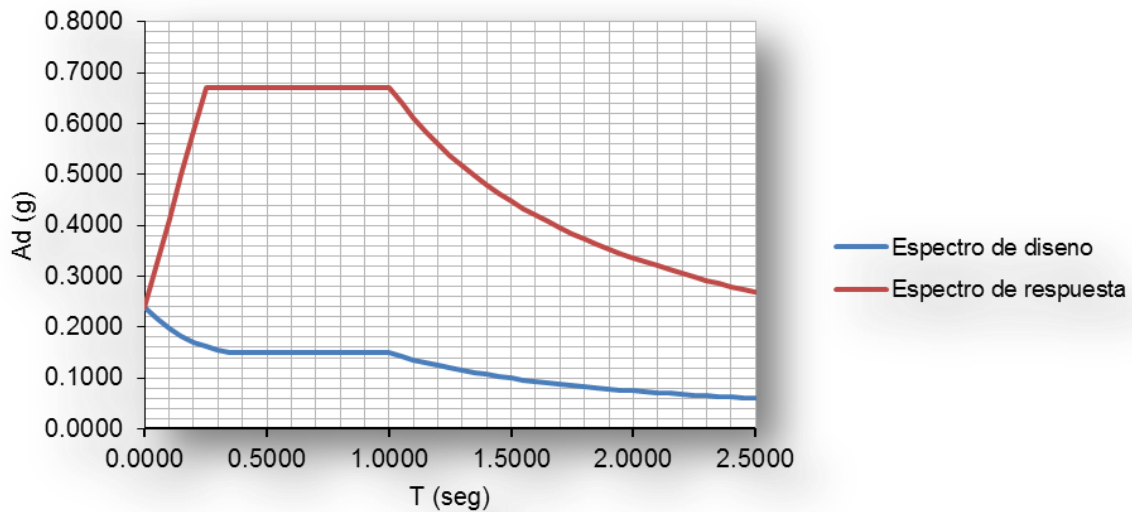
En conformidad con la Norma Venezolana Covenin 1756-2001, se puntualizó una zona sísmica 5, forma espectral S3, Nivel de Diseño 3 (ND3) y grupo B2 según el uso residencial que se definió.

Así, se especificaron los parámetros de la tabla 4.3 y se obtuvo la gráfica espectral representada en la figura 4.1.

**Tabla 4.3:** Parámetros del espectro de diseño

Fuente: Elaboración propia

$A_0$ (g)	0.30
$\varphi$	0.80
$\alpha$	1.00
R	4.5
$\beta$	2.80
$\rho$	1.00
$T^*$ (sg)	1.00
$T_0$ (sg)	0.25
$T_+$ (sg)	0.35
c	1.13



**Figura 4.1:** Espectro elástico de respuesta y espectro sísmico de diseño.

Fuente: Elaboración propia

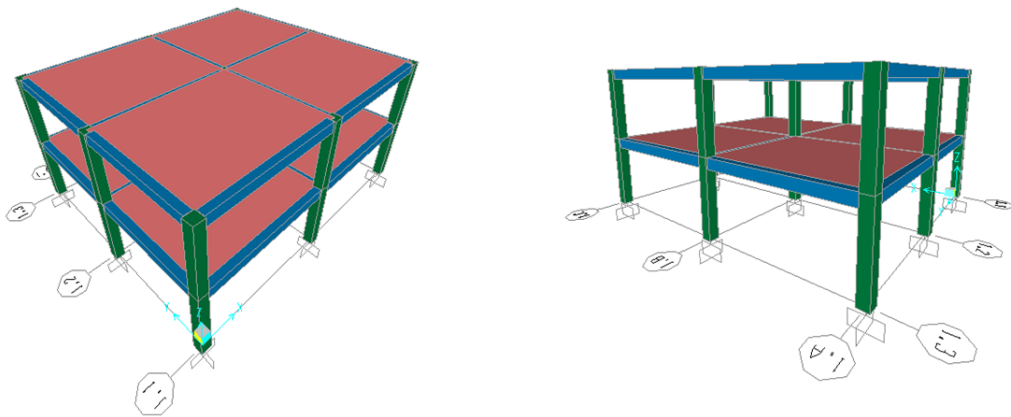


Para realizar los diseños según los lineamientos de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 y Norma Venezolana Covenin 1756-2001 se consideró que los modelos numéricos tenían comportamientos elásticos lineales asumiendo además, que los elementos estructurales tenían inercias reducidas. Para las vigas se usó el 40% de sus inercias gruesas y para las columnas el 60%.

Las combinaciones de carga utilizadas se muestran en la ecuación 2.1 considerada con anterioridad. El efecto del sismo vertical fue  $S_v = 0.1344$  CP, determinado con la fórmula 2.2

#### IV.4 Estructura 1

Es una estructura regular aporticada como se representa en la figura 4.2, de dos pisos y 3m de altura cada uno. Dos vanos en dirección “X” de 6m cada uno y dos en dirección “Y” de 5m.

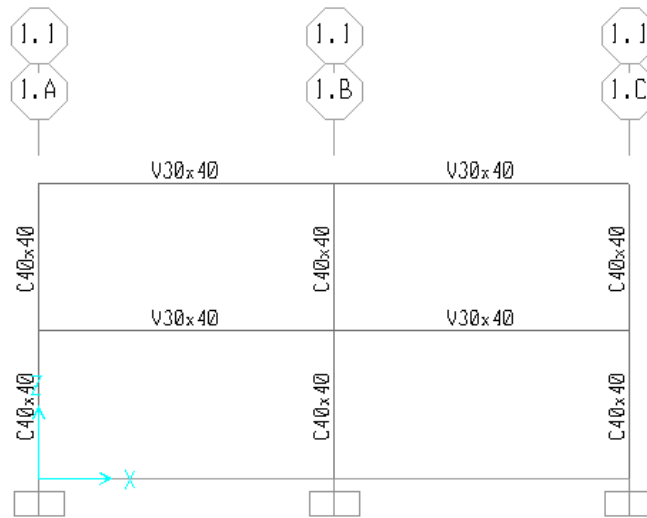


**Figura 4.2:** Perspectivas de la Estructura 1

Fuente: SAP2000

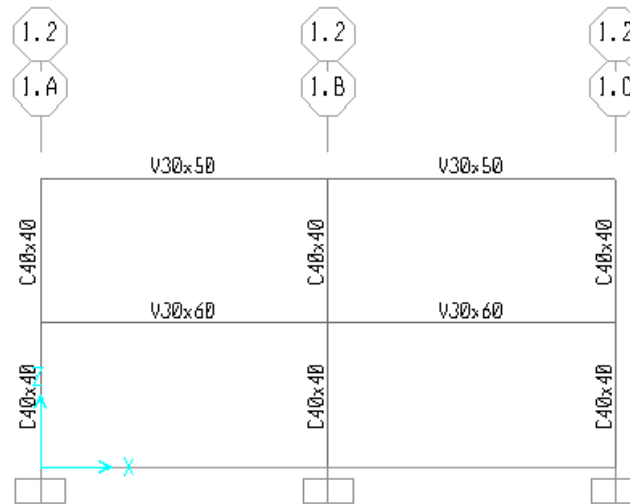
Para referenciar el estudio en etapas posteriores se identificaron los pórticos de esta estructura. En la dirección X se tienen tres pórticos identificados como “1.1”, “1.2” y “1.3”.

Por la simetría de la estructura, y para simplificar el análisis, cada detalle del pórtico “1.1” es equivalente al pórtico “1.3”. Las dimensiones de los mismos se encuentran detallados en las Figuras 4.3 y 4.4 presentadas a continuación.



**Figura 4.3:** Dimensiones de los elementos del portico 1.1

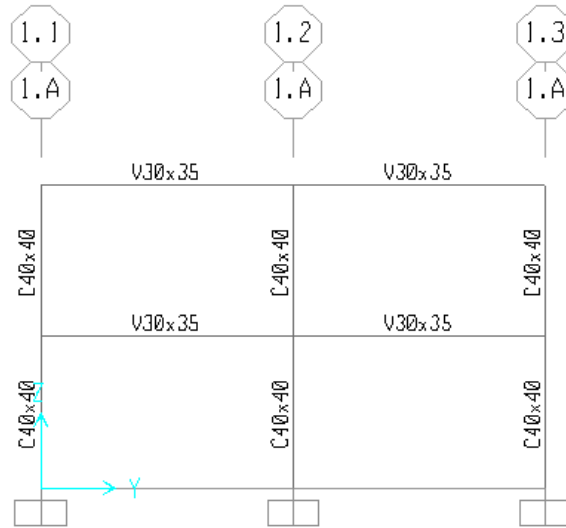
Fuente: SAP2000



**Figura 4.4:** Dimensiones de los elementos del pórtico 1.2

Fuente: SAP2000

En la dirección Y se tienen igualmente tres pórticos que se denotaran como “1.A”, “1.B” y “1.C”. Por la simetría de la estructura, y para simplificar el análisis, cada detalle relacionado con el diseño y con los esfuerzos que soporta el pórtico “1.A” es equivalente al pórtico “1.C”. En la figura 4.5 se observan las dimensiones del pórtico 1.A, semejantes también para los demás pórticos en esta dirección.



**Figura 4.5:** Dimensiones de los elementos del portico 1.A y 1.B

Fuente: SAP2000

El análisis sísmico se concretó con un análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad y diafragma rígido usando el programa computacional SAP200. Considerando como coordenadas de respuesta en cada modo los desplazamientos horizontales de la respuesta sísmica en las direcciones X e Y actuando independientemente y la torsión de cada nivel. La tabla 4.4 muestra el periodo y el índice de masa participativa por dirección de los 6 modos definidos para este análisis.

El peso sísmico total (W) de la estructura fue 233,28 tf . La cortante basal en la dirección X fue 49,54 tf y 48,63 tf en la dirección Y. Además, el coeficiente sísmico se comprobó mayor que el mínimo establecido en la Norma Venezolana Covenin 1756-2006. La distorsión total de la estructura fue 0,012 en la dirección X y 0,015 en la dirección Y.

**Tabla 4.4:** Propiedades dinámicas de la Estructura 1

Fuente: Elaboración Propia

Modo	Periodo (s)	Índice de Masa Participativa	
		X	Y
1	0,57	0.00	0.84
2	0,49	0.86	0.84
3	0,47	0.86	0.84
4	0,16	0.86	1.00
5	0,15	1.00	1.00
6	0,14	1.00	1.00

A la par, la tabla 4.5 muestra los valores de distorsión de cada piso de la Estructura 1 sometida a las acciones establecidas con anterioridad y cumpliendo con lo dictaminado por la Norma Venezolana Covenin 1756-2001 para edificaciones del Grupo B2 con elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños por deformaciones.

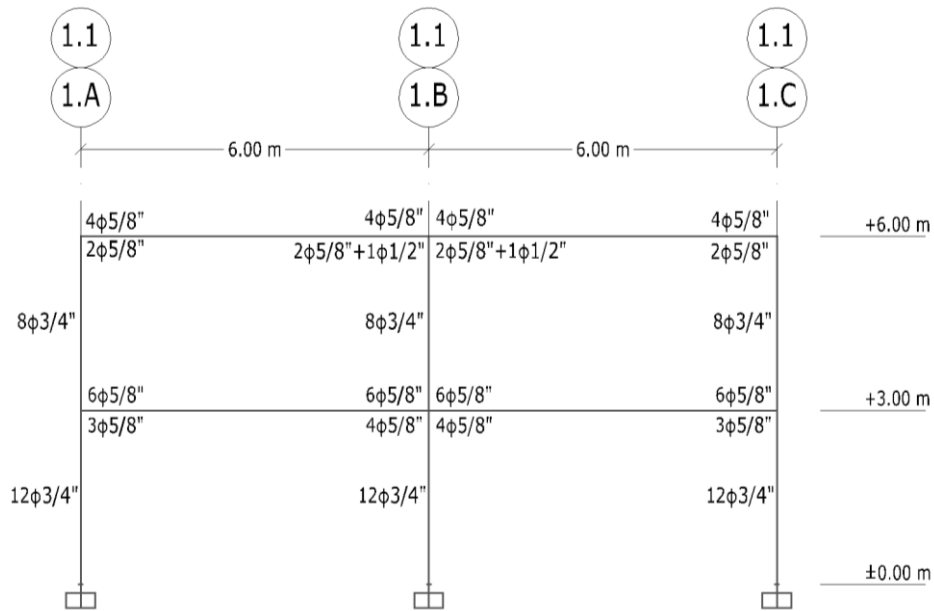
**Tabla 4.5:** Distorsión por piso de la Estructura 1

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	Distorsión (cm/cm)	
	X	Y
TECHO	0,011	0,013
NIVEL 1	0,013	0,017

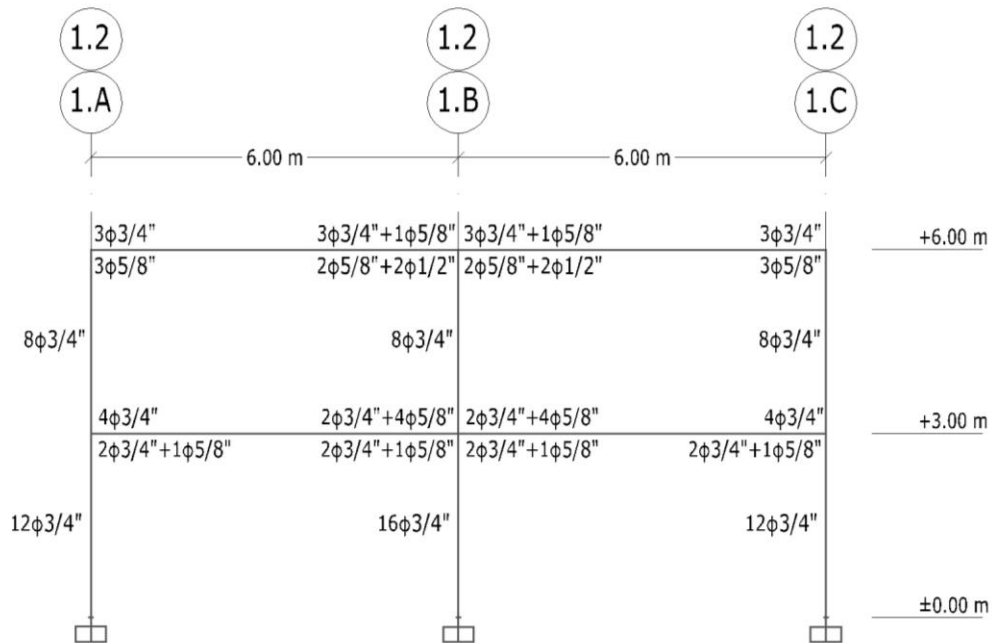
Definido el análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad por nivel usando diafragmas rígidos en la estructura, se determinaron las áreas de acero de los diferentes elementos, necesarias para resistir las solicitaciones. De manera prudente, se chequearon y modificaron los valores en conformidad con los parámetros mínimos establecidos en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 y se generó una propuesta de barras de acero comercial colocadas en las secciones de las mismas que cumplieran con los valores de acero.

Las figuras 4.6; 4.7; 4.8 y 4.9 muestran el acero de refuerzo colocado en los elementos de los pórticos de la Estructura 1 Original.



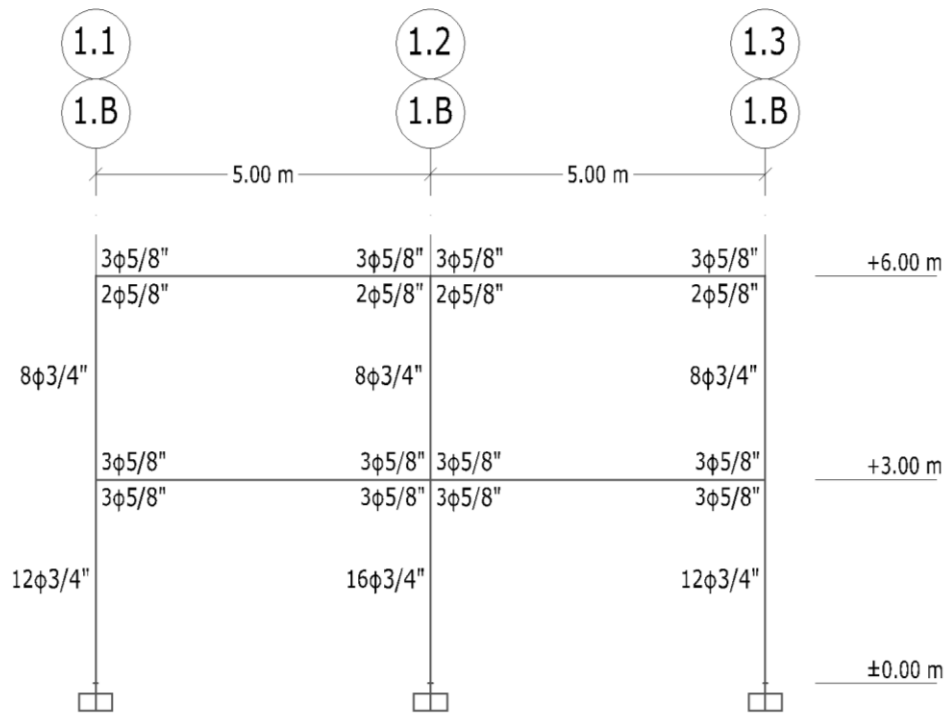
**Figura 4.6:** Acero de refuerzo del pórtico 1.1

Fuente: Elaboración Propia



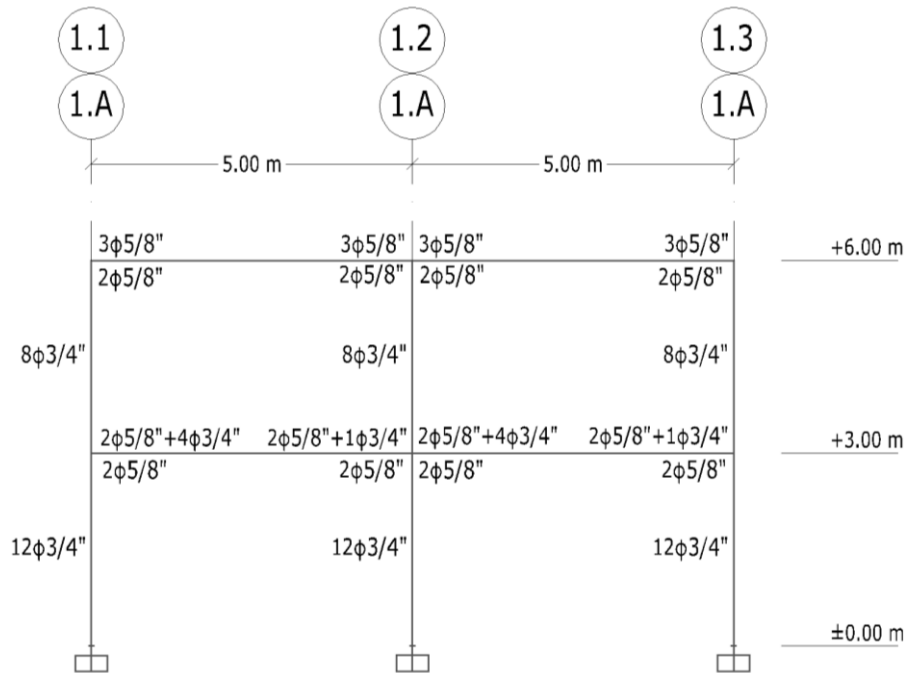
**Figura 4.7:** Acero de refuerzo del pórtico 1.2

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 4.8:** Acero de refuerzo del pórtico 1.B

Fuente: Elaboración Propia



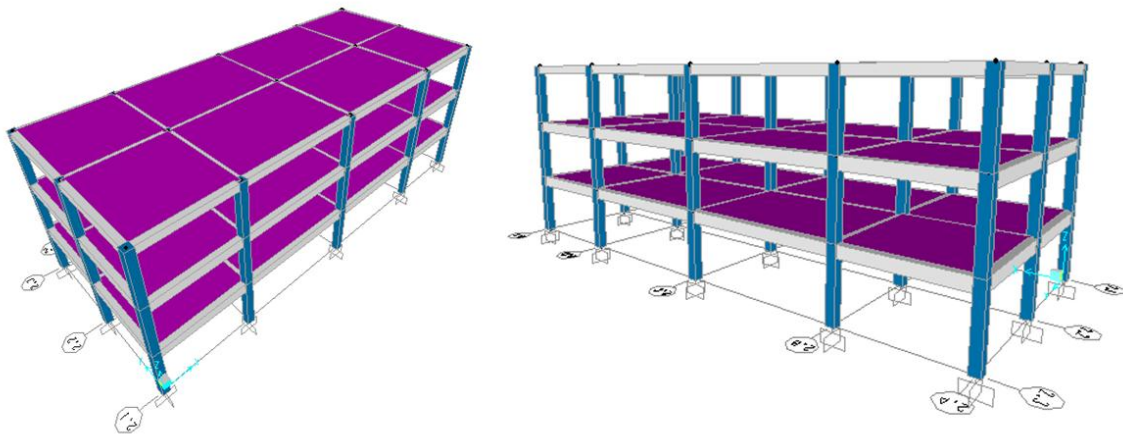
**Figura 4.9:** Acero de refuerzo del pórtico 1.C

Fuente: Elaboración Propia

## IV.5 Estructura 2

Es una estructura regular aporticada como se representa en la figura 4.10, de tres pisos de 3m de altura cada uno. Cuatro vanos en dirección “X”, los dos centrales de 7m y los externos de 5m y dos vanos en la dirección “Y” de 5m.

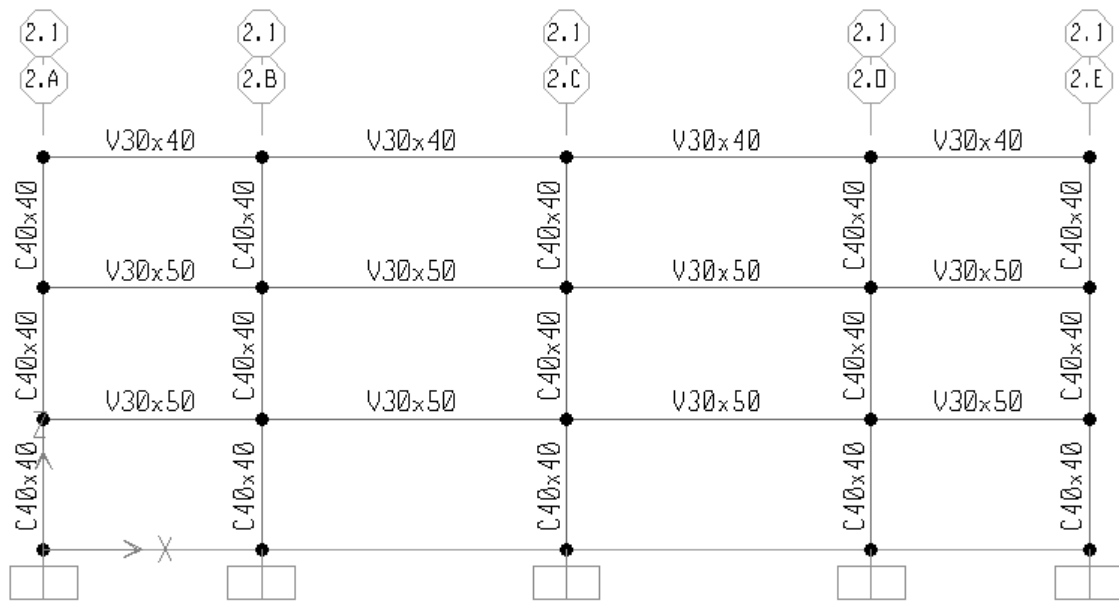
Para referenciar el estudio de la estructura en etapas posteriores se identificaron los pórticos de esta estructura. En la dirección X se tiene tres pórticos identificados como “2.1”, “2.2 y “2.3”. Por la simetría de la estructura, y para simplificar el análisis, cada detalle del pórtico “2.1” es equivalente al pórtico “2.3”. Las dimensiones de los mismos se encuentran detalladas en las Figuras 4.11 y 4.12 presentadas en lo sucesivo.



**Figura 4.10:** Perspectivas de la Estructura 2

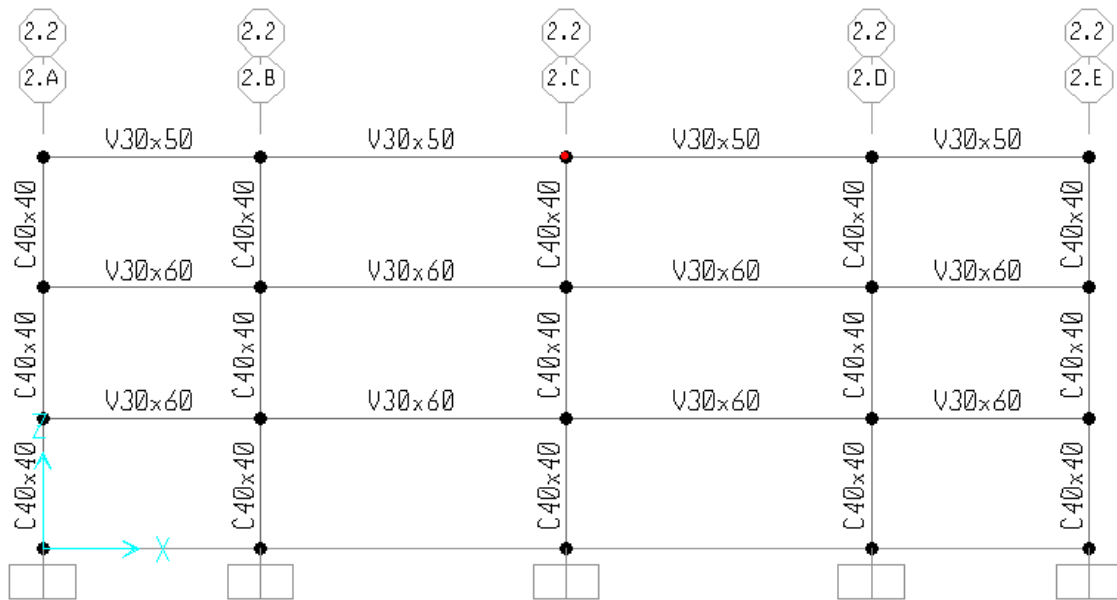
Fuente: SAP2000

En la dirección Y se tienen cinco pórticos que se denotaran como “2.A”, “2.B” y “2.C”, “2.D” y “2.E”. Por la simetría de la estructura, y para simplificar el análisis, cada detalle relacionado con el diseño y con los esfuerzos que soporta el pórtico “2.A” es equivalente al pórtico “2.E”, y cada detalle del pórtico “2.B” es equivalente al pórtico “2.D”. En la figura 4.13 se observan las dimensiones del pórtico 2.A, semejantes también para los demás pórticos en esta dirección.



**Figura 4.11:** Dimensiones de los elementos del portico 2.1

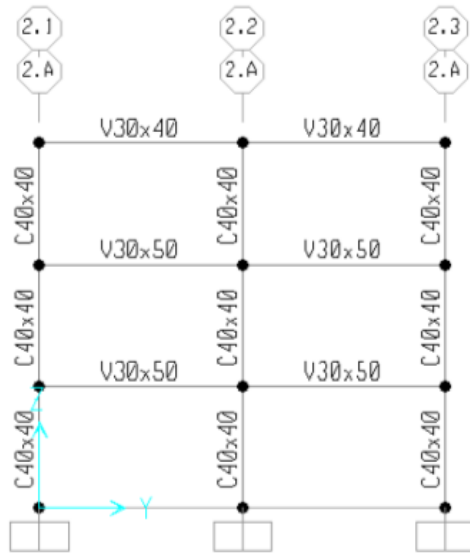
Fuente: SAP2000



**Figura 4.12:** Dimensiones de los elementos del portico 2.2

Fuente: SAP2000





**Figura 4.13:** Dimensiones de los elementos del portico 2.A

Fuente: SAP2000

El análisis sísmico se concretó con un análisis dinámico espacial de superposición modal con tres grados de libertad y diafragma rígido usando el programa computacional SAP200. Considerando como coordenadas de respuesta en cada modo los desplazamientos horizontales de la respuesta sísmica en las direcciones X e Y actuando independientemente y la torsión de cada nivel. La tabla 4.6 muestra el periodo y el índice de masa participativa por dirección de los 9 modos definidos para este análisis.

**Tabla 4.6:** Propiedades dinámicas de la Estructura 2

Fuente: Elaboración Propia

Modo	Periodo (s)	Índice de Masa Participativa	
		X	Y
1	0,68	0.00	0.86
2	0,64	0.86	0.86
3	0,60	0.86	0.86
4	0,20	0.86	0.97
5	0,20	0.97	0.97
6	0,18	0.97	0.97
7	0,12	0.97	1.00
8	0,11	1.00	1.00
9	0,11	1.00	1.00

El peso sísmico total (W) de la estructura fue 473,95 tf . La cortante basal en la dirección X fue 112,27 tf y 111,84 tf en la dirección Y. Además, el coeficiente sísmico se comprobó mayor que el mínimo establecido en la Norma Venezolana Covenin 1756-2006. La distorsión total de la estructura fue 0,012 en la dirección X y 0,014 en la dirección Y.

A la par, la tabla 4.7 muestra los valores de distorsión de cada piso de la Estructura 2 sometida a las acciones establecidas con anterioridad y cumpliendo con lo dictaminado por la Norma Venezolana Covenin 1756-2001 para edificaciones del Grupo B2 con elementos no estructurales susceptibles a sufrir daños por deformaciones.

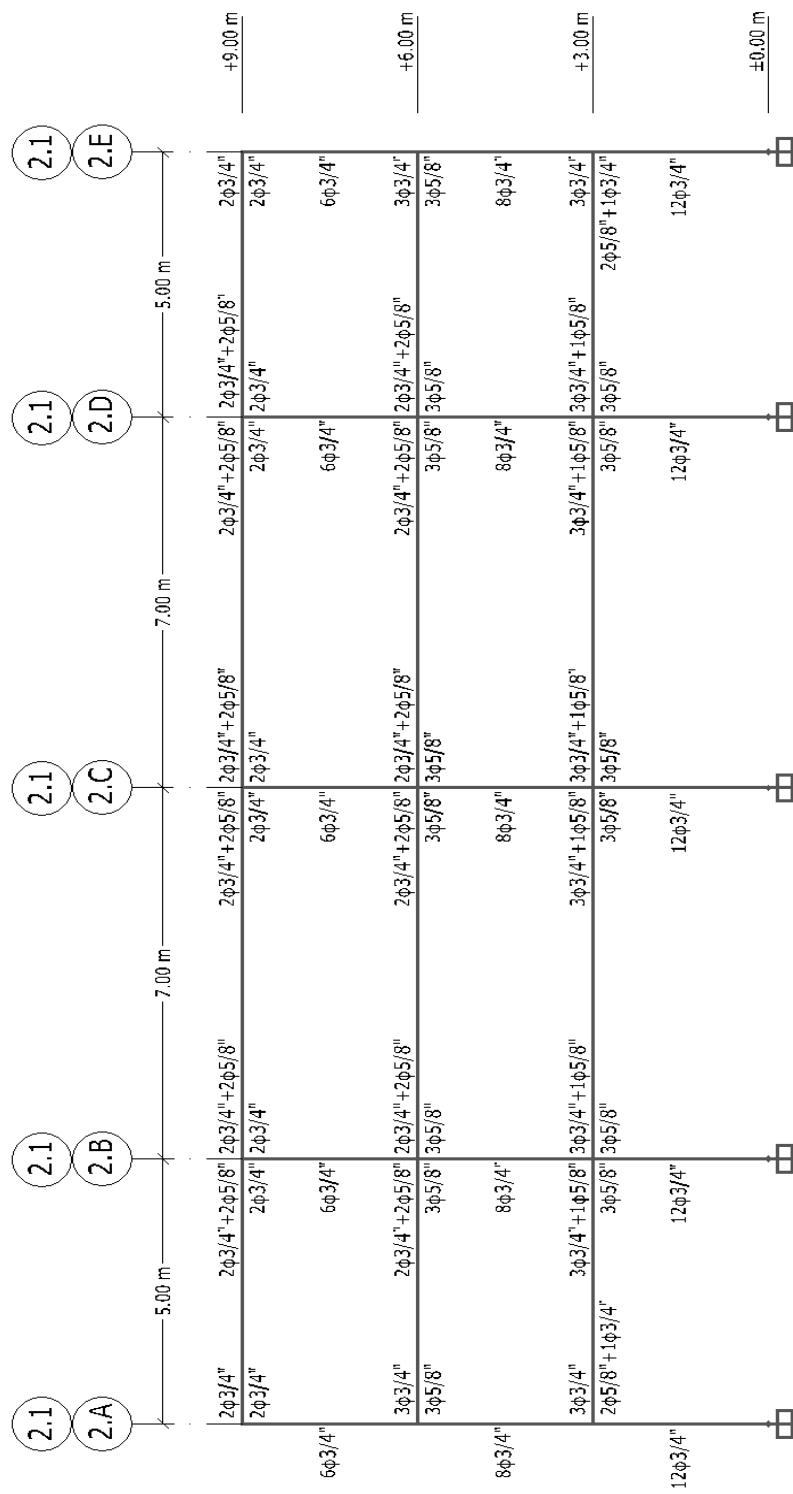
**Tabla 4.7:** Distorsión por piso de la Estructura 2

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	Distorsión (cm/cm)	
	X	Y
TECHO	0,010	0,011
NIVEL 1	0,015	0,017
NIVEL 2	0,012	0,013

Definido el análisis, se determinaron las áreas de acero de los diferentes elementos necesarias para resistir las solicitaciones. De manera prudente, se chequearon y modificaron los valores en conformidad con los parámetros mínimos establecidos en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 y se generó una propuesta de barras de acero comercial colocadas en las secciones de las mismas que cumplieran con los valores de acero.

Las figuras 4.14; 4.15; 4.16 y 4.17 muestran el acero de refuerzo colocado en los elementos de los pórticos de la Estructura 1 Original.



**Figura 4.14:** Acero de refuerzo del pórtico 2.1

Fuente: Elaboración Propia

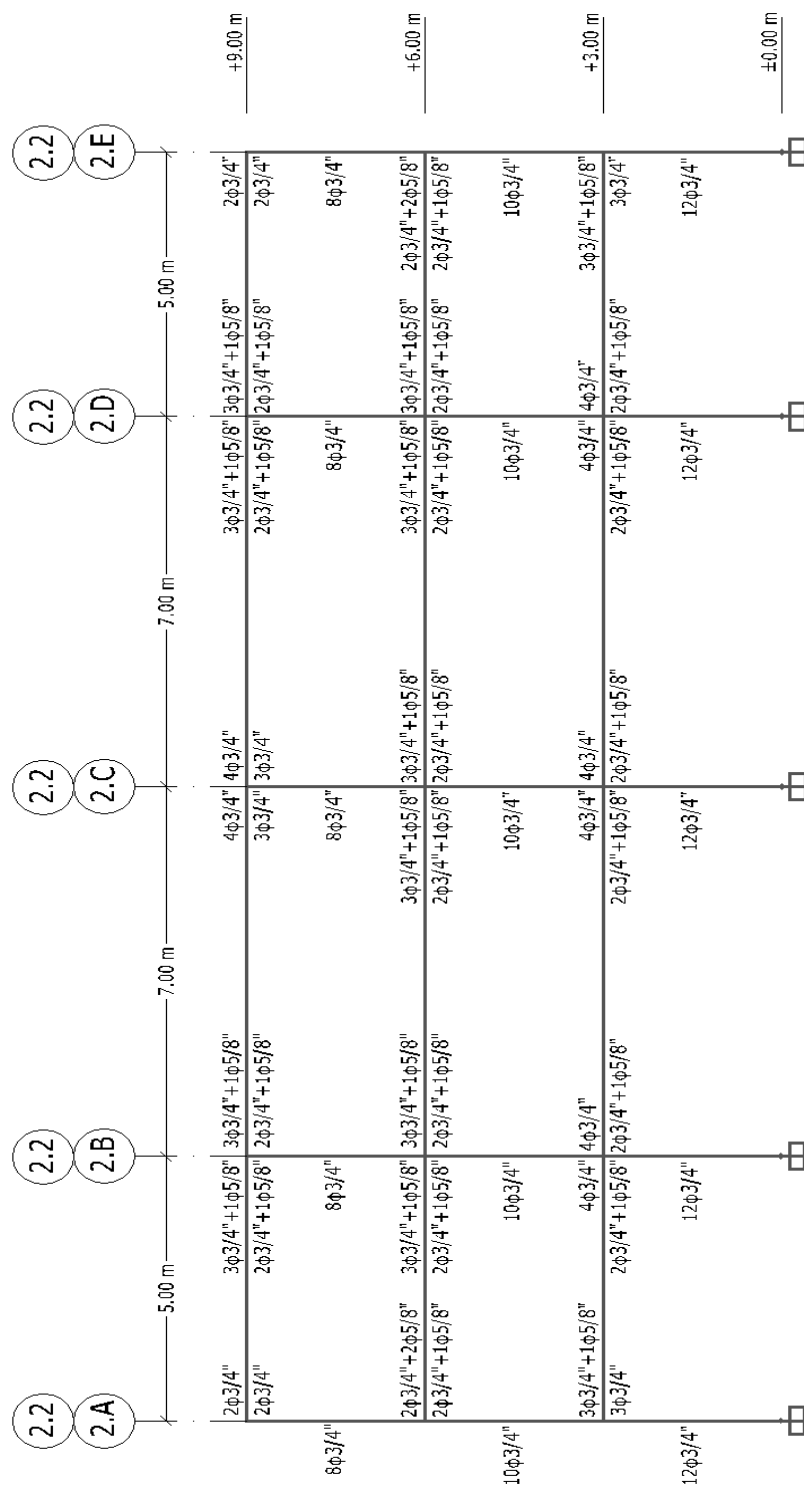
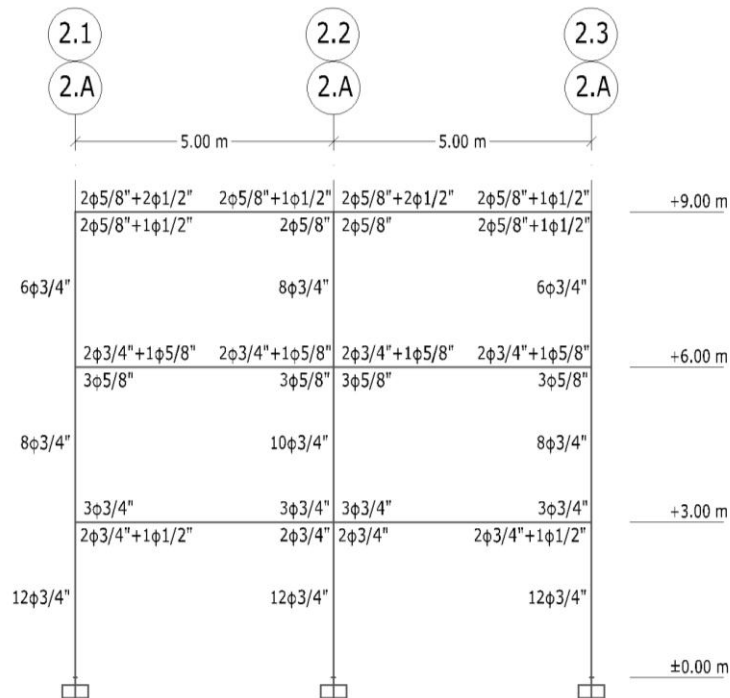


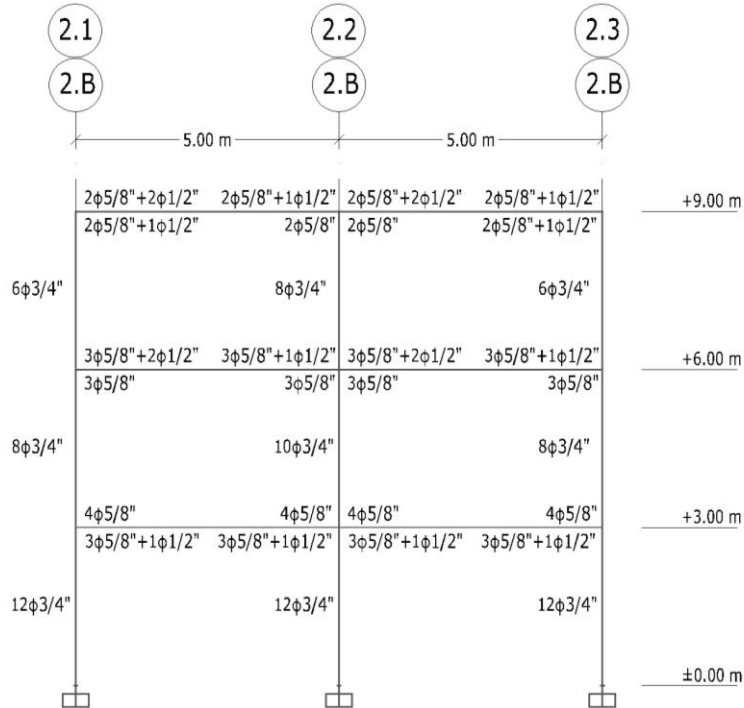
Figura 4.15: Acero de refuerzo del pórtico 2.2

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 4.16:** Acero de refuerzo del pórtico 2.A

Fuente: Elaboración Propia



**Figura 4.17:** Acero de refuerzo del pórtico 2.B

Fuente: Elaboración Propia

#### **IV.6 Análisis Estático no lineal**

Con la finalidad de analizar el comportamiento de las estructuras calculadas para todos los modelos elaborados, se realizaron análisis estáticos no lineales (pushover), a fin de conocer los mecanismos de colapso que se pueden originar por la formación de rotulas plásticas en vigas y columnas.

Sólo se consideró en los análisis estáticos no lineales, la posible formación de rotulas plásticas en los extremos de los elementos, por flexión en vigas y por interacción de flexión y carga axial en columnas, sin reducción de sus inercias.

Para modelar el comportamiento de las rotulas plásticas de las vigas se usaron los parámetros propuestos en la tabla 6-7 del FEMA 356. Y para las rotulas de las columnas los parámetros propuestos por el ASCE/SEI 41 en las modificaciones propuestas a la tabla 6-8 del FEMA 356.

Se tomaron en cuenta dos patrones de carga lateral que corresponden a los usados comúnmente para verificar el comportamiento en el rango inelástico de estructuras ante el pushover. El primer patrón corresponde a una distribución vertical triangular consistente de cargas laterales proporcionales a la altura del nivel medida desde la base y el segundo patrón corresponde a una distribución vertical uniforme consistente de cargas laterales de la misma magnitud.

## CAPÍTULO V

### RESULTADOS Y ANÁLISIS

#### V.1 Análisis de la Estructura 1 Original

Para la verificación de la resistencia mínima a flexión de los elementos estructurales, se deben considerar las variaciones de sentido que pueden sufrir las solicitaciones, cambiando los signos de manera consistente.

La Estructura 1 es simétrica para cada dirección X e Y, ortogonales entre sí. Por lo que las solicitaciones en la estructura se consideran también simétricas en cada dirección. Convenientemente se hará el estudio solo en el sentido positivo de las acciones sísmicas horizontales.

Las tablas 5.1 y 5.2 presentan los resultados de la evaluación de los procedimientos 1 y 2 del pórtico 1.1 respectivamente, de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 establecidos para que se formen mecanismos plásticos aceptables en estructuras de concreto armado. Las casillas en rojo indican los valores que no cumplen con la relación mínima establecida en el procedimiento.

**Tabla 5.1:** Evaluación por nodos del Pórtico 1.1.

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	1A	1B	1C
	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	2.88	0.89	1.52
P1	4.92	1.96	2.59

El Pórtico 1.1, bajo las condiciones de diseño original, cumple con la verificación según el Procedimiento 1 excluyendo los nodos del techo. Igualmente cumple con lo

impuesto por el Procedimiento 2 por un margen bastante aceptable como se observa en la tabla 5.2.

**Tabla 5.2:** Evaluación por nivel del Pórtico 1.1

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	SH(+)
T	1.40
P1	1.61

El Pórtico 1.2 tal como fue diseñado originalmente no cumple cabalmente con ninguno de los dos procedimientos como se observa en la tabla 5.3, sin tomar en cuenta los nodos del techo para el Procedimiento 1, en el nodo central del nivel más bajo no se cumple con el cociente 1,20. La verificación por nivel también se aleja por debajo del cociente deseado tal cual como se observa en la tabla 5.4, cumpliendo con los requerimientos de diseño por flexión establecido en el ítem 18.3.3 del capítulo 18 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.

**Tabla 5.3:** Evaluación por nodos del Pórtico 1.2.

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	1A	1B	1C
	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.57	0.58	1.10
P1	2.47	1.07	1.69

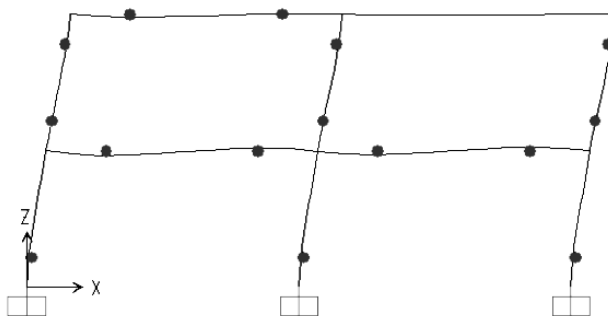
**Tabla 5.4:** Evaluación por nivel del Pórtico 1.2

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	SH(+)
T	0.91
P1	0.93



La figura 5.1 muestra el mecanismo de colapso que resultó del análisis estático no lineal de la Estructura 1 Original (pushover), común para los dos patrones de carga, detectándose en la historia de formación de rótulas, la articulación de las columnas antes que en las vigas. Se observa la formación de un mecanismo no deseado de segundo piso para una distorsión de 19.7‰ para el caso del patrón 1 y una distorsión de 15.0‰ para el segundo patrón de cargas laterales, aunque la estructura es capaz de resistir mayor corte antes de colapsar según este último.



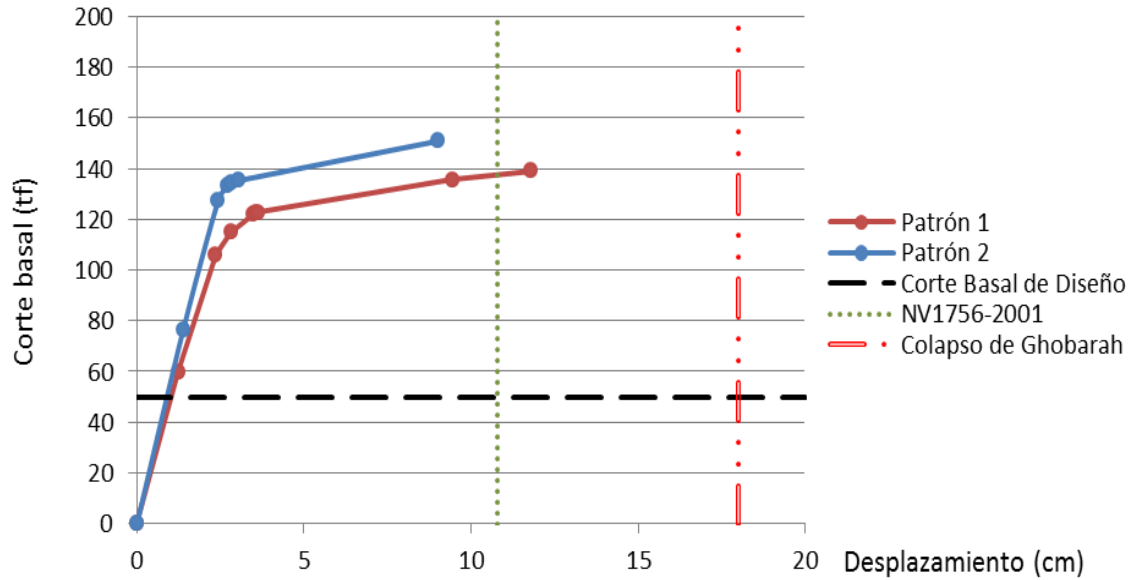
**Figura 5.1:** Mecanismo plástico de colapso del Pórtico 1.2 de la Estructura 1 Original.

Fuente: SAP2000

En la figura 5.2 se muestra la curva de capacidad de la Estructura 1 original en la dirección X. Se determinaron y graficaron en la misma imagen los desplazamientos máximos permitidos por la Norma Venezolana Covenin 1756-2001. A pesar de que los desplazamientos máximos permitidos por Ghobarah son valores de entrepiso, para fines referenciales y por simplicidad, se calculó y se graficó para este y posteriores análisis, el valor de distorsión representativo de toda la altura de la edificación. Para el 18‰ el desplazamiento sería de 10,8 cm y para el 30‰ de 18,0 cm. De igual forma se observa que la estructura con el patrón 1 desarrolla una mayor deformación con respecto al patrón 2.

La estructura está, en líneas generales de los dos patrones de carga, trabajando al límite de lo establecido en el apartado 10.2 de la Norma Venezolana Covenin 1756-2001 para estructuras de este tipo, por lo que es probable que incluso sufra daños por

deformaciones debido a un mecanismo desfavorable cumpliendo con los valores permitidos por la norma, es decir, un comportamiento impropio.



**Figura 5.2:** Curva de capacidad de la Estructura 1 Original en dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

Aunque es evidente el daño estructural irreparable con la formación de rótulas plásticas, contrastando la estructura con la escala de Ghobarah (2004), se hacen previsible daños severos a los elementos no estructurales. Sin embargo, la gravedad de la formación de mecanismos plásticos que incluyen a las columnas hace irrelevantes este tipo de daños.

Para estimar la deformación se identificaron los puntos que caracterizan el límite de cedencia y la deformación última, y con el cociente de estos valores se obtuvo, como se muestra en la fórmula 5.1, el factor de ductilidad asociado a la máxima deformación obtenida en el “pushover” y dependiente de la formación de rótulas plásticas que constituyen comportamientos inestables. El límite de cedencia se puede identificar para un desplazamiento del nivel superior aproximado a 2,7 cm para el patrón 1 y de 2,6 cm para el patrón 2. Por lo que el factor de ductilidad determinado está en el orden de 4.3 y 3.5 unidades respectivamente.

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (5.1)$$

En donde:

$\mu$ : Factor de ductilidad

$\Delta u$ : Deformación última

$\Delta y$ : Deformación cedente

En general se puede observar que en la Estructura 1 original se tiene un comportamiento con mayor ductilidad y más deformación con el patrón 1 que con el patrón 2.

Tanto el Pórtico 1.A como 1.B, obedecen perfectamente, según el detallado inicial de diseño, a la relación mínima de resistencias expuesta por los dos procedimientos 1 y 2. A continuación se exponen en las tablas 5.5, 5.6, 5.7 y 5.8 los valores respectivos.

**Tabla 5.5:** Evaluación por nodos del Pórtico 1.A.

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	1A	2A	3A
	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	3.34	1.41	2.34
P1	8.28	3.24	5.12

**Tabla 5.6:** Evaluación por nivel del Pórtico 1.A

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	SH(+)
T	2.08
P1	2.85

**Tabla 5.7:** Evaluación por nodos del Pórtico 1.B

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	1B	2B	3B
	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	3.45	1.47	2.41
P1	8.54	3.83	5.29

**Tabla 5.8:** Evaluación por nivel del Pórtico 2.B

Fuente: Elaboración Propia

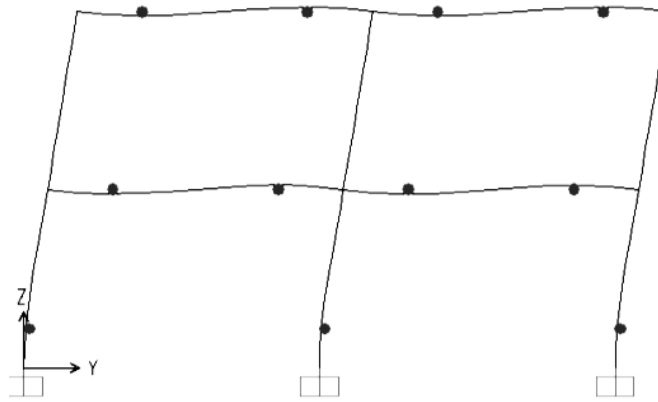
NIVEL	SH(+)
T	2.15
P1	3.17

Todas las columnas de la estructura son simétricas por lo tanto su diagrama de interacción genera una resistencia proporcional en ambas direcciones de análisis. Asimismo, debido a que la losa de la estructura es nervada en una dirección, las cargas gravitacionales actuantes tributan sobre las vigas dispuestas en la dirección X. Por esta distribución las vigas con dicha orientación poseen dimensiones y cantidades de acero de refuerzo superiores a las vigas en la dirección perpendicular.

Por lo tanto se puede observar en la evaluación por nodos y por nivel que la condición Columna Fuerte-Viga Débil será más crítica en la dirección X y se cumple más fácilmente en la dirección Y.

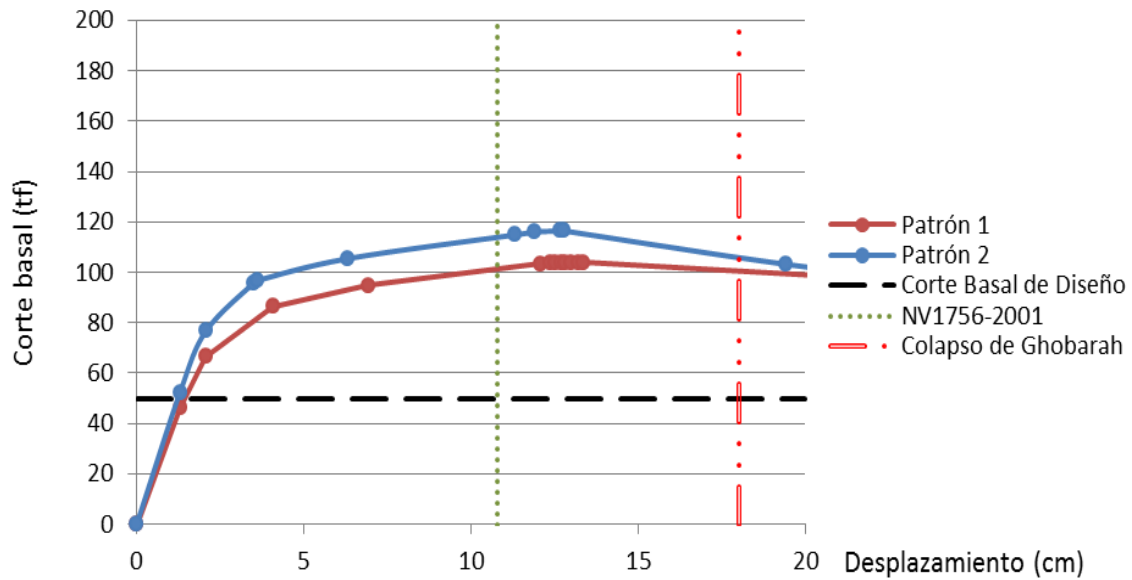
Se puede ver en la Figura 5.3 que el mecanismo plástico observado en dichos pórticos (Dirección Y) obedece al deseado antes de realizar cualquier ajuste para ambos patrones de carga.

Las curvas de capacidad mostradas en la figura 5.4 exponen que este mecanismo de vigas dota a la estructura de una respuesta dúctil favorable sólo limitada por el colapso de Ghobarah.



**Figura 5.3:** Mecanismo plástico de pórticos en dirección Y de la Estructura 1

Fuente: SAP2000



**Figura 5.4:** Curva de capacidad de la Estructura 1 Original en dirección Y.

Fuente: Elaboración propia.

Así, los sucesivos análisis de la Estructura 1 se enfocaran a estudiar los pórticos contenidos en la dirección X, dando por entendido que el aumentar la resistencia de las columnas no hará más que favorecer las condiciones deseadas en la dirección Y.

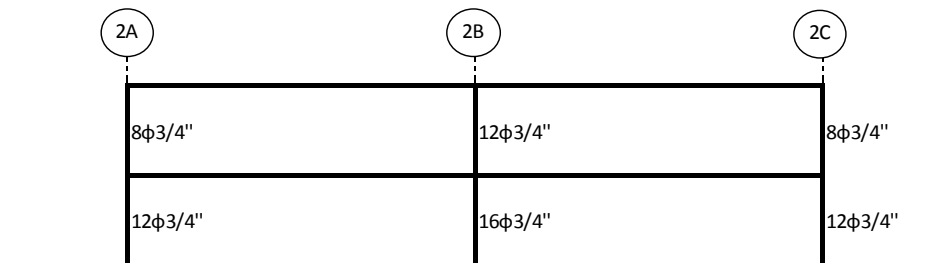
## V.2 Ajuste para cumplir el Procedimiento 1 en la Estructura 1

La Estructura 1 fue rediseñada en conformidad con lo que establece el procedimiento 1 de la sección de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.

Para ello fue necesario incrementar la resistencia a flexión de las columnas en los nodos donde no se cumplía la condición, aumentando la cantidad de refuerzo longitudinal sin modificar las dimensiones de la sección transversal de las columnas y manteniendo la resistencia de las vigas inalteradas.

El Pórtico 1.1 cumplía para las condiciones iniciales de diseño con el procedimiento 1 por lo que no fue necesaria su modificación.

En el pórtico 1.2 se debió aumentar la columna del nivel techo del eje 2B a  $12\phi 3/4''$  tal como muestra la Figura 5.5.



**Figura 5.5:** Refuerzo en columnas para cumplir el Procedimiento 1 en Pórtico 1.2.

Fuente: Elaboración Propia

La Tabla 5.9 muestra los valores asociados al ajuste del pórtico 1.2. Denota que el Procedimiento 1 se cumple para todos los nodos, excluyendo algunos en el nivel superior tal como permite por la Norma Venezolana 1753-2006.

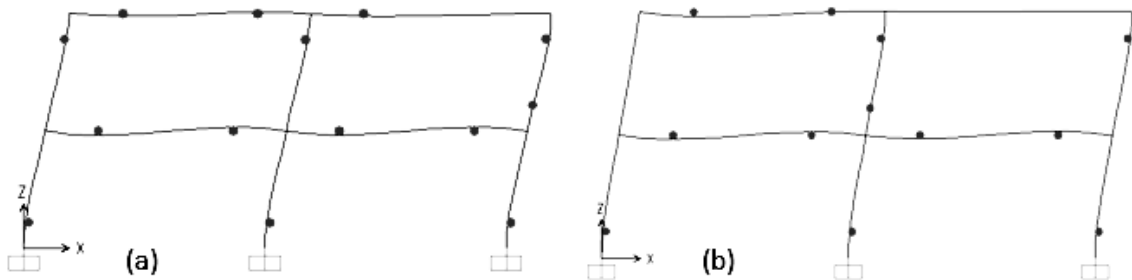
**Tabla 5.9:** Valores del ajuste según el Procedimiento 1 del pórtico 1.2

Fuente: Elaboración Propia.

NIVEL	1A	1B	1C
	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.57	0.79	1.10
P1	2.47	1.21	1.69

La figura 5.6 muestra el comportamiento plástico de colapso que resulta del análisis estático no lineal de la Estructura 1 cumpliendo con lo establecido en el Procedimiento 1, común para los dos patrones de carga, pero de igual forma genera un mecanismo no deseado. Para el pórtico 1.1 se forma un mecanismo que engloba todas las columnas más los dos extremos de las vigas del entrepiso. El pórtico 1.2 se comporta de manera similar, y aunque alguna columna no se rotula, el mecanismo, aunado al del pórtico 1.1, se considera inaceptable.

La historia de formación de rótulas se extiende más en el patrón 2 que en el patrón 1, a pesar de ello, el mecanismo no deseado se forma cuando es aplicado el mismo incremento de carga lateral en las columnas antes que en las vigas.

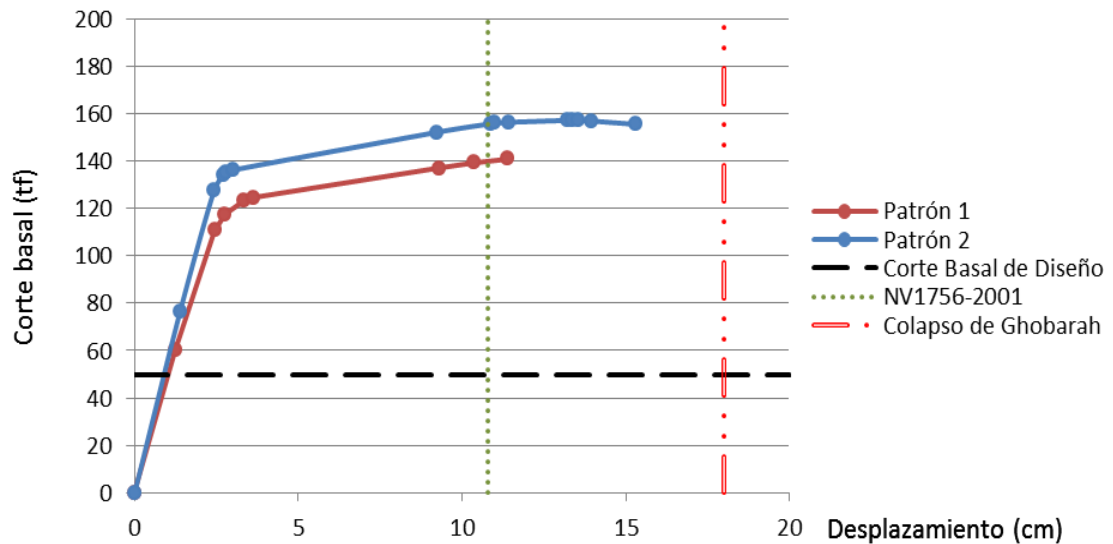


**Figura 5.6:** Mecanismos plásticos de colapso: (a) pórtico 1.1, (b) pórtico 1.2

Fuente: SAP2000

La figura 5.7 representa la curva de capacidad que plasma el comportamiento de la estructura. Para el primer patrón de cargas laterales la estructura se comporta en términos de ductilidad de manera muy similar a la estructura original alcanzando una distorsión tope

de 19%. El segundo patrón de cargas ejerce solicitaciones que se comportan de manera distinta al original y se aumentan favorablemente el comportamiento dúctil de la misma llegando a una deriva de 25.5%.



**Figura 5.7:** Curva de capacidad de la Estructura 1 ajustada al Procedimiento 1

Fuente: Elaboración propia.

Para estimar su ductilidad se identificaron los puntos que caracterizan el límite de cedencia y la deformación última al igual que el procedimiento con la estructura original. Cabe destacar que bajo los mismos patrones de carga, más allá de las modificaciones que se le haga a la estructura, el comportamiento elástico del modelo es el mismo. Por lo que el punto de cedencia será el mismo para cualquier configuración de aceros, aludiendo así, a las sucesivas modificaciones de la Estructura 1 en etapas posteriores del estudio.

El factor de ductilidad determinado para el caso del primer patrón de cargas fue de 4,2 y para el segundo patrón 5,8.

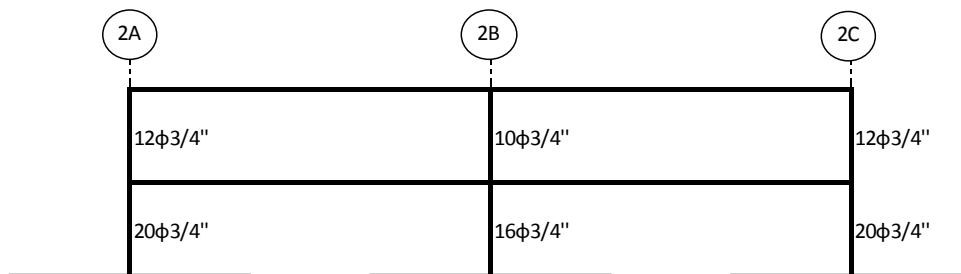


En general se puede deducir que en la Estructura 1, luego del ajuste para el cumplimiento por el procedimiento 1, tiene un comportamiento con mayor ductilidad y más deformación con el patrón 2 que con el patrón1, de igual forma con el patrón 2 el comportamiento final excede los límites de la NVC1756-2001 sobre daños no estructurales como se observa en la figura 5.7.

### V.3 Ajuste para cumplir el Procedimiento 2 en la Estructura 1

Para cumplir con la resistencia mínima de columnas ajustada según el procedimiento 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, se aumentaron las cantidades de acero de refuerzo en las columnas de los niveles que no cumplen, sin modificar su sección y sin modificar los parámetros de detalle y resistencia de las vigas.

El pórtico 1.1 satisface perfectamente con su configuración original de acero, con lo establecido en este procedimiento. Mientras que fue necesario aumentar la resistencia de varias de las columnas del pórtico 1.2 aumentando la cantidad de barras de acero longitudinal. La Figura 5.8 muestra la nueva configuración de detalle y la tabla 5.10 muestra los valores adecuados obtenidos con este nuevo arreglo.



**Figura 5.8:** Refuerzo en columnas para cumplir el Procedimiento 2 en el Pórtico 1.2.

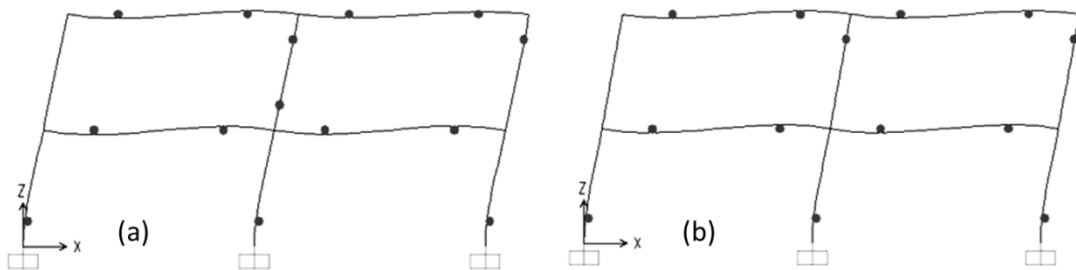
Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 5.10:** Valores del ajuste según el Procedimiento 2 del Pórtico 1.2

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	SH(+)
T	1.21
P1	1.20

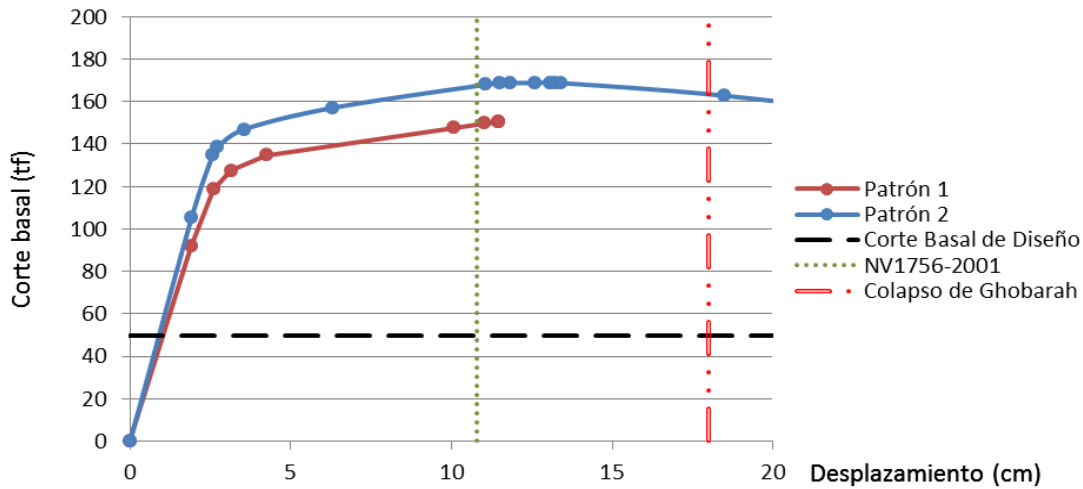
La figura 5.9 muestra el comportamiento plástico de colapso resultado del análisis estático no lineal de la Estructura 1 cumpliendo con el Procedimiento 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006. La deformada última es bastante similar al ajuste por el procedimiento 1 e igualmente indeseada, a diferencia de que las vigas alcanzaron la deformación inelástica antes que la mayoría de las columnas y para el segundo patrón de cargas el mecanismo de colapso se alcanzó en un rango de ductilidad superior, incluso, al colapso de Ghobarah, como se observa en la figura 5.10.



**Figura 5.9:** Mecanismos plásticos de colapso: (a) Patrón 1, (b) Patrón 2

Fuente: SAP2000

La estructura admite más deformación para el patrón 2 que para el patrón 1, a pesar de ello, el mecanismo no deseado se forma en instancias similares del incremento de cargas impuesto por el pushover. La rótula plástica que se forma en la columna del segundo piso en el extremo derecho es la que rompe el comportamiento deseado.



**Figura 5.10:** Curva de capacidad de la Estructura 1 ajustada al Procedimiento 2

Fuente: Elaboración propia.

Los valores de ductilidad asociados a la estructura son 5,0 para el primer patrón y 7,0 para el segundo patrón, usando el proceso anteriormente mencionado para su cálculo. En la figura 5.10 se puede observar además, un comportamiento dúctil y de deformación mucho más pronunciado con el patrón 1, donde incluso llega alcanzar el límite de colapso de Ghojarah.

#### V.4 Análisis de la Estructura 2 Original

Al igual que la Estructura 1, la Estructura 2 es simétrica en ambas direcciones por lo que se realizó el estudio de las resistencias sólo en el sentido positivo de acción de las solicitaciones sísmicas horizontales de cada dirección.

Las tablas de la 5.11 y 5.12 presentan los resultados de la evaluación de los procedimientos 1 y 2 respectivamente, de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 que busca garantizar la resistencia mínima de las columnas. Los casillas en rojo resaltan los valores que no cumplen con la relación de resistencias impuesta por el procedimiento.

Excluyendo los nodos del techo para evaluar la Estructura 2 según el Procedimiento 1, el pórtico 2.1, presenta que los tres nodos centrales del nivel P2 no cumplen con la relación mínima de 1.20 por lo que debe ser rediseñada. Dicho pórtico tampoco cumple con el Procedimiento 2 de la norma en ninguno de los niveles arrojando valores muy por debajo en los dos niveles superiores, tal como se observa en la tabla 5.12

**Tabla 5.11:** Evaluación por nodos del pórtico 2.1

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	1A	1B	1C	1D	1E
	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.61	0.64	0.64	0.64	1.61
P2	2.87	1.16	1.17	1.16	2.04
P1	3.55	1.52	1.53	1.52	2.86

**Tabla 5.12:** Evaluación por nivel del pórtico 2.1

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	SH(+)
T	0.83
P2	0.84
P1	1.12

El pórtico 2.2 arroja relaciones de resistencia más críticas, no cumple para la verificación por nodos en ninguno de los niveles de los 3 ejes centrales de la estructura, vaticinando con ello un comportamiento bastante negativo y la formación de rótulas en las columnas antes que en las vigas, dicha situación es similar con el procedimiento por nivel. Las tablas 5.13 y 5.14 muestran los cocientes determinados.

**Tabla 5.13:** Evaluación por nodos del pórtico 2.2

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	2A	2B	2C	2D	2E
	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.61	0.55	0.50	0.56	1.61
P2	2.29	1.00	1.00	1.00	1.83
P1	2.54	1.15	1.13	1.15	2.08

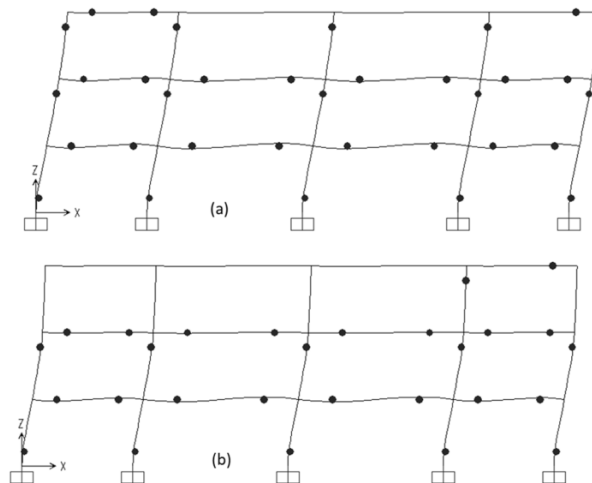
**Tabla 5.14:** Evaluación por nivel del pórtico 2.2

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	SH(+)
T	0.72
P2	0.70
P1	0.77

A continuación se muestran los mecanismos de colapso resultado del análisis estático no lineal de la Estructura 2 Original en la dirección X. Para el primer patrón de carga, se rotulan la totalidad de las columnas en el piso 2 (mecanismo de segundo piso), el tope de las columnas del tercer piso y un mecanismo de vigas en el primer y último nivel, ello representa un comportamiento inaceptable tal como se muestra en la figura 5.11 (a)

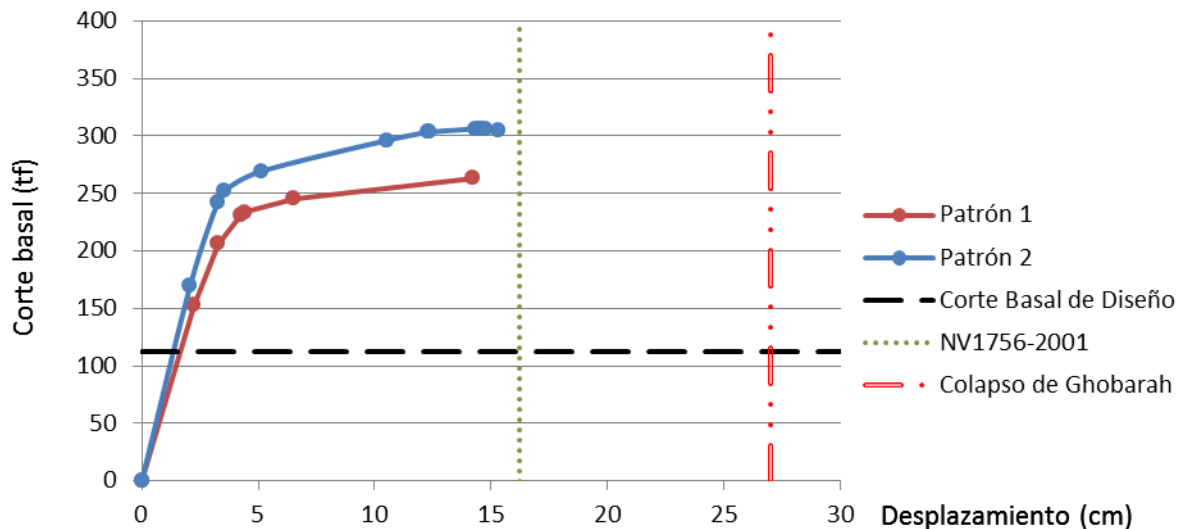
La figura 5.11 (b) muestra que para el segundo patrón se forma un mecanismo crítico que involucra el tope de las columnas de P2 y la base de las columnas de P1, así como un mecanismo de vigas en P1 y P2.



**Figura 5.11:** Mecanismo plástico de colapso en Estructura 2 Original en la dirección X (a) patrón de carga 1 (b) patrón de carga 2. Fuente: SAP2000

La figura 5.12 muestra la curva de capacidad de la Estructura 2 original en la dirección X, se determinaron y graficaron en la misma imagen los desplazamientos máximos permitidos por la Norma Venezolana 1756-2001 y por la escala de daños estructurales de Ghobarah. Para ambos patrones se observa que la estructura no puede alcanzar altas deformaciones, lo cual no es el comportamiento deseado, de igual forma se observa el desarrollo de importantes valores de resistencia, más pronunciados con el segundo patrón.

Para estimar su deformación se identificaron los puntos que caracterizan el límite de cedencia y la deformación última, y con el cociente de estos valores se obtuvo el factor de ductilidad asociado a la máxima deformación obtenida con el “pushover” y dependiente de la formación de rótulas plásticas que constituyen comportamientos inestables. El límite de cedencia se puede identificar para un desplazamiento aproximado a 3,3 cm para el patrón 1 y de 3,4 cm para el patrón 2, por lo que el factor de ductilidad determinado está en el orden de 4.3 y 4.5 unidades respectivamente.



**Figura 5.12:** Curva de capacidad de la Estructura 2 Original en dirección X.

Fuente: Elaboración propia.

En los pórticos dispuestos en la dirección Y, la verificación por nodos y por nivel despliega resultados bastante efectivos, prediciendo un comportamiento deseado ante las sollicitaciones actuantes en la estructura. Las tablas 5.15; 5.16; 5.17; 5.18; 5.19 y 5.20 presentadas a continuación dan una perspectiva de los resultados obtenidos

**Tabla 5.15:** Evaluación por nodos del pórtico 2.A

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	1A	2A	3A
	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.74	1.27	1.74
P2	2.98	1.61	2.25
P1	3.47	1.86	2.86

**Tabla 5.16:** Evaluación por nivel del pórtico 2.A

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	SH(+)
T	1.52
P2	1.20
P1	1.44

**Tabla 5.17:** Evaluación por nodos del pórtico 2.B

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	1B	2B	3B
	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.84	1.35	1.84
P2	3.00	1.69	2.50
P1	3.46	1.77	3.16

**Tabla 5.18:** Evaluación por nivel del pórtico 2.B

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	SH(+)
T	1.61
P2	1.25
P1	1.43

**Tabla 5.19:** Evaluación por nodos del pórtico 2.C

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	1C	2C	3C
	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.86	1.36	1.86
P2	3.02	1.69	3.02
P1	3.48	1.75	3.18

**Tabla 5.20:** Evaluación por nivel del pórtico 2.C

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	SH(+)
T	1.62
P2	1.32
P1	1.43

Todas las columnas de la Estructura 2 son simétricas por lo que generan la misma resistencia en cada dirección de análisis. Asimismo, debido a que la losa de la estructura es nervada en una dirección, las cargas gravitacionales actuantes tributan sobre las vigas dispuestas en la dirección X. Por esta distribución las vigas con dicha orientación poseen dimensiones y cantidades de acero de refuerzo superiores a las vigas en la dirección perpendicular.

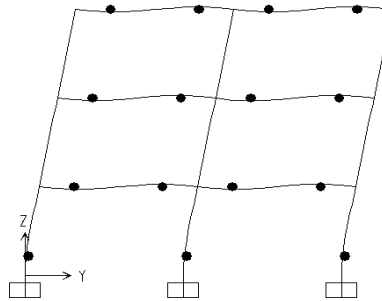
Por lo tanto se observa en la evaluación por nodos y por nivel que la condición Columna Fuerte-Viga Débil será más crítica en la dirección X y se cumple más fácilmente en la dirección Y.

Se logra ver en la Figura 5.13 que el mecanismo plástico en dichos pórticos (Dirección Y) obedece al deseado antes de realizar cualquier ajuste (mecanismo de viga).

Las curvas de capacidad ante los dos patrones mostradas en la figura 5.14 revelan que este mecanismo de vigas dota a la estructura de una respuesta dúctil favorable sólo

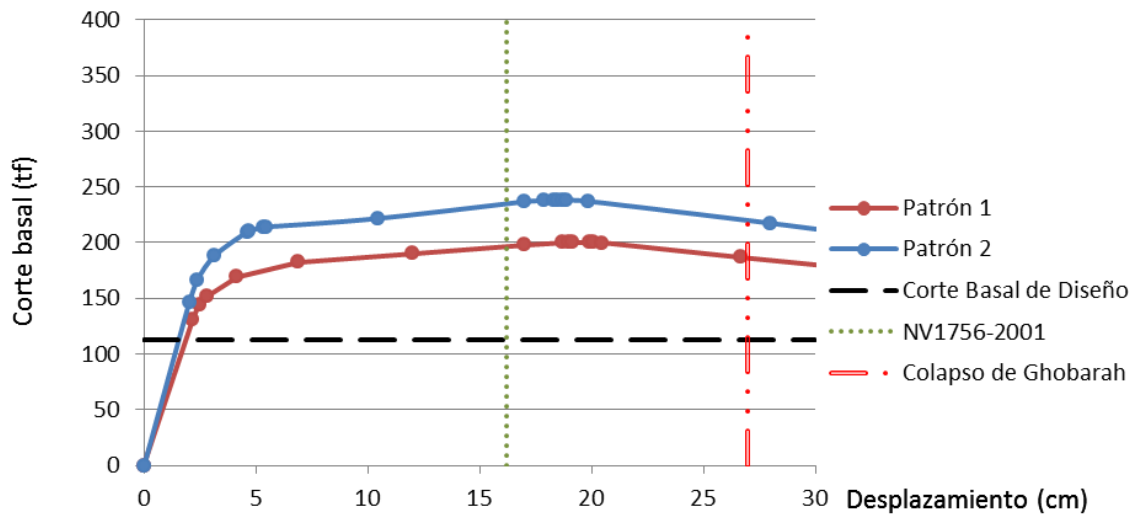


limitada teóricamente por el colapso de Ghobarah, pero que provee un desarrollo importante de deformación.



**Figura 5.13** Mecanismo plástico de pórticos en dirección Y

Fuente: SAP2000



**Figura 5.14:** Curva de Capacidad de la Estructura 2 en la dirección Y

Fuente: SAP2000

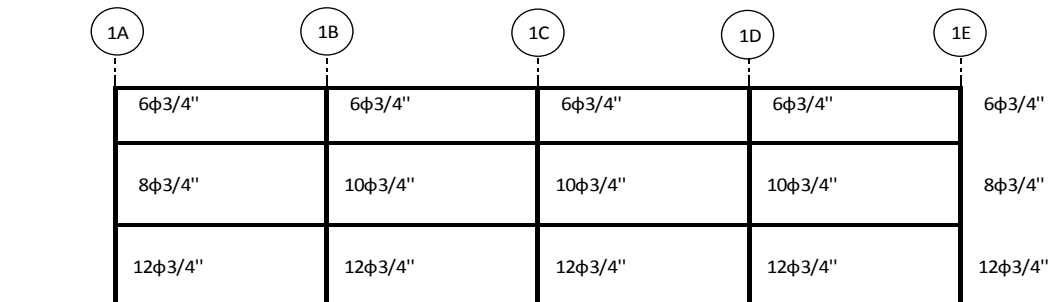
Así, en lo sucesivo se enfocará a estudiar los pórticos de la Estructura 2 contenidos en la dirección X, dando por entendido que el aumentar la resistencia de las columnas no hará más que favorecer la condición deseada en la dirección Y.

## V.5 Ajuste para cumplir el Procedimiento 1 en la Estructura 2

El ajuste necesario para cumplir la resistencia mínima de columnas según el procedimiento 1 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, se realizó de manera similar a lo aplicado para la Estructura 1

Se incrementó la resistencia mínima a flexión de las columnas en los nodos donde no se cumplía la condición, aumentando la cantidad de refuerzo longitudinal sin modificar las dimensiones de la sección transversal de las columnas y manteniendo la resistencia de las vigas inalteradas.

Las figuras 5.15 y 5.16 muestran la nueva disposición de barras colocadas para los pórticos 2.1 y 2.2 respectivamente, con el fin de cumplir la condición de los nodos inherentes a dicho procedimiento; las tablas 5.21 y 5.22 contiene los resultados de dichas verificaciones.



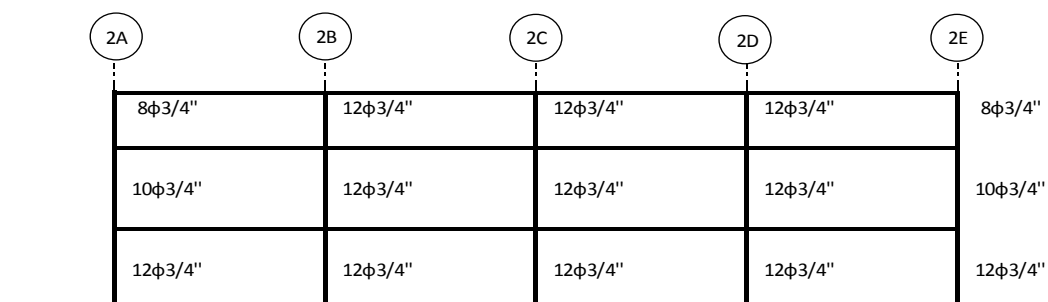
**Figura 5.15:** Refuerzo de columnas para cumplir el Procedimiento 1 en el Pórtico 2.1

Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 5.21:** Valores del ajuste según Procedimiento 1 del Pórtico 2.1

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	1A	1B	1C	1D	1E
	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.61	0.64	0.64	0.64	1.61
P2	2.87	1.29	1.30	1.29	2.04
P1	3.55	1.64	1.65	1.64	2.86



**Figura 5.16:** Refuerzo de columnas para cumplir el Procedimiento 1 en Pórtico 2.2

Fuente: Elaboración Propia

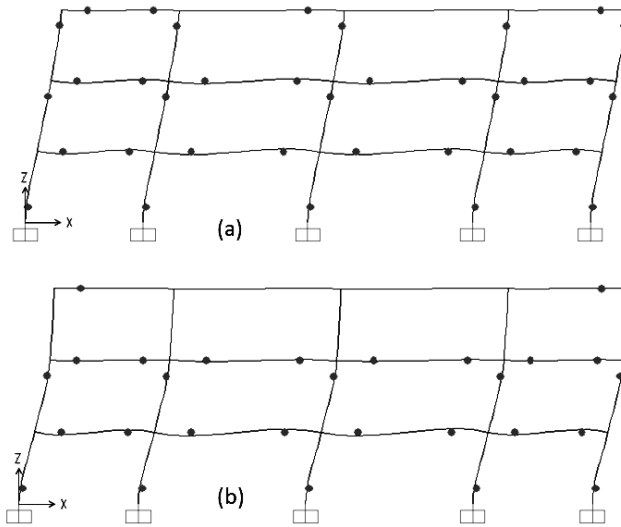
**Tabla 5.22:** Valores del ajuste según Procedimiento 1 del Pórtico 2.2

Fuente: Elaboración Propia

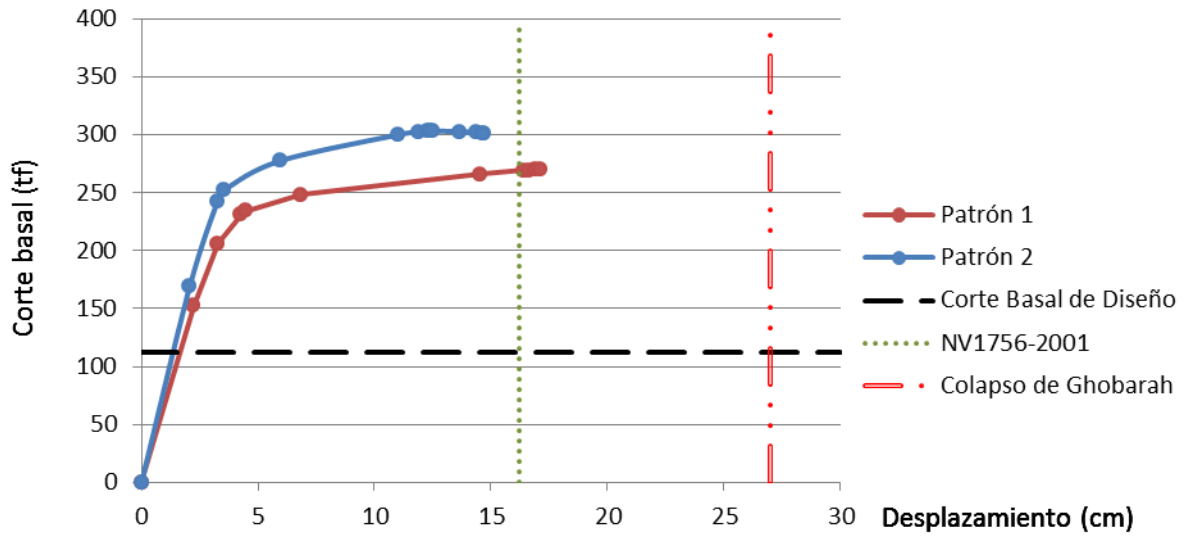
NIVEL	2A	2B	2C	2D	2E
	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.61	0.75	0.68	0.77	1.61
P2	2.29	1.23	1.23	1.23	1.83
P1	2.54	1.21	1.20	1.21	2.08

La figura 5.17 muestra el comportamiento plástico de colapso resultado del análisis estático no lineal de la Estructura 2 para cada patrón de cargas laterales, cumpliendo con lo establecido en el Procedimiento 1. El comportamiento que se observa es similar que para la estructura 2 original, formándose un mecanismo de segundo piso en el tope de las columnas tanto en el segundo como tercer piso, así como también un mecanismo de vigas (rótulas en los dos extremos de las vigas del entrepiso), ello se repite tanto para el patrón 1 como para el patrón 2.

En la Figura 5.18 se muestra un comportamiento similar a la estructura original, ya que no desarrolla un alto nivel de ductilidad o deformación, principalmente con el patrón de carga 2. En términos de ductilidad se calculó usando el mismo procedimiento que la estructura original, arrojando un valor de 5,2 para el patrón 1 y 4,3 para el patrón 2, desarrollando una ductilidad un poco mayor en con el patrón 1.



**Figura 5.17:** Mecanismo plástico de colapso en Estructura 2 para cumplir Procedimiento 1  
 (a) patrón de carga 1 (b) patrón de carga 2. Fuente: SAP2000



**Figura 5.18:** Curva de Capacidad de la Estructura 2 ajustada al Procedimiento 1  
 Fuente: SAP2000

## V.6 Ajuste para cumplir el Procedimiento 2 en la Estructura 2

Para cumplir con la resistencia mínima de columnas ajustada según el procedimiento 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, se aumentaron las cantidades de acero de refuerzo en las columnas de los niveles que no cumplen, sin modificar su sección y sin modificar los parámetros de detalle y resistencia de las vigas.

Las figuras 5.19 y 5.20 muestran la nueva disposición de barras colocadas para los pórticos 2.1 y 2.2 respectivamente, con el fin de cumplir la relación columna-viga concerniente a dicho procedimiento y las tablas 5.23 y 5.324 contiene los resultados de dichas verificaciones.

1A	1B	1C	1D	1E
8φ3/4"	12φ3/4"	8φ3/4"	12φ3/4"	8φ3/4"
12φ3/4"	16φ3/4"	10φ3/4"	16φ3/4"	12φ3/4"
12φ3/4"	16φ3/4"	12φ3/4"	16φ3/4"	12φ3/4"

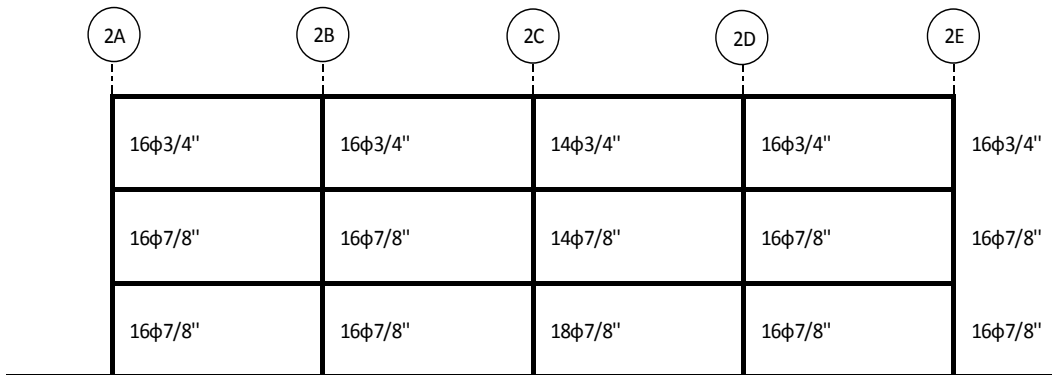
**Figura 5.19:** Refuerzo de columnas para cumplir el Procedimiento 2 en Pórtico 2.1

Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 5.23:** Valores del ajuste según Procedimiento 2 del Pórtico 2.1

Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	SH(+)
T	1.22
P2	1.21
P1	1.22



**Figura 5.20:** Refuerzo de columnas para cumplir el Procedimiento 2 en el Pórtico 2.2

Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 5.24:** Valores del ajuste según Procedimiento 2 del Pórtico 2.2

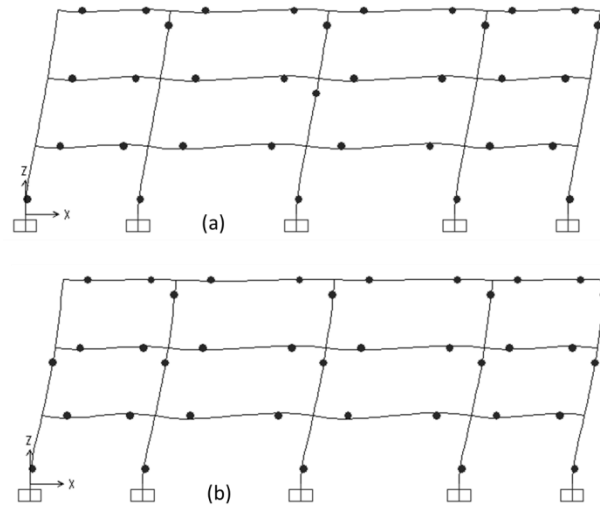
Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	SH(+)
T	1.22
P2	1.22
P1	1.22

La figura 5.21 muestra el comportamiento plástico de colapso resultante del análisis estático no lineal de la Estructura 2 para cada patrón de cargas laterales, cumpliendo con lo establecido en el Procedimiento 2. Aun cuando para ambos patrones de carga, se alcanza la rotulación de las todas las vigas (principalmente en el primer y segundo piso) antes de que la estructura entre en colapso, podemos considerar como ineficiente el mecanismo formado, ya que se forman además rótulas en los extremos superiores de las columnas en el último piso para los dos patrones y también en el piso 2 para el segundo patrón.

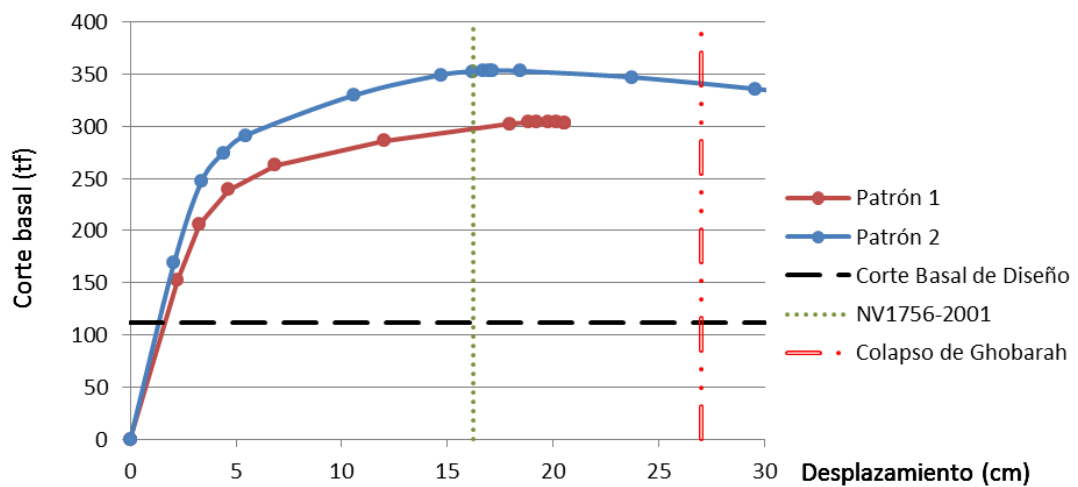
De igual forma en la figura 5.22 se observa que la estructura desarrollaría un nivel de deformación importante en comparación con la estructura original, especialmente con la aplicación del segundo patrón de carga. También observamos en la historia de formación de rótulas que las mismas se desarrollan más tarde en el patrón 2 que en el patrón 1, lo que está relacionado con una mayor deformación en el primero. En términos de ductilidad se

calculó usando el mismo procedimiento que la estructura original, arrojando un valor de 6,2 para el patrón 1 y 10,1 para el patrón 2, desarrollando una ductilidad mayor que la estructura original.



**Figura 5.21:** Mecanismo plástico de colapso en Estructura 2 para cumplir Procedimiento 2

(a) patrón de carga 1 (b) patrón de carga 2. Fuente: SAP2000



**Figura 5.22:** Curva de Capacidad de la Estructura 2 ajustada al Procedimiento 2

Fuente: SAP2000

## **V.7 Ajustes propuestos a los procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006**

Debido a los mecanismos de falla y a las estimaciones de ductilidad observados en las dos Estructuras analizadas luego del cumplimiento de los procedimientos 1 y 2, cobra mayor importancia la evaluación de nuevos valores que definan la relación de resistencia mínima a flexión de columnas y vigas.

Para hacer esa estimación se propusieron diferentes relaciones de resistencias según los dos procedimientos y se evaluó su comportamiento inelástico a través de análisis estáticos no lineales.

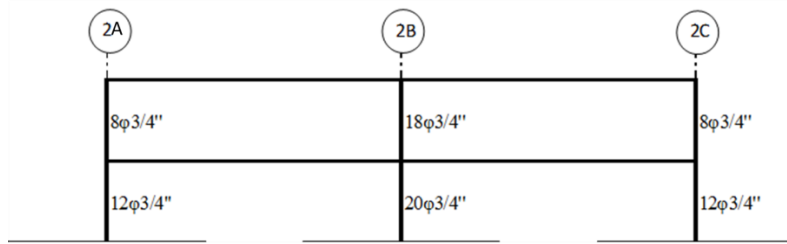
Debido a las consideraciones de simetría y a la distribución de cargas gravitacionales que tienen las losas de las estructuras mencionadas anteriormente, se realizaron los análisis solo en el sentido positivo de la acción sísmica en dirección X.

## **V.8 Ajuste del Procedimiento 1 en la Estructura 1 a la relación propuesta: “1.50”**

Para la primera iteración se llevaron los valores de la relación columna-viga a un aproximado de “1,50”. Para ello se debió aumentar la resistencia de las columnas aumentando solo sus cantidades de refuerzo longitudinal, excluyendo los nodos del nivel más alto para que la verificación sea consistente con lo expuesto por el Procedimiento 1 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.

Debido a que la configuración original del pórtico 1.1 arroja valores superiores a 1.50 no fue necesaria la modificación de sus cantidades de acero. Para el pórtico 1.2 se decidió aumentar estas cantidades de refuerzo como se definen en la figura 5.23. Los valores obtenidos luego del ajuste se exponen en la tabla 5.25.





**Figura 5.23:** Refuerzo ajustado en columnas para cumplir la relación “1.50” del Procedimiento 1 en el Pórtico 1.2. Fuente: Elaboración Propia

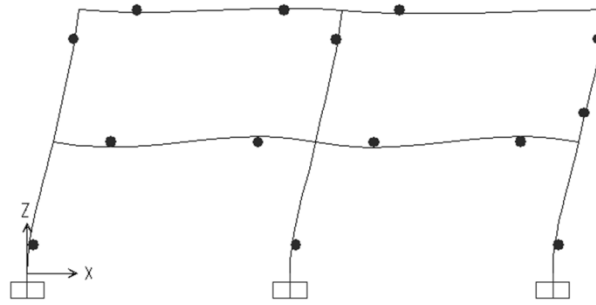
**Tabla 5.25:** Valores del ajuste según relación “1.50” del pórtico 1.2

Fuente: Elaboración Propia.

NIVEL	1A	1B	1C
	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.57	1.10	1.10
P1	2.47	1.53	1.69

La figura 5.24 muestra el comportamiento plástico de colapso que resulta del análisis estático no lineal de la Estructura 1 ajustado a la relación “1,50”. El mecanismo formado en general es similar para ambos patrones de carga. Se observa el mismo mecanismo plástico de colapso que para la estructura ajustada al Procedimiento 1 establecido en la norma, por lo que debe ser analizada la curva de capacidad para verificar la efectividad del parámetro en esta primera iteración. La historia de formación de rótulas es más extensa en el patrón 2 que en el patrón 1 lo que a la larga se traduce en un mayor desplazamiento, pero de igual forma se forman en las columnas del segundo piso articulaciones antes que en las vigas muy tempranamente.

Como se puede observar en la figura 5.25, la curva de capacidad de la estructura presenta un comportamiento inelástico bastante extenso, alcanzando un desplazamiento más allá del valor límite estipulado en la NVC1756-2001 e incrementándose la deformación y desplazamiento con el patrón de carga 2.

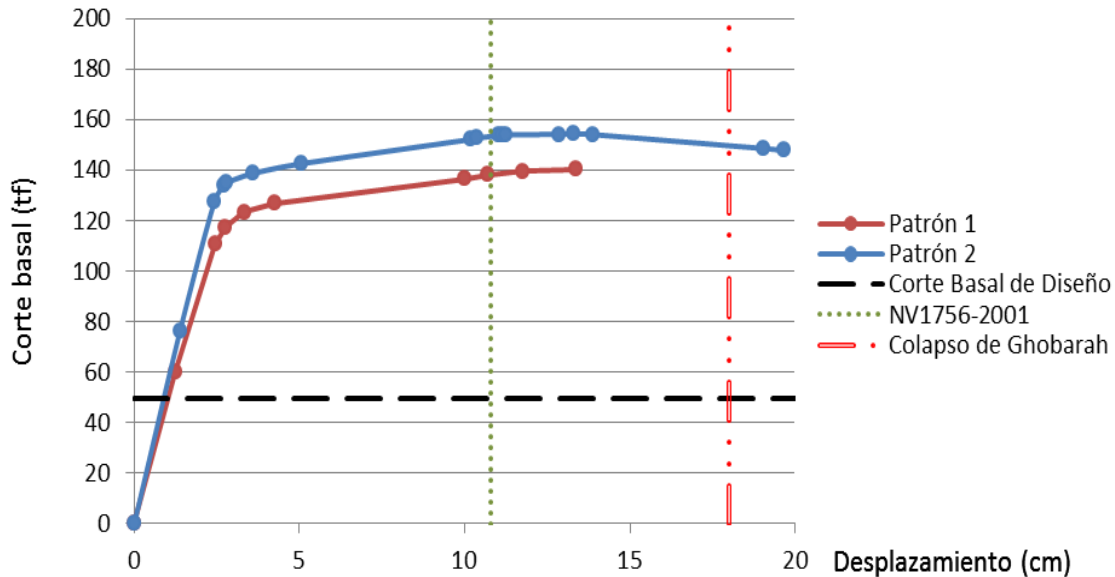


**Figura 5.24:** Mecanismo plástico de colapso Estructura 1 ajustada a “1.50”

Fuente: SAP2000

A pesar del cumplimiento por encima de la relación columna/viga, se presentan mecanismos de colapso similares a los obtenidos anteriormente, el patrón 2 llega alcanzar incluso el límite de colapso de Ghobarah.

En este caso, el factor de ductilidad determinado para el caso del primer patrón de cargas fue de 5,0 y para el segundo patrón 7,7; presentando mayor ductilidad con el segundo patrón tal como se muestra en la figura 5.25.



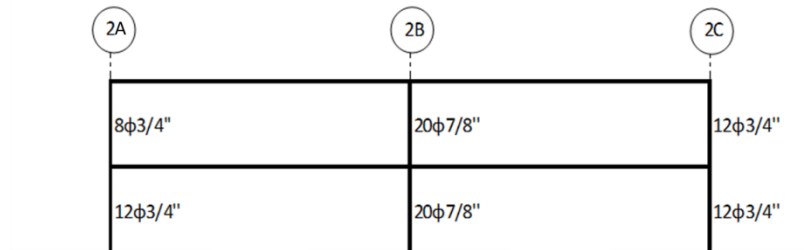
**Figura 5.25:** Curva de capacidad de la Estructura 1 ajustada al Procedimiento 1 a la relación de “1,50”. Fuente: Elaboración propia.

## V.9 Ajuste del Procedimiento 1 en la Estructura 1 a la relación propuesta: “2,00”

Para la segunda iteración se utilizó una relación columna/viga cercana a “2,00” para evaluar igualmente si la estructura se deforma favorablemente o se generan mecanismos plásticos desfavorables.

Se aumentaron las cantidades de acero de refuerzo para cumplir que la relación de las resistencias fuese un valor aproximado al deseado en todos los nodos de la estructura, excepto en los del nivel superior, sin modificar las dimensiones de las columnas o la resistencia de las vigas.

La figura 5.26 muestra el arreglo de cabillas de las columnas del pórtico 1.2 y la tabla 5.26 muestra los valores de la evaluación del mismo pórtico. No hubo necesidad de rediseñar el pórtico 1.1 debido a que el valor mínimo en los nodos inherentes al Procedimiento 1 de la verificación es de 1.96, bastante aproximado a la relación propuesta de “2.00”.



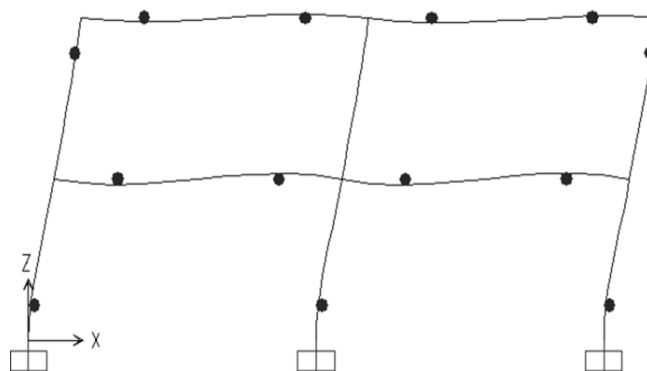
**Figura 5.26:** Refuerzo ajustado en columnas para cumplir la relación “2.00” del Procedimiento 1 en Pórtico 1.2. Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 5.26:** Valores del ajuste según relación “2.00” del pórtico 1.2

Fuente: Elaboración Propia.

NIVEL	1A	1B	1C
	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.57	1.52	1.10
P1	2.47	2.02	1.97

La figura 5.27 muestra el mecanismo plástico de colapso resultante del análisis estático no lineal de la Estructura 1 ajustado a la relación “2.00”. La deformada general de los pórticos de la estructura muestra un mecanismo de colapso muy parecido al de las estructuras evaluadas anteriormente con ambos patrones de carga, formándose en un nivel temprano de incremento de carga lateral, una rótula en la columna del nivel superior derecho antes que en la viga. El aumento de la relación columna/viga a este valor no garantiza que en la estructura no se generen comportamientos inestables, pero es capaz de reducir la cantidad de columnas articuladas favoreciendo la estabilidad. Las articulaciones en las columnas se forman prácticamente en el mismo incremento de carga lateral para los dos patrones.

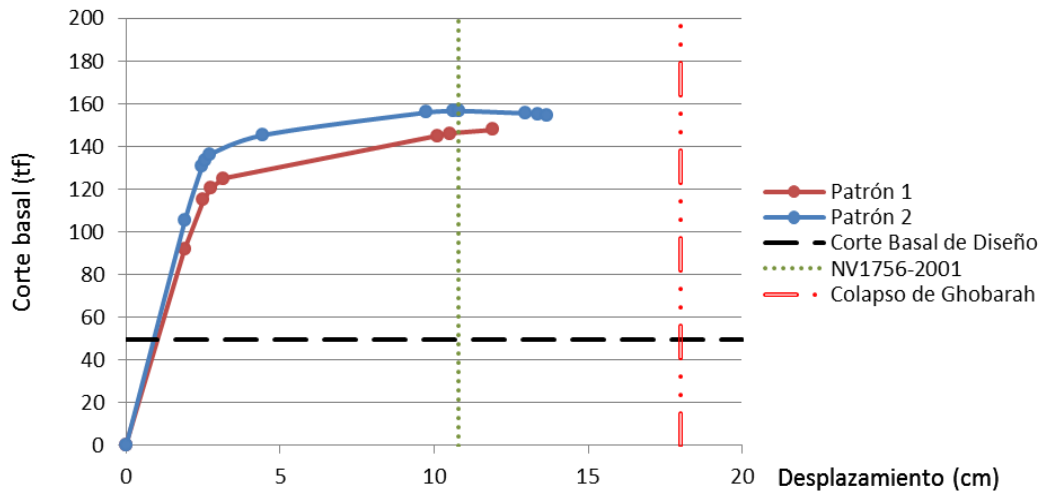


**Figura 5.27:** Mecanismo plástico de colapso pórico 1.2 Estructura 1 ajustada a “2.00”.

Fuente: SAP2000

La figura 5.28 muestra el comportamiento de la capacidad contra la deformación de la estructura luego del ajuste, en la misma se puede observar que las deformaciones últimas se presentan o fluctúan alrededor del límite de distorsión planteada por la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 y no alcanzan en ningún caso el nivel de colapso según Ghobarah. De igual forma, luego de alcanzado el punto de cedencia y de aplicar el siguiente nivel de fuerza lateral, el desplazamiento es bastante evidente comparado con el que se presentaba en la etapa elástica de la estructura, dicho desplazamiento en ese instante es más evidente en el patrón 1, para que luego en ambos patrones los desplazamientos disminuyen en cada incremento hasta alcanzar el límite.

Con respecto a la ductilidad, en este caso se presenta un valor de 4,4 para el patrón 1 y de 5,2 unidades para el patrón 2, lo que se advierte en el desarrollo de desplazamiento que muestra la figura 5.28, las mismas se encuentran dentro del promedio de los procedimientos anteriormente explicados.



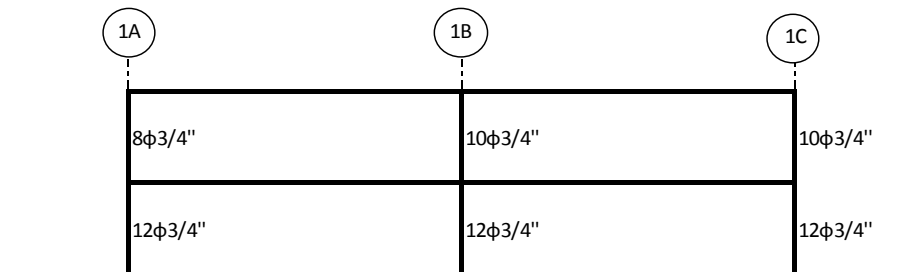
**Figura 5.28:** Curva de capacidad de la Estructura 1 ajustada al Procedimiento 1 a la relación de “2”. Fuente: Elaboración propia.

Con el aumento de cantidades considerables de acero para esta iteración se aumentó la capacidad de la estructura a soportar las acciones laterales, lo que se tradujo en menores deformaciones. La redistribución de resistencias resultante del aumento de aceros en diferentes elementos, condicionó la formación de rotulas plásticas en etapas diferentes y en elementos diferentes que las iteraciones anteriores. En este caso esa redistribución, a pesar de haber aumentado la capacidad estructural, condicionó que se formara un mecanismo de colapso con menores valores de ductilidad.

## V.10 Ajuste del Procedimiento 1 a la relación propuesta en la Estructura 1: “2,10”

Para las dos iteraciones anteriores se formaron mecanismos plásticos de colapso desfavorables, por lo que se realizó una tercera iteración aumentando los valores de la verificación por nodo a un valor cercano a “2,10”

Para esta evaluación fue necesario aumentar los aceros de refuerzo del pórtico 1.1 a los refuerzos mostrados en la figura 5.29. La tabla 5.27 muestra los valores de relación de resistencia alcanzados bajo esta nueva configuración de aceros.



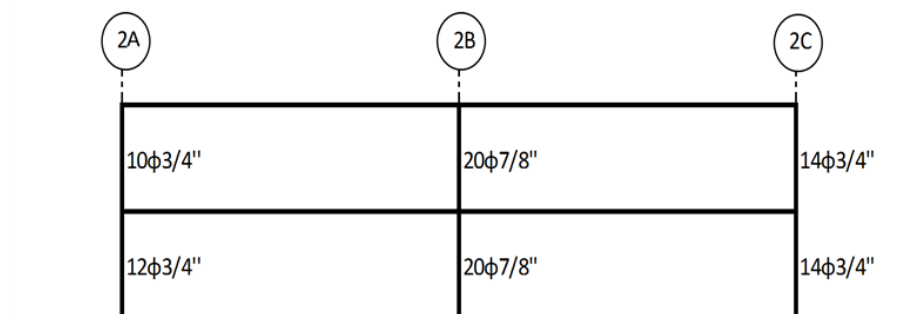
**Figura 5.29:** Refuerzo ajustado en columnas para cumplir el Procedimiento 1 en la relación “2.10” en el Pórtico 1.1. Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 5.27:** Valores del ajuste según relación “2.10” del pórtico 1.1

Fuente: Elaboración Propia.

NIVEL	1A	1B	1C
	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	2.88	1.07	1.85
P1	4.92	2.12	2.81

El pórtico 1.2 también fue rediseñado con un nuevo arreglo de acero para generar la resistencia mínima esperada en las columnas, tal como se muestra en la figura 5.30, para alcanzar el valor deseado de “2,10”. La tabla 5.28 muestra la evaluación de la relación de resistencias para los nodos del pórtico.



**Figura 5.30:** Refuerzo ajustado en columnas para cumplir la relación “2.1” del Procedimiento 1 en Pórtico 1.2. Fuente: Elaboración Propia

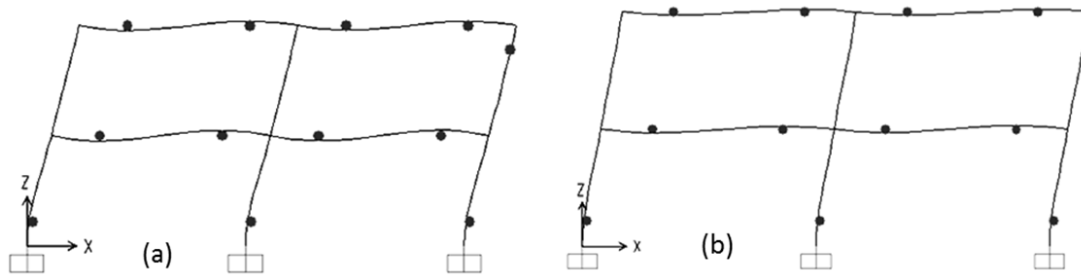
**Tabla 5.28:** Valores del ajuste según relación “2.10” del pórtico 1.2

Fuente: Elaboración Propia.

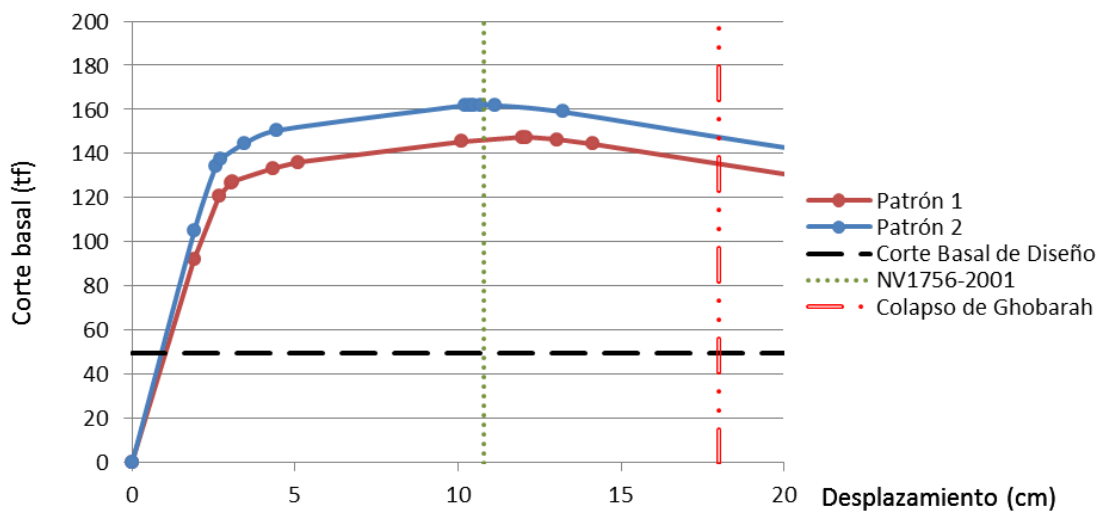
NIVEL	1A	1B	1C
	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.57	1.52	1.76
P1	2.47	2.12	2.24

La figura 5.31 muestra el comportamiento plástico luego del análisis estático no lineal de la Estructura 1 ajustado a la relación “2,10”. La deformada general de los pórticos de la estructura (con ambos patrones de carga) muestra una respuesta bastante deseable que obedece al comportamiento ideal, ya que la formación de las rótulas en las columnas se forma luego de presentarse en las vigas a lo largo de toda la historia de formación e incremento de cargas laterales, con un mejor comportamiento incluso en el pórtico 1.2. El aumento de la relación columna/viga a este valor reduce al mínimo la formación de rótulas en las columnas ante las sollicitaciones sísmicas.

Con respecto al comportamiento de la curva de capacidad que se muestra en la figura 5.32, se observa un alto desarrollo de desplazamiento y a su vez de ductilidad, llegando a valores de 9,9 y 11,5 para el patrón 1 y 2 respectivamente, superiores a los promedios alcanzados con los anteriores ajustes.



**Figura 5.31:** Mecanismo plástico deseable en Estructura 1 ajustada a “2.10” (a) pórtico 1.1, (b) pórtico 1.2. Fuente: SAP2000



**Figura 5.32:** Curva de capacidad de la Estructura 1 ajustada al Procedimiento 1 a la relación de “2.10”. Fuente: Elaboración propia.

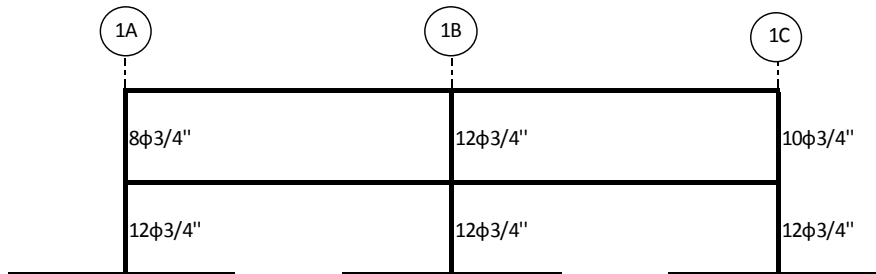
La redistribución de resistencias resultante del aumento de aceros en diferentes columnas, condicionó la formación de rotulas plásticas en etapas diferentes y en elementos diferentes que las iteraciones anteriores. En este caso esa redistribución, originó que en términos de comportamiento dúctil, al formarse dichas rotulas en todas las vigas antes que en las columnas, la estructura tuviese una capacidad de deformación muy amplia antes de entrar al colapso.



### V.11 Ajuste del Procedimiento 2 a la relación propuesta en la Estructura 1: “1.40”

Bajo las condiciones de diseño impuestas por el Procedimiento 2 para la determinación de la resistencia mínima a flexión en las columnas de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, se obtuvieron mecanismos desfavorables de colapso de la estructura. Para garantizar la formación de las rotulas plásticas en las vigas antes que las columnas y generar los mecanismos ideales de disipación de energía dentro del rango inelástico, es necesario reevaluar el diseño y determinar una relación de resistencias idónea.

La estructura 1 fue rediseñada para que se comportara aceptablemente dentro del rango inelástico mencionado. La figura 5.33 muestra el nuevo arreglo de barras usadas para generar dicho comportamiento en el pórtico 1.1 y la figura 5.34 muestra lo equivalente en el pórtico 1.2. Las tablas 5.29 y 5.30 muestran los valores de la relación de resistencias obtenidos respectivamente, resaltando que se obtuvieron diferentes valores para ambos pórticos, una relación de resistencia mínima columna/viga de 1,60 para el pórtico 1.1 y de 1,40 para el pórtico 1.2.

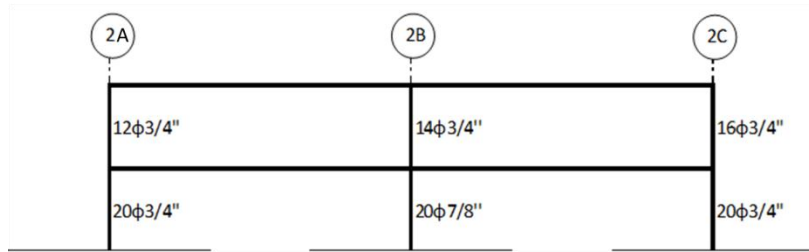


**Figura 5.33:** Refuerzo ajustado en columnas para cumplir el Procedimiento 2 en el Pórtico 1.1. Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 5.29:** Valores del ajuste según el Procedimiento 2 del pórtico 1.1

Fuente: Elaboración Propia.

NIVEL	SH(+)
T	1.60
P1	1.61



**Figura 5.34:** Refuerzo ajustado en columnas para cumplir el Procedimiento 2 en el Pórtico 1.1. Fuente: Elaboración Propia

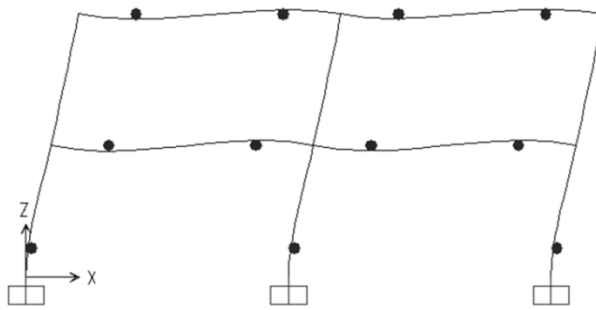
**Tabla 5.30:** Valores del ajuste según el Procedimiento 2 del pórtico 1.2

Fuente: Elaboración Propia.

NIVEL	SH(+)
T	1.42
P1	1.38

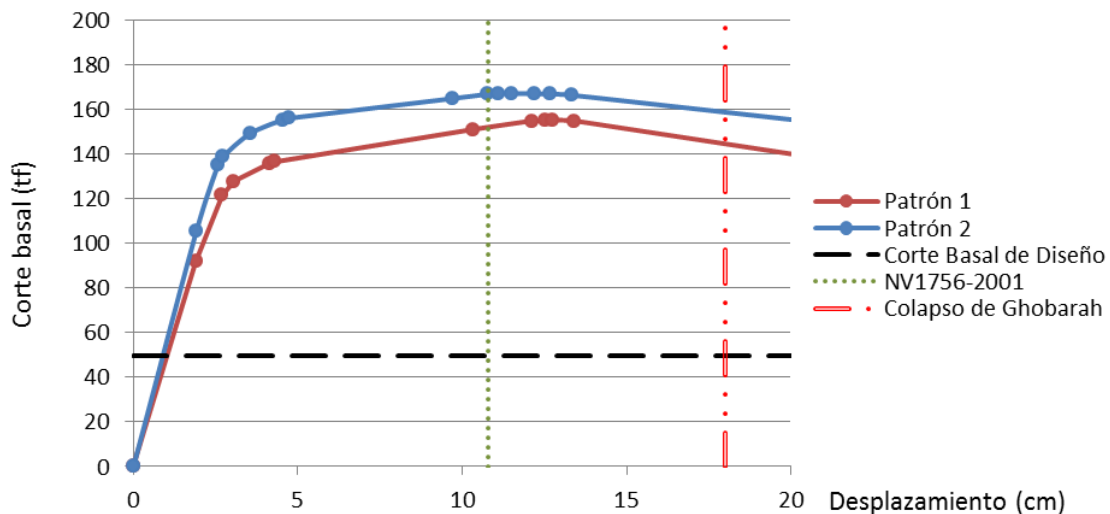
Se observó que el pórtico 1.2 alcanzó la relación de resistencia deseada con valores de resistencias menores que el pórtico 1.1. A pesar del comportamiento bastante similar que tienen los pórticos ante el rediseño en iteraciones anteriores, hay que recordar que presentan diferencias fundamentales en cuanto a la contribución de rigidez a la estructura y a la capacidad resistente de cada una ante las solicitaciones gravitacionales de servicio y sísmicas.

La figura 5.35 muestra el comportamiento plástico resultado del análisis estático no lineal de los pórticos 1.1 y 1.2 de la Estructura 1 ajustado a las relaciones expuestas anteriormente para ambos patrones de carga. La deformada general de los pórticos de la estructura muestra una respuesta bastante dúctil que obedece al comportamiento ideal a lo largo de la historia de formación de rótulas en ambos patrones de cargas, incluso mucho mejor que en el último ajuste del procedimiento 1. El aumento de la relación columna/viga a este valor reduce al mínimo la formación de rotulas en las columnas ante las solicitaciones sísmicas.



**Figura 5.35:** Mecanismo plástico deseable en Estructura 1 ajustada a “1,60” en el pórtico 1.1 y de “1,40” para el pórtico 1.2. Fuente: SAP2000

En relación al comportamiento de la curva de capacidad, en la figura 5.36 se observa que desarrolla para ambos patrones de carga una alta ductilidad, en ambos patrones la ductilidad alcanza la unidad de 10,0; el desplazamiento se desarrolla más allá del límite planteado en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 y en la tabla de Ghobarah, también se observa que los mayores desplazamientos se desarrollan luego del quinto incremento de carga lateral, y a la misma vez en ambos patrones se alcanzan altos valores de corte basal.



**Figura 5.36:** Curva de capacidad de la Estructura 1 ajustada al Procedimiento 2 a la relación de “1,40”. Fuente: Elaboración propia.

## V.12 Comparación de los resultados obtenidos en la Estructura 1 con los diversos ajustes en ambos procedimientos y patrones de carga.

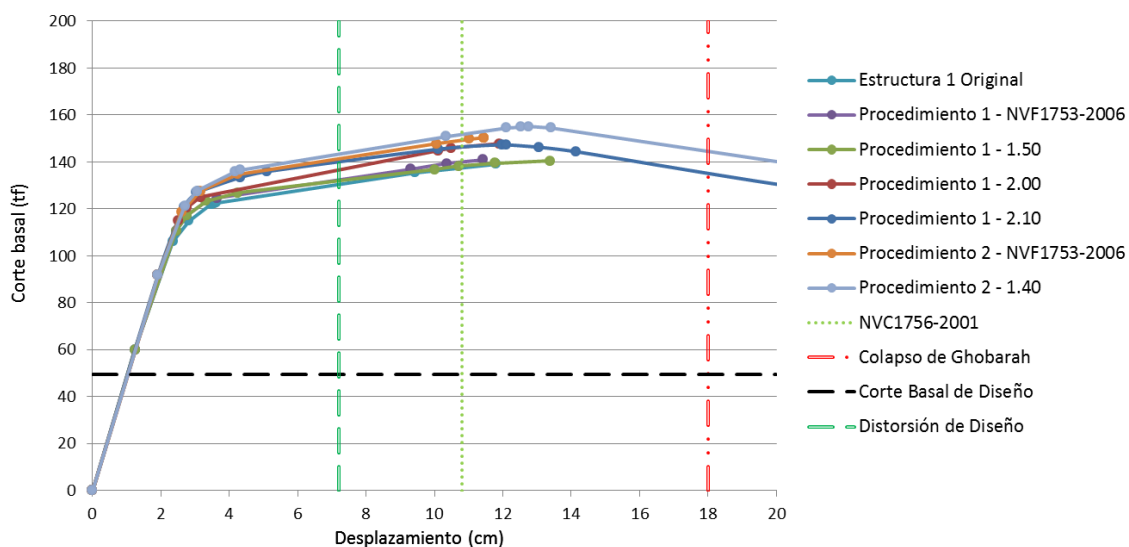
Una vez realizado las iteraciones, ajustes y rediseños en la Estructura 1 para ambos procedimientos, es importante realizar una comparación de los resultados arrojados para cada modelo en la dirección X, como se menciona al inicio de las verificaciones y los ajustes.

En primer lugar se observa que a pesar de cumplir con la relación mínima a flexión de las columnas (cosa que no sucede en la estructura 1 original) en los diversos rediseños del área de acero de las columnas, se forman mecanismos de colapso no deseados a lo largo de la historia de formación de rótulas plásticas, tal como se compara en la tabla 5.31, dichos mecanismos son similares ya que se presentan generalmente en el segundo piso y principalmente en el tope superior de la columna lateral derecha; sólo cuando se garantizó la formación de mecanismos deseables y cumpliendo los valores mínimos de flexión, se logró el comportamiento favorable de ambos factores para los procedimientos 1 y 2.

**Tabla 5.31:** Mecanismos plásticos de colapso observados en la Estructura 1 Original y sus ajustes. Fuente: Elaboración Propia.

ESTRUCTURA	PATRON DE CARGA	MECANISMO FORMADO
ESTRUCTURA ORIGINAL	1	mecanismo de piso
	2	mecanismo de piso
AJUSTE A PROCEDIMIENTO 1	1	colapso topes de columnas de segundo piso
	2	colapso topes de columnas de segundo piso
AJUSTE A PROCEDIMIENTO 2	1	colapso topes de columnas de segundo piso
	2	colapso topes de columnas de segundo piso
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 1 A RELACIÓN "1.5"	1	colapso topes de columnas de segundo piso
	2	colapso topes de columnas de segundo piso
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 1 A RELACIÓN "2"	1	colapso topes de columnas de segundo piso
	2	colapso topes de columnas de segundo piso
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 1 PARA FORMACIÓN DE MECANISMO DESEADO	1	mecanismo de estructura "ideal"
	2	mecanismo de estructura "ideal"
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 2 PARA FORMACIÓN DE MECANISMO DESEADO	1	mecanismo de estructura "ideal"
	2	mecanismo de estructura "ideal"

Con respecto al comportamiento de la capacidad de la Estructura 1 sometida al patrón triangular (patrón 1), en el rango elástico, tal como se mencionó con anterioridad, el comportamiento es igual en todos los ajustes, llegando al mismo valor de punto de cedencia. Luego en términos generales, todos los modelos alcanzan una deformación y desplazamiento importante que fluctúan un poco más allá del límite de distorsión establecido en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, exceptuando los ejemplares donde el procedimiento 1 se llevó a una relación de 2,10 y de 1,40 en el procedimiento 2, tal como se observa en la gráfica 5.37, estos dos incluso sobrepasan el límite de colapso de Ghobarah.



**Figura 5.37:** Curvas de capacidad de la Estructura 1 sometida al patrón de cargas triangular. Fuente: Elaboración Propia

Del mismo modo el desarrollo de la cortante basal en el rango no lineal va de 120 tf hasta casi 160 tf, presentándose el mayor valor de fuerza basal en la estructura cuando el procedimiento 2 se lleva a una relación de 1,40. En la misma figura 5.28 se precisa la cortante basal de diseño, y se puede tener noción del rango de cortante que es capaz de absorber la edificación para el comportamiento inelástico que va desde un 250% aproximadamente a un 310% para el ajuste del procedimiento 2 a “1,40”, situación que

sugiere el diseño sismorresistente conservador que propone la NVF1753-2006 en combinación con la NVC1756-2001.

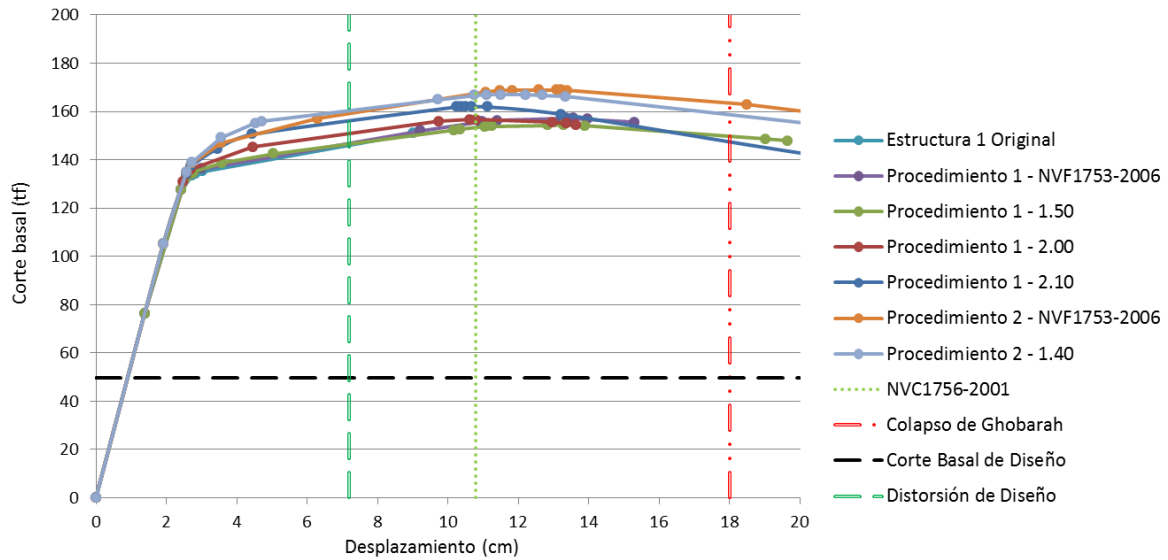
La distorsión de diseño calculada para la dirección X fue 12‰, equivalente a un desplazamiento de 7.2 cm en el nivel superior, graficado en la figura 5.37. Contrastando el desempeño de los modelos de la Estructura 1 en función de la deformación total, es de notar que las distorsiones asociadas a los mecanismos de colapso son mayores a la distorsión de diseño mencionada con un rango aceptable, lo que da un indicio de la capacidad de la estructura más allá del comportamiento ante las sollicitaciones de diseño.

Por otro lado, el comportamiento de la capacidad de la Estructura 1 sometida al patrón de carga constante (patrón 2), en el rango elástico, muestra un comportamiento similar al patrón 1. Todos los modelos alcanzan una deformación y desplazamiento importante más allá del límite de distorsión establecido en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, y varios de ellos sobrepasan el límite de colapso de Ghobarah, tal como se observa en la gráfica 5.38, resaltando el comportamiento de la modificación de acero de la estructura para el cumplimiento del procedimiento 2 por su capacidad de absorción de cortante basal y su alta ductilidad.

Del mismo modo en la gráfica se verifica un desarrollo de la cortante basal en el rango no lineal en todos los casos que va de 140 hasta 170 tf aproximadamente, presentándose el mayor valor de fuerza basal en la estructura cuando el procedimiento 2 se lleva a una relación de 1,40 (igual que en el patrón de carga 1). También se repite el comportamiento de corte basal desarrollado en todos los casos muy por encima del corte basal de diseño. Aproximadamente un aumento que va del 260% al comienzo del comportamiento inelástico a un 320% para el ajuste de la estructura al procedimiento 2.

Contrastando el desempeño de los modelos de la Estructura 1 sometidas al segundo patrón de cargas en función de la deformación total, es de apreciar que las distorsiones asociadas a los mecanismos de colapso son mayores a la distorsión de diseño con un rango

igualmente aceptable, lo que da un indicio de la capacidad de la estructura más allá del comportamiento ante las solicitaciones de diseño.



**Figura 5.38:** Curvas de capacidad de la Estructura 1 sometida al Patrón de cargas constante  
Fuente: Elaboración Propia

Con respecto a la ductilidad desarrollada, en la tabla 5.32 se compara con las distintas modificaciones de la Estructura 1, presentándose una mayor ductilidad en los dos últimos casos.

Debido a los ajustes realizados en ambos procedimientos, se aumentaron las cantidades de acero de refuerzo en las columnas. Esto puede representar una variación no sólo en algunas características del comportamiento de la estructura, sino también un incremento de costos.

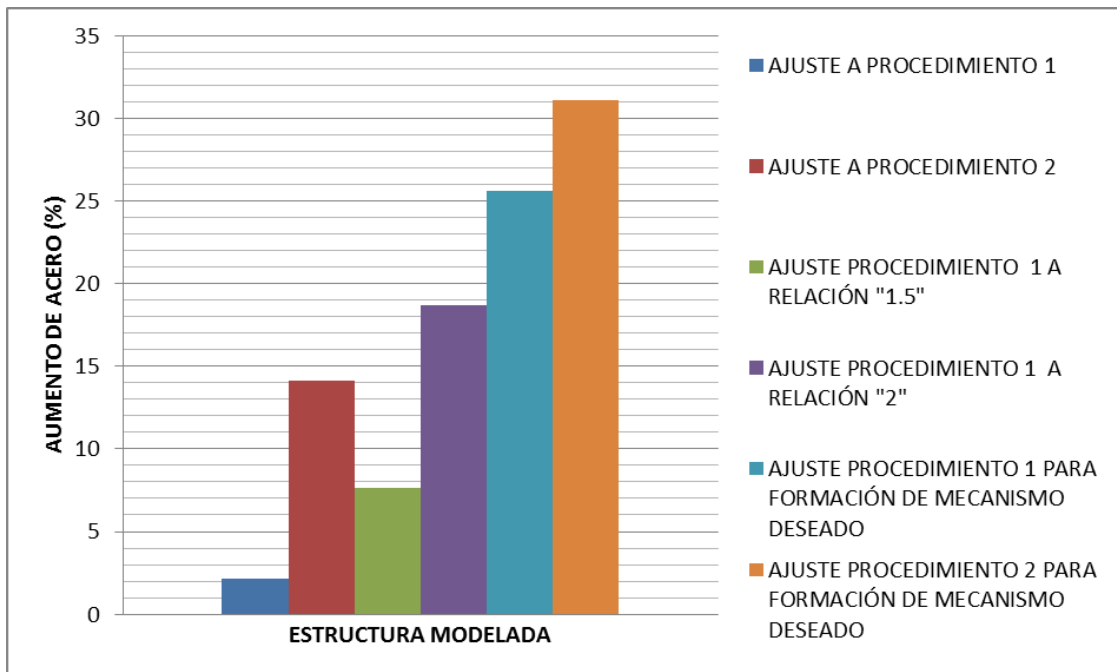
Se calculó el aumento de área de acero que representaba cada ajuste y en base a esto se establecieron porcentajes de aumento de cada uno con respecto a la estructura original.

**Tabla 5.32:** Cuadro comparativo de ductilidad de cada modelo

Fuente: Elaboración Propia

ESTRUCTURA	PATRON DE CARGA	DUCTILIDAD
ESTRUCTURA ORIGINAL	1	4,3
	2	3,5
AJUSTE A PROCEDIMIENTO 1	1	4,2
	2	5,8
AJUSTE A PROCEDIMIENTO 2	1	5,0
	2	7,0
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 1 A RELACIÓN "1.5"	1	5,0
	2	7,7
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 1 A RELACIÓN "2"	1	4,4
	2	5,2
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 1 PARA FORMACIÓN DE MECANISMO DESEADO	1	9,9
	2	11,5
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 2 PARA FORMACIÓN DE MECANISMO DESEADO	1	10,0
	2	10,0

En la figura 5.39 se presenta la comparación de estos incrementos de acero, destacándose un incremento relativamente bajo en los cuatro primeros casos y mayor al 35% en los dos últimos ajustes.



**Figura 5.39:** gráfica comparativa del incremento de acero respecto a la estructura original

Fuente: Elaboración Propia



### V.13 Ajuste del Procedimiento 1 en la estructura 2 a la relación propuesta: “1,50”

Los mecanismos de falla y los valores de ductilidad advertidos en la Estructura 2 luego del cumplimiento de los procedimientos 1 y 2, dejan en evidencia al igual que en la Estructura 1, que es conveniente determinar nuevos valores que definan la relación de resistencia mínima a flexión de columnas y vigas.

Para la primera iteración en la segunda estructura se llevaron los valores de la relación columna/viga igualmente a un aproximado de “1,50”. Para ello se debió aumentar la resistencia de las columnas aumentando sólo sus cantidades de refuerzo longitudinal, excluyendo los nodos del nivel más alto para que la verificación sea consistente con lo expuesto por el Procedimiento 1 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006.

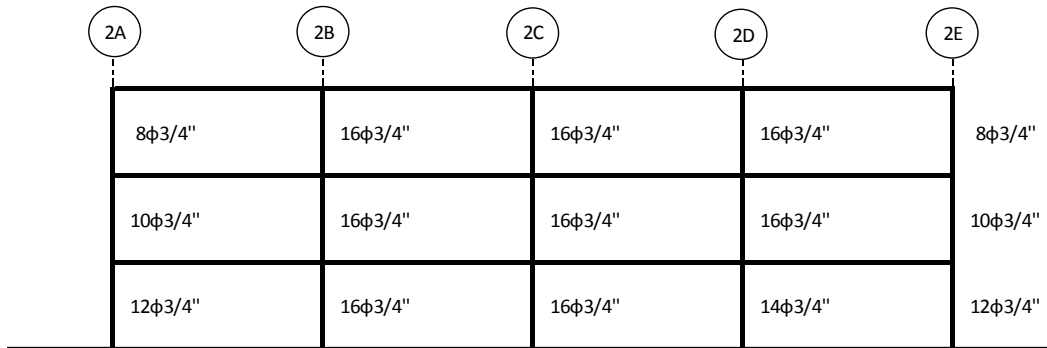
Para generar valores aproximados se ajustaron las columnas a los arreglos mostrados en las figuras 5.40 y 5.41 correspondientes a los pórticos 2.1 y 2.2 respectivamente. Las tablas 5.33 y 5.34 muestran además los resultados de dicha evaluación. Es de notar que los nodos del nivel P1 del pórtico 1.1 ya cumplían con el factor establecido en esta iteración, por lo que no fue necesario un aumento de la resistencia de las columnas que llegan a dichos nodos.

	1A	1B	1C	1D	1E
Nivel superior	6 $\phi$ 3/4"	10 $\phi$ 3/4"	10 $\phi$ 3/4"	10 $\phi$ 3/4"	6 $\phi$ 3/4"
Nivel medio	8 $\phi$ 3/4"	10 $\phi$ 3/4"	10 $\phi$ 3/4"	10 $\phi$ 3/4"	8 $\phi$ 3/4"
Nivel inferior	12 $\phi$ 3/4"	12 $\phi$ 3/4"	12 $\phi$ 3/4"	12 $\phi$ 3/4"	12 $\phi$ 3/4"

**Figura 5.40:** Refuerzo de columnas para cumplir la relación “1,50” del Procedimiento 1 en Pórtico 2.1 Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 5.33:** Valores de relación obtenidos del ajuste a “1,50” según Procedimiento 1 del Pórtico 2.1 Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	1A	1B	1C	1D	1E
	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.61	0.97	0.98	0.97	1.61
P2	2.87	1.54	1.55	1.54	2.04
P1	3.55	1.64	1.65	1.64	2.86



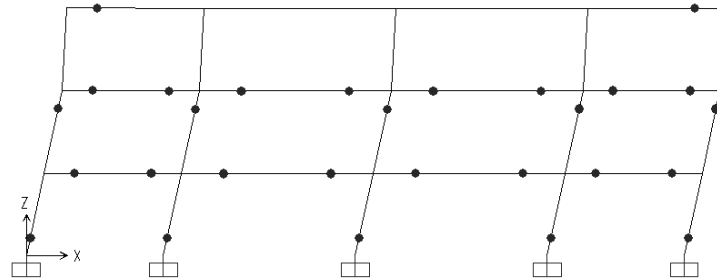
**Figura 5.41:** Refuerzo de columnas para cumplir la relación “1,50” del Procedimiento 1 en el Pórtico 2.2. Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 5.34:** Valores de relación obtenidos del ajuste a “1,50” según Procedimiento 1 del Pórtico 2.2. Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	2A	2B	2C	2D	2E
	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.61	0.93	0.85	0.95	1.61
P2	2.29	1.53	1.52	1.53	1.83
P1	2.54	1.50	1.48	1.50	2.08

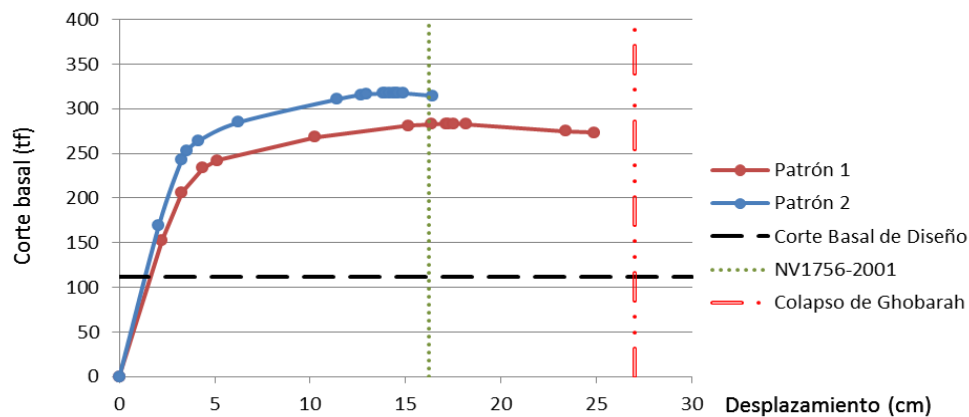
La figura 5.42 muestra el comportamiento plástico de colapso resultado del análisis estático no lineal de la Estructura 2 ajustado a la relación “1,50”. La deformada es similar para ambos patrones de carga y se observa el mismo mecanismo plástico de colapso para la estructura ajustada al procedimiento 1 establecido en la norma, por lo que debe ser analizada la curva de capacidad para definir la efectividad del parámetro en esta primera iteración. A pesar de ello, para ambos patrones de carga, se observa en la historia de formación de rótulas, que la mayoría de las rótulas en las vigas se forman antes de que la estructura entre en colapso, pero se puede considerar como ineficiente el mecanismo

formado, ya que se forman además rótulas en los extremos superiores de las columnas en el nivel P1 para los dos patrones y también en el piso 2 para el primer patrón.



**Figura 5.42:** Mecanismo plástico de colapso en Estructura 2 ajustada a la relación “1,50” del Procedimiento 2. Fuente: Elaboración Propia

En la figura 5.43 se puede observar la curva de capacidad de la estructura, la cual presenta un comportamiento bastante dúctil con el patrón 1, aspecto que no se desarrolla con el patrón 2. En términos de ductilidad, se calculó usando el mismo procedimiento que la estructura original, arrojando un valor de 7,5 para el patrón 1 y 4,8 para el patrón 2, lo que significa que para el patrón 1 desarrolla una ductilidad más apropiada que la estructura original, mientras que con el patrón 2 es muy similar a la estructura original.



**Figura 5.43:** Curva de Capacidad de la Estructura 2 ajustada al Procedimiento 1 a la relación “1,50”. Fuente: SAP2000

#### V.14 Ajuste del Procedimiento 1 en la estructura 2 a la relación propuesta: “2,00”

Para la segunda iteración se utilizó una relación columna/viga cercana a “2,00” para evaluar igualmente si la estructura se deforma favorablemente o se generan mecanismos plásticos desfavorables.

Se aumentaron las cantidades de acero de refuerzo de manera que se cumpliera que el cociente de las resistencias fuese un valor aproximado al deseado en todos los nodos de la estructura excepto en los del nivel superior sin modificar las dimensiones de las columnas o la resistencia de las vigas.

Para generar valores aproximados se ajustaron las columnas a los arreglos mostrados en las figuras 5.44 y 5.45 correspondientes a los pórticos 2.1 y 2.2 respectivamente.

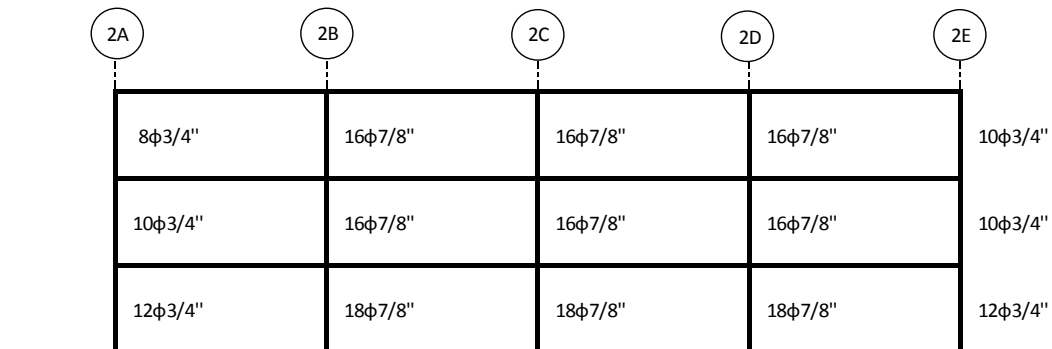
Las tablas 5.35 y 5.36 muestran además los resultados de dicha evaluación. Para cumplir con el procedimiento se necesitó de un aumento sustancial de las cuantías de acero en las columnas centrales

Columna	Nivel 1	Nivel 2	Nivel 3
1A	6φ3/4"	8φ3/4"	12φ3/4"
1B	14φ3/4"	14φ3/4"	16φ3/4"
1C	14φ3/4"	14φ3/4"	16φ3/4"
1D	14φ3/4"	14φ3/4"	16φ3/4"
1E	6φ3/4"	8φ3/4"	12φ3/4"

**Figura 5.44:** Refuerzo de columnas para cumplir la relación “2,00” del Procedimiento 1 en Pórtico 2.1. Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 5.35:** Valores de relación obtenidos del ajuste a “2,00” según Procedimiento 1 del Pórtico 2.1. Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	1A	1B	1C	1D	1E
	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.61	1.27	1.27	1.27	1.61
P2	2.87	1.99	1.99	1.99	2.04
P1	3.55	2.05	2.06	2.05	2.86



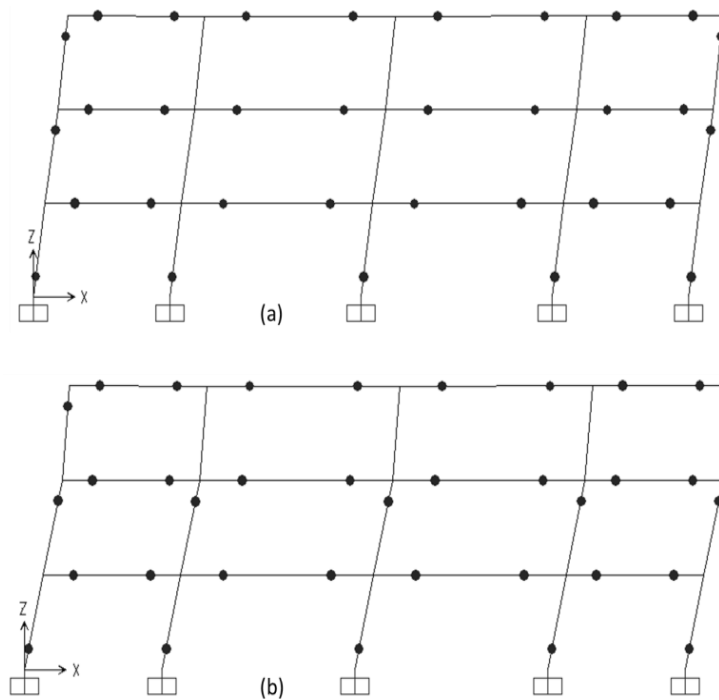
**Figura 5.45:** Refuerzo de columnas para cumplir la relación “2,00” del Procedimiento 1 en el Pórtico 2.2. Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 5.36:** Valores de relación obtenidos del ajuste a “2,00” según Procedimiento 1 del Pórtico 2.2. Fuente: Elaboración Propia

NIVEL	2A	2B	2C	2D	2E
	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1.61	1.20	1.09	1.23	1.96
P2	2.29	1.95	1.95	1.95	2.00
P1	2.54	2.01	2.00	2.01	2.08

La figura 5.46 muestra el comportamiento plástico de colapso resultante del análisis estático no lineal de la Estructura 2 ajustado a la relación “2.00”. La deformada de la estructura con el primer patrón de cargas muestra un mecanismo de colapso asociado a la rotulación de las columnas de los externos de P2 y PT. El aumento de la relación columna/viga a este valor no garantiza que en la estructura no se generen condiciones inestables, pero es capaz de reducir la cantidad de columnas articuladas favoreciendo la estabilidad. Ante el segundo patrón de cargas muestra un mecanismo muy parecido al de

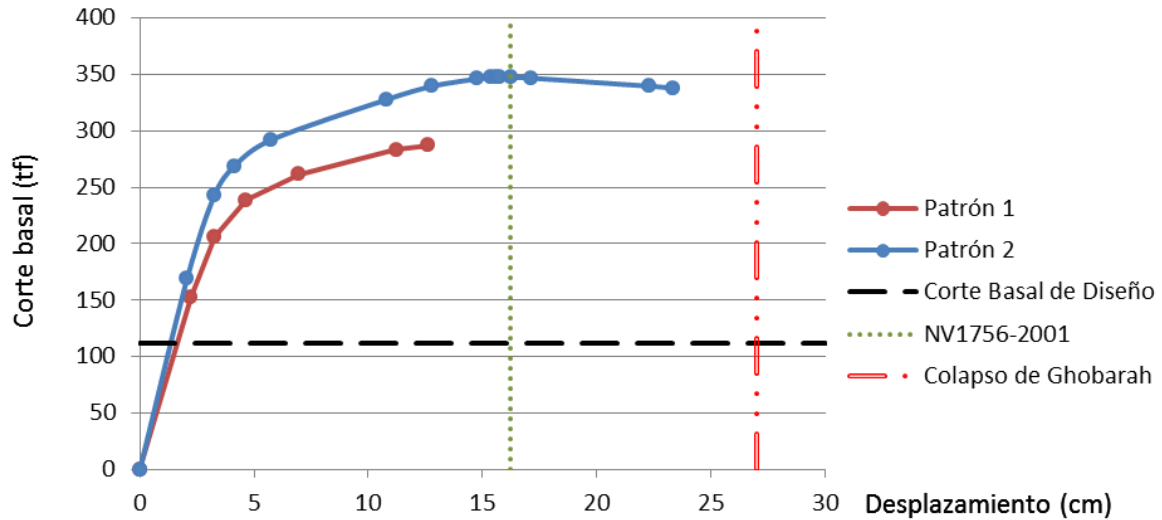
las estructuras evaluadas anteriormente, es decir, el comportamiento con el patrón 1 es más favorable que con el patrón 2 aunque no deja de ser inestable. La historia de formación de rótulas también lleva a la formación de rótulas en las vigas antes que las columnas en gran parte del desarrollo del “pushover” para ambos patrones.



**Figura 5.46:** Mecanismo plástico de colapso en Estructura 2 con ajuste de “2,00” para el Procedimiento 1. (a) patrón de carga 1 (b) patrón de carga 2. Fuente: SAP2000

Con respecto al desarrollo de su capacidad, en la figura 5.47 se observa que la estructura desarrollaría un nivel de deformación importante con el patrón 2 en comparación con la estructura original, cosa que no sucede con el patrón 1 el cual incluso, llega a disminuir un poco con respecto a la estructura original. Con el patrón 2 se desarrolla una importante resistencia superior a la que se observa en la estructura original.

En términos de ductilidad, se calculó usando el mismo procedimiento que para la estructura original, arrojando un valor de 3,8 para el patrón 1 y 6,9 para el patrón 2.



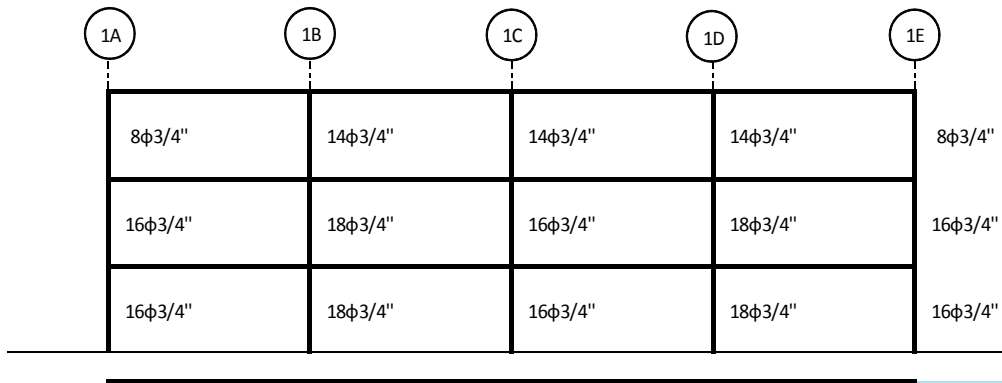
**Figura 5.47:** Curva de Capacidad de la Estructura 2 ajustada al Procedimiento 1 a la relación "2,00". Fuente: SAP2000

Con el aumento de cantidades considerables de acero para esta iteración se aumentó la capacidad de la estructura a soportar las acciones laterales, lo que se tradujo en menores deformaciones. La redistribución de resistencias resultante del aumento de aceros en diferentes elementos, condicionó la formación de rotulas plásticas en etapas diferentes y en elementos diferentes que las iteraciones anteriores. En este caso esa redistribución, a pesar de haber aumentado la capacidad estructural, condicionó que se formara un mecanismo de colapso con menores valores de ductilidad.

### V.15 Ajuste del Procedimiento 1 en la Estructura 2 a la relación propuesta: “2,30”

Para las dos iteraciones anteriores se formaron mecanismos plásticos de colapso desfavorables, por lo que se realizó una tercera iteración aumentando los valores de la verificación por nodo a un valor cercano a “2,30”

Para esta evaluación fue necesario aumentar los aceros de refuerzo del pórtico 2.1 a los refuerzos mostrados en la figura 5.48. La tabla 5.37 muestra los valores alcanzados bajo esta nueva configuración de aceros.



**Figura 5.48:** Refuerzo ajustado en columnas para cumplir el Procedimiento 1 en la relación “2.30” en el Pórtico 2.1. Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 5.37:** Valores del ajuste según relación “2.30” del pórtico 2.1

Fuente: Elaboración Propia.

NIVEL	1A	1B	1C	1D	1E
	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1,61	1,50	1,50	1,50	2,51
P2	3,45	2,33	2,33	2,33	2,74
P1	4,06	2,28	2,29	2,28	3,09

El pórtico 1.2 también fue rediseñado con un nuevo arreglo de acero para generar la resistencia mínima esperada en las columnas, tal como se muestra en la figura 5.49, para



alcanzar el valor deseado de “2.30”. La tabla 5.38 muestra la evaluación de relación para los nodos del pórtico.

La figura 5.50 muestra el comportamiento plástico luego del análisis estático no lineal de la Estructura 2 ajustado a la relación “2.30”. La deformada general de los pórticos de la Estructura 2 (con ambos patrones de carga) muestra una respuesta bastante deseable que obedece al comportamiento ideal, ya que la formación de las rótulas en las columnas se forma luego de presentarse en las vigas a lo largo de todo la historia de formación e incremento de cargas laterales, con un mejor comportamiento incluso en el con el patrón 1 donde la formación de rótulas en las columnas se da sólo en la base de P1. El aumento de la relación columna/viga a este valor reduce al mínimo la formación de rotulas en las columnas ante las sollicitaciones sísmicas.

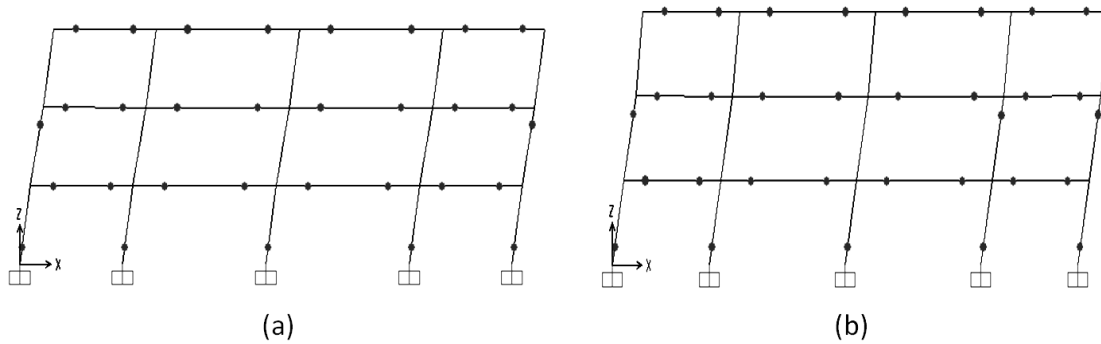


**Figura 5.49:** Refuerzo ajustado en columnas para cumplir la relación “2.30” del Procedimiento 1 en Pórtico 2.2. Fuente: Elaboración Propia.

**Tabla 5.38:** Valores del ajuste según relación “2.30” del pórtico 2.2

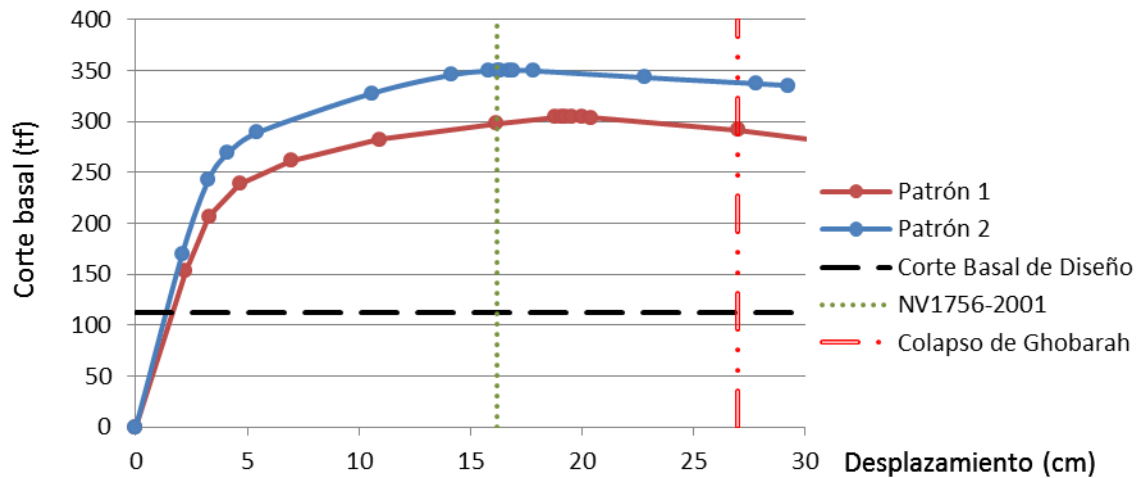
Fuente: Elaboración Propia.

NIVEL	2A	2B	2C	2D	2E
	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)	SH(+)
T	1,96	1,34	1,22	1,38	2,25
P2	2,65	2,26	2,26	2,26	2,44
P1	2,68	2,26	2,25	2,26	2,49



**Figura 5.50:** Mecanismo plástico deseable en Estructura 2 ajustada a “2.30”,  
 (a) patrón 1 (b) patrón 2. Fuente: SAP2000

Con respecto al comportamiento de la curva de capacidad que se muestra en la figura 5.51, se observa un alto desarrollo de desplazamiento y a su vez de ductilidad para el patrón 1 y 2, valores muy superiores a los promedios alcanzado con los anteriores ajustes, a pesar de ello, en ambos patrones podría desarrollar desplazamientos muchos más de los límites de distorsión planteados por la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 y en la tabla de Ghojarah cuando se han aplicado altos esfuerzos laterales.



**Figura 5.51:** Curva de capacidad de la Estructura 2 ajustada para el Procedimiento 1 a la relación de “2.10”. Fuente: Elaboración propia.

En términos de ductilidad se calculó usando el mismo procedimiento que la estructura original, arrojando un valor de 15,2 para el patrón 1 y 8,6 para el patrón 2, muy por encima a la estructura original.

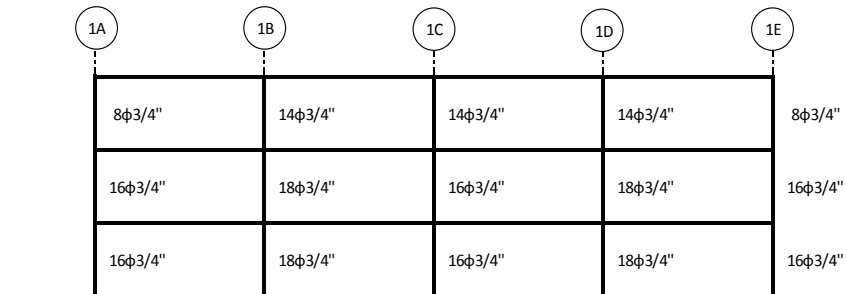
La redistribución de resistencias resultante del aumento de aceros en diferentes columnas, condicionó la formación de rotulas plásticas en etapas diferentes y en elementos diferentes que las iteraciones anteriores. En este caso esa redistribución, originó que en términos de comportamiento dúctil, al formarse dichas rotulas en todas las vigas antes que en las columnas, la estructura tuviese una capacidad de deformación muy amplia antes de entrar al colapso.

#### **V.16 Ajuste del Procedimiento 2 en la Estructura 2 a la relación propuesta “1.40”**

Bajo las condiciones de diseño impuestas por el procedimiento 2 para la determinación de la resistencia mínima a flexión en las columnas de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, se obtuvieron mecanismos desfavorables de colapso de la estructura.

Para garantizar la formación de las rotulas plásticas en las vigas y generar los mecanismos ideales es necesario reevaluar el procedimiento y determinar una relación de resistencias idónea.

La estructura 2 fue rediseñada para que se comportara aceptablemente dentro del rango inelástico. La figura 5.52 muestra el nuevo arreglo de acero usado para generar ese adecuado comportamiento en el pórtico 1.1 y la figura 5.53 muestra lo equivalente en el pórtico 1.2. Las tablas 5.39 y 5.40 muestran los resultados obtenidos respectivamente. Es de resaltar que los valores obtenidos se aproximan a una relación columna/viga de resistencias según este procedimiento de “1.40”



**Figura 5.52:** Refuerzo ajustado en columnas para cumplir la relación “1,40” del Procedimiento 2 en Pórtico 2.1. Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 5.39:** Valores del ajuste según relación “1,40” del pórtico 2.1 Procedimiento 2

Fuente: Elaboración Propia.

NIVEL	SH(+)
T	1.42
P2	1.43
P1	1.41



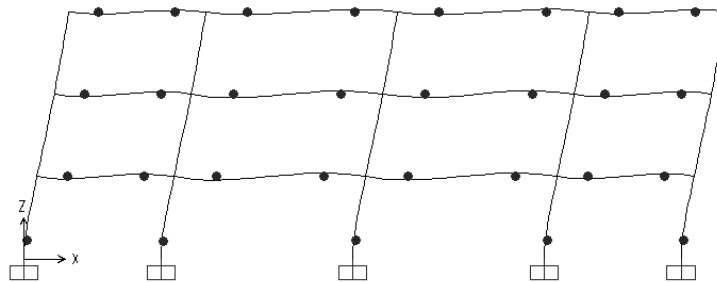
**Figura 5.53:** Refuerzo ajustado en columnas para cumplir la relación “1,40” del Procedimiento 2 en Pórtico 2.2. Fuente: Elaboración Propia

**Tabla 5.40:** Valores del ajuste según relación “1,40” del pórtico 2.2 Procedimiento 2

Fuente: Elaboración Propia.

NIVEL	SH(+)
T	1.46
P2	1.41
P1	1.41

La figura 5.54 muestra el comportamiento plástico que resulta del análisis estático no lineal de los pórticos de la Estructura 2 para ambos patrones de cargas ajustado a la relación expuesta anteriormente. La deformada general de los pórticos de la estructura muestra una respuesta bastante dúctil que obedece al comportamiento ideal. El aumento de la relación columna/viga a este valor reduce al mínimo la formación de rotulas en las columnas ante las sollicitaciones sísmicas, formándose un comportamiento mecánico deseado.

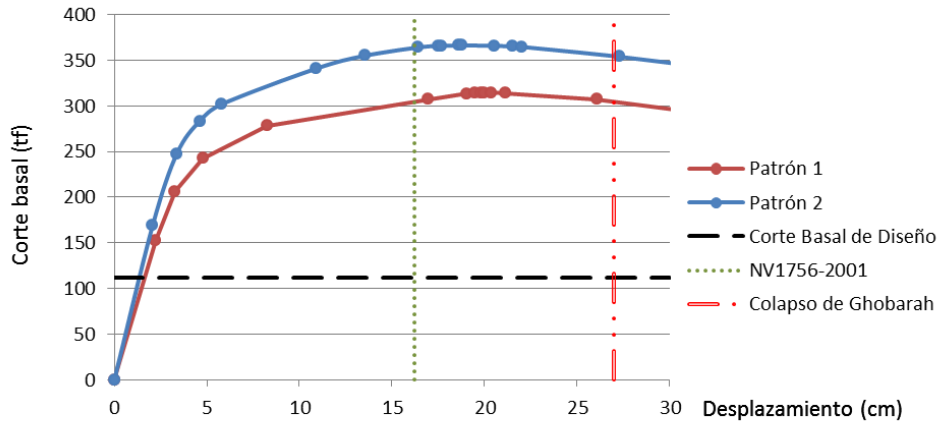


**Figura 5.54:** Mecanismo plástico deseable en Estructura 2 ajustada a “1,40”

Procedimiento 2. Fuente: SAP2000

En relación al comportamiento de la curva de capacidad, en la figura 5.55 se observa que desarrolla para ambos patrones de carga una alta ductilidad; el desplazamiento se desarrolla más allá del límite planteado en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 y en la tabla de Ghobarah, a la misma vez en ambos patrones se alcanzan altos valores de resistencia.

En términos de ductilidad, se calculó usando el mismo procedimiento que la estructura original, arrojando un valor de 15,2 para ambos patrones.



**Figura 5.55:** Curva de capacidad de la Estructura 2 ajustada para el Procedimiento 2 a la relación de "1,40". Fuente: Elaboración propia.

### V.17 Comparación de los resultados obtenidos en la Estructura 2 con los diversos ajustes en ambos procedimientos y patrones de carga

Una vez realizado las iteraciones, ajustes y rediseños en la Estructura 1 para ambos procedimientos, sólo en la dirección X como se dijo al analizar la Estructura 2 original, es importante realizar una comparación de los resultados arrojados para cada modelo.

En primer lugar se observó que a pesar de cumplir con la relación mínima a flexión de las columnas (cosa que no sucede en la estructura 2 original) en los diversos rediseños del área de acero de las columnas, se forman mecanismos de colapso no deseados a lo largo del historial de formación de rótulas plásticas, tal como se compara en la tabla 5.41, dichos mecanismos son similares de colapso y similares entre sí; sólo cuando se garantizó la formación de mecanismos deseables y cumpliendo los valores mínimos de flexión, se logró el comportamiento favorable de ambos factores para los procedimientos 1 y 2.

**Tabla 5.41:** Cuadro resumen de mecanismo formado para cada procedimiento de ajuste

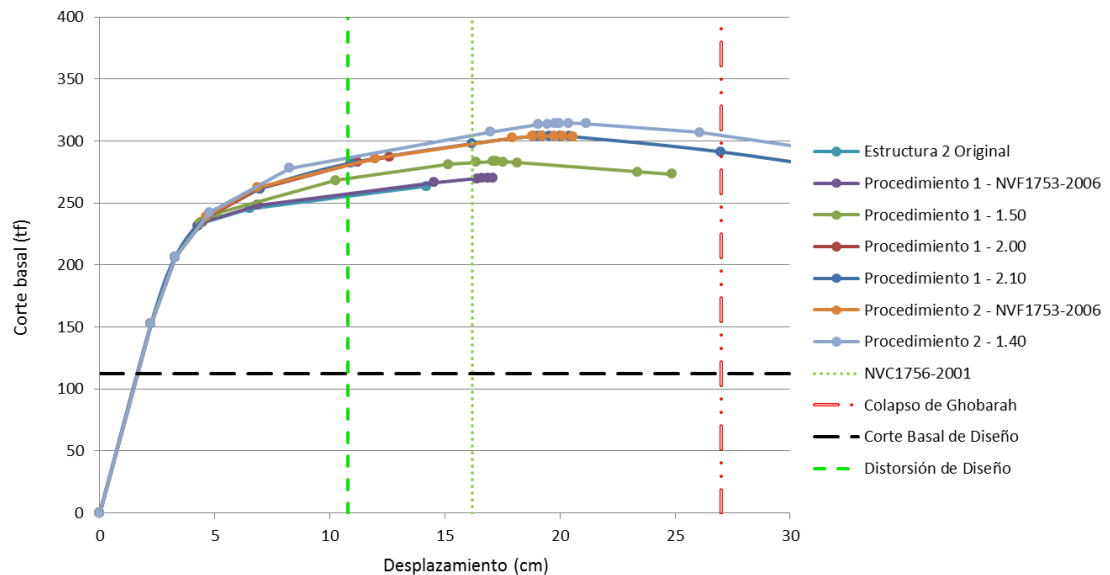
Fuente: Elaboración Propia.

ESTRUCTURA 2	PATRON DE CARGA	MECANISMO FORMADO
ESTRUCTURA ORIGINAL	1	mecanismo de piso
	2	mecanismo de piso
AJUSTE A PROCEDIMIENTO 1	1	colapso topes de columnas P2
	2	colapso topes de columnas P2
AJUSTE A PROCEDIMIENTO 2	1	colapso topes de columnas P3
	2	colapso topes de columnas P2 y P3
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 1 A RELACIÓN "1.5"	1	colapso topes de columnas P1
	2	colapso topes de columnas P1
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 1 A RELACIÓN "2"	1	colapso topes de columnas laterales P2 y P3
	2	colapso topes de columnas de P2 y laterales P3
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 1 PARA FORMACIÓN DE MECANISMO DESEADO CON RELACIÓN DE "2,30"	1	Mecanismo deseable
	2	Mecanismo deseable
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 2 PARA FORMACIÓN DE MECANISMO DESEADO CON RELACIÓN DE "1,40"	1	Mecanismo deseable
	2	Mecanismo deseable

Con respecto al comportamiento de la capacidad de la Estructura 2 sometida al patrón triangular (patrón 1), en el rango elástico, tal como se mencionó con anterioridad, el comportamiento es igual en todos los ajustes, llegando al mismo valor de punto de cedencia. Luego en términos generales, todos los modelos modificados alcanzan una deformación y desplazamiento importante más allá del límite de distorsión establecido en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, exceptuando los casos donde el procedimiento 1 se llevó a una relación de 2, tal como se observa en la figura 5.56; así mismo los procedimiento que se buscaron los comportamientos deseados sobrepasan el límite de colapso de Ghobarah.

La distorsión de diseño calculada para la dirección X fue 12%, equivalente a un desplazamiento de 10.8 cm en el nivel superior, graficado también en la figura 5.56. Contrastando el desempeño de los modelos de la Estructura 1 en función de la deformación total, es de notar que las distorsiones asociadas a los mecanismos de colapso son mayores a la distorsión de diseño mencionada con un rango aceptable, lo que da un indicio de la capacidad de la estructura más allá del comportamiento ante las sollicitaciones de diseño.

Así mismo, el desarrollo de la cortante basal en el rango no lineal va de 270 tf hasta casi 330 tf aproximadamente en sus máximos comportamientos, presentándose el mayor valor de fuerza basal en la estructura cuando el procedimiento 2 se lleva a una relación de 1.40, ello implica un incremento del 260% aproximadamente por encima del corte basal de diseño.

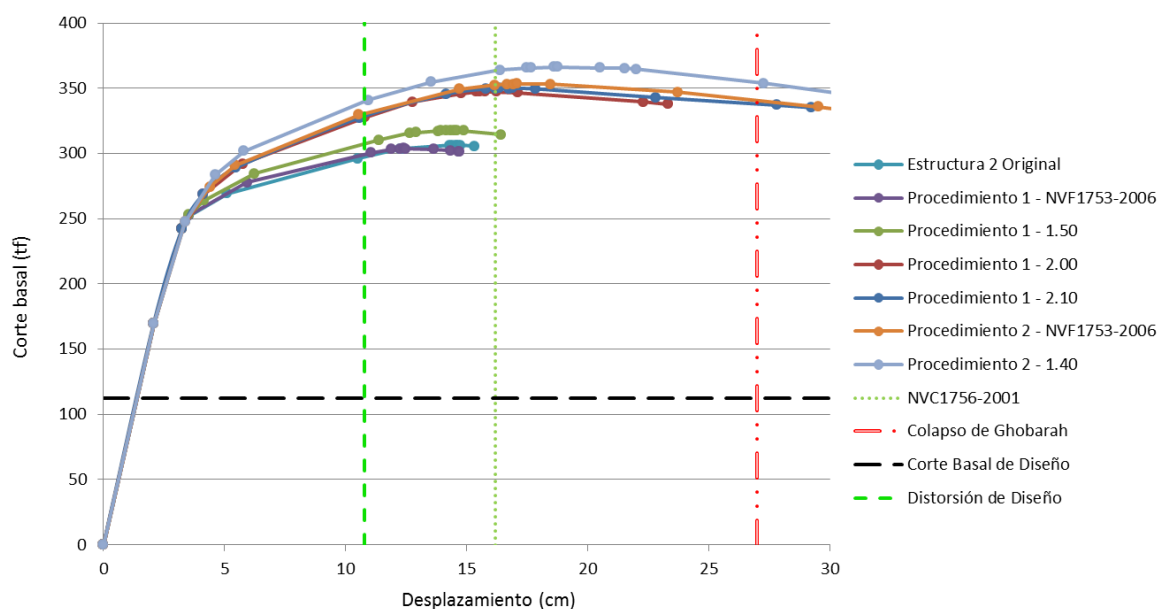


**Figura 5.56:** Curvas de capacidad de la Estructura 2 sometida al Patrón de cargas triangular. Fuente: Elaboración Propia

Por otro lado, el comportamiento de la capacidad de la Estructura 2 sometida al patrón de carga constante (patrón 2), en el rango elástico, muestra el mismo comportamiento que el patrón 1. Todos los modelos a diferencia del original alcanzan una deformación y desplazamiento importante más allá del límite de distorsión establecido en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 exceptuando el ajuste al procedimiento 1 a la relación de resistencia de “2”, y varios de ellos sobrepasan el límite de colapso de Ghobarah, tal como se observa en la gráfica 5.57.



Igualmente en la misma gráfica se verifica un desarrollo de la cortante basal en el rango no lineal en todos los casos que va de 290 tf hasta 370 tf aproximadamente en sus máximos comportamientos, presentándose el mayor valor de fuerza basal en la estructura cuando el procedimiento 2 se lleva a una relación de 1.40 (igual que en el patrón de carga 1). También se repite el comportamiento de corte basal desarrollado en todos los casos muy por encima del corte basal de diseño, considerando un promedio de corte basal desarrollado en todas las estructuras de 330 tf se observa un incremento de hasta 300% en comparación con el de diseño.



**Figura 5.57:** Curvas de capacidad de la Estructura 2 sometida al Patrón de cargas constante Fuente: Elaboración Propia

Contrastando el desempeño de los modelos de la Estructura 1 sometidas al segundo patrón de cargas en función de la deformación total, es de apreciar que las distorsiones asociadas a los mecanismos de colapso son mayores a la distorsión de diseño con un rango igualmente aceptable, lo que da un indicio de la capacidad de la estructura más allá del comportamiento ante las solicitaciones de diseño.

Con respecto a la ductilidad desarrollada, en la tabla 5.42 se compara con las distintas modificaciones de la Estructura 2, presentándose una mayor ductilidad en los dos últimos casos y en el ajuste del Procedimiento 2 con el patrón de carga 2.

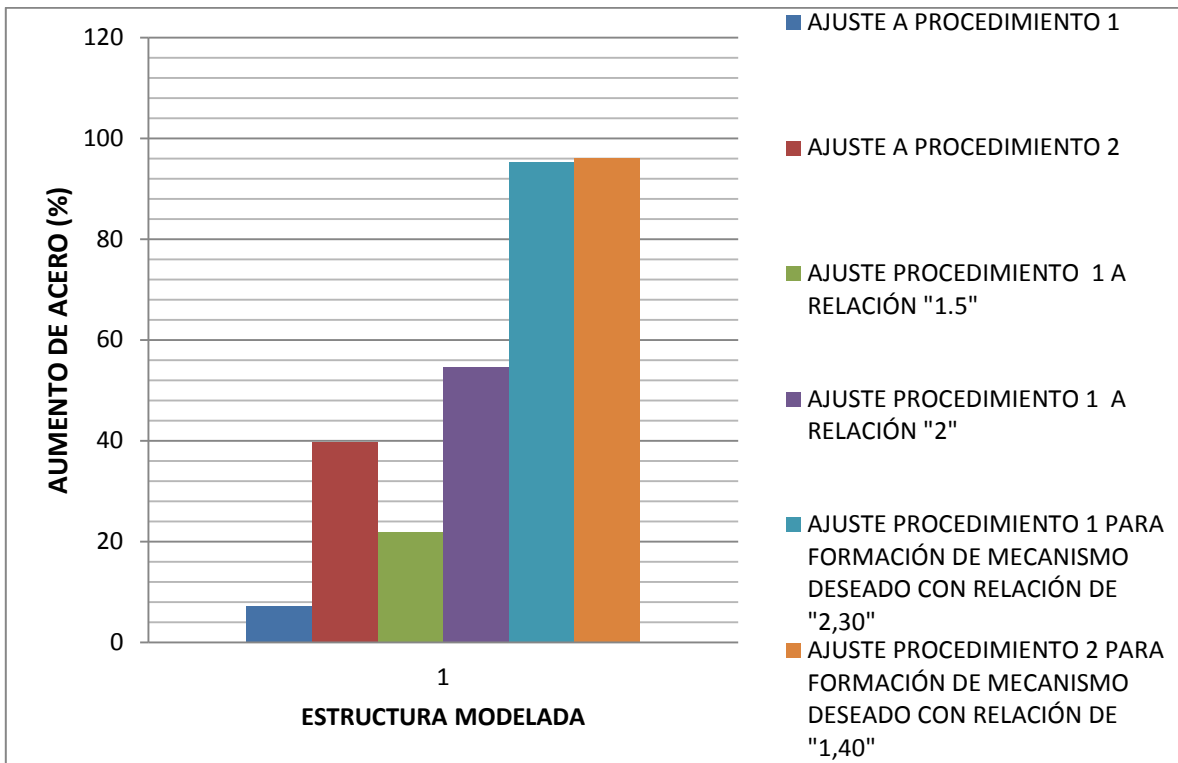
Debido a los ajustes realizados en ambos procedimientos, se aumentaron las cantidades de acero de refuerzo en las columnas lo que debe ser analizado, pues pudiera representar una variación no solo en algunas características en el comportamiento de la estructura, sino también un incremento en costos.

**Tabla 5.42:** Cuadro comparativo de ductilidad de cada procedimiento de ajuste

Fuente: Elaboración Propia

ESTRUCTURA 2	PATRON DE CARGA	DUCTILIDAD
ESTRUCTURA ORIGINAL	1	4,3
	2	4,5
AJUSTE A PROCEDIMIENTO 1	1	5,2
	2	4,3
AJUSTE A PROCEDIMIENTO 2	1	6,2
	2	10,1
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 1 A RELACIÓN "1.5"	1	7,5
	2	4,8
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 1 A RELACIÓN "2"	1	3,8
	2	6,9
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 1 PARA FORMACIÓN DE MECANISMO DESEADO CON RELACIÓN DE "2,30"	1	15,2
	2	8,6
REDISEÑO PROCEDIMIENTO 2 PARA FORMACIÓN DE MECANISMO DESEADO CON RELACIÓN DE "1,40"	1	10,0
	2	10,0

En la figura 5.58 se presenta la comparación en los incrementos de acero, destacándose un incremento considerable en todas las estructuras, principalmente en las dos últimas, es decir, a pesar de que los ajustes representan un importante beneficio en el comportamiento de la estructura, de la misma forma representa un incremento importante en el costo de la misma por el aumento del área de acero.



**Figura 5.58:** Gráfica comparativa del incremento de acero respecto a la estructura original

Fuente: Elaboración Propia

## **CAPÍTULO VI**

### **CONCLUSIONES**

En el presente Trabajo Especial de Grado se evaluó la condición columna fuerte viga débil generada a partir de los procedimientos 1 y 2 estipulados en el apartado 18.4.3 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, donde se establece, para el diseño de columnas pertenecientes al sistema resistente a sismos, una resistencia mínima a flexión con el fin de garantizar que no se formen mecanismos plásticos que comprometan la estabilidad de la estructura.

Para la evaluación de la condición columna fuerte viga débil, se definieron dos estructuras regulares aporticadas de concreto armado y diseñadas de acuerdo con los lineamientos establecidos en la normativa venezolana vigente (Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, Norma Venezolana Covenin 1756-2001 y la Norma Venezolana Covenin 2002-1988).

La Estructura 1 se definió por dos niveles de 3m de altura cada uno, en la dirección “X” cuenta con dos vanos de 6m cada uno, identificando los pórticos “1.1”, “1.2” y “1.3”, mientras que la dirección “Y” se tienen igualmente tres pórticos que se identificaron como “1.A”, “1.B” y “1.C”. Una vez diseñada la Estructura 1 previo a la aplicación de los procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, se denota en lo sucesivo como Estructura 1 Original.

De igual forma, la Estructura 2 se definió por tres niveles de 3m de altura cada uno, cuatro vanos en la dirección “X”, los dos centrales de 7m y los extremos de 5m cada uno, conteniendo los pórticos “2.1”, “2.2” y “2.3”, mientras que la dirección “Y” se tienen igualmente cinco pórticos que se identificaron como “2.A”, “2.B” y “2.C”, “2.D”, “2.E”. Una vez diseñada la Estructura 2 previo a la aplicación de los procedimientos 1 y 2 de la

Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, se denota en lo sucesivo como Estructura 2 Original.

Se verificó que en los pórticos que soportan cargas gravitacionales (contenidos en la dirección “X” en las estructuras analizadas), la Estructura 1 Original y la Estructura 2 Original, no siempre cumplen con la condición columna fuerte viga débil. Para los pórticos “no cargados” (dirección “Y”), se observó el cumplimiento de la condición columna fuerte viga débil para ambas estructuras originales.

Se realizaron ajustes a las Estructuras Originales 1 y 2 para cumplir con los requisitos de cada uno de los procedimientos establecidos en la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006. Como resultado se obtuvieron 4 estructuras, dos que cumplen con el procedimiento 1 y las dos restantes que cumplen con el procedimiento 2. Estos ajustes se realizaron aumentando el área de acero de las columnas manteniendo sus secciones transversales.

Durante el proceso de ajuste se observó que para la Estructura 1 Original se requirió aumentar el área de acero en aproximadamente 2% para cumplir el procedimiento 1, mientras que para cumplir con el procedimiento 2 el aumento requerido fue de aproximadamente 14%. Para la Estructura 2 Original se requirió aumentar el área de acero en aproximadamente 7% para cumplir el procedimiento 1, mientras que para cumplir con el procedimiento 2 el aumento requerido fue de aproximadamente 40%.

Se analizó el comportamiento sismorresistente de las estructuras diseñadas previa y posteriormente a la aplicación de los procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 mediante la ejecución de análisis estáticos no lineales (pushover) considerando dos patrones de carga lateral. La evaluación del comportamiento sismorresistente de la Estructura 1 Original y la Estructura 2 Original permitió observar que el no cumplimiento de la condición columna fuerte viga débil en la dirección “X” permite la formación de mecanismos de colapso indeseables (mecanismos de piso).

Al verificar el comportamiento sismorresistente de las estructuras diseñadas posteriormente a la aplicación de los procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 mediante análisis estáticos no lineales (pushover), se observó un mejor comportamiento ante sollicitaciones sísmicas que las estructuras originales, evitando la posibilidad de formación de mecanismos de piso, pero no garantizando totalmente la formación de mecanismos plásticos deseados.

Debido a que se observó que los ajustes a las Estructuras Originales 1 y 2 para cumplir con los requisitos de los procedimientos 1 y 2, aún permiten la posibilidad de formación de mecanismos plásticos no deseados, se decidió proponer ajustes para cada procedimiento. Para ello se estimó nuevos valores para la determinación de la resistencia teórica mínima a flexión de las columnas para cada estructura.

Para el Procedimiento 1 en ambas estructuras, se observó que a medida que se incrementa la relación de resistencia entre columnas y vigas, por lo general se forman rótulas en las vigas antes que las columnas y que un número menor de columnas resultan articuladas. A pesar de ello, se observó para ambas estructuras que el aumento de la relación de resistencia entre columnas y vigas a un valor de “1,50” y “2,00” no garantizó totalmente que se generaran mecanismos deseables. Aplicar una relación de resistencia columnas y vigas con un valor de “2,10” para la Estructura 1 y de “2,30” para la Estructura 2, garantizó para éstas la formación del mecanismo de estructura ideal, es decir, rótulas en los extremos de todas las vigas y en las bases de las columnas en PB.

De igual modo, para el Procedimiento 2 se observó que al incrementar la relación de resistencia entre columnas y vigas, se formaron rótulas en las vigas antes que las columnas y que un número menor de columnas se articularon. Aplicar una relación de resistencia columna/viga a un valor aproximado a “1,40”, garantizó para ambas estructuras la formación de mecanismo de estructura ideal.

El aumento de la relación de resistencia entre columnas y vigas tiende a generar una mayor resistencia ante las solicitaciones sísmicas en todos ajustes realizados, tal como se observó en los análisis estáticos no lineales. Del mismo modo, el aumento de la relación de resistencia columna/ viga tiende a una mayor ductilidad para ambas estructuras y para ambos patrones de carga.

Las columnas centrales de las estructuras analizadas fueron las más afectadas por las verificaciones y los ajustes tanto normativos, como los propuestos para el procedimiento 1. Esto se debe básicamente a que en las columnas centrales llegan mayor cantidad de vigas que en los extremos, generando una mayor resistencia de vigas por nodo.

Se observó que la cortante basal desarrollada por las estructuras cuando alcanzan el rango inelástico en los análisis estáticos no lineales, es superior al cortante basal de diseño. Lo anterior se evidenció para ambas estructuras, tanto para el diseño original como en los posteriores ajustes de la relación mínima de resistencia de las columnas. Esto puede atribuirse a ciertos niveles de seguridad implícitos en la aplicación de los lineamientos normativos y a que sólo se consideraron posibles fallas a flexión en vigas y de flexión y carga axial en columnas.

Con base en las observaciones realizadas en los análisis estáticos no lineales (pushover) se puede concluir adicionalmente que existe una cantidad de mecanismos plásticos que pueden comprometer la estabilidad de una estructura. El mecanismo plástico de colapso generado por la rotulación de las columnas antes que las vigas reduce su capacidad de deformación, mientras que la formación de mecanismos deseables (formación de rótulas en las vigas antes que las columnas) genera una mayor ductilidad. Se observó que la variación del patrón de carga afecta el proceso de formación de rótulas en las columnas al aplicar el análisis estático no lineal.

Finalmente es interesante observar que el ingeniero calculista, tiene la posibilidad de favorecer con la ejecución de ajustes racionales durante el proceso de diseño de la estructura, la formación de mecanismos plásticos de colapso deseables.



## RECOMENDACIONES

Dentro del proyecto de investigación realizado, se apreciaron diferentes aspectos que pueden ser estudiados para el desarrollo propicio de líneas de investigación orientadas a la construcción de edificaciones más seguras. Con base en los casos analizados, se presentan una serie de recomendaciones consideradas pertinentes.

El comportamiento observado en términos de mecanismos plásticos de colapso y de ductilidad, conlleva a recomendar para hacer la verificación y el ajuste, el uso del Procedimiento 2 establecido en la Norma Venezolana Fondonorma 1756-2006.

El comportamiento de estructuras ante las acciones sísmicas no está sometido sólo a la formación de mecanismos plásticos de piso, la variedad de comportamientos desfavorables observados, sugiere que es recomendable diseñar las estructuras en base en valores de relación de resistencia entre columnas y vigas para el ajuste del procedimiento 1 (por nodos) superiores a “2,00” y para el ajuste del procedimiento 2 (por nivel) cercanos a “1,40”.

Por otro lado, se recomienda estudiar la influencia de la mayoración de las cargas gravitacionales en el comportamiento de las estructuras, en el sentido de realizar el ajuste y evaluación de los dos procedimientos presentados por la Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006, considerando que las estructuras están sometidas a cargas de servicio cuando es sometida a la acción sísmica. El momento resistente de una columna es directamente proporcional a la carga axial a la que está sometida por debajo de la falla balanceada en su diagrama de interacción, por lo que ante menor carga axial, el análisis de resistencias que se debe realizar en las verificaciones puede cambiar considerablemente.

Considerar el aporte de la mampostería a la rigidez estructural y la formación de irregularidades verticales y en planta, además del efecto en los posibles mecanismos plásticos de colapso que se pueden presentar debido a su presencia

Considerar que las vigas y columnas no están sometidas sólo a fallas dúctiles por flexión en vigas y por interacción de flexión y carga axial en columnas. La posibilidad de ocurrencia de fallas frágiles puede reducir drásticamente la resistencia y ductilidad de los elementos estructurales.

Explorar varias alternativas de ajuste, como el cambio de sección de los elementos estructurales, ya que los ajustes realizados en las estructuras analizadas sólo involucró la variación de aceros en las columnas.

Estudiar la posibilidad del ajuste a los dos procedimientos, estimando relaciones de resistencia mínima a flexión en columnas diferentes para cada tipo de pórtico.

## REFERENCIAS

American Concrete Institute, ACI 318-05 (2005). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario (Versión en español y sistema métrico). Farmington Hills, Michigan, USA

Alonso J.L. (2007). Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones. República Bolivariana de Venezuela: Sidetur

Aponte, J. (2009). Análisis Comparativo de la Resistencia Mínima a la Flexión en Columnas de Concreto Armado.

Bazán E. y Meli R. (1999). Diseño Sísmico de Edificios. México: Limusa/Noriega

Breve Historia de la Ingeniería Estructural. Universidad Nacional de Colombia. Recuperado el 25 de febrero del 2012 en:

<http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4080020/Lecciones/Capitulo%201/BREVE%20HISTORIA%20DE%20LA%20INGENIERIA%20ESTRUCTURAL.htm>

Criterios de Estructuración Sismorresistente en Edificaciones. Universidad Mayor de San Simón, Bolivia. Recuperado el 25 de febrero del 2002 en: [http://www.umss.edu.bo/epubs/etexts/downloads/19/cap\\_XI.htm](http://www.umss.edu.bo/epubs/etexts/downloads/19/cap_XI.htm)

Cuevas, O. y Robles, F. (2005). Aspectos fundamentales del concreto reforzado. México: Limusa/Noriega

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

Ghobarah, A. (2004). On drift limits associated with different damage levels. Proceedings of the International Workshop on Performance-Based Seismic Design, Bled, Slovenia.

Harmsen, T. (2002). Diseño de Estructuras de Concreto Armado. Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.

Marinilli, A. (2011) Evaluación de los Procedimientos 1 y 2 de la Norma Venezolana Fondonorma 1723:2006 para obtener la resistencia mínima a flexión de las columnas en edificios bajos de concreto reforzado. Caracas.

Meneses P. (2006). Análisis de edificios de hormigón armado en base a pórticos planos acoplados a muros de altura parcial. Valdivia, Chile

Montaña Peña M. (2010). Análisis “Push-Over” de Edificios con Pórticos de Acero en Bogotá. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.

Mora, M; Villalba, J. y Maldonado, E. (2006) Deficiencias, limitaciones, ventajas y desventajas de las metodologías de análisis sísmico no lineal. Revista Ingenierías Universidad de Medellín.

Norma Venezolana Fondonorma 1753-2006 (2006). Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. República Bolivariana de Venezuela.

Norma Venezolana Covenin 1756-2001. (2001). Edificaciones Sismorresistentes. República Bolivariana de Venezuela.

Norma Venezolana Covenin 2002-1988. (1988). Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones. República Bolivariana de Venezuela.

Park R. y Paulay T. (1975). Estructuras de Concreto Reforzado.

Paulay, T. y Priestley, M.J.N. (1990). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, Inc. New York.

Rodríguez D. Análisis estático no lineal. Recuperado el 1 de octubre de 2012 de: [http://www.cvc.com.ve/portal/docs\\_revistas/388/construccion\\_86.pdf](http://www.cvc.com.ve/portal/docs_revistas/388/construccion_86.pdf)

Seismology Committee Structural Engineers Association of California. (SEAOC Blue Book) (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. Sacramento, California.

Taboada García J. y De Izcue Uceda A. (2009). *Análisis y diseño de estructuras asistido por computador*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima.