

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS DE LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753:2006 TOMANDO EN CUENTA EL ENDURECIMIENTO POR DEFORMACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Coita S. Alejandro R

Rojas L. Juan C.

Para optar al título de Ingeniero Civil.

Caracas, 2014.

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

ANÁLISIS DE LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753:2006 TOMANDO EN CUENTA EL ENDURECIMIENTO POR DEFORMACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.

TUTOR ACADÉMICO: Prof. Marinilli, Angelo

Presentado ante la Ilustre
Universidad Central de Venezuela

Por los Brs.:

Coita S. Alejandro R

Rojas L. Juan C.

Para optar al título de Ingeniero Civil.

Caracas, 2014.

ACTA

El día 18 de junio de 2014 se reunió el jurado formado por los profesores:

Prof. Angelo Marinilli

Prof. Ricardo Bonilla

Prof. Emilio Ochoa

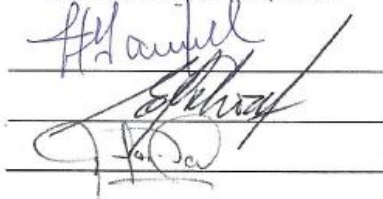
Con el fin de examinar el Trabajo Especial de Grado titulado: **ANÁLISIS DE LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL SEGÚN LA NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753:2006 TOMANDO EN CUENTA EL ENDURECIMIENTO POR DEFORMACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.** Presentado ante la Ilustre Universidad Central de Venezuela para optar al 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	CALIFICACIÓN	
	Números	Letras
Br. Alejandro R. Coita S.	20	VEINTE
Br. Juan C. Rojas L.	20	VEINTE

Recomendaciones:

FIRMAS DEL JURADO



Caracas, 18 de junio de 2014

DEDICATORIA

Para Mitzay y Marcos, mis padres

Marcos y Ramón, mis hermanos

Alejandro Coita

Para Lenny y Santiago

Juan C. Rojas.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por señalar con su dedo el camino hasta acá (y hasta mucho más allá).

A mis padres, por su amor y apoyo incondicionales, incalculables, indecibles. Siempre, cuando los necesitaba y cuando los necesitaba todavía más.

A mis hermanos, por ser ellos una parte de mí, y yo una parte de ellos. Es un logro también suyo.

A mis amigos del Ezequiel, por ser hermanos también.

A Aníbal, por ayudarme a dar los primeros pasos en la UCV cuando yo todavía erraba entre la niñez y la juventud.

Al profesor Angelo Marinilli, por su indiscutible dedicación y disposición durante la elaboración del este trabajo.

A Juan, por su enorme calidad humana, compañerismo y amistad inexpugnable que hicieron posible convertir este sueño en una meta, y ahora en un logro. También a su familia.

A la Universidad Central de Venezuela, por darme las mejores experiencias de mi vida sin pedirme nada a cambio.

A mi tía María Luisa, por acogerme cada vez que lo necesitaba, y a los demás familiares por su aliento.

A todos los amigos -incalculables- que hice durante mi etapa en la universidad. En especial a los amiguitos, por extenderle la mano, sin saberlo ellos, a alguien que los necesitaba.

Gracias de corazón.

Alejandro Coita.

Ante todo a Dios, porque nada he podido lograr sin su ayuda, a mi madre por su amor y apoyo incondicional y por ser un ejemplo de que la adversidad nunca es un obstáculo, a mi hermano por llenar mi vida de alegrías.

Al Programa Samuel Robinson y sus coordinadoras, quienes me dieron la oportunidad de sentirme un orgulloso Ucevista.

Al tutor, el Prof. Angelo Marinilli, por su buena disposición y amabilidad y por darnos siempre las orientaciones más adecuadas a través del desarrollo de este trabajo.

A mi compañero y amigo Alejo, quien estuvo conmigo en los momentos más difíciles y que, gracias a su apoyo y su amistad inquebrantable y desinteresada, pudimos lograr esta gran meta.

A mis amigos Samuelitos porque uno de los mejores regalos de esa maravillosa etapa fue poder contar con su amistad y porque el hecho de ser “samuelitos” nos hizo hermanos.

Por último pero nunca menos importantes a mis amigos de escuela quienes me acompañaron a través de este viaje e hicieron de él una carcajada diaria, en especial a los “amiguitos” con quienes sé que siempre puedo contar, pues los amigos son aquellas personas que sin saberlo se convierten en tu familia, un gran abrazo.

Muchas gracias.

Juan Carlos Rojas.

Coita, S. Alejandro, R.

Rojas, L. Juan, C.

**ANÁLISIS DE LA CONDICIÓN COLUMNA FUERTE-VIGA DÉBIL SEGÚN LA
NORMA VENEZOLANA FONDONORMA 1753:2006 TOMANDO EN CUENTA EL
ENDURECIMIENTO POR DEFORMACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO.**

Tutor académico: Prof. Ángelo Marinilli.

**Trabajo Especial de Grado. Ciudad Universitaria de Caracas, Facultad de Ingeniería.
Escuela de ingeniería Civil. 2014. N° pág. 113.**

Palabras clave: columna fuerte-viga débil, rótulas plásticas, Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006, resistencia mínima a flexión, estructuras aporticadas.

RESUMEN

La condición columna fuerte-viga débil consiste en la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas antes que en las columnas a la hora de un evento sísmico. Esta condición es objetivo del diseño sismorresistente, pues procura contribuir a la preservación de vidas humanas.

El objetivo de este Trabajo Especial de Grado es analizar los procedimientos expuestos en el Capítulo 18 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006 (NVF 1753:2006) para obtener la resistencia mínima a flexión en columnas. El procedimiento 1 compara los momentos resistentes de vigas y columnas por cada nodo, mientras el procedimiento 2 hace lo propio por cada nivel. Como novedad se tomó en consideración el incremento de resistencia por endurecimiento del acero de refuerzo. Asimismo, se centró el estudio en dos pórticos planos, uno simétrico (pórtico 1) y otro asimétrico (pórtico 2), de concreto reforzado, de baja altura y nivel de diseño 3 que fueron diseñados acorde la normativa venezolana vigente.

Se verificó que el diseño original de ambos pórticos para cargas gravitatorias incumplía con el valor mínimo de relación de resistencia (1,20), y se procedió al ajuste para cumplir con cada procedimiento por separado y bajo distintos casos de comportamiento del acero: elástico perfectamente plástico (EPP) y bilineal (BL). Luego, por medio de análisis estáticos no lineales, realizados a través de un software de análisis estructural, y bajo dos patrones de cargas, triangular y rectangular, se sometieron ambos pórticos a esfuerzos laterales en sentidos positivo y negativo.

Los resultados indicaron que para el pórtico 1 el patrón de cargas triangular generó un mecanismo ideal con y sin endurecimiento, mientras el patrón de cargas rectangular propició mecanismos mixtos o de colapso parcial. A su vez, el pórtico 2 reportó la formación de mecanismos indeseables para la mayoría de los casos, en especial para el sentido negativo del sismo.

Se hicieron ajustes finales donde se tomó en consideración el aspecto constructivo, armando todas las columnas uniformemente en toda su altura, para cada caso. Se procedió a realizar nuevos análisis estáticos no lineales donde se evidenció la formación del mecanismo ideal de rotulación de vigas en cada uno de los casos de estudio.

Se elaboró una tabla resumen con los incrementos porcentuales de acero en función de la cuantía geométrica para cada caso con respecto al diseño original. Estos resultados demostraron que los ajustes finales tienen un incremento de hasta el 220%. En especial el pórtico 2 requirió mayores incrementos.

El cumplimiento de los procedimientos no garantizó la formación del mecanismo ideal, por ello se listaron los valores de relación de resistencia calculados para cada caso de ajuste final, y se promediaron en busca de encontrar un valor representativo y recomendable que permita la formación de un mecanismo eficiente de disipación energía. Los valores obtenidos fueron 1,90 para el procedimiento 1 y 1,60 para el procedimiento 2, para el caso EPP, y para el caso BL, 1,70 y 1,50 respectivamente

ÍNDICE

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN	1
PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	2
I.1 El problema de investigación.....	2
I.2 Objetivos	3
I.2 Objetivo General	3
I.3 Objetivos Específicos.....	3
I.3 Aportes.....	4

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO	6
II.1 Ingeniería Estructural.....	6
II.1.1 Cargas de diseño.....	6
II.1.2 Cargas estáticas	6
II.1.3 Cargas dinámicas	6
II.1.4 Combinación de cargas.....	7
II.1.5 Estructuras aporticadas.....	8
II.2 Ingeniería Sismorresistente.	9
II.3 Endurecimiento del acero.....	13

CAPÍTULO III

MÉTODO	18
III.1 Recopilación de la información.....	18
III.2 Predimensionado de la estructura.....	19
III.2.1 Análisis de carga	19
III.2.2 Acción sísmica.....	20

III.2.3 Combinaciones de cargas.....	20
III.2.4 Derivas y distorsiones.....	21
III.3 Diseño de las estructuras patrones	21
III.4 Evaluación de los procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006	21
III.5 Ajuste del procedimiento 1.....	22
III.6 Ajuste del procedimiento 2.....	22
III.7 Análisis estático no lineal (Pushover)	23
III.8 Comparación de los resultados obtenidos	24

CAPÍTULO IV

ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL.....25

IV.1 Caracterización del acero del refuerzo.....	25
IV.2 Propiedades de los materiales.....	27
IV.3 Acciones gravitacionales.....	29
IV.4 Acciones sísmicas.....	30
IV.5 Características del pórtico 1.	32
IV.6 Áreas de acero requerido y colocado en pórtico 1.	34
IV.7 Características del pórtico 2.	36
IV.8 Áreas de acero requerido y colocado en pórtico 2.	38
IV.9 Aplicación de procedimientos 1 y 2.....	40
IV.10 Ajuste de procedimientos 1 y 2.	41
IV.11 Análisis estático no lineal.	41

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y ANÁLISIS42

V.1 Análisis del pórtico 1 original sin endurecimiento	42
--	----

V.2 Análisis del pórtico 1 original con endurecimiento	46
V.3 Ajuste del pórtico 1 para cumplir con el procedimiento 1 sin endurecimiento.....	47
V.4 Ajuste del pórtico 1 para cumplir con el procedimiento 2 sin endurecimiento.....	50
V.5 Ajuste del pórtico 1 para cumplir con el procedimiento 1 con endurecimiento.	53
V.6 Ajuste del pórtico 1 para cumplir con el procedimiento 2 con endurecimiento	56
V.7 Análisis del pórtico 2 original sin endurecimiento	58
V.8 Análisis del pórtico 2 original con endurecimiento	62
V.9 Ajuste para cumplir con el procedimiento 1 en el pórtico 2 sin endurecimiento	64
V.10 Ajuste para cumplir con el procedimiento 2 en el pórtico 2 sin endurecimiento.....	68
V.11 Ajuste para cumplir con el procedimiento 1 en el pórtico 2 con endurecimiento.....	71
V.12 Ajuste para cumplir con el procedimiento 2 en el pórtico 2 con endurecimiento.....	74
V.13 Ajuste para cumplir el procedimiento 1 en el pórtico 1 sin endurecimiento con las columnas uniformemente armadas	77
V.14 Ajuste para cumplir el procedimiento 2 en el pórtico 1 sin endurecimiento con las columnas uniformemente armadas	79
V.15 Ajuste para cumplir el procedimiento 1 en el pórtico 1 con endurecimiento con las columnas uniformemente armadas	81
V.16 Ajuste para cumplir el procedimiento 2 en el pórtico 1 con endurecimiento con las columnas uniformemente armadas	83
V.17 Comparación de los resultados obtenidos en el pórtico 1 con los diversos casos de armado uniforme de columnas y patrones de carga.	85
V.18 Aumento porcentual de la cantidad de acero en función de la cuantía geométrica para el pórtico 1	87
V.19 Ajuste para cumplir el procedimiento 1 en el pórtico 2 sin endurecimiento con las columnas uniformemente armadas	88

V.20 Ajuste para cumplir el procedimiento 2 en el pórtico 2 sin endurecimiento con las columnas uniformemente armadas	91
V.21 Ajuste para cumplir el procedimiento 1 en el pórtico 2 con endurecimiento con las columnas uniformemente armadas	93
V.22 Ajuste para cumplir el procedimiento 2 en el pórtico 2 con endurecimiento con las columnas uniformemente armadas	96
V.23 Comparación de los resultados obtenidos en el pórtico 2 con los diversos casos de armado uniforme de columnas y patrones de carga.	99
V.24 Aumento porcentual de la cantidad de acero en función de cuantía geométrica para el pórtico 2.....	101
V.25 Listado de valores de relación de resistencia obtenidos para ajustes finales de los pórticos estudiados.....	103

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES	106
RECOMENDACIONES	110
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	111

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1 Combinaciones de Solicitaciones para el estado límite de Agotamiento Resistente.	7
Tabla 3.1 Combinaciones de cargas a usar para el diseño de los pórticos a evaluar.	20
Tabla 4.1 Límite elástico convencional y resistencia a la tracción en acero.....	25
Tabla 4.2 Información recopilada del límite elástico convencional y resistencia a la tracción en barras de acero.	27
Tabla 4.3 Acciones gravitacionales de entrepiso.....	29
Tabla 4.4 Acciones gravitacionales del techo	30
Tabla 4.5 Parámetros del espectro de diseño	31
Tabla 4.6 Índices de masa participativa en modos de vibración en pórtico 1.....	33
Tabla 4.7 Distorsión por nivel del pórtico 1.....	34
Tabla 4.8 Índices de masa participativa en modos de vibración en pórtico 2.....	38
Tabla 4.9 Deriva y distorsión por nivel del pórtico 2	38
Tabla 5.1 Valores de relación de resistencias por nodos para el pórtico 1 sin endurecimiento	42
Tabla 5.2 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 1 sin endurecimiento	42
Tabla 5.3 Valores de relación de resistencias por nodos para el pórtico 1 original con endurecimiento.....	46
Tabla 5.4 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 1 considerando el endurecimiento por deformación.....	46
Tabla 5.5 Valores de relación de resistencias por nodos para el pórtico 1, ajustado, sin endurecimiento.....	48
Tabla 5.6 Valores de relación de resistencias por niveles para el pórtico 1, ajustado, sin endurecimiento.....	51
Tabla 5.7 Relación de resistencia por nodos para el pórtico 1, ajustado, con endurecimiento.....	54

Tabla 5.8 Relación de resistencia por niveles para el pórtico 1, ajustado, con endurecimiento	56
Tabla 5.9 Valores de relación de resistencia por nodo para el pórtico 2 sin endurecimiento	59
Tabla 5.10 Valores de relación de resistencia por nodo para el pórtico 2 sin endurecimiento	59
Tabla 5.11 Valores de relación de resistencia por nodos para el pórtico 2 con endurecimiento	63
Tabla 5.12 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 2 con endurecimiento ...	63
Tabla 5.13 Valores de relación de resistencia por nodos para el pórtico 2 sin endurecimiento.....	65
Tabla 5.14 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 2 sin endurecimiento	68
Tabla 5.15 Valores de relación de resistencia por nodos para el pórtico 2 con endurecimiento	72
Tabla 5.16 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 2 con endurecimiento ...	75
Tabla 5.17 Valores de relación de resistencia por nodos para el pórtico 1 sin endurecimiento con armado uniforme de columnas.....	78
Tabla 5.18 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 1 sin endurecimiento con armado uniforme de columnas.....	80
Tabla 5.19 Valores de relación de resistencia por nodos para el pórtico 1 con endurecimiento con armado uniforme de columnas.....	82
Tabla 5.20 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 1 con endurecimiento con armado uniforme de columnas.....	84
Tabla 5.21 Mecanismos de rotulación formados en el pórtico 1 ajustado para asegurar cumplimiento de los procedimientos 1 y 2.....	86
Tabla 5.22 Incremento porcentual en la cuantía geométrica para todos los casos de ajuste del pórtico 1 sin endurecimiento.....	87
Tabla 5.23 Incremento porcentual en la cuantía geométrica para todos los casos de ajuste del pórtico 1 con endurecimiento	88
Tabla 5.24 Valores de relación de resistencia por nodos para el pórtico 1 sin endurecimiento con armado uniforme de columnas.....	88

Tabla 5.25 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 1 sin endurecimiento con armado uniforme de columnas.....	91
Tabla 5.26 Valores de relación de resistencia por nodos para el pórtico 1 con endurecimiento con armado uniforme de columnas.....	93
Tabla 5.27 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 1 sin endurecimiento con armado uniforme de columnas.....	96
Tabla 5.28 Mecanismos de rotulación formados en el pórtico 2 ajustado para asegurar cumplimiento de los procedimientos 1 y 2.....	100
Tabla 5.29 Incremento porcentual en la cuantía geométrica para todos los casos de ajuste del pórtico 2 sin endurecimiento.....	102
Tabla 5.30 Incremento porcentual en la cuantía geométrica para todos los casos de ajuste del pórtico 2 con endurecimiento.	102
Tabla 5.31 Valores de relación de resistencia de procedimientos 1 y 2, para el pórtico 1 con y sin endurecimiento.....	104
Tabla 5.32 Valores de relación de resistencia de procedimientos 1 y 2, para el pórtico 2 con y sin endurecimiento.....	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Esquema de mecanismos de rotulación en un pórtico.....	10
Figura 2.2 Mecanismos de rotulación.....	11
Figura 2.3 Requisitos mecánicos para el acero de refuerzo en miembros de concreto armado sometidos a las acciones sísmicas.....	13
Figura 2.4 Comportamiento elástico perfectamente plástico	15
Figura 2.5 Comportamiento real del acero de refuerzo sometido a tracción.	16
Figura 2.6 Comportamiento Bilineal del acero de refuerzo.....	16
Figura 2.7 Efecto Bauschinger.....	17
Figura 4.1 Comportamiento EPP y BL del acero de refuerzo.....	28
Figura 4.2 Gráfico de espectro de diseño y espectro de respuesta.....	31
Figura 4.3 Pórtico 1	32
Figura 4.4 Esquema espacial del pórtico en estudio.....	32
Figura 4.5 Dimensiones de los elementos del pórtico 1.....	33
Figura 4.6 Área de acero requerida (cm^2) en vigas y columnas, pórtico 1, diseño original.	34
Figura 4.7 Barras de acero colocadas en vigas y columnas, pórtico 1, diseño original	35
Figura 4.8 Área de acero colocada (cm^2) en vigas y columnas, pórtico 1, diseño original	36
Figura 4.9 Pórtico 2	36
Figura 4.10 Dimensiones de los elementos del pórtico 2.....	37
Figura 4.11 Área de acero requerida (cm^2) en vigas y columnas, pórtico 2, diseño original.	39
Figura 4.12 Barras de acero colocadas en vigas y columnas, pórtico 2, diseño original.	39
Figura 4.13 Área de acero colocada (cm^2) en vigas y columnas, pórtico 2, diseño original	40

Figura 5.1 Resultado del pórtico 1 original sin endurecimiento tras la aplicación del Pushover 1 ..	43
Figura 5.2 Resultado del pórtico 1 original sin endurecimiento tras la aplicación del Pushover 2 ..	44
Figura 5.3 Curvas de capacidad del pórtico 1 original sin endurecimiento	45
Figura 5.4 Ajuste de armado de columnas del pórtico 1 para cumplir con el procedimiento 1 sin endurecimiento.....	47
Figura 5.5 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 1, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1.....	48
Figura 5.6 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 1, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2.....	49
Figura 5.7 Curvas de capacidad del pórtico 1, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento	49
Figura 5.8 Ajuste de armado de columnas del pórtico 1 para cumplir el procedimiento 2 sin endurecimiento.....	50
Figura 5.9 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 2, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1.....	51
Figura 5.10 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 2, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2.....	52
Figura 5.11 Curvas de capacidad del pórtico 1, ajustado para procedimiento 2, sin endurecimiento	52
Figura 5.12 Ajuste de armado de columnas del pórtico 1 para cumplir el procedimiento 1 con endurecimiento.....	53
Figura 5.13 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1.....	54
Figura 5.14 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2.....	55
Figura 5.15 Curvas de capacidad del pórtico 1, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento	55

Figura 5.16 Ajuste de armado de columnas del pórtico 1 para cumplir el procedimiento 2 con endurecimiento.....	56
Figura 5.17 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 2, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1.....	57
Figura 5.18 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 2, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1.....	57
Figura 5.19 Curvas de capacidad del pórtico 1, ajustado para procedimiento 2, con endurecimiento	58
Figura 5.20 Resultado del pórtico 2 original tras la aplicación del Pushover 1 en ambos sentidos. 60	
Figura 5.21 Resultado del pórtico 2 original tras la aplicación del Pushover 2 en ambos sentidos . 60	
Figura 5.22 Curvas de capacidad del pórtico 2 original sin endurecimiento para el sentido positivo del sismo.	61
Figura 5.23 Curvas de capacidad del pórtico 2 original sin endurecimiento para el sentido negativo del sismo	62
Figura 5.24 Ajuste de armado de columnas del pórtico 2 para cumplir el procedimiento 1 sin endurecimiento.....	64
Figura 5.25 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1, en ambos sentidos	65
Figura 5.26 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2, en ambos sentidos	66
Figura 5.27 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, sin endurecimiento	67
Figura 5.28 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, sin endurecimiento	67
Figura 5.29 Ajuste de armado de columnas del pórtico 2, para cumplir el procedimiento 2 sin endurecimiento.....	68

Figura 5.30 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 2, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1, en ambos sentidos	69
Figura 5.31 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 2, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2, en ambos sentidos	69
Figura 5.32 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 2, sin endurecimiento, tras aplicación positiva del sismo.....	70
Figura 5.33 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 2, sin endurecimiento, tras aplicación negativa del sismo	71
Figura 5.34 Ajuste de armado de columnas del pórtico 2 para cumplir el procedimiento 1 con endurecimiento.....	71
Figura 5.35 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1, en ambos sentidos	72
Figura 5.36 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2, en ambos sentidos	73
Figura 5.37 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento, tras aplicación positiva del sismo.....	73
Figura 5.38 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento, tras aplicación negativa del sismo.....	74
Figura 5.39 Ajuste de armado de columnas del pórtico 2 para cumplir el procedimiento 2 con endurecimiento.....	74
Figura 5.40 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1, en ambos sentidos	75
Figura 5.41 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 2, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2, en ambos sentidos	76
Figura 5.42 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 2, con endurecimiento, tras aplicación positiva del sismo	76

Figura 5.43 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 2, con endurecimiento, tras aplicación negativa del sismo.....	77
Figura 5.44 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1	78
Figura 5.45 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2	78
Figura 5.46 Curvas de capacidad del pórtico 1 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento	79
Figura 5.47 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1	80
Figura 5.48 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2	80
Figura 5.49 Curvas de capacidad del pórtico 1 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento	81
Figura 5.50 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1.....	82
Figura 5.51 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2.....	82
Figura 5.52 Curvas de capacidad del pórtico 1 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento.....	83
Figura 5.53 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1.....	84
Figura 5.54 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2.....	84
Figura 5.55 Curvas de capacidad del pórtico 1 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento.....	85

Figura 5.56 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1 en ambos sentidos del sismo.	89
Figura 5.57 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2 en ambos sentidos del sismo.	89
Figura 5.58 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento con sismo positivo.	90
Figura 5.59 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento con sismo negativo.	90
Figura 5.60 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1 en ambos sentidos del sismo.	91
Figura 5.61 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2 en ambos sentidos del sismo.	92
Figura 5.62 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento con sismo positivo.	92
Figura 5.63 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento con sismo positivo.	93
Figura 5.64 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1 en ambos sentidos del sismo.	94
Figura 5.65 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2 en ambos sentidos del sismo.	94
Figura 5.66 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, sismo positivo.	95

Figura 5.67 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, sismo negativo.	96
Figura 5.68 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1 en ambos sentidos del sismo.	97
Figura 5.69 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2 en ambos sentidos del sismo.	97
Figura 5.70 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, sismo positivo.....	98
Figura 5.71 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, sismo negativo.	99

INTRODUCCIÓN

En el campo de la ingeniería sismorresistente es importante cumplir con un diseño que permita una adecuación al riesgo sísmico, procurando que se formen mecanismos de disipación de energía en ciertas zonas de las estructuras y, de esta forma, dar pie a fallas del tipo dúctil que provean seguridad y estabilidad.

La Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006 (NVF 1753:2006) establece dos procedimientos prácticos para la obtención de la resistencia mínima a flexión en columnas, y así garantizar la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y en la base de las columnas del nivel inferior; lo que se conoce como mecanismo ideal, producto de una condición llamada columna fuerte-viga débil, y evitar así mecanismos de piso que comprometan la estabilidad de la estructura. El procedimiento 1, compara la resistencia a flexión de las vigas y columnas que se conectan en cada nodo de la estructura mientras que el procedimiento 2 compara dichas resistencias de todas las vigas y las columnas inferiores a un nivel. En teoría, la norma estipula que con el cumplimiento de alguno de los procedimientos se garantiza la condición columna fuerte-viga débil; sin embargo, la misma no establece un criterio de selección para alguna de los dos procedimientos.

Por último, un factor de importancia en el desarrollo de los mecanismos de rotulación y en consecuencia de la condición columna fuerte-viga débil, es el comportamiento del acero de refuerzo; se sabe que la NVF 1753:2006 considera un comportamiento del acero como elástico perfectamente plástico (EPP); sin embargo, en la realidad se tiene evidencia que el acero bajo ciertas condiciones de esfuerzo reporta un incremento en su resistencia, conocido como endurecimiento por deformación. De esta manera, debido a la importancia de la condición columna fuerte-viga débil en el comportamiento sismorresistente de una estructura, resulta práctico y de interés académico analizar dicha condición considerando el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo.

CAPÍTULO I

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

I.1 El problema de investigación

La Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006 (NVF 1753:2006) en su Capítulo 18 Sección 18.4.3, expone dos procedimientos para obtener la resistencia mínima a flexión en columnas, elementos de vital importancia dentro del sistema estructural sismorresistente.

Los procedimientos antes mencionados consideran un comportamiento elástico perfectamente plástico del acero de refuerzo, aunque se sabe que una vez alcanzado cierto punto de deformación se obtiene un incremento de resistencia; comportamiento que puede ser modelado como bilineal.

El Procedimiento 1 de la norma compara las resistencias a flexión de las vigas y columnas por nodos de la estructura, mientras que el Procedimiento 2 compara las resistencias de todas las vigas y columnas por nivel de la estructura.

Ambos procedimientos tienen como objetivo el desarrollo del mecanismo ideal de rotulación de vigas, conocido también como condición columna fuerte-viga débil, el cual consiste en la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y únicamente en las bases de las columnas del nivel inferior de la edificación.

En teoría, con el cumplimiento de uno u otro procedimiento se impediría el desarrollo de un mecanismo de piso, es decir, la formación de rótulas plásticas en los extremos de las columnas de cualquier otro nivel; fenómeno indeseable desde el punto de vista sismorresistente.

El presente Trabajo Especial de Grado plantea el análisis de ambos procedimientos establecidos en la NVF 1753:2006, considerando el efecto de endurecimiento del acero por

deformación. Se utiliza para este propósito la simulación del comportamiento sismorresistente a través de un software de análisis estructural.

Asimismo, el estudio se centra en estructuras aporricadas de concreto reforzado, de baja altura y nivel de diseño 3 (ND3) a través de un software de análisis estructural, porque son las más simples y existen antecedentes al respecto (Marinilli, 2011).

Las interrogantes que se plantean en el presente Trabajo Especial de Grado son las siguientes:

1. ¿El incremento de resistencia de los miembros estructurales por deformación del acero es significativo?
2. ¿Los procedimientos 1 y 2 son igualmente efectivos tomando y no tomando en cuenta el endurecimiento del acero?
3. ¿Existe una diferencia importante en el armado para el diseño sismorresistente al tomar en cuenta el endurecimiento por deformación del acero?

I.2 Objetivos

I.2 Objetivo General

- Analizar los procedimientos 1 y 2 propuestos en la NVF 1753:2006, garantizando la condición columna fuerte-viga débil y tomando en cuenta el endurecimiento del acero.

I.3 Objetivos Específicos

- Caracterizar el comportamiento del acero considerando el endurecimiento por deformación.

- Verificar el cumplimiento de los procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006 para un comportamiento elástico perfectamente plástico así como para un comportamiento bilineal del acero de refuerzo.
- Explorar valores de relación de resistencia entre columnas y vigas (α) hasta que se satisfaga la condición columna fuerte-viga débil.
- Estimar la influencia del incremento de resistencia por deformación del acero en el análisis sismorresistente de estructuras aporticadas.
- Contrastar la eficiencia de los procedimientos de cálculo de resistencia mínima a flexión en columnas en edificios aporticados de concreto reforzados con y sin endurecimiento.

I.3 Aportes

Se pretende, por medio de los alcances de este Trabajo Especial de Grado, enriquecer los conocimientos de la ingeniería sismorresistente venezolana, bajo un enfoque teórico, ahondando en los principios establecidos en el capítulo 18 de la NVF 1753:2006, específicamente en los procedimientos para la evaluación de resistencia mínima a flexión en columnas.

En la idealización de estas estructuras y bajo el comportamiento sismorresistente, se puede caracterizar el diseño considerando el comportamiento del acero elástico perfectamente plástico (EPP) o mediante su curva esfuerzo vs deformación real (que implica la rama de endurecimiento del acero). En tal sentido, se analizan los procedimientos 1 y 2, los cuales enfocan el fenómeno de columna fuerte-viga débil, tomando en cuenta el endurecimiento del acero de refuerzo; comportamiento que puede modelarse como bilineal.

Asimismo, el presente Trabajo Especial de Grado se limita al estudio de pórticos planos, regulares, de baja altura y de concreto reforzado, a través de análisis estáticos no lineales.

Finalmente, es de interés fortalecer los conocimientos sobre una propiedad no siempre considerada en el diseño estructural y dependiendo de los resultados obtenidos hacer recomendaciones para una futura revisión de la NVF 1753.

CAPITULO II

MARCO TEÓRICO

II.1 Ingeniería Estructural.

II.1.1 Cargas de diseño.

Para el diseño de cualquier sistema estructural, como lo puede ser una vivienda, un centro asistencial o una escuela, es de vital importancia conocer el valor de las cargas a las cuales será sometida la estructura. Existen dos tipos de cargas: estáticas y dinámicas, que a su vez se pueden subdividir.

II.1.2 Cargas estáticas

Se consideran cargas estáticas aquellas que son aplicadas de manera continua sobre la estructura. Las cargas pueden ser **muertas o de acción permanente**. Se refieren a aquellas cuya magnitud es invariable en el tiempo, y por lo general están asociadas al peso propio de los elementos estructurales. Algunos otros componentes pueden ser considerados como cargas muertas, según el criterio del Ingeniero Projectista.

Asimismo, las cargas estáticas también pueden ser **vivas o de acción variable**. Este tipo de carga se caracteriza por tener una magnitud que cambia con el tiempo, y están directamente relacionadas con el uso de la estructura. Por ejemplo, las cargas variables a considerarse en el proyecto de un centro asistencial son muy distintas a las de un estacionamiento.

II.1.3 Cargas dinámicas

Estas cargas están relacionadas con la ocurrencia de eventos naturales. La **acción sísmica** es la principal carga dinámica de diseño, ya que genera solicitaciones importantes

en una estructura, y debe considerarse según la normativa venezolana. Otras cargas dinámicas frecuentemente utilizadas son la lluvia, la nieve y el viento.

II.1.4 Combinación de cargas.

Son variadas las cargas que pueden actuar en simultáneo a lo largo de la vida útil de una estructura. Es necesario entonces, considerar todas las combinaciones posibles, o al menos las relevantes, que puedan someter a la estructura a sollicitaciones que comprometan su estabilidad desde el punto de vista tanto estructural (constructivo) como en su interacción con el entorno (sismo o, sea el caso, viento).

En la NVF 1753:2006, particularmente en el capítulo 9, se exponen las **Solicitaciones para el estado límite de agotamiento resistente (U)**, que no son más que las combinaciones de cargas que generarán el efecto más desfavorable en la estructura, en dichas combinaciones no sólo se considera la magnitud de las fuerzas actuantes sino el sentido de las mismas ha de ser un aspecto de relevancia a tomar en cuenta para el mejor diseño sismorresistente. La tabla 2.1 muestra dichas combinaciones.

Tabla 2.1 Combinaciones de Solicitaciones para el estado límite de Agotamiento Resistente.

- 1** $U = 1,4 CP$
- 2** $U = 1,2 CP + 1,6 CV + 0,5 CVt$
- 3** $U = 1,2 CP + 1,6 CVt + (\gamma CV \text{ ó } 0,8W)$
- 4** $U = 1,2 CP \pm 1,6 W + \gamma CV + 0,5 CVt$
- 5** $U = 1,2 CP + \gamma CV \pm S$
- 6** $U = 0,9 CP \pm 1,6 W$
- 7** $U = 0,9 CP \pm S$
- 8** $U = 0,9 CP \pm 1,6 CE$

Fuente: NVF 1753:2006. Capítulo 9

Donde:

CP: Cargas permanentes

CV: Cargas variables

CVt: Cargas variables en techos

W: Solicitaciones por viento

Y: Factor de combinación de solicitaciones; 1,00 en general; 0,5 en pisos y terrazas de viviendas

S: Solicitaciones por sismo

CE: Solicitaciones por empuje de tierras

En el caso de las solicitaciones por sismo se debe considerar las demandas por la componente sísmica horizontal, en conjunto a los efectos torsionales, y la componente vertical, así como lo recomienda la NVF 1753:2006, en el capítulo 9.

II.1.5 Estructuras aporticadas

Son el tipo de construcción más usado en nuestro país. Consiste en un sistema de vigas y columnas de concreto reforzado ortogonales entre sí, unidas por juntas rígidas que representan zonas de confinamiento.

Asimismo, tiene la gran ventaja de que permite hacer modificaciones a la edificación, ya que las paredes internas, al no soportar peso, pueden tumbarse para unir ambientes o construirse para dividirlos.

Por tales motivos y debido a los antecedentes que se tienen con base en estas estructuras, serán el tipo de sistema a diseñar y analizar en el presente Trabajo Especial de Grado.

II.2 Ingeniería Sismorresistente.

II.2.1 Análisis estáticos no lineales

Método también conocido como Pushover (empuje progresivo), se contempla en el capítulo 9 de la NVC 1756:2001 y consiste en la aplicación de cargas laterales mientras se observan la formación secuencial de rótulas plásticas en la estructura.

Igualmente, a través de este método se puede definir la capacidad resistente de la estructura y compararla con la demanda ante un evento sísmico. La demanda dependerá entonces de la amenaza sísmica y de las características del lugar de emplazamiento de la estructura mientras que la capacidad dependerá de la rigidez, la resistencia y la deformación de cada uno de los miembros que la componen.

Para la aplicación del pushover se requiere conocer cierta información de la estructura, entre otras, las características constitutivas de los materiales, las dimensiones de las secciones transversales de los miembros, el acero de refuerzo tanto longitudinal como transversal, las acciones de carga actuantes, la resistencia real de las vigas y columnas, las cargas laterales aplicadas en el centro de masa de la estructura y la distribución de las mismas.

En este análisis primero actúan las cargas gravitacionales produciendo las primeras deformaciones, posteriormente actúan las cargas laterales las cuales se incrementan paulatinamente en una misma dirección hasta formar la primera rótula plástica y se genera una redistribución de la rigidez, proceso que se repite una y otra vez hasta producir el colapso de la estructura.

Se da a entender entonces que el análisis estático no lineal comprenderá tres análisis, uno por cargas gravitacionales y dos por cargas laterales, en uno y otro sentido; de esta manera se visualiza la formación de las rótulas plásticas permitiendo caracterizar el diseño como deseable o indeseable, según sea el caso de rotulación. La figura 2.1 muestra un esquema de los mecanismos de rotulación.

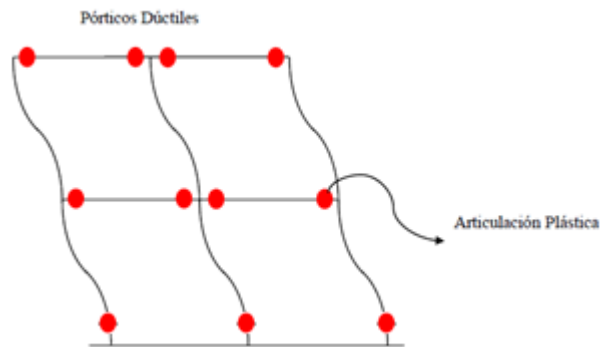


Figura 2.1 Esquema de mecanismos de rotulación en un pórtico.

Fuente: Diseño Sismorresistente de Concreto Armado.

Prof.: Norberto Fernández. (2013)

II.2.2 Mecanismo de rotulación ideal de vigas

El mecanismo de rotulación ideal de vigas trata de la plastificación de las mismas como consecuencia de una falla a flexión. La misma conduce a la disipación de energía sísmica por medio de la formación de rotulas plásticas en vigas. Esto ocurre cuando el acero de refuerzo ha alcanzado su punto de cedencia.

Dependiendo de la magnitud del sismo y del nivel de diseño, el mecanismo de rotulación ideal de vigas (también conocido como condición columna fuerte-viga débil), puede garantizar la estabilidad de la estructura durante un evento, procurando así la preservación de vidas humanas e incluso de bienes materiales de interés nacional. Por tal motivo es el mecanismo deseado.

En la figura 2.2 se pueden observar ejemplos de mecanismos de rotulación:

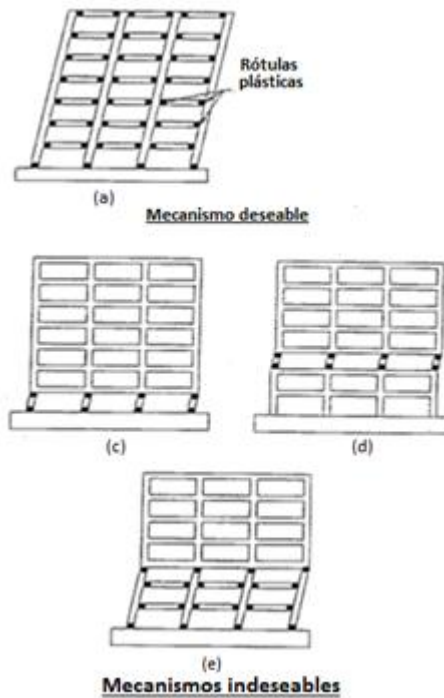


Figura 2.2 Mecanismos de rotulación.

Fuente: Adaptado de SEAOC (1999) *Blue Book. Chapter 4: Reinforced Concrete*. (2013).

En la estructura (a) de la figura 2.2 se observa el mecanismo de rotulación ideal de vigas, es decir, la formación de rótulas plásticas en los extremos de las vigas y solo en las bases de las columnas de planta baja.

En las estructuras siguientes se pueden observar mecanismos de falla indeseados, donde las rotulas plásticas ocurren en columnas. En la figura (c) la formación de rotulas plásticas ocurre en ambos extremos de las columnas de planta baja; en la figura (d) se forman en uno de los niveles intermedios y en la figura (e) ocurren en las columnas de los primeros tres niveles.

II.2.3 Procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006

La NVF 1753:2006 es el marco legal encargado de regir las fases de Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural. Fue realizado con la idea de actualizar la anterior Norma COVENIN 1753:1987.

En tal sentido, la norma antes mencionada estipula los aspectos a considerar para el diseño básico de una estructura; sin embargo, en su capítulo 18, también contempla una serie de verificaciones y requisitos que deben cumplirse para afinar, de igual forma, el diseño resistente a sismos.

Dentro de los requisitos se encuentra el 18.4.3 que establece la Resistencia mínima a flexión en columnas. El cumplimiento del mismo puede llevarse a cabo por dos procedimientos y asegurar, de ese modo, que se dé la condición columna fuerte-viga débil.

El **procedimiento 1** estipula una verificación por cada nodo de la estructura, y relaciona los momentos correspondientes a la resistencia teórica a flexión de las columnas con los momentos resistentes a la flexión de las vigas que llegan a él. Presenta la siguiente ecuación para el cálculo correspondiente:

$$\Sigma M_c \geq 1,20 \Sigma M_v \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde: ΣM_c es la sumatoria de momentos resistentes a la flexión que llegan al nodo desde las columnas; y ΣM_v es la sumatoria de momentos resistentes a la flexión que llegan al nodo desde las vigas.

El **procedimiento 2**, en cambio, propone el cumplimiento de la condición columna fuerte-viga débil comparando los momentos antes descritos por cada nivel de la estructura. De igual forma presenta una formulación muy similar a la anterior:

$$\Sigma M_{cn} \geq 1,20 \Sigma M_{vn} \quad (\text{Ec. 2.2})$$

Donde: ΣM_{cn} es la suma de momentos resistentes a la flexión de todas las columnas que se conectan por debajo del nivel estudiado; y ΣM_{vn} es la suma de momentos resistentes a la flexión de las vigas pertenecientes al nivel en consideración.

II.3 Endurecimiento del acero.

La Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006, establece en el apartado 3.6 que los aceros de refuerzo que deban resistir la flexión y la fuerza axial producida por un sismo en miembros de pórticos deberán cumplir las siguientes condiciones:

1. La resistencia cedente real (f_y^*) determinada mediante ensayos regulados, no debe exceder la resistencia cedente especificada (f_y) en más de un 25%.
2. La resistencia de agotamiento real en tracción (f_{su}^*) determinada mediante ensayos regulados, debe exceder la resistencia cedente real (f_y^*) al menos en un 25%.
3. En ningún caso el alargamiento a la rotura determinado mediante ensayos regulados será menor a 12%.

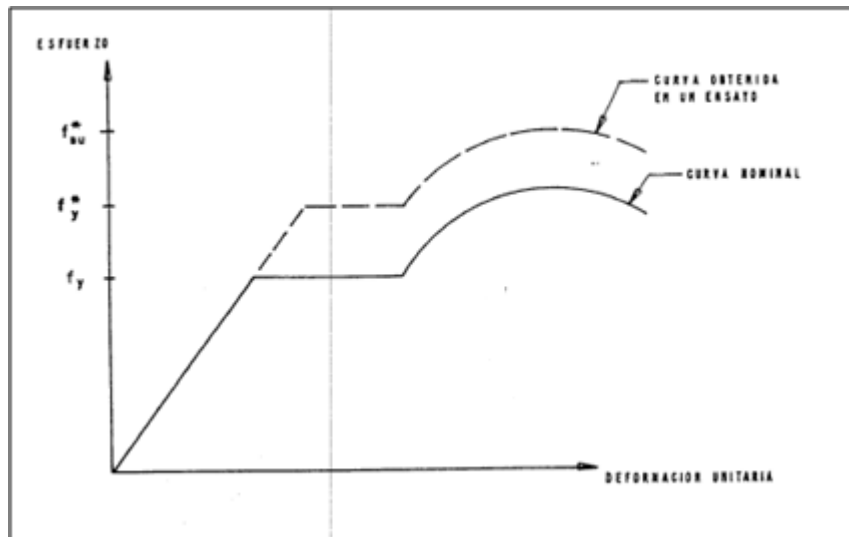


Figura 2.3 Requisitos mecánicos para el acero de refuerzo en miembros de concreto armado sometidos a las acciones sísmicas.

Fuente: Material Diseño sismorresistente del concreto armado prof. Norberto Fernández. (2013)

Se entiende por valor nominal como el valor que indica el fabricante, y es distinto al valor real, ya que puede estar afectado por distintos factores del tipo ambiental o por procesos de fabricación los cuales no son del todo exactos.

Analizando la curva de tensión contra deformación de una barra de acero de refuerzo sometida a una fuerza de tracción paulatinamente creciente hasta la rotura, se observa que el acero alcanza un punto de cedencia en el que pierde su capacidad elástica y pasa a un estado inelástico.

En este sentido, luego de la deformación cedente, inicia el comportamiento plástico en una zona considerada como de cedencia y geoméricamente plana hasta que el acero comienza a incrementar el valor del esfuerzo en proporción a la deformación hasta un esfuerzo máximo o resistencia de agotamiento. Dicho incremento es lo que se conoce como endurecimiento por deformación, llamado así ya que los esfuerzos aumentan más rápidamente que las deformaciones generando una curva cóncava hacia abajo.

Se considera que hay un incremento de resistencia en este tramo de endurecimiento que luego del punto de esfuerzo máximo disminuye hasta llegar al punto de rotura. Es común que en los procesos constructivos no se tome en cuenta este endurecimiento para ser más conservadores en el modelo a diseñar, aunque la resistencia de agotamiento puede ser sustancialmente mayor que la resistencia cedente.

La NVF 1753:2006 en su comentario H-2.2 establece que el endurecimiento por deformación puede afectar el momento máximo probable (M_{pr}) que puede llegar a desarrollar un elemento de concreto reforzado, de tal forma, para lograr cuantificar este efecto se propone un coeficiente " α_{en} " que depende de la relación de endurecimiento, y por ende su pendiente, así como de las propiedades de las secciones de las barras.

II.3.1 Comportamiento elástico perfectamente plástico (EPP)

Un comportamiento elástico perfectamente plástico no toma en cuenta endurecimiento del acero de refuerzo, por esta razón no hay rama ascendente que indique

ganancia de resistencia luego de la zona de cedencia, y por ende, dicha zona será perfectamente plana de carácter plástico. Cualquier deformación que incurse en este rango de cedencia será permanente, es decir al retirar el esfuerzo correspondiente a dicha deformación, el acero no volverá a su estado original (figura 2.4).

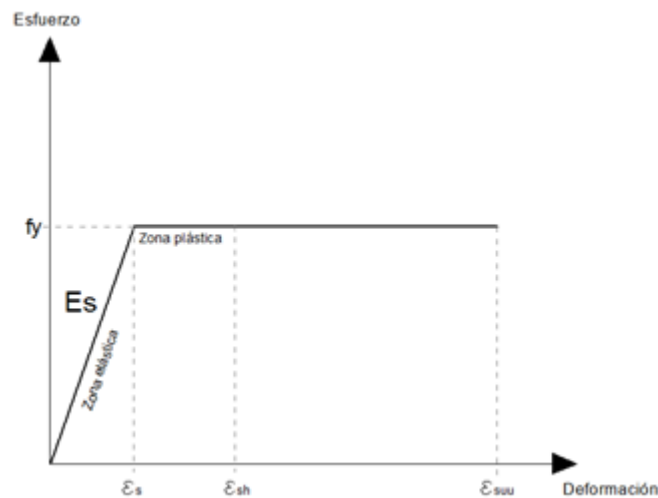


Figura 2.4 Comportamiento elástico perfectamente plástico

Fuente: Elaboración propia. (2013).

II.3.2 Comportamiento bilineal (BL)

Al tomar en cuenta el endurecimiento del acero de refuerzo, se afirma que se dará lugar una ganancia de resistencia luego de la cedencia del acero; en este caso, la curva será como la que se muestra en la figura 2.5.

Sin embargo, por simplificaciones debido al efecto Bauschinger, que permite obviar la zona de relajación por presentarse solo durante el primer ciclo de carga (como se muestra en la figura 2.7), se asume una pendiente positiva justo al final de la zona elástica, mediante la cual se pretende simular las características del endurecimiento, hasta el punto de máxima resistencia. En tal sentido, la curva bilineal se caracteriza mediante la resistencia nominal

(f_y), el módulo de elasticidad del acero (E_s) y la pendiente de la rama de endurecimiento por deformación (λE_s). Esto puede ser observado en la figura 2.6.

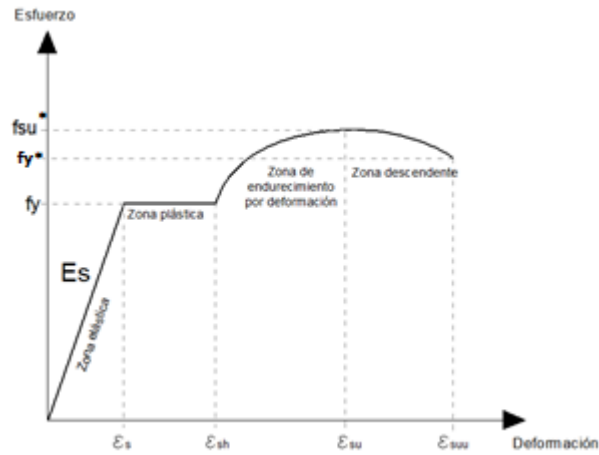


Figura 2.5 Comportamiento real del acero de refuerzo sometido a tracción.

Fuente: Elaboración propia. (2013)

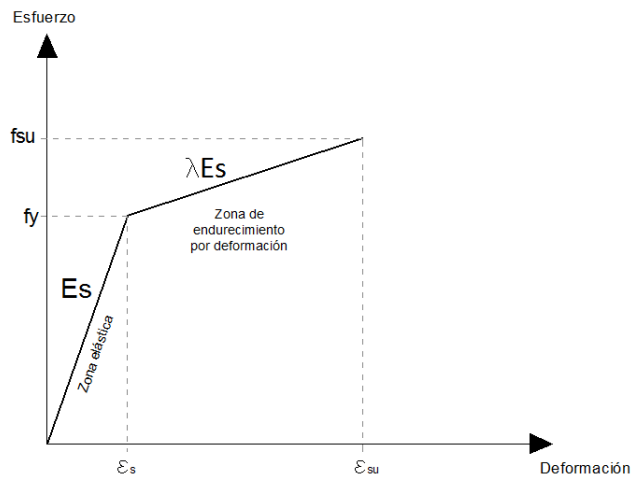


Figura 2.6 Comportamiento Bilineal del acero de refuerzo

Fuente: Elaboración propia. (2013).

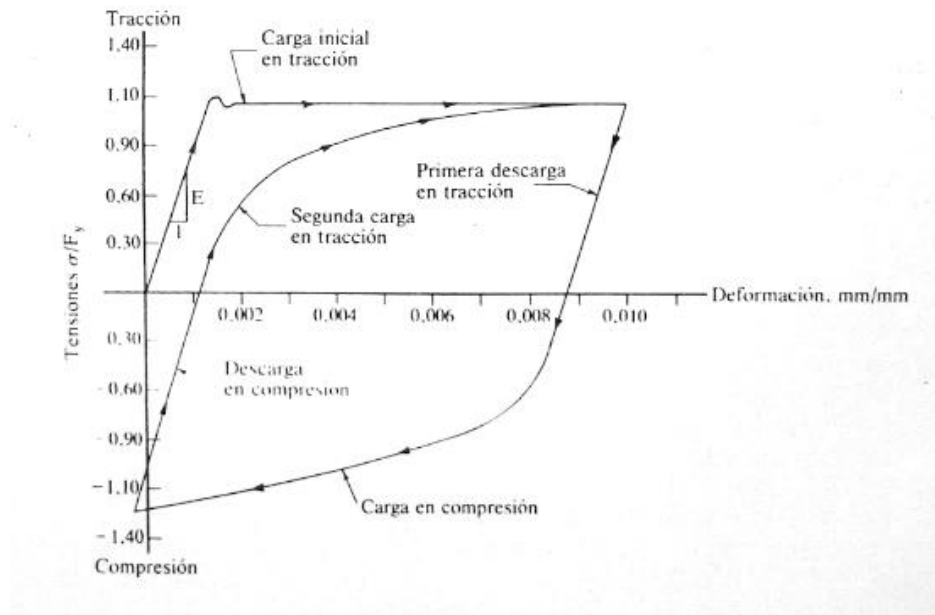


Figura 2.7 Efecto Bauschinger

Fuente: Manual de Proyectos Estructuras de Acero. Sidor. (2014)

CAPITULO III

MÉTODO

La naturaleza de esta investigación posee un enfoque teórico; sin embargo, se requiere el uso de simulación computarizada para observar y analizar una condición que es sometida a prueba, en la realidad, durante un sismo: la condición columna fuerte-viga débil.

En tal sentido, se aplican los procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006 a estructuras patrones mediante el modelaje computacional para, observar la formación de rótulas plásticas y confirmar si las mismas se dan en los sitios específicos que darán lugar a un mecanismo de rotulación ideal.

Para esto, es necesario conocer las características de dichas estructuras, bien sea el dimensionado, el tipo de sistema de pórticos (si estos son planos o tridimensionales), la relación de luces, la altura de la edificación, cantidad de acero longitudinal, entre otras, de tal manera que el cumplimiento de cualquiera de los métodos sea garantizado desde el punto de vista del diseño.

III.1 Recopilación de la información

Esta etapa corresponde a la recolección y selección de la bibliografía y material de uso para la redacción del marco teórico, y así, dar forma al fundamento teórico de este trabajo especial de grado. Asimismo, se realizó una revisión de las normas venezolanas bajo las cuales se rigen los criterios y las diversas condiciones que forman parte del enfoque de este trabajo como lo son el endurecimiento por deformación del acero de refuerzo y la condición columna fuerte – viga débil.

III.2 Predimensionado de la estructura

Inicialmente, se diseñaron dos estructuras de concreto armado simple, aporticadas, de baja altura, de uso residencial, siguiendo los parámetros establecidos en la NVF 1753:2006, en la NV 2002:1988 y la NVC 1756:2001.

Una vez conocidos los tipos de estructuras y el uso de las mismas se precisa dar detalles en cuanto al dimensionado de los elementos para la posterior aplicación de los análisis sísmicos y procedimientos 1 y 2. En este punto, se hizo necesario realizar un proceso iterativo para la selección final de las proporciones adecuadas de los elementos para asegurar un comportamiento adecuado del todo el sistema sismorresistente.

III.2.1 Análisis de carga

Se realizó un análisis de cargas a cada estructura patrón, de acuerdo a lo establecido en la Norma Venezolana 2002-1988 para edificaciones, de acuerdo al uso de las mismas, entendiéndose educacional, comercial y/o residencial. Las cargas fueron tomadas como permanente (cargas que actuarán siempre a lo largo de la vida útil de la estructura) y del tipo variable (cargas que varían de acuerdo al uso al que estará sometida la edificación).

A su vez, se usaron las siguientes propiedades mecánicas nominales de los materiales para el diseño: la resistencia a la compresión $f'_c=250 \text{ Kg/cm}^2$ para el concreto y una resistencia a la flexión $f_y= 4200 \text{ kg/cm}^2$ para el acero común.

Adicionalmente, para el caso de estudio, la pendiente de la rama del endurecimiento del acero es horizontal para el comportamiento elástico perfectamente plástico (EPP) y del tipo creciente, para el comportamiento bilineal (BL) en la curva de esfuerzo vs deformación.

III.2.2 Acción sísmica

Se establecieron los datos de la zona sísmica para definir el espectro elástico de respuesta y el espectro reducido, determinando a su vez la demanda sísmica. Se han de tomar en cuenta las combinaciones de cargas ya analizadas y establecidas en la NVF 1753:2006. Con esto se obtuvieron los valores de desplazamiento lateral y la distorsión angular máxima con lo que se puede verificar el control de las derivas y limitar el daño estructural y el daño no estructural.

III.2.3 Combinaciones de cargas.

Motivado a las acciones de cargas gravitacionales y sísmicas que actúan sobre la estructura, se aplicaron combinaciones mostradas en la tabla 3.1, descritas por la NVF 1753:2006.

Tabla 3.1 Combinaciones de cargas a usar para el diseño de los pórticos a evaluar.

$$C1: U= 1,4 CP$$

$$C2: U= 1,2 CP + 1,6 CV + 0,5 CVt$$

$$C3: U= 1,2 CP + 1,6 CVt + \gamma CV$$

$$C4: U= 1,2 CP + \gamma CV \pm S$$

$$C5: U= 0,9 CP \pm S$$

Fuente: NVF 1753:2006. Capítulo 9 (2014)

Donde:

$$S = \pm Sh \pm Sv \quad (Ec. 3.1)$$

$$Sv = 0,2\alpha\phi\beta A_o CP \quad (Ec. 3.2)$$

III.2.4 Derivas y distorsiones.

Cumpliendo con lo establecido en el capítulo 10 de la NVC 1756:2001, se procedió a verificar que la distorsión presentada en la estructura, debido a las combinaciones de cargas y la demanda sísmica, estuviese dentro del rango límite permitido para el control de los desplazamientos.

III.3 Diseño de las estructuras patrones

Con los datos ya recopilados se determinaron los valores de áreas de acero longitudinal necesarios en los elementos estructurales para resistir las sollicitaciones tanto gravitacionales como sísmicas, se generó entonces una propuesta de barras estriadas de acero comercial de acuerdo al área de acero requerida. Es importante resaltar la importancia del acero longitudinal en vigas ya que forman parte del sistema sismorresistente soportando flexión y cargas axiales, controlando las deformaciones impuestas por cargas gravitacionales y/o fuerzas sísmicas.

Para verificar los requisitos sismorresistentes de los procedimientos 1 y 2 del capítulo 18 del NVF 1753:2006, referentes a la resistencia mínima a flexión en columnas se hizo uso de diagramas de momento-curvatura en vigas con las áreas de acero colocadas y, con la carga axial propia de las combinaciones que generaran el valor más desfavorable, se seleccionaron en diagramas de interacción de columnas los momentos resistentes; se verificó entonces el cumplimiento de la condición columna fuerte-viga débil.

III.4 Evaluación de los procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006

Una vez armadas tanto las columnas como vigas de la estructura se contempló entonces la aplicación de los procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006, para verificar su cumplimiento, para los dos comportamientos (EEP y BL) teniendo así los siguientes casos para el pórtico de cada una de las estructuras:

- a) Pórtico 1 EPP (entiéndase sin endurecimiento por deformación).
 - a.1 Armado para procedimiento 1
 - a.2 Armado para procedimiento 2
- b) Pórtico 1 BL (considerando el endurecimiento por deformación).
 - b.1 Armado para procedimiento 1
 - b.2 Armado para procedimiento 2

Se debe tener presente que el no cumplimiento de alguno de los dos procedimientos se reparó modificando la resistencia de columnas estratégicas aumentando el diámetro de barras longitudinal y en consecuencia aumentando la relación del 20% que establece la norma para momentos resistentes en vigas en la condición columna fuerte-viga débil.

III.5 Ajuste del procedimiento 1

El ajuste para el cumplimiento del procedimiento 1 se dispuso iterando la relación de incremento que se presenta en la ecuación 3.3, a modo de encontrar un nuevo valor adecuado de relación de resistencia mínima a flexión de las columnas por nodos de la estructura garantizando la rotulación ideal y con esto un comportamiento plástico sin comprometer la estabilidad estructural. Este ajuste se realizó para cada caso de comportamiento del acero de refuerzo, entiéndase EPP y BL.

Dicha iteración correspondió a un aumento en las cantidades de acero longitudinal en las mismas para lograr un incremento en los momentos resistentes.

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_v} \geq 1,20 \quad (\text{Ec. 3.3})$$

III.6 Ajuste del procedimiento 2

El ajuste para el cumplimiento del procedimiento 2, de igual manera, se dispuso iterando la relación de incremento que se presenta en la ecuación 3.4, a modo de encontrar un nuevo valor adecuado a relación de resistencia mínima a flexión de las columnas, esta

vez, por nivel de la estructura, garantizando la rotulación ideal y con esto un comportamiento plástico sin comprometer la estabilidad estructural. Este ajuste se realizó para cada caso de comportamiento del acero de refuerzo, entiéndase EPP y BL.

$$\frac{\sum M_{cn}}{\sum M_{vn}} \geq 1,20 \quad (\text{Ec. 3.4})$$

III.7 Análisis estático no lineal (Pushover)

Cada evaluación sísmica que se realizó se complementó con un análisis estático no lineal o *pushover* (sustentado en el documento FEMA 356 para comportamiento inelástico de vigas y columnas), porque permitió visualizar el mecanismo formado en cada caso. Este análisis se realizó con la ayuda del programa de análisis estructural ETABS 9.7.2., pues mediante su uso se pudo observar la formación secuencial de rótulas plásticas asociadas al empuje lateral de la estructura.

Cabe destacar que la formación de rótulas plásticas se contempló como parte de un comportamiento esperado de la estructura, este fenómeno se consideró adecuado cuando se dio únicamente en los extremos de las vigas bajo momentos flectores y en las columnas del nivel base bajo momentos flectores y cargas axiales.

Cualquier otro mecanismo de rotulación (mecanismo de piso y mecanismo mixto) no se contempla como aceptable en el análisis de este trabajo y su posible formación se debe evitar reajustando bien sea el diseño de la estructura o aumentando el porcentaje de la sumatoria de momentos en las vigas para la condición columna fuerte-viga débil y en consecuencia asegurar el cumplimiento de una rotulación. Cada ajuste en la cantidad de acero implicó la repetición de los análisis estáticos no lineales y la verificación de procedimientos 1 y 2.

III.8 Comparación de los resultados obtenidos

Por último se contempló la interpretación y comparación de los resultados obtenidos al aplicar los procedimientos 1 y 2 a los pórticos analizados, sin considerar el endurecimiento por deformación y al considerarlo. Con la serie de datos obtenida se pudo establecer la eficiencia de estos procedimientos al tomar en cuenta el comportamiento real de acero de refuerzo. Adicionalmente se realizaron las conclusiones y recomendaciones pertinentes respectivas tanto a la simulación realizada como a los valores de relación de resistencia obtenidos.

CAPITULO IV

ASPECTOS GENERALES DEL DISEÑO ESTRUCTURAL

Para el caso de estudio, se elaboraron dos pórticos planos de concreto armado, uno simétrico y otro asimétrico, con la finalidad de simular el comportamiento de este tipo de estructuras ante solicitaciones gravitacionales y sísmicas y, de este modo, poder analizar su interacción bajo un comportamiento elástico perfectamente plástico (EPP) y bilineal (BL) del acero de refuerzo.

IV.1 Caracterización del acero del refuerzo

La Norma Venezolana COVENIN 316:2000 establece, en su apartado 8.2, las propiedades mecánicas que deben tener las barras de acero sometidas a tracción utilizadas como refuerzo estructural. Estas propiedades se muestran en la tabla 4.1.

Tabla 4.1 Límite elástico convencional y resistencia a la tracción en acero.

Nominal	S – 40	S – 60	S – 70	W – 40	W – 60	W – 70
Límite Elástico (f_y), kgf/mm ² (Mpa.)	28 min (275) min.	42 a 55 (415 a 540)	50 a 65 (490 a 637)	28 a 35 (275 a 353)	42 a 55 (415 a 540)	50 a 65 (490 a 637)
Resistencia a la tracción (f_{su}) kgf/mm ² (Mpa.)	Mayor a 1,25 f_y . 63 min			Mayor a 1,25 f_y 63 min.		

Fuente: Norma venezolana COVENIN 316:2000 pág.6. (2013)

Para el caso del acero no soldable de grado 60 (siendo éste el de interés para el caso en estudio), la norma estipula un valor nominal mínimo para el límite elástico de $f_y=4200$ kgf/cm². A su vez, establece un valor mínimo, también nominal, de resistencia a la tracción o resistencia última de 6300 kgf/cm². En tal sentido, siendo estos valores nominales, es importante señalar que en la realidad, tanto la resistencia cedente como la resistencia a la tracción poseen valores mayores a los indicados.

Por otra parte, la NVF 1753:2006, señala una serie de requisitos adicionales que deben cumplir las barras de acero los cuales son a ser utilizadas como refuerzo estructural, los cuales son:

- a) La resistencia cedente real (f_y^*) determinada mediante ensayos regulados, **NO DEBE** exceder a la resistencia cedente especificada (f_y) en más de un 25%.
- b) La resistencia de agotamiento real en tracción (f_{su}^*) determinada mediante ensayos regulados, **DEBE** exceder la resistencia cedente real (f_y^*), por lo menos en un 25%.
- c) En ningún caso, el alargamiento a la rotura determinado mediante ensayos regulados, será menor que el 12%.

Convirtiendo los requisitos a) y b) a formulaciones matemáticas, se tiene:

- a) $1 \leq f_y^*/f_y \leq 1,25$
- b) $f_{su}^*/f_y^* \geq 1,25$

Se hizo entonces necesario determinar los valores reales de límite elástico o resistencia cedente y de resistencia de agotamiento para corroborar si los cocientes resultantes de las condiciones anteriores se cumplen. Se realizó una recopilación bibliográfica, enfocada principalmente a acero no soldable grado 60 (S60), se tuvo resultados de diversos ensayos de tracción a probetas de acero en los que se reportaron los valores reales de interés.

A continuación se presenta la tabla 4.2, resumen de los valores encontrados en diversos ensayos de tracción al acero, realizados en países como: Costa Rica, Guatemala, Estados Unidos, Chile, Perú, Venezuela, entre otros.

Tabla 4.2 Información recopilada del límite elástico convencional y resistencia a la tracción en barras de acero.

N	Fuente	País	Grado del acero	fy* (kgf/cm ²)	fsu* (kgf/cm ²)	fy*/fy	fsu*/fy*
1	Revista Ingeniería y Ciencia ^[1]	Colombia	S-60	4796	6727	1,14	1,40
2	Catálogo de Arcelor Mittal ^[1]	Costa Rica	S-60	4283	6323	1,02	1,48
3	Universidad de San Carlos de Guatemala ^[1]	Guatemala	S/E	4563	7568	1,09	1,66
4	Laboratorio Aceros Guatemala ^[1]	Guatemala	S/E	4437	7397	1,06	1,67
5	Universidad de Kansas ^{(a) [1]}	E.E.U.U.	W-60	S/E	6566	S/E	1,56
6	Universidad Central de Venezuela ^[1]	Venezuela	S-60	S/E		1,12	1,52
			W-60			1,13	1,34
7	Universidad Central de Venezuela ^[1]	Venezuela	S/E	S/E	S/E	1,13	1,50
8	Universidad de Concepción ^[1]	Chile	S/E	4344	7648	1,03	1,76
9	Universidad Católica del Perú ^{(b) (c) [1]}	Perú	60	4540	7290	1,08	1,61
				4460	7080	1,06	1,59
10	Universidad de Washington ^{(b) [1]}	E.E.U.U.	60	4695	6957	1,12	1,48

(a): Para este ensayo se consideró el valor de fy igual a 4200 kgf/cm² como el valor real

(b): No se especifica la soldabilidad del acero utilizado

(c): Ensayo realizado para barras de diámetro 3/4" (fila superior) y 1/2" (fila inferior)

S/E: Dato no especificado por la fuente

[1]: Dato de la fuente ubicadas en las referencias bibliográficas al final del documento.

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Se observa en la tabla 4.2 que todos los valores del cociente fy*/fy están dentro del rango estipulado por la NVF 1753:2006, siendo el 1,02 el menor valor y 1,14 el mayor. Asimismo, el cociente fsu*/fy* también se encuentra dentro de lo establecido, y cuenta con 1,34 como valor mínimo y 1,76 como máximo.

IV.2 Propiedades de los materiales.

Como propiedades mecánicas nominales de los materiales para el diseño se usaron la resistencia a la compresión f^c=250 kgf/cm² para el concreto, con un módulo de

elasticidad $E=238752 \text{ kgf/cm}^2$ dado por la ecuación 4.1 y un peso unitario $\gamma= 2500 \text{ kgf/m}^3$. Por otro lado, se usó el esfuerzo cedente o resistencia a flexión $f_y= 4200 \text{ kgf/cm}^2$ para el acero común con módulo de elasticidad $E_s=2,1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, calculado mediante la ecuación 4.1 extraída de la NVF 1753:2006.

$$E = 15100\sqrt{f'c} \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Para las propiedades reales de los elementos se consideró $f'c^*=312,5 \text{ kgf/cm}^2$, $f_y^*= 4830 \text{ kgf/cm}^2$ y $f_{su}=6258 \text{ kgf/cm}^2$, valores dados por las ecuaciones 4.2, 4.3 y 4.4 respectivamente.

$$f'c^* = 1,25 \times f'c \quad (\text{Ec. 4.2})$$

$$f_y^* = 1,15 \times f'c \quad (\text{Ec. 4.3})$$

$$f_{su} = 1,49 \times f_y \quad (\text{Ec. 4.4})$$

Por último, la curva esfuerzo deformación del acero de refuerzo se caracterizó como una curva bilineal formada por la rama elástica de pendiente igual al módulo de elasticidad del acero (E_s) y la rama de endurecimiento de pendiente (λE_s). Para el comportamiento EPP se tiene que $\lambda E_s=0$, es decir, es completamente horizontal, mientras que en el caso BL se consideró dicha pendiente $\lambda E_s > 0$; con $\lambda=0,01$. La figura 4.1 ilustra el modelo de ambas curvas.

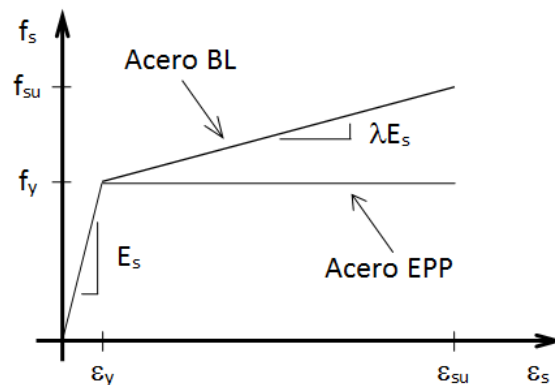


Figura 4.1 Comportamiento EPP y BL del acero de refuerzo.

Fuente: Prof. Angelo Marinilli (2014)

IV.3 Acciones gravitacionales

Se definieron las acciones gravitacionales bajo el concepto de cargas permanentes y cargas variables de acuerdo a la Norma Venezolana Covenin 2002-1988 para edificaciones de uso residencial.

Debido a que el análisis de la estructura es el propio de un pórtico plano, es necesario ubicarlo igualmente en el espacio. Se consideró entonces que el mismo corresponde a un pórtico intermedio de una estructura tridimensional de tres pórticos en cada dirección, y por ende no escapa de las sollicitaciones generales a las que se encuentra sometida cualquier estructura. Siendo el uso de la edificación vivienda, se realizaron las tablas 4.3 y 4.4 en las que se enlistan los diversos tipos de cargas gravitacionales actuantes.

Tabla 4.3 Acciones gravitacionales de entrepiso

CARGAS PERMANENTES	
Peso propio losa (kgf/m^2)	450
Acabado superior (granito) (kgf/m^2)	100
Acabado inferior, friso $e=2\text{cm}$ (kgf/m^2)	38
Tabiquería (kgf/m^2)	150
TOTAL CP (kgf/m^2)	738
CARGAS VARIABLES	
TOTAL CV (kgf/m^2)	300

Fuente: Elaboración propia (2014)

Tabla 4.4 Acciones gravitacionales del techo

CARGAS PERMANENTES	
Peso propio losa (kgf/m ²)	450
Mortero nivelación, e =4 cm (kgf/m ²)	86
Impermeabilización de manto asfáltico con acabado exterior, e= 5 mm (kgf/m ²)	6
Acabado inferior, friso e=2cm (kgf/m ²)	38
TOTAL CP (kgf/m²)	580
CARGAS VARIABLES	
TOTAL CV (kgf/m²)	100

Fuente: Elaboración propia (2014)

IV.4 Acciones sísmicas.

Se estableció una ubicación geográfica de la estructura a modo de poder establecer los parámetros determinantes del riesgo sísmico así como los factores para definir el espectro de diseño. Se fijó entonces la ubicación de las estructuras en Caracas puntualizándose entonces, de acuerdo a la NVC 1756:2001, la zona sísmica 5, las características del terreno de fundación correspondieron a una forma espectral S2 con $\varphi=0,95$. De acuerdo al uso de las estructuras (vivienda) se fijó un grupo de acuerdo al tipo (Grupo B2) y en consecuencia un nivel de diseño ND2.

Por último, siendo una estructura aporticada, en la que son las vigas y columnas quienes conforman el sistema sismorresistente, se designó un factor de reducción de respuesta $R=4$. En la tabla 4.5 se muestran los datos básicos de la construcción del espectro y en la figura 4.2 el mismo. Cabe destacar que la componente vertical del sismo se calculó de acuerdo a la ecuación 4.5.

Tabla 4.5 Parámetros del espectro de diseño

Zona	Caracas
Ao (g)	0,3
Nivel	ND3
Suelo	S2
α	1
φ	0,95
β	2,6
R	4
Sv	0,1482CP
To	0,175
T*	0,7
T+	0,3

Fuente: Base de datos Prof. Eliud Hernández, (2013)



Figura 4.2 Gráfico de espectro de diseño y espectro de respuesta.

Fuente: Base de datos Prof. Eliud Hernández, (2013)

IV.5 Características del pórtico 1.

El pórtico 1 es una estructura simétrica, plana, con tres columnas separadas con vanos de 7 m y dos niveles con entrepiso de 3 m. La figura 4.3 muestra un esquema ilustrativo del mismo.

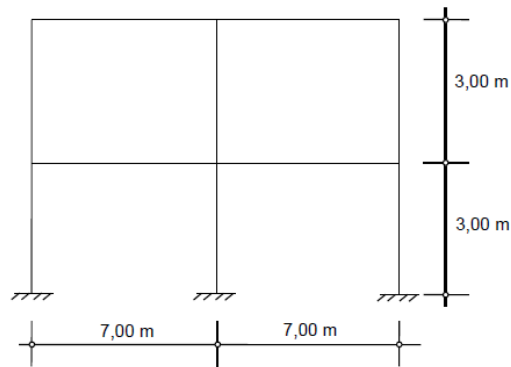


Figura 4.3 Pórtico 1

Fuente: Prof. Angelo Marinilli. (2014)

El pórtico es intermedio en una estructura con vanos de longitud 7 m en dirección perpendicular a éste, por dicha razón se identificó el mismo con la etiqueta “2”, así las columnas respectivas tendrán por título A2, B2 y C2. La figura 4.4 muestra lo anteriormente descrito.

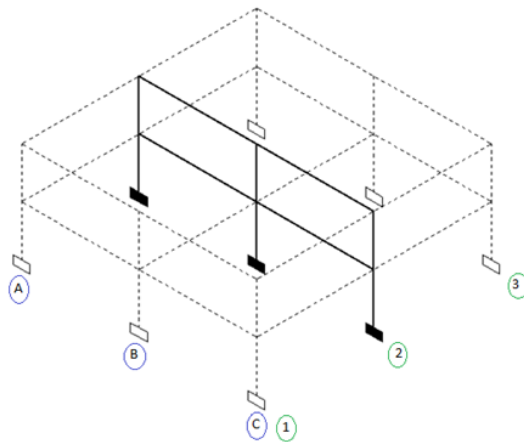


Figura 4.4 Esquema espacial del pórtico en estudio.

Fuente: Elaboración propia (2014)

La figura 4.5 muestra las dimensiones de los elementos del pórtico 1.

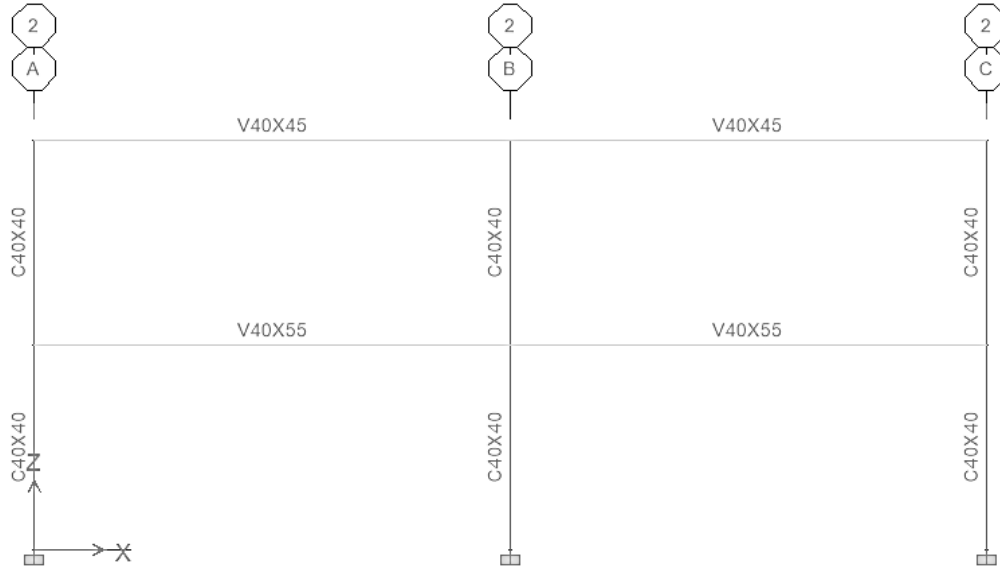


Figura 4.5 Dimensiones de los elementos del pórtico 1.

Fuente: ETABS v9.7.2, (2014)

El cortante sísmico (V_o/W) cumplió con las exigencias de la norma NVC 1756:2001, siendo mayor a la relación $\alpha A_o/R$. En las tablas 4.6 y 4.7 se observan el índice de masas participativas para el pórtico en análisis y la deriva y distorsión por nivel de la estructura. La distorsión máxima resultante (0,005) resultó aceptable a la exigida por la NVC 1756:2001 para edificaciones del grupo B2.

Tabla 4.6 Índices de masa participativa en modos de vibración en pórtico 1

Índice de Masa participativa	
Modo	Dirección X
1	89,3629
2	10,6371

Fuente: Elaboración propia (2014)

Tabla 4.7 Distorsión por nivel del pórtico 1

Nivel	Distorsión (cm/cm)
P2	0,0049968
P1	0,0050256

Fuente: Elaboración propia (2014)

IV.6 Áreas de acero requerido y colocado en pórtico 1.

Una vez definidas las acciones tanto gravitacionales como sísmicas, las dimensiones de los elementos y los análisis dinámicos se procedió a determinar el área de acero requerido en el pórtico en estudio. Conformes con la NVF 1753:2006 se generó una propuesta de barras de acero comercial, lo más apegado posible al área de acero requerido, en cada uno de los elementos. Las figuras 4.6, 4.7 y 4.8 muestran el acero requerido, las combinaciones de barras comerciales y el acero colocado en el pórtico 1, respectivamente. Como criterio para este trabajo se decidió colocar combinaciones de barras simétricas en las columnas de modo que su capacidad resistente sea la misma bajo cualquier dirección del sismo.

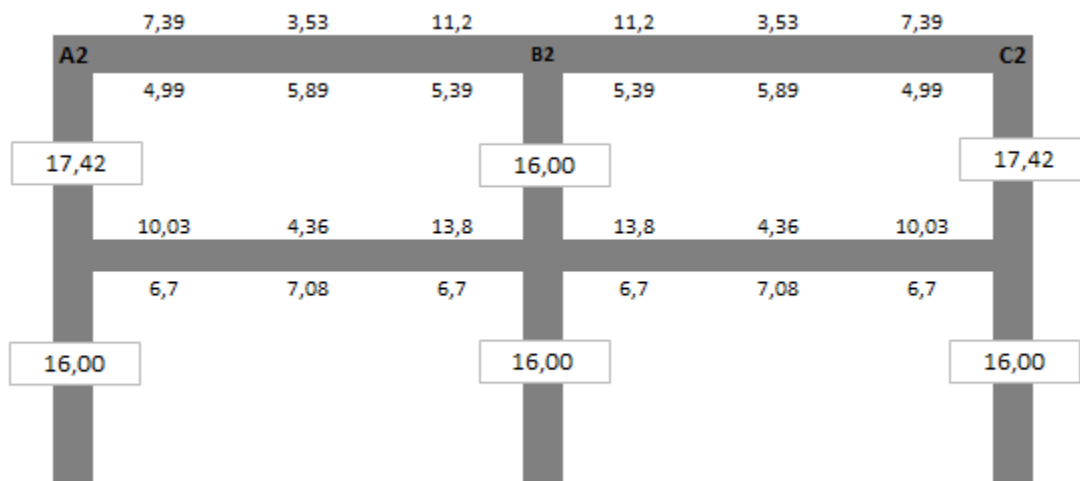


Figura 4.6 Área de acero requerida (cm²) en vigas y columnas, pórtico 1, diseño original

Fuente: Elaboración propia (2014)

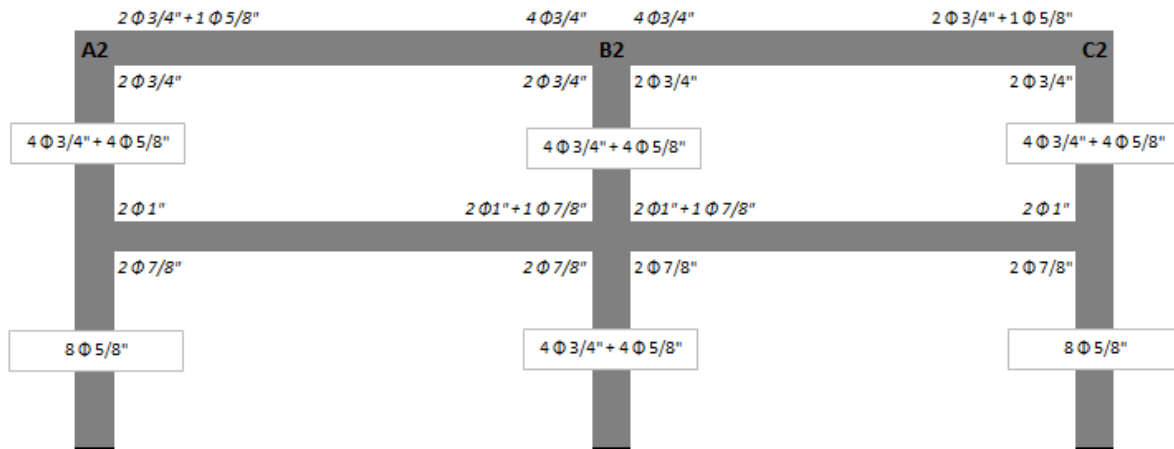


Figura 4.7 Barras de acero colocadas en vigas y columnas, pórtico 1, diseño original

Fuente: Elaboración propia (2014)

Se puede observar que las columnas superiores externas requirieron más acero que las inferiores. Para efectos del presente Trabajo Especial de Grado, se armaron las columnas superiores con más acero. Como se podrá ver más adelante, en los casos de ajuste del procedimiento 1, también las columnas superiores resultaron más armadas, antes de un ajuste final que consistió en colocar el mismo armado a lo largo de la altura de cada columna.

Adicionalmente, para el acero colocado en las columnas se verificó la cuantía geométrica, dada por la ecuación 4.5, la misma, para cada uno de los casos de combinaciones de barras para los pórticos originales así como para los ajustes posteriores estuvo comprendida entre el rango permitido por la norma NVF 1753:2006, entre 0,01 y 0,06 para las barras de acero longitudinal. En este caso, la columna A2 de PB a P1, reportó una cuantía de 0,0099 siendo estrictamente menor al valor de 0,01; sin embargo, siendo la diferencia (0,0001) despreciable, se aceptó dicha combinación.

$$\frac{A_s}{A_g} = \frac{A_s}{b \times h} \quad (\text{Ec. 4.5})$$

Donde A_s es el área de acero colocada y A_g , el área gruesa de la sección transversal de la columna dada por la base y su altura.

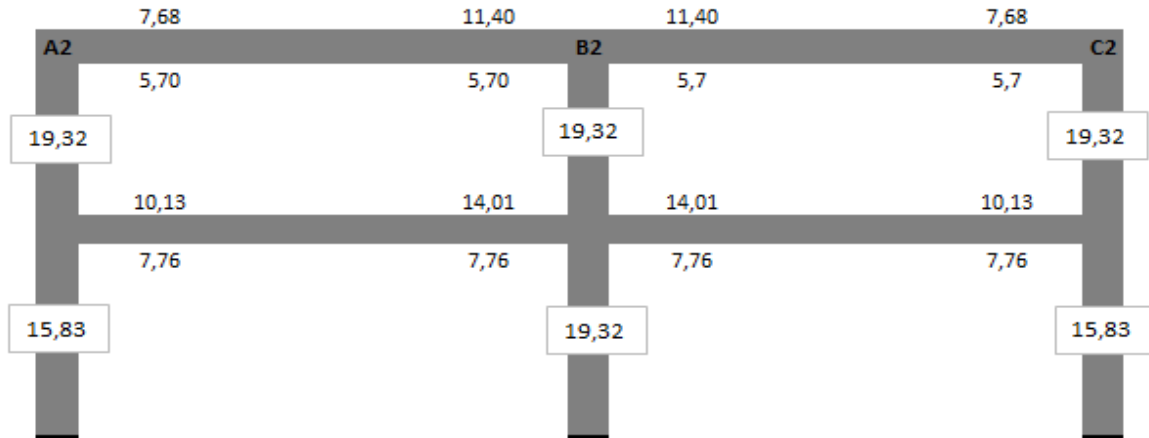


Figura 4.8 Área de acero colocada (cm²) en vigas y columnas, pórtico 1, diseño original

Fuente: Elaboración propia (2014)

IV.7 Características del pórtico 2.

El pórtico 2, por su parte, es una estructura asimétrica, plana, con tres columnas separadas con vanos de 4 m y 8 m respectivamente y dos niveles con entrepiso de 3 m. La figura 4.9 muestra un esquema ilustrativo del mismo.

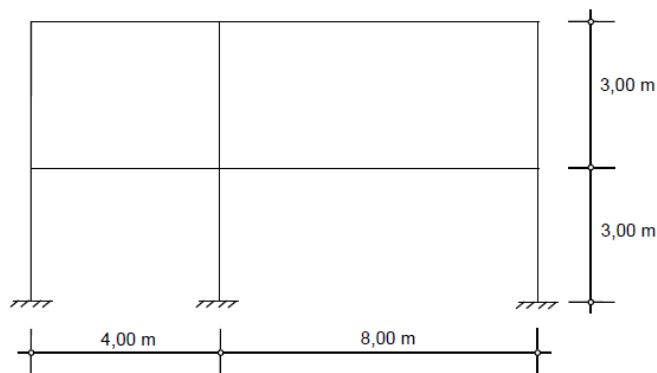


Figura 4.9 Pórtico 2

Fuente: Prof. Angelo Marinilli (2014)

El pórtico 2, al igual que el pórtico 1, es intermedio en una estructura con vanos de longitud 7 m en dirección perpendicular a éste. Las columnas respectivas tendrán por título A2, B2 y C2. Su esquema espacial es semejante al mostrado anteriormente en la figura 4.4.

Las dimensiones definitivas del pórtico se muestran en la figura 4.10, a continuación.



Figura 4.10 Dimensiones de los elementos del pórtico 2.

Fuente: ETABS v9.7.2, (2014)

El cortante sísmico (V_o/W) también cumplió con las exigencias de la norma NVC 1756:2001 siendo mayor a la relación $\alpha A_o/R$. En las tablas 4.8 y 4.9 se observan el índice de masas participativas para el pórtico en análisis y la deriva y distorsión por nivel de la estructura. La distorsión máxima resultante (0,003) resultó aceptable a la exigida por la NVC 1756:2001 para edificaciones del grupo B2.

Tabla 4.8 Índices de masa participativa en modos de vibración en pórtico 2

Índice de Masa participativa	
Modo	Dirección X
1	90,2363
2	9,7637

Fuente: Elaboración propia, (2014).

Tabla 4.9 Deriva y distorsión por nivel del pórtico 2

Nivel	Distorsión (cm/cm)
P2	0,002664
P1	0,002860

Fuente: Elaboración propia, (2014).

IV.8 Áreas de acero requerido y colocado en pórtico 2.

Con la misma logística con la que se procedió en el pórtico 1, se determinó el área de acero requerido en el pórtico 2, generando igualmente una propuesta de barras de acero comercial, lo más apegado posible al área de acero requerido en cada uno de los elementos. Las figuras 4.11 y 4.12 muestran tanto el acero requerido como la combinación de barras comerciales colocadas en el pórtico 2, respectivamente. Se aplicó el mismo criterio de colocar combinaciones simétricas de barras de acero en las columnas.

Por último, para el acero colocado en las columnas se verificó la cuantía geométrica, dada por la ecuación 4.1, la misma, para cada uno de los casos de combinaciones de barras para los pórticos originales así como para los ajustes posteriores estuvo comprendida entre el rango permitido por la norma NVF 1753:2006, entre 0,01 y 0,06 para barras de acero longitudinal. La figura 4.13 muestra la cantidad de acero colocada tanto en vigas como en columnas del pórtico 2.

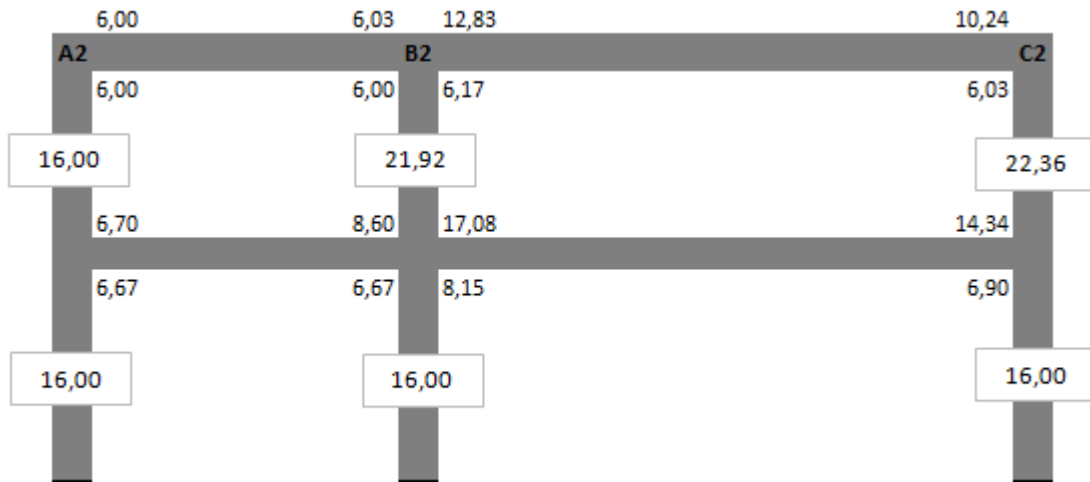


Figura 4.11 Área de acero requerida (cm²) en vigas y columnas, pórtico 2, diseño original

Fuente: Elaboración propia (2014)

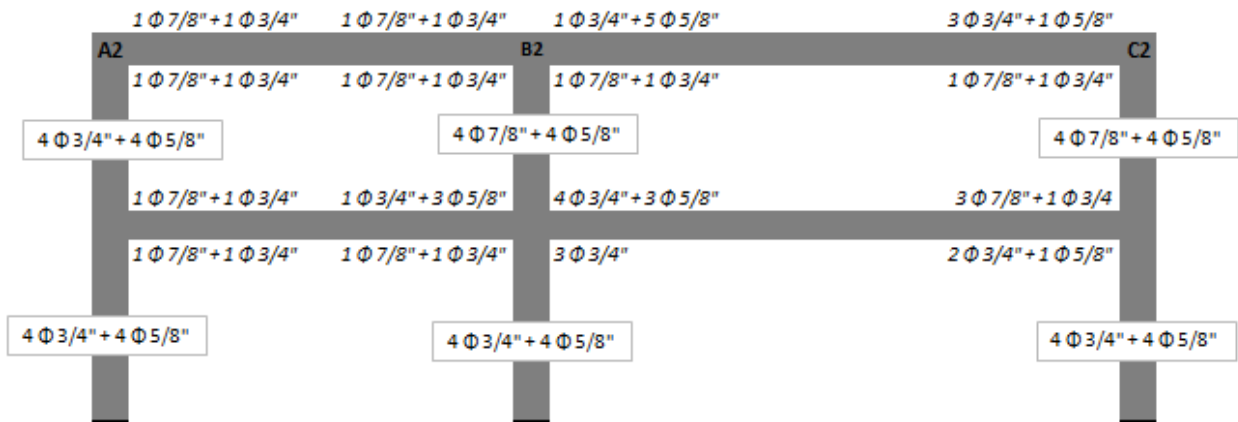


Figura 4.12 Barras de acero colocadas en vigas y columnas, pórtico 2, diseño original

Fuente: Elaboración propia (2014)

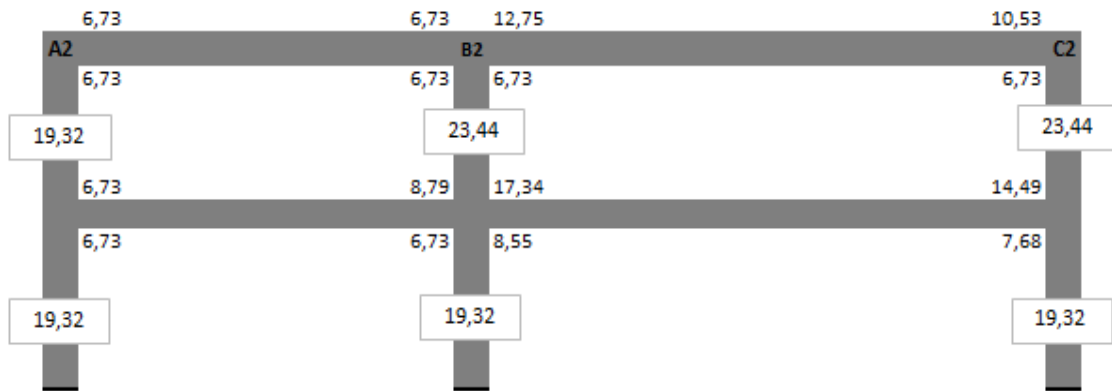


Figura 4.13 Área de acero colocada (cm²) en vigas y columnas, pórtico 2, diseño original

Fuente: Elaboración propia (2014)

IV.9 Aplicación de procedimientos 1 y 2

Una vez establecida la propuesta tentativa de barras de acero comercial, se procedió a calcular los momentos resistentes de las vigas y los momentos resistentes de las columnas que se conectan en un nodo, para la aplicación del procedimiento 1, y los momentos resistentes de las columnas que se conectan por debajo del nivel, para el procedimiento 2.

Ambos procedimientos se realizaron, primero considerando las propiedades nominales del acero de refuerzo, lo que se traduce en un comportamiento EPP del mismo y posteriormente, considerando las propiedades reales (f_y^*), entendiéndose como comportamiento BL.

En ese sentido, de las combinaciones de cargas usadas para el análisis de los modelos, expuestas en la Tabla 2, fueron las combinaciones C4 (1,2 CP + YCV ± S) y C5 (0,9 CP ± S) las seleccionadas para la aplicación de los procedimientos 1 y 2. La fórmula 3.1 permite obtener el valor de S. Donde S_v , se definió como 0,1482CP según la ecuación 3.2, mientras que S_H está condicionado al espectro de diseño.

De las combinaciones anteriormente mencionadas se buscaron los momentos resistentes de las columnas y se compararon con los momentos resistentes de las vigas, tomando como criterio de selección aquella combinación que generase los menores momentos resistentes de las columnas. En todos los casos analizados esa combinación fue la C5, tanto para el pórtico 1 como para el pórtico 2.

IV.10 Ajuste de procedimientos 1 y 2.

Para garantizar el cumplimiento de cada procedimiento se procedió a aumentar el acero en columnas a partir de la combinación de barras original, las vigas no se modificaron. De esta manera se obtuvo una combinación de barras diferente para cada procedimiento. Este proceso se realizó para cada pórtico y para cada comportamiento del acero de refuerzo, es decir EPP y BL.

IV.11 Análisis estático no lineal.

Una vez definida una combinación de barras comerciales y con la finalidad de observar el comportamiento de las estructuras se realizaron análisis estáticos no lineales o *pushover*; de esta manera, se contó con una herramienta que permitió visualizar los diversos mecanismos de rotulación plástica que se dieron lugar en vigas y columnas para cada estructura estudiada.

Se consideraron para estos análisis la formación de rótulas plásticas en los extremos de los elementos, únicamente por flexión en las vigas y en columnas por flexión y carga axial. En este sentido se hizo uso de los parámetros de modelación de las tablas 6-7 y 6-8, para vigas y columnas respectivamente, del documento FEMA 356.

Igualmente, se consideraron dos patrones de carga lateral para la aplicación del *pushover* en cada caso, el primer patrón correspondió a una distribución vertical triangular proporcional a la altura de cada losa y el segundo patrón consistió a una distribución vertical rectangular de igual magnitud en cada nivel.

CAPÍTULO V

RESULTADOS Y ANÁLISIS

V.1 Análisis del pórtico 1 original sin endurecimiento

El pórtico 1 corresponde a una estructura plana y simétrica para la dirección X. En este sentido, las solicitaciones a las que estará sometida también tendrán un carácter simétrico. Para el estudio del mismo, por simplicidad, se escoge el sentido positivo para las acciones sísmicas horizontales.

Las tablas 5.1 y 5.2 muestran los valores de relación de resistencia entre vigas y columnas obtenidos tras la aplicación de los procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006 al pórtico 1 sin considerar el endurecimiento por deformación del acero. De aquí en adelante los valores en negritas indican los que no cumplieron con lo establecido en la norma.

Tabla 5.1 Valores de relación de resistencias por nodos para el pórtico 1 sin endurecimiento

NIVEL	A2		B2		C2	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,52	1,16	0,56	0,56	1,16	1,52
1	1,79	1,39	0,77	0,77	1,39	1,79

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Tabla 5.2 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 1 sin endurecimiento

NIVEL	SH (+) = SH (-)
TECHO	0,90
1	0,57

Fuente: Elaboración propia. (2014)

El pórtico 1, con un comportamiento elástico perfectamente plástico (EPP) del acero de refuerzo, refleja que la columna central se encuentra sometida a una condición más crítica, donde la relación de resistencia está por debajo al cociente deseado de 1,20. Esto se debe a que dicha columna recibe dos vigas que aportan momentos, y no es lo suficientemente resistente para contrarrestarlos. Sucede lo mismo en los nodos de techo para las columnas externas cuando la dirección del sismo hace que entre en acción la mayor cantidad de acero de la viga. Para el procedimiento 2, donde la relación de resistencia involucra todas las columnas por nivel, y en donde solo se toman en cuenta los momentos resistentes de las columnas que se conectan por debajo de cada nodo, también se observa una condición desfavorable. En este último caso, además, los resultados son idénticos para ambas direcciones del sismo, debido a la simetría del pórtico.

Las figuras 5.1 y 5.2 muestran los resultados de los análisis estáticos no lineales (pushover) para este pórtico. En el primer caso, llamado Pushover 1, se emplea un patrón de cargas triangular y, para el Pushover 2, un patrón rectangular.

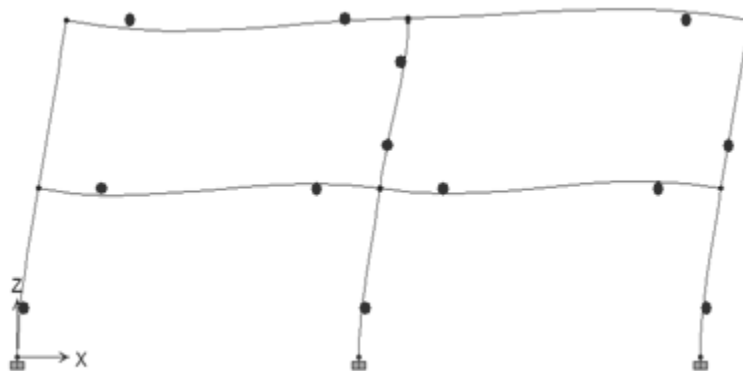


Figura 5.1 Resultado del pórtico 1 original sin endurecimiento tras la aplicación del Pushover 1

Fuente: ETABS v9.7.2, (2014)

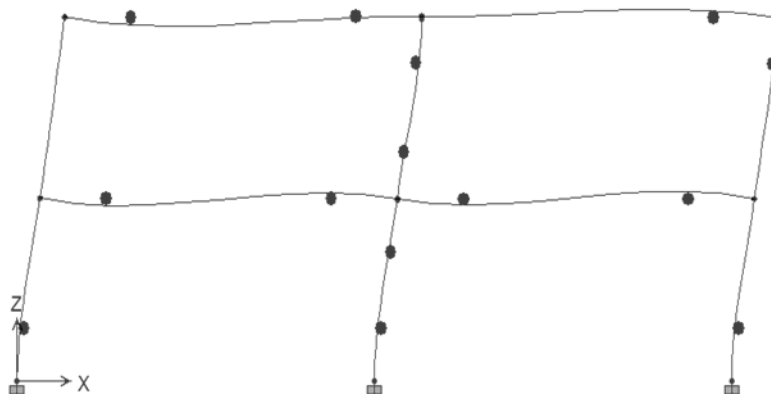


Figura 5.2 Resultado del pórtico 1 original sin endurecimiento tras la aplicación del Pushover 2

Fuente: ETABS v9.7.2, (2014)

Se puede observar que en ninguno de los dos casos se logra formar el mecanismo ideal de rotulación de vigas; en lugar de ello, las columnas centrales se plastifican antes que todas las vigas, generando un mecanismo mixto o de colapso parcial. Cabe destacar que, debido a la simetría del pórtico, se muestra solo el resultado tras la aplicación positiva de la acción sísmica, pues el sismo en sentido negativo daría exactamente igual, hacia el lado opuesto.

De forma similar, la figura 5.3 muestra la curva de capacidad de este caso. Para el Pushover 2 se obtienen mayores valores de corte basal en comparación al Pushover 1. El límite cedente corresponde a un desplazamiento de 2,0 cm para el Pushover 1 y 2,3 cm para el Pushover 2. Asimismo, el punto de máxima resistencia se identifica para un desplazamiento de 10,9 y 11,2 para el Pushover 1 y el Pushover 2, respectivamente. Por medio de la ecuación 5.1 se calcularon los factores de ductilidad, siendo estos 5,45 para el primer caso y 4,87 para el segundo.

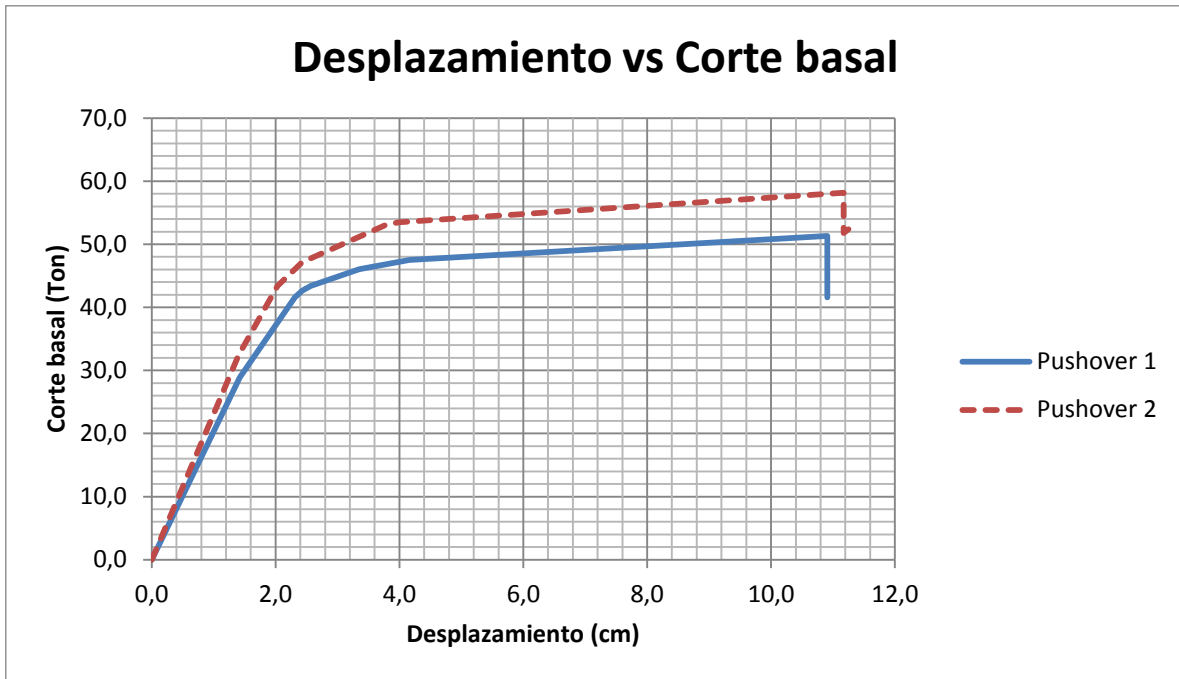


Figura 5.3 Curvas de capacidad del pórtico 1 original sin endurecimiento

Fuente: Elaboración propia (2014)

Se deduce entonces que el pórtico 1 con su diseño original, y sin endurecimiento del acero, resulta más dúctil y con mayores valores de deformaciones para el patrón de cargas triangular que para uno rectangular.

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

Donde:

μ : Factor de ductilidad

Δu : Deformación última

Δy : Deformación cedente

V.2 Análisis del pórtico 1 original con endurecimiento

En la tabla 5.3 se puede observar que todos los valores de relación de resistencia para el comportamiento bilineal (BL) del acero son menores que los del acero EPP. Cabe destacar que, a diferencia de las columnas externas, los valores de la columna central no varían considerablemente respecto al caso del acero EPP. Esto es debido a que, por efectos de la simetría del pórtico, la acción sísmica no contribuye axialmente en la columna central, y su acero puede endurecerse más que el de las columnas externas.

Tabla 5.3 Valores de relación de resistencias por nodos para el pórtico 1 original con endurecimiento

NIVEL	A2		B2		C2	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,44	1,10	0,54	0,54	1,10	1,44
1	1,66	1,30	0,72	0,72	1,30	1,66

Fuente: Elaboración propia (2014)

Igualmente, como se muestra en la tabla 5.4, para el procedimiento 2 aquellos valores que bajo un comportamiento EPP se alejaban del cociente deseado, se alejan aún más cuando se considera el endurecimiento, pues las vigas desarrollan una resistencia mayor en comparación a las columnas.

Tabla 5.4 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 1 considerando el endurecimiento por deformación

NIVEL	SH (+)=SH(-)
TECHO	0,86
1	0,53

Fuente: Elaboración propia (2014)

Debido a que el análisis estático no lineal emplea, para todos los casos, las propiedades reales de los materiales, y que el armado de vigas y columnas se mantiene igual, los resultados del análisis estático no lineal son idénticos al del pórtico 1 original sin endurecimiento. El factor de ductilidad también arroja el mismo resultado.

V.3 Ajuste del pórtico 1 para cumplir con el procedimiento 1 sin endurecimiento.

El diseño original del pórtico 1 no asegura el cumplimiento de los procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006. Por lo tanto fue necesario un ajuste en el armado de las columnas, aumentando de este modo su resistencia a flexión y, en consecuencia, lograr una adecuada relación de resistencia. El resultado de la nueva disposición de aceros se observa en la figura 5.4. Cabe señalar que ni en éste, ni en otro caso de ajuste para ningún pórtico, fue menester cambiar la disposición del acero en las vigas. Asimismo, el criterio utilizado para el armado de las columnas fue mismo que para el diseño original: combinaciones simétricas de barras de acero.

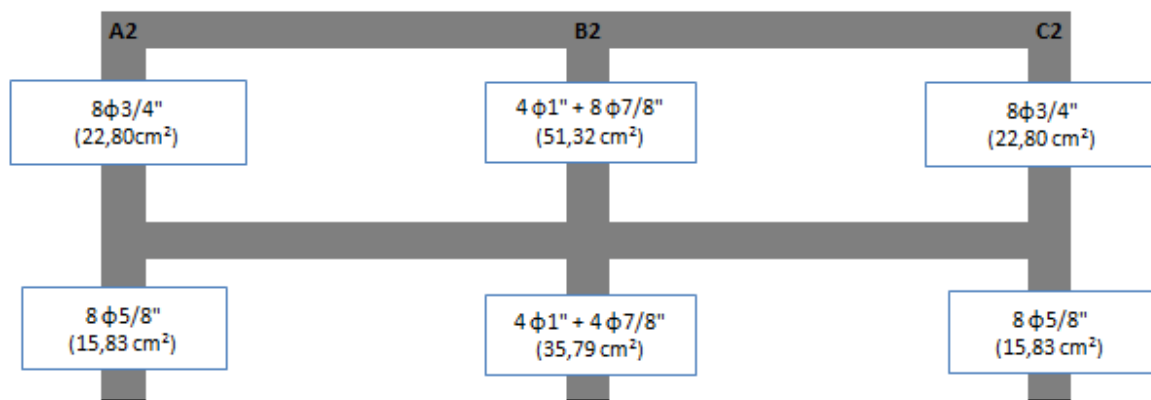


Figura 5.4 Ajuste de armado de columnas del pórtico 1 para cumplir con el procedimiento 1 sin endurecimiento

Fuente: Elaboración propia (2014)

Con la nueva disposición de acero se realizó la aplicación nuevamente del procedimiento 1, comparando los momentos resistentes de las vigas con los momentos resistentes de las columnas. El resultado se muestra en la tabla 5.5 y se constata que

fortaleciendo las columnas se alcanza una relación de resistencia mayor al valor 1,20 establecido en norma.

Cabe destacar que, en aras de cumplir con el nodo techo de cada columna, se escogieron las nuevas combinaciones de barras; sin embargo, esta disposición también influye en los nodos inferiores, ya que este procedimiento toma en cuenta los momentos provenientes de las columnas superiores e inferiores de cada nodo. Como consecuencia, no hubo necesidad de alterar las combinaciones de acero de los tramos inferiores. Esta condición se repite en los casos siguientes donde se busca cumplir con el procedimiento 1.

Tabla 5.5 Valores de relación de resistencias por nodos para el pórtico 1, ajustado, sin endurecimiento

NIVEL	A2		B2		C2	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,75	1,33	1,22	1,22	1,33	1,75
1	1,93	1,50	1,23	1,23	1,50	1,93

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Asimismo, en las figuras 5.5 y 5.6 se constata que el ajuste, tanto para un patrón de cargas triangular como para uno rectangular, cumple con el objetivo de garantizar la formación del mecanismo ideal.

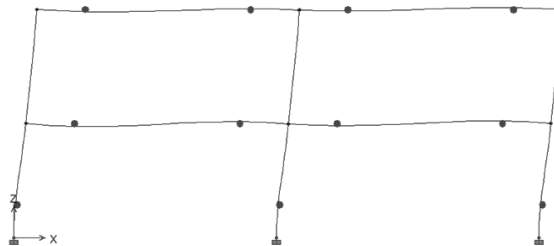


Figura 5.5 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 1, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1

Fuente: ETABS v9.7.2, (2014)

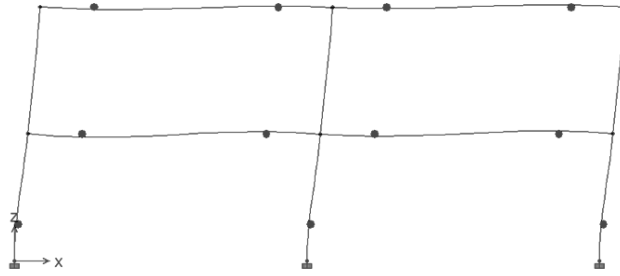


Figura 5.6 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 1, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2

Fuente: ETABS v9.7.2, (2014)

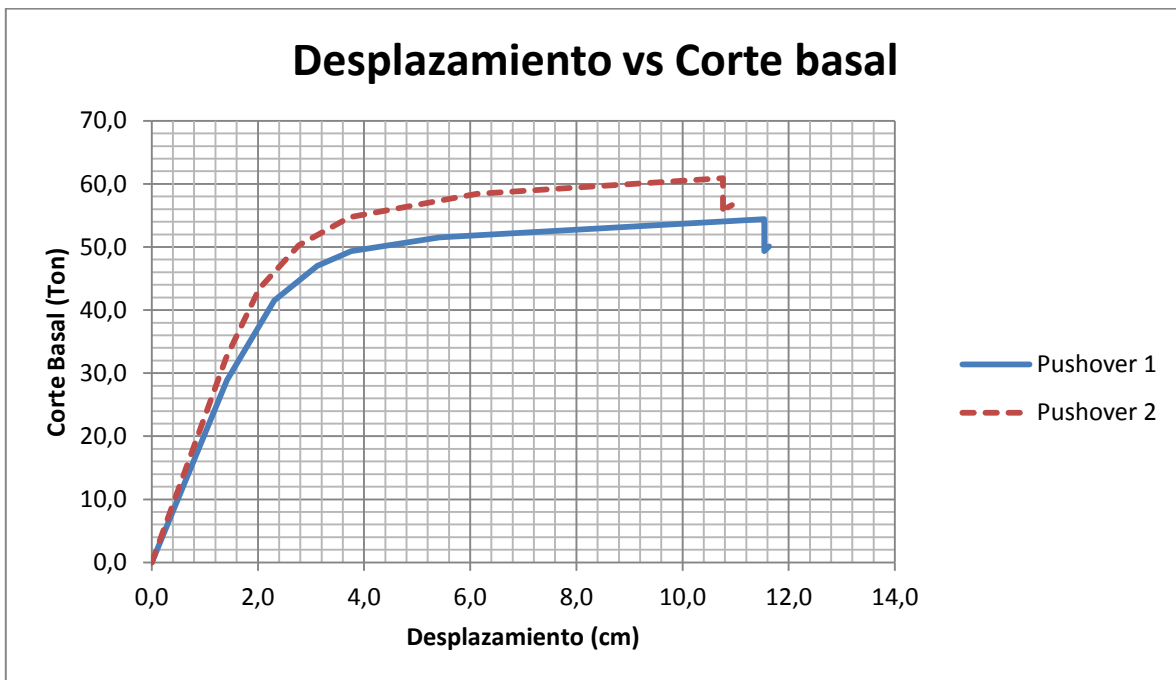


Figura 5.7 Curvas de capacidad del pórtico 1, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento

Fuente: Elaboración propia (2014)

Se observa nuevamente que el Pushover 2 reporta los valores más altos de corte basal. Los factores de ductilidad determinados están en el orden de 5,00 y 3,86 para el Pushover 1 y el Pushover 2, respectivamente.

V.4 Ajuste del pórtico 1 para cumplir con el procedimiento 2 sin endurecimiento.

Al igual que en el caso anterior se procedió al ajuste, partiendo del pórtico original, pero esta vez para asegurar el cumplimiento del procedimiento 2. Se aumentó la cantidad de acero colocando una combinación de barras como la mostrada en la figura 5.8. Se puede observar que, a diferencia del ajuste para cumplir con el procedimiento 1, las columnas inferiores requirieron mayor acero que las superiores, lo cual es más factible desde el punto de vista constructivo.

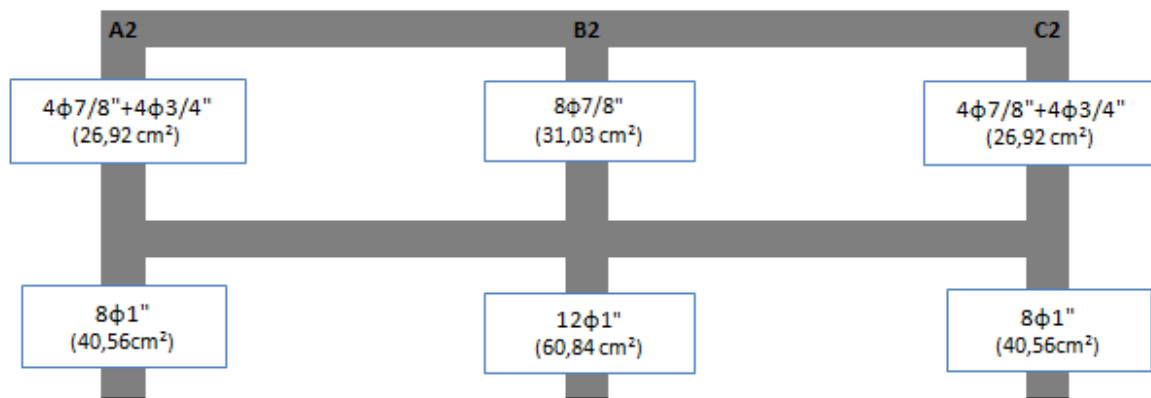


Figura 5.8 Ajuste de armado de columnas del pórtico 1 para cumplir el procedimiento 2 sin endurecimiento

Fuente: Elaboración propia (2014)

Al aplicar el procedimiento 2, los valores de relación de resistencia resultaron adecuados en ambos niveles del pórtico; como éste es simétrico los resultados fueron idénticos para cada dirección del sismo, al igual que en la estructura original. En la tabla 5.6 se muestran los valores obtenidos para este caso.

Tabla 5.6 Valores de relación de resistencias por niveles para el pórtico 1, ajustado, sin endurecimiento

NIVEL	SH (+)=SH(-)
TECHO	1,24
1	1,22

Fuente: Elaboración propia (2014)

Las figuras 5.9 y 5.10 muestran que el ajuste garantiza parcialmente la formación del mecanismo ideal. En ambos casos de carga se forma una rótula en el tope de la columna central, pero esto no es suficiente para propiciar un mecanismo de colapso.

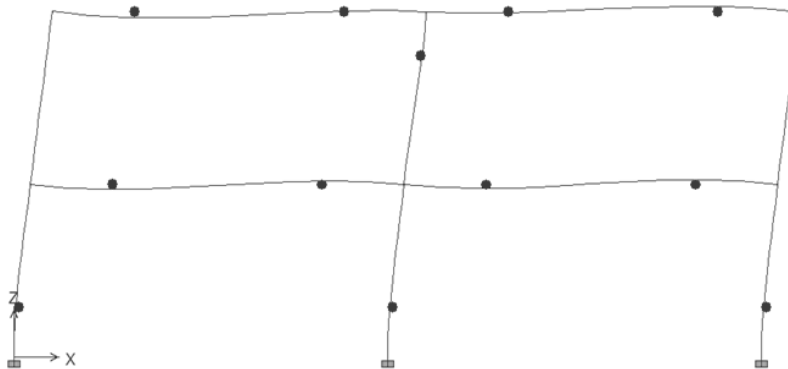


Figura 5.9 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 2, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1

Fuente: ETABS v9.7.2, (2014)

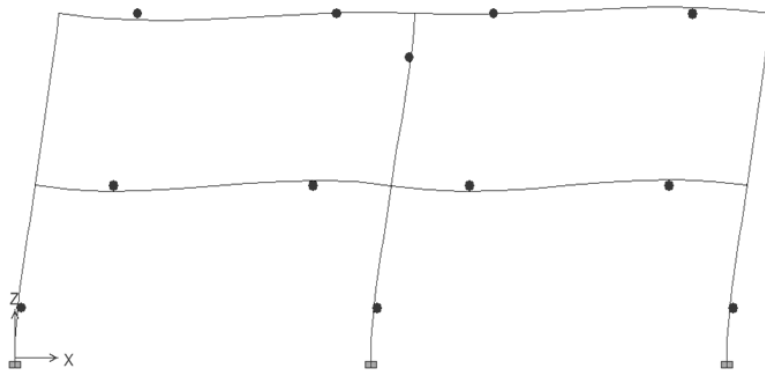


Figura 5.10 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 2, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2

Fuente: ETABS v9.7.2, (2014)

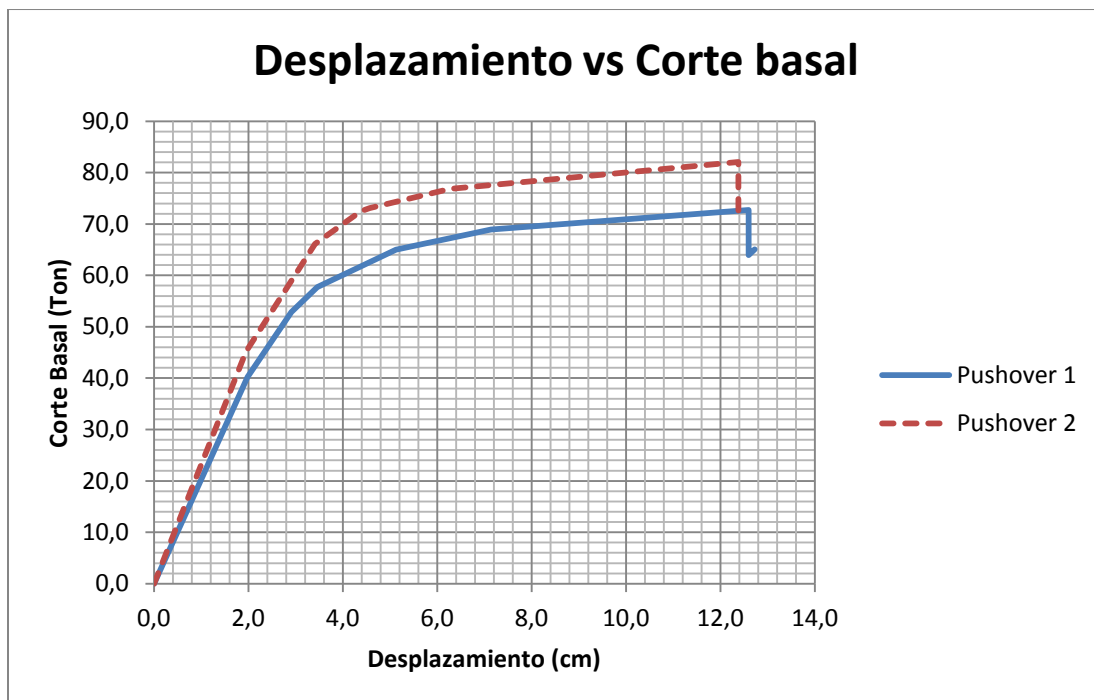


Figura 5.11 Curvas de capacidad del pórtico 1, ajustado para procedimiento 2, sin endurecimiento

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Para este caso el Pushover 1 reporta un factor de ductilidad de 4,31, mientras que el Pushover 2 arroja un valor de 3,65. Ambos valores son inferiores a los calculados para el ajuste del procedimiento 1.

V.5 Ajuste del pórtico 1 para cumplir con el procedimiento 1 con endurecimiento.

Considerando esta vez un comportamiento BL en el acero de refuerzo para el pórtico estudiado, se procedió igualmente a un ajuste en la cantidad de acero colocado en las columnas para asegurar el cumplimiento del procedimiento 1. Conociendo que los valores de relación de resistencia en el caso BL se alejaban mucho más del valor óptimo de 1,20 que establece la NVF 1753:2006, fue necesario aumentar un poco más la cantidad de acero para este caso con respecto el ajuste considerando un comportamiento EPP del acero. Este aumento resultó en la combinación que se muestra en la figura 5.12.

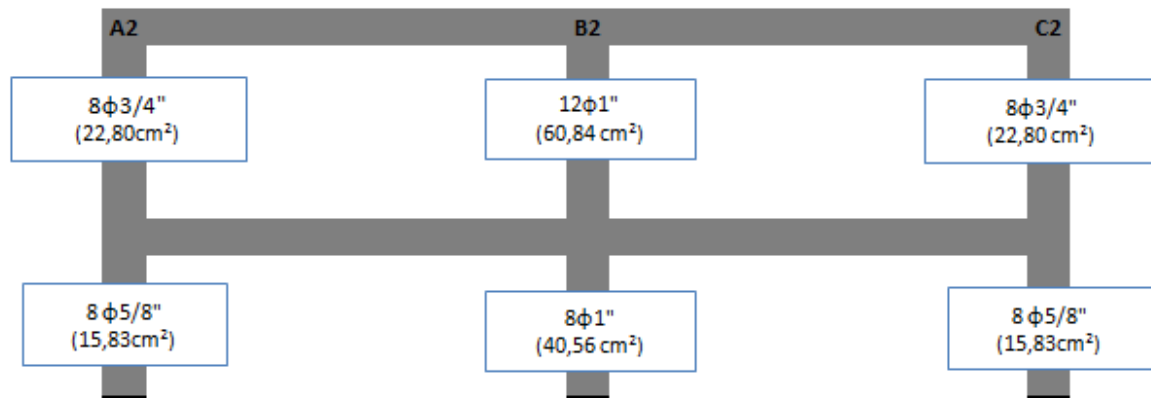


Figura 5.12 Ajuste de armado de columnas del pórtico 1 para cumplir el procedimiento 1 con endurecimiento

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Los valores de relación de resistencia producto del procedimiento 1 se ilustran en la tabla 5.7, donde se observa el cumplimiento de todos los nodos. En este caso, la cantidad de acero requerida en las columnas superiores fue mayor a las inferiores para imponer el cumplimiento de los nodos del techo. Esto es producto de que a dichos nodos solo llega una columna que debe contrarrestar los momentos resistentes de las vigas (dos vigas para la columna central y una viga para las columnas externas).

Tabla 5.7 Relación de resistencia por nodos para el pórtico 1, ajustado, con endurecimiento

NIVEL	A2		B2		C2	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,65	1,26	1,30	1,30	1,26	1,65
1	1,78	1,40	1,26	1,26	1,40	1,78

Fuente: Elaboración propia. (2014)

A continuación se muestran, en las figuras 5.13 y 5.14 los mecanismos formados para este ajuste. En ambos casos de carga se logra cumplir con la formación del mecanismo ideal, con la salvación de que para el Pushover 2 se genera una rótula plástica en el tope de una de las columnas superiores, lo que no ocasiona el colapso del pórtico.

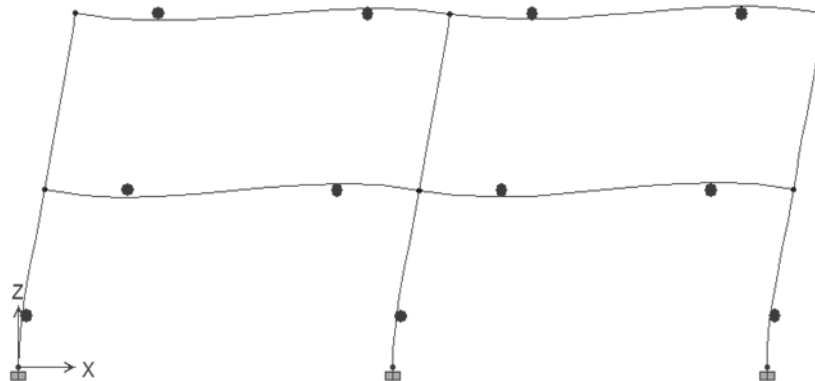


Figura 5.13 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1

Fuente: ETABS v9.7.2, (2014)

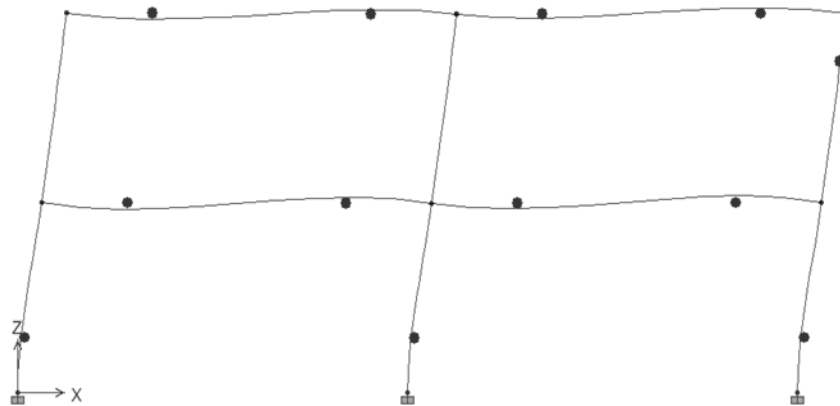


Figura 5.14 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

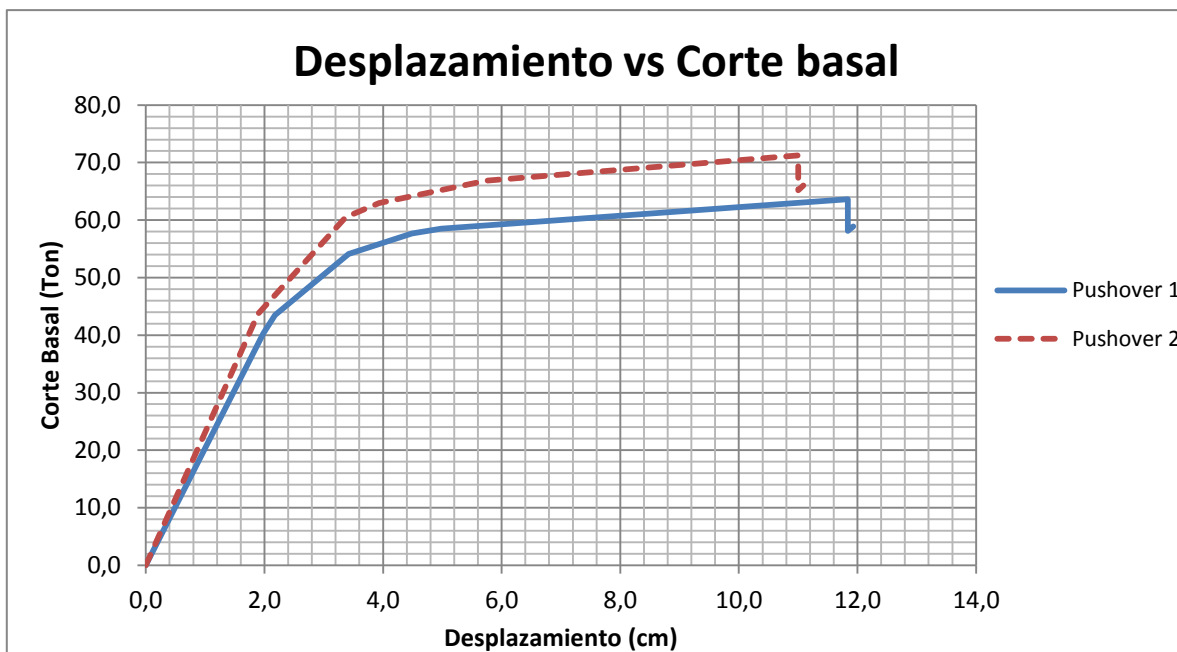


Figura 5.15 Curvas de capacidad del pórtico 1, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Los factores de ductilidad arrojados fueron de 3,47 y 3,24 para el Pushover 1 y Pushover 2, respectivamente. Cabe señalar que son aún más bajos que el caso anterior. Esto se debe a que, por efecto del endurecimiento, las columnas requieren mayor cantidad de acero longitudinal para contrarrestar los momentos resistentes de las vigas, restando ductilidad con respecto al pórtico ajustado para procedimiento 1 sin endurecimiento.

V.6 Ajuste del pórtico 1 para cumplir con el procedimiento 2 con endurecimiento

El ajuste en el armado de las columnas para este caso, cuyo resultado se muestra figura 5.16, permitió igualmente lograr una relación de resistencia adecuada, tal como se muestra en la tabla 5.8.

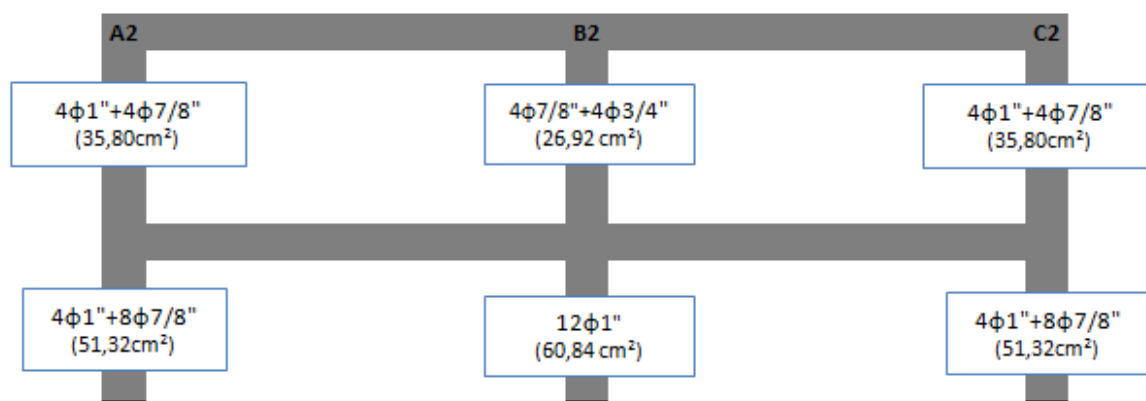


Figura 5.16 Ajuste de armado de columnas del pórtico 1 para cumplir el procedimiento 2 con endurecimiento

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Tabla 5.8 Relación de resistencia por niveles para el pórtico 1, ajustado, con endurecimiento

NIVEL	SH (+)=SH(-)
TECHO	1,32
1	1,24

Fuente: Elaboración propia. (2014)

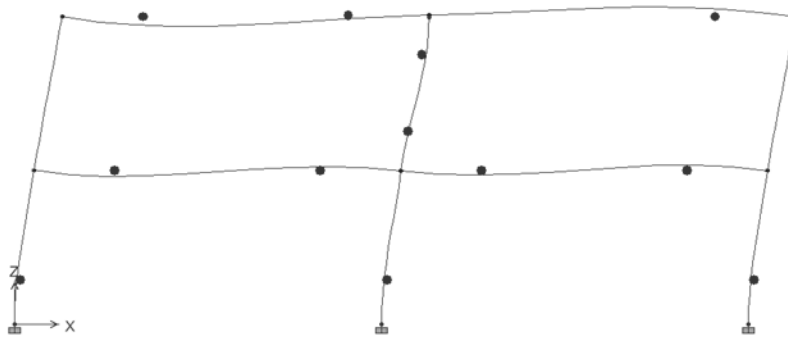


Figura 5.17 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 2, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

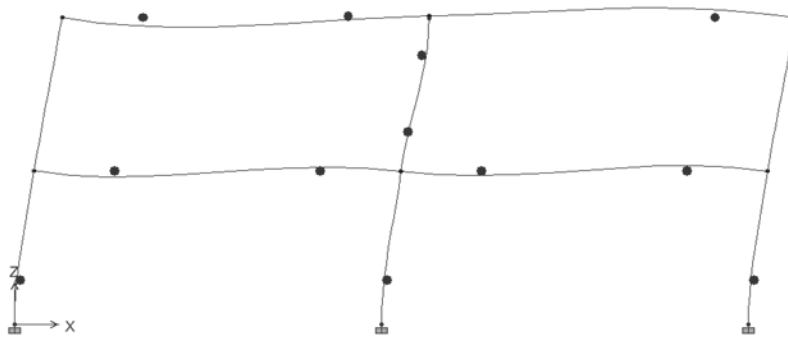


Figura 5.18 Resultado del pórtico 1, ajustado para procedimiento 2, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

Se puede observar en las figuras 5.17 y 5.18 que ambos casos de carga propician un mecanismo mixto en el pórtico, ya que la columna central se plastifica antes que todas las vigas. La figura 5.19 muestra la capacidad para la estructura.

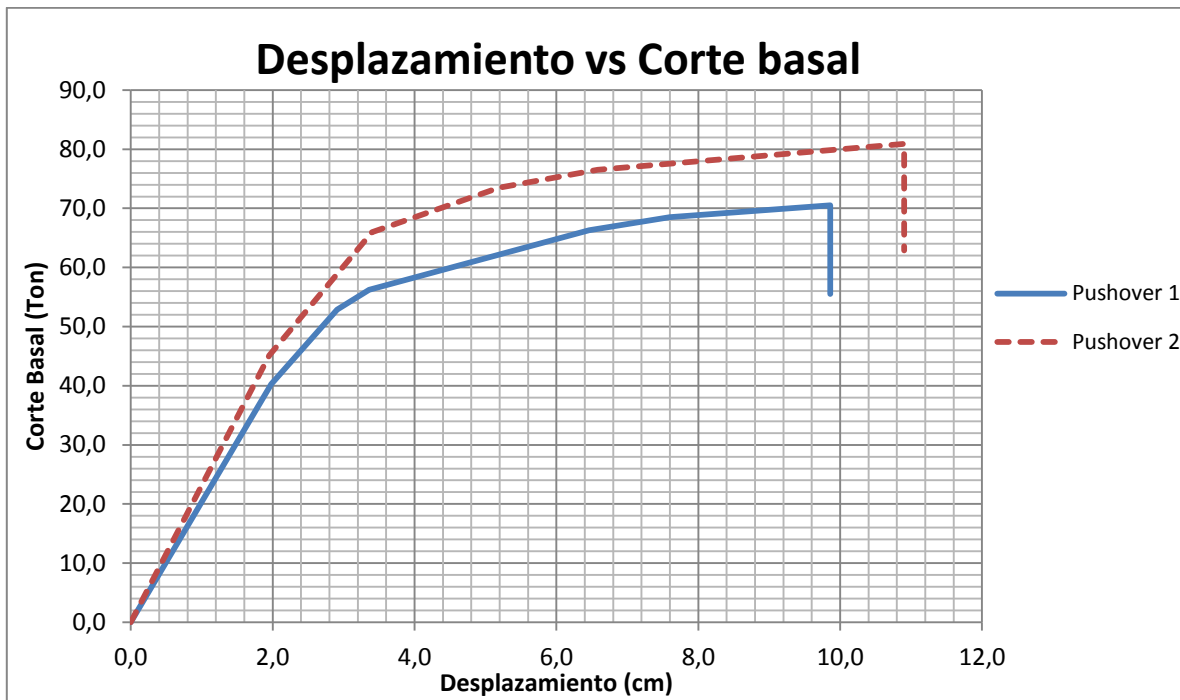


Figura 5.19 Curvas de capacidad del pórtico 1, ajustado para procedimiento 2, con endurecimiento

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Los factores de ductilidad resultaron ser de 3,42 para el Pushover 1 y 3,21 para el Pushover 2. Son mayores a los calculados para el caso del pórtico 1 ajustado para el procedimiento 2 sin endurecimiento; de nuevo a causa del armado más exigente que tienen las columnas para este caso. Comparando dichos valores con los del ajuste para procedimiento 1 con un acero BL, también resultan inferiores, lo cual indica, a su vez, que el ajuste para procedimiento 2 requiere más acero longitudinal en las columnas.

V.7 Análisis del pórtico 2 original sin endurecimiento

Para el cálculo de la resistencia mínima a flexión de los elementos estructurales deben tomarse en cuenta las variaciones de sentido que pueden sufrir las solicitaciones sísmicas. Esto se hace especialmente notable en el pórtico 2, ya que es asimétrico.

Las tablas 5.9 y 5.10 muestran los valores de relación de resistencia obtenidos tras la aplicación de los procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006.

Tabla 5.9 Valores de relación de resistencia por nodo para el pórtico 2 sin endurecimiento

NIVEL	A2		B2		C2	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,12	1,12	0,72	0,51	0,91	1,39
1	2,10	2,10	1,02	0,75	1,18	2,16

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Tabla 5.10 Valores de relación de resistencia por nodo para el pórtico 2 sin endurecimiento

NIVEL	SH (+)	SH (-)
TECHO	0,88	0,82
1	0,67	0,61

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Se puede observar que en el procedimiento 1 la gran mayoría de los nodos no cumple; solo serían aceptables el nodo inferior de la columna A2, en los dos sentidos, y ambos nodos de la columna C2 para el sentido negativo del sismo. De forma similar, la aplicación del procedimiento 2 conduce a que ninguno de los niveles, para ninguno de los dos sentidos, cumple con el valor exigido por la NVF 1753:2006. En las figuras 5.20 y 5.21 se muestran los mecanismos originados, y debido a la asimetría del pórtico se analiza cada sentido del mismo por separado.

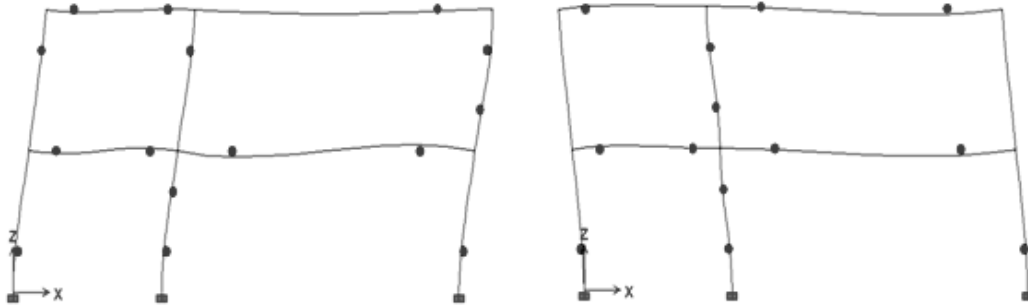


Figura 5.20 Resultado del pórtico 2 original tras la aplicación del Pushover 1 en ambos sentidos.

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

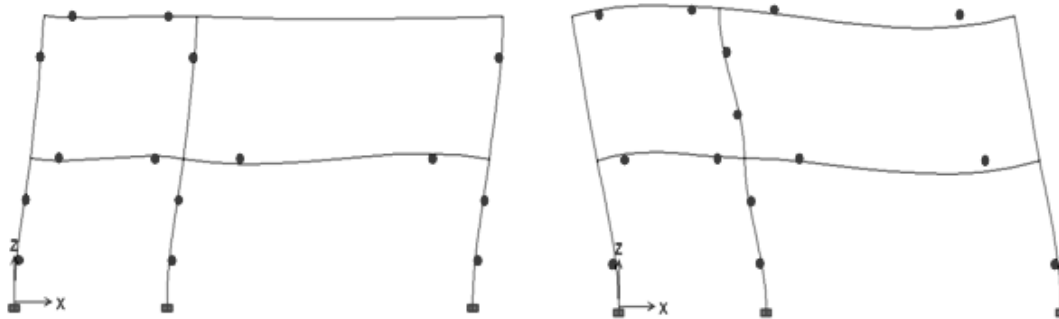


Figura 5.21 Resultado del pórtico 2 original tras la aplicación del Pushover 2 en ambos sentidos

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

Al aplicar el pushover en este caso se constató lo que reflejaron los procedimientos, que la resistencia de las columnas no es suficiente para contrarrestar la incidencia de los momentos de las vigas; esto se traduce en la formación de mecanismos indeseables en las estructuras. Como se muestra en las figuras 5.20 y 5.21, la columna central es la más afectada en la aplicación del pushover 2 (patrón de cargas rectangular) generando mayores mecanismos de plastificación haciéndola más inestable.

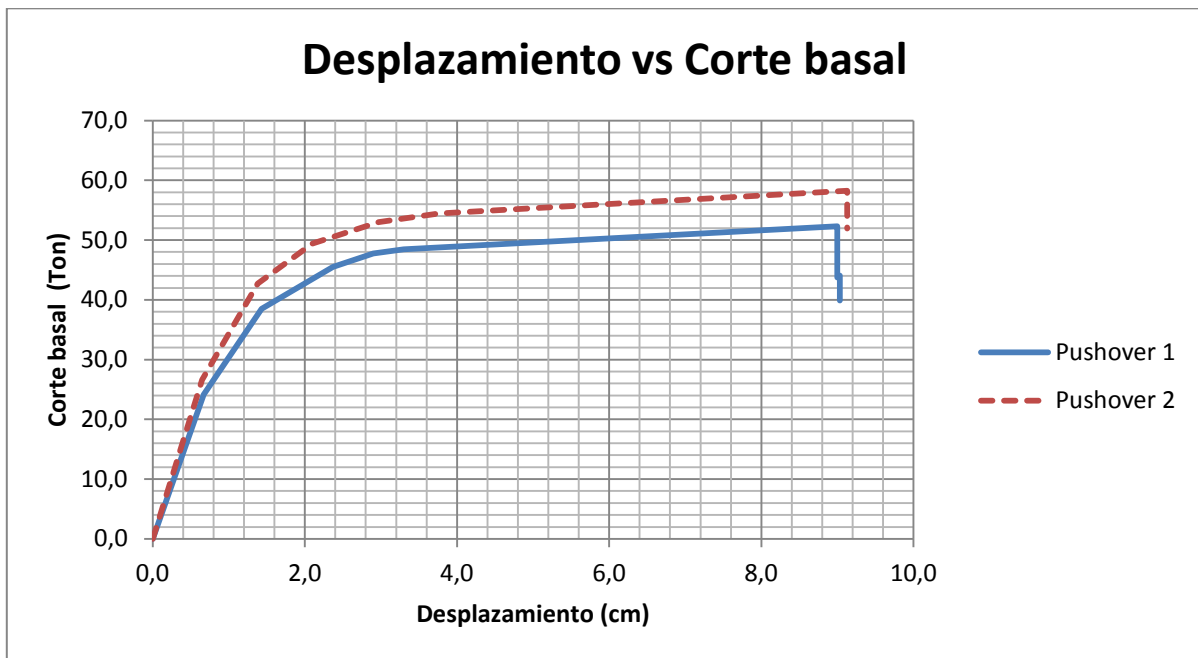


Figura 5.22 Curvas de capacidad del pórtico 2 original sin endurecimiento para el sentido positivo del sismo.

Fuente: Elaboración propia. (2014)

En las curvas de pushover para este pórtico se pone nuevamente en manifiesto que el pushover 2 genera mayores cortes basales que el pushover 1. Igualmente el límite cedente corresponde a un desplazamiento de 2,0 cm y el de máxima resistencia a un desplazamiento de 9,1 cm aproximadamente para el Pushover 1. Para el pushover 2 se tienen desplazamientos asociados al límite cedente y máxima resistencia de 2,4 cm y 9,0 cm, respectivamente. Haciendo uso de la ecuación 5.1 se calcularon los factores de ductilidad, siendo estos 4,55 para el primer caso y 3,75 para el segundo.

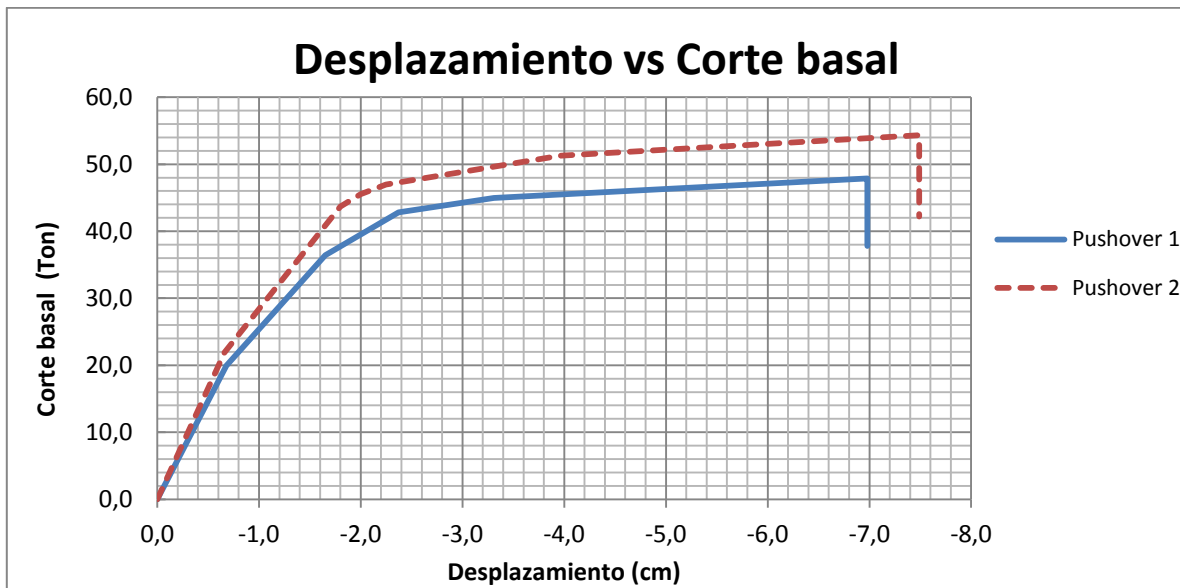


Figura 5.23 Curvas de capacidad del pórtico 2 original sin endurecimiento para el sentido negativo del sismo

Fuente: Elaboración propia. (2014)

En la dirección negativa del sismo los valores de ductilidad resultaron 4,12 para el pushover 1 y 3,75 para el pushover 2. A pesar de resultar ser un pórtico asimétrico las curvas de Desplazamiento vs Corte basal para ambas direcciones del sismo mostraron tener un comportamiento semejante, sin embargo, hacia el sentido negativo del sismo se vio más comprometida la estructura, sobre todo la columna central, generando mecanismos de colapso parcial con mayor antelación. Para la elaboración de la curva de capacidad del sismo a la izquierda se reportaron los valores de desplazamientos (negativos) hacia la derecha.

V.8 Análisis del pórtico 2 original con endurecimiento

De manera similar al pórtico 1, las tablas 5.11 y 5.12 muestran los valores de relación de resistencia obtenidos tras la aplicación de los procedimientos 1 y 2 de la NVF 1753:2006, respectivamente, al pórtico 2 con su diseño original.

Tabla 5.11 Valores de relación de resistencia por nodos para el pórtico 2 con endurecimiento

NIVEL	A2		B2		C2	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,05	1,05	0,67	0,48	0,87	1,30
1	1,94	1,94	0,94	0,71	1,13	1,99

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Tabla 5.12 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 2 con endurecimiento

NIVEL	SH (+)	SH (-)
TECHO	0,63	0,78
1	0,62	0,58

Fuente: Elaboración propia. (2014)

De nuevo se puede observar que la mayoría de los valores incumplen con lo establecido en la NVF 1753:2006 para el caso de la evaluación por nodos. Para la verificación por niveles, ningún valor refleja una condición favorable. Cabe señalar que, a diferencia de lo que ocurría en el pórtico 1, la columna central sí presenta una variación importante entre los valores de relación de resistencia hallados considerando un acero EPP y los calculados para un comportamiento BL del acero. Esto se debe a que el pórtico 2 es asimétrico, por ende la columna central sí está cargada axialmente por la acción sísmica, y su acero se endurece menos que el de las vigas que llegan a ella.

Las curvas de Desplazamiento vs Corte basal para ambas direcciones del sismo son las mismas a las mostradas en las figuras 5.22 y 5.23 ya que corresponden al mismo pórtico original y al aplicar el análisis estático no lineal siempre se consideraron las propiedades

mecánicas reales del acero de refuerzo. Igualmente, los mecanismos de rotulación formados corresponden a los mostrados en las figuras 5.20 y 5.21.

V.9 Ajuste para cumplir con el procedimiento 1 en el pórtico 2 sin endurecimiento

Al igual que los anteriores ajustes fue necesario incrementar la resistencia a flexión de todas las columnas, aumentando la cantidad de acero longitudinal para que todos sus nodos cumplieran con el valor mínimo exigido en la norma. Esto debido a que todas las columnas, en por lo menos un sentido, tienen un nodo que incumple. Cabe destacar que en ningún caso fue requerido cambiar la sección transversal de las columnas.

Se debió incrementar la combinación de barras de acero para los tramos superiores de las tres columnas. Las nuevas combinaciones resultaron ser $8\phi 3/4''$, $16\phi 1''$ y $4\phi 1'' + 4\phi 7/8''$ para las columnas A2, B2 y C2; respectivamente. La figura 5.24 muestra la nueva disposición de acero para las columnas.

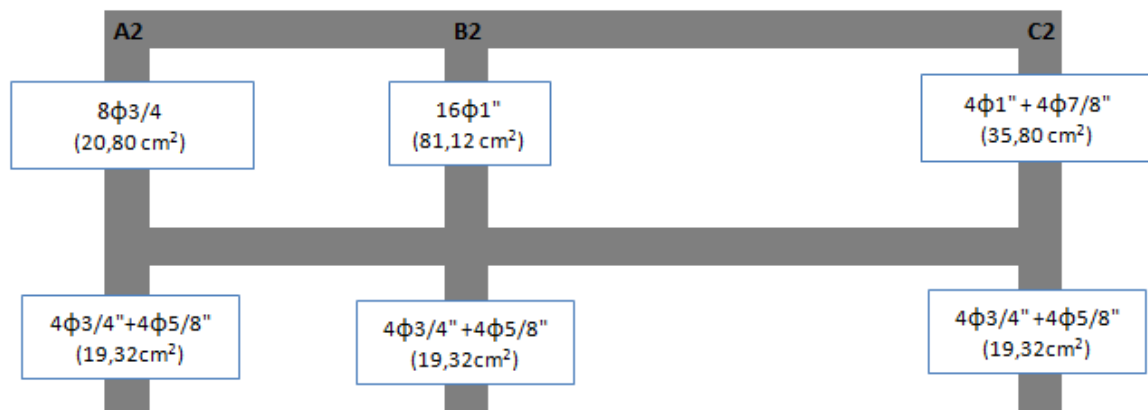


Figura 5.24 Ajuste de armado de columnas del pórtico 2 para cumplir el procedimiento 1 sin endurecimiento

Fuente: Elaboración propia. (2014)

La tabla 5.13 resume los valores de relación de resistencia tras emplear el procedimiento 1 de la NVF 1753:2006 para el pórtico ajustado.

Tabla 5.13 Valores de relación de resistencia por nodos para el pórtico 2 sin endurecimiento

NIVEL	A2		B2		C2	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,30	1,30	1,93	1,37	1,31	2,00
1	2,26	2,26	1,88	1,38	1,45	2,64

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Como puede observarse, la nueva disposición de acero consigue que todos los nodos cumplan con el valor mínimo exigido por la norma, para ambas direcciones.

Se procedió entonces a la aplicación del pushover para verificar si el cumplimiento de los procedimientos se genera mecanismos de rotulación ideales. Las figuras 5.25 y 5.26 muestran los resultados de la formación de rótulas plásticas en los elementos del pórtico 2 ajustado para el procedimiento 1 sin endurecimiento, en ambos sentidos del sismo, para el pushover 1 y 2. En este caso se formó un mecanismo ideal únicamente en la aplicación del pushover 1 cuando el sismo se impone a la derecha, en los demás casos se formaron mecanismos mixtos y mecanismos de pisos por lo que se hizo necesario realizar un reajuste final.

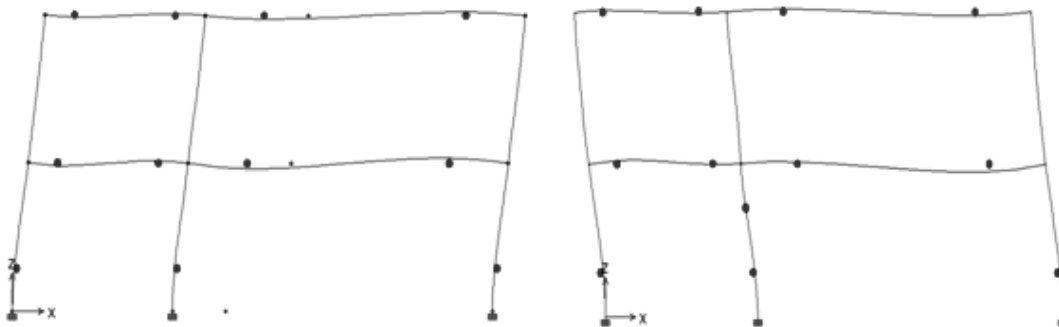


Figura 5.25 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1, en ambos sentidos

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

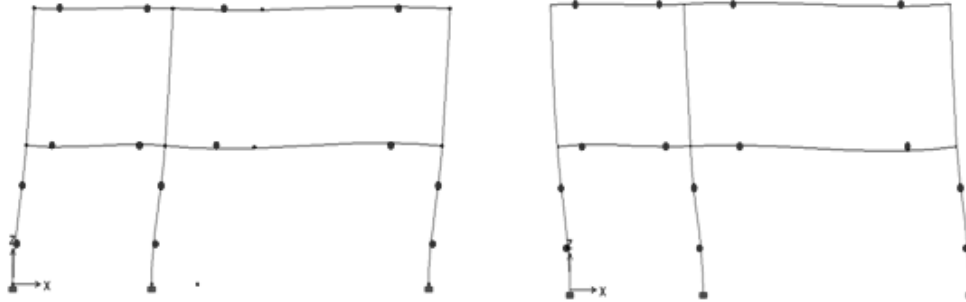


Figura 5.26 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2, en ambos sentidos

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

Por su parte, las curvas relacionadas a los pushover, figuras 5.27 y 5.28 mostraron un comportamiento acorde a los mecanismos de rotulación. Para el caso del sismo a la derecha la curva del pushover 1 registra una alta capacidad de deformación al incursionar en el rango inelástico, mientras que en el pushover 2 se observa una pérdida de resistencia temprana, debido a la formación de un mecanismo mixto. En el pushover 1 se registró un coeficiente de ductilidad de 7,93, mientras que el pushover 2 el valor registrado fue de 3,65.

Por otro lado, cuando el sismo actúa a la izquierda, la formación de mecanismos de pisos provoca una fuerte pérdida de resistencia, los valores de ductilidad resultaron 5,47 y 4,23 para el pushover 1 y 2; respectivamente.

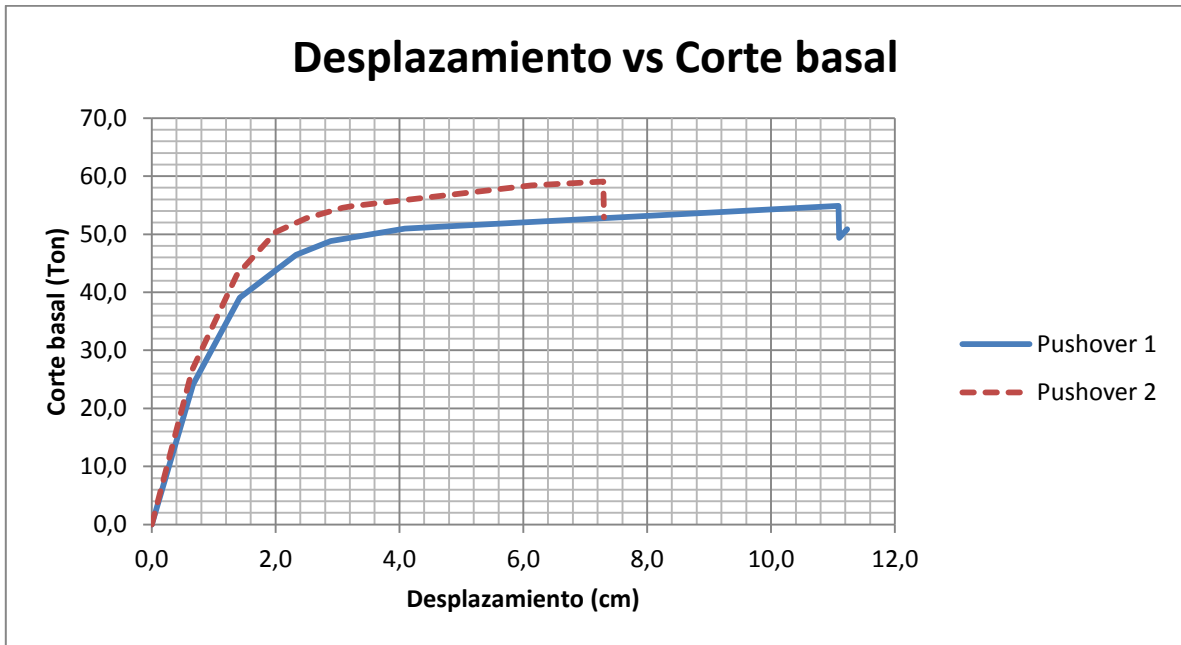


Figura 5.27 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, sin endurecimiento

Fuente: Elaboración propia. (2014)

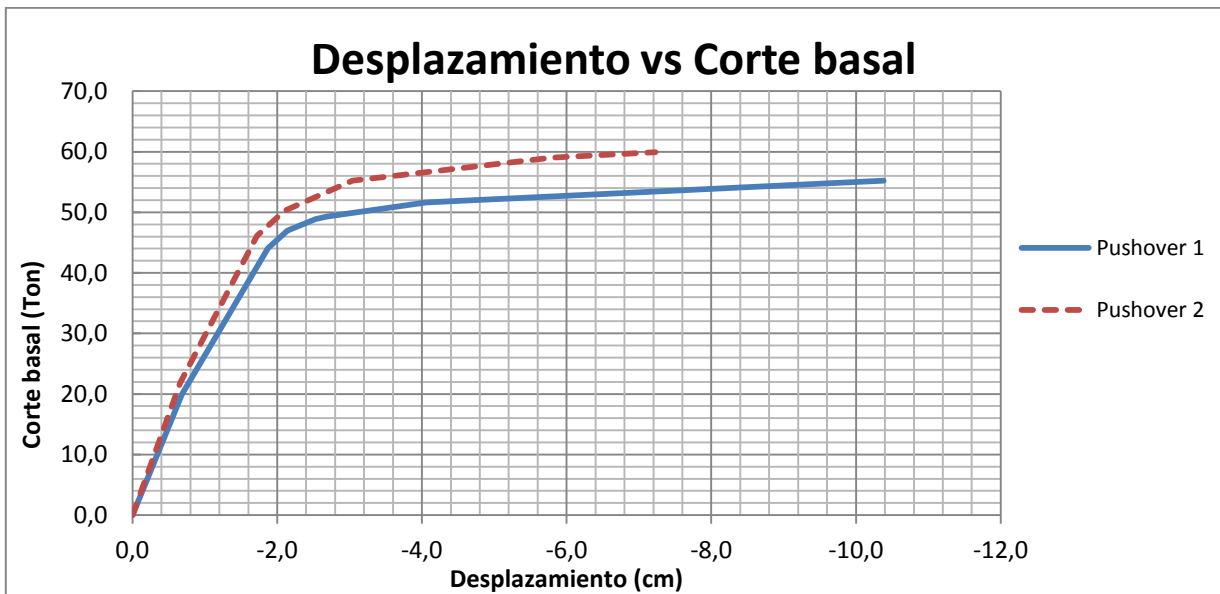


Figura 5.28 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, sin endurecimiento

Fuente: Elaboración propia. (2014)

V.10 Ajuste para cumplir con el procedimiento 2 en el pórtico 2 sin endurecimiento

Análogamente a lo que se hizo para cumplir con el procedimiento 1, para el procedimiento 2 también fue menester aumentar la cantidad de acero longitudinal en las columnas sin cambiar su sección transversal. El resultado se muestra en la figura 5.29.

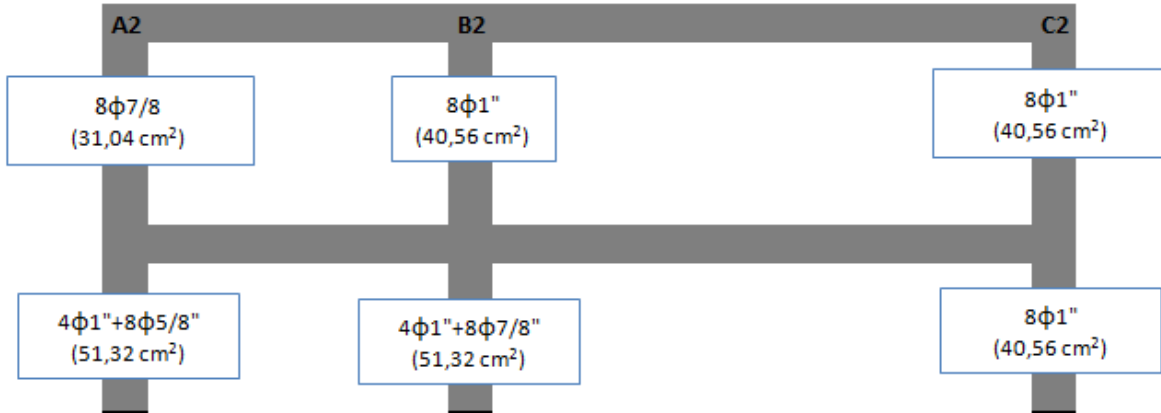


Figura 5.29 Ajuste de armado de columnas del pórtico 2, para cumplir el procedimiento 2 sin endurecimiento

Fuente: Elaboración propia. (2014)

El ajuste aportó los valores de relación de resistencia que se muestran en la tabla 5.14.

Tabla 5.14 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 2 sin endurecimiento

NIVEL	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,37	1,29
1	1,32	1,21

Fuente: Elaboración propia. (2014)

En la aplicación del pushover se observó que las condiciones más críticas se dan cuando el sismo actúa hacia la izquierda generando mecanismos de rotulación mixtos, mientras que al actuar hacia la derecha, los mecanismos de rotulación fueron los ideales. Las figuras 5.30 y 5.31 ilustran lo descrito.

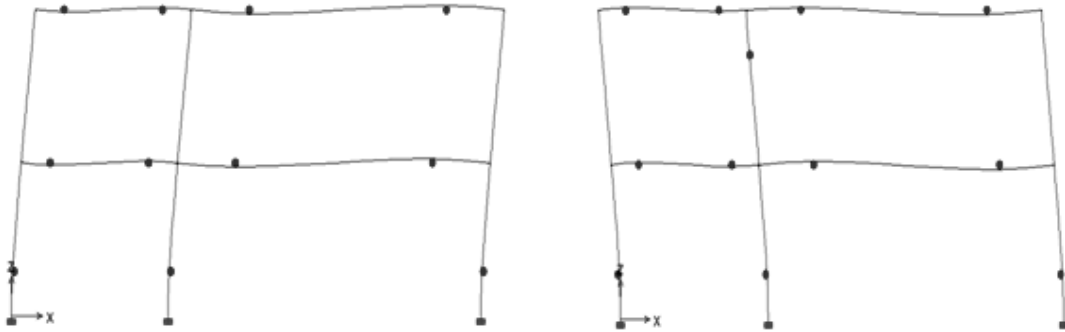


Figura 5.30 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 2, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1, en ambos sentidos

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

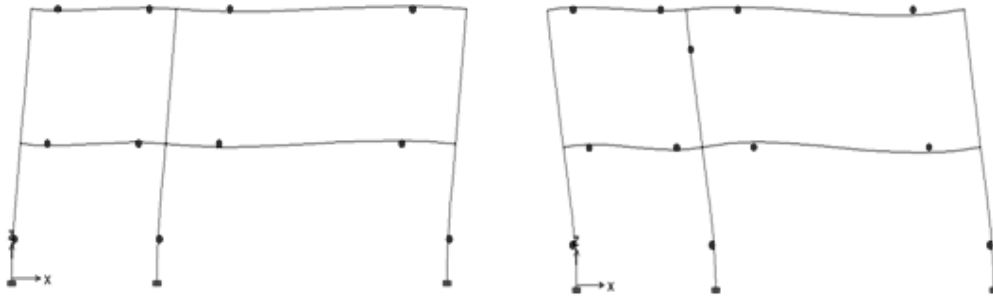


Figura 5.31 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 2, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2, en ambos sentidos

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

Las curvas de Desplazamiento vs Corte basal mostradas en las figuras 5.32 y 5.33, reflejan que la trayectoria se desarrolla en un barrido completo hasta llegar a perder por completo su capacidad resistente para ambos casos de ajustes a los procedimientos.

Por último se tiene 4,38 como valor de coeficiente de ductilidad para el pushover 1; 3,1 para el pushover 2 en el caso del sismo a la derecha y 5,35 y 4,62 para el pushover 1 y 2, respectivamente, en el caso de sismo a la izquierda.

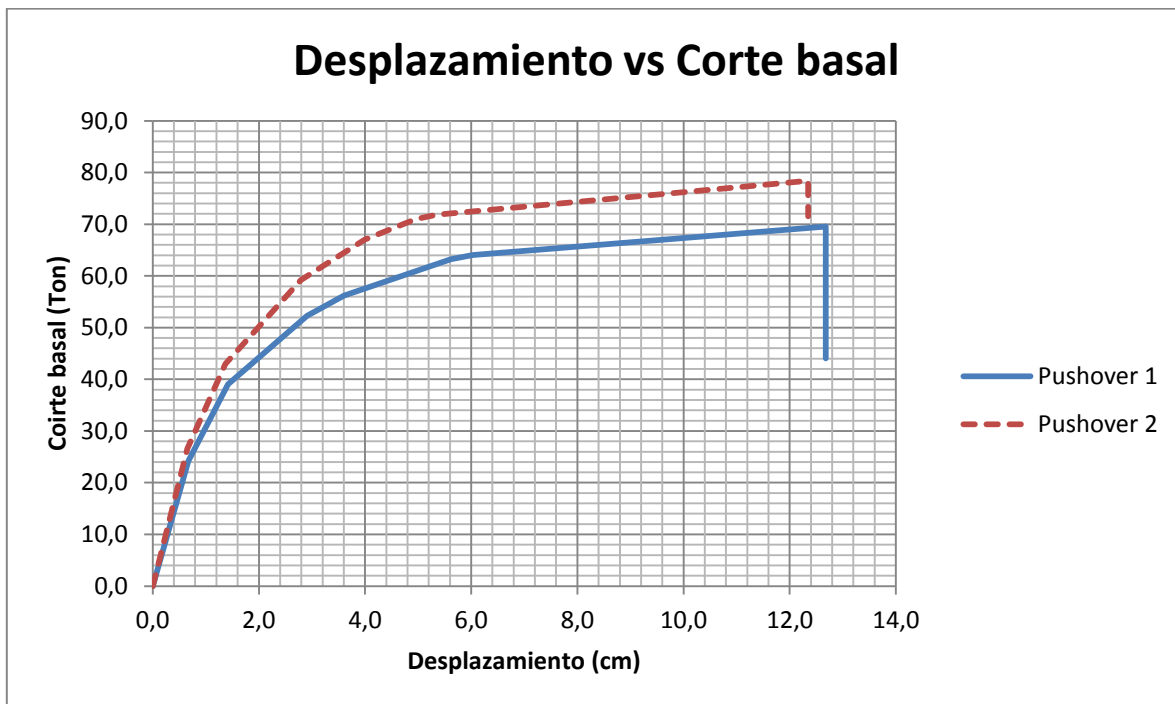


Figura 5.32 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 2, sin endurecimiento, tras aplicación positiva del sismo

Fuente: Elaboración propia. (2014)

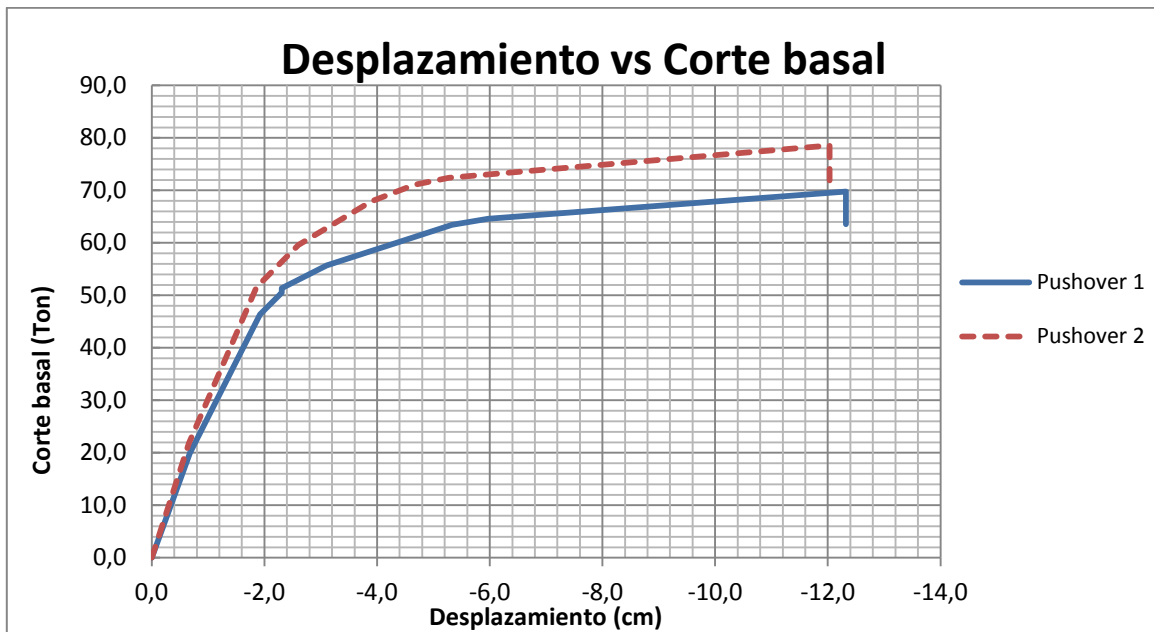


Figura 5.33 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 2, sin endurecimiento, tras aplicación negativa del sismo

Fuente: Elaboración propia. (2014)

V.11 Ajuste para cumplir con el procedimiento 1 en el pórtico 2 con endurecimiento

La figura 5.34 y tabla 5.15 muestran los resultados de este ajuste.

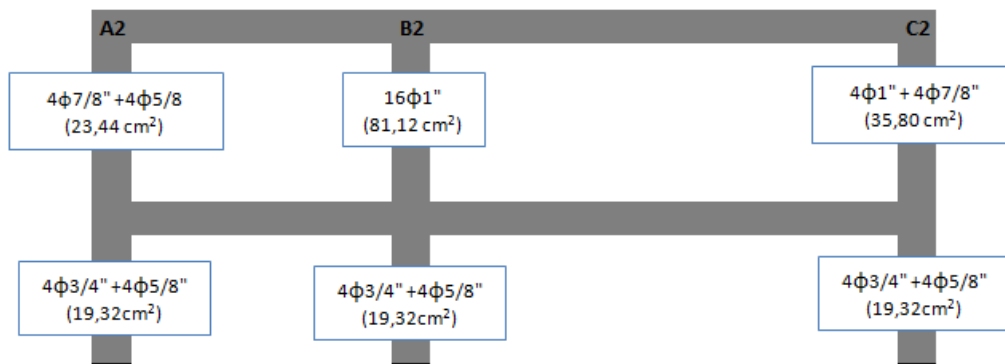


Figura 5.34 Ajuste de armado de columnas del pórtico 2 para cumplir el procedimiento 1 con endurecimiento.

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Tabla 5.15 Valores de relación de resistencia por nodos para el pórtico 2 con endurecimiento

NIVEL	A2		B2		C2	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,25	1,25	1,75	1,26	1,24	1,85
1	2,11	2,11	1,71	1,29	1,38	2,43

Fuente: Elaboración propia. (2014)

De nuevo se puede observar que, tras el ajuste, todos los valores de relación de resistencia se encuentran por encima del valor 1,20 exigido por la norma.

En la aplicación del análisis estático no lineal, se observó la formación de mecanismos mixtos y mecanismos de pisos como se muestran en las figuras 5.35 y 5.36 por lo que se hizo necesario realizar un reajuste final en el acero de las columnas.

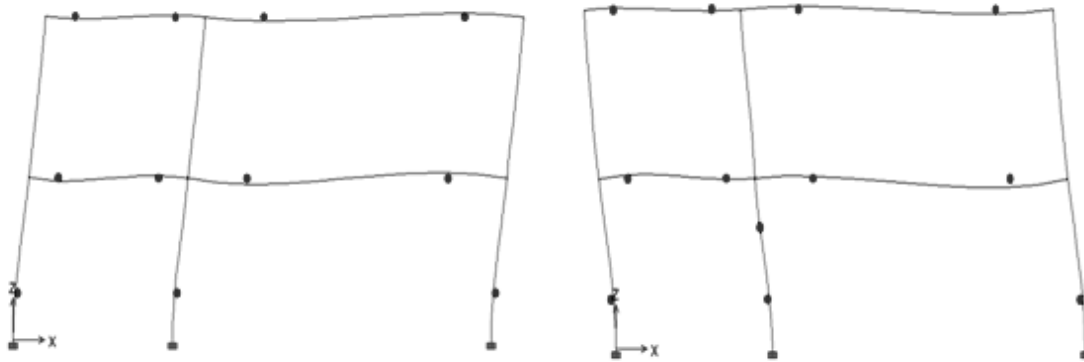


Figura 5.35 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1, en ambos sentidos

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

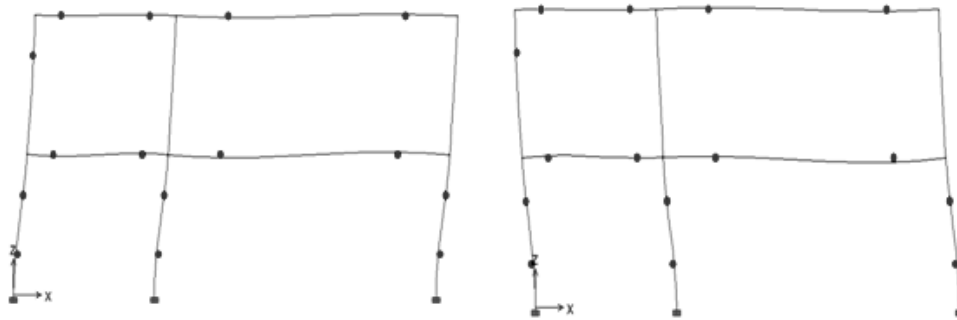


Figura 5.36 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2, en ambos sentidos

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

En las curvas del pushover para este caso, figuras 5.37 y 5.38 se observa la condición más crítica cuando el sismo actúa a la izquierda, los factores de ductilidad asociados a cada curva resultaron, 4,83 y 3,7 para pushover 1 y 2 con sismo positivo y 5,47 y 4,23 para pushover 1 y 2 con sismo negativo.

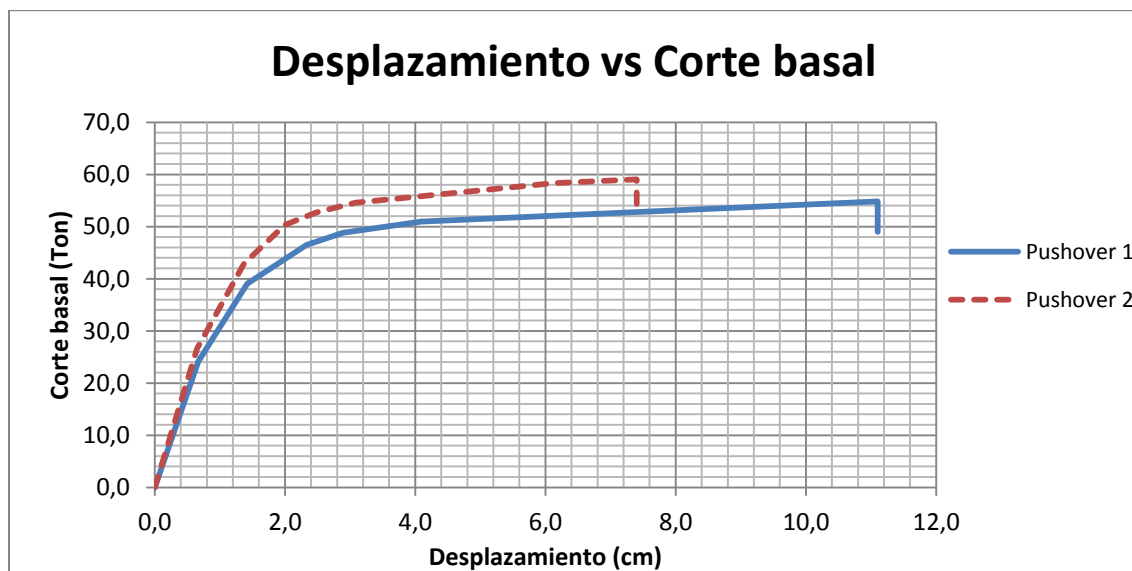


Figura 5.37 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento, tras aplicación positiva del sismo

Fuente: Elaboración propia. (2014)

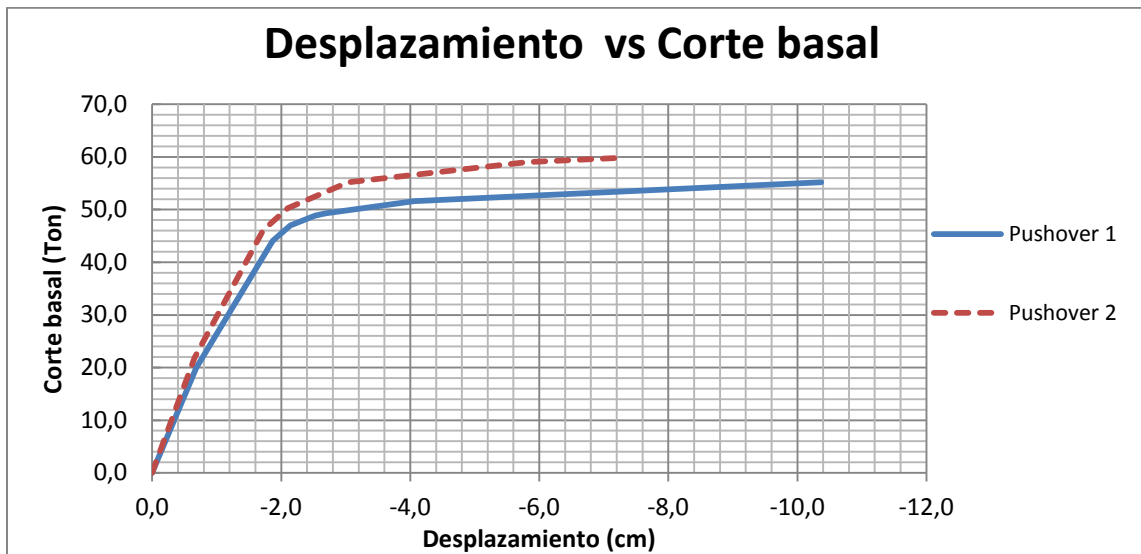


Figura 5.38 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento, tras aplicación negativa del sismo

Fuente: Elaboración propia. (2014)

V.12 Ajuste para cumplir con el procedimiento 2 en el pórtico 2 con endurecimiento

Finalmente, en este ajuste para cumplir con el procedimiento 2 con endurecimiento, fueron solo algunas columnas las modificadas garantizando igualmente valores de relación de resistencia superiores al 1,20 como se muestran en la figura 5.39 y tabla 5.16.

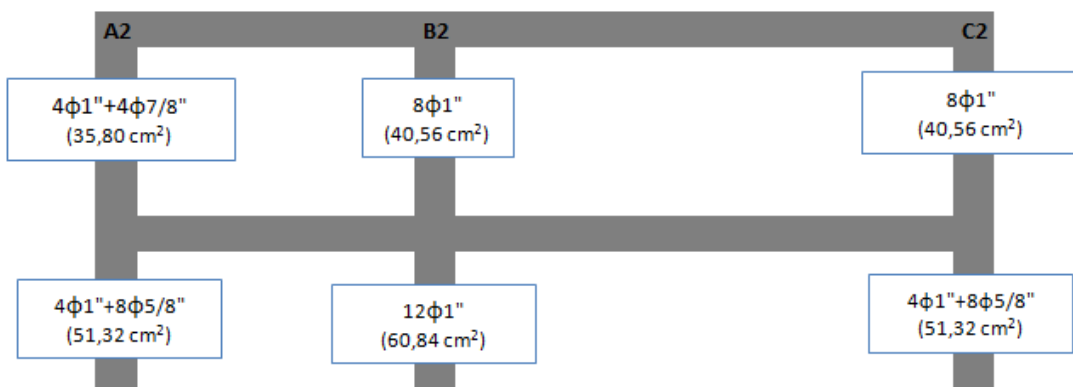


Figura 5.39 Ajuste de armado de columnas del pórtico 2 para cumplir el procedimiento 2 con endurecimiento

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Tabla 5.16 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 2 con endurecimiento

NIVEL	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,33	1,25
1	1,33	1,22

Fuente: Elaboración propia. (2014)

La aplicación del análisis estático no lineal o *pushover* reflejó el desarrollo de mecanismos mixtos cuando el sismo es negativo, caso contrario cuando el sismo es positivo donde se formaron mecanismos ideales.

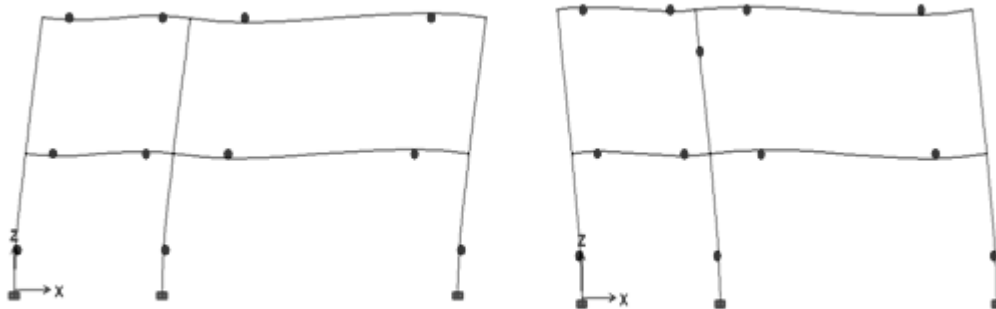


Figura 5.40 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 1, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1, en ambos sentidos

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

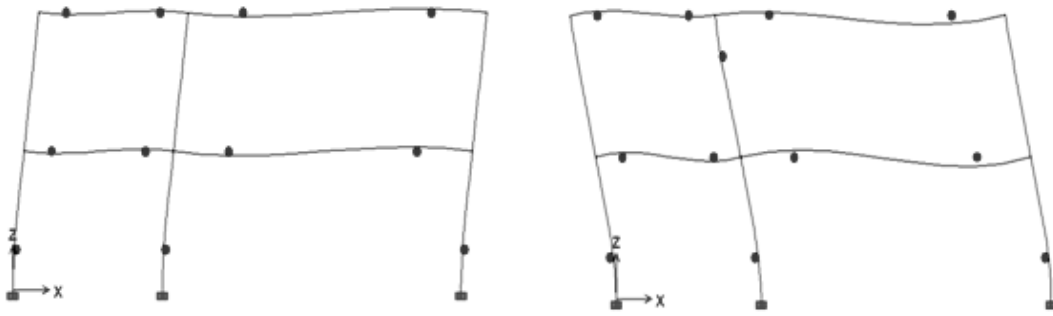


Figura 5.41 Resultado del pórtico 2, ajustado para procedimiento 2, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2, en ambos sentidos

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

El análisis de las curvas es análogo al caso del ajuste para cumplir con el procedimiento 2 en el pórtico 2 sin endurecimiento, en lo referente al desarrollo de la curva. El coeficiente de ductilidad asociados a cada curva resultaron, 5,0 y 4,46 para pushover 1 y 2 con sismo positivo y 5,39 y 4,65 para pushover 1 y 2 con sismo negativo.

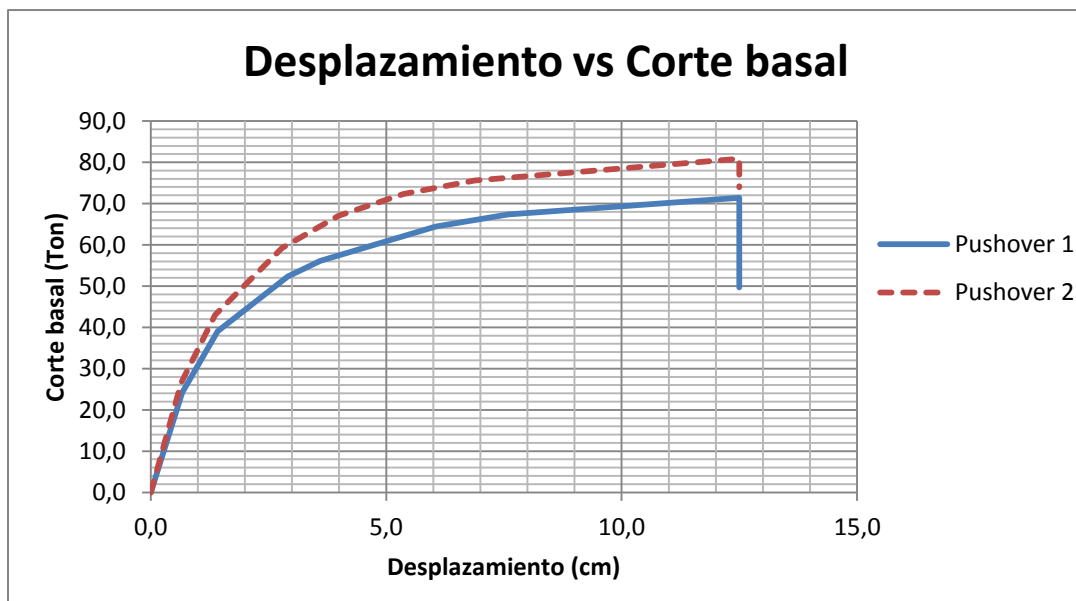


Figura 5.42 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 2, con endurecimiento, tras aplicación positiva del sismo

Fuente: Elaboración propia. (2014)

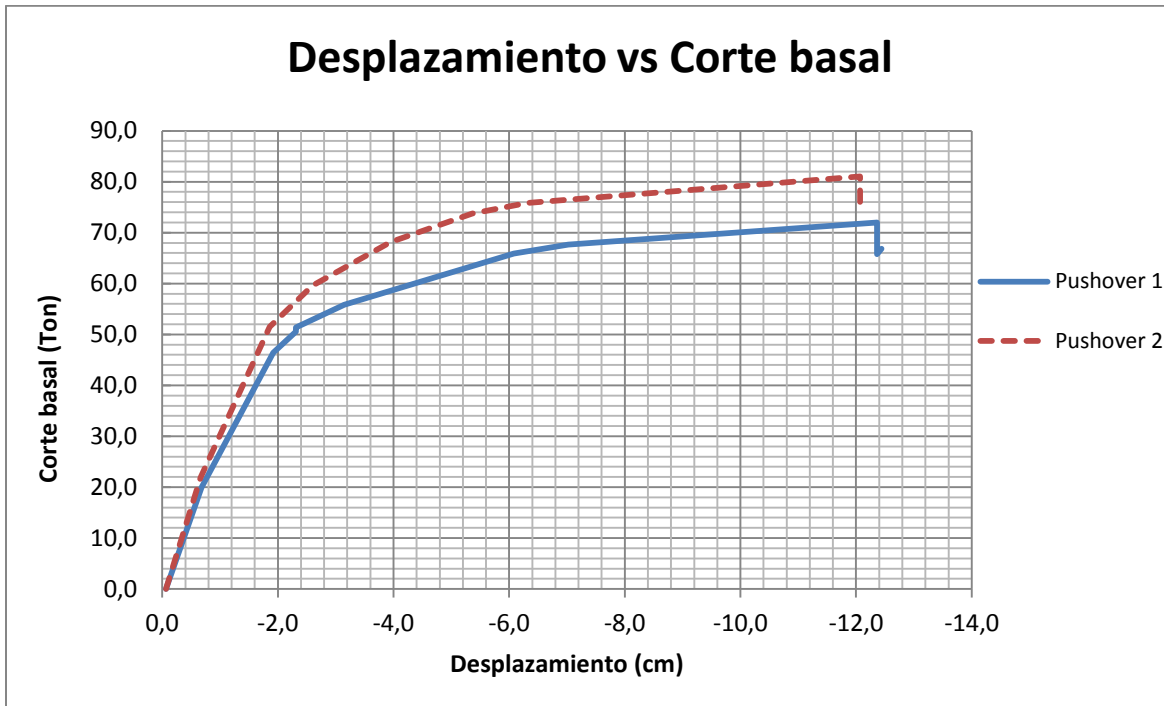


Figura 5.43 Curvas de capacidad del pórtico 2, ajustado para procedimiento 2, con endurecimiento, tras aplicación negativa del sismo

Fuente: Elaboración propia. (2014)

V.13 Ajuste para cumplir el procedimiento 1 en el pórtico 1 sin endurecimiento con las columnas uniformemente armadas

En aras de cumplir con el procedimiento 1, y al mismo con un armado de mayor factibilidad constructiva, se propuso una distribución de acero uniforme para cada columna. A las columnas externas se les asignó una combinación de $8\phi 3/4$, mientras que a la central una combinación de $4\phi 1" + 8\phi 7/8"$. La tabla 5.17 a su vez, muestra que todos los nodos cumplen con el valor mínimo de relación de resistencia que señala la NVF 1753:2006.

Tabla 5.17 Valores de relación de resistencia por nodos para el pórtico 1 sin endurecimiento con armado uniforme de columnas

NIVEL	A2		B2		C2	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,75	1,33	1,22	1,22	1,33	1,75
1	2,20	1,71	1,58	1,58	1,71	2,20

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Las figuras 5.44 y 5.45 muestran la formación del mecanismo ideal tras la aplicación de los Pushover.

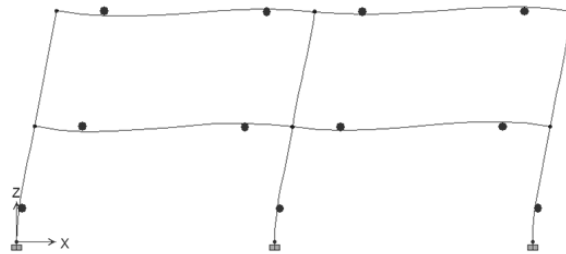


Figura 5.44 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

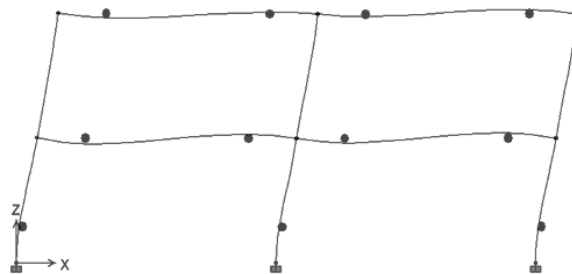


Figura 5.45 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

A continuación, en la figura 5.46 puede verse el comportamiento de la capacidad contra las deformaciones del pórtico. Al igual que todos los casos anteriores, es el Pushover 2 quien domina los valores más altos de corte basal. El factor de ductilidad resultó ser de 4,03 para el Pushover 1, y 3,35 para el Pushover 2.

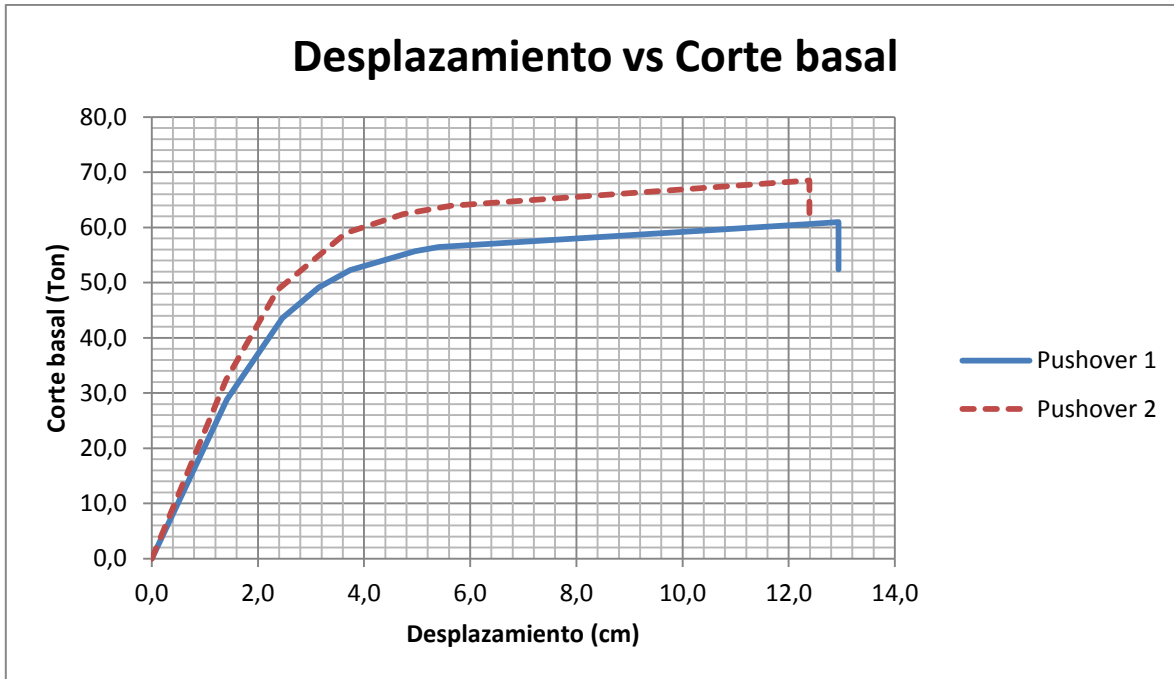


Figura 5.46 Curvas de capacidad del pórtico 1 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento

Fuente: Elaboración propia. (2014)

V.14 Ajuste para cumplir el procedimiento 2 en el pórtico 1 sin endurecimiento con las columnas uniformemente armadas

El armado uniforme de columnas para cumplir con el procedimiento 2, considerando un comportamiento EPP del acero, se resume en la figura de la siguiente forma: $8\phi 1"$ para las columnas A y C, y $12\phi 1"$ para la columna B.

Asimismo, la tabla 5.18 refleja que ambos niveles arrojan un valor de relación de resistencia superior al valor 1,20 de la norma.

Tabla 5.18 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 1 sin endurecimiento con armado uniforme de columnas

NIVEL	SH (+) =S(-)
TECHO	1,89
1	1,22

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Las figuras 5.47 y 5.48 confirman la formación del mecanismo ideal para este caso y bajo ambos patrones de carga.

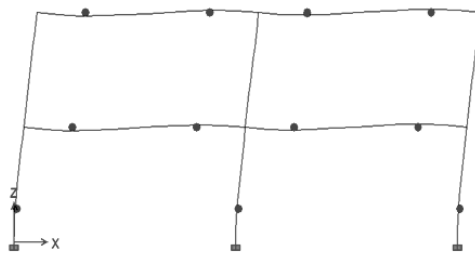


Figura 5.47 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

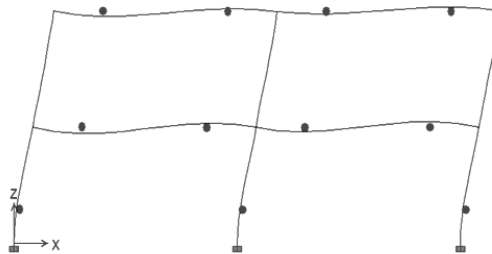


Figura 5.48 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

A continuación la figura 5.49 muestra las curvas de capacidad para este caso.

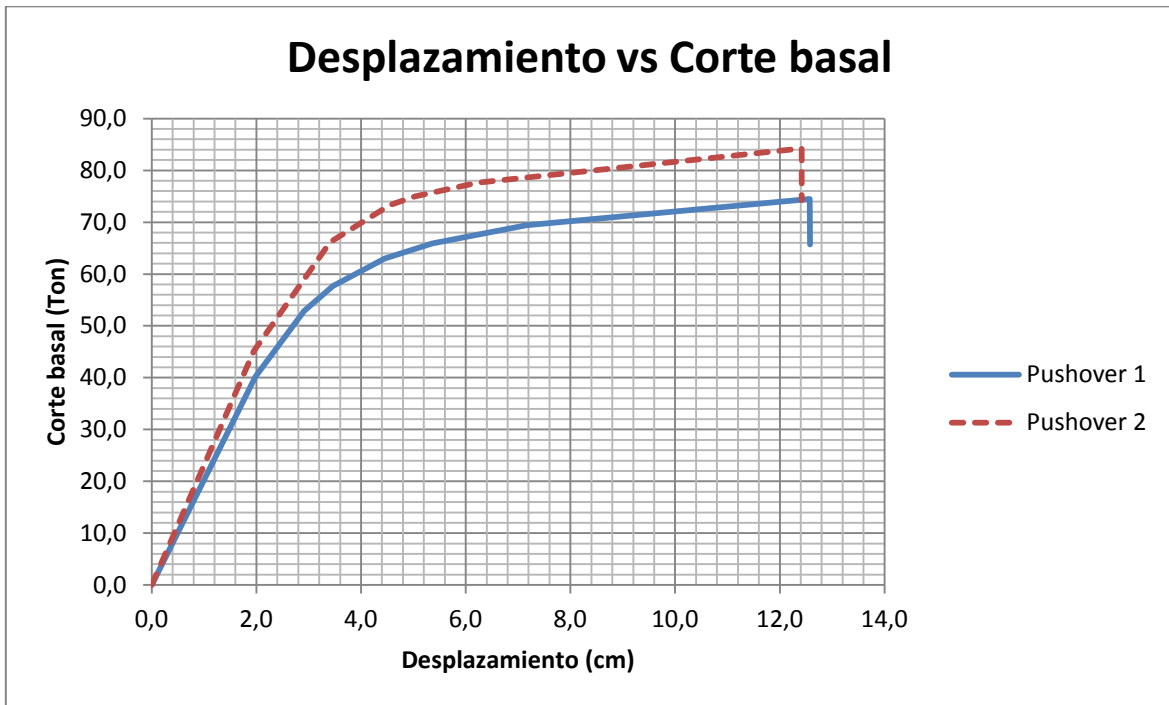


Figura 5.49 Curvas de capacidad del pórtico 1 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento

Fuente: Elaboración propia. (2014)

El factor de ductilidad para el Pushover 1 fue de 3,54, y para el Pushover 2 fue de 2,70.

V.15 Ajuste para cumplir el procedimiento 1 en el pórtico 1 con endurecimiento con las columnas uniformemente armadas

Para este caso la combinación de barras de acero elegida para las columnas externas fue de $8\phi 3/4"$, y de $12\phi 1"$ para la central. La tabla 5.19 muestra que se cumple con lo exigido en la norma para la resistencia mínima a flexión en columnas.

Tabla 5.19 Valores de relación de resistencia por nodos para el pórtico 1 con endurecimiento con armado uniforme de columnas

NIVEL	A2		B2		C2	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,65	1,26	1,30	1,30	1,26	1,65
1	2,02	1,59	1,65	1,65	1,59	2,02

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Las figuras 5.50 y 5.51 muestran la formación del mecanismo ideal.

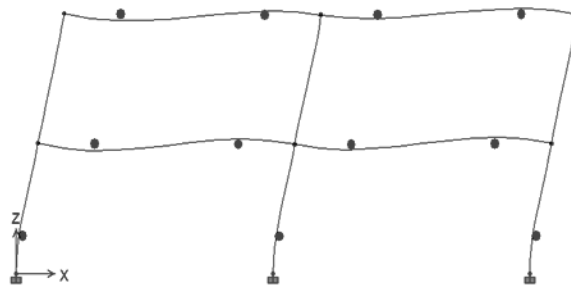


Figura 5.50 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

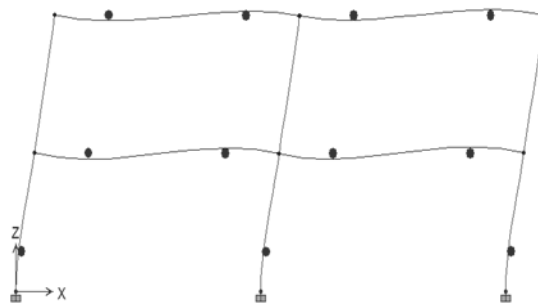


Figura 5.51 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

En la figura 5.52 puede observarse la curva Desplazamiento vs Corte basal. En este caso los factores de ductilidad están en el orden de 3,71 y 3,62 para el Pushover 1 y Pushover 2, respectivamente.

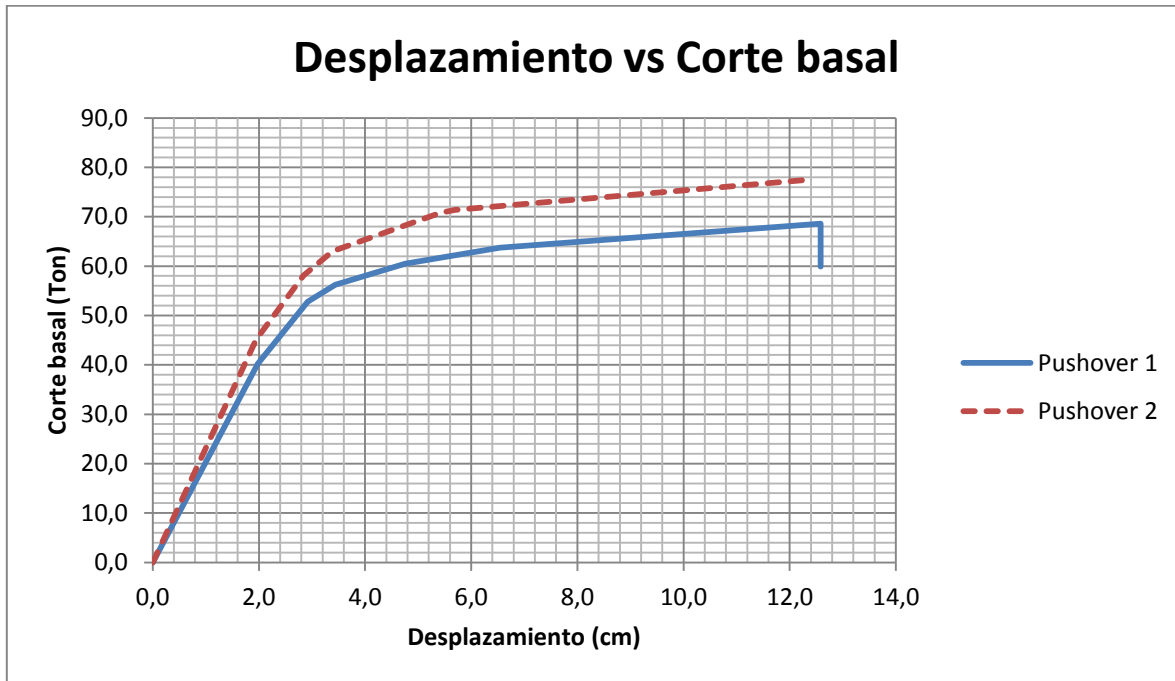


Figura 5.52 Curvas de capacidad del pórtico 1 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento

Fuente: Elaboración propia. (2014)

V.16 Ajuste para cumplir el procedimiento 2 en el pórtico 1 con endurecimiento con las columnas uniformemente armadas

A la columna central se le asignó una combinación de barras de acero de $12\phi 1"$ y a las externas una de $4\phi 1"+8\phi 7/8"$. Nuevamente, las figuras 5.53 y 5.54 muestran la formación del mecanismo ideal. La tabla 5.20 muestra los valores de α obtenidos.

Tabla 5.20 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 1 con endurecimiento con armado uniforme de columnas

NIVEL	SH (+) =S(-)
TECHO	1,96
1	1,24

Fuente: Elaboración propia. (2014)

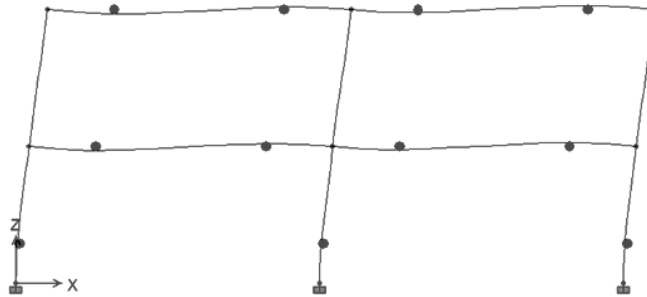


Figura 5.53 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1.

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

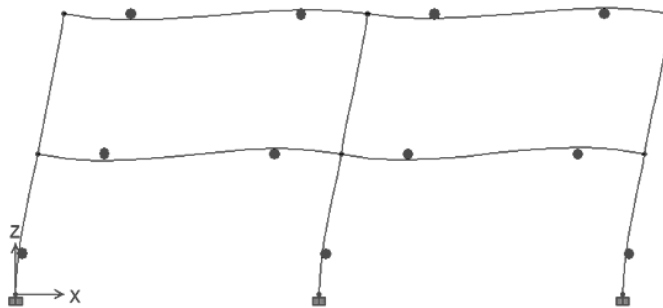


Figura 5.54 Resultado del pórtico 1 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

Los factores de ductilidad, para este caso, fueron de 3,54 y 2,48. La figura 5.55 muestra las curvas de capacidad.

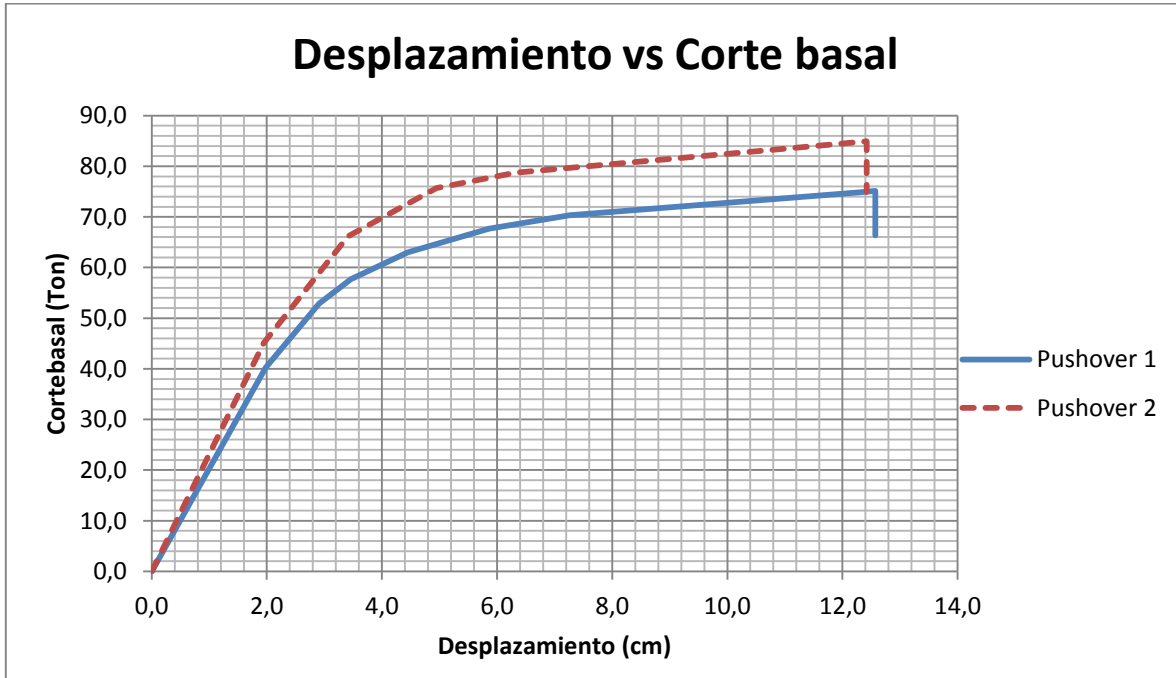


Figura 5.55 Curvas de capacidad del pórtico 1 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento

Fuente: Elaboración propia. (2014)

V.17 Comparación de los resultados obtenidos en el pórtico 1 con los diversos casos de armado uniforme de columnas y patrones de carga.

A diferencia de los casos donde se emplearon armados uniformes en todas las columnas, propiciando siempre el mecanismo ideal, los ajustes parciales para los diferentes casos (combinaciones entre EPP y BL con procedimiento 1 y procedimiento 2) no garantizaron la formación de dicho mecanismo. Tampoco se llegaron a formar mecanismos de piso, pero en algunos casos sí mixtos o de colapso parcial. La tabla 5.21 resume los mecanismos formados para cada caso de ajuste parcial.

Tabla 5.21 Mecanismos de rotulación formados en el pórtico 1 ajustado para asegurar cumplimiento de los procedimientos 1 y 2.

Pórtico 1 ajustado	EPP	Procedimiento 1	S(+)=S(-)	Pushover 1	Mecanismo ideal
				Pushover 2	Mecanismo ideal
		Procedimiento 2	S(+)=S(-)	Pushover 1	Mecanismo mixto o colapso parcial
				Pushover 2	Mecanismo mixto o colapso parcial
	BL	Procedimiento 1	S(+)=S(-)	Pushover 1	Mecanismo ideal
				Pushover 2	Mecanismo ideal
		Procedimiento 2	S(+)=S(-)	Pushover 1	Mecanismo mixto o colapso parcial
				Pushover 2	Mecanismo mixto o colapso parcial

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Se debe resaltar el hecho de que el ajuste parcial para cumplir con procedimiento 2, tanto para comportamiento EPP como para uno BL del acero de refuerzo, no propició la formación del mecanismo ideal para ninguno de los dos patrones de carga. No llegaron a formarse mecanismos de piso, pero sí mixtos y, por lo general, la columna central es la que se vio más afectada, plastificándose antes que las vigas en varias ocasiones. Los casos de ajuste parcial para cumplir con el procedimiento 1, en cambio, sí garantizaron la condición columna fuerte-viga débil para ambos casos de carga y ambos casos de comportamiento del acero.

Finalmente, el ajuste final de cada columna, donde se pretende un armado uniforme en toda su longitud para que sea más factible desde el punto de vista constructivo, arrojó en todos los casos valores mayores a lo indicado en el capítulo 18 de la NVF 1753:2006 (1,20) propiciando la formación del mecanismo ideal.

V.18 Aumento porcentual de la cantidad de acero en función de la cuantía geométrica para el pórtico 1

Como puede verse a lo largo de este trabajo, en primer lugar se ajustaron las cantidades de acero longitudinal de las columnas con el único fin de cumplir con los procedimientos de resistencia mínima a flexión. Luego, para garantizar el mecanismo ideal de rotulación de vigas y un diseño constructivo más hacedero, se hicieron los ajustes finales para cada caso. Las tablas 5.22 y 5.23 resumen el incremento porcentual de acero en función de la cuantía geométrica para cada ajuste con respecto al diseño original.

Tabla 5.22 Incremento porcentual en la cuantía geométrica para todos los casos de ajuste del pórtico 1 sin endurecimiento

		Original	Ajuste Proced. 1	% <i>Incremento</i>	Ajuste final Proced. 1	% <i>Incremento</i>	Ajuste Proced. 2	% <i>Incremento</i>	Ajuste final Proced. 2	% <i>Incremento</i>
A2	P1-Techo	0,012	0,014	16,7	0,014	40,0	0,017	41,7	0,025	150,0
	PB-P1	0,010	0,010	0,0	0,014		0,025	150,0	0,025	
B2	P1-Techo	0,012	0,032	166,7	0,032	166,7	0,019	58,3	0,038	216,7
	PB-P1	0,012	0,014	16,7	0,032		0,038	216,7	0,038	
C2	P1-Techo	0,012	0,014	16,7	0,014	40,0	0,017	41,7	0,025	150,0
	PB-P1	0,010	0,010	0,0	0,014		0,025	150,0	0,025	

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Puede observarse que los aumentos de cuantía geométrica son muy distintos para cada caso. Para cumplir con los procedimientos varían desde 16,7% hasta 220%; casi siempre con el mayor aumento en la columna central. Sin embargo, para garantizar la condición columna fuerte-viga débil (ajustes finales) a través del procedimiento 2, las columnas externas también requieren un aumento más significativo: 150% para el caso EPP y 220% para el BL.

Tabla 5.23 Incremento porcentual en la cuantía geométrica para todos los casos de ajuste del pórtico 1 con endurecimiento

		Original	Ajuste Proced. 1	% <i>Incremento</i>	Ajuste final Proced. 1	% <i>Incremento</i>	Ajuste Proced. 2	% <i>Incremento</i>	Ajuste final Proced. 2	% <i>Incremento</i>
A2	P1-Techo	0,012	0,014	16,7	0,014	40,0	0,022	83,3	0,032	220,0
	PB-P1	0,010	0,010	0,0	0,014		0,032	220,0	0,032	
B2	P1-Techo	0,012	0,038	216,7	0,038	216,7	0,017	41,7	0,038	216,7
	PB-P1	0,012	0,025	108,3	0,038		0,038	216,7	0,038	
C2	P1-Techo	0,012	0,014	16,7	0,014	40,0	0,022	83,3	0,032	220,0
	PB-P1	0,010	0,010	0,0	0,014		0,032	220,0	0,032	

Fuente: Elaboración propia. (2014)

V.19 Ajuste para cumplir el procedimiento 1 en el pórtico 2 sin endurecimiento con las columnas uniformemente armadas

El ajuste final consistió en armar uniformemente las columnas con la combinación de barras de acero predominante en cada una de ellas; así, para este caso las combinaciones resultantes fueron, para la columna A2: 8 ϕ 3/4" (22,8 cm²), B2: 16 ϕ 1" (81,12 cm²) y C2: 4 ϕ 1" + 4 ϕ 7/8" (35,8 cm²).

Tabla 5.24 Valores de relación de resistencia por nodos para el pórtico 1 sin endurecimiento con armado uniforme de columnas

NIVEL	A2		B2		C2	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,3	1,3	1,93	1,37	1,31	2
1	2,42	2,42	2,77	2,03	1,8	3,29

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Las figuras 5.56 y 5.57 muestran la formación del mecanismo ideal tras la aplicación de los Pushover.

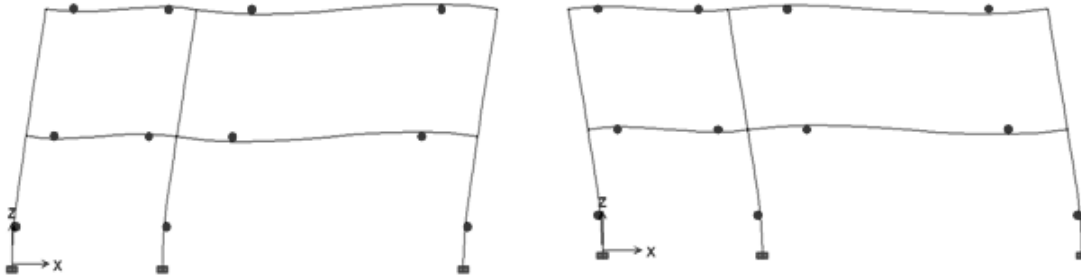


Figura 5.56 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1 en ambos sentidos del sismo.

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

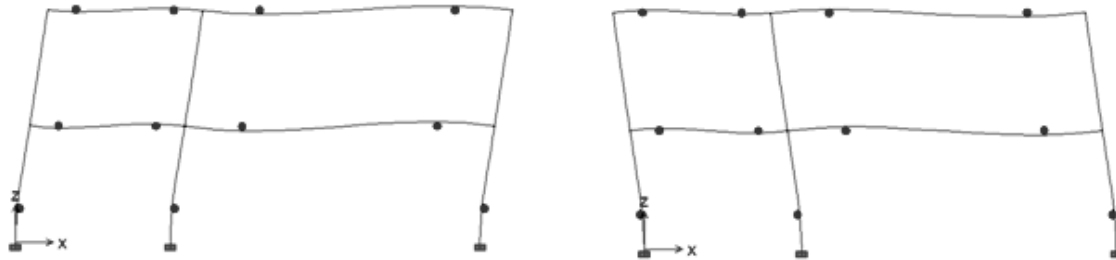


Figura 5.57 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2 en ambos sentidos del sismo.

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

A continuación, en las figuras 5.58 y 5.59, puede verse el comportamiento de la capacidad contra las deformaciones del pórtico. El factor de ductilidad resultó ser de 9,07 para el pushover 1, y 6,35 para el pushover 2, en el caso de sismo positivo y 6,53 para el pushover 1 y 6,05 para el pushover 2, en el sentido del sismo negativo.

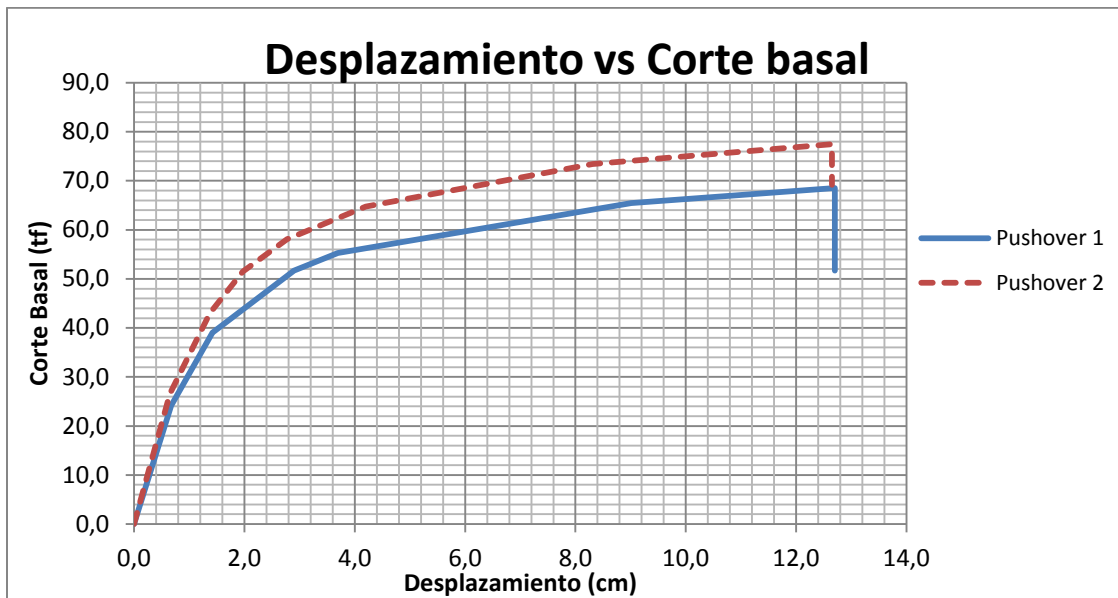


Figura 5.58 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento con sismo positivo.

Fuente: Elaboración propia. (2014)

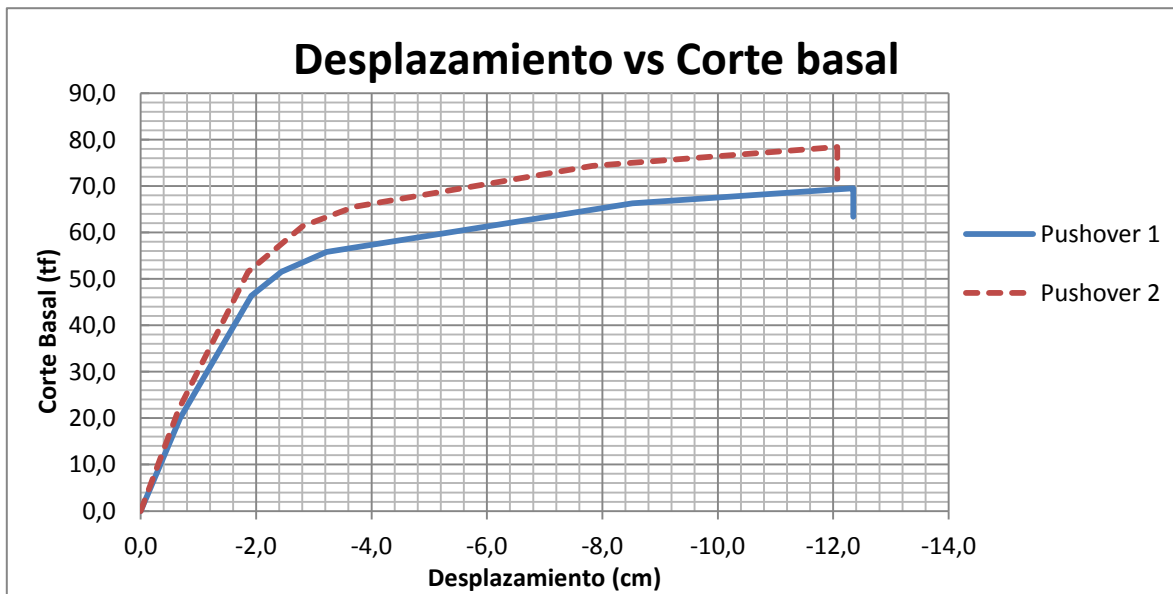


Figura 5.59 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento con sismo negativo.

Fuente: Elaboración propia. (2014)

V.20 Ajuste para cumplir el procedimiento 2 en el pórtico 2 sin endurecimiento con las columnas uniformemente armadas

Las combinaciones resultantes fueron, para la columna A2: $4 \phi 1'' + 8 \phi 7/8''$ ($51,32 \text{ cm}^2$), B2: $12 \phi 1''$ ($60,80 \text{ cm}^2$) y C2: $8 \phi 1''$ ($40,56 \text{ cm}^2$).

Tabla 5.25 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 1 sin endurecimiento con armado uniforme de columnas

NIVEL	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,75	1,64
1	1,38	1,27

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Las figuras 5.60 y 5.61 muestran la formación del mecanismo ideal tras la aplicación del pushover 1 y 2.

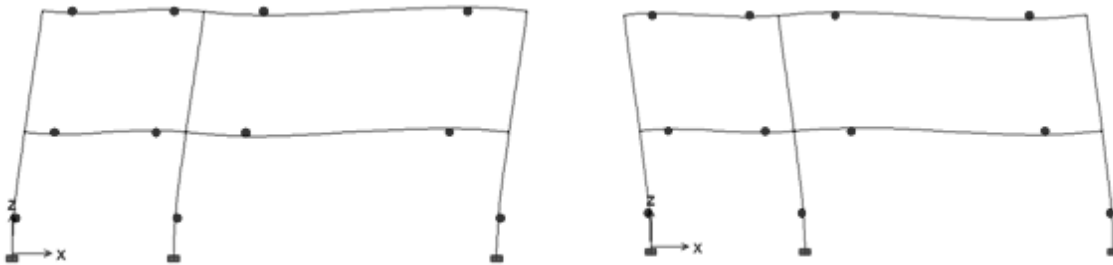


Figura 5.60 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1 en ambos sentidos del sismo.

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

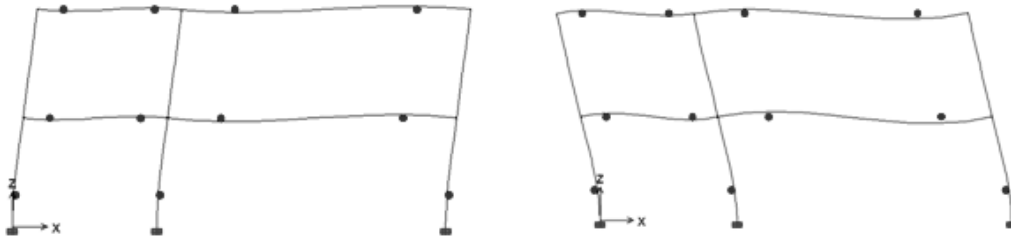


Figura 5.61 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2 en ambos sentidos del sismo.

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

A continuación, en las figuras 5.62 y 5.63, pueden verse el comportamiento de la capacidad contra las deformaciones del pórtico. El factor de ductilidad resultó ser de 8,93 para el pushover 1, y 4,46 para el pushover 2, en el caso de sismo positivo y 6,53 para el pushover 1 y 6,05 para el pushover 2, en el sentido del sismo negativo

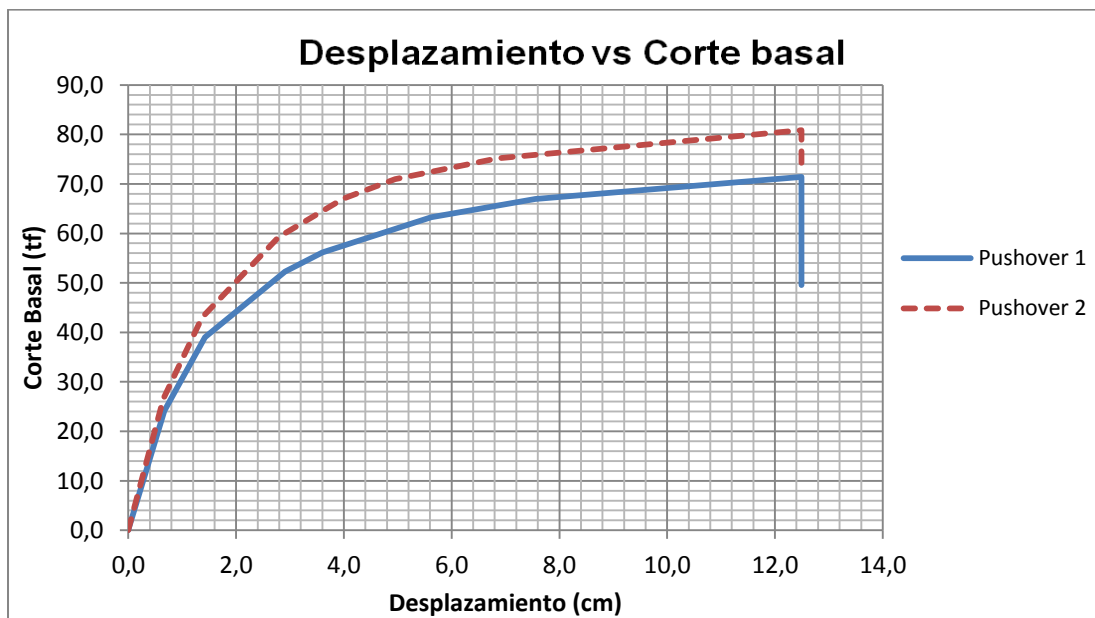


Figura 5.62 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento con sismo positivo.

Fuente: Elaboración propia. (2014)

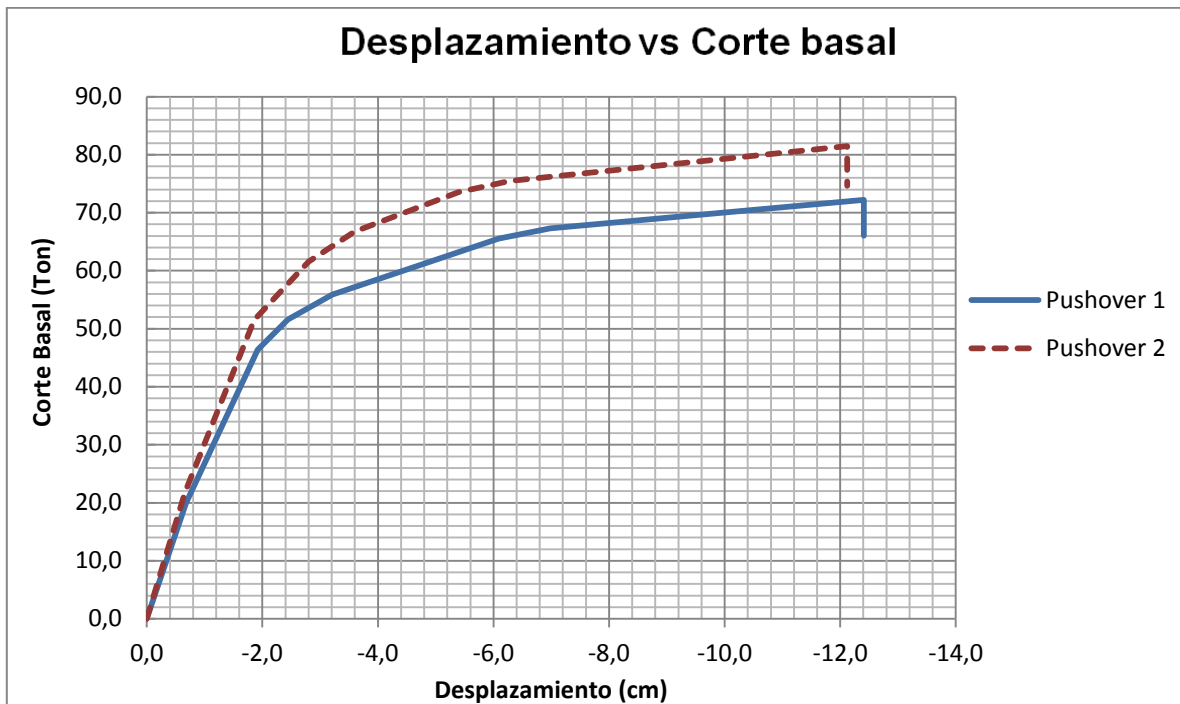


Figura 5.63 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, sin endurecimiento con sismo positivo.

Fuente: Elaboración propia. (2014)

V.21 Ajuste para cumplir el procedimiento 1 en el pórtico 2 con endurecimiento con las columnas uniformemente armadas

Las combinaciones resultantes fueron, para la columna A2: $4 \phi 7/8'' + 4 \phi 5/8''$ ($23,44 \text{ cm}^2$), B2: $16 \phi 1''$ ($81,12 \text{ cm}^2$) y C2: $4 \phi 1'' + 4 \phi 7/8''$ ($35,8 \text{ cm}^2$).

Tabla 5.26 Valores de relación de resistencia por nodos para el pórtico 1 con endurecimiento con armado uniforme de columnas

NIVEL	A2		B2		C2	
	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,25	1,25	1,75	1,26	1,24	1,85
1	2,28	2,28	2,51	1,89	1,70	3,00

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Las figuras 5.64 y 5.65 muestran la formación del mecanismo ideal tras la aplicación de los Pushover.

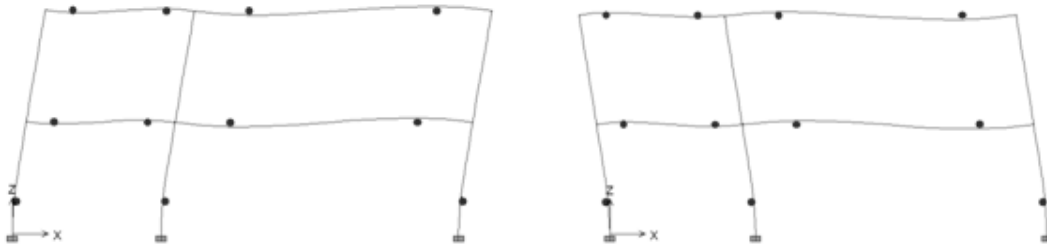


Figura 5.64 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1 en ambos sentidos del sismo.

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

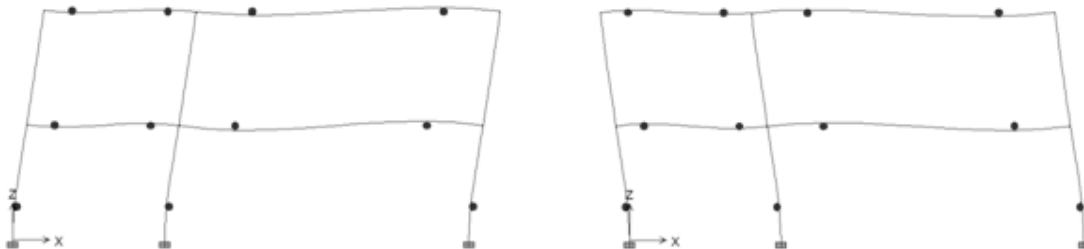


Figura 5.65 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2 en ambos sentidos del sismo.

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

A continuación, en las figuras 5.66 y 5.67 pueden verse el comportamiento de la capacidad contra las deformaciones del pórtico. El factor de ductilidad resultó ser de 8,79 para el pushover 1, y 8,21 para el pushover 2, en el caso de sismo positivo y 6,53 para el pushover 1 y 6,05 para el pushover 2, en el sentido del sismo negativo.

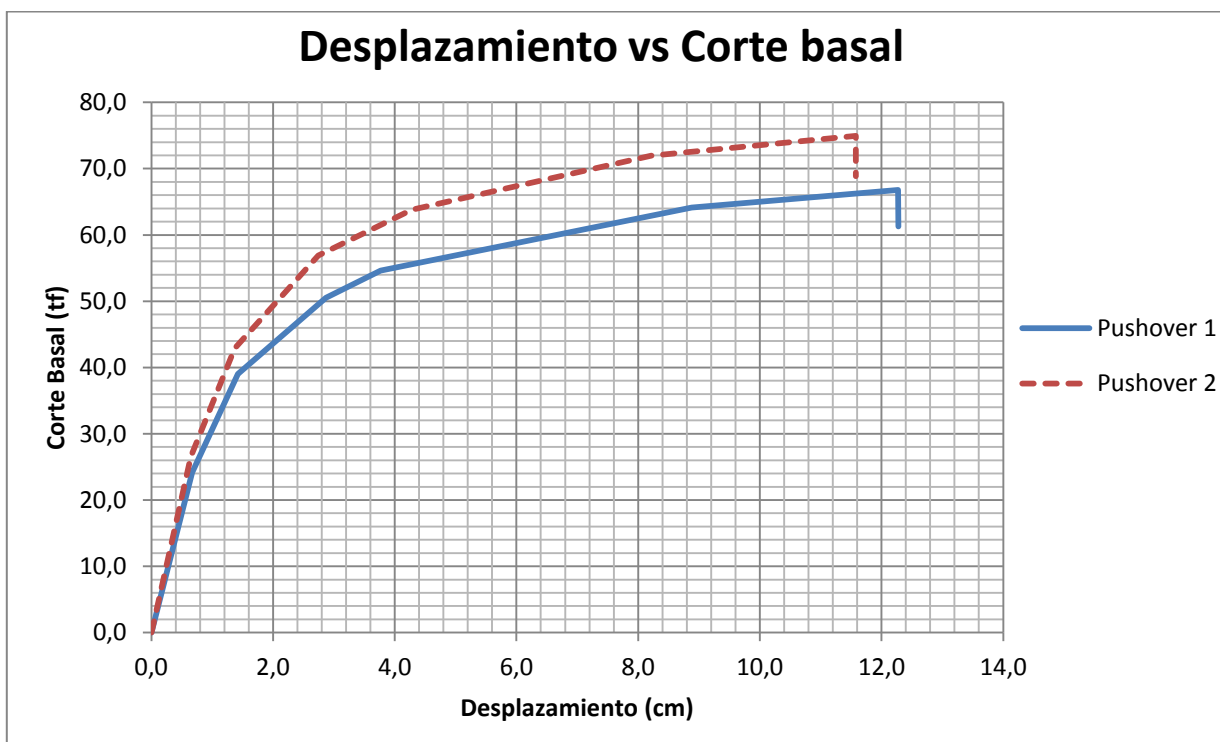


Figura 5.66 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, sismo positivo.

Fuente: Elaboración propia. (2014)

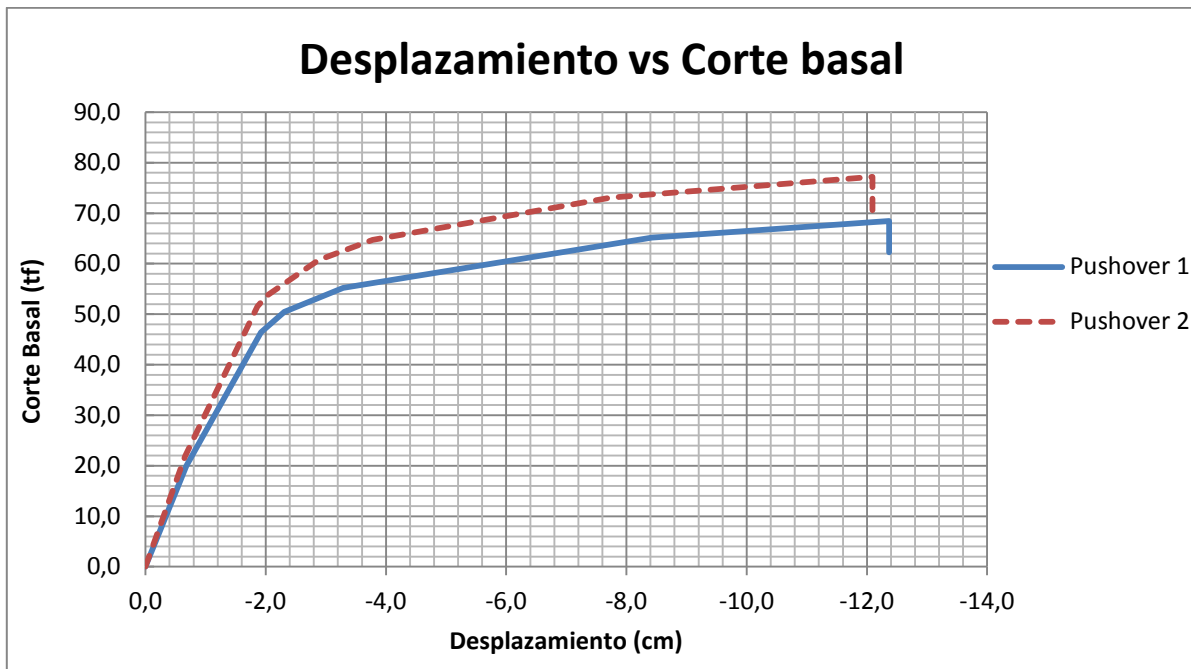


Figura 5.67 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 1, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, sismo negativo.

Fuente: Elaboración propia. (2014)

V.22 Ajuste para cumplir el procedimiento 2 en el pórtico 2 con endurecimiento con las columnas uniformemente armadas

Las combinaciones resultantes fueron, para la columna A2: $4 \phi 1'' + 8 \phi 7/8''$ ($51,32 \text{ cm}^2$), B2: $12 \phi 1''$ ($60,8 \text{ cm}^2$) y C2: $4 \phi 1'' + 8 \phi 7/8''$ ($51,32 \text{ cm}^2$).

Tabla 5.27 Valores de relación de resistencia por niveles para el pórtico 1 sin endurecimiento con armado uniforme de columnas

NIVEL	SH (+)	SH (-)
TECHO	1,70	1,60
1	1,33	1,22

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Las figuras 5.68 y 5.69 muestran la formación del mecanismo ideal tras la aplicación de los análisis estáticos no lineales.

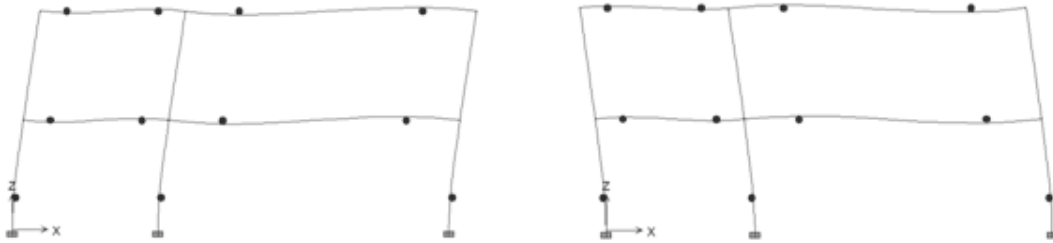


Figura 5.68 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 1 en ambos sentidos del sismo.

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

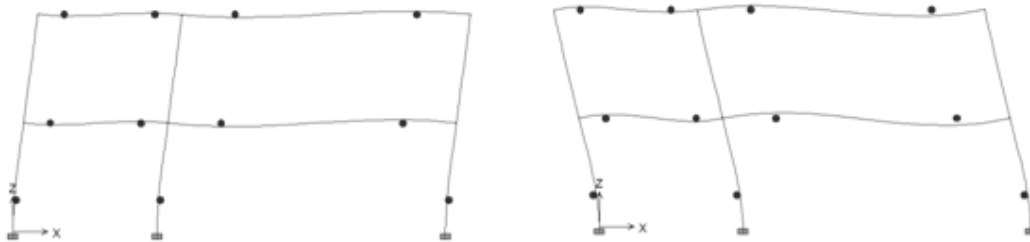


Figura 5.69 Resultado del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, tras la aplicación del Pushover 2 en ambos sentidos del sismo.

Fuente: ETABS v9.7.2. (2014)

A continuación, en las figuras 5.70 y 5.71 pueden verse el comportamiento de la capacidad contra las deformaciones del pórtico. El factor de ductilidad resultó ser de 8,93

para el Pushover 1, y 6,25 para el Pushover 2, en el caso de sismo positivo y 6,53 para el Pushover 1 y 6,05 para el Pushover 2, en el sentido del sismo negativo.

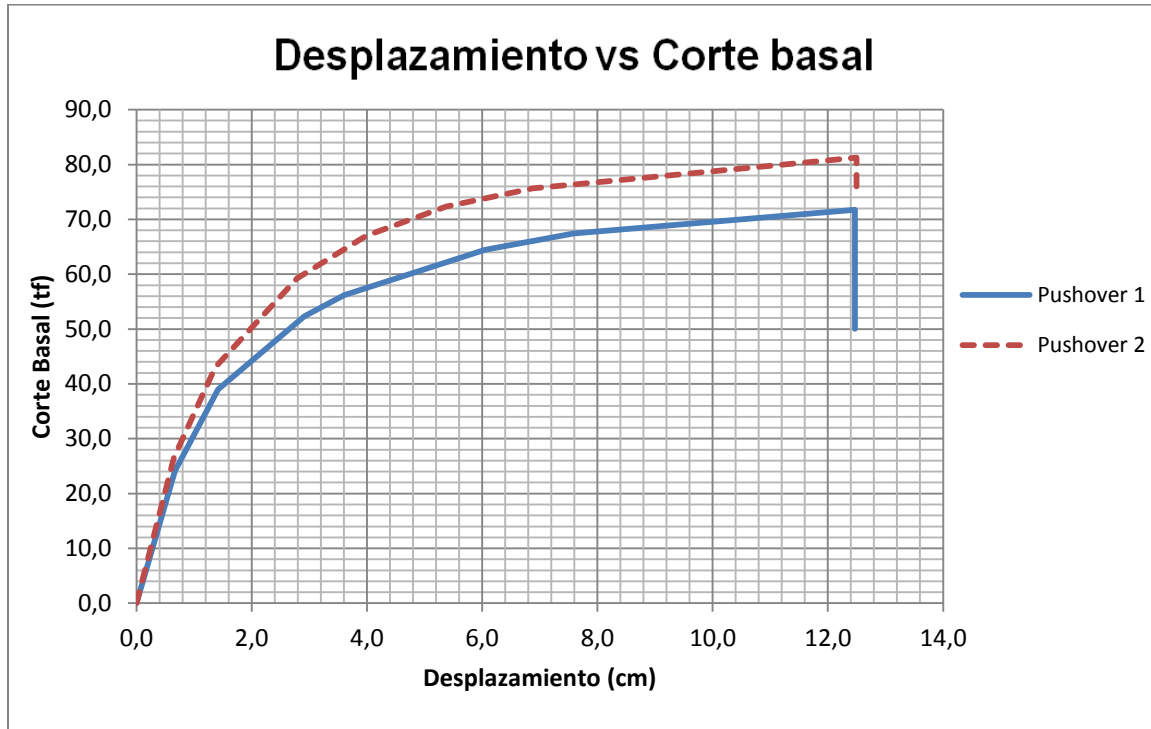


Figura 5.70 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, sismo positivo.

Fuente: Elaboración propia. (2014)

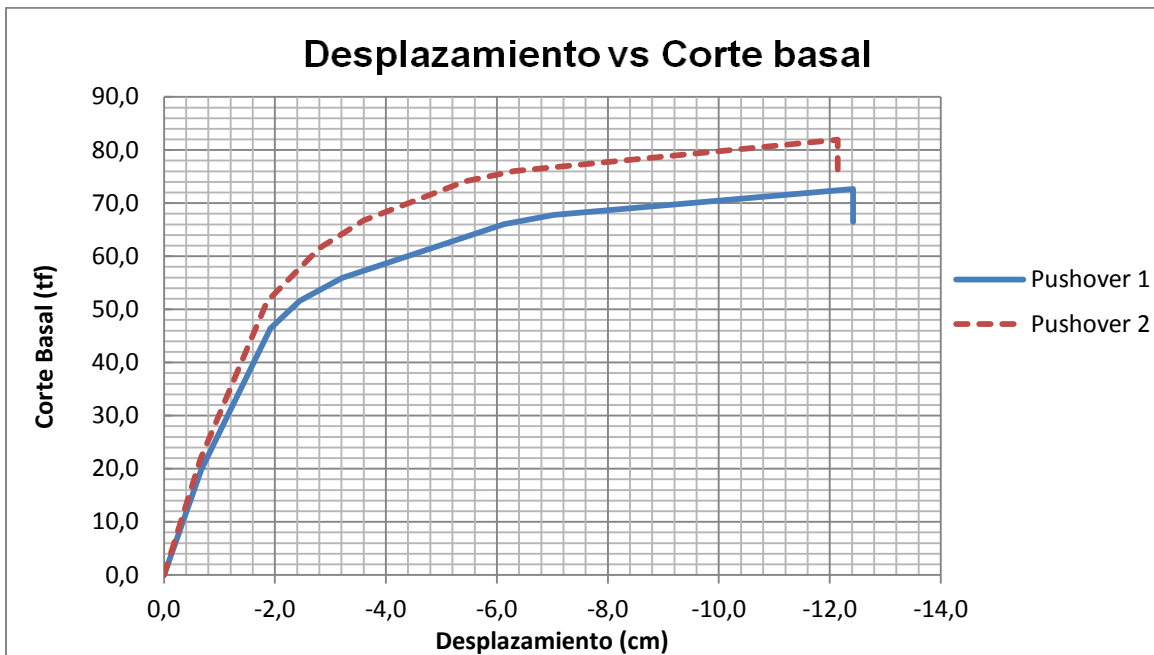


Figura 5.71 Curvas de capacidad del pórtico 2 ajustado para procedimiento 2, con armado uniforme de columnas, con endurecimiento, sismo negativo.

Fuente: Elaboración propia. (2014)

V.23 Comparación de los resultados obtenidos en el pórtico 2 con los diversos casos de armado uniforme de columnas y patrones de carga.

Al comparar los resultados de *pushover* en el pórtico 2 para condiciones de armado que satisfacían únicamente el cumplimiento de los procedimientos 1 y 2, se observó que se formaron diversos mecanismos de colapso parcial e inclusive de pisos para los diversos casos de análisis. La tabla 5.28 muestra los diferentes mecanismos formados para el pórtico 2, de acuerdo al comportamiento del acero de refuerzo, y estando armados de manera tal que satisfagan el cumplimiento de la aplicación de los procedimientos 1 y 2.

Tabla 5.28 Mecanismos de rotulación formados en el pórtico 2 ajustado para asegurar cumplimiento de los procedimientos 1 y 2.

Pórtico 2 ajustado	EPP	Procedimiento 1	S(+)	Pushover 1	Mecanismo ideal
				Pushover 2	Mecanismo de piso
			S(-)	Pushover 1	Mecanismo mixto o colapso parcial
				Pushover 2	Mecanismo de piso
		Procedimiento 2	S(+)	Pushover 1	Mecanismo ideal
				Pushover 2	Mecanismo ideal
	S(-)		Pushover 1	Mecanismo mixto o colapso parcial	
			Pushover 2	Mecanismo mixto o colapso parcial	
	BL	Procedimiento 1	S(+)	Pushover 1	Mecanismo ideal
				Pushover 2	Mecanismo de piso
			S(-)	Pushover 1	Mecanismo mixto o colapso parcial
				Pushover 2	Mecanismo de piso
Procedimiento 2		S(+)	Pushover 1	Mecanismo ideal	
			Pushover 2	Mecanismo ideal	
	S(-)	Pushover 1	Mecanismo mixto o colapso parcial		
		Pushover 2	Mecanismo mixto o colapso parcial		

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Resulta evidente no solo que hubo cierta diversidad de los mecanismos de rotulación formados en el pórtico 2 sino que, además, en aquellos casos donde se generaron mecanismos de piso por lo general implicaba la acción del sismo negativo, es decir actuando a la izquierda. Este último aspecto coincidió con el hecho de que en dicha dirección de análisis se tuvo los menores valores de relación de resistencia arrojados por los procedimientos 1 y 2. Otro aspecto relevante es que, para esta estructura, el patrón de cargas lateral verticalmente rectangular llamado Pushover 2, fue el que sometió a la estructura a una condición más crítica sin distinción de la dirección del sismo actuante.

Por otro lado, la mayoría de los mecanismos de rotulación mixtos se generaron principalmente en la columna central del pórtico, confiriéndole a esta una mayor fragilidad estructural.

El ajuste de este pórtico 2 consistió, como se ha mencionado anteriormente, en unificar el armado de las columnas a lo largo de toda la altura del pórtico. En otras palabras, colocar una combinación de barras, de forma simétrica y uniforme desde la planta baja del pórtico hasta el techo del mismo. Como el armado fue distinto para un ajuste previo (que buscaba únicamente el cumplimiento de los procedimientos 1 y 2) y para un tipo de columna de acuerdo al nivel, el criterio de uniformidad consistió en armar toda la columna con aquella combinación de barras que diera la mayor cantidad de acero colocado mayor entre el nivel PB-P1 y P1-Techo.

Por último, resultó evidente que el ajuste final no sólo garantizó el cumplimiento de los procedimientos 1 y 2 generando valores de relación de resistencia mucho mayores al mínimo exigido por la NVC 1756:2001 (1,20) sino que todos los mecanismos formados en cada caso de análisis para este pórtico fue el ideal.

V.24 Aumento porcentual de la cantidad de acero en función de cuantía geométrica para el pórtico 2.

Para los diversos ajustes realizados a lo largo del análisis fue indispensable aumentar progresivamente el área de acero colocado en las columnas, en un principio para aumentar su capacidad resistente y poder cumplir con la condición columna fuerte-viga débil y en segunda instancia para propiciar un modelo lo suficientemente estable para dar pie a un mecanismo de disipación de energía ideal.

En este sentido, para retratar el aumento necesario en la cantidad de acero de refuerzo longitudinal en columnas se presentan las tablas 5.29 y 5.30, en las cuales se compara la cuantía geométrica obtenida para una distribución de cabillas inicial adaptada a

una cantidad de acero requerido contra la cuantía dada por el ajuste en la cantidad de acero para cumplir con los diversos procedimientos.

Tabla 5.29 Incremento porcentual en la cuantía geométrica para todos los casos de ajuste del pórtico 2 sin endurecimiento.

		Original	Ajuste Proced. 1	% <i>Incremento</i>	Ajuste final Proced. 1	% <i>Incremento</i>	Ajuste Proced. 2	% <i>Incremento</i>	Ajuste final Proced. 2	% <i>Incremento</i>
A2	P1-Techo	0,012	0,014	16,7	0,014	16,7	0,019	58,3	0,032	166,7
	PB-P1	0,012	0,012	0,0	0,014		0,032	166,7	0,032	
B2	P1-Techo	0,015	0,051	240,0	0,051	325,0	0,025	66,7	0,038	216,7
	PB-P1	0,012	0,012	0,0	0,051		0,032	166,7	0,038	
C2	P1-Techo	0,015	0,022	46,7	0,022	83,3	0,025	66,7	0,025	108,3
	PB-P1	0,012	0,012	0,0	0,022		0,025	108,3	0,025	

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Tabla 5.30 Incremento porcentual en la cuantía geométrica para todos los casos de ajuste del pórtico 2 con endurecimiento.

		Original	Ajuste Proced. 1	% <i>Incremento</i>	Ajuste final Proced. 1	% <i>Incremento</i>	Ajuste Proced. 2	% <i>Incremento</i>	Ajuste final Proced. 2	% <i>Incremento</i>
A2	P1-Techo	0,012	0,015	25,0	0,015	25,0	0,022	83,3	0,032	166,7
	PB-P1	0,012	0,012	0,0	0,015		0,032	166,7	0,032	
B2	P1-Techo	0,015	0,051	240,0	0,051	325,0	0,025	66,7	0,038	216,7
	PB-P1	0,012	0,012	0,0	0,051		0,038	216,7	0,038	
C2	P1-Techo	0,015	0,022	46,7	0,022	83,3	0,025	66,7	0,032	166,7
	PB-P1	0,012	0,012	0,0	0,022		0,032	166,7	0,032	

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Es evidente que los incrementos porcentuales involucran magnitudes elevadas en la cuantía, eso implicó en muchos casos aumentar el armado de las columnas a más del doble, para asegurar relaciones de resistencias aceptables y aún más para garantizar la condición columna fuerte-viga débil a través de mecanismos de rotulación ideal en la aplicación de los *pushover*.

V.25 Listado de valores de relación de resistencia obtenidos para ajustes finales de los pórticos estudiados.

Las tablas 5.31 y 5.32 muestran los valores de relación de resistencia (α) obtenidos de los procedimientos 1 y 2, luego de los ajustes finales de los pórticos para asegurar mecanismos ideales.

En ambos pórticos, los valores de α resultaron mayores para el procedimiento 1, esto se debe a que, para dicho procedimiento, se consideró los valores de momentos provenientes de columnas superior e inferior a cada nodo. Caso contrario al procedimiento 2, en el que el único momento resistente de columnas considerado es el que se conecta por debajo del nivel, lo que se traduce en valores de α más pequeños.

De igual forma, la consideración del endurecimiento del acero, exige un diseño un poco más estricto de los elementos, evidenciándose en la cantidad de acero requerida en las columnas para lograr el cumplimiento de los procedimientos y mecanismos ideales. Esto último es debido a que el acero de las vigas endurece más que en las columnas por la ausencia de fuerza axial; como consecuencia entonces, se tendrán valores de α menores en comparación a aquellos que se dieron en los casos sin endurecimiento.

Por último, como los casos más críticos se evidencian aún más en el pórtico 2 debido a su asimetría, se tomaron como referencia los valores de α promedio más altos obtenidos, es decir; 1,60 y 1,50 para procedimientos 1 y 2 en el caso del pórtico 1 y 1,90 y 1,60 para procedimientos 1 y 2 en el pórtico 2; siendo todos estos los casos en los que no se consideró el endurecimiento del acero por deformación.

Tabla 5.31 Valores de relación de resistencia de procedimientos 1 y 2, para el pórtico 1 con y sin endurecimiento.

PÓRTICO 1				
	Sin endurecimiento		Con endurecimiento	
	Procedimiento 1		Procedimiento 1	
	S(+)	S(-)	S(+)	S(-)
A2	1,75	1,33	1,65	1,26
	2,2	1,71	2,02	1,59
B2	1,22	1,22	1,30	1,30
	1,58	1,58	1,65	1,65
C2	1,33	1,75	1,26	1,65
	1,71	2,2	1,59	2,02
Promedio	1,60	1,60	1,50	1,50
Valor propuesto	1,60		1,50	

	Procedimiento 2		Procedimiento 2	
	S(+)	S(-)	S(+)	S(-)
Techo	1,89	1,89	1,96	1,96
P1	1,22	1,22	1,24	1,24
Promedio	1,50	1,50	1,50	1,50
Valor propuesto	1,50		1,50	

Fuente: Elaboración propia. (2014)

Tabla 5.32 Valores de relación de resistencia de procedimientos 1 y 2, para el pórtico 2 con y sin endurecimiento.

PÓRTICO 2				
Sin endurecimiento			Con endurecimiento	
Procedimiento 1			Procedimiento 1	
	S(+)	S(-)	S(+)	S(-)
A2	1,30	1,30	1,25	1,25
	2,42	2,42	2,28	2,28
B2	1,93	1,37	1,75	1,26
	2,77	2,03	2,51	1,89
C2	1,31	2,00	1,24	1,85
	1,80	3,29	1,70	3,00
Promedio	1,90	2,00	1,70	1,90
Valor propuesto	1,90		1,70	

		Procedimiento 2		Procedimiento 2	
		S(+)	S(-)	S(+)	S(-)
Techo		1,75	1,64	1,70	1,60
P1		1,38	1,27	1,33	1,22
Promedio		1,70	1,60	1,60	1,50
Valor propuesto		1,60		1,50	

Fuente: Elaboración propia. (2014)

CAPÍTULO VI

CONCLUSIONES

En el presente Trabajo Especial de Grado se analizó la condición columna fuerte-viga débil a través de los procedimientos 1 y 2 estipulados en la sección 18.4.3 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006. Estos procedimientos permiten calcular la resistencia mínima a flexión en columnas para evitar mecanismos indeseables que comprometan la estabilidad de la estructura durante un evento sísmico.

En tal sentido, se diseñaron dos pórticos planos, regulares, de concreto reforzado, con base en lo establecido por las siguientes normas: Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006, Norma Venezolana Covenin 2002:1988 y Norma Venezolana Covenin 1756:2001.

El pórtico 1, simétrico, se compuso de dos niveles de 3 m de altura cada uno y dos vanos de 7 m. Asimismo, para efectos de diseño, se ubicó dicho pórtico como el intermedio de una estructura tridimensional de tres pórticos en cada dirección, todos de idénticas dimensiones. Por otro lado, el pórtico 2, de dos niveles de 3 m de altura cada uno y dos vanos de diferentes longitudes, 4 y 8 metros, resultó ser asimétrico. También se retrató como pórtico central de una estructura tridimensional de tres pórticos en cada dirección. Todo esto se consideró para determinar las cargas gravitatorias de cada pórtico.

Adicionalmente, se realizó una recopilación bibliográfica para caracterizar el acero de refuerzo, dando como resultados valores de relación de endurecimiento mayores al estipulado en la norma NVF1753:2006 ($f_{su}^*/f_y^* \geq 1,25$). Para realizar los ajustes de ambos procedimientos sin endurecimiento se consideró un valor de resistencia última igual a la cedente ($f_y = 4200 \text{ kgf/cm}^2$), mientras que para los ajustes con endurecimiento se tomó un valor de resistencia última (f_{su}) de $1,49f_y$ y una deformación última $\epsilon_{su} = 0,1$.

Asimismo, para los análisis estáticos no lineales (*pushover*) se consideraron, en todos los casos, las propiedades reales de los materiales, siendo éstas $1,25f_c$, $1,15f_y$ y $1,61f_y$ para la resistencia a la compresión del concreto, la resistencia cedente y la resistencia última del acero, respectivamente.

Seguidamente, se realizaron análisis estáticos no lineales a los pórticos originales, bajo dos patrones de carga, uno triangular (*Pushover 1*) y otro rectangular (*Pushover 2*), de los cuales resultó la formación tanto de mecanismos mixtos como mecanismos de piso (en ningún caso el mecanismo ideal).

Posteriormente se ajustaron las áreas de acero de las columnas para cumplir la relación de resistencia 1,20 que estipula la norma (ajustes parciales), en todos los casos, tanto para el procedimiento 1 como para el procedimiento 2. Las columnas centrales por lo general registraron el mayor valor de aumento. Se aplicaron igualmente análisis estáticos no lineales siguiendo los mismos parámetros de carga y se reportaron los mecanismos de rotulación formados. En el pórtico 1 se verificó que el procedimiento 1 garantizó la formación del mecanismo ideal, con y sin endurecimiento, y para ambos casos de carga. El procedimiento 2, en cambio, propició mecanismos mixtos o de colapso parcial. En el pórtico 2, debido a su asimetría, se aplicó cada patrón de carga en dos sentidos (positivo y negativo), viéndose resultados más desfavorables en el sentido negativo del sismo; formándose en muchos casos mecanismos mixtos y de piso.

Luego se decidió colocar el mismo armado en toda la altura de cada columna como ajuste final, en todos los casos de análisis, ya que dichos armados son más representativos de una estructura real, y más factibles desde el punto de vista constructivo. En todos los casos, con este ajuste, se garantizó la formación del mecanismo ideal, lo cual se verificó por medio de nuevos análisis estáticos no lineales.

Se constató que en todos los casos fue el *Pushover 2* quien generó los mayores valores de corte basal. Además, en los casos donde se tomó en cuenta el endurecimiento por deformación del acero para el diseño, se obtuvieron menores valores de factor de

ductilidad. Esto se debe a que, al considerar el endurecimiento para el diseño, las columnas necesitaron mayores cantidades de acero longitudinal, conformando así estructuras menos dúctiles.

Se reportaron los incrementos de acero necesarios para cada ajuste (parciales y finales) con respecto a los pórticos originales, en función de la cuantía geométrica. Es de notar que en todos los casos el aumento resultó significativo, entre 150% y 220%.

Se resumieron los valores de relación de resistencia (α) para caso, pudiéndose observar menores valores al aplicar el procedimiento 2, en comparación a los obtenidos tras la verificación con el procedimiento 1. Esto debe a que, para el chequeo por niveles, solo se consideran los momentos resistentes de las columnas que se conectan por debajo de cada nivel. Para el pórtico 1 se obtuvo un valor representativo de $\alpha=1,50$. Para el pórtico 2, a su vez, se hallaron valores distintos de α : desde 1,50 para la verificación del procedimiento 2 con endurecimiento, hasta 1,90 para la comprobación del procedimiento 1 sin endurecimiento.

Con base en las observaciones y estudios realizados se puede concluir que el cumplimiento de los procedimientos 1 y 2 para obtener la resistencia mínima a flexión en columnas, establecidos en la sección 18.4.3 de la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006, se considere o no el endurecimiento del acero para el diseño, no garantiza la formación del mecanismo ideal para el valor de $\alpha=1,20$, dando lugar así a mecanismos indeseables, de piso o mixtos, que pueden comprometer la estabilidad de la estructura.

Por otra parte, si bien aquellos elementos libres de fuerzas axiales, como es el caso de las vigas, endurecieron más que aquellos sometidos a fuerzas axiales, como es el caso de columnas, el endurecimiento por deformación del acero no resultó influyente en cuanto a la formación de mecanismos de rotulación obtenidos

Entendiendo por eficiencia la formación de mecanismos ideales de rotulación, garantizando el cumplimiento de uno u otro procedimiento, se pudo comprobar que para

$\alpha=1,20$ ninguno de los dos procedimientos resultó eficiente, sin y con endurecimiento. Fue necesario entonces asegurar el cumplimiento de los procedimientos para poder contrastarlos. En este sentido se puede concluir para el pórtico 1, el procedimiento 1 resultó más efectivo, ya que se generó el mecanismo ideal con y sin endurecimiento. Mientras que, en el pórtico 2 para ambos comportamientos del acero, ningún procedimiento resultó efectivo, ya que si bien se formó el mecanismo ideal para una dirección del sismo, en sentido opuesto no se dio esta condición, formándose un mecanismo indeseable.

Por último resulta de interés hacer notar que un ingeniero civil, específicamente un ingeniero calculista, debe tener conocimiento sobre la normativa a utilizar, y hacer ajustes pertinentes para optimizar el diseño de una estructura y ayudar, de ese modo, a la preservación de vidas humanas durante un evento sísmico.

RECOMENDACIONES

En aras de colaborar con una línea de investigación abocada a la búsqueda de diseños estructurales más seguros y eficientes, durante el trabajo realizado se analizaron dos estructuras bajo distintas condiciones de comportamiento del acero, dando lugar a varios casos de estudio. A continuación se presentan una serie de recomendaciones.

El valor 1,20 de relación de resistencia indicado en la NVF 1753:2006 parece no ser suficiente para garantizar la formación del mecanismo ideal. Por ello se sugiere el uso de un valor de 1,90 para el procedimiento 1 y de 1,60 para el procedimiento 2, ambos arrojados tras el estudio de un pórtico asimétrico.

Si estos procedimientos para hallar la resistencia mínima a flexión en columnas contemplaran el comportamiento real del acero, es decir, que puede incrementar su resistencia tras alcanzar cierto valor de deformación, los valores de relación de resistencia se sugerirían más bajos: 1,70 y 1,50 respectivamente.

Por último se propone analizar otros casos de ajuste donde se cambien las secciones transversales de las columnas, y estudiar su incidencia en los valores de relación de resistencia y ampliar más esta línea de investigación realizando este análisis a estructuras irregulares y de mayor altura.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Arcadia, N. (2010). Análisis comparativo de los ensayos de las barras de acero de construcción entre los laboratorios de acero de Guatemala y el Centro de Investigaciones de Ingeniería, según Norma COGUANOR NGO 36011-2005. Universidad de San Carlos de Guatemala. Guatemala.
- Arcelor Mittal. (2005). Catálogo de Productos. 67-76. San José, Costa Rica.
- Babaei, K., & Hawkins, N. (1991). *Developments of standard specifications of bending/straightening concrete reinforcing steel*. University of Washington. Washington D.C.
- Castilla y Marinilli. (2000). Boletín Técnico IMME. Universidad Central de Venezuela. Vol. 39 N°1 (pág. 14).
- FEMA 356. (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings." Federal Emergency Management Agency. Washington, D. C.
- González, V., Botero, J. C., Roches, R., Vidal, J., & Álvarez, M. (2005). Propiedades mecánicas del acero de refuerzo utilizado en Colombia. *Ingeniería y Ciencia*, 67-76.
- Jaén, A. & Sergent R. (2012). "Evaluación de la condición columna fuerte-viga débil según la Norma Venezolana Fondonorma 1753:2006". Trabajo Especial de Grado. Universidad Central de Venezuela. Caracas.
- López, M., & Camurri, O. V. (2002). Caracterización mecánica y microestructural mediante ensayos in situ de acero. *VIII Congreso Nacional de Propiedades Mecánicas de Sólidos*, (págs. 409-415). Gandia.
- 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". Trabajo de ascenso presentado

por el profesor Angelo Marinilli para ascender a la categoría de profesor titular en el escalafón del personal docente y de investigación de la Ilustre Universidad Central de Venezuela. Caracas.

McCabe, S. (s.f.). *The Performance of Mechanicals Splices*. University of Kansas. USA.

Norma Venezolana Fondonorma 1753 (2006). “Proyecto y Construcción de Obras en Concreto Estructural”. Fondo para la Normalización y Certificación de la Calidad. Caracas.

Norma Venezolana 1756. (2001). “Edificaciones Sismorresistentes”. Covenin Funvisis. Caracas.

Norma Venezolana 2002. (1988). “Criterios y acciones mínimas para el proyecto de edificaciones”. Covenin. Caracas.

Rodríguez, D. (2013). Análisis Estático No Lineal. *Construcción CVC*, 86-87.

Rodríguez, M. (2011). *Comportamiento a fuerza cortante de muros de concreto de ductilidad limitada con 8 cm de espesor*. Universidad Católica del Perú. Perú.