



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN
ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE
EVENTOS EXTRAORDINARIOS.**

TRABAJO ESPECIAL DE GRADO

Presentado ante la

UNIVERSIDAD CATÓLICA ANDRÉS BELLO

Como parte de los requisitos para optar al título de

INGENIERO CIVIL

REALIZADO POR:

Br. Dolores S. Carlos David
Br. Minervini G. Michelangelo

TUTOR:

Ing. Bonadío P. Vincenzo

FECHA:

Caracas, Junio de 2016

DEDICATORIA

A mi Familia, por estar en todo momento ahí para ayudarme y apoyarme

A mis amigos, por ser un pilar fundamental en mi vida

Michelangelo Minervini Garofalo

A mi Padres y Hermanas, por su incondicional amor, apoyo y comprensión

Carlos David Dolores Saucedo

AGRADECIMIENTOS

Primero que todo quisiera agradecerles a Dios y a la Virgen, por siempre llevarme de la mano por el mejor camino sin hacer que desfallezca y me rinda.

A mis padres, por apoyarme en las buenas y en las malas, sin ponerme límites en todo lo que he soñado.

A mi compañero de TEG Carlos David Dolores Saucedo, por soportarme, comprenderme y entenderme en lo largo de nuestra vida universitaria, por elegirme para ser parte de este valioso documento.

A nuestro tutor, Vincenzo Bonadío por habernos brindado ese apoyo de encaminarnos en la realización de este documento.

A mis hermanas de vida Dayana y Jessica, por ser pilar fundamental en este camino de retos y esfuerzo mutuo.

A todas las personas que participaron indirectamente en la realización de este documento por su tiempo, dedicación y ayuda.

De todo corazón...¡¡GRACIAS!!

Michelangelo Minervini Garofalo

A mi Madre por ser la luz y fuerza en mi camino, guiándome para ser cada día una mejor persona.

A mi Padre, por siempre apoyarme ante cualquier situación y darme la oportunidad de cumplir esta meta.

A mis Hermanas por ser mi ejemplo a seguir, ante la vida académica y profesional que deseo desarrollar.

A Hilmar por apoyarme, comprenderme y quererme cada día desde que estamos juntos.

A nuestro tutor Vincenzo Bonadío, por todo el apoyo y conocimientos brindados ante la realización de este trabajo.

A los Profesores de la Escuela de Ingeniería Civil de la UCAB, por darme el conocimiento y las herramientas necesarias para el desarrollo de esta investigación.

A mis Amigos por estar presente a lo largo de mi vida, compartiendo cada momento de diversión y sabiduría.

Gracias!!!

Carlos David Dolores Saucedo

ÍNDICE DE CONTENIDO

DEDICATORIA.....	i
AGRADECIMIENTOS	ii
ÍNDICE DE CONTENIDO.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS	vii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	ix
ÍNDICE DE GRÁFICOS	xiv
ÍNDICE DE ANEXOS.....	xvi
INTRODUCCIÓN.....	xix
SINOPSIS	xix
ABSTRACT	xxi
CAPÍTULO I. EL PROBLEMA.....	1
I.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA	1
I.2 ANTECEDENTES.....	2
I.3 ALCANCES Y LIMITACIONES.....	5
I.4 OBJETIVOS	7
I.4.1 Objetivo General.....	7
I.4.2 Objetivos Específicos.....	7
CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO.....	9
II.1. COLAPSO PROGRESIVO.....	9
II.2. FALLA LOCAL	9
II.3. CONDICIONES DE CARGA	10
II.3.1. Carga de diseño	10
II.3.2. Carga extraordinaria.....	10
II.4. BASES TEÓRICAS.....	13
II.5. CASUÍSTICA DE COLAPSOS PROGRESIVOS	17
II.5.1. Ronan Point, Londres – Inglaterra.....	17
II.5.2. Edificio Federal A.P. Murrah, Oklahoma – Estados Unidos.....	17
II.5.3. Bloque Número 5 de la Terraza 10 de Pablo VI, Miranda – Venezuela	18
II.5.4. World Trade Center (I), Nueva York – Estados Unidos	20
II.5.5. World Trade Center (II), Nueva York – Estados Unidos.....	21
II.5.6. Skyline Plaza, Virginia – Estados Unidos.....	22
II.5.7. Edificio Mijagual, Caracas – Venezuela	22
II.5.8. Hotel Macuto Sheraton, Vargas – Venezuela.....	23

II.5.9.	Mansión Charaima, Vargas – Venezuela	24
II.6.	NORMAS QUE CONSIDERAN EL COLAPSO PROGRESIVO.....	24
II.6.1.	Sector Privado	25
II.6.2.	Sector Público.....	25
II.7.	MITIGACIÓN DE OCURRENCIA DE COLAPSO PROGRESIVO	27
II.7.1.	Métodos indirectos.....	28
II.7.2.	Métodos directos.....	29
II.7.3.	Clasificación de aplicación de los métodos en estructuras.....	30
II.7.4.	Fuerzas de amarre	31
II.7.5.	Ruta alternativa de carga	33
II.7.5.1.	Procedimientos para el análisis estructural	34
II.7.5.2.	Criterios recomendados	35
II.7.5.2.1.	Remoción de elementos de soporte vertical.....	35
II.7.5.2.2.	Límite de daños	38
II.7.5.2.3.	Combinación de carga	40
II.7.5.2.4.	Relación Demanda-Capacidad (RDC).....	42
II.7.5.2.5.	Procedimiento para el método de ruta alternativa de carga	43
II.7.6.	Enfoques de diseño por colapso progresivo y por sismo	44
CAPÍTULO III.	MARCO METODOLÓGICO.....	45
III.1.	CONFIGURACIÓN DE LAS EDIFICACIONES.....	45
III.1.1.	Parámetros para las edificaciones	45
III.1.2.	Características de modelaje	46
III.1.3.	Método de análisis para el diseño de las edificaciones	48
III.1.4.	Resultados del diseño.....	53
III.2.	PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS.....	59
III.2.1.	Combinación de carga.....	59
III.2.2.	Casos de estudio	59
III.3.	SIMULACIÓN EN LOS EDIFICIOS.....	61
III.3.1.	Comparación de la respuesta estructural	62
III.3.1.1.	Por casos de estudio	62
III.3.1.2.	Por influencia de altura.....	62
III.3.2.	Relación Demanda-Capacidad (RDC)	62
III.3.2.1.	Por casos de estudio.	64
III.3.2.2.	Por influencia de altura.....	64
III.3.3.	Estabilidad estructural.....	64
CAPÍTULO IV.	RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	67

IV.1.	ANÁLISIS ESTRUCTURAL.....	67
IV.1.1.	Casos de estudio ubicados en la planta baja.....	68
IV.1.1.1.	Patrones mecánicos	68
IV.1.1.1.1.	Fuerza cortante en vigas.....	68
IV.1.1.1.2.	Momento flector en vigas.....	72
IV.1.1.1.3.	Fuerza axial en columnas.....	76
IV.1.1.1.4.	Fuerza cortante en columnas.....	80
IV.1.1.1.5.	Momento flector en columnas alrededor al eje más corto del edificio (eje “x”).	85
IV.1.1.1.6.	Momento flector en columnas alrededor al eje más largo del edificio (eje “y”).	90
IV.1.1.2.	Patrones geométricos.....	96
IV.1.1.3.	Relación Demanda-Capacidad (RDC).....	101
IV.1.1.3.1.	Vigas.....	101
IV.1.1.3.2.	Columnas.....	103
IV.1.2.	Casos de estudio ubicados en piso 3	106
IV.1.2.1.	Patrones mecánicos	106
IV.1.2.1.1.	Fuerza cortante en vigas.....	106
IV.1.2.1.2.	Momento flector en vigas.....	110
IV.1.2.1.3.	Fuerza axial en columnas	113
IV.1.2.1.4.	Fuerza cortante en columnas	115
IV.1.2.1.5.	Momento flector en columnas alrededor al eje más largo del edificio (eje “y”).	119
IV.1.2.2.	Patrones geométricos.....	123
IV.1.2.3.	Relación Demanda-Capacidad (RDC).....	126
IV.1.2.3.1.	Vigas.....	126
IV.1.2.3.2.	Columnas.....	128
IV.1.2.4.	Estabilidad estructural	131
IV.2.	INFLUENCIA DE ALTURA	134
IV.2.1.	Respuesta estructural	134
IV.2.1.1.	Patrones mecánicos	134
IV.2.1.1.1.	Fuerza axial en columnas	134
IV.2.1.1.2.	Fuerza cortante en columnas y vigas.....	136
IV.2.1.1.3.	Momento flector en columnas (eje “y”) y vigas.....	141
IV.2.1.2.	Patrones geométricos.....	146
IV.2.1.3.	Relación Demanda-Capacidad (RDC).....	150

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

IV.2.1.3.1. Vigas	150
IV.2.1.3.2. Columnas.....	152
IV.2.1.4. Estabilidad estructural	155
IV.3. TRANSFERENCIA DE CARGA EN SISTEMA ESTRUCTURAL	157
IV.4. APLICACIÓN DEL METODO DE RUTA ALTERNATIVA DE CARGA.....	159
CAPÍTULO V. CONCLUSIONES	167
CAPÍTULO VI. RECOMENDACIONES	171
BIBLIOGRAFÍA	174
ANEXOS	177

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla II-1. Eventos extraordinarios que podrían amenazar una estructura. Fuente: Starossek, U y Haberland, M, 2015.	11
Tabla II-2. Categorías de ocupación. Fuente: UFC 3-301-01	30
Tabla II-3. Requisitos de diseño según ocupación. Fuente: UFC 4-023-03	31
Tabla III-1. Características del material. Fuente: Elaboración propia.	46
Tabla III-2. Características del perfil de losa. Fuente: Elaboración propia.....	47
Tabla III-3. Características de los nervios. Fuente: Elaboración propia.....	47
Tabla III-4. Peso propio de la losa reticular. Fuente: Elaboración propia	48
Tabla III-5. Parámetros para el espectro de respuesta elástico con respecto a la Norma COVENIN 1756-01. Fuente: Elaboración propia.....	49
Tabla III-6. Secciones definitivas de los elementos estructurales. Fuente: Elaboración propia... 53	
Tabla III-7. Acero de refuerzo para las columnas. Fuente: Elaboración propia.....	53
Tabla III-8. Acero de refuerzo para las vigas. Fuente: Elaboración propia	54
Tabla III-9. Cortante basal y Desplazamiento lateral máximo. Fuente: Elaboración propia	58
Tabla III-10. Clasificación de casos según columnas removidas. Fuente: Elaboración propia . 61	
Tabla IV-1. Vigas con mayor variación en la fuerza cortante para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	70
Tabla IV-2. Columnas con mayor variación en la fuerza axial para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	78
Tabla IV-3. Variación de la fuerza cortante en columnas para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	82
Tabla IV-4. Variación de momento flector en el eje “x” en columnas para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	87
Tabla IV-5. Variación de momento flector en el eje “y” en columnas para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia	93

Tabla IV-6. Área afectada para los casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	100
Tabla IV-7. Vigas con RDC más desfavorable para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	101
Tabla IV-8. Columnas con RDC más desfavorable para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	103
Tabla IV-9. Vigas con mayor variación en la fuerza cortante para casos de falla en piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	108
Tabla IV-10. Columnas con mayor variación en la fuerza axial cortante para casos de falla en piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	113
Tabla IV-11. Variación de la fuerza cortante en columnas para casos de falla en piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	116
Tabla IV-12. Variación de momento flector en el eje “y” en columnas para casos de falla en piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	120
Tabla IV-13. Área afectada para los casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	125
Tabla IV-14. Vigas con RDC más desfavorable para casos de falla en piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	126
Tabla IV-15. Columnas con RDC más desfavorable para casos de falla en piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	128
Tabla IV-16. Porcentajes de elementos afectados para el edificio de 6 pisos con respecto a los pórticos influenciados. Fuente: Elaboración propia.....	132
Tabla IV-17. Columnas con mayor variación en la fuerza axial cortante para casos de falla en planta baja en el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	135
Tabla IV-18. Vigas con mayor variación en la fuerza cortante para casos de falla en planta baja en el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	138
Tabla IV-19. Área afectada para los casos de falla en planta baja para el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	149
Tabla IV-20. Vigas con RDC más desfavorable para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	150
Tabla IV-21. Columnas con RDC más desfavorable para casos de falla en planta baja en el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	152
Tabla IV-22. Porcentajes de elementos afectados para los edificios de 6 y 12 pisos con respecto a los pórticos influenciados. Fuente: Elaboración propia.....	156
Tabla IV-23. Sección de viga redimensionada para el caso de estudio PB-B5, en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	164

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura II-1. Clasificación de amenazas. Tomada de, “Handing the exceptions: Dependability of systems and structural robustnes”. Bontempi, F., Giuliani, L., y Gkoumas, K., 2007.....	11
Figura II-2. Descripción gráfica del efecto catenaria. Tomada de, “Colapso Progresivo De Edificios De Concreto”. Barbosa, R., 2013.....	16
Figura II-3. Breve esquema del colapso progresivo de la torre Ronan Point. Tomada de, “Colapso Progresivo de Edificios de Concreto”. Barbosa, R., 2013.....	17
Figura II-4. Edificio Federal A. P. Murrah antes y después de la detonación del camión bomba. Tomada de, “Colapso Progresivo de Edificios De Concreto”. Barbosa, R., 2013.....	18
Figura II-5. Breve Esquema de colapso progresivo del edificio A.P. Murrah. Tomada de, “Colapso Progresivo De Edificios de Concreto”. Barbosa, R., 2013.....	18
Figura II-6. Bloque número 5 de la terraza 10 de Pablo VI en demolición. Tomada de “Por Peligro de Colapso Derriban Edificio De La Misión Vivienda”. El Nacional: Gran Caracas. 2013.	19
Figura II-7. Descripción gráfica del ataque terrorista. Tomada de http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/9/97/WTC1993_BlastDamage.png	20
Figura II-8. Zonas de impacto de las aeronaves en las torres del World Trade Center. Tomada de https://en.wikipedia.org/wiki/Collapse_of_the_World_Trade_Center	21
Figura II-9. Complejo World Trade Center luego del colapso de las torres. Tomada de http://americanfreepress.net/9-11-beyond-exposure-seeking-solutions/	21
Figura II-10. Complejo de apartamentos Skyline Plaza luego del colapso. Tomada de http://www.masterbuilder.co.in/formwork-failure-cases-causes/	22
Figura II-11. Edificio Mijagual luego del sismo ocurrido en 1967 en Caracas. Tomada de http://encontrarte.aporrea.org/imagenes/Efemerides/terremoto1967.jpg	23
Figura II-12. Falla de Columnas a corte en Hotel Macuto Sheraton. Tomada de “Costruzioni in Zona Sismica”. Spacone, E., 2009.....	23
Figura II-13. Mansión Charaima luego del sismo. Tomada de http://jfbblueplanet.blogspot.com/2014/04/los-5-sismos-de-caracas.html	24
Figura II-14. Detalle del acero de refuerzo para sismo, ante la pérdida de una columna. Tomada de FEMA P646, 2008.	32
Figura II-15. Fuerzas de amarre en una estructura aporticada. Tomada de FEMA P646, 2008. 33	
Figura II-16. Configuración de la remoción de columna para método de ruta de carga alternativa. Tomada de U. S. General Services Administration (GSA), 2013.....	36
Figura II-17. Ubicación en planta de las columnas externas que serán removidas en el estudio de Colapso Progresivo. Tomada de U. S. General Services Administration (GSA), 2013.....	37
Figura II-18. Ubicación en planta de las columnas internas que serán removidas en el estudio de Colapso Progresivo. Tomada de U. S. General Services Administration (GSA), 2013.....	38
Figura II-19. Vista en planta de las extensiones permitidas para el colapso progresivo según la ubicación de columna removida. Tomada de U. S. General Services Administration (GSA), 2013.39	
Figura II-20. Vista en elevación de las extensiones permitidas para el colapso progresivo según la ubicación de columna removida. Tomada de U. S. General Services Administration (GSA), 2013.	

Figura II-21.	Distribución para la aplicación de las combinaciones de carga. Tomada de Barbosa, R., 2013.	41
Figura III-1.	Esquema de la losa reticular a utilizar en las edificaciones, medidas en centímetros. Fuente: Elaboración propia	47
Figura III-2.	Planta de las edificaciones a estudiar, similar para el edificio de seis (6) y doce (12) pisos. Medidas en metros. Fuente: ETABS 2015.	50
Figura III-3.	Perfil de la edificación de seis (6) pisos. Fuente: ETABS 2015.	51
Figura III-4.	Vista 3D de edificación de seis (6) pisos. Fuente: ETABS 2015.	51
Figura III-5.	Perfil de la edificación de doce (12) pisos. Fuente: ETABS 2015.	52
Figura III-6.	Vista 3D de edificación de doce (12) pisos. Fuente: ETABS 2015.	52
Figura III-7.	Disposición de acero longitudinal para la viga 50x70 cm en los pisos del 1 al 3 para la edificación de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	55
Figura III-8.	Disposición de acero longitudinal para la viga 60x85 cm en los pisos del 1 al 6 para la edificación de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.	55
Figura III-9.	Distribución de acero de refuerzo por corte para la viga 50x70 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	56
Figura III-10.	Disposición de acero longitudinal para la columna perimetral 85x85 cm para la edificación de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	56
Figura III-11.	Disposición de acero longitudinal para la columna central 105x105 cm para la edificación de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	57
Figura III-12.	Disposición de acero longitudinal para la columna perimetral 120x120 cm para la edificación de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.	57
Figura III-13.	Disposición de acero longitudinal para la columna central 150x150 cm para la edificación de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.	58
Figura III-14.	Casos de estudio identificados en planta, medidas en metros. Fuente: Elaboración propia.	60
Figura IV-1.	Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A3 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.	68
Figura IV-2.	Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.	68
Figura IV-3.	Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.	69
Figura IV-4.	Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C2 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.	69
Figura IV-5.	Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.	70
Figura IV-6.	Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A3 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.	72
Figura IV-7.	Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.	73

Figura IV-8. Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia. 73

Figura IV-9. Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C2 superpuestos. Fuente: Elaboración propia. 74

Figura IV-10. Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia. 74

Figura IV-11. Diagrama de fuerza axial en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia. 76

Figura IV-12. Diagrama de fuerza axial en columnas para el pórtico 5 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia..... 77

Figura IV-13. Diagrama de fuerza axial en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia..... 77

Figura IV-14. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 3 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A3 superpuestos. Fuente: Elaboración propia. 80

Figura IV-15. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia. 80

Figura IV-16. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 5 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia..... 81

Figura IV-17. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 2 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C2 superpuestos. Fuente: Elaboración propia..... 81

Figura IV-18. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia..... 82

Figura IV-19. Diagrama de momento flector en el eje “x” en columnas para el pórtico A en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia..... 85

Figura IV-20. Diagrama de momento flector en el eje “x” en columnas para el pórtico B en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia..... 86

Figura IV-21. Diagrama de momento flector en el eje “x” en columnas para el pórtico 5 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia..... 86

Figura IV-22. Diagrama de momento flector en el eje “x” en columnas para el pórtico C en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia..... 87

Figura IV-23. Diagrama de momento flector en el eje “y” en columnas para el pórtico 3 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A3 superpuestos. Fuente: Elaboración propia..... 90

Figura IV-24. Diagrama de momento flector en el eje “y” en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia..... 91

Figura IV-25. Diagrama de momento flector en el eje “y” en columnas para el pórtico 5 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia..... 91

Figura IV-26. Diagrama de momento flector en el eje “y” en columnas para el pórtico 2 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C2 superpuestos. Fuente: Elaboración propia..... 92

Figura IV-27. Diagrama de momento flector en el eje “y” en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia..... 92

Figura IV-28. Escala para los desplazamientos verticales en el edificio de 6 pisos, medidas en milímetros. Fuente: Elaboración propia. 96

Figura IV-29. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso PB-A3. Fuente: Elaboración propia. 97

Figura IV-30. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso PB-A6. Fuente: Elaboración propia. 97

Figura IV-31. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso PB-B5. Fuente: Elaboración propia. 98

Figura IV-32. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso PB-C2. Fuente: Elaboración propia. 98

Figura IV-33. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso PB-C6. Fuente: Elaboración propia. 99

Figura IV-34. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.106

Figura IV-35. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.107

Figura IV-36. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.107

Figura IV-37. Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.110

Figura IV-38. Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.110

Figura IV-39. Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.111

Figura IV-40. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.115

Figura IV-41. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 5 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.115

Figura IV-42. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.116

Figura IV-43. Diagrama de momento flector en el eje “y” en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.119

Figura IV-44. Diagrama de momento flector en el eje “y” en columnas para el pórtico 5 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.119

Figura IV-45. Diagrama de momento flector en el eje “y” en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.120

Figura IV-46. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso N3-A6. Fuente: Elaboración propia.123

Figura IV-47. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso N3-B5. Fuente: Elaboración propia.123

Figura IV-48. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso N3-C6. Fuente: Elaboración propia.124

Figura IV-49. Diagrama de fuerza axial en columnas para el pórtico 5 en el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.....	134
Figura IV-50. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 12 para el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.	136
Figura IV-51. Diagrama de fuerza cortante en columnas y vigas para el pórtico 6 en el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.	137
Figura IV-52. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 12 para el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.	137
Figura IV-53. Diagrama de fuerza cortante en columnas y vigas para el pórtico 5 en el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.	138
Figura IV-54. Diagrama de momento flector en vigas de piso 12 para el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.	141
Figura IV-55. Diagrama de fuerza cortante en columnas y vigas para el pórtico 6 en el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.	142
Figura IV-56. Diagrama de momento flector en vigas de piso 12 para el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.	142
Figura IV-57. Diagrama de fuerza cortante en columnas y vigas para el pórtico 5 en el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.....	143
Figura IV-58. Escala para los desplazamientos verticales en el edificio de 12 pisos, medidas en milímetros. Fuente: Elaboración propia.	146
Figura IV-59. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 12 pisos, caso PB-A6. Fuente: Elaboración propia.	147
Figura IV-60. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 12 pisos, caso PB-B5. Fuente: Elaboración propia.	147
Figura IV-61. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 12 pisos, caso PB-C6. Fuente: Elaboración propia.	148
Figura IV-62. Distribución de carga para el caso control. Fuente: Elaboración propia.	157
Figura IV-63. Distribución de carga para el caso de falla ubicado en la columna central en la zona de planta baja. Fuente: Elaboración propia.	157
Figura IV-64. Distribución de carga para el caso de falla ubicado en la columna esquinera en la zona de planta baja. Fuente: Elaboración propia.	158
Figura IV-65. Distribución de carga para el caso de falla ubicado en la columna central al nivel intermedio. Fuente: Elaboración propia.	158
Figura IV-66. Distribución de carga para el caso de falla ubicado en la columna esquinera al nivel intermedio. Fuente: Elaboración propia.	159
Figura IV-67. Diagrama de desplazamientos caso de estudio PB-B5 posterior a la remoción de los elementos fallados, para el edificio de 6 pisos. Medidas en milímetros. Fuente: Elaboración propia.	161
Figura IV-68. Diagrama de desplazamientos casos de estudio PB-B5 posterior a la remoción de los elementos fallados, para el edificio de 6 pisos. Medidas en milímetros. Fuente: Elaboración propia.	161

Figura IV-69. Relación Demanda-Capacidad de vigas y columnas influenciadas en el pórtico B para el caso de estudio PB-B5, en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia..... 162

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Gráfico III-1.	Espectro de respuesta elástico $R = 6$. Fuente: elaboración propia	49
Gráfico IV-1.	Variación de fuerza cortante en vigas, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	71
Gráfico IV-2.	Variación de momento flector en vigas, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	75
Gráfico IV-3.	Variación de fuerza axial en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	78
Gráfico IV-4.	Variación de fuerza axial en columnas más desfavorables, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	79
Gráfico IV-5.	Variación de fuerza cortante en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	84
Gráfico IV-6.	Variación de momento flector en el eje “x” en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	89
Gráfico IV-7.	Variación de momento flector en el eje “y” en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	94
Gráfico IV-8.	Variación de desplazamientos verticales, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	99
Gráfico IV-9.	Relación Demanda-Capacidad en vigas, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	102
Gráfico IV-10.	Relación Demanda-Capacidad en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	103
Gráfico IV-11.	Relación Demanda-Capacidad en columnas más desfavorables, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	104
Gráfico IV-12.	Cantidad de elementos fallados para los casos de estudio en la zona de planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia	105
Gráfico IV-13.	Variación de fuerza cortante en vigas, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	108
Gráfico IV-14.	Variación de momento flector en vigas, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	111
Gráfico IV-15.	Variación de fuerza axial en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	113
Gráfico IV-16.	Variación de fuerza axial en columnas más desfavorables, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	114
Gráfico IV-17.	Variación de fuerza cortante en columnas superiores al elemento, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	117

Gráfico IV-18.	Variación de momento flector en el eje “y” en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	121
Gráfico IV-19.	Variación de desplazamientos verticales, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	124
Gráfico IV-20.	Relación Demanda-Capacidad en vigas, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	126
Gráfico IV-21.	Relación Demanda-Capacidad en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	128
Gráfico IV-22.	Relación Demanda-Capacidad en columnas más desfavorables, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	129
Gráfico IV-23.	Cantidad de elementos fallados para los casos de estudio en la zona de piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	130
Gráfico IV-24.	Cantidad de elementos fallados para los casos de estudio en la zona de planta baja y piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	131
Gráfico IV-25.	Variación de fuerza axial en columnas más desfavorables, casos de falla en planta baja para los edificios de 6 y 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	135
Gráfico IV-26.	Variación de fuerza cortante en vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para los edificios de 6 y 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	139
Gráfico IV-27.	Variación de fuerza cortante en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para los edificios de 6 y 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	139
Gráfico IV-28.	Variación de momento flector en vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para los edificios de 6 y 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	143
Gráfico IV-29.	Variación de momento flector en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para los edificios de 6 y 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	144
Gráfico IV-30.	Variación de desplazamientos verticales, casos de falla en planta baja para el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	148
Gráfico IV-31.	Relación Demanda-Capacidad en vigas, casos de falla en planta baja para los edificios de 6 y 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	150
Gráfico IV-32.	Relación Demanda-Capacidad en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	152
Gráfico IV-33.	Relación Demanda-Capacidad en columnas más desfavorables, casos de falla en planta baja para el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	153
Gráfico IV-34.	Cantidad de elementos fallados para los casos de estudio en la zona de planta baja en el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	154
Gráfico IV-35.	Cantidad de elementos fallados para los casos de estudio en la zona de planta baja para los edificios de 6 y 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	155
Gráfico IV-36.	Relación Demanda-Capacidad en vigas influenciadas, caso de estudio PB-B5 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	160
Gráfico IV-37.	Relación Demanda-Capacidad en vigas, caso de estudio PB-B5 posterior a la remoción de los elementos fallados, para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	162

Gráfico IV-38. Relación Demanda-Capacidad en columnas, posterior a la remoción de los elementos fallados caso de estudio PB-B5 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia. 163

Gráfico IV-39. Relación Demanda-Capacidad en vigas posterior al redimensionado, caso de estudio PB-B5 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.164

Gráfico IV-40. Relación Demanda-Capacidad en columnas contiguas posterior al redimensionado, caso de estudio PB-B5 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia ..165

ÍNDICE DE ANEXOS

Tabla A-1.	Cargas para el techo de las edificaciones. Fuente: Elaboración propia.....	178
Tabla A-2.	Cargas para los pisos de las edificaciones. Fuente: Elaboración propia.	178
Tabla A-3.	Pre-dimensionado de sección viga de techo en edificio de 6 niveles. Fuente: Elaboración propia.....	179
Tabla A-4.	Pre-dimensionado de sección viga piso en edificio de 6 niveles. Fuente: Elaboración propia.	179
Tabla A-5.	Pre-dimensionado sección viga techo en edificio de 12 niveles. Fuente: Elaboración propia.	180
Tabla A-6.	Pre-dimensionado sección viga techo en edificio de 12 niveles. Fuente: Elaboración propia.	180
Tabla A-7.	Pre-dimensionado sección columna en edificio de 6 niveles. Fuente: Elaboración propia.	181
Tabla A-8.	Pre-dimensionado sección columna en edificio de 12 niveles. Fuente: Elaboración propia.	182
Tabla A-9.	Valores de espectro de diseño. Fuente: Elaboración propia.	183
Tabla A-10.	Cortante de diseño en cada piso para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	184
Tabla A-11.	Efecto P-Delta para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	185
Tabla A-12.	Control de desplazamientos para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia. .	185
Tabla A-13.	Participación de masas para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	186
Tabla A-14.	Cortante de diseño en cada piso para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.	188
Tabla A-15.	Efecto P-Delta para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	189
Tabla A-16.	Control de desplazamientos para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.	189
Tabla A-17.	Participación de masas para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.	190
Tabla A-18.	Variación de la fuerza cortante en vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.....	192

Tabla A-19. Variación de momento flector en vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia..... 194

Tabla A-20. Variación de fuerza axial en columnas contiguas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia. 195

Tabla A-21. Variación de desplazamiento en las juntas, casos de falla en planta baja para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia. 196

Tabla A-22. Relación Demanda-Capacidad máxima en las vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia. 198

Tabla A-23. Relación Demanda-Capacidad máxima en las columnas contiguas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia. 199

Tabla A-24. Cantidad de elementos afectados de estudio en planta baja para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia. 200

Tabla A-25. Variación de la fuerza cortante en vigas más desfavorables, casos de falla en piso 3 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia. 201

Tabla A-26. Variación de momento flector en vigas más desfavorables, casos de falla en piso 3 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia. 202

Figura A-1. Diagrama de fuerza axial en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia. 203

Figura A-2. Diagrama de fuerza axial en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia. 204

Tabla A-27. Variación de fuerza axial en columnas contiguas más desfavorables, casos de falla en piso 3 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia. 204

Figura A-3. Diagrama de momento flector en el eje “x” en columnas para el pórtico A en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia. 206

Figura A-4. Diagrama de momento flector en el eje “x” en columnas para el pórtico B en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-A3 superpuestos. Fuente: Elaboración propia. 206

Gráfica A-1. Variación de momento flector en el eje “x” en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia..... 207

Tabla A-28. Variación de desplazamiento en las juntas, casos de falla en piso 3 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia..... 207

Tabla A-29. Relación Demanda-Capacidad máxima en las vigas más desfavorables, casos de falla en piso 3 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia. 208

Tabla A-30. Relación Demanda-Capacidad máxima en las columnas contiguas más desfavorables, casos de falla en piso 3 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia..... 210

Tabla A-31. Cantidad de elementos afectados, casos de estudio en piso 3 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia. 211

Tabla A-32. Variación de la fuerza cortante en vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia..... 211

Tabla A-33. Variación de momento flector en vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia..... 213

Tabla A-34. Variación de fuerza axial en columnas contiguas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia..... 214

Tabla A-35. Variación de desplazamiento en las juntas, casos de falla en planta baja para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.	216
Tabla A-36. Relación Demanda-Capacidad máxima en las vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.	217
Tabla A-37. Relación Demanda-Capacidad máxima en las columnas contiguas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.	219
Tabla A-38. Cantidad de elementos afectados, casos de estudio en planta baja para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.	221
Tabla A-39. Relación Demanda-Capacidad máxima en las vigas más desfavorables, posterior al redimensionado de las vigas, caso de estudio PB-B5 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.	221

INTRODUCCIÓN

SINOPSIS

El presente trabajo tiene como finalidad estudiar el comportamiento de estructuras de concreto sometidas a la pérdida de uno de sus elementos estructurales (columna), debido a la ocurrencia de colapsos progresivos, donde este tipo de suceso genera en la estructura una redistribución de esfuerzos y a su vez desencadena una serie de fallas en todos los elementos que componen el sistema estructural. Adicionalmente, las estructuras a investigar serán diseñadas bajo los criterios de las normas de construcción venezolana, con el fin de conocer el alcance que poseen estas para la mitigación de un suceso de esta índole.

En el desarrollo de esta investigación, se seguirán ciertos criterios recomendados por documentos y normativas estadounidenses que han desarrollado metodologías de análisis para la ocurrencia de colapsos progresivos, en donde para este trabajo se estudiarán los efectos en la ubicación de la columna que falla, siendo analizado cada caso por separado, además, se conocerá la influencia de la altura en la edificación ante este tipo de suceso, por lo cual se compararon dos edificaciones de planta regular, la cuales tendrán seis y doce pisos más techo. Para simular el efecto de la falla local en las columnas, se eliminaron o removieron estos elementos de soporte vertical en las estructuras a estudiar.

El proceso metodológico que se empleó para este trabajo especial de grado fue enfocado en la comparación de la respuesta estructural entre el caso en el cual, la estructura no presente ningún tipo de falla local en sus elementos principales y los casos en el cual esta se encuentra presente, de tal manera, se observó y analizó como estas edificaciones redistribuían los esfuerzos actuantes en la edificación, siendo desarrollado a través del estudio de las solicitaciones y analizando de forma gráfica la variación de patrones que se generan en las estructuras afectadas por la falla local. Adicionalmente, el análisis estructural de las edificaciones, para estos casos a investigar, se realizará el estudio en el instante inmediato a la remoción del elemento afectado, donde se iniciara el posible proceso del colapso progresivo.

Cabe agregar que este análisis se complementó mediante la relación demanda/capacidad en los miembros de la estructura, la cual nos indicará que elementos se

**ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR
OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.**

encuentran comprometidos ante la ocurrencia de un colapso progresivo, cuantificando estos y evaluando la estabilidad estructural de las edificaciones a través de la presencia de puntos de vulnerabilidad causados por los efectos de la falla local, en donde se podrá indicar por medio de este análisis la capacidad que posee la estructura de mitigar la ocurrencia de un colapso progresivo.

Posterior a analizar los resultados obtenidos, se puede concluir que los elementos de soporte horizontal (vigas) son los miembros más desfavorables al momento de ocurrir una falla local en la estructura, debido a que estas absorben gran parte de las solicitaciones actuantes en el instante inmediato al suceso. Adicionalmente en todos los casos estudiados, las vigas que se encontraron más comprometidas fueron aquellas ubicadas en los techos de las edificaciones. En el caso de las columnas, estas no se vieron comprometidas en su desempeño ante la ocurrencia de un colapso progresivo, siendo de tal manera estos elementos capaces de mitigar los efectos producidos por este suceso.

Con respecto a la ubicación de la falla local, el caso de estudio que presentó mayor variación en las solicitaciones actuantes con respecto al control es donde la falla se encuentra ubicada en la columna esquinera, sin embargo, la falla ubicada en la columna central generó una mayor cantidad de elementos estructurales en estado de falla, siendo este el punto más vulnerable que poseen las edificaciones estudiadas, debido a que esta involucra una mayor cantidad de elementos afectados con respecto a los demás casos. En función a la ubicación altimétrica de las fallas, se concluyó que los casos de estudio más desfavorables, para las estructuras, se encuentran ubicados en la planta baja de la edificación.

Finalmente, para la influencia de la altura, entre las dos edificaciones diseñadas bajo los criterios de las normas constructivas venezolanas, la que presentó una mayor cantidad de elementos en estado de falla es la edificación de seis pisos, mientras que la edificación de doce pisos se mantiene más estable ante los efectos de la falla local, esto es debido a que esta estructura es más robusta en comparación que a la de menor altura.

PALABRAS CLAVE: Colapso Progresivo, Estructuras de Concreto Reforzado, Relación Demanda/Capacidad, Variación de Solicitaciones, Mitigación, Robustez.

ABSTRACT

This paper aims to study the behavior of concrete structures subjected to the loss of one of its structural elements (column) due to the occurrence of progressive collapse, where this type of event generates in the structure a redistribution of stresses and his turn triggers a series of failures in all elements of the structural system. In addition, the structures will be designed to investigate the criteria of Venezuelan construction standards, in order to know the extent possessing these mitigation of an event of this nature.

In the development of this research, certain recommended documents and US regulations that have developed methods of analysis for the occurrence of progressive collapse criteria, where this work the effects will be studied in the location of the column that failure will continue, being analyzed each case separately, in addition, the influence of the height in building this type of event to be known, so regular two buildings plant, which will have six (6) and twelve (12) floors were compared. To simulate the effect of local failure in columns, were eliminated or removed these elements vertical support structures to study.

The methodology that was used to this degree thesis was focused on the comparison of the structural response between the case in which the structure does not present any local failure in its main elements and cases in which this is present, so it was observed and analyzed how are you buildings redistributing the forces acting on the building, being developed through the study of stresses and analyzing graphically variation patterns generated in the structures affected by local failure. Additionally, structural analysis of buildings, for these cases to be investigated, the study will be conducted in the immediate removal of the affected element, where the process can be initiated progressive collapse instantly.

It added that this analysis was complemented by demand / capacity ratio (DCR) in the members of the structure, which will indicate which elements are committed to the occurrence of progressive collapse, quantifying these and evaluating the structural stability of the buildings through the presence of points of vulnerability caused by the effects of local failure, where may be indicated by this analysis capacity having the structure to mitigate the occurrence of progressive collapse.

After analyzing the results, it can be concluded that the elements of horizontal support (beams) are the worst when a local failure occurred in the structure members, because they absorb much of the acting stresses in the immediate moment the event. Additionally, in all cases studied, the beams were found most committed those located on the roofs of buildings. In the case of the columns, these were not involved in its performance before the occurrence of progressive collapse, being so these elements can mitigate the effects of that event.

With respect to the location of the local failure, the case study presented greater variation in the acting solicitations with respect to control is where the fault is located on the corner column, however, the fault located in the central column generated many structural elements in a failed state, this being the most vulnerable buildings that have studied, because this involves a greater number of affected elements with respect to other cases. According to the altimetric location of faults, it was concluded that the most unfavorable case study for the structures are located on the base floor of the building.

Finally, to the influence of height between the two buildings designed under the criteria of the Venezuelan construction standards, which presented a greater number of elements in a failed state is the building of six floors, while building twelve floors maintains more stable to the effects of local failure, this is because this structure is sturdier compared to the lower height.

KEYWORDS: Progressive Collapse, Reinforced Concrete Structures, Demand / capability ratio, variation Solicitations, Mitigation, Robustness.

CAPÍTULO I. EL PROBLEMA

I.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Para el diseño y ejecución de una estructura de concreto, se toman en cuenta, por lo general, cargas gravitacionales, sin embargo, también se consideran otros tipos de cargas dependiendo de la ubicación de la edificación, tales como el sismo, el viento u otro evento natural de alta incidencia. No obstante, estas estructuras se encuentran expuestas ante la probabilidad de una falla local que desencadene un proceso de colapso de la misma, pudiendo generarse durante la etapa de construcción o a lo largo de su vida útil.

Generalmente, la incidencia de una falla local no es considerada en los diseños de las estructuras y, usualmente, son productos de ciertas condiciones de carga, como una sobrecarga imprevista, desconocimiento o mal uso de la edificación, accidentes domésticos (explosiones de gas), amenazas tecnológicas (explosiones de bombas, choques de vehículos en la edificación), o problemas constructivos (indebida disposición de elementos estructurales, inadecuada ejecución de conexiones importantes, errores de diseño), siendo así estas cargas las causantes del colapso progresivo de la estructura.

La estructura, al verse comprometida con la presencia de estas fallas, buscará caminos alternativos para distribuir la carga a través de sus elementos principales y secundarios, sin embargo, una de las características importantes del colapso progresivo en estructuras es que el daño final no será proporcional al daño inicial, por lo que es de suma importancia tomar las debidas medidas en el diseño para limitar los efectos de la falla local, teniendo en consideración el ámbito económico.

No obstante, las investigaciones detalladas para la evaluación de esta hipótesis son muy escasas, debido a que, al realizar este estudio, se deben considerar todas las posibles fallas que puedan ocurrir en la edificación, requiriendo una alta inversión de tiempo y dinero, la cual no se considera dentro del típico levantamiento de una estructura regular de concreto, además, dentro del contenido de la norma venezolana de construcción no se hace referencia de forma directa, ni se presentan recomendaciones ante este tipo de evento, lo cual, a partir de estas aseveraciones, se propone la realización de este estudio para observar el riesgo que

posee una estructura de concreto reforzado diseñada sismo-resistentemente ante la presencia de un colapso progresivo, induciéndola a estas condiciones de falla y evaluando el comportamiento de la misma.

I.2 ANTECEDENTES

Las investigaciones que se han realizado anteriormente al Trabajo Especial de Grado propuesto son las siguientes:

- ***“Búsqueda de patrones geométricos y mecánicos en edificios que han perdido parte de su soporte”*** (2011). Trabajo Especial de Grado. UCAB. Presentado por los **Ingenieros Frank Herrera y Aron Pollner**, en la cual se investigó el comportamiento de un edificio aporricado de acero estructural cuando este se encuentra sometido al reacomodo de fuerzas internas por la pérdida de soporte en la base de unas de sus columnas.

Para la realización de este estudio, se definieron patrones geométricos y mecánicos, considerando los más representativos en el análisis, además de simular el efecto de pérdida de soporte a través de programas de computación especializados (ETABS), se eligieron distintas ubicaciones para realizar la pérdida de este, las cuales fueron: las columnas de centro, fachada y esquina. Igualmente, se consideró el efecto de la altura de la edificación comparando tres modelos de 5, 10 y 15 niveles.

Debido a la gran cantidad de resultados arrojados por las simulaciones, se terminan por mostrar sólo los que se consideraron relevantes para el estudio. Luego de observar y analizar los resultados, se concluyó que el orden de sensibilidad o peligrosidad de la ubicación de la columna que pierde soporte es: Primero la del centro, luego la central de fachada perpendicular a las correas, después la central de fachada paralela a las correas y finalmente la de la esquina. Con respecto a la influencia de la altura, se observó que, mientras más alto sea el edificio, más sensible será por la pérdida de soporte.

Finalmente, se concluyó entonces que, los miembros más cercanos a la columna que pierde soporte son los que absorben la mayor carga y por lo tanto los más afectados.

Este Trabajo Especial de Grado dará continuidad a la investigación anteriormente expuesta, teniendo como fin evaluar los efectos que inciden el colapso progresivo en edificaciones de concreto reforzado diseñadas sismo-resistentemente.

- ***“Diseño y análisis estructural de edificio de hormigón armado para resistir colapso progresivo, debido a una carga anormal producida por un tsunami”*** (2015).

Trabajo Especial de Grado no publicado. Pontificia Universidad Católica de Valparaíso. Presentado por el **Ing. Diego Quezada**, en el cual se estudió la capacidad que presenta un edificio de concreto armado, sísmicamente diseñado, para evitar el colapso progresivo, debido a la carga extraordinaria producida por un tsunami.

Este trabajo consideró dos estructuras de concreto armado de distintas alturas, evaluando la relación Demanda-Capacidad, de acuerdo a los criterios de la Administración de Servicios Generales (GSA) de los Estados Unidos. Se llevó a cabo el análisis estático lineal de la estructura a través del software estructural SAP 2000, de acuerdo con los códigos estándar de construcción de Chile. Para estudiar el colapso de la edificación, las columnas típicas se eliminan una a la vez, y se continúa con el análisis y diseño, calculando las fuerzas de los elementos y detalles de refuerzo.

- ***“Búsqueda de patrones mecánicos en edificios de planta irregular al presentarse una falla local en una de sus columnas”*** (2015). Trabajo Especial de Grado. UCAB.

Presentado por los **Ingenieros Ainara Dolmen y Juan Tamargo**, en la cual se investigó la influencia que tiene la configuración en planta en una estructura cuando ocurre una falla en una de sus columnas. Se trabajó con fallas en donde la columna pierda la capacidad de proporcionar soporte a la estructura, simulando este efecto al eliminar todas las restricciones en la base de la misma.

Las configuraciones en planta seleccionadas para este estudio son tipo H, U y L, en cada una de ellas se analiza el efecto del tipo de columna a fallar, según su ubicación dentro de la estructura, y se realiza el estudio de cada caso por separado. Con el fin de estudiar la influencia de la altura, se modelan edificios de 5, 10 y 15 niveles para las tres plantas mencionadas.

Este trabajo está enfocado principalmente hacia el estudio de la redistribución de esfuerzos al generarse la falla y la vulnerabilidad estructural. Los edificios se estudian como un todo, por este motivo el término “falla local” se refiere a la falla de un único miembro en la estructura.

- ***“Aplicabilidad de las recomendaciones para colapso progresivo en estructuras prefabricadas en zonas sísmicas”***. Universidad Nacional de Colombia – Universidad Karlsruhe. Investigación presentada por el **Ing. Luis Gonzalo Mejía C**, en el cual presentó importantes recomendaciones a estructuras que poseen elementos prefabricados y que se encuentran ante la presencia de un colapso progresivo, estudiando la aplicación de amarres o refuerzos propuestos para prevenir este suceso, de tal forma, proveer a la edificación de continuidad y ductilidad necesarias para un óptimo comportamiento bajo cargas sísmicas y cargas no previstas.

I.3 ALCANCES Y LIMITACIONES

Este Trabajo Especial de Grado se enfocará principalmente en la respuesta estructural que tendrá la edificación diseñada sismo-resistentemente según la norma COVENIN 1756-1:2001, ante un colapso progresivo, una vez inducida la falla local de unos de sus elementos estructurales.

Se realizará el análisis de dos edificaciones de concreto reforzado con distintas alturas, las cuales tendrán las siguientes características:

- Estructuras aporticadas de concreto reforzado, con un sistema de losa reticular.
- Las edificaciones serán destinadas a uso institucional.
- Según la Norma Sismo-resistente 1756-2001, el factor de importancia seleccionado será tipo “A”, debido a que las edificaciones albergarán instalaciones esenciales, de funcionamiento vital y cuya falla pueda dar lugar a considerables pérdidas humanas o económicas.
- La ubicación de las edificaciones será en Caracas y esta es considerada zona sísmica 5.
- Las estructuras se encuentran ubicadas en un suelo tipo S1.
- El diseño de planta de las edificaciones a estudiar será de tipo rectangular, con una separación entre columnas de 7,5 metros en un sentido y en el otro sentido de 8,5 metros, contando con un área aproximada de 1300 m² para cada planta.
- Las edificaciones serán de 6 y 12 pisos, con una altura de entrepiso de 3,8 metros.

Para efectos de este estudio, se inducirá la falla local a los elementos de soporte vertical (columnas), ubicadas en la planta baja de la edificación y en el nivel intermedio de la misma, de esta forma, serán analizados los pórticos ortogonales que contengan a este elemento estructural, donde, para simular los efectos de falla local en estos elementos, se eliminará o removerá dicho soporte según sea el caso. Adicionalmente, para el análisis estructural de las edificaciones, se realizará el estudio en el instante inmediato a la remoción del elemento afectado.

Se establecerán, a través de esta investigación, los patrones de falla que puedan ocurrir en las edificaciones, además de calcular los valores de la relación Demanda/Capacidad, indicando la sollicitación que tenga cada elemento estructural dentro de los pórticos afectados ante este tipo de fenómeno, sin tomar en cuenta momentos flectores de segundo orden en el análisis.

Siendo los casos a estudiar los siguientes:

Para un edificio de 6 pisos:

- Columna esquinera.
- Columna perimetral en el eje largo.
- Columna perimetral en el eje corto.
- Columnas centrales.

Para un edificio de 12 pisos:

- Columnas con mayores sollicitaciones (caso más desfavorable).

Para el análisis estructural, en el instante en que ocurre la falla, se usará el siguiente caso de carga en las edificaciones:

- $2(CP + 0.25CV)$. Donde el valor de dos (2), que acompaña a la combinación de carga, es un factor de amplificación dinámica para este tipo de análisis, recomendado por la Administración de Servicios Generales (GSA 2003).

Esta combinación de carga permitirá que los resultados se acerquen a lo que ocurre en la realidad y será estudiada a través del análisis estático lineal.

I.4 OBJETIVOS

I.4.1 Objetivo General

Estudiar el comportamiento de Estructuras de Concreto sometidas a la pérdida de elementos estructurales debido a la ocurrencia de colapsos progresivos a través de programas de simulación de Análisis Estructural (ETABS 2015).

I.4.2 Objetivos Específicos

- Analizar la respuesta estructural de la edificación de concreto, previo y posterior a la pérdida de sus elementos estructurales.
- Determinar patrones de falla en el edificio producido por ocurrencia de colapsos progresivos suscitado a la falla de sus elementos estructurales.
- Calcular los valores de la relación Demanda/Capacidad, de los elementos estructurales de la edificación, identificando su estado de sollicitación ante la presencia de un colapso progresivo.
- Comparar la influencia de la pérdida de elementos estructurales en diferentes niveles de la edificación, con el fin de estudiar la incidencia de estos.
- Sugerir recomendaciones para diferentes configuraciones de estructuras con el fin de optimizar el reacondicionamiento de la edificación, posterior a una falla en sus elementos estructurales.

**ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR
OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.**

CAPÍTULO II. MARCO TEÓRICO

II.1. COLAPSO PROGRESIVO

El colapso progresivo ha sido definido de distintas maneras por diferentes entes y especialistas dedicados al ámbito de la ingeniería civil de la siguiente manera:

“Colapso progresivo se define como la propagación de una falla local inicial, de elemento a elemento, resultando eventualmente en el colapso de una estructura completa o una gran parte de esta” (ASCE 7, 2010).

“Para los fines de esta norma el colapso progresivo se define como una extensión del daño o colapso que es desproporcional a la magnitud del evento inicial” (U. S. General Services Administration (GSA), 2013).

Es donde una falla inicial de uno o más componentes dan como resultado una serie de fallas posteriores a los componentes no afectados directamente por la acción original, este es un tipo de falla que puede dar lugar a un fallo desproporcional. (Canisius, T; Sorensen, J and Baker, J, 2007).

Un colapso progresivo se caracteriza por la pérdida de la capacidad de carga de una parte relativamente pequeña de una estructura debido a una carga extraordinaria, que, a su vez, desencadena una cantidad de fallas que afecta una parte importante de la estructura. (Gross, J. L & McGuire, W, 1983).

De acuerdo a los anteriores planteamientos realizados, el colapso progresivo es el resultado de la falla de un elemento estructural, producida por algún evento extraordinario, donde la estructura es afectada de manera secuencial en todos sus componentes, provocando una serie de daños que no son proporcionales al evento que inicia la falla local.

II.2. FALLA LOCAL

Siendo considerado el término de “falla local” como la pérdida de un único miembro estructural primario, debido a algún evento externo.

II.3. CONDICIONES DE CARGA

Este tipo de falla puede ser producida por ciertas condiciones de carga, las cuales se presentarán a continuación:

II.3.1. Carga de diseño

Condición de carga que ocurre durante la vida útil de la estructura, tanto en su período de construcción como en su etapa de ocupación, tomada en cuenta en el diseño de la misma según su uso. Dentro de este tipo de carga se consideran algunos eventos naturales como lo son el sismo, viento, etc.

II.3.2. Carga extraordinaria

Es una condición de carga en la estructura, la cual no es considerada para el diseño y cálculo de las edificaciones, y son capaces de comprometer el funcionamiento correcto de la misma.

Para efectos de este estudio, este tipo de condiciones de carga ocurren debido a distintos eventos extraordinarios, los cuales resultan como amenazas que pueden afectar a la estructura durante su etapa de construcción y vida útil.

Según (Bontempi, F., Giuliani, L., y Gkoumas, K., 2007) “...estas se pueden clasificar en amenazas físicas y amenazas lógicas...”.

Donde el primer grupo, abarca todo tipo de daño estructural o la falla general del sistema estructural, estas pueden ser subdivididas en externas, ligadas a eventos naturales no contemplados en el diseño de la estructura, por ejemplo una edificación diseñada sismo-resistentemente, la cual es afectada por un sismo de mayor magnitud al que fue previsto la estructura, como también impactos o explosiones e internas en la estructura, las cuales son defectos no detectados en los elementos del sistema estructural.

El segundo grupo, abarca errores que se pueden presentar en una estructura como los errores de diseño, errores de construcción y cambio de uso de la misma con respecto a la original, donde la misma se puede encontrar en un estado potencial de riesgo, que puede conducir a daños del sistema estructural.

Para una mejor visualización de este tipo de clasificaciones se presentarán los siguientes esquemas:

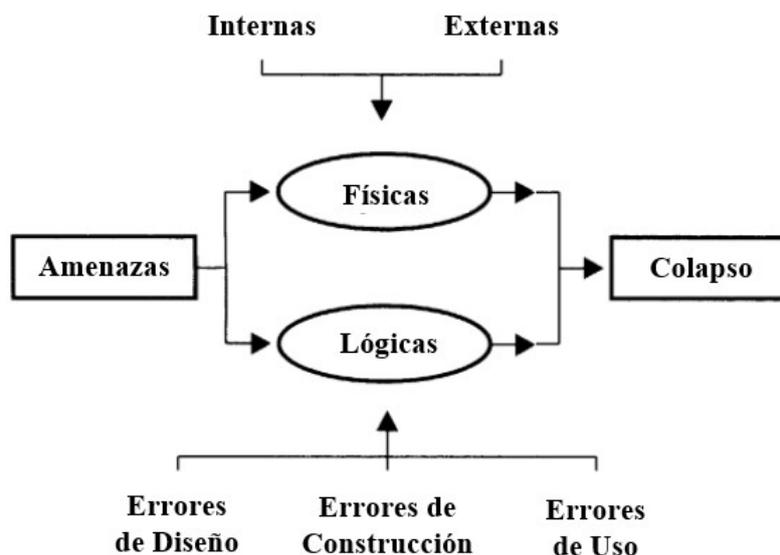


Figura II-1. Clasificación de amenazas. Tomada de, “Handing the exceptions: Dependability of systems and structural robustnes”. Bontempi, F., Giuliani, L., y Gkoumas, K., 2007

Tabla II-1. Eventos extraordinarios que podrían amenazar una estructura. Fuente: Starossek, U y Haberland, M, 2015.

Amenazas Físicas		Internas de la estructura	Amenazas Lógicas
Externas			
Amenazas Antrópicas (accidentales o intencionales)	Eventos naturales	Falta de capacidad en los elementos estructurales	Errores de diseño
Impactos (carros, trenes, barcos, aviones, misiles)	Sismo, Terremotos (de mayor magnitud al contemplado en el diseño de la estructura)		
Explosiones (gas, explosivos), Fuego (incendios)	Fuerzas de viento extremas	Corrosión en el acero estructural o de refuerzo	Errores de construcción
Carga excesiva (carga viva)	Inundaciones (provocan erosión, socavación), Vaguadas (crecidas de ríos en zonas pobladas)		Errores de uso

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Con referencia a la clasificación anterior, se puede observar que existe una gran variedad de eventos que son capaces de afectar a uno o varios elementos estructurales, generando la incapacidad funcional de estos. A continuación, se definirán algunos de estos eventos que podrían perturbar principalmente a los elementos de soporte vertical:

- **Explosiones:** Es un tipo de acción extraordinaria, no considerada dentro de los cálculos del diseño de la estructura, la cual genera una carga de impulso de alta amplitud que tiene un período muy corto de tiempo, produciendo una presión de carga alta y causando la falla de distintos componentes estructurales cerca de donde ocurre el evento.
- **Impactos:** Colisiones ante la estructura, capaces de generar una serie de fallas locales a distintos elementos de la misma.
- **Socavación:** Capaz de originar fallas en la fundación o en un elemento de soporte principal de la estructura, generando nuevas distribuciones de esfuerzos para los demás componentes estructurales, llevando a estos a su límite de capacidad.
- **Errores:** Son variados, debido a que estos no siguen un patrón regular en la ejecución o diseño de una estructura, pero pueden considerarse una serie de factores que contribuyen al riesgo de propagación de daños en estructuras, los cuales se citan según la Sociedad Americana de Ingenieros Civiles a continuación , (ASCE 7, 2010, pág. 378):
 - Existe una falta de conocimiento general entre los ingenieros, donde la integridad estructural contra el colapso progresivo es un factor importante a considerarse en el diseño.
 - Al mantener costos bajos, la tabiquería interna y externa frecuentemente no son de gran soporte de carga en la edificación, siendo estos elementos incapaces de contener el daño inicial.
 - En el intento de lograr la economía para la estructura a través de una mayor velocidad de levantamiento y menos mano de obra, los sistemas

estructurales pueden ser construidos con características mínimas de continuidad y resistencia, donde también se puede realizar una inadecuada ejecución en las conexiones, anclajes entre elementos y nodos rígidos.

- Pueden ser no reforzados o ligeramente reforzados muros de carga en estructuras de varios pisos, teniendo una inadecuada continuidad, un anclaje mal dispuesto y un nodo rígido comprometido.

No obstante, algunos de estas amenazas antrópicas, anteriormente mencionados (explosiones, impactos accidentales, etc.) son imprevisibles y no pueden definirse con precisión, siendo estas eventualidades no consideradas en el diseño de la estructura debido a la poca recurrencia de los mismos.

II.4. BASES TEÓRICAS

A continuación, se presentarán una serie de conceptos que servirán de apoyo para la comprensión de este estudio, complementando los anteriormente desarrollados.

- **Acciones accidentales:** *“Son las que en la vida útil de la edificación tienen una pequeña probabilidad de ocurrencia solo durante lapsos breves de tiempo, como las acciones debidas al sismo, al viento, etc.” (COVENIN 2002-88, 1988).*
- **Acciones extraordinarias:** *“Son las que normalmente no se consideran entre las que actúan en la vida útil de una edificación y que, sin embargo, pueden presentarse en casos excepcionales y causar catástrofes, como las acciones debidas a explosiones, incendios, etc.” (COVENIN 2002-88, 1988).*
- **Colapso desproporcionado:** *“...se caracteriza por una desproporción pronunciada entre un evento relativamente menor y el colapso resultante de la mayor parte o la totalidad de una estructura” (Starossek, U. Haberland, M, 2015).*

A través de esta definición se puede realizar una distinción entre los conceptos de colapso desproporcionado y colapso progresivo, siendo diferenciados de la siguiente manera:

Si existe una pronunciada desproporción entre un evento relativamente menor y el consiguiente colapso de una parte importante o incluso la totalidad de una estructura entonces esto se puede considerar un colapso desproporcionado. Cuando el colapso inicia con la falla, inducida por la reacción de un evento inicial, de uno o varios componentes estructurales, que luego a su vez desencadena una falla sucesiva de otros componentes no afectados directamente por el evento inicial, entonces esto es considerado un colapso progresivo (Starossek, 2009).

- **Robustez:** *“Se define como la falta de sensibilidad de una estructura ante una falla local”* (Starossek, U. Haberland, M, 2015).

Esta dependerá de las propiedades de la estructura, su capacidad y de la magnitud del daño inicial que produjo el evento extraordinario. Este término es empleado de mejor manera para definir si una estructura es más estable ante la presencia de un colapso progresivo.

- **Ductilidad:** Es la capacidad que tiene un elemento para soportar grandes deformaciones sin perder su resistencia.
- **Redundancia:** Es la capacidad que tiene los componentes de una estructura para poder conducir cargas, siendo capaz de transferirlas en distintos caminos desde un punto de aplicación hasta un punto de resistencia. Esta propiedad está asociada a la cantidad razonable de número de columnas o muros que posee una estructura.

- **Continuidad:** Es la propiedad que tienen los elementos estructurales a estar conectados de forma continua, tanto en el refuerzo de acero como en la disposición del concreto. Esto se presenta de forma natural cuando los elementos son moldeados en el sitio, donde una pieza o elemento es vaciado en una sola operación como lo es en las losas y vigas.
- **Vulnerabilidad:** *“Se define como la tolerancia de daños imprevistos o no considerados en el diseño de la estructura”* (Starossek, U. Haberland, M, 2015).

La vulnerabilidad de una estructura puede reducirse mediante la protección de la misma o el aumento de la resistencia de sus elementos.

- **Integridad:** *“...es la propiedad de una estructura de resistir una falla local, como sistema estructural manteniéndose estable y no cause un daño desproporcionado en relación a la falla inicial”* (ASCE 7, 2010).

Este término se refiere al estado de una estructura y no a su comportamiento como tal.

- **Métodos de los estados límites:** Se define como *“la descripción de la condición en que una estructura o parte de ella, deja de cumplir la función para la que fue diseñada”* (McCormac, J y Brown, R, 2011).

Hay dos categorías de estados límite: Por resistencia y por servicio.

- Los estados límite por resistencia: Se fundamentan en la seguridad o capacidad de carga de las estructuras e incluyen el pandeo, la fractura, la fatiga, etc.
- Los estados límite de servicio: Se basan en el desempeño de las estructuras bajo cargas de servicio, y son directamente influenciados con los usos y/o la ocupación de las estructuras. Este estado límite se puede referenciar considerando las magnitudes de las conexiones,

grietas y vibraciones de las estructuras, así como la cantidad de deterioro superficial del concreto y la corrosión del refuerzo.

- **Efecto catenaria:** Es un fenómeno que ocurre cuando las deformaciones en las vigas o losas son muy pronunciadas. Cuando esto sucede, los componentes horizontales (vigas) empiezan a comportarse como cables o elementos que resisten carga vertical a través de la tracción. Esto ocurre principalmente cuando las mayores deformaciones se generan en un tramo de la viga que es afectado por la falla local en uno de sus elementos principales.

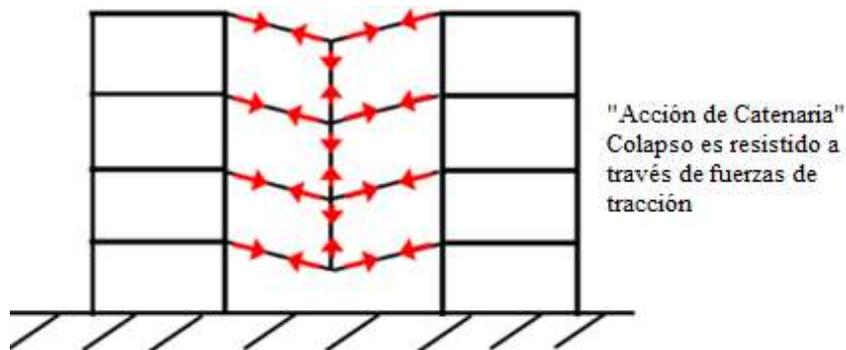


Figura II-2. Descripción gráfica del efecto catenaria. Tomada de, "Colapso Progresivo De Edificios De Concreto". Barbosa, R., 2013.

II.5. CASUÍSTICA DE COLAPSOS PROGRESIVOS

En este apartado, se presentarán algunos casos resaltantes de colapsos progresivos ocurridos en la historia:

II.5.1. Ronan Point, Londres – Inglaterra

Fecha: 16 de mayo de 1968.

Descripción: Explosión de gas ocurrida en el piso 18 de un edificio de 22 niveles. La detonación produjo la fractura del muro exterior de la cocina, haciendo que los pisos superiores colapsaran por inestabilidad, generando una sobrecarga que conllevó al colapso de las plantas inferiores de la estructura.

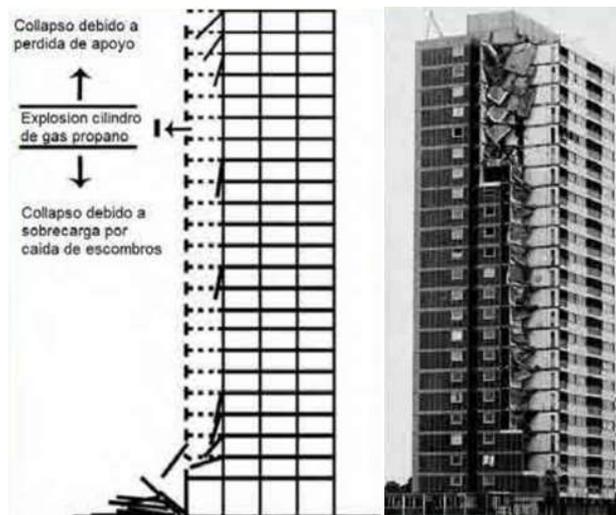


Figura II-3. Breve esquema del colapso progresivo de la torre Ronan Point. Tomada de, “Colapso Progresivo de Edificios de Concreto”. Barbosa, R., 2013.

II.5.2. Edificio Federal A.P. Murrah, Oklahoma – Estados Unidos

Fecha: 19 de abril de 1995.

Descripción: Un camión bomba, que contenía aproximadamente 2300 kg de material explosivo, estalló en el frente de este edificio, destruyendo un tercio del mismo y provocando enormes daños, por lo cual, poco después la estructura tuvo que ser demolida por razones de seguridad.



Figura II-4. Edificio Federal A. P. Murrah antes y después de la detonación del camión bomba. Tomada de, “Colapso Progresivo de Edificios De Concreto”. Barbosa, R., 2013.

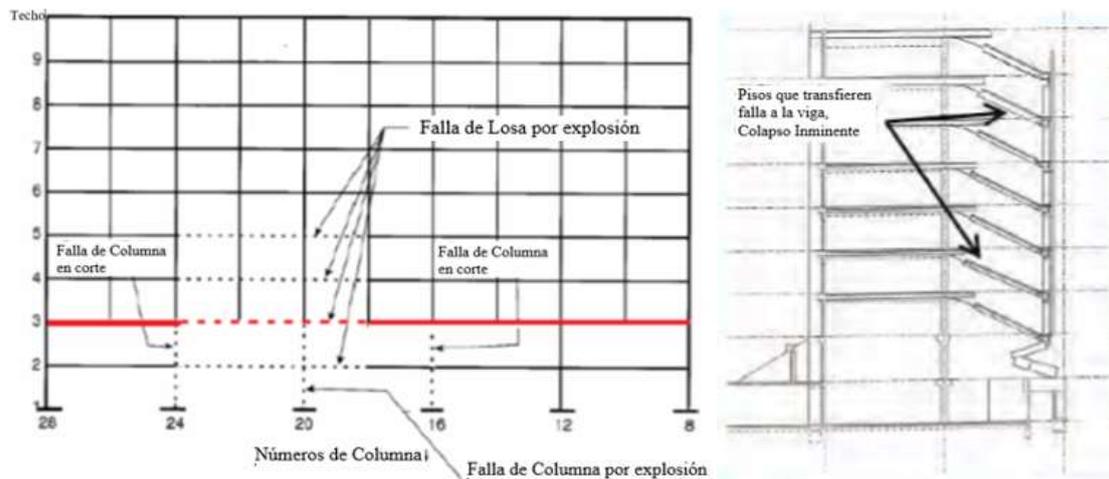


Figura II-5. Breve Esquema de colapso progresivo del edificio A.P. Murrah. Tomada de, “Colapso Progresivo De Edificios de Concreto”. Barbosa, R., 2013.

II.5.3. Bloque Número 5 de la Terraza 10 de Pablo VI, Miranda – Venezuela

Fecha: Diciembre 2010 – Octubre 2013.

Descripción: A partir de su inauguración, esta estructura empezó a presentar un asentamiento, notándose su desnivel en comparación con los otros inmuebles de la zona. Este fue sometido a estudios técnicos, donde se reforzaron sus fundaciones, pero la estructura no presentó mejoras.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Para Eduardo Páez-Pumar, ingeniero y presidente de la Asociación Integral de Políticas Públicas, el caso del urbanismo evidencia que no se están cumpliendo los procedimientos correctos de construcción.

"Ningún proyecto puede carecer de estudios de suelos ni de planos estructurales y arquitectónicos. Son normas necesarias que deben ser consignadas en la alcaldía del municipio en el que se desea edificar, como primer paso. Luego, debe contarse con especialistas y materiales adecuados. No es lo mismo construir un edificio en el macizo guayanés que en Caracas, debido a que la calidad de los terrenos es distinta. La supervisión, igualmente, es indispensable...". (Castro, M.,2013, *El Nacional: Gran Caracas, "Por peligro de colapso derriban edificio de la Misión Vivienda"*).

En la Alcaldía de Sucre confirman que la Fundación Misión Hábitat, encargada de la obra, y las empresas contratistas no solicitaron permisos de habitabilidad antes de edificar. "...Los proyectos no pueden ser manejados de forma aislada. Cuando no hay planificación, solamente se generan pérdidas...", agrega Páez-Pumar. (Castro, M.,2013, *El Nacional: Gran Caracas, "Por peligro de colapso derriban edificio de la Misión Vivienda"*).



Figura II-6. Bloque número 5 de la terraza 10 de Pablo VI en demolición. Tomada de “Por Peligro de Colapso Derriban Edificio De La Misión Vivienda”. El Nacional: Gran Caracas. 2013.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

II.5.4. World Trade Center (I), Nueva York – Estados Unidos

Fecha: 26 de febrero de 1993.

Descripción: Una camioneta cargada con explosivos fue detonada por grupos terroristas en los estacionamientos situados debajo de las Torres Gemelas, generando daños en varios niveles inferiores. Dicha explosión también produjo humo en los pisos superiores. Seis (6) personas murieron y más de mil quedaron heridos. Ese fue uno de los más catastróficos ataques terroristas ocurridos hasta ese momento en Estados Unidos.

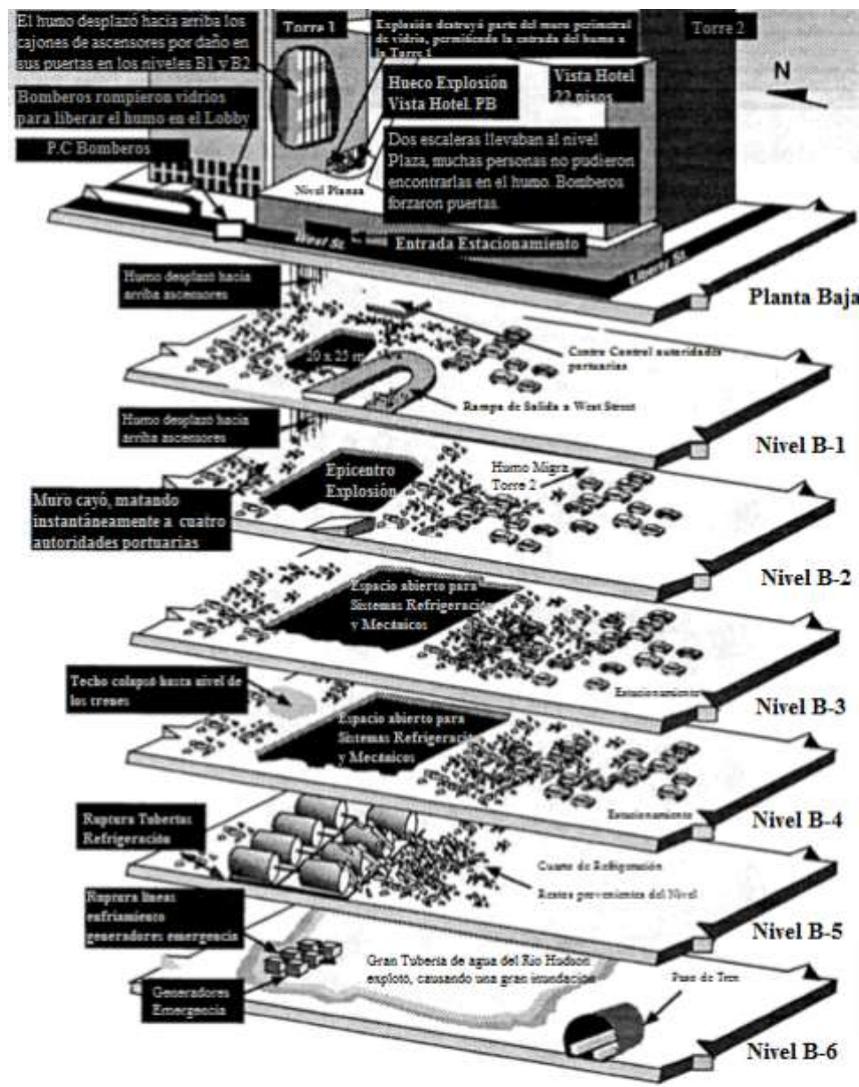


Figura II-7. Descripción gráfica del ataque terrorista. Tomada de http://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/9/97/WTC1993_BlastDamage.png

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

II.5.5. World Trade Center (II), Nueva York – Estados Unidos

Fecha: 11 de septiembre de 2001.

Descripción: Dos aviones comerciales secuestrados fueron trasladados intencionalmente al World Trade Center. Los edificios fueron diseñados para soportar un impacto de avión usando una fachada exterior que podría arrojar y redistribuir las cargas alrededor de una abertura en el edificio si un impacto fuera a ocurrir. Sin embargo, ambos edificios experimentaron un colapso total, debido principalmente a la envergadura de las aeronaves que impactaron dichas edificaciones y al daño generado por el calor a partir de los incendios resultantes en la estructura de acero.

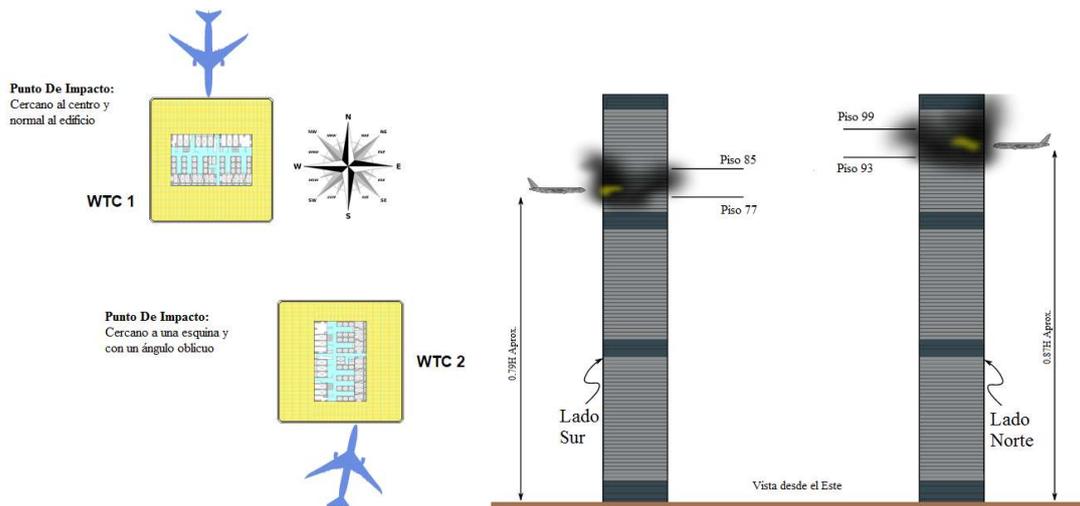


Figura II-8. Zonas de impacto de las aeronaves en las torres del World Trade Center. Tomada de http://en.wikipedia.org/wiki/Collapse_of_the_World_Trade_Center



Figura II-9. Complejo World Trade Center luego del colapso de las torres. Tomada de <http://americanfreepress.net/9-11-beyond-exposure-seeking-solutions/>

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

II.5.6. Skyline Plaza, Virginia – Estados Unidos

Fecha: 2 de marzo de 1973

Descripción: Estructura en etapa de construcción. La causa raíz del problema fue debido a la remoción prematura del encofrado y apuntalamiento de losas y columnas específicas en el piso 23. Cuatro columnas de concreto reforzado, junto con la losa de concreto no alcanzaron su resistencia deseada y fallaron, haciendo que el piso superior sobrecargara al inferior, ocasionando el colapso.



Figura II-10. Complejo de apartamentos Skyline Plaza luego del colapso. Tomada de <http://www.masterbuilder.co.in/formwork-failure-cases-causes/>

II.5.7. Edificio Mijagual, Caracas – Venezuela

Fecha: 29 de julio de 1967

Descripción: Estructura de Concreto de 9 niveles. Debido a la falla de columnas por el Terremoto del 67' se generaron inestabilidades en los pisos superiores, sobrecargando los elementos inferiores y generando así su total colapso. Se presume la muerte de aproximadamente 810 personas, ya que en esta construcción se realizaban dos fiestas al momento del sismo.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.



Figura II-11. Edificio Mijagual luego del sismo ocurrido en 1967 en Caracas. Tomada de <http://encontrarte.aporrea.org/imagenes/Efemerides/terremoto1967.jpg>

II.5.8. Hotel Macuto Sheraton, Vargas – Venezuela

Fecha: 29 de julio de 1967

Descripción: Debido al Terremoto del 67', dicha estructura de concreto reforzado sufrió la falla de sus columnas por efecto cortante, ya que las ligaduras que ellas poseían no eran las adecuadas para soportar un evento de tal magnitud. A consecuencia de este evento, se generaron fallas en sus losas, haciendo imposible la habitabilidad del recinto sin una adecuación.



Figura II-12. Falla de Columnas a corte en Hotel Macuto Sheraton. Tomada de “Costruzioni in Zona Sismica”. Spacone, E., 2009.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

II.5.9. Mansión Charaima, Vargas – Venezuela

Fecha: 29 de julio de 1967

Descripción: Debido al Terremoto del 67', algunos elementos de los niveles superiores fallaron, generando el colapso de la zona superior de la estructura. Algunos especialistas afirman que la zona colapsada “no estaba prevista en el proyecto original”. A raíz del devastador evento, no era viable su rehabilitación, por lo que procedieron a la demolición total del complejo. Al principio intentaron su colapso con explosivos, pero no fue posible, luego de varios intentos, no hubo más remedio que el emplear una bola gigante de acero para su derrumbe.



Figura II-13. Mansión Charaima luego del sismo. Tomada de <http://jfbblueplanet.blogspot.com/2014/04/los-5-sismos-de-caracas.html>

II.6. NORMAS QUE CONSIDERAN EL COLAPSO PROGRESIVO

En la actualidad, existen algunas normas y códigos que toman en cuenta el diseño para la prevención de colapsos progresivos en sus estructuras, estas, en su gran mayoría, han sido desarrolladas por organismos públicos y privados de los Estados Unidos.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

II.6.1. Sector Privado

La Sociedad Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) y el Instituto Americano de Concreto (ACI), son instituciones que desarrollan normas y códigos para la construcción, donde, dentro de sus documentos, incluyen provisiones de forma indirecta para la prevención de colapso progresivo, en las cuales tenemos:

- La ASCE-7 “*Cargas de diseño mínimo para edificios y otras estructuras*”, tiene un apartado en sus comentarios, que expone la integridad estructural general (C1.4), considerando criterios de resistencia mínima que garantizan a las estructuras la interconectividad mínima en todos sus elementos y un sistema resistente a fuerzas laterales, proporcionando estabilidad bajo cargas de gravedad, cargas sísmicas, viento y otras cargas anticipadas, de tal manera, al cumplir estos criterios, proporcionará integridad estructural en la vida útil de la estructura, además de incluir una reseña de colapso progresivo en estructuras, teniendo relación completa con el propósito de este Trabajo Especial de Grado.
- Sin embargo, la ASCE se encuentra en el desarrollo de la siguiente norma “*Norma para Mitigación de Colapso Desproporcionado en Edificios*”. Donde el contenido se basará en la información técnica disponible, incluyendo los documentos técnicos producidos por el comité del Instituto de Ingeniería de Software (SEI/TAD) de colapso desproporcionado, la Guía de la Administración de Servicios Generales y el Departamento de Defensa de los Estados Unidos y otras guías y normas disponibles.

II.6.2. Sector Público

El Departamento de Defensa de los Estados Unidos, la Administración de Servicios Generales (GSA) y la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias (FEMA) son instituciones que han desarrollado documentos y normativas relacionadas directamente con el colapso progresivo en estructuras producido por eventos extraordinarios, de las cuales, para este Trabajo Especial de Grado, serán de referencia:

- UFC 4-023-03, “*Diseño de Edificios para Resistir Colapso Progresivo*”. Donde su propósito y alcance, se basa en:

“...*criterios unificados, los cuales proporcionan requisitos de diseño necesario para reducir el potencial colapso progresivo en instalaciones nuevas y existentes que experimentan daños estructurales localizados normalmente a través de eventos imprevisibles*”. (Department of Defense. USA, 2013).

Estos criterios serán aplicados a edificios del Departamento de Defensa de los Estados Unidos, donde pueden ser proyectos de nueva construcción o modificación en conformidad con las disposiciones de la UFC 4-010-01 “*Normas Mínimas para Edificios Antiterrorismo*”.

- GSA, “*Análisis de ruta alternativa y directrices de diseño para resistencia al colapso progresivo*”. Donde el propósito de este documento será:

Reducir el potencial colapso progresivo en edificios federales nuevos y renovados. Se tiene la intención de llevar un nivel constante de protección en la aplicación de diseño de colapso progresivo a las instalaciones federales y para traer la alineación con el conjunto de normas de seguridad emitido por el Comité Interinstitucional de Seguridad (ISC) y la Administración de Servicios Generales (GSA) en su filosofía, toma de decisiones y metodología de aplicación. Además, se pretende acercar la alineación dentro de la industria mediante la reducción de las incongruencias entre la metodología del Departamento de Defensa de los Estados Unidos y GSA. (U. S. General Services Administration (GSA), 2013).

- FEMA P646, “*Directrices para el diseño de estructuras para evacuación vertical de tsunamis*”, donde el enfoque de este documento es:

... proporcionar protección durante un evento de tsunami de alto riesgo y a corto plazo. Este tipo de instalaciones se denominan generalmente

refugios. Un refugio de evacuación vertical desde los tsunamis es un edificio o montículo de tierra que tiene la altura suficiente para elevar a los evacuados por encima del nivel de inundación por tsunami, siendo diseñado y construido con la fuerza y la resistencia necesaria para resistir los efectos de las olas del tsunami.

Este documento es un recurso para los ingenieros, arquitectos, funcionarios del estado y del gobierno local, los funcionarios de construcción, planificadores de la comunidad y propietarios de edificios que están considerando la construcción y operación de las estructuras tsunami-resistentes que están destinados a ser un refugio seguro para los evacuados durante un evento. Se proporciona orientación sobre el diseño y construcción de estructuras que podría ser utilizado como un refugio para la evacuación vertical por encima de subida de las aguas asociadas con inundaciones causadas por tsunamis, e incluye recomendaciones específicas sobre la carga, configuración, ubicación, operación y mantenimiento de las instalaciones. Está destinado para su uso en áreas de los Estados Unidos que están expuestos a riesgos de tsunamis, pero eso no debe impedir el uso de esta guía para instalaciones ubicadas en otras áreas expuestas a riesgos similares. (FEMA P646, 2008).

No obstante, en Venezuela no existe una norma de construcción que desarrolle directamente criterios ante un potencial colapso progresivo, debido a que este tipo de estado en las estructuras del país es poco común, sin embargo, los riesgos de que pueda desarrollarse están ligados a eventos extraordinarios que ocurren durante la vida útil y etapa de construcción de las estructuras, poniendo en riesgo la integridad estructural de la misma y la seguridad de las personas que se encuentren en el uso de esta.

II.7. MITIGACIÓN DE OCURRENCIA DE COLAPSO PROGRESIVO

Una forma de lograr la resistencia al colapso progresivo es proporcionar la integridad y robustez estructural en la edificación, considerando las potenciales incidencias en los elementos estructurales que puedan desencadenar un colapso progresivo. No obstante, la

estructura pueda que, técnicamente, luego de ocurrir la falla, no sea posible repararla y su reocupación no sea segura, siendo este nivel de daño grave. Se debe tener en cuenta que el objetivo de diseño para la resistencia de colapso progresivo es mitigar la propagación de daños excesivos, tal que, el sistema estructural sea estable para activar los procedimientos de evacuación de emergencia en la edificación.

Adicionalmente, existen diversos criterios y directrices que abordan las condiciones locales y globales que son tomadas en cuenta dentro del análisis y diseño de las estructuras para la mitigación de la falla local en un miembro estructural, estos criterios pueden ser aplicados de diferentes formas dentro del desarrollo de una obra y pueden ser clasificados en métodos directos e indirectos.

II.7.1. Métodos indirectos

- Proporcionar redundancia, continuidad y ductilidad.

Para disminuir la probabilidad de ocurrencia de colapso progresivo en estructuras de concreto, existen varias características a tomar en cuenta, entre ellas están:

- Redundancia de elementos primarios: Al proveer mayor cantidad de elementos primarios en la estructura que los mínimos necesarios para lograr su estabilidad, se podrá garantizar una redistribución balanceada de las solicitaciones del sistema por ocurrencia de falla local, evitando el colapso.
- Conexiones y continuidad: Se reduce la probabilidad de ocurrencia de un colapso al generarse juntas monolíticas, evitando las conexiones entre sí de elementos prefabricados.
- Integridad y robustez estructural: Al tomar en consideración las anteriores propiedades dentro del diseño estructural, se logra un mejor desempeño de la estructura ante una falla local, no obstante, también se deben tomar en cuenta otras sugerencias y directrices de normas como la ASCE-7, las cuales son: Sistema integrado de amarres o anclaje, acción catenaria en las losas de los pisos, detalle dúctil en los

elementos estructurales y refuerzo adicional para resistir algún evento extraordinario.

- Fuerzas de amarre.

Es utilizada para mejorar la continuidad, ductilidad y resistencia estructural mediante las fuerzas de tracción mínima que dispone el acero de refuerzo usado en la estructura, uniéndola, de tal manera, que permita la transferencia de carga desde la parte que abarca la falla local hasta otro sector de la estructura.

II.7.2. Métodos directos

- Ruta alternativa de carga.

Es un método que requiere que la estructura sea capaz de soportar una falla local sobre un elemento estructural, proporcionando rutas alternas para la distribución de carga, permitiendo distribuir los esfuerzos realizados originalmente por el elemento afectado, absorbiendo el daño producido y de esta manera, evitar el colapso de la estructura.

- Resistencia local específica.

Este método provee una resistencia suficiente a elementos de la estructura para soportar una carga extraordinaria, donde se incrementarán las secciones de estas, proporcionando una protección adicional. El método se centra en el diseño o mejoramiento de ciertos elementos estructurales denominados elementos claves, los cuales estarán sometidos a escenarios de alto riesgo, comprometiendo a la estructura a una falla general en sus componentes.

Cabe destacar que las directrices de desarrollo para la aplicación de ambos métodos, se pueden encontrar en los documentos normativos, del Departamento de Defensa de los Estados Unidos, UFC 4-023-03, “*Diseño de Edificios para Resistir Colapso Progresivo*” y la Administración de Servicios Generales, (GSA) “*Análisis de ruta alternativa y directrices de diseño para resistencia al colapso progresivo*”, referenciados en el apartado II.6 de esta investigación.

II.7.3. Clasificación de aplicación de los métodos en estructuras

Para la aplicación de los métodos que previenen el colapso progresivo, se clasificarán las edificaciones según la categoría de ocupación, esto se hace bajo los criterios del Departamento de Defensa de los Estados Unidos, mediante las definiciones de la tabla 2-2 “Categoría de riesgos de edificios y otras estructuras” de la norma UFC 3-301-01. “Ingeniería Estructural”, siendo aplicada la situación que mejor se adapte o asemeje a una existente o nueva edificación.

A continuación, se presentará la clasificación de los distintos tipos de estructuras y métodos de diseño que se puedan aplicar para la mitigación de un colapso progresivo.

Tabla II-2. Categorías de ocupación. Fuente: UFC 3-301-01

Naturaleza de ocupación	Categoría de ocupación
Edificios de categoría de riesgo I, siendo edificios y otras estructuras que representan una baja amenaza para la vida humana en el caso de una falla.	I
Edificios y otras estructuras excepto los incluidos en las categorías de riesgo I, III, IV y V, como edificios residenciales con menos de 50 habitantes, viviendas de alta ocupación familiar.	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro considerable para la vida humana o que representan una pérdida económica significativa en el caso de fallo, por ejemplo: asamblea pública, escuelas primarias y secundarias, universidades, instalaciones de tratamiento de agua potable, instalaciones de tratamiento de aguas residuales y otras instalaciones de servicios públicos, etc.	III
Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales, como hospitales, estaciones de policía, estación de bomberos, refugios de preparación de emergencia, estaciones generadoras de energía, otras instalaciones de servicios públicos, instalaciones que contienen materiales altamente tóxicos.	IV
Instalaciones militares nacionales, instalaciones de servicios que requieran las estructuras de ocupación de categoría V	V

Tabla II-3. Requisitos de diseño según ocupación. Fuente: UFC 4-023-03

Categoría de ocupación	Requerimiento de diseño
I	No hay requerimientos específicos.
II	Fuerzas de amarre para toda la estructura y mejoramiento de la resistencia local de columnas o muros de las esquinas y penúltimos a estas para todo el primer piso.
	Ruta alternativa de carga para columnas o muros eliminados en lugares específicos.
III	Ruta alternativa de carga para columnas y muros eliminados en lugares específicos y mejoramiento de la resistencia local para todas las columnas del perímetro del primer piso.
IV	Fuerzas de amarre, ruta alternativa de carga para columnas y muros eliminados en lugares específicos y mejoramiento de la resistencia local para todas las columnas del perímetro del primer piso.

Para la Administración de Servicios Generales, la clasificación es similar en cuanto a categorizar las estructuras según su uso o función. De tal forma, teniendo en cuenta este tipo de consideraciones, se aplicará para este estudio un método de mitigación contra el colapso progresivo a una edificación de uso institucional (hospitales, universidades, ministerios, etc.) teniendo relación a los criterios anteriormente mencionados.

II.7.4. Fuerzas de amarre

Este método mejora ciertas características del sistema estructural mediante las fuerzas de tracción que se dispone con el acero de refuerzo, en los elementos que componen la estructura como vigas, columnas, placas, muros, etc. Desarrollando una posible vía de carga alterna, este refuerzo de acero requerido puede ser proporcionado total o parcialmente por el acero ya dispuesto en el diseño de los componentes de concreto reforzado, el cual tiene el propósito de resistir otras acciones tales como corte, flexión y fuerzas laterales, siendo este suficiente para desarrollar las fuerzas de unión o amarre necesarias en la estructura para mitigar o disminuir la incidencia que conlleva una falla local.

A continuación, se presentará el detalle de acero de una viga diseñada para acciones sísmicas con la potencial pérdida de una columna:

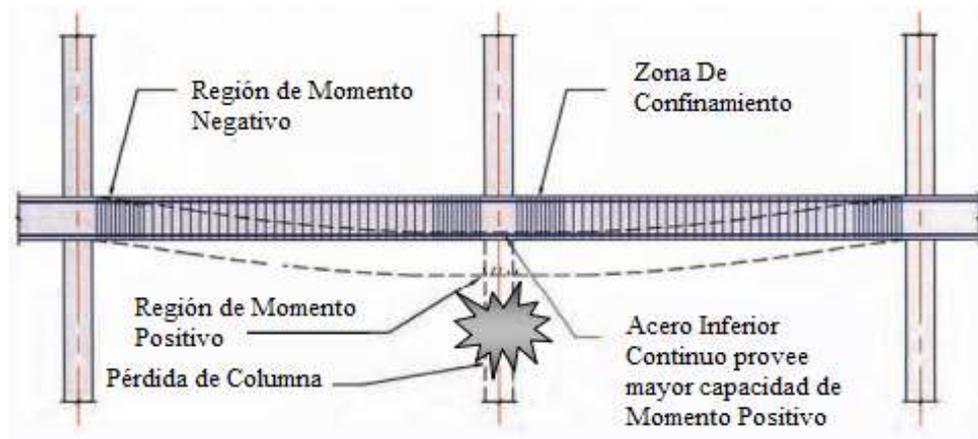


Figura II-14. Detalle del acero de refuerzo para sismo, ante la pérdida de una columna. Tomada de FEMA P646, 2008.

En la estructura, se deben disponer adecuadamente de amarres, estos deben ser anclados en cada extremo con el fin de desarrollar su capacidad plena, los cuales pueden ser clasificados como:

- Amarres horizontales que dependerán del tipo de construcción, si son internos, periféricos, transversales, longitudinales, a los bordes de columnas y muros de carga.
- Amarres verticales

Donde los amarres periféricos deberán asegurar la continuidad de las rutas de carga desde un extremo al otro, los amarres verticales deben ser continuos desde el nivel más bajo al nivel más alto de la estructura. Los amarres horizontales a los bordes de las columnas esquineras y muros no deben ser continuos necesariamente, pero debe ser anclados adecuadamente a la estructura.

Siendo estos el acero de refuerzo, el cual debe tener empalmes soldados o unidos mecánicamente según la norma de diseño de concreto reforzado aplicada, se recomienda que

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

sean similares a los tipos 1 y 2 según la ACI-318, donde estos empalmes deben localizarse lejos de las conexiones y regiones de alta tracción.

Se ilustrará a continuación la disposición de acero continuo que debe tener una estructura en sus elementos:

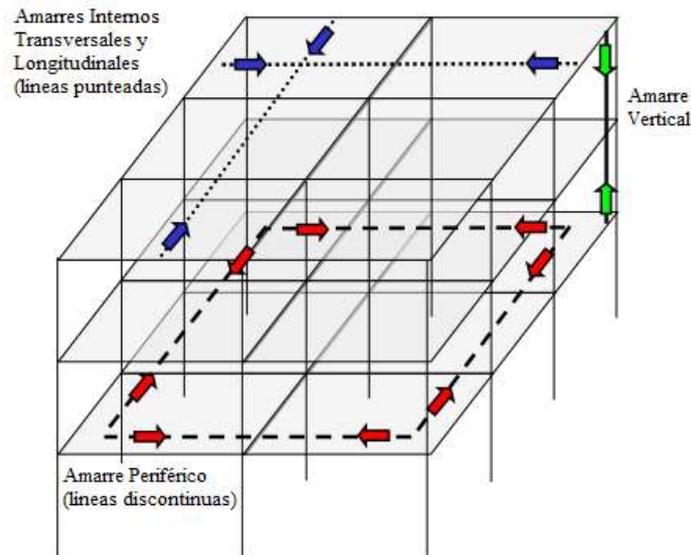


Figura II-15. Fuerzas de amarre en una estructura aporticada. Tomada de FEMA P646, 2008.

El anclaje es fundamental para el rendimiento de los amarres y debe evaluarse cuidadosamente, en particular en los casos en que el diseño del edificio puede ser atípico. El detalle sísmico se debe utilizar para anclar un amarre a otro o en punto de terminación, (tales como en el perímetro de un edificio). Esto incluye proporcionar ganchos sísmicos y las longitudes de desarrollo sísmicos, tal como se recomienda en la ACI-318. (FEMA P646, 2008)

II.7.5. Ruta alternativa de carga

El objetivo principal de este método es proveer a la estructura un diseño que sea capaz de soportar la falla de un elemento principal, permitiendo la redistribución de los esfuerzos, tomando en consideración que las deformaciones existentes no excedan ciertos criterios

recomendados, de tal manera, poder minimizar el daño producido por los efectos del colapso progresivo. Este método puede ser aplicado en dos diferentes situaciones:

1. Para la verificación de la vulnerabilidad de una estructura, donde un miembro principal falla o este no puede proporcionar la capacidad necesaria en el sistema, generando daños a toda la estructura o una gran parte de esta, de tal forma, se emplea este método a la estructura en su etapa de diseño, eliminando un elemento específico y realizando el análisis pertinente al sistema estructural para la verificación de este.
2. Aplicado en el diseño para estructuras específicas que requieran una alta o mediana seguridad para minimizar el daño de colapso progresivo, por ejemplo, edificios de índole gubernamental.

En las directrices de este método se emplean los factores de minoración o de reducción de resistencia y los factores de combinación de carga, que son empleados para el diseño de los elementos estructurales y demás componentes en la edificación. Estos factores de minoración representan cierta incertidumbre para el diseño del edificio, como lo es la deficiencia del material, los errores de construcción, defectos de diseño, etc., y estarán tomadas en consideración cuando se produzca la falla local en la estructura.

II.7.5.1. Procedimientos para el análisis estructural

En la aplicación de este método se recomienda el análisis estructural a través de modelos tridimensionales, considerándose tres distintos procedimientos:

- **Análisis estático lineal:** El análisis estructural incorpora solo materiales elásticos lineales y teoría de deformación baja, los fenómenos de pandeo no están incluidos en el modelo, pero se evalúan a través de la examinación por inspección. Las fuerzas de inercia no se consideran. El análisis consiste en un solo paso, en el que las deformaciones y esfuerzos internos se resuelven basados en las cargas aplicadas, la geometría y materiales. (U. S. General Services Administration (GSA), 2013).

- Análisis estático no lineal: El modelo estructural incorpora geometría y materiales no lineales. Los efectos de la inercia no están incluidos. Un enfoque incremental o iterativo se utiliza normalmente para resolver la respuesta estructural como una función de la carga aplicada. (U. S. General Services Administration (GSA), 2013).
- Análisis dinámico no lineal: Se incluyen los efectos de inercia, materiales y geométricos no lineales. Un procedimiento de integración de tiempo se utiliza para determinar la respuesta estructural como una función del tiempo. (U. S. General Services Administration (GSA), 2013)

Para efectos de este estudio, se realizarán los análisis respectivos de las edificaciones luego de inducir la falla local a través del procedimiento de análisis estático lineal.

II.7.5.2. Criterios recomendados

Existen una serie de criterios que recomiendan los documentos, guías y normas que anteriormente se mencionaron en el apartado II. 6, siendo tomadas para la aplicación de este método las recomendadas por la Administración de Servicios Generales (GSA), de esta forma, para el análisis de las edificaciones a realizar se disponen de los siguientes criterios.

II.7.5.2.1. Remoción de elementos de soporte vertical

Para el análisis de este fenómeno, se realizan diferentes consideraciones anteriormente mencionadas de los distintos escenarios. Para efectos de esta investigación, se inducirán fallas en soporte vertical, removiendo o eliminando el mismo en el modelo tridimensional a usar, tomando en cuenta la continuidad estructural de viga a viga y la mitigación de los efectos de la falla local por el comportamiento dúctil de los elementos de soporte horizontal.

A continuación, se presentará la configuración apropiada para la remoción o eliminación de una columna:

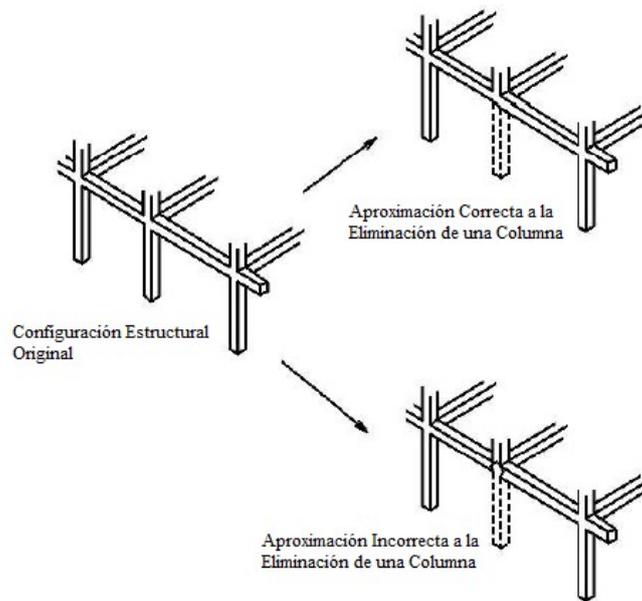


Figura II-16. Configuración de la remoción de columna para método de ruta de carga alternativa. Tomada de U. S. General Services Administration (GSA), 2013.

Sin embargo, de acuerdo a las directrices del documento de “*Análisis de ruta alternativa y directrices de diseño para resistencia al colapso progresivo*” de la GSA, para la remoción de un elemento de soporte vertical en una estructura con el fin de simular el efecto de falla local, se deben tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

- Columnas externas.

Se debe considerar eliminar una columna externa cerca del medio del lado corto de la planta de la edificación, cerca de la mitad del lado largo de la misma, en la esquina del edificio, y adyacente a la esquina del edificio (penúltima). También se considera remover columnas en sitios críticos, según lo determinado por los criterios de ingeniería de acuerdo con el estándar de la práctica. Como mínimo, los lugares críticos incluirán, pero no se limitarán a las siguientes condiciones:

- La geometría de la planta de la estructura cambia significativamente, tales como disminución abrupta del tamaño de la planta.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

- Si la estructura presenta alguna discontinuidad de carga vertical (es decir, condiciones de transferencia).
 - Columnas adyacentes que están ligeramente cargadas.
 - Plantas adyacentes que tienen diferentes distribuciones de carga tributaria.
 - Elementos en diferentes direcciones o elevaciones.
- Columnas internas.

Se considera eliminar columnas internas cerca de la mitad del lado corto de la planta de la edificación, cerca de la mitad del lado largo y cerca de la esquina de la misma. Se evalúa también eliminarse en todos los demás lugares críticos, como se determina por los criterios de ingeniería de acuerdo con el estándar de la práctica. Como mínimo, los lugares críticos incluirán, pero no se limitarán a los mencionados anteriormente para las columnas externas.

Los elementos deben ser removidos uno a la vez, de tal manera, se realizará un análisis independiente para cada caso. A continuación, se mostrarán de manera gráfica las ubicaciones de las columnas a remover según las directrices de la GSA:

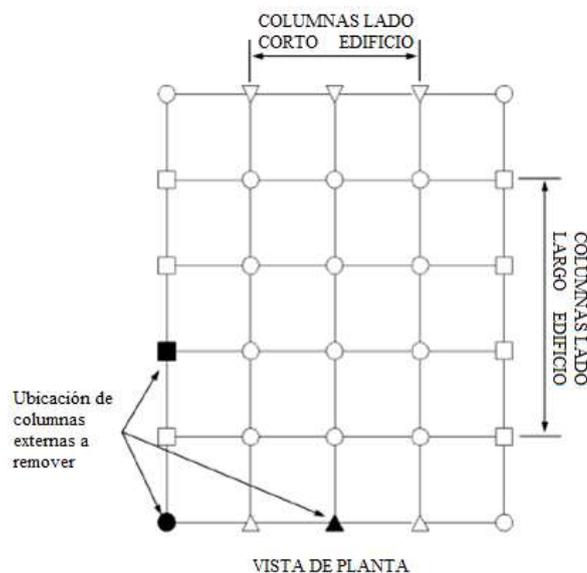


Figura II-17. Ubicación en planta de las columnas externas que serán removidas en el estudio de Colapso Progresivo. Tomada de U. S. General Services Administration (GSA), 2013.

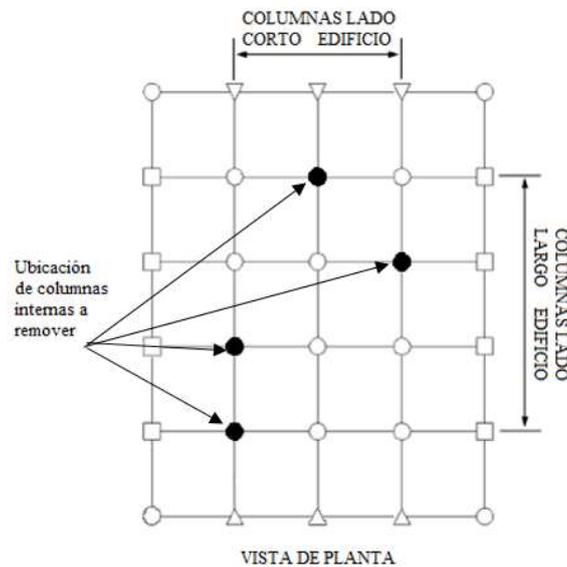


Figura II-18. Ubicación en planta de las columnas internas que serán removidas en el estudio de Colapso Progresivo. Tomada de U. S. General Services Administration (GSA), 2013.

II.7.5.2.2. Límite de daños

Como resultado de la eliminación o remoción de un elemento de soporte de carga vertical para edificaciones, se limitará de la siguiente manera la extensión máxima permitida para el daño por colapso progresivo, dependiendo de la ubicación del elemento a remover:

- Para el caso de remoción de la columna externa, la zona de colapso que se encuentra por encima del elemento eliminado, debe ser menor a 70 m^2 o a un 15% del área de la planta de ese piso. El suelo o soporte que se encuentre por debajo del miembro eliminado no deberá fallar.
- Para el caso de remoción de la columna interna, la zona de colapso que se encuentra por encima del elemento eliminado, debe ser menor a 150 m^2 o a un 30% del área de la planta de ese piso.

Donde, para ambos casos, no deberá extenderse más allá del área anteriormente considerada, siendo este el límite recomendado para mitigar los efectos de la falla local. Sin embargo, estas directrices reconocen que, en virtud de un evento extremo, algunos daños

estructurales son a menudo inevitables, debido a la propagación progresiva del daño inicial a los elementos adyacentes y a la redistribución de la carga. Por esta razón, estas directrices utilizan una definición de colapso que se centra en la consecuencia relativa o extensión del daño, en lugar de la forma en que se produce este, permitiendo la aceptación de un cierto nivel de daño más allá del evento inicial, cuando este no se considera desproporcionado y cuando no dará lugar a la inestabilidad de la estructura.

A continuación, se mostrarán de manera gráfica las zonas límites para el colapso:

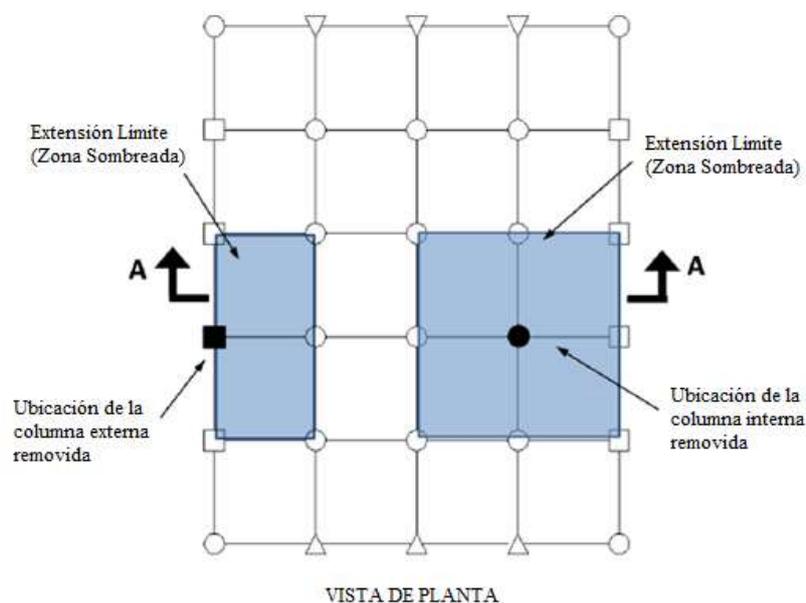


Figura II-19. Vista en planta de las extensiones permitidas para el colapso progresivo según la ubicación de columna removida. Tomada de U. S. General Services Administration (GSA), 2013.

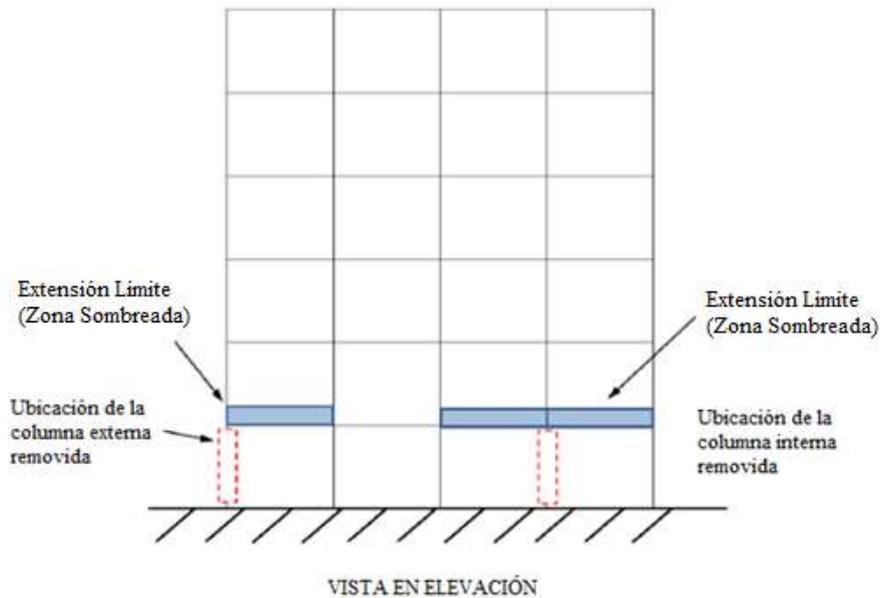


Figura II-20. Vista en elevación de las extensiones permitidas para el colapso progresivo según la ubicación de columna removida. Tomada de U. S. General Services Administration (GSA), 2013.

II.7.5.2.3. Combinación de carga

Para el análisis estático lineal de la edificación, se aplicará la siguiente combinación de carga:

$$\text{Ecuación.1} \quad G = C_p + 0,25C_v$$

Donde:

C_p : Carga permanente

C_v : Carga variable

Se escoge esta combinación de carga para que los resultados obtenidos, a través del análisis estructural, estén aproximados a lo que ocurre en la realidad durante la pérdida de un elemento de soporte vertical.

No obstante, el colapso progresivo es un evento dinámico y no lineal, los casos de carga aplicados para los procedimientos estáticos requieren el uso

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

de factores de aumento de cargas o factores de aumento dinámicos, que aproximen los efectos de inercia y no lineales. Por tanto, el análisis estático lineal y no lineal, según las anteriores directrices de la GSA (2003), utilizaron un multiplicador de carga igual a 2,0, siendo aplicado directamente a la combinación de carga para el colapso progresivo. (U. S. General Services Administration (GSA), 2013).

Con respecto a los desplazamientos ocurridos en las estructuras, el Departamento de Defensa de los Estados Unidos cita:

“...el desplazamiento máximo de una carga dinámica aplicada de forma instantánea y sostenida en un análisis lineal es el doble del desplazamiento que cuando se aplica una carga estática.”

Por lo que finalmente, en base a las citas realizadas, la combinación de carga queda de la siguiente manera:

$$\text{Ecuación.2} \quad G_D = 2C_p + 0,5C_v$$

De tal forma, para el análisis de los modelos a diseñar ante un colapso progresivo, se dispondrá de la siguiente distribución para las combinaciones de carga anteriormente mencionadas:

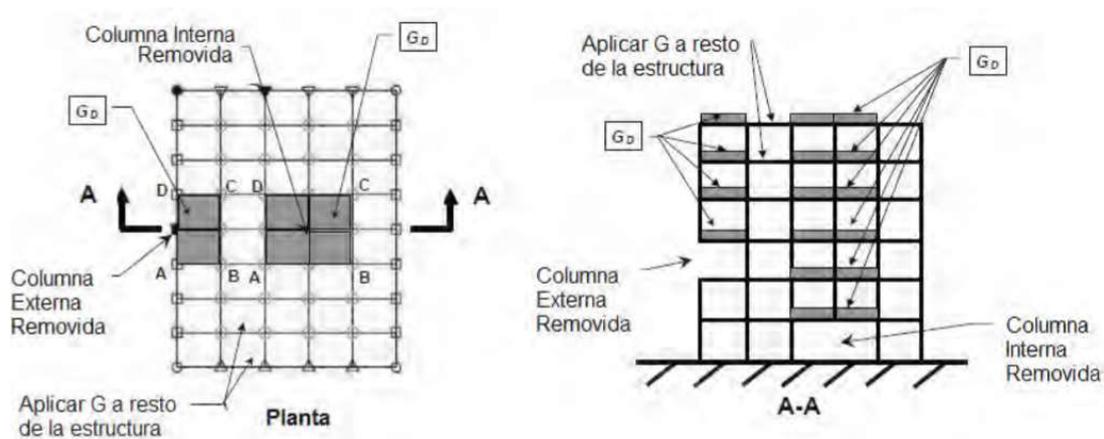


Figura II-21. Distribución para la aplicación de las combinaciones de carga. Tomada de Barbosa, R., 2013.

Observándose que solo para las áreas aferentes al elemento removido se aplicará la Ecuación. 2, y para el resto de la estructura se aplicará la Ecuación. 1, representando, de esta manera, los efectos que reproducen el colapso progresivo en las estructuras.

II.7.5.2.4. Relación Demanda-Capacidad (RDC)

Los resultados de la respuesta estructural deberán ser examinados para identificar las magnitudes y las distribuciones de las demandas potenciales, determinando, de tal manera, si alguno de estos superó sus demandas máximas permitidas y así cuantificar las posibles áreas de colapso en la edificación.

En efecto, la relación de Demanda-Capacidad es definida como:

“la razón entre las solicitaciones actuantes (momento flector, fuerza axial, fuerza cortante y combinación de ellas) y las solicitaciones últimas de un elemento estructural” (Portland Cement Association (PCA), 2005).

Determinada con la siguiente ecuación:

$$\text{Ecuación.3} \quad \text{RDC} = \frac{Q_{UD}}{Q_{CE}}$$

Siendo:

Q_{UD} : La fuerza o momento flector que actúa (demanda).

Q_{CE} : La capacidad última esperada del componente.

Esta relación o razón indicará si los miembros estructurales de la edificación analizada se encuentran comprometidos ante la función que estos desarrollan, siendo este un parámetro fundamental para la mitigación ante la ocurrencia de un colapso progresivo.

Se establecen unos límites recomendados para los valores RDC, los cuales son proporcionados por la GSA (2003), teniendo como valor aceptable para esta relación la siguiente clasificación:

- Para estructuras típicas el valor RDC será igual o menor a 2.
- Para estructuras atípicas el valor RDC será igual o menor a 1,5.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Donde, una estructura atípica es la que posea una variedad de irregularidades en su geometría y diseño. Estos valores, para la relación demanda-capacidad, son mayores a la unidad, ya que el objetivo de estos métodos es mitigar la propagación de daños excesivos, donde los elementos que se encuentren comprometidos ($RDC \Rightarrow 1$), sean capaces de redistribuir las cargas correctamente, debido a la falla local de un elemento de soporte vertical.

II.7.5.2.5. Procedimiento para el método de ruta alternativa de carga

Se recomienda un procedimiento que se lleva a cabo para el análisis estático lineal según los documentos de Barbosa (2015) y Quezada (2016), basados en las recomendaciones y directrices de la Administración de Servicios Generales, el cual se detalla a continuación:

- A. Realizar un modelo tridimensional de la estructura a analizar.
- B. Eliminar o remover el elemento de soporte vertical.
- C. Aplicar la combinación de carga (ecuación 2 (Gd)) en la edificación.
- D. Determinar qué miembros estructurales tienen valores RDC que superen a los criterios de aceptación previstos y verificar las deformaciones de los mismos.
- E. Si todos los elementos cumplen con las recomendaciones previstas luego de haberse producido la falla local, la estructura puede redistribuir las cargas del elemento removido.
- F. En caso contrario, si algún elemento no cumple con los criterios recomendados de RDC, se deben seguir los siguientes pasos:
 - F.1. Eliminar el elemento que falla o insertar articulaciones con momentos flectores constantes y redistribuir todas las cargas asociadas a este elemento a otros miembros en vanos adyacentes.
 - F.2. Reanalizar el modelo.
 - F.3. Calcular el área de influencia de la falla, comparando esta con los límites de daños establecidos en el apartado III.7.5.2.2.
 - F.4. Si el límite de daño es excedido, se deben rediseñar los elementos estructurales (aumento de sección de concreto y de acero de refuerzo), volviendo a analizar la estructura desde el inicio del procedimiento (paso A).

F.5. En caso contrario, si el daño es aceptable la estructura se considerará con adecuada resistencia al colapso progresivo.

II.7.6. Enfoques de diseño por colapso progresivo y por sismo

Existe una gran diferencia entre los enfoques que abarcan un diseño por colapso progresivo y un diseño por sismo para una estructura, los cuales citan a continuación, (U. S. General Services Administration (GSA), 2013):

- El evento sísmico implica a toda la estructura, mientras que por colapso progresivo el evento inicial se localiza en la zona donde ocurre la falla local.
- Las cargas sísmicas son horizontales y temporales, en cambio por colapso progresivo las cargas son verticales y permanentes.
- Para el diseño por sismo, se acepta que el daño se distribuirá en toda la estructura, mientras que, por colapso progresivo, el daño inicial es de forma local y el enfoque es evitar que el daño se propague a un nivel global que puede dar lugar a inestabilidad estructural.
- Para la respuesta de elementos estructurales, en las pruebas típicas para evaluar el desempeño sísmico de los miembros, se aplican cargas cíclicas con el aumento de magnitud excluyendo la carga axial, mientras que, por colapso progresivo, los elementos estructurales experimentan un ciclo medio de carga, en ocasiones en combinación con una carga axial significativa, debido a las grandes deformaciones y la respuesta del efecto catenaria.

CAPÍTULO III. MARCO METODOLÓGICO

Para este estudio, se desarrollará una metodología de investigación tipo evaluativa, ya que se enfocará en evaluar y estudiar el comportamiento de edificaciones de concreto ante la presencia de colapsos progresivos por medio de la eliminación de uno de sus elementos estructurales, esto se realizará a través de modelos de simulación en programas computacionales de análisis estructural, siendo para este caso de estudio el uso del programa ETABS 2015.

III.1. CONFIGURACIÓN DE LAS EDIFICACIONES

A través de este software, se diseñarán los edificios según la normativa de construcción Venezolana, tomando en consideración que, para este Trabajo Especial de Grado, las edificaciones a estudiar serán de planta regular, con el propósito de poder conocer el efecto propio que pueda producir una falla local en un elemento estructural, sin que este sistema tenga una irregularidad horizontal o vertical, ya que con este tipo de irregularidades la respuesta estructural de los edificios será diferente y no se obtendrá un resultado óptimo del fenómeno.

Se seguirán ciertos criterios y recomendaciones de la Administración de Servicios Generales (GSA) y del Departamento de Defensa de los Estados Unidos, los cuales fueron anteriormente definidos en el marco teórico, tomando en consideración el método de la Ruta Alternativa de Carga para el análisis de las edificaciones, luego de haberse producido la falla local.

III.1.1. Parámetros para las edificaciones

Las edificaciones serán diseñadas sismo-resistentemente bajo los criterios de la norma venezolana COVENIN 1756-1:2001, tomando en consideración los siguientes parámetros:

- Zona de ubicación de las edificaciones será en Caracas y esta es considerada zona sísmica 5, por lo cual, el nivel de diseño requerido para estas estructuras es “ND3”.
- Las estructuras se encontrarán ubicadas en un suelo tipo S1.

- Las estructuras serán destinadas a uso institucional. Donde su clasificación de grupo será tipo “A”, siendo edificaciones que albergan instalaciones esenciales, de funcionamiento vital y cuya falla pueda dar lugar a considerables pérdidas humanas o económicas.
- Los edificios poseerán un sistema estructural resistente a sismo Tipo I, teniendo sus columnas empotradas a la base.

Se puede observar, que los parámetros que se definieron para las estructuras, son de alta exigencia según la norma venezolana COVENIN 1756-1:2001, debido a que los criterios que se tomarán en consideración para el análisis post falla local son llevados a cabo principalmente a estructuras de índole gubernamental. Con el fin de este trabajo especial de grado se comparará la integridad estructural de estas edificaciones ante un colapso progresivo.

III.1.2. Características de modelaje

Como anteriormente se mencionó, el diseño de los edificios se realizó a través del software de análisis estructural ETABS 2015, donde estos estarán conformados por sistema aporticado (vigas y columnas) en concreto reforzado y poseerán un sistema de losa reticular en los pisos de las edificaciones.

Las características utilizadas para el diseño del concreto estructural con el cual se dimensionarán los elementos estructurales son las siguientes:

Tabla III-1. Características del material. Fuente: Elaboración propia.

Material	f'c (kg/cm ²)		Módulo de Elasticidad E (kg/cm ²)	Peso por unidad de Volumen γ (kg/m ³)
Concreto	250		238751,96	2500
Material	Fy (kg/cm ²)	Fu (kg/cm ²)	Módulo de Elasticidad E (kg/cm ²)	Peso por unidad de Volumen γ (kg/m ³)
Acero de Refuerzo	4220	6328	2038902	7849

Para observar la influencia que tiene la altura al ocurrir una falla local en el sistema estructural, se realizará el estudio comparando dos edificaciones de distintos niveles, las

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

cuales serán de 6 y 12 pisos, de esta forma, se dará continuidad a la metodología implementada en anteriores trabajos especiales de grado mencionados en los antecedentes de este estudio.

Para el diseño de los edificios se tomarán las siguientes consideraciones:

- Plantas rectangulares constituidas con 5 pórticos en su lado más corto y 6 pórticos en su lado más largo, con una longitud entre ellos de 7,5 y 8,5 metros respectivamente.
- Área de planta de 1275 m².
- Altura de los entrepisos de 3,8 metros.

El sistema de piso que se dispondrá en las estructuras será de losa reticular, la cual transmite cargas en ambas direcciones ortogonales y estará definida por las siguientes dimensiones:

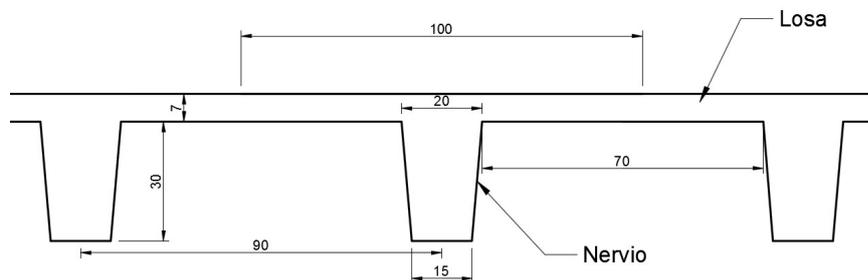


Figura III-1. Esquema de la losa reticular a utilizar en las edificaciones, medidas en centímetros. Fuente: Elaboración propia

La losa reticular contará con las siguientes características que se presentarán a continuación:

Tabla III-2. Características del perfil de losa. Fuente: Elaboración propia

Altura	cm	7
Longitud		100
Profundidad		100

Tabla III-3. Características de los nervios. Fuente: Elaboración propia

Altura	cm	30
Base Mayor		20
Base Menor		15
Profundidad		100

Tabla III-4. Peso propio de la losa reticular. Fuente: Elaboración propia

Volumen Total	cm³	175000
Volumen Total	m³	0,175
Peso Propio de la Losa	kg/m²	437,5

III.1.3. Método de análisis para el diseño de las edificaciones

El diseño de las edificaciones será a través del análisis dinámico espacial, el cual toma en cuenta el acoplamiento de las vibraciones traslacionales y torsionales de la edificación, considerando tres grados de libertad para cada nivel.

Las combinaciones de carga usadas para el diseño en este análisis, son las que se presentarán a continuación:

- 1,4 Cp
- 1,2 Cp + 1,6 Cv
- 1,37 Cp + Cv + Sismo
- 0,73 Cp + Sismo

Donde, los valores para la carga permanente y la carga variable se definirán según el uso de las edificaciones, siguiendo los criterios de la norma COVENIN 2002-88 "*Criterio y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*", estos valores se anexarán al final de este trabajo para su verificación.

Adicionalmente, los valores de aceleraciones espectrales no son únicos y variarán según el período en el que se analicen, de tal forma, siguiendo los criterios de la norma

venezolana sismo-resistente, se construyó un espectro de respuesta para las estructuras, considerando los parámetros estipulados por esta:

Tabla III-5. Parámetros para el espectro de respuesta elástico con respecto a la Norma COVENIN 1756-01.
Fuente: Elaboración propia

β Factor de magnificación promedio (Tabla 7.1)	2,4
(p) Exponente que define la rama descendente del espectro	1
Factor de Corrección ϕ (Tabla 5.1)	1
Factor de importancia α (grupo A Tabla 6.1)	1,30
Ao (Coef. De la aceleración horizontal para c/zona, tabla 4.1)	0,30
T* (Tabla 7.1)	0,40
T+ (Tabla 7.2)	0,40
C	1,2574

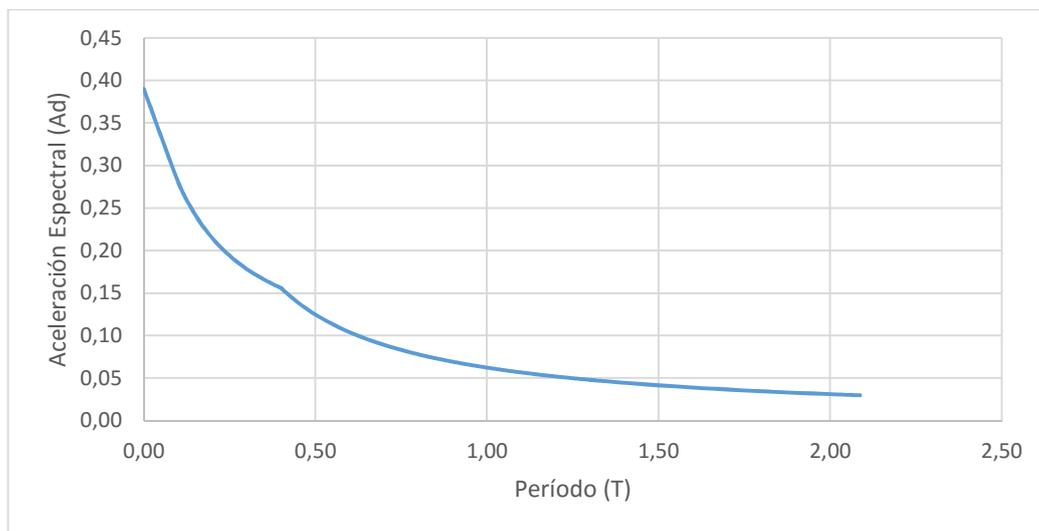


Gráfico III-1. Espectro de respuesta elástico R = 6. Fuente: elaboración propia

Observando que, para este espectro de respuesta, el gráfico es de forma continua y no posee un valor constante de aceleración en un rango determinado de tiempo, esto es debido al tipo de suelo que se definió y los parámetros que se utilizaron para el diseño de las edificaciones son altamente exigentes. Dichos parámetros fueron considerados bajo los criterios de la norma sismo-resistente venezolana.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Hechas las observaciones anteriores, se presentarán a continuación las plantas, perfiles y vistas en 3-D, de las edificaciones a estudiar.

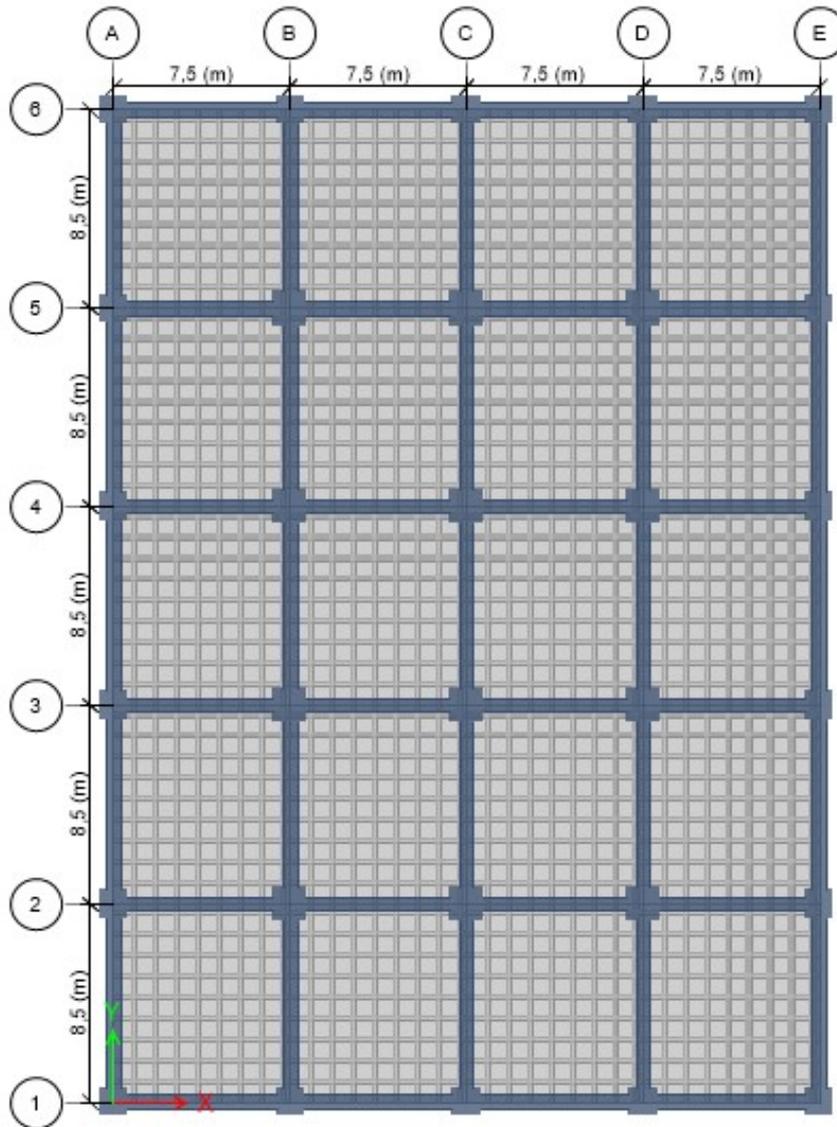


Figura III-2. Planta de las edificaciones a estudiar, similar para el edificio de seis (6) y doce (12) pisos. Medidas en metros. Fuente: ETABS 2015.

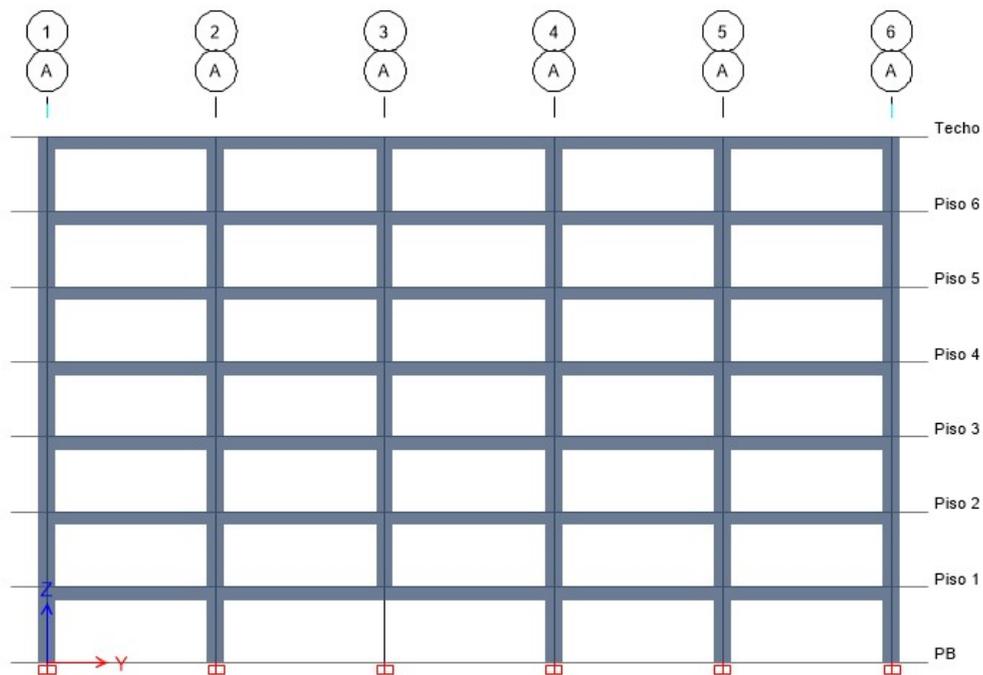


Figura III-3. Perfil de la edificación de seis (6) pisos. Fuente: ETABS 2015.

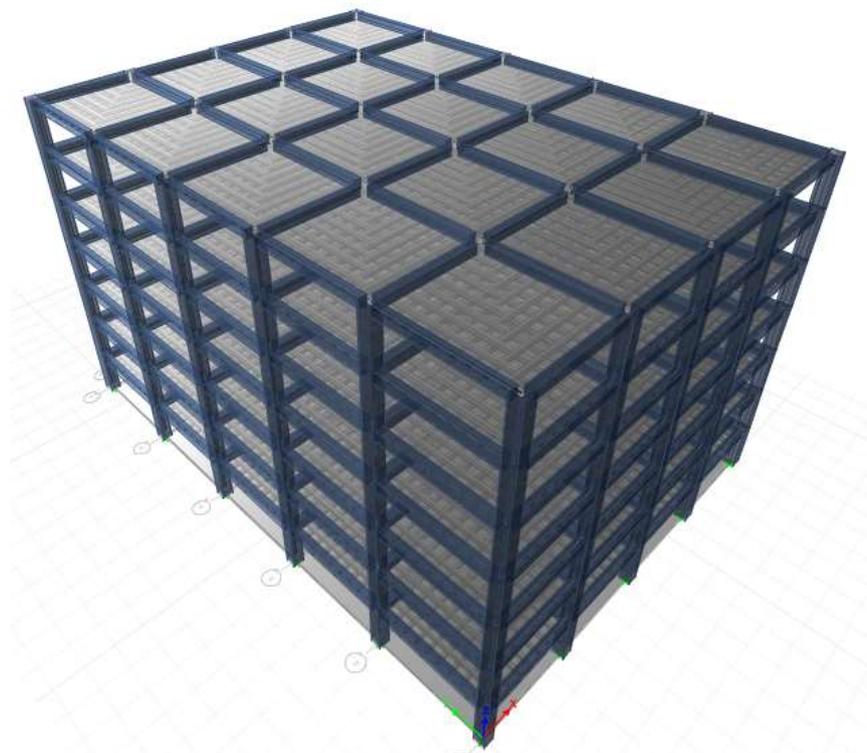


Figura III-4. Vista 3D de edificación de seis (6) pisos. Fuente: ETABS 2015.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

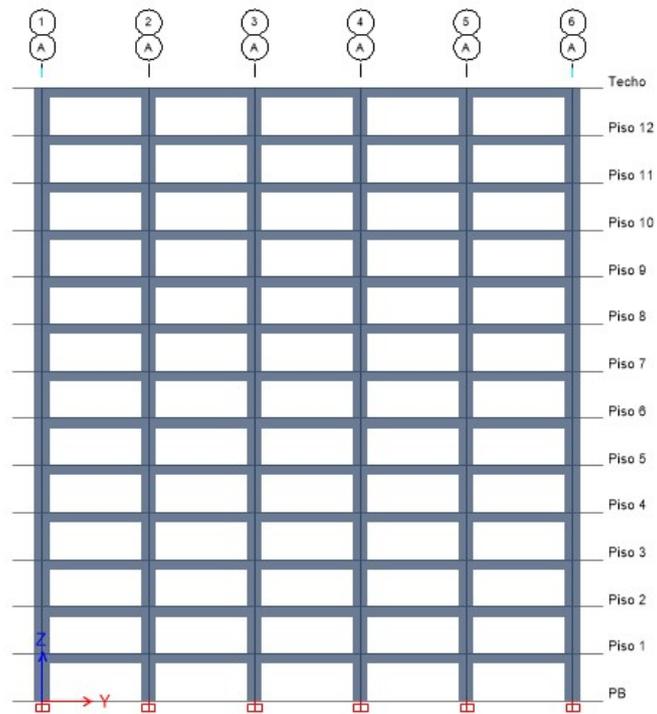


Figura III-5. Perfil de la edificación de doce (12) pisos. Fuente: ETABS 2015.

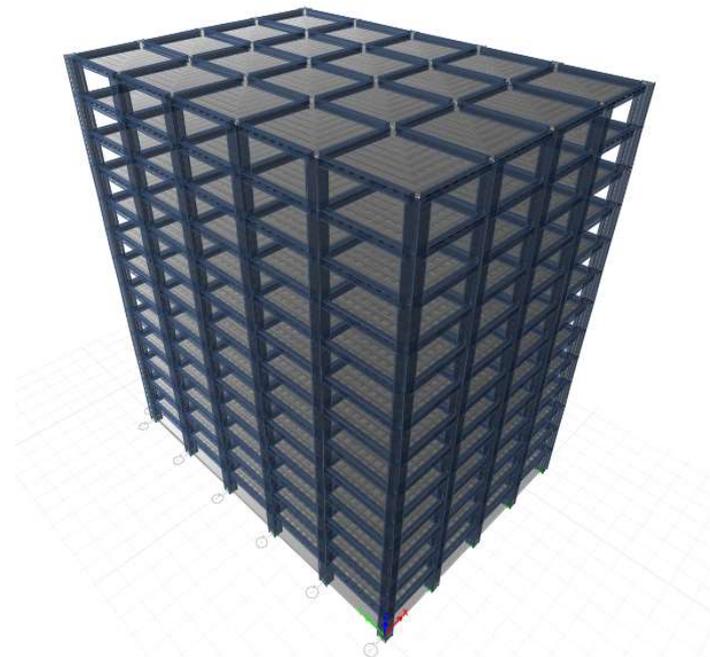


Figura III-6. Vista 3D de edificación de doce (12) pisos. Fuente: ETABS 2015.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

III.1.4. Resultados del diseño

Finalmente, siguiendo lo estipulado según la norma sismo-resistente, se realizaron durante el análisis dinámico, los controles de fuerza cortante basal y desplazamientos, la verificación de los efectos P- Δ y los efectos de la excentricidad accidental en las edificaciones, donde de esta forma se obtuvieron las dimensiones de los componentes estructurales (columnas y vigas) más el acero correspondiente de refuerzo.

Tabla III-6. Secciones definitivas de los elementos estructurales. Fuente: Elaboración propia

Edificio	Unidad	6 Pisos	12 Pisos
Vigas Techo	cm	45x65	55x80
Vigas Pisos	cm	50x70	60x85
Columnas Perimetrales	cm	85x85	105x105
Columnas Centrales	cm	120x120	150x150

Tabla III-7. Acero de refuerzo para las columnas. Fuente: Elaboración propia

Edificio	Columnas	Sección	Disposición de Acero de Refuerzo		Área de Acero de Refuerzo	% de Acero de Refuerzo
		cm	Tipo de cabilla (pulg.)	Nº de cabillas	cm ²	%
6 Pisos	Perimetrales	85x85	7/8	24	93,6	1,30%
	Centrales	105x105	1	24	122,4	1,11%
12 Pisos	Perimetrales	120x120	1	40	204	1,30%
	Centrales	150x150	1 3/8	4	264,8	1,11%
			1	44		

Tabla III-8. Acero de refuerzo para las vigas. Fuente: Elaboración propia

Edificio	Vigas	Sección	Disposición de Acero Refuerzo			Área de Acero de Refuerzo	% de Acero de Refuerzo
		cm	Colocación	Tipo de cabilla (pulg.)	N° de cabillas	cm ²	%
6 Pisos	Techo	45x65	Positivo (+)	5/8	5	10,00	0,34
			Negativo (-)	7/8	3	17,30	0,59
				3/4	2		
	En los pisos del 4 al 6	50x70	Positivo (+)	7/8	4	15,60	0,45
			Negativo (-)	1	6	30,60	0,87
	En los pisos del 1 al 3	50x70	Positivo (+)	7/8	4	15,60	0,45
Negativo (-)			1	4	32,10	0,92	
			7/8	3			
12 Pisos	Techo	55x80	Positivo (+)	5/8	6	12,00	0,27
			Negativo (-)	7/8	5	19,50	0,44
	En los pisos del 7 al 12	60x85	Positivo (+)	7/8	6	23,40	0,46
			Negativo (-)	7/8	3	37,20	0,73
				1	5		
	En los pisos del 1 al 6	60x85	Positivo (+)	7/8	7	27,30	0,54
Negativo (-)			7/8	2	43,50	0,85	
			1	7			

A continuación, se mostrarán de forma gráfica las secciones anteriormente mencionadas:

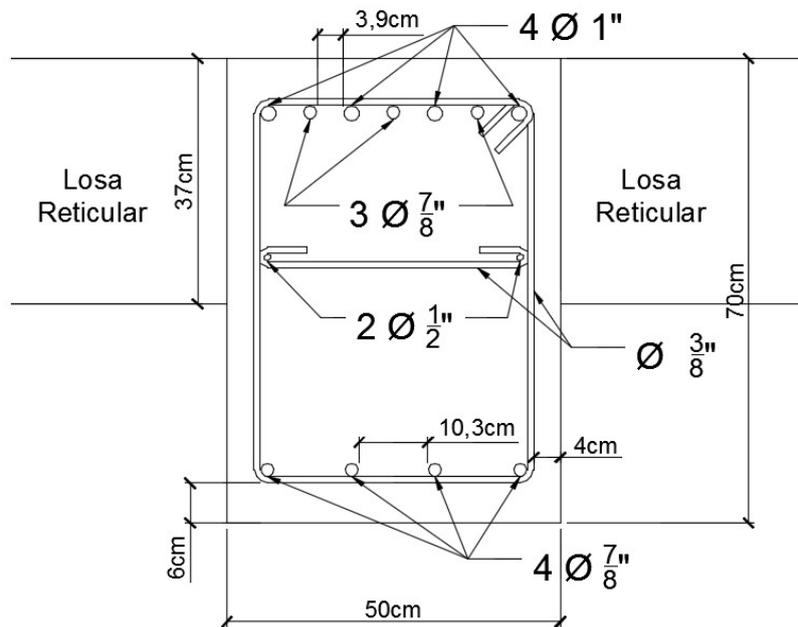


Figura III-7. Disposición de acero longitudinal para la viga 50x70 cm en los pisos del 1 al 3 para la edificación de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

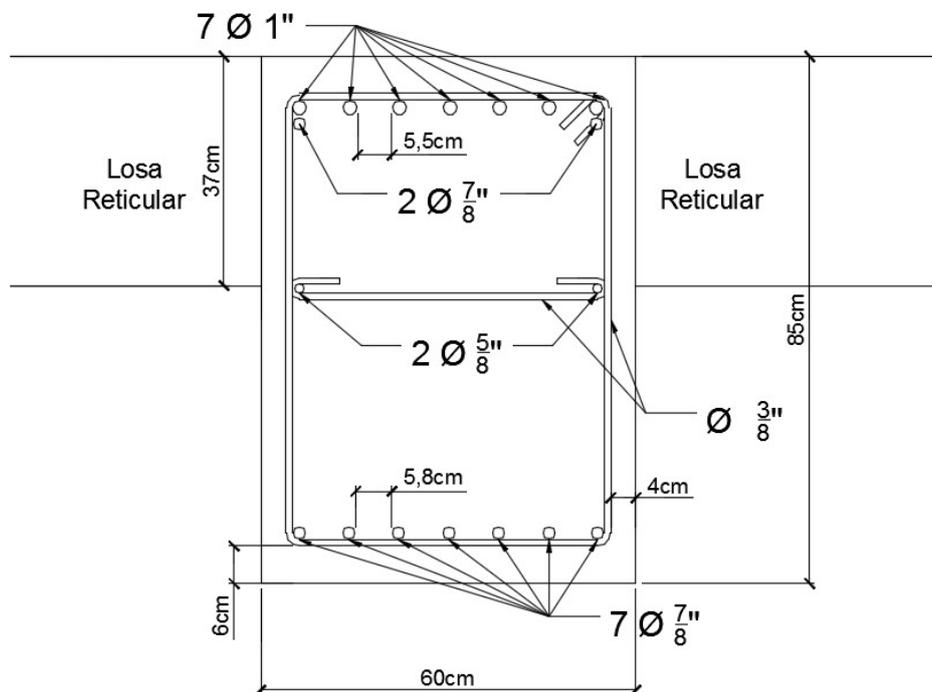


Figura III-8. Disposición de acero longitudinal para la viga 60x85 cm en los pisos del 1 al 6 para la edificación de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

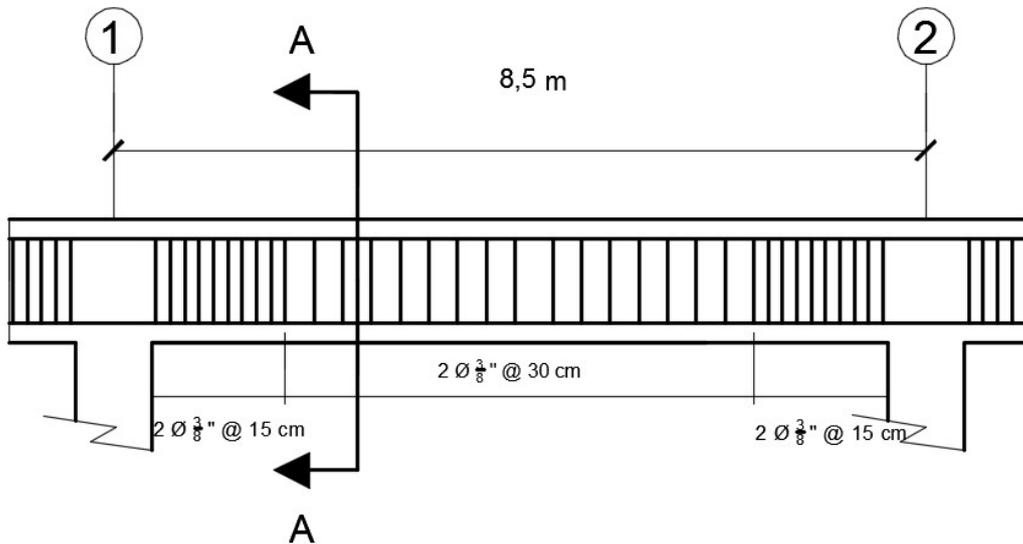


Figura III-9. Distribución de acero de refuerzo por corte para la viga 50x70 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

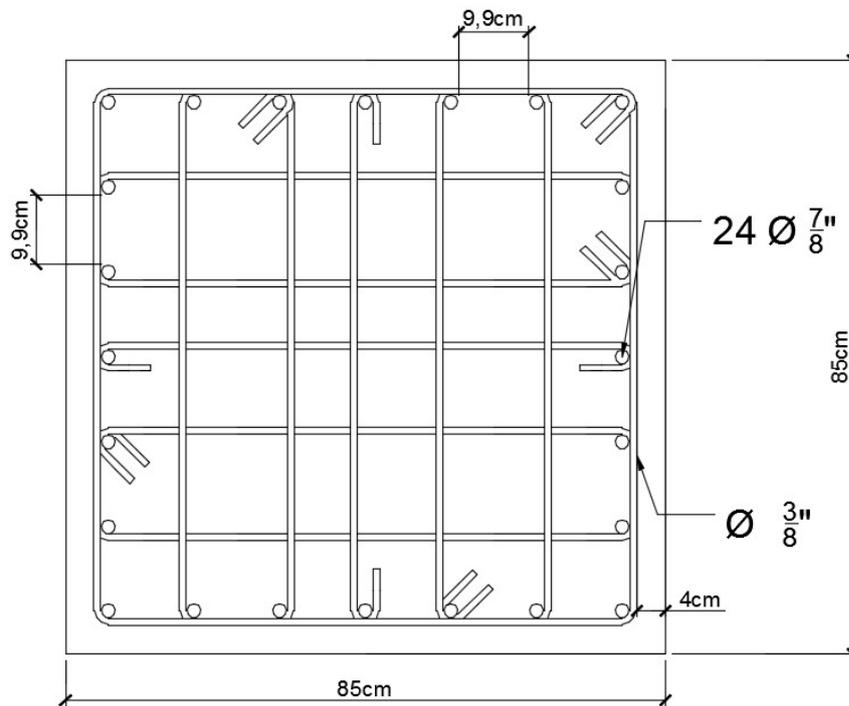


Figura III-10. Disposición de acero longitudinal para la columna perimetral 85x85 cm para la edificación de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

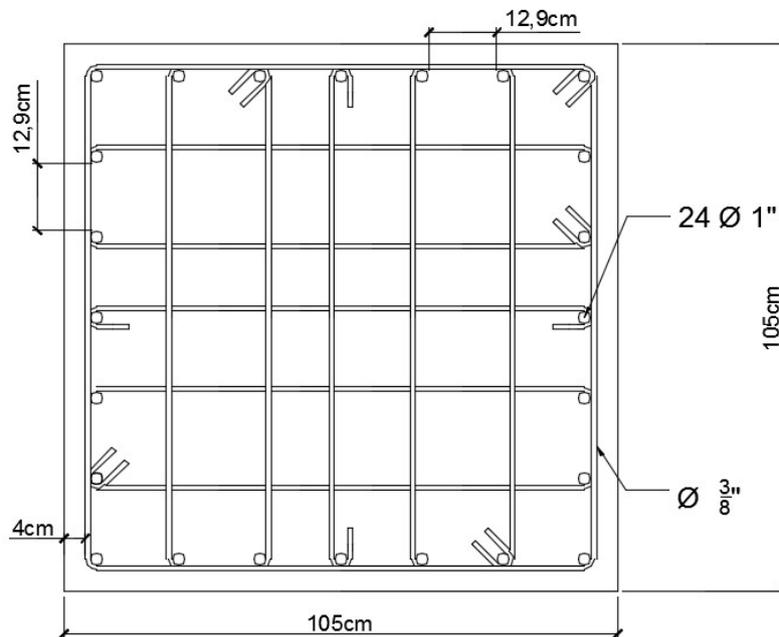


Figura III-11. Disposición de acero longitudinal para la columna central 105x105 cm para la edificación de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

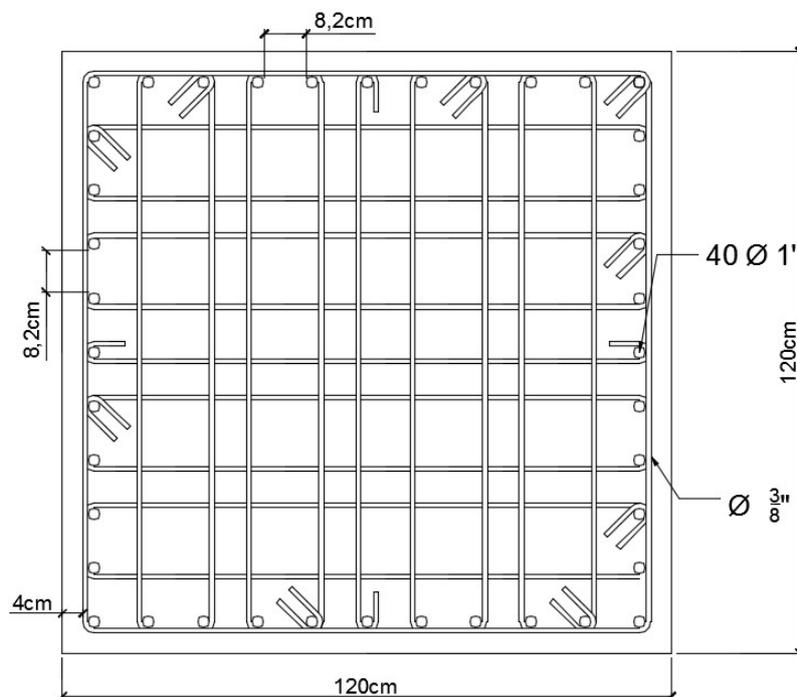


Figura III-12. Disposición de acero longitudinal para la columna perimetral 120x120 cm para la edificación de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

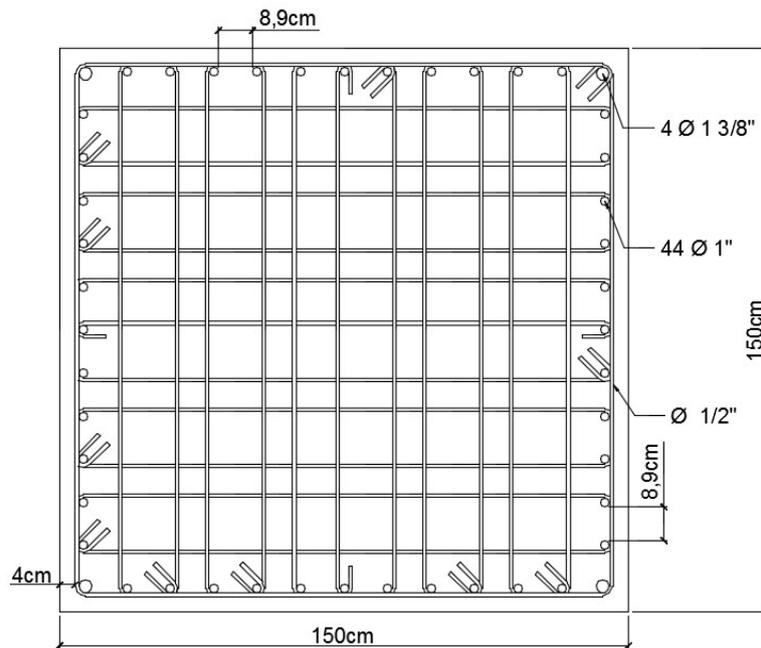


Figura III-13. Disposición de acero longitudinal para la columna central 150x150 cm para la edificación de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Cabe agregar que las ligaduras en las columnas están dispuestas con una separación de 15 cm entre ellas.

Se pudo observar que se realizó el aumento de la sección de viga para el edificio de 12 pisos, de tal manera que no se produzca un efecto brusco de columna fuerte viga débil, por la diferencia de dimensiones entre estos elementos. Adicionalmente, se aprovechará este aumento de sección para el estudio de la incidencia del colapso progresivo, comparando de esta manera el comportamiento de los elementos afectados para ambos modelos.

Tabla III-9. Cortante basal y Desplazamiento lateral máximo. Fuente: Elaboración propia

Edificio	-	6 Pisos	12 Pisos
Corte Basal (Ton.)	$V_o(x)$	788,57	1762,30
	$V_o(y)$	788,58	1762,31
Desplazamiento Lateral Máximo (Δ_i)	X	0,010	0,011
	Y	0,010	0,011

De la misma manera, se anexarán en este trabajo los resultados del control de diseño que complementan los presentados en este punto, los cuales se obtuvieron mediante el análisis dinámico con el programa ETABS 2015.

III.2. PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS

Inicialmente, para establecer un punto de comparación, se realizará el análisis de las edificaciones sin haberse presentado la falla local en las columnas, definiéndose este como “Caso Control”, de tal manera, una vez aplicada la falla en la columna, que para efectos de esta investigación será la eliminación o remoción de la misma, se clasificará cada caso según el elemento afectado, aplicando ciertas recomendaciones anteriormente presentadas en el marco teórico.

III.2.1. Combinación de carga

Para el análisis que se realizará antes y después de haber inducido la falla local en los diferentes casos de las edificaciones a estudiar, se aplicarán ciertas recomendaciones del método de ruta alternativa de carga, utilizando la siguiente combinación de carga:

- $2C_p + 0,5C_v$; tomada de los criterios establecidos por la GSA en el marco teórico de esta investigación, (Ver apartado II.7.5.2.3).

Para el análisis de esta investigación, se estudiará el efecto que producirán las cargas verticales, sin considerar en este las cargas sísmicas (cargas laterales), debido a que la probabilidad de que las estructuras se vean afectadas simultáneamente por ambos tipos de cargas es sumamente baja.

Como anteriormente se explicó, el factor igual a 2, es un factor de amplificación dinámica que aproxima los efectos de inercia y los efectos no lineales a la combinación de carga a utilizar. De igual manera, se utilizan los mismos valores para la carga permanente y la carga variable que se presentaron para el diseño de las edificaciones, tomados de la norma COVENIN 2002-88 “*Criterio y Acciones Mínimas para el Proyecto de Edificaciones*”.

III.2.2. Casos de estudio

Los elementos de las edificaciones que se le inducirán una falla local serán las columnas del nivel planta baja y un nivel intermedio, clasificándose de la siguiente forma:

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Para el edificio de 6 pisos:

- Columna esquinera.
- Columna perimetral en el eje largo.
- Columna perimetral en el eje corto.
- Columnas centrales.

Esta selección de elementos parte de los criterios que se siguen según la Administración de Servicios Generales (GSA) y el Departamento de Defensa de los Estados Unidos, mencionados en el apartado II.7.5.2.1.

De esta manera, se presentarán de forma gráfica los casos a estudiar según la remoción de las columnas:

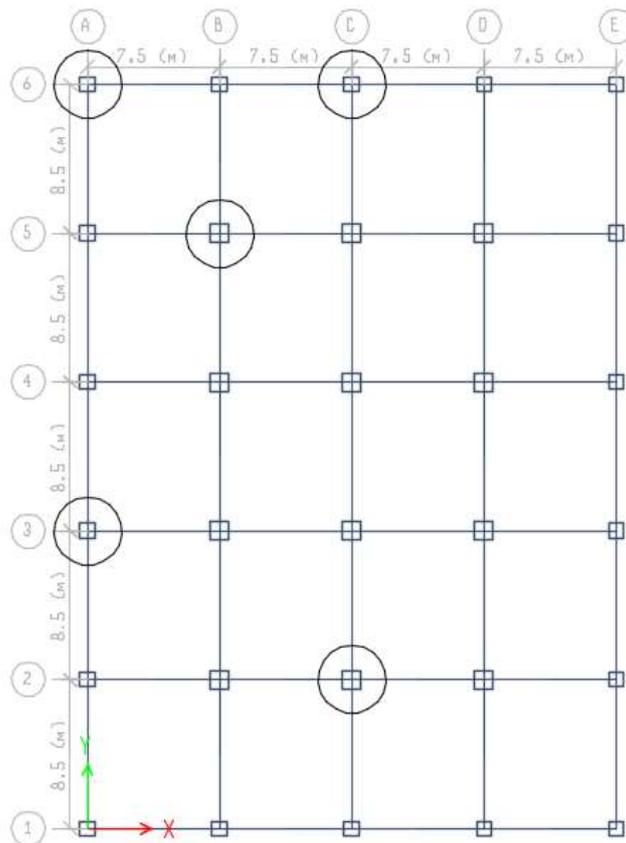


Figura III-14. Casos de estudio identificados en planta, medidas en metros. Fuente: Elaboración propia.

Estos casos de estudio serán aplicados en la planta baja de la edificación como en el nivel intermedio (piso 3) de la misma, clasificándose de la siguiente manera:

Tabla III-10. Clasificación de casos según columnas removidas. Fuente: Elaboración propia

Columnas	Caso de estudio según el piso
Columna Esquinera	N3-A6
	PB-A6
Columna perimetral en el eje largo	N3-A3
	PB-A3
Columna perimetral en el eje corto	N3-C6
	PB-C6
Columna Central	N3-B5
	PB-B5
	N3-C2
	PB-C2

Identificándose los casos de manera abreviada, donde el primer término indica el nivel en planta en el que se removió la columna y el segundo término ubica la columna que fue suprimida según los ejes de la edificación. Por ejemplo, Caso PB-C6: Columna perimetral entre la intersección de los ejes C y 6 ubicada entre la planta baja y el piso 1 de la edificación.

Para el edificio de 12 pisos, la selección de las columnas a ser falladas será a partir de los casos más desfavorables, según los análisis de la respuesta estructural y la relación demanda/capacidad que se generen en la edificación de 6 pisos.

III.3. SIMULACIÓN EN LOS EDIFICIOS

Para la aplicación de la falla local a un elemento estructural, se removerá la columna según sea el caso a estudiar, de esta manera, la estructura se verá forzada a redistribuir las solicitaciones en los demás elementos dispuestos (vigas y columnas) en los vanos adyacentes, analizando la respuesta estructural y la relación de demanda-capacidad (RDC) para cada miembro de la edificación, incluyendo la capacidad y estado que tiene la estructura ante un colapso progresivo.

III.3.1. Comparación de la respuesta estructural

En el análisis de la respuesta estructural, se comparará cada solicitación obtenida con el caso control, donde se presentará este resultado de manera gráfica superponiendo los diagramas de fuerzas axiales, cortantes y momentos flectores, siendo observada la redistribución de los esfuerzos, según sea el caso aplicado para los elementos influenciados de los pórticos y plantas directamente afectadas.

III.3.1.1. Por casos de estudio

Al comparar los distintos casos de remoción de columna, se analizará de forma gráfica la variación que se desarrolle en las solicitaciones, considerando las más exigentes en cada nivel de las edificaciones y observando el comportamiento de los elementos directamente afectados por la eliminación de la columna. La variación se medirá como la razón entre la magnitud de la solicitación generada en el instante después de ocurrir la falla y el caso control correspondiente.

Con respecto a los patrones geométricos, se estudiará el desplazamiento vertical que se generará en las juntas de las estructuras para cada caso de estudio, realizando la comparación con el caso control y obteniendo la variación de desplazamiento ocurrido por la falla local.

III.3.1.2. Por influencia de altura

Para estudiar la influencia de la altura, se realizará el análisis de los casos más desfavorables determinados para la edificación de 6 pisos, aplicándose al modelo de 12 pisos, comparando la variación de las solicitaciones de los esfuerzos de la misma forma que se realizó para el punto anterior, y estableciendo un punto de comparación entre ambas estructuras.

III.3.2. Relación Demanda-Capacidad (RDC)

Para este Trabajo Especial de Grado, se estipularán unos valores límites para la relación demanda/capacidad en las edificaciones, tomando en cuenta las recomendaciones y criterios anteriormente mencionados en el apartado II.7.5.2.4 de esta investigación, se dispondrá de tal manera los siguientes valores en los miembros estructurales:

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

- Vigas; RDC = 2.
- Columnas; RDC = 1,5.

De esta forma, se podrá analizar si la estructura diseñada sismo-resistentemente es capaz de soportar la incidencia de una falla local. Estos valores de RDC se tomarán de esta manera debido a que el propósito principal para la mitigación de un colapso progresivo es que la estructura se mantenga en pie el tiempo suficiente para el desalojo de la misma (2 horas aproximadamente).

La relación demanda-capacidad para los elementos en las edificaciones se determinará de la siguiente manera:

- Para las columnas, se hará a través del comando “Column P-M-M Interaction Ratio” en ETABS, el cual representa la relación demanda-capacidad de cada elemento en la interacción de fuerza axial y momentos flectores.
- Para las vigas, se determinará a través de la Ecuación.3 dispuesta en el marco teórico de esta investigación. Donde la Q_{UD} (demanda) se obtiene según los resultados de sollicitación en cada caso de estudio y la Q_{CE} (capacidad) se calculará a través de la siguiente expresión, para cada sección dispuesta en las edificaciones:

$$\text{Ecuación.4} \quad M_n = f'c b d^2 q (1 - 0,59q)$$

Donde:

$$q = \rho \frac{f_y}{f'c}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b d}$$

M_n = Momento flector nominal.

$f'c$ = Resistencia del concreto

f_y = Resistencia del acero de refuerzo

b = Ancho de la sección de la viga

d = Altura efectiva de la sección de la viga.

A_s = Acero de refuerzo en la viga.

Siendo esta expresión usada comúnmente para el cálculo del momento flector nominal en vigas de sección rectangular y para el diseño de las mismas en la práctica de la ingeniería civil. En este caso en particular, al realizar el cálculo de la capacidad por momento flector de la viga, se tomará un 25% más en la resistencia del acero del estipulado en el diseño, ya que dicho material presenta una sobre-resistencia antes de la ruptura que no fue tomada en cuenta anteriormente, teniendo más certeza de lo que ocurre en la realidad.

III.3.2.1. Por casos de estudio.

Al determinar los valores de la relación demanda-capacidad, se realizará una comparación entre los casos de estudio más desfavorables, donde se podrá observar la influencia de la falla para los distintos casos de investigación y establecer si estos elementos se encuentran dentro de los rangos anteriormente estipulados.

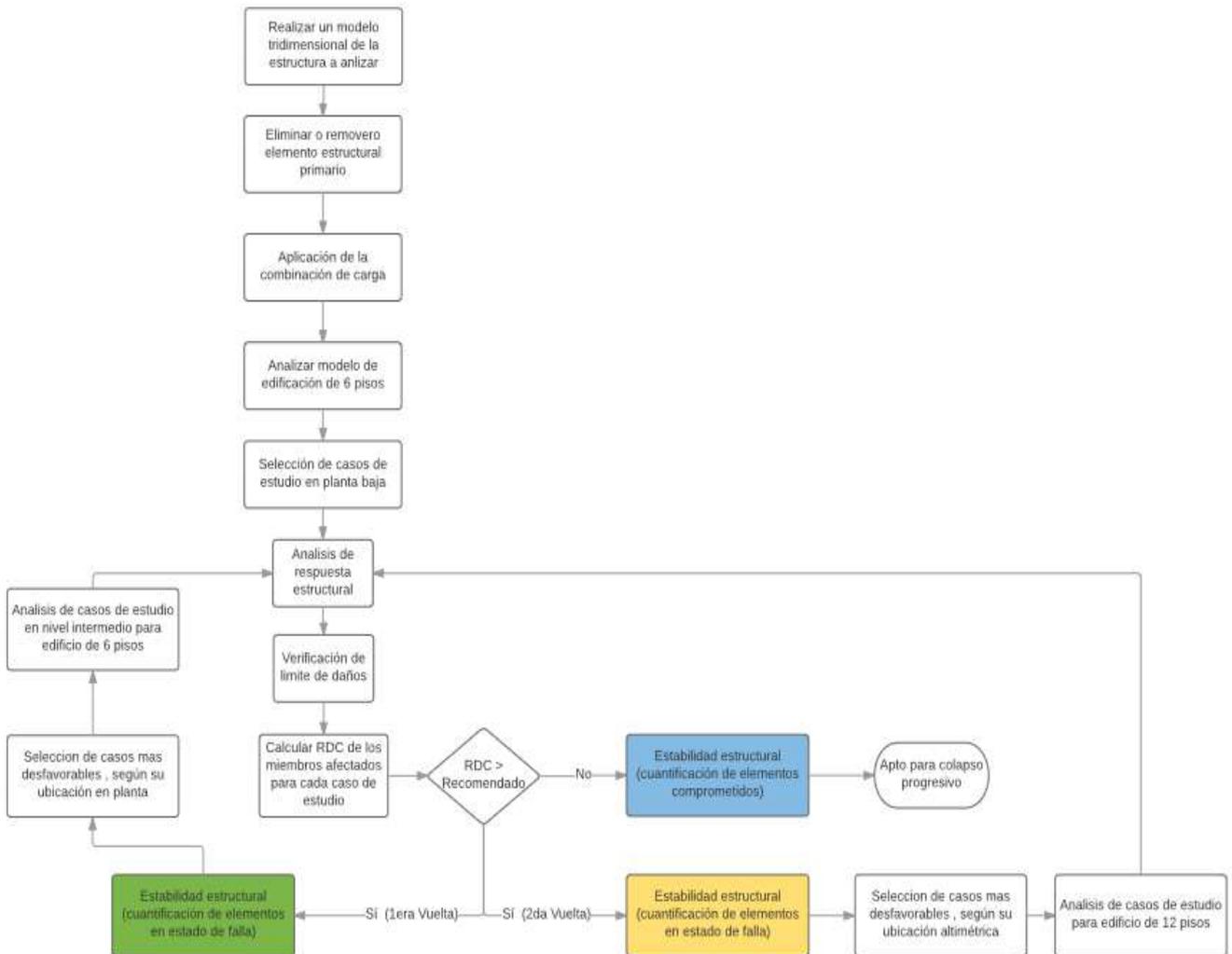
III.3.2.2. Por influencia de altura.

Se realizará el estudio de la relación demanda-capacidad para este punto de la misma manera que en el apartado III.3.1.2.

III.3.3. Estabilidad estructural

Para el análisis de este punto, se realiza a partir de la cuantificación de elementos que se encuentran por encima de los límites de la relación demanda-capacidad (estado de falla) dispuestos para cada miembro en los casos a estudiar, de esta forma, se evalúa si las estructura presenta puntos de vulnerabilidad causados por los efectos de la falla local de un elemento de soporte vertical y determinando si la misma posee un diseño estructural capaz de mitigar la incidencia de un colapso progresivo.

Para una mejor visualización de la metodología a aplicar en este trabajo especial de grado se presenta a continuación el siguiente diagrama de flujo:



ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

**ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR
OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.**

CAPÍTULO IV. RESULTADOS Y ANÁLISIS

Los análisis y resultados en este capítulo se dispondrán de la siguiente manera:

- Para la respuesta estructural de las edificaciones, se realizará la comparación para cada caso de estudio por la ubicación de la falla en dos diferentes niveles de la misma estructura, en donde los diagramas de los patrones mecánicos establecidos, como las solicitaciones de fuerza axial, fuerza cortante y momento flector, se representarán de color azul para el caso control y de color verde para los casos en donde se presenta la falla del elemento estructural.
- Para la Relación Demanda-Capacidad (RDC) en los casos de estudio, se verificará para cada miembro de la estructura si estos se encuentran dentro del rango establecido en el apartado III.3.2.
- Ambos análisis presentarán gráficos de comportamiento de los elementos más desfavorables según el caso de falla.
- Adicionalmente, para el análisis estructural de las edificaciones, se realizará el estudio en el instante inmediato a la remoción del elemento afectado.
- Para la estabilidad del sistema estructural, se realizará el estudio siguiendo los resultados obtenidos para RDC de cada miembro de la edificación, determinando si estos elementos cumplen con su función estructural y si son capaces de redistribuir y soportar las cargas aplicadas por la presencia de un colapso progresivo, de igual manera, se cuantificarán los elementos que se consideren comprometidos ($1 < RDC < 2$) y fallados ($RDC > 2$), complementando de tal manera el análisis de Relación Demanda-Capacidad.

IV.1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

A continuación, se presentarán los resultados de los patrones mecánicos, geométricos y relación demanda-capacidad (RDC) para los casos a estudiar, según la ubicación altimétrica del elemento removido.

IV.1.1. Casos de estudio ubicados en la planta baja

IV.1.1.1. Patrones mecánicos

IV.1.1.1.1. Fuerza cortante en vigas.

Caso PB-A3.

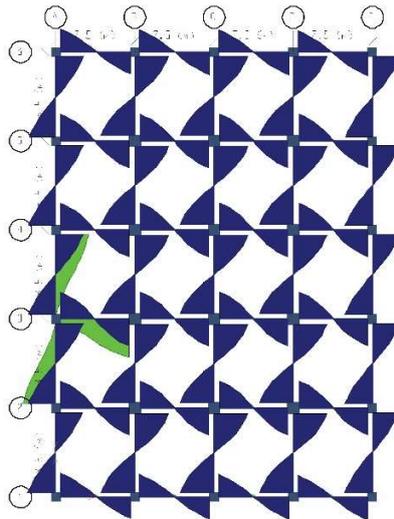


Figura IV-1. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A3 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-A6.

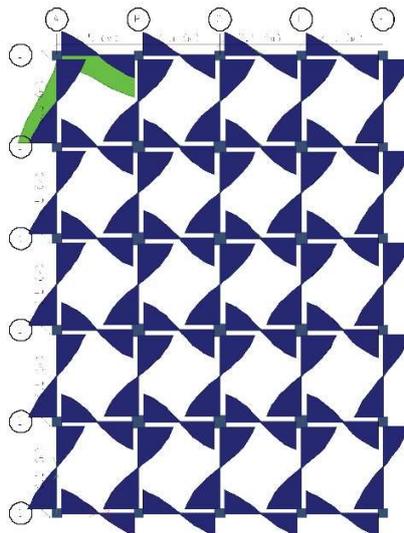


Figura IV-2. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Caso PB-B5.

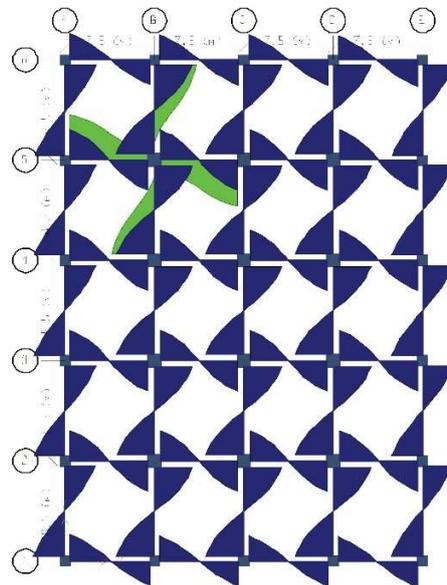


Figura IV-3. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-C2.

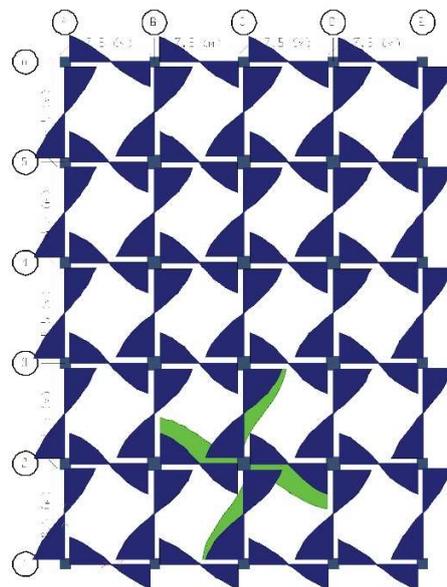


Figura IV-4. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C2 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-C6.

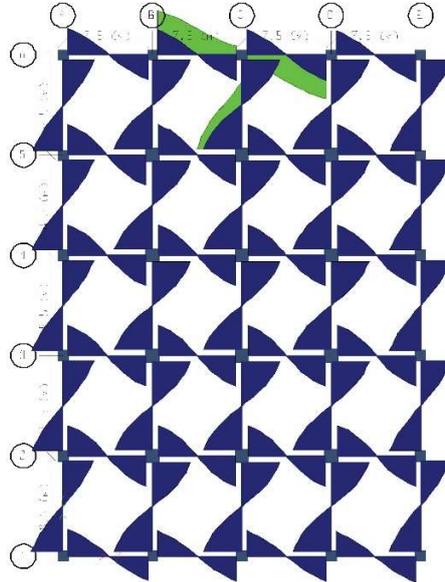


Figura IV-5. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente a los diagramas presentados para la fuerza cortante, se analizará la variación de las magnitudes en las sollicitaciones que ocurren debido a la falla local para cada caso de la investigación, donde esta se medirá como la razón entre la magnitud de la sollicitación generada en el instante después de ocurrir la falla y el caso control correspondiente, siendo un valor adimensional, a partir de esta relación se obtendrá un patrón de comportamiento de los elementos influenciados. Este análisis se realizará para las vigas y columnas de los pórticos influenciados con mayor variación presentada con respecto al modelo control, luego de haber inducido a la falla del miembro estructural, las cuales se muestran a continuación:

Tabla IV-1. Vigas con mayor variación en la fuerza cortante para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Tramo de Viga	Ubicación de la máxima sollicitación en el tramo
PB-A3	A3-B3	B3
PB-A6	A6-B6	B6

PB-B5	B5-C5	C5
PB-C2	C2-D2	D2
PB-C6	C6-B6	B6

Cabe agregar, que las vigas en todos los casos poseen un comportamiento similar en sus variaciones de magnitud, siendo estos tramos para la edificación los más desfavorables en las solicitaciones de fuerza cortante y momento flector. Se hace la aclaratoria para los próximos gráficos presentados, el piso 7 representa el techo de la edificación.

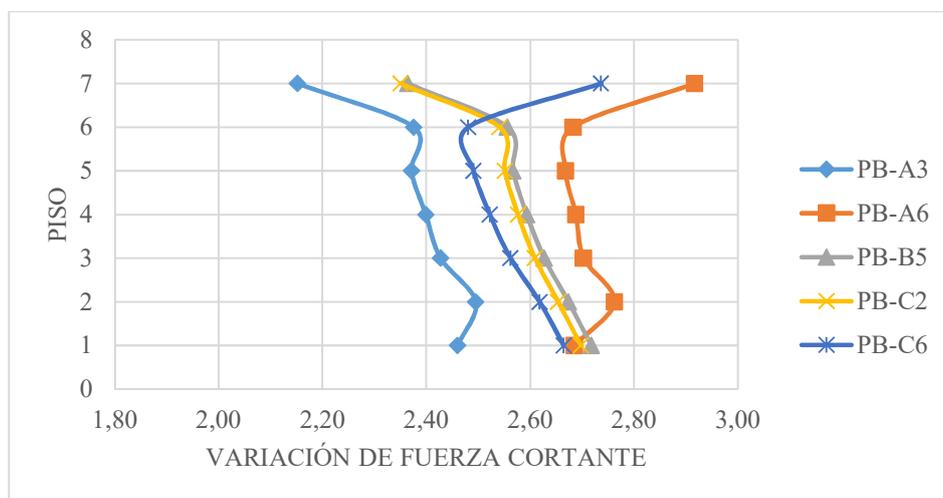


Gráfico IV-1. Variación de fuerza cortante en vigas, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos.
Fuente: Elaboración propia.

Los diagramas superpuestos mostrados indican que las vigas convergentes al eje de ubicación de la columna removida trabajaron como un elemento horizontal continuo, llegando así a tener el esfuerzo de solicitación en un solo sentido. Esto ocurrió tanto en el tramo de falla como en los pisos superiores a este.

En los diagramas de fuerza cortante, se observó que los elementos afectados por la falla de la columna se encuentran en un área a nivel visual que no superaron los límites de daño recomendados por los criterios normativos de la Administración de Servicios Generales y el Departamento de Defensa de los Estados Unidos (ver Figuras II-18 y II-19). Se hará más énfasis de este comportamiento en el análisis de los patrones geométricos.

La variación de fuerza cortante disminuyó progresivamente en las vigas al ir alejándose de la ubicación de la falla. Dichas variaciones se incrementaron entre 2 a 3 veces su valor de control para los casos estudiados.

En el Gráfico IV-1, se observó que el caso más desfavorable para esta sollicitación en las vigas fue aquella falla presentada en la columna esquinera (PB-A6), llegando a incrementar su fuerza cortante en un rango de 2,6 a 3 veces su magnitud de control, mientras que el caso menos afectado fue aquel donde la falla ocurre en la columna perimetral ubicada en el lado más largo de la edificación (PB-A3), teniendo un rango de incremento de 2,15 a 2,5 veces la magnitud de control.

En los casos PB-A6 y PB-C6, específicamente en la zona del techo, se observó un incremento de la sollicitación, esto debido a que las vigas más desfavorables de dichos casos se encuentran en el cerramiento del edificio, por lo que reciben una mayor área tributaria de carga, caso contrario ocurre con los casos PB-A3, PB-B5 y PB-C2, donde en la misma zona su variación disminuye, ya que estas vigas están ubicadas en el área interna de la edificación.

IV.1.1.1.2. Momento flector en vigas.

Caso PB-A3.

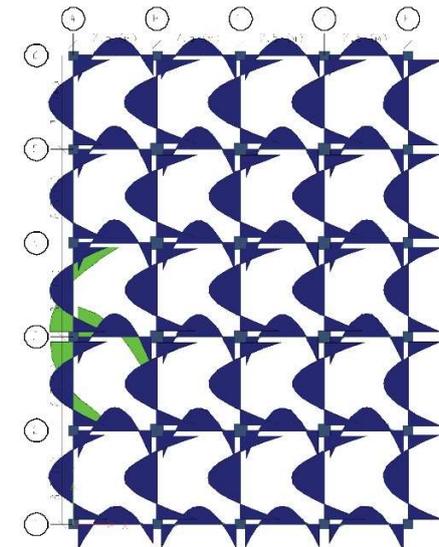


Figura IV-6. Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A3 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-A6.

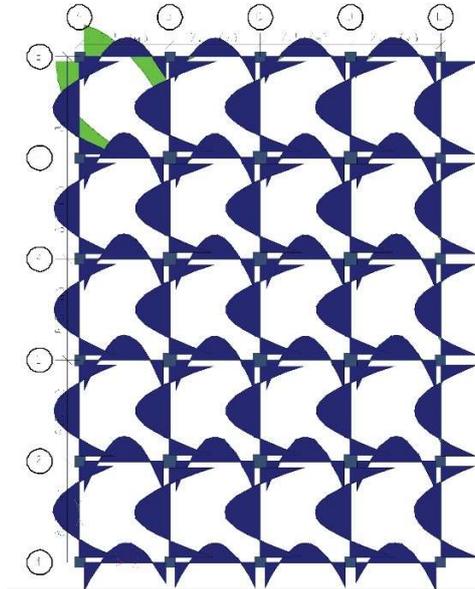


Figura IV-7. Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-B5.

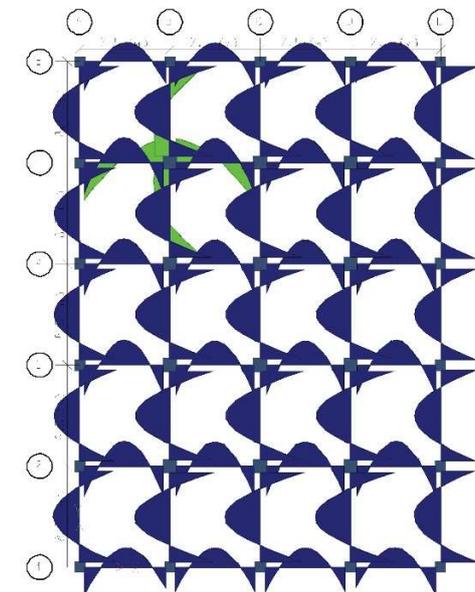


Figura IV-8. Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

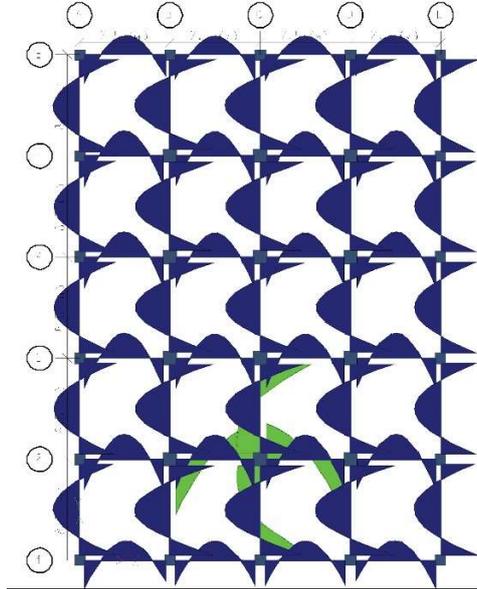
Caso PB-C2.

Figura IV-9. Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C2 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

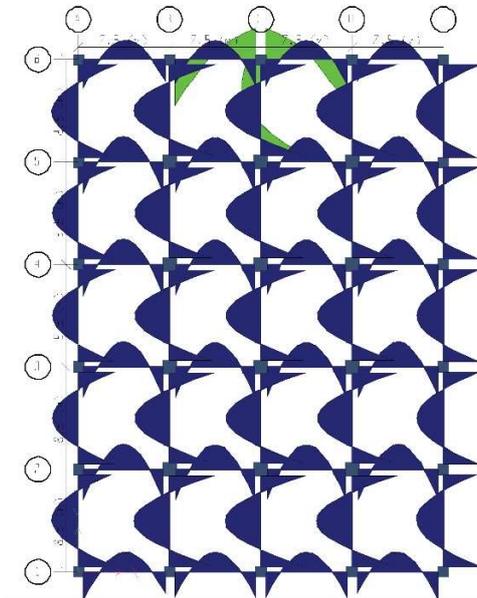
Caso PB-C6.

Figura IV-10. Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Igualmente, para las solicitaciones siguientes a estudiar, se realizará el mismo procedimiento para el análisis de las variaciones en razón a sus magnitudes con respecto a su caso control respectivo.

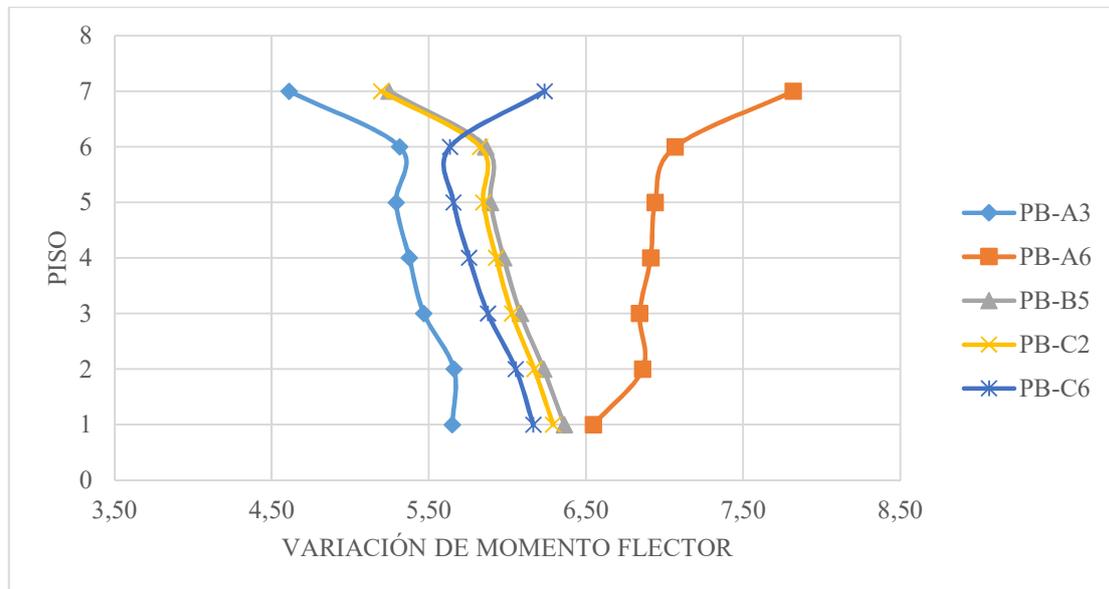


Gráfico IV-2. Variación de momento flector en vigas, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Para la solicitación de momento flector, las vigas afectadas fueron aquellas convergentes al eje de ubicación de la columna removida, trabajando como un elemento horizontal continuo. Este efecto ocurre en el tramo de falla como en los pisos superiores a este.

En los diagramas presentados, se observó que los elementos afectados por la falla de la columna no superaron el área límite de daños recomendados por los criterios normativos de la Administración de Servicios Generales y el Departamento de Defensa de los Estados Unidos.

La variación de momento flector en las vigas presentó un aumento entre 4,5 a 8 veces su valor con respecto al control para los casos estudiados.

Por medio del Gráfico IV-2, se observó que el caso más desfavorable para las vigas fue aquella falla presentada en una columna esquinera (PB-A6), llegando a aumentar entre 6,5 a 8 veces su magnitud de control, ocurriendo en la viga ubicada en el techo de la edificación. El caso menos afectado fue para la falla ubicada en la columna perimetral situada en el lado más largo de la edificación (PB-A3), teniendo un incremento en su sollicitación entre 4,5 a 5,6 veces la magnitud de control.

Para los casos PB-A6 y PB-C6, específicamente en la zona del techo, se observó un incremento de momento flector, debido a que las vigas más desfavorables de dichos casos se encuentran en el cerramiento del edificio, por lo que reciben una mayor área tributaria de carga, caso contrario ocurre con PB-A3, PB-B5 y PB-C2, donde en la misma zona su variación disminuye, ya que estas vigas están ubicadas en el área interna de la edificación.

IV.1.1.1.3. Fuerza axial en columnas.

Caso PB-A6.

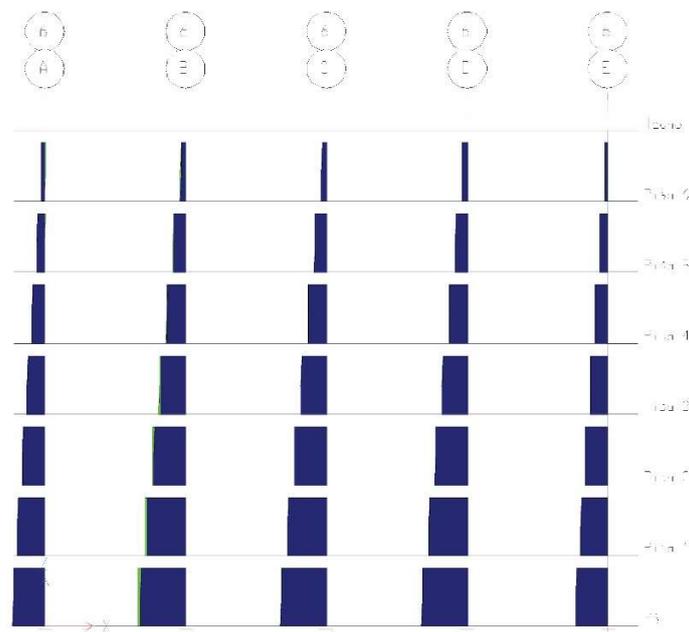


Figura IV-11. Diagrama de fuerza axial en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-B5.

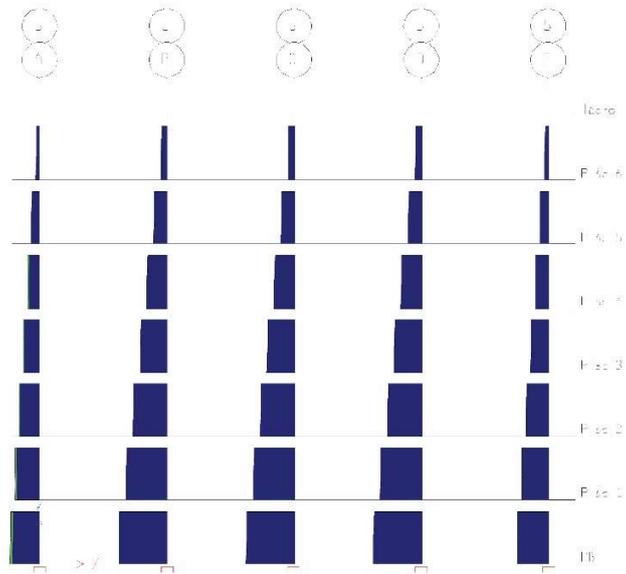


Figura IV-12. Diagrama de fuerza axial en columnas para el pórtico 5 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-C6.

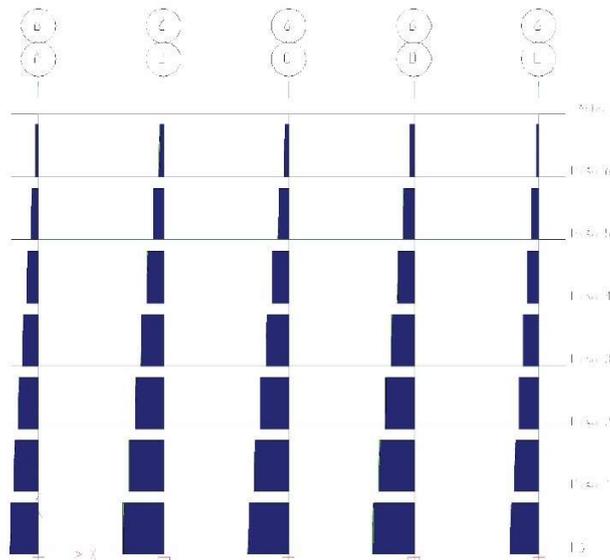


Figura IV-13. Diagrama de fuerza axial en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Se presentará a continuación, el patrón de comportamiento para la fuerza axial de los elementos ubicados por encima de la columna removida y los elementos contiguos con mayor variación en la sollicitación.

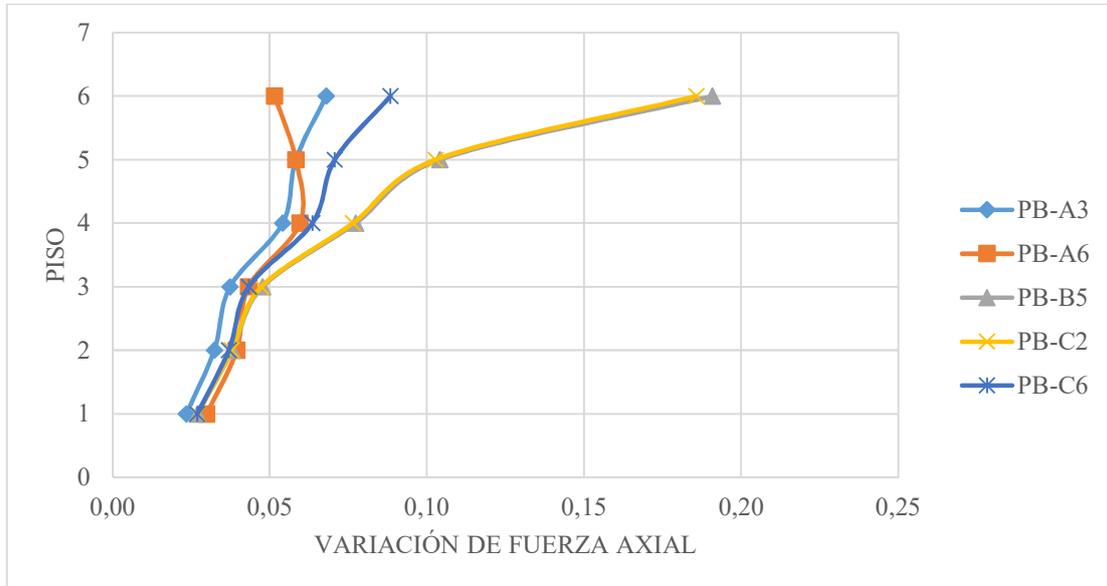


Gráfico IV-3. Variación de fuerza axial en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-2. Columnas con mayor variación en la fuerza axial para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Casos de estudio	Columna con máxima variación
PB-A3	B2
PB-A6	B6
PB-B5	A5
PB-C2	C1
PB-C6	D6

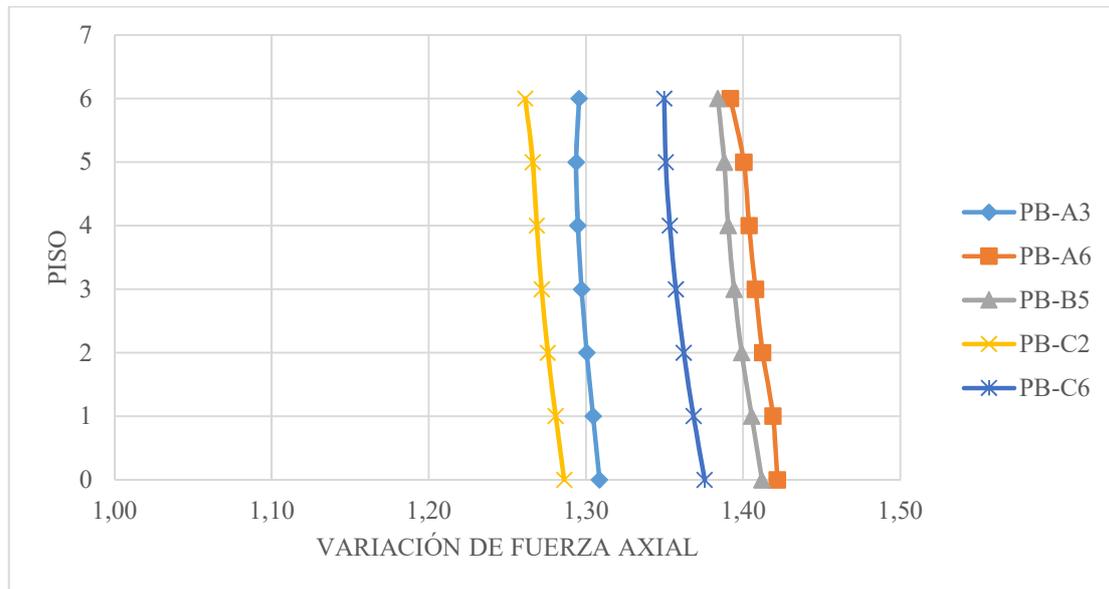


Gráfico IV-4. Variación de fuerza axial en columnas más desfavorables, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

En la superposición de los diagramas, se observó que la variación de la sollicitación en todos los casos es poco apreciable con respecto al control, siendo estos poco representativos para aplicación de esta investigación, por lo que se decidió excluirlos para los siguientes análisis.

En el Gráfico IV-3, en las columnas superiores al elemento removido se apreció una disminución en la variación de la magnitud de fuerza axial entre un rango de 80 a 97% con respecto al caso control, siendo la fuerza axial de estos elementos casi despreciable, por lo que dichos miembros comienzan a trabajar como vigas en el sistema estructural.

Para las columnas contiguas al elemento removido, su patrón de comportamiento fue prácticamente constante, ubicado entre un rango de 1,25 a 1,45 veces la magnitud de control (ver Gráfico IV-4), siendo el caso más desfavorable aquel donde la falla se ubica en la columna esquinera (PB-A6).

IV.1.1.1.4. Fuerza cortante en columnas.

Caso PB-A3.

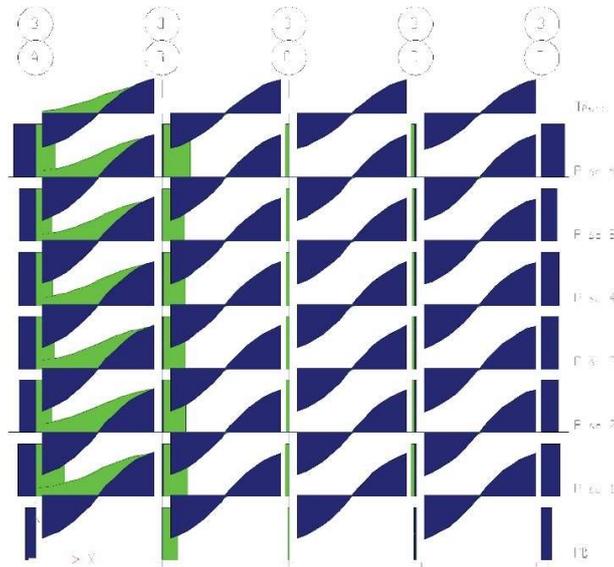


Figura IV-14. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 3 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A3 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-A6.

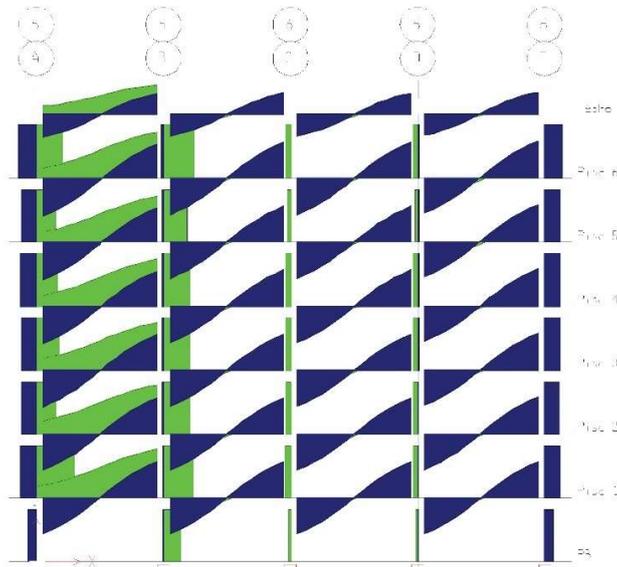


Figura IV-15. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Caso PB-B5.

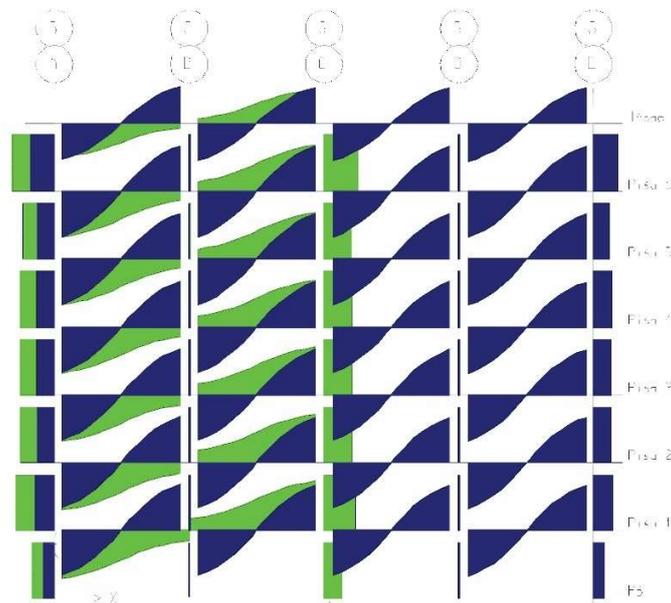


Figura IV-16. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 5 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-C2.

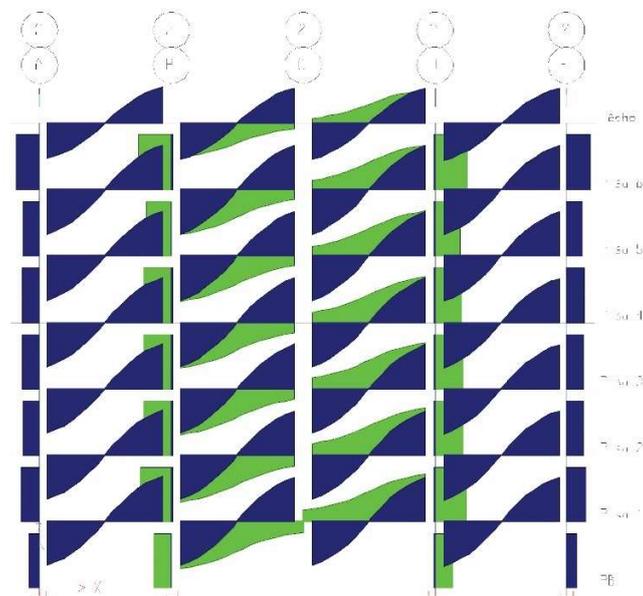


Figura IV-17. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 2 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C2 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-C6.

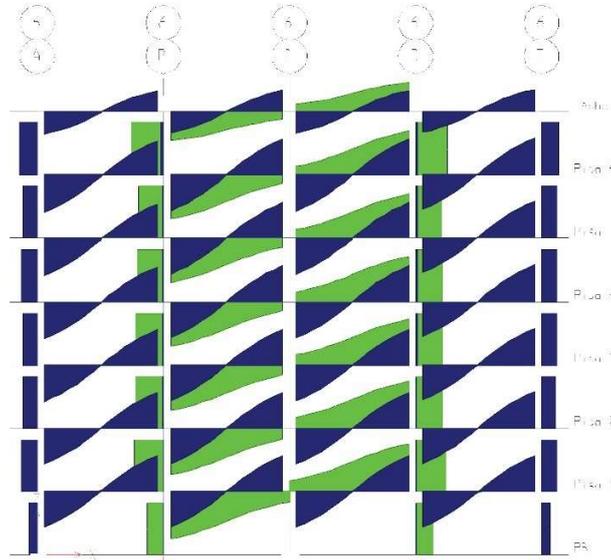


Figura IV-18. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Se pudo observar, a través de los diagramas mostrados, que esta es una variación muy desproporcionada debido a que los valores del control son muy pequeños en magnitud y causan un gran incremento en la solicitación, de tal manera que, se presentarán a continuación los valores de la comparación entre los casos de estudio más desfavorables, con el fin de complementar los diagramas anteriormente presentados.

Tabla IV-3. Variación de la fuerza cortante en columnas para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos.
Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Columna	Ubicación de la solicitación en	Resultados caso de estudio	Resultados caso control	Variación en fuerza cortante
				Ton.	Ton.	-
PB-A3	6	B3	Base (0)	41,74	0,56	75,06
	5			32,46	0,23	138,90
	4			34,69	0,35	99,62
	3			34,84	0,33	106,54

	2			35,34	0,31	114,82
	1			38,05	0,36	104,32
	PB			22,15	0,23	96,20
PB-A6	6	B6	Base (0)	36,47	-1,20	30,31
	5			29,11	-0,95	30,77
	4			30,88	-0,86	35,77
	3			31,14	-0,70	44,42
	2			31,72	-0,52	61,59
	1			34,66	-0,21	162,02
	PB			20,32	0,00	160,00
PB-B5	6	A5	Base (0)	-59,28	-13,37	4,43
	5			-44,64	-9,21	4,85
	4			-48,25	-10,07	4,79
	3			-48,56	-9,92	4,90
	2			-48,54	-9,74	4,99
	1			-55,15	-10,74	5,13
	PB			-31,29	-6,02	5,20
PB-C2	6	B2	Base (0)	-47,46	0,50	95,44
	5			-36,72	0,20	187,34
	4			-39,22	0,31	126,56
	3			-39,50	0,30	133,35
	2			-39,49	0,28	138,95
	1			-44,48	0,35	127,02
	PB			-25,05	0,23	111,16
PB-C6	6	D6	Base (0)	38,49	1,20	32,00
	5			30,41	0,95	32,15
	4			32,23	0,86	37,33
	3			32,40	0,70	46,22
	2			32,31	0,52	62,74
	1			36,12	0,21	168,86
	PB			20,23	0,00	20226,40

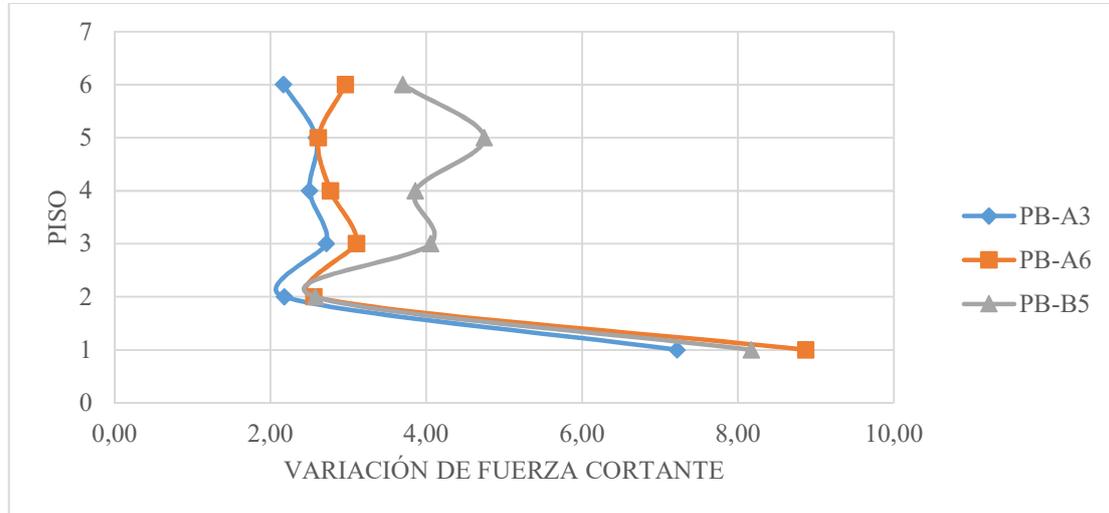


Gráfico IV-5. Variación de fuerza cortante en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Los diagramas presentados para los casos de estudio, indicaron que los elementos afectados por las solicitaciones de fuerza cortante se ubicaron en un área que no supera los límites de daño recomendados por los criterios normativos de la Administración de Servicios Generales y el Departamento de Defensa de los Estados Unidos.

Esta solicitación presentó un aumento desproporcionado en su variación, por lo que no se pudo observar un patrón de falla regular para las columnas afectadas, teniendo unos resultados variados e independientes para cada caso de estudio. A pesar del aumento desproporcionado de la solicitación, dichos valores no demostraron la falla de los elementos, esto se podrá reflejar en el análisis de la relación demanda-capacidad posteriormente a tratar.

En los Diagramas IV-14 y IV-15, para los casos de estudio PB-A3 y PB-A6 respectivamente, se observó que la solicitación cambia de sentido en el eje de las columnas superiores a la removida por efecto de la pérdida del elemento de soporte vertical, esto es debido a la transmisión de fuerza cortante en las vigas que se encuentran dentro de la zona afectada, donde se pudo apreciar la redistribución de carga de los elementos principales del pórtico.

Para los casos PB-C2, PB-C6, se observó que, en el eje de las columnas superiores a la removida, no hubo presencia de fuerza cortante, esto es debido a que la transmisión de carga entre viga y columna no se ejerce por la ubicación (centrada) de estos elementos en el pórtico, observando para este análisis que la viga se comporta como un elemento continuo.

En el Gráfico IV-5, se apreció que las variaciones de fuerza cortante para las columnas superiores a la removida son similares entre los casos de estudio, donde presentó un incremento de la sollicitación entre 7 a 9 veces su magnitud de control. Posterior a los pisos superiores, hubo una disminución notable que varía entre un rango de 2 a 5 veces el control. Los casos más desfavorables para este análisis fueron aquellos donde la falla ocurrió en la columna central y perimetral del eje más largo de la edificación.

IV.1.1.1.5. Momento flector en columnas alrededor al eje más corto del edificio (eje “x”).

Con el fin de observar la influencia para esta sollicitación, se mostrarán los diagramas superpuestos más representativos para los casos de estudio, donde se observará que existe una variación de la sollicitación muy desproporcionada con respecto al control, debido a que las magnitudes del control son poco apreciables en los diagramas. Adicionalmente, se incluirán los valores de comparación entre los casos de estudio más desfavorables.

Caso PB-A6.

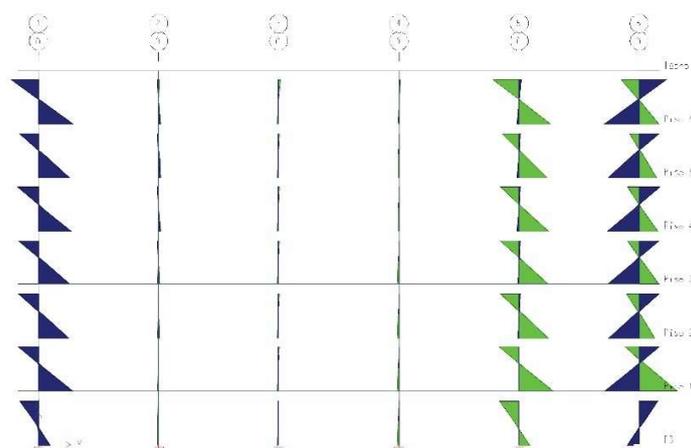


Figura IV-19. Diagrama de momento flector en el eje “x” en columnas para el pórtico A en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-B5.

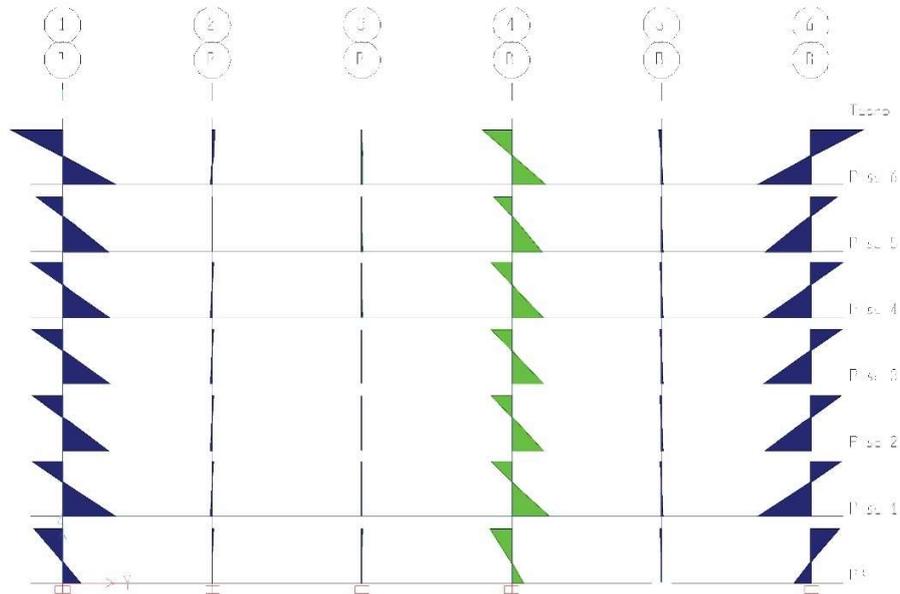


Figura IV-20. Diagrama de momento flector en el eje "x" en columnas para el pórtico B en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

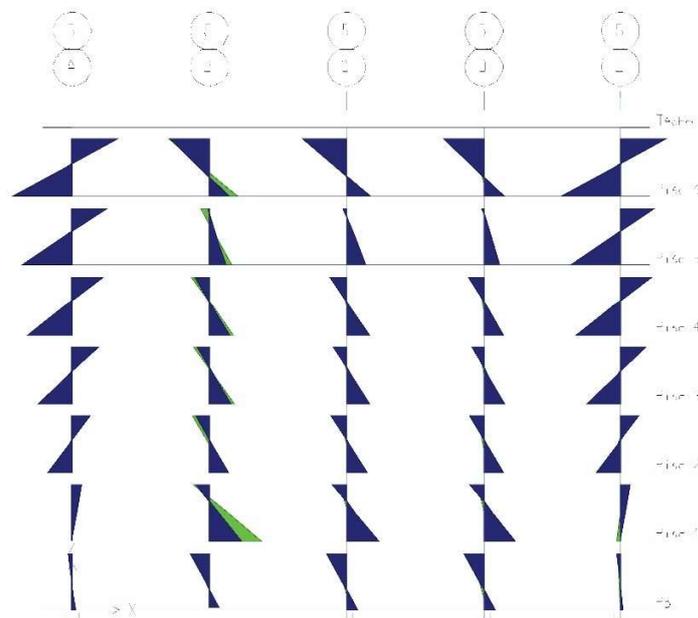


Figura IV-21. Diagrama de momento flector en el eje "x" en columnas para el pórtico 5 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-C6.

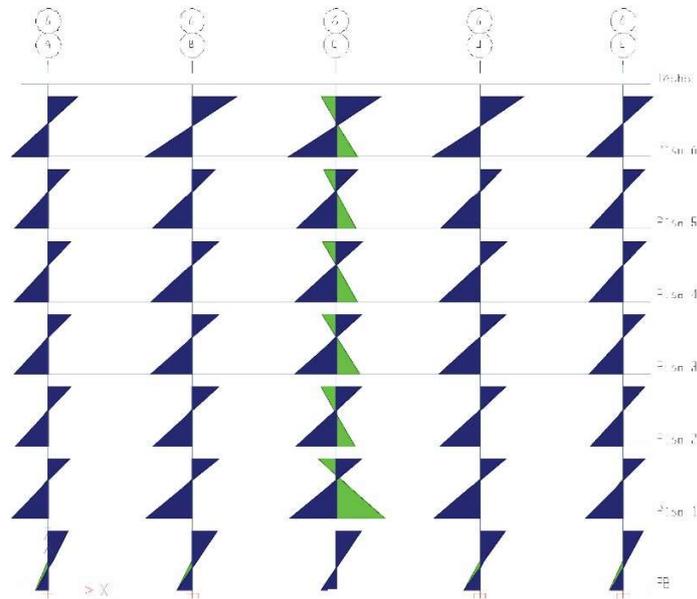


Figura IV-22. Diagrama de momento flector en el eje “x” en columnas para el pórtico C en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-4. Variación de momento flector en el eje “x” en columnas para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Columna	Ubicación de la sollicitación en	Resultados caso de estudio	Resultados caso control	Variación de momento flector eje “x”
				Ton. – m	Ton. - m	-
PB-A3	6	A4	Base (0)	60,36	-0,01	4947,17
	5			54,39	-0,01	9541,56
	4			56,17	-0,01	8259,74
	3			57,16	0,00	19053,93
	2			56,47	-0,01	11294,76
	1			67,49	0,01	6816,88
	PB			23,06	0,01	4351,55
PB-A6	6	A5	Base (0)	-55,40	1,65	33,67

	5			-50,04	1,39	35,89
	4			-51,68	1,22	42,27
	3			-52,43	0,93	56,13
	2			-52,31	0,66	79,74
	1			-60,78	0,02	3303,05
	PB			-18,63	-0,07	259,41
PB-B5	6	B4	Base (0)	-64,01	-0,02	3441,18
	5			-57,73	-0,02	3748,45
	4			-59,61	-0,01	4845,93
	3			-60,62	-0,01	7303,48
	2			-59,76	-0,01	8186,08
	1			-71,31	0,01	13981,73
	PB			-22,70	0,00	7322,42
PB-C2	6	C3	Base (0)	63,00	0,02	3073,17
	5			56,83	0,02	3323,17
	4			58,69	0,01	4283,58
	3			59,70	0,01	6350,85
	2			58,87	0,01	7267,94
	1			70,26	0,00	15614,38
	PB			22,36	0,00	7452,93
PB-C6	6	C5	Base (0)	-47,83	-0,67	71,75
	5			-43,26	-0,52	82,45
	4			-44,73	-0,61	72,96
	3			-45,21	-0,64	70,25
	2			-44,70	-0,57	78,19
	1			-49,56	-0,89	55,65
	PB			-9,76	-0,31	31,51

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

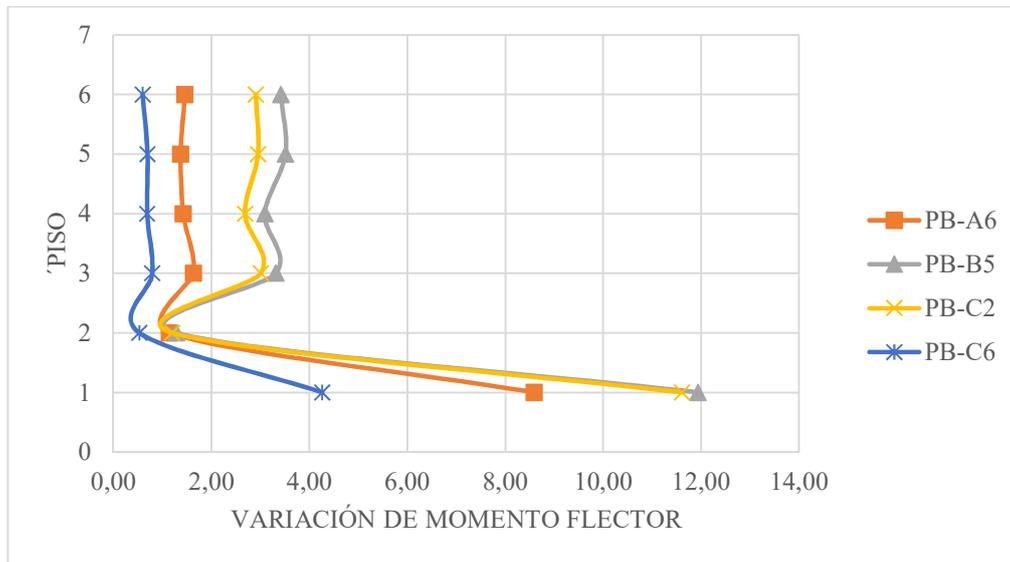


Gráfico IV-6. Variación de momento flector en el eje "x" en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Se observó en los diagramas superpuestos, que para los casos de estudio PB-A6 y PB-C6 hubo un cambio en el sentido de la sollicitación de momento flector, esto es debido a la redistribución de esfuerzos en los elementos de la estructura por la falla local de una columna, esta nueva distribución de esfuerzos, carga principalmente a las columnas que se encuentran por encima del eje del elemento removido y a las contiguas ubicadas en los pórticos ortogonales afectados.

En el caso PB-B5, las columnas que se cargaron para distribuir los esfuerzos de la falla fueron las contiguas ubicadas en el pórtico B (ver Figura IV-20), y para el pórtico ortogonal (pórtico 5) al anteriormente mencionado. Los elementos de soporte vertical que se cargaron son los ubicados en el eje por encima del miembro fallado, donde para este caso el sentido de la sollicitación permanece igual.

La variación de las magnitudes para esta sollicitación fue desproporcionada y sus valores de control, en la mayoría de los casos, fueron poco apreciables y no representativos para las secciones de la columna a trabajar. De tal manera, que para los siguientes análisis esta sollicitación no será incluida.

En el Gráfico IV-6, se presenció la similitud en la variación de la sollicitación que presentaron todos los casos de estudio a excepción del caso PB-A3, esta variación presentó un rango de valores entre 4 a 12 veces su magnitud de control para las columnas ubicadas en el piso 1. Las variaciones que presentaron las columnas de los demás pisos se mantuvieron constantes entre un rango de valores de 1,1 a 4,5 su control, a excepción del caso PB-C6, donde estas mostraron una disminución de 0,4 a 0,6 su magnitud de control.

IV.1.1.1.6. Momento flector en columnas alrededor al eje más largo del edificio (eje “y”).

Caso PB-A3

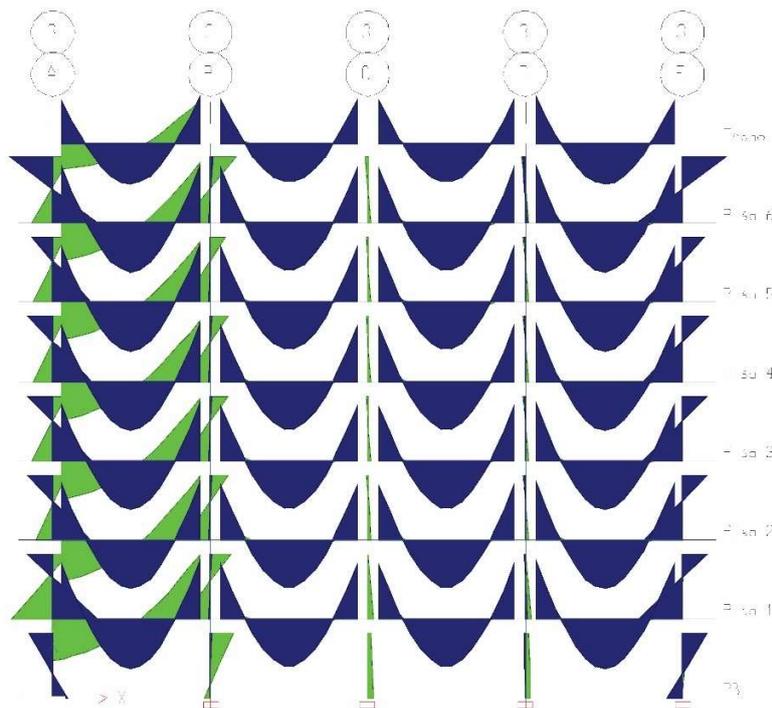


Figura IV-23. Diagrama de momento flector en el eje “y” en columnas para el pórtico 3 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A3 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-A6.

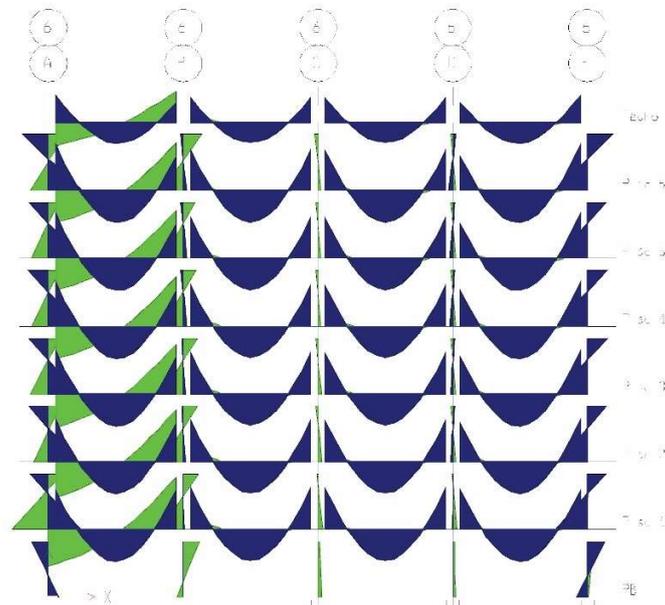


Figura IV-24. Diagrama de momento flector en el eje “y” en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-B5.

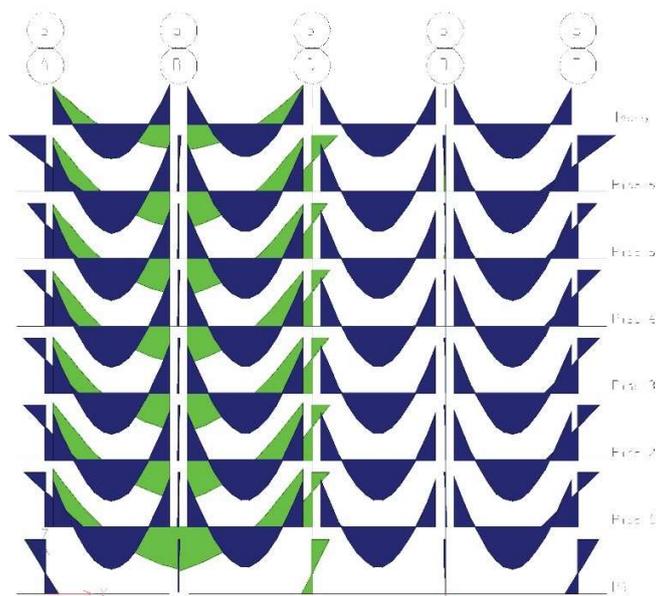


Figura IV-25. Diagrama de momento flector en el eje “y” en columnas para el pórtico 5 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-C2.

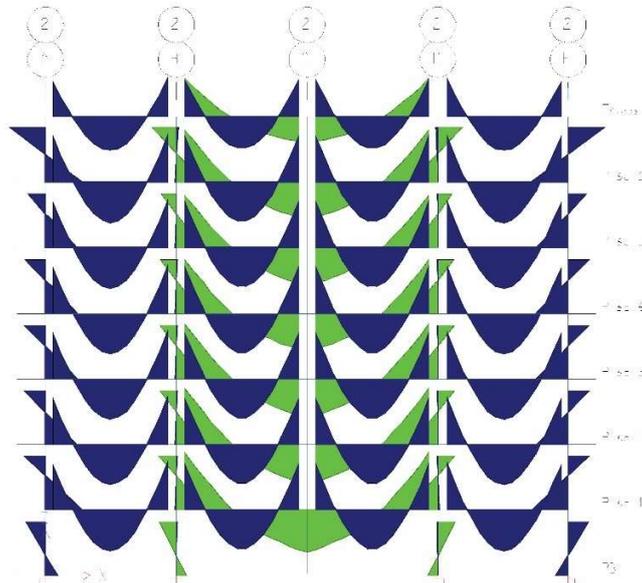


Figura IV-26. Diagrama de momento flector en el eje "y" en columnas para el pórtico 2 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C2 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-C6.

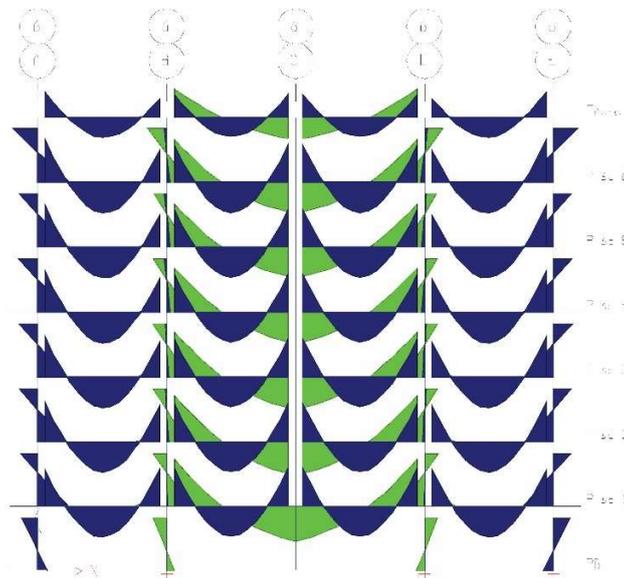


Figura IV-27. Diagrama de momento flector en el eje "y" en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso PB-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Tabla IV-5. Variación de momento flector en el eje “y” en columnas para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Columna	Ubicación de la sollicitación en	Resultados caso de estudio	Resultados caso control	Variación de momento flector eje “y”
				Ton. - m	Ton. - m	-
PB-A3	6	B3	Base (0)	70,16	0,69	102,04
	5			63,51	0,56	112,62
	4			65,56	0,63	104,06
	3			65,99	0,64	103,65
	2			65,82	0,55	118,66
	1			70,47	0,77	91,88
	PB			14,34	0,26	55,24
PB-A6	6	B6	Base (0)	62,61	-2,11	29,65
	5			56,66	-1,79	31,74
	4			58,53	-1,59	36,75
	3			59,17	-1,26	46,90
	2			59,65	-0,91	65,28
	1			65,61	-0,25	259,32
	PB			17,22	0,00	14347,17
PB-B5	6	A5	Base (0)	-98,98	-21,57	4,59
	5			-87,90	-18,31	4,80
	4			-91,28	-18,95	4,82
	3			-93,00	-18,92	4,91
	2			-91,64	-18,29	5,01
	1			-110,36	-21,34	5,17
	PB			-36,89	-7,07	5,22
PB-C2	6	B2	Base (0)	-79,67	0,60	133,74
	5			-71,97	0,49	147,33
	4			-74,25	0,56	132,42
	3			-75,53	0,58	130,16

	2			-74,54	0,51	145,25
	1			-88,86	0,74	119,60
	PB			-28,25	0,25	111,16
PB-C6	6	B6	Base (0)	-65,78	-2,11	31,14
	5			-59,29	-1,79	33,22
	4			-61,04	-1,59	38,32
	3			-61,87	-1,26	49,04
	2			-61,01	-0,91	66,76
	1			-71,77	-0,25	283,66
	PB			-23,77	0,00	19811,83

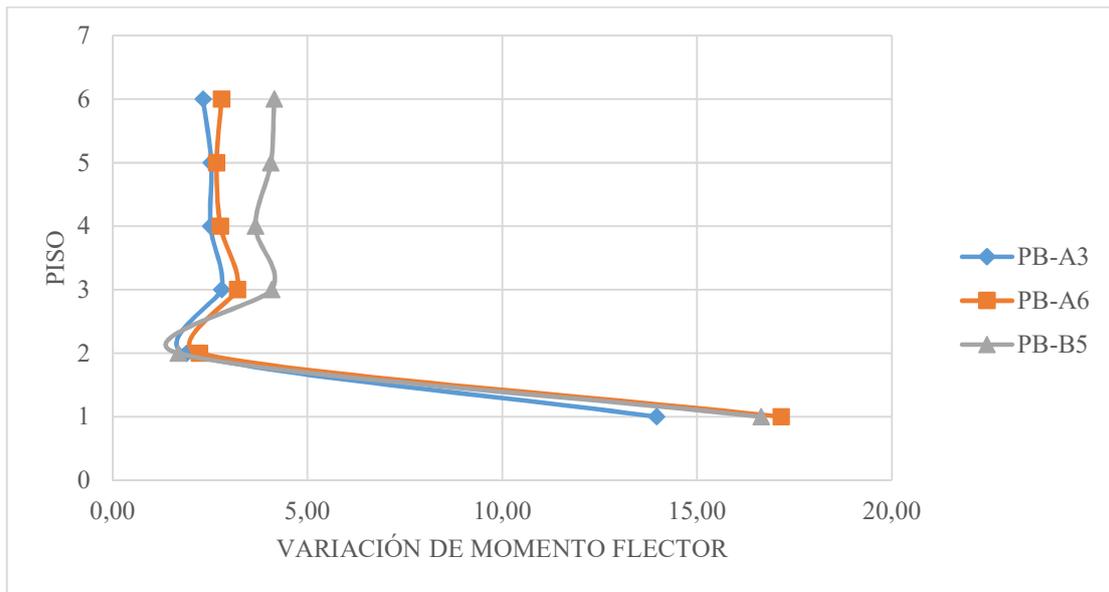


Gráfico IV-7. Variación de momento flector en el eje "y" en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Para los diagramas mostrados, se observó que los elementos afectados se encontraron en un área que no superaron los límites de daño recomendados por los criterios normativos de la Administración de Servicios Generales y el Departamento de Defensa de los Estados Unidos.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

La variación que presentó la sollicitación no permite la observación de un patrón de falla regular para las columnas afectadas, mostrando unos resultados variados e independientes para cada caso de estudio. Donde este aumento desproporcionado del momento flector no demuestra que los elementos influenciados fallen, esto se podrá reflejar en la relación demanda-capacidad posteriormente a tratar. Adicionalmente, se incluyó una tabla que permitió mostrar la variación de momentos flectores en el eje “y”, para los casos de las columnas contiguas que fueron más desfavorables.

Los casos de estudio PB-A3 y PB-A6, presentaron en su sollicitación un cambio de sentido en el eje de las columnas superiores a la removida por efecto de la falla local inducida en estos casos, esto debido a la redistribución de carga de los elementos principales del pórtico ante la presencia de un colapso progresivo.

En los casos PB-C2 y PB-C6, las columnas superiores que se encuentran en el eje del elemento removido, no tuvieron presencia del momento flector actuante debido a su ubicación en el pórtico estudiado, ya que la transmisión de carga entre viga y columna no se desarrolla, donde se puede observar que la viga se comporta como un elemento continuo.

El comportamiento de la variación de momento flector para las columnas superiores a la removida resultó ser similar entre ellos, donde ocurrió un incremento de la sollicitación de 13,8 a 17,2 veces su magnitud de control en el piso superior a nivel de falla (piso 1), posterior a esto, se encontró una disminución notable que varía entre un rango de 1,5 a 4,5 veces el control para los demás pisos de la edificación. Los casos más desfavorables para este análisis fueron aquellos cuya falla ocurrió en la columna central y perimetral del eje más largo del edificio.

IV.1.1.2. Patrones geométricos

Los resultados para los patrones geométricos se estudiaron a partir del desplazamiento vertical que se observó en las juntas de la edificación, de tal forma, para una mejor visualización del análisis, se presentará para cada caso de estudio el desplazamiento ocurrido. Estos diagramas a presentar tendrán la siguiente escala de valores:

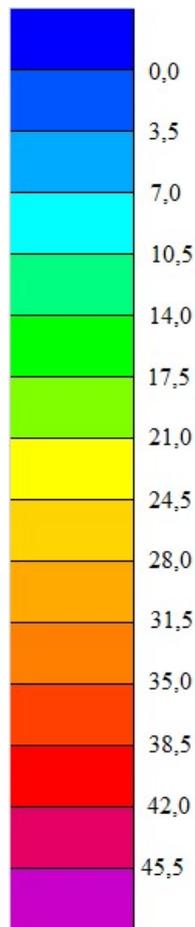


Figura IV-28. Escala para los desplazamientos verticales en el edificio de 6 pisos, medidas en milímetros.
Fuente: Elaboración propia.

Adicionalmente, se incluirá la variación respectiva entre los casos de estudio y el caso control de la estructura, complementando este análisis.

Caso PB-A3.

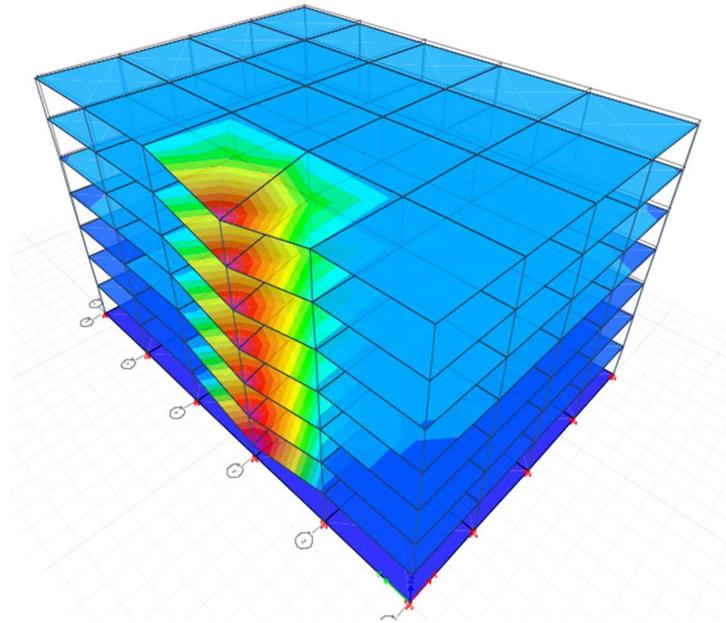


Figura IV-29. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso PB-A3. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-A6.

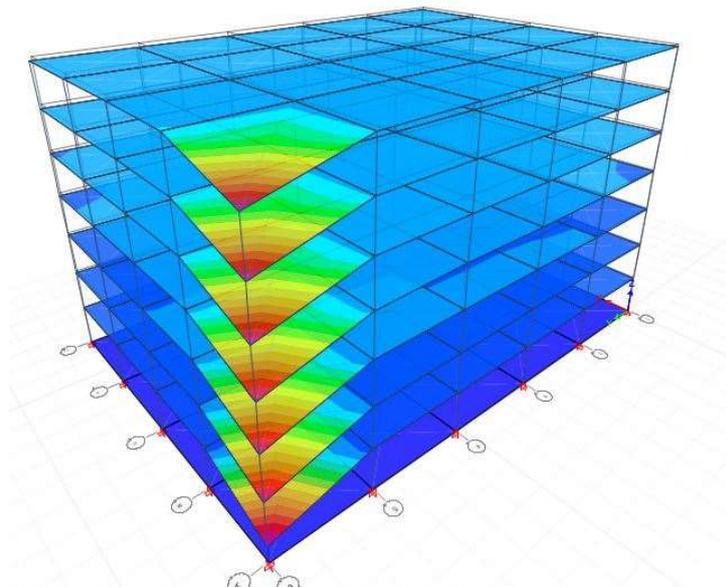


Figura IV-30. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso PB-A6. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

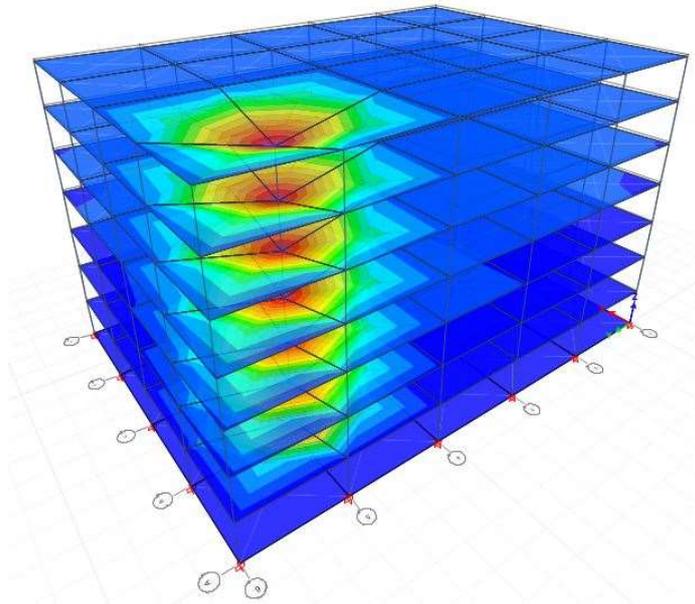
Caso PB-B5.

Figura IV-31. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso PB-B5. Fuente: Elaboración propia.

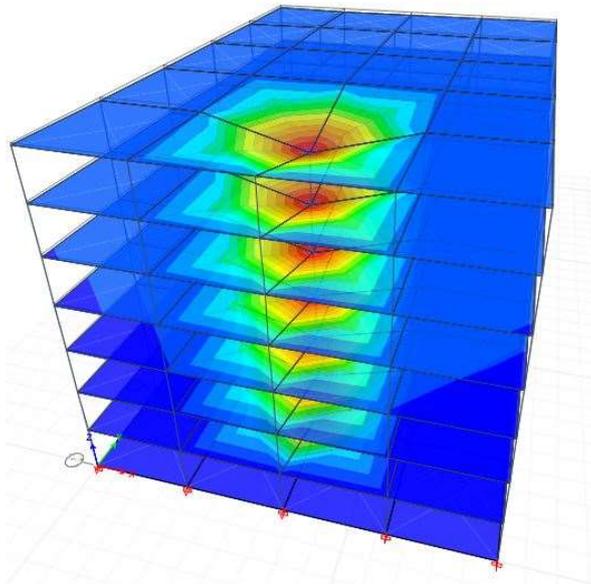
Caso PB-C2.

Figura IV-32. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso PB-C2. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Caso PB-C6.

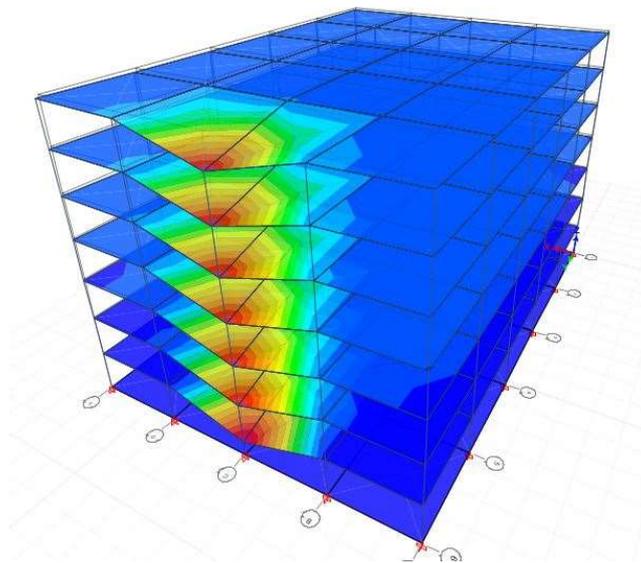


Figura IV-33. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso PB-C6. Fuente: Elaboración propia.

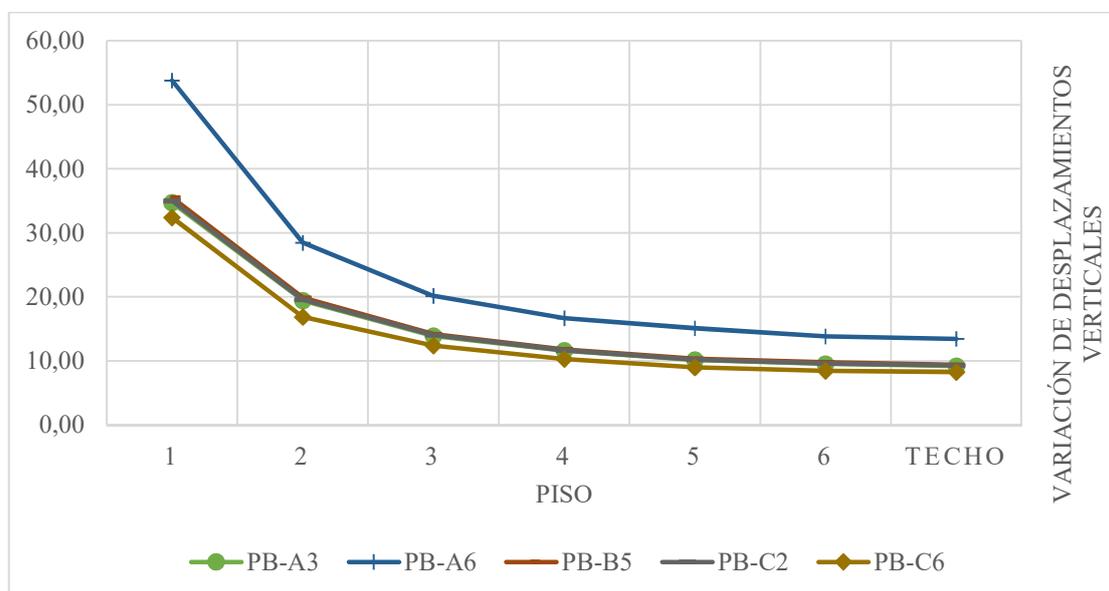


Gráfico IV-8. Variación de desplazamientos verticales, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Se pudo observar, a través de los diagramas de desplazamiento mostrados para todos los casos de estudio, que el mayor descenso se encontró en el eje de la columna removida.

A través de estos diagramas, podemos hacer énfasis en el límite de daños recomendado por la Administración de Servicios Generales y el Departamento de Defensa de los Estados Unidos, donde para los casos de remoción de columna externa e interna, el área afectada no debe superar el 15 y 30% respectivamente el área en planta del piso superior al elemento removido. Área en planta del piso superior es 1275 m².

Tabla IV-6. Área afectada para los casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Área afectada	Límite recomendado de área afectada
	m ²	m ²
PB-A3	127,5	191,25
PB-A6	63,75	191,25
PB-B5	255	382,5
PB-C2	255	382,5
PB-C6	127,5	191,25

El máximo desplazamiento para todos los casos de estudio llegó a un descenso de 4,98 cm, donde se pudo observar que la variación de este con respecto al control, para la mayoría de los casos, se encontró entre un rango de 8 a 36 veces, a excepción del caso de falla ubicado en la columna esquinera que presentó una variación superior de 13 a 54 veces el desplazamiento control, siendo este más desfavorable para el patrón geométrico.

En la variación de los desplazamientos se observó un aumento inicial en el área que se encuentra ubicada en la zona superior (piso 1) al elemento removido, presentando para los siguientes pisos una disminución progresiva hasta hacerse constante (ver Gráfico IV-8).

Para zona influenciada por la falla del soporte, los paños afectados sufren el mismo descenso, es decir, permanecen como un bloque rígido, debido a que la rigidez de los elementos presentes todavía se mantiene.

IV.1.1.3. Relación Demanda-Capacidad (RDC)

Como anteriormente se mencionó, la relación demanda-capacidad indicará si el elemento afectado por la falla local de una columna se encuentra comprometido para cumplir su función en el sistema estructural, superando el valor de RDC igual a 1, y si este mismo no será capaz de redistribuir las cargas debido a la pérdida del elemento de soporte vertical según sea el caso, alcanzando y superando el valor de RDC igual a 2.

De tal manera, para el estudio de este punto, se presentarán los casos de los elementos más desfavorables que se obtuvieron a través del análisis estructural.

IV.1.1.3.1. Vigas.

Siendo los elementos de soporte horizontal más desfavorables los mostrados a continuación:

Tabla IV-7. Vigas con RDC más desfavorable para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Casos de estudio	Viga
PB-A3	A3-B3
PB-A6	A6-B6
PB-B5	B5-C5
PB-C2	C2-D2
PB-C6	C6-B6

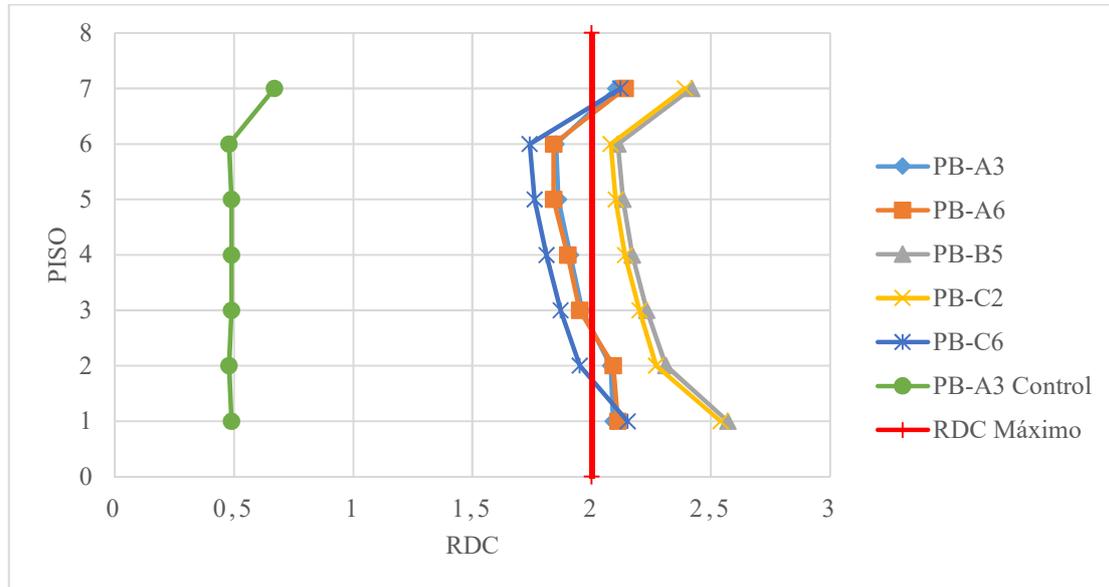


Gráfico IV-9. Relación Demanda-Capacidad en vigas, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Se pudo observar, que las vigas más desfavorables mencionadas en la Tabla IV-7 se encuentran en la dirección más corta del edificio, es decir, los elementos horizontales de menor longitud (7,5 metros).

En el Gráfico IV-9, las vigas presentaron un patrón de comportamiento similar, donde existió un aumento en el elemento superior a la columna removida, de tal manera que, al ir avanzando en los niveles de la edificación, la relación disminuyó hasta llegar a las vigas ubicadas en el techo, en donde esta vuelve a aumentar debido a la sección de la viga.

Para los casos de falla ubicados en las columnas centrales (PB-B5 y PB-C2), las vigas superaron el valor recomendado en todos los pisos ($RDC > 2$), a diferencia de los casos de falla ubicados en las columnas perimetrales, donde se observó que los elementos superaron dicho valor en la zona del techo y en el piso inmediato superior (piso 1) donde fue removida la columna, este patrón de comportamiento es diferente en magnitud para cada viga influenciada. En los próximos puntos a desarrollar, para complementar este análisis, se cuantificarán los elementos que se consideren comprometidos y fallados.

En los casos control, donde no existe la falla del elemento de soporte vertical, las vigas mantuvieron un rango de valores entre 0,4 a 0,7 su RDC, conservando un comportamiento constante en los pisos de la edificación hasta el nivel del techo, donde existe un aumento por el cambio de sección que presentan estos miembros.

IV.1.1.3.2. Columnas.

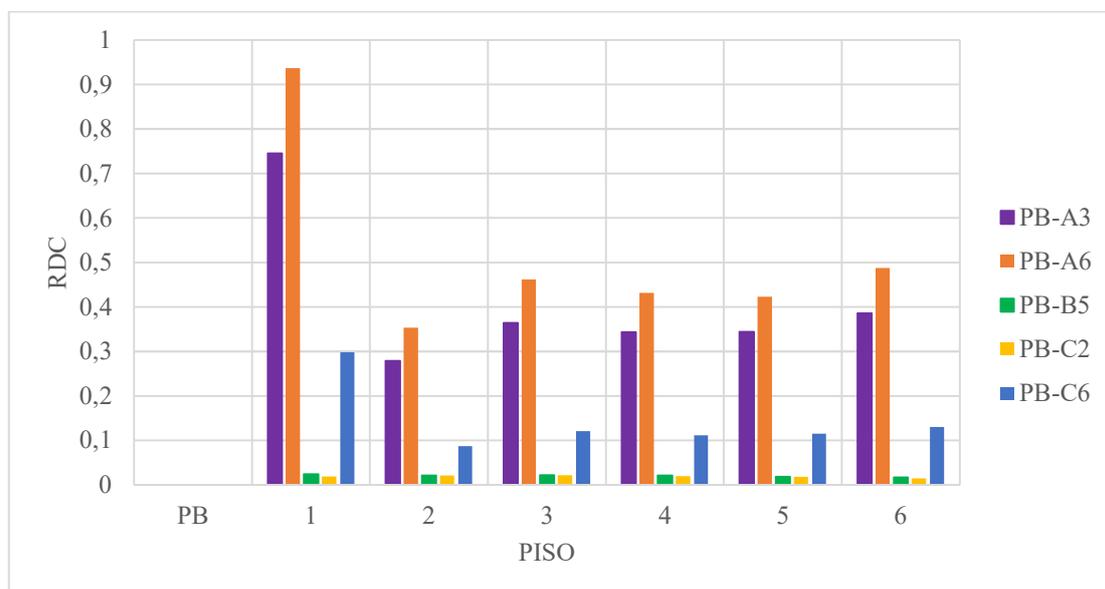


Gráfico IV-10. Relación Demanda-Capacidad en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-8. Columnas con RDC más desfavorable para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Columna más desfavorable
PB-A3	A4
PB-A6	B6
PB-B5	A5
PB-C2	C1
PB-C6	D6

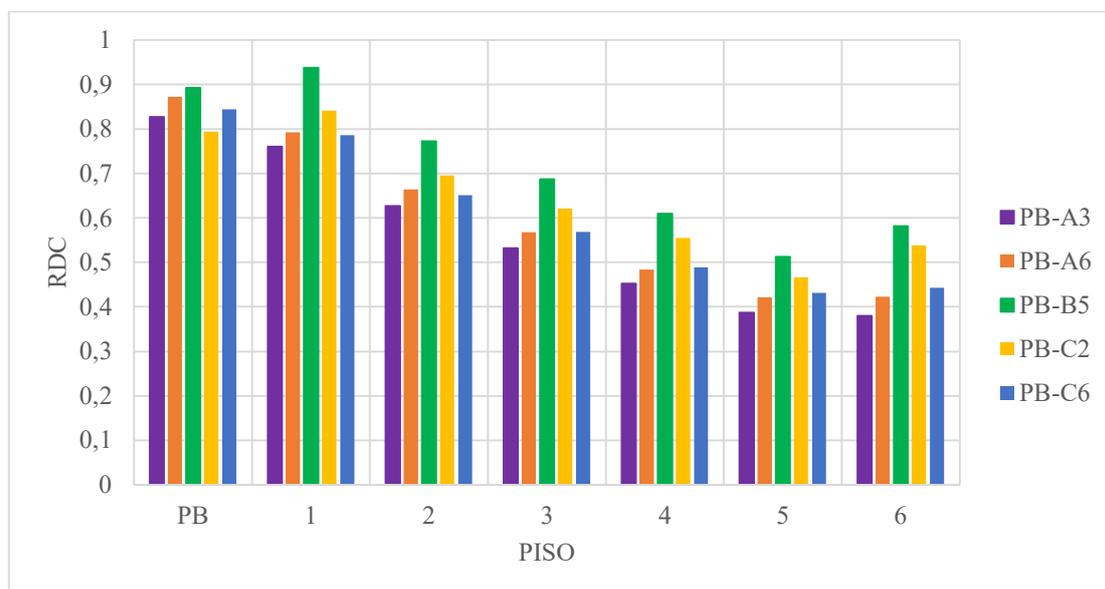


Gráfico IV-11. Relación Demanda-Capacidad en columnas más desfavorables, casos de falla en planta baja para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

En el Gráfico IV-10, se pudo observar que en los casos donde la falla está ubicada en una columna central (PB-B5 y PB-C2), los elementos que se encuentran por encima de esta, mantuvieron un RDC muy poco relevante, esto es debido a la ubicación que tiene la columna en el pórtico (central) y a las solicitaciones que afectan estos elementos que disminuyen por la redistribución de las cargas, las cuales se transmitieron de manera inmediata a los elementos verticales contiguos. Este comportamiento se puede observar en los diagramas de solicitaciones mostrados en los puntos anteriores.

En los casos donde la falla es ubicada en columnas perimetrales, su RDC aumentó considerablemente en los elementos ubicados en el piso 1 al eje de la columna removida, presentando un rango de valores entre 0,3 a 0,94. Donde, para los demás pisos superiores, esta relación se mantiene de forma constante, encontrándose entre un rango de 0,1 a 0,5.

En el Gráfico IV-11, se pudo observar en las columnas contiguas a la removida que las más desfavorables son las ubicadas en el cerramiento de la edificación, esto ocurre para

todos los casos de estudio, debido a que su sección es menor en comparación a las otras que se encuentran influenciadas (centrales).

La variación de la relación en los primeros pisos (PB y piso 1), fue similar debido que en ellos se encuentra la mayor concentración de esfuerzos por la distribución de cargas, producto de la falla local de un miembro estructural. Esta relación, para los siguientes pisos de la edificación, presentó una disminución de manera progresiva.

El patrón de comportamiento observado se encontró de forma similar para la mayoría de las columnas afectadas en la estructura, donde, para todos estos elementos, la relación demanda-capacidad no supera la unidad, por lo que los mismos no se encuentran comprometidos para desarrollar su función estructural.

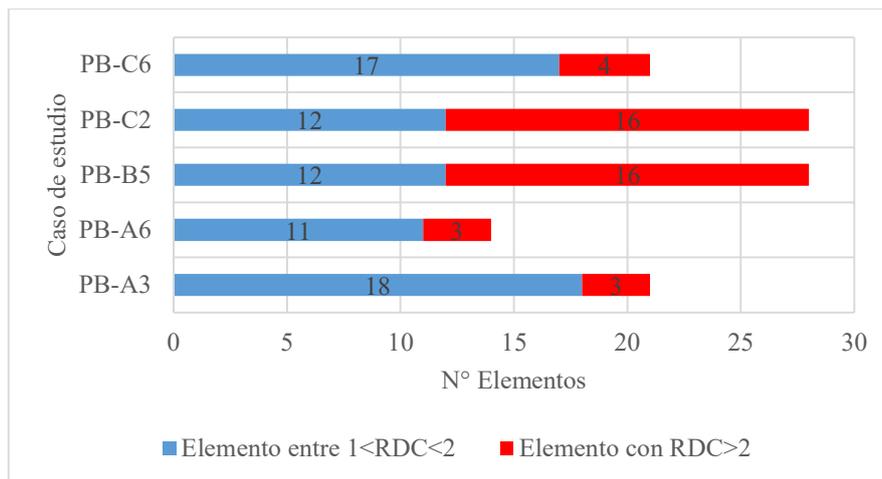


Gráfico IV-12. Cantidad de elementos fallados para los casos de estudio en la zona de planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia

Para todos los casos presentados, donde la falla se encuentra ubicada en la planta baja del edificio, la totalidad de los elementos que se consideraron comprometidos y fallados son vigas.

En el Gráfico IV-12, se pudo observar que, el caso que presenta una mayor cantidad de elementos fallados es aquel en el que se elimina una columna central (PB-B5 y PB-C2), donde para ambos casos, mostraron 16 vigas que superaron el criterio dispuesto para la

relación demanda-capacidad, siendo estos elementos incapaces de poder redistribuir las cargas dispuestas por la redistribución de esfuerzos en el sistema estructural.

En los casos de la falla ubicados en las columnas perimetrales (PB-A3 y PB-C6), se contabilizaron entre 17 a 18 elementos comprometidos y entre 3 a 4 elementos en estado de falla. A excepción del caso donde la falla ocurrió en la columna esquinera (PB-A6), siendo esta cantidad de elementos menor (comprometidos 11, fallados 3) en comparación a todos los casos mencionados, esto es debido a que la ubicación de esta falla involucra una menor área afectada y una menor cantidad de elementos.

IV.1.2. Casos de estudio ubicados en piso 3

En el avance de este y próximos puntos, los casos de estudio a desarrollar serán los que presentaron mayor relevancia para el análisis realizado anteriormente (casos más desfavorables), siendo los siguientes casos a investigar para este apartado: N3-A6, N3-B5 y N3-C6.

IV.1.2.1. Patrones mecánicos

IV.1.2.1.1. Fuerza cortante en vigas

Caso N3-A6.

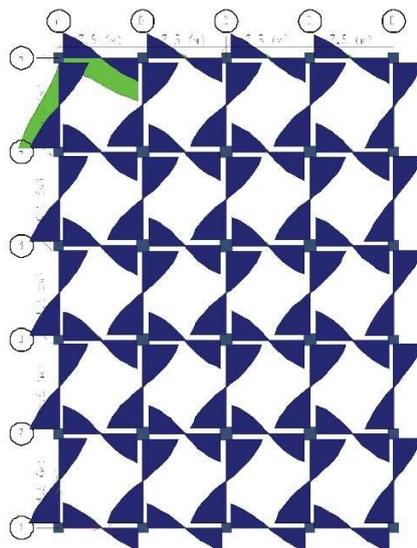


Figura IV-34. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso N3-B5.

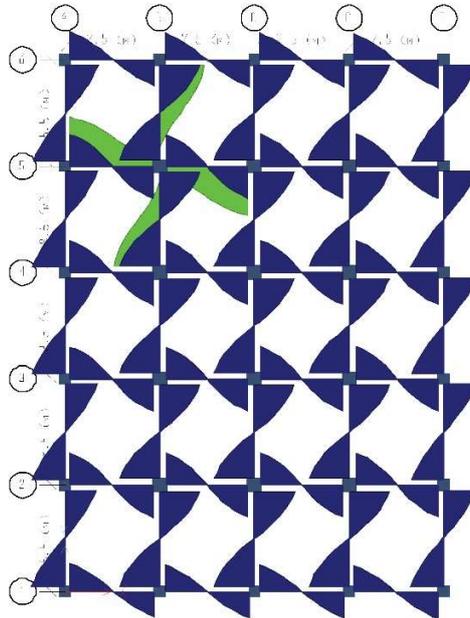


Figura IV-35. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso N3-C6.

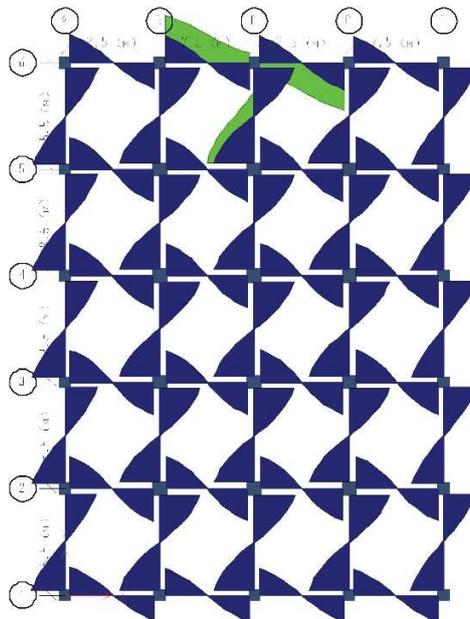


Figura IV-36. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-9. Vigas con mayor variación en la fuerza cortante para casos de falla en piso 3 en el edificio de 6 pisos.
Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Tramo de Viga	Ubicación de la máxima sollicitación en el tramo
N3-A6	A6-B6	B6
N3-B5	B5-C5	C5
N3-C6	C6-B6	B6

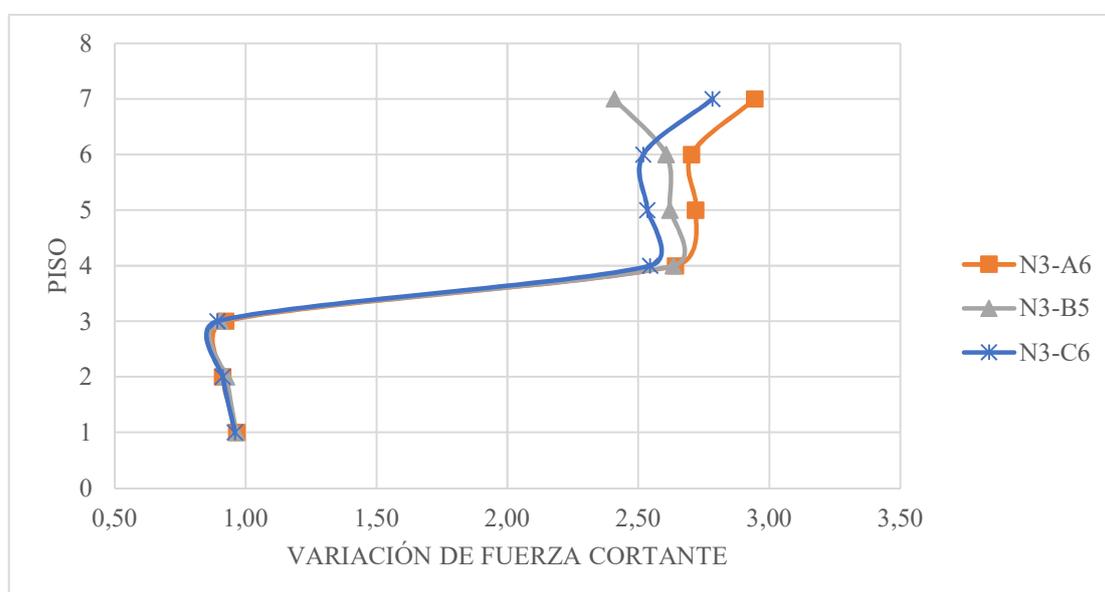


Gráfico IV-13. Variación de fuerza cortante en vigas, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos.
Fuente: Elaboración propia.

De igual manera que para los casos de falla en la planta baja del edificio, los diagramas superpuestos indicaron que las vigas convergentes al eje de ubicación de la columna removida trabajan como un elemento horizontal continuo, llegando así a tener el esfuerzo de sollicitación en un solo sentido. Esto ocurrió tanto en el tramo de falla como en los pisos superiores a este.

En todos los diagramas de fuerza cortante, se observó que los elementos afectados se encontraron en un área que no supera los límites de daño recomendados por los criterios normativos de la Administración de Servicios Generales y el Departamento de Defensa de los Estados Unidos.

Al estudiar la variación de fuerza cortante en las vigas con respecto al caso control, se observó que, en las ubicadas por encima del nivel de la columna removida, su solicitación se incrementó en un rango entre 2,4 a 3 veces su valor de control, a diferencia de los elementos que se encuentran por debajo el nivel de falla, donde la solicitación disminuyó entre un rango de 0,8 y 1, esto es debido a que la redistribución de carga se concentra siempre en los elementos superiores al nivel de falla del elemento de soporte vertical.

Al analizar con detalle los resultados dispuestos en el Gráfico IV-13, se determinó que el caso más desfavorable para las vigas fue aquella falla ubicada en una columna esquinera (N3-A6), llegando a incrementar su fuerza cortante hasta 3 veces su magnitud de control, mientras que, el caso menos afectado para este análisis fue para la falla ubicada en la columna perimetral del lado más corto de la edificación (N3-C6), teniendo un incremento en su solicitación de 2,5 veces la magnitud de control para el piso 6, y aumentó este valor a 2,8 veces para el nivel del techo, esto es debido a que la misma se encuentra situada en el cerramiento de la estructura.

En los casos N3-A6 y N3-C6, específicamente en la zona del techo, se observó un incremento de la fuerza cortante, esto debido a que las vigas más desfavorables de dichos casos se encuentran en el cerramiento del edificio, por lo que reciben una mayor área tributaria de carga, caso contrario ocurre con el caso N3-B5, donde en la misma zona su variación disminuyó, ya que estas vigas están ubicadas en el área interna de la edificación.

Estas variaciones en la magnitud de las solicitaciones fueron similares a las que se observaron para los casos de falla ubicados en la planta baja del edificio.

IV.1.2.1.2. Momento flector en vigas

Caso N3-A6.

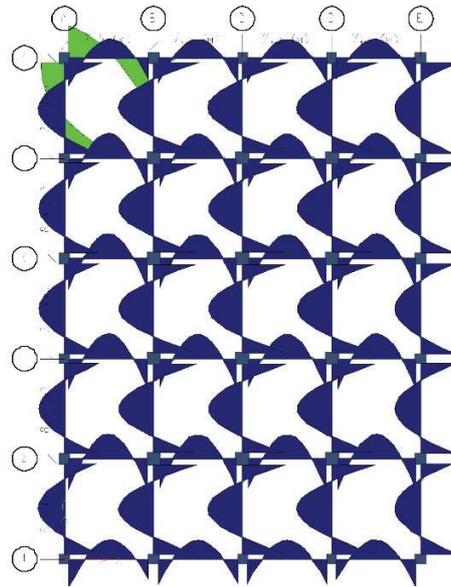


Figura IV-37. Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso N3-B5.

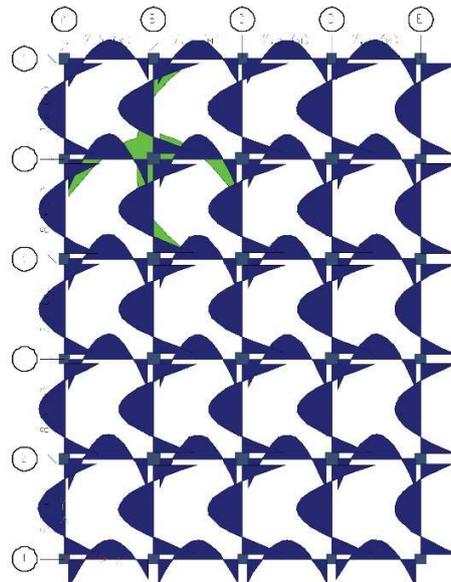


Figura IV-38. Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Caso N3-C6.

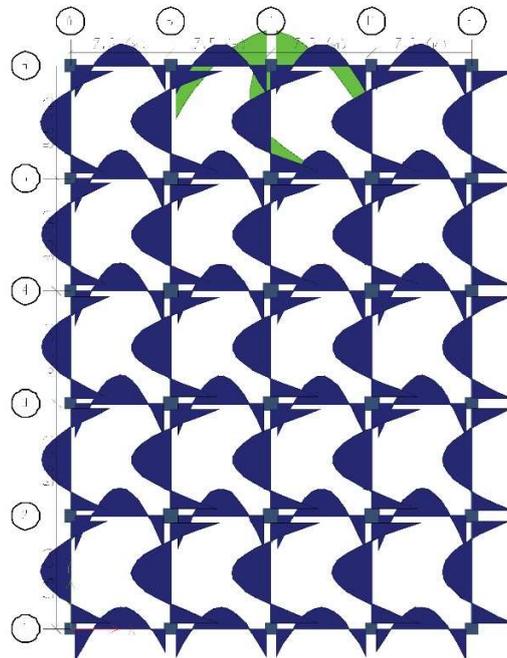


Figura IV-39. Diagrama de momento flector en vigas de piso 6 para el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

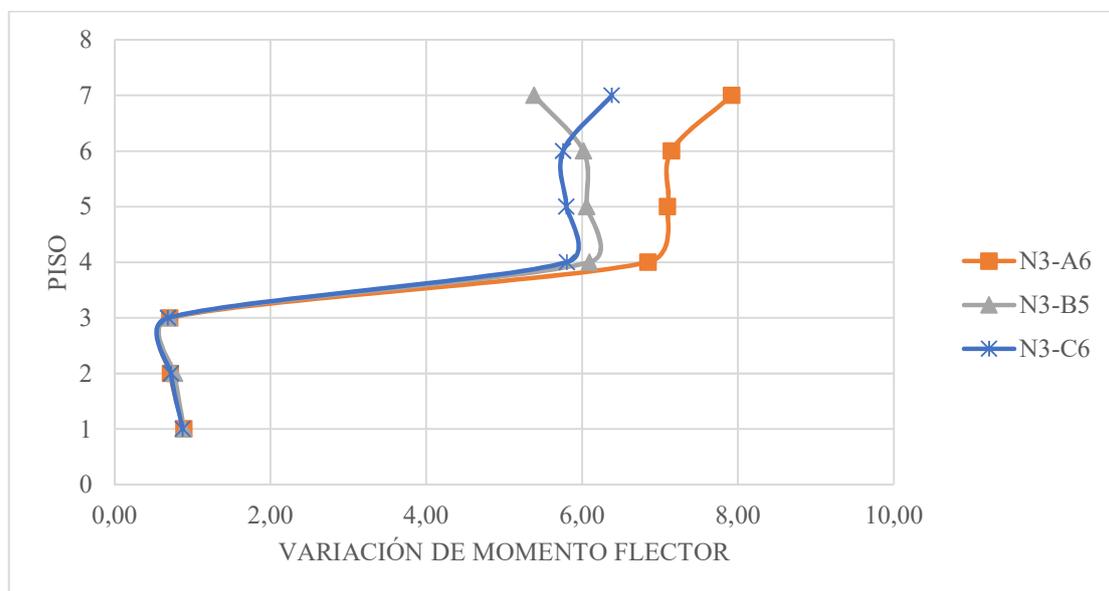


Gráfico IV-14. Variación de momento flector en vigas, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Para la sollicitación de momento flector, las vigas afectadas fueron aquellas vigas convergentes al eje de ubicación de la columna removida, trabajando como un elemento horizontal continuo. Este efecto ocurrió en el tramo de falla como en los pisos superiores a este.

En los diagramas presentados de momento flector, se observó que los elementos afectados se encontraron en un área que no supera los límites de daño recomendados en el marco teórico de esta investigación (apartado II.7.5.2.2).

La variación de momento flector en las vigas presentó un aumento a partir del piso 4 entre 5,3 a 8 veces su valor de control. En los pisos por debajo de la falla, las vigas disminuyeron su variación en un rango que se encuentra entre 0,65 y 0,9 su magnitud de control.

Se observó, por medio del Gráfico IV-14, que el caso más desfavorable para las vigas fue aquella falla presentada en una columna esquinera (N3-A6), llegando a aumentar hasta 8 veces su magnitud de control, ocurriendo esta variación en la viga ubicada en el techo de la edificación. El caso menos afectado para este análisis fue para la falla ubicada en la columna del lado más corto de la edificación (N3-C6), teniendo un incremento en su sollicitación de 5,76 veces la magnitud de control para el piso 6, e incrementó este valor a 6,4 veces para el elemento ubicado en el techo, esto es debido a que la misma se encuentra dispuesta en el cerramiento de la estructura.

Para los casos N3-A6 y N3-C6, específicamente en la zona del techo, se observó un incremento de momento flector, debido a que las vigas más desfavorables de dichos casos se encuentran en el cerramiento del edificio, por lo que reciben una mayor área tributaria de carga, caso contrario ocurre con el caso de N3-B5 donde en la misma zona su variación disminuyó, ya que estas vigas están ubicadas en el área interna de la edificación.

IV.1.2.1.3. Fuerza axial en columnas

Para visualización del lector, se anexarán los diagramas a final de esta investigación.

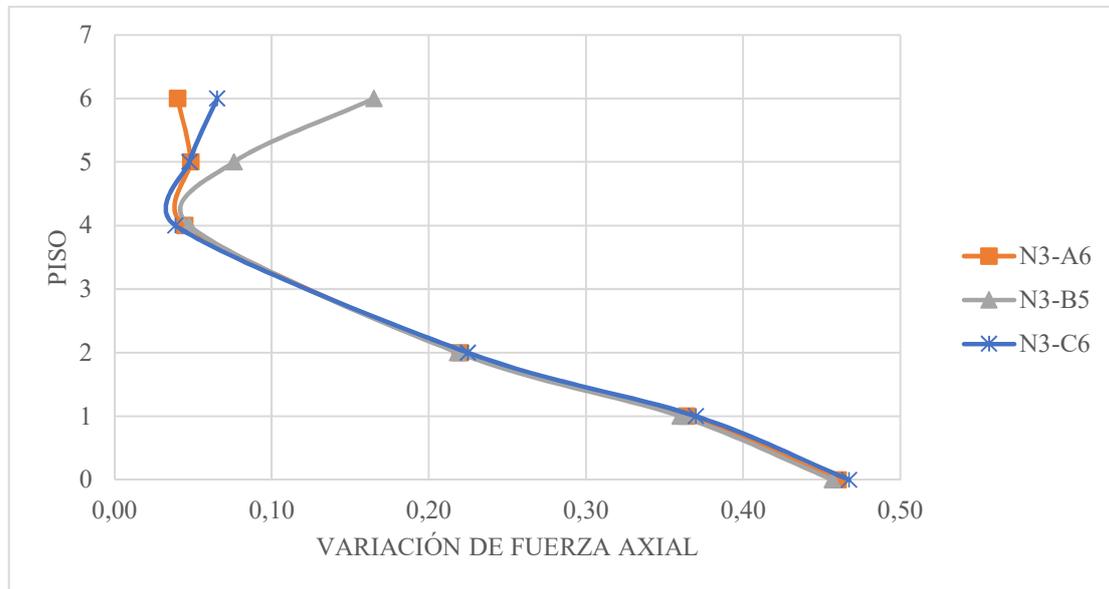


Gráfico IV-15. Variación de fuerza axial en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-10. Columnas con mayor variación en la fuerza axial cortante para casos de falla en piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Casos de estudio	Columna con máxima variación
N3-A6	B6
N3-B5	A5
N3-C6	D6

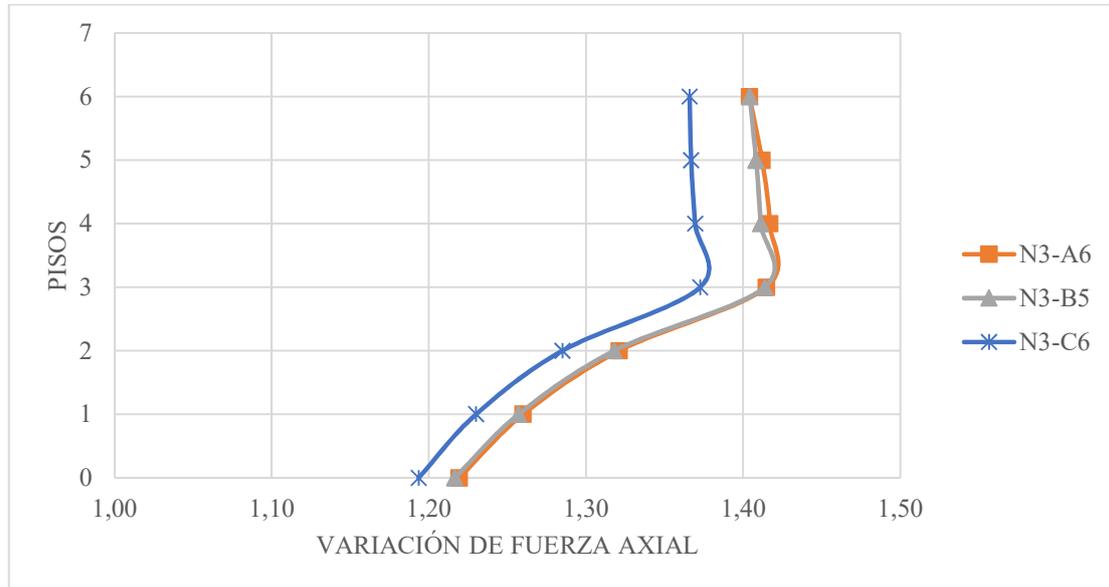


Gráfico IV-16. Variación de fuerza axial en columnas más desfavorables, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

En el Gráfico IV-15, se pudo observar que, en las columnas superiores ubicadas en el eje del elemento removido, hubo una disminución en la variación de la magnitud de fuerza axial entre un 50 y un 96% con respecto al caso control, siendo la fuerza axial de estos elementos casi despreciable, por lo que dichos miembros comienzan a comportarse como vigas.

Para las columnas contiguas al elemento removido, el patrón de comportamiento fue similar entre los casos estudiados, donde se observó un incremento de la sollicitación en la zona superior a la falla, ubicándose entre un rango de 1,35 a 1,42 veces su magnitud de control (ver Gráfico IV-16), siendo los casos más desfavorables N3-A6 y N3-B5.

Para los pisos que se encuentran por debajo del nivel de falla, la variación comenzó a disminuir con respecto a los elementos que están por encima de esta zona, manejándose entre un rango 1,18 a 1,22 veces su sollicitación de control, esto es debido a que la redistribución de cargas afecta principalmente a los elementos que se encuentran en el nivel de falla y por encima de este.

IV.1.2.1.4. Fuerza cortante en columnas

Caso N3-A6.

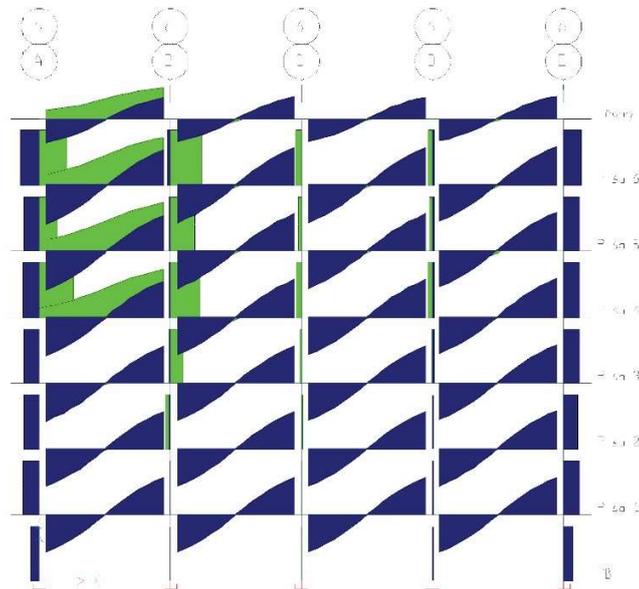


Figura IV-40. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso N3-B5.

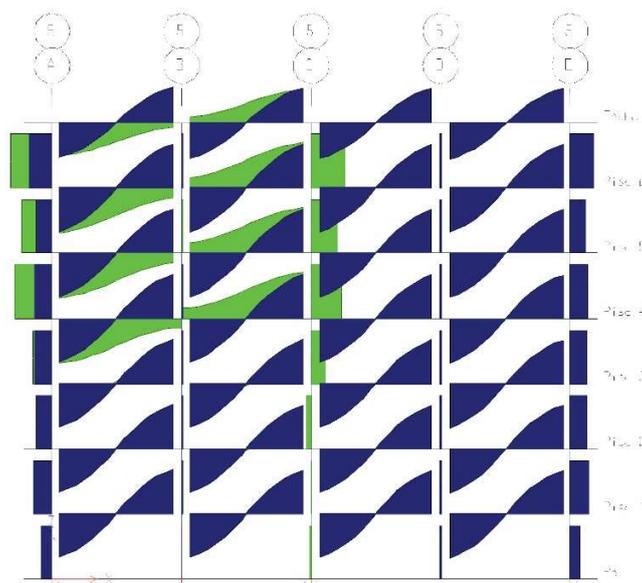


Figura IV-41. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 5 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso N3-C6.

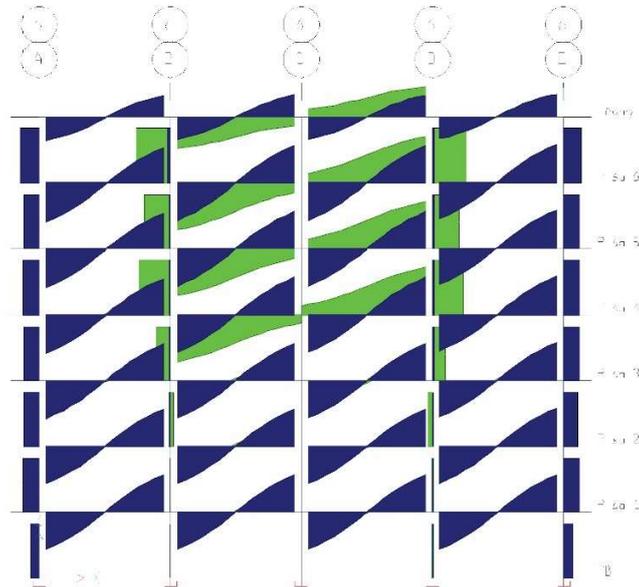


Figura IV-42. Diagrama de fuerza cortante en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-11. Variación de la fuerza cortante en columnas para casos de falla en piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Columna	Ubicación de la sollicitación en	Resultados caso de estudio	Resultados caso control	Variación en fuerza cortante
				Ton.	Ton.	-
N3-A6	6	B6	Base (0)	36,53	-1,20	30,37
	5			28,84	-0,95	30,49
	4			33,56	-0,86	38,87
	3			14,61	-0,70	20,85
	2			-4,81	-0,52	9,35
	1			-0,36	-0,21	1,68
	PB			-0,33	0,00	160,00
N3-B5	6	A5	Base (0)	-61,01	-13,37	4,56
	5			-44,88	-9,21	4,87

	4			-54,14	-10,07	5,38
	3			-28,20	-9,92	2,84
	2			-2,99	-9,74	0,31
	1			-10,36	-10,74	0,97
	PB			-5,33	-6,02	0,89
N3-C6	6	D6	Base (0)	39,10	1,20	32,50
	5			30,14	0,95	31,86
	4			36,02	0,86	41,72
	3			15,61	0,70	22,27
	2			-4,35	0,52	-8,45
	1			-0,03	0,21	-0,16
	PB			-0,46	0,00	-456,40

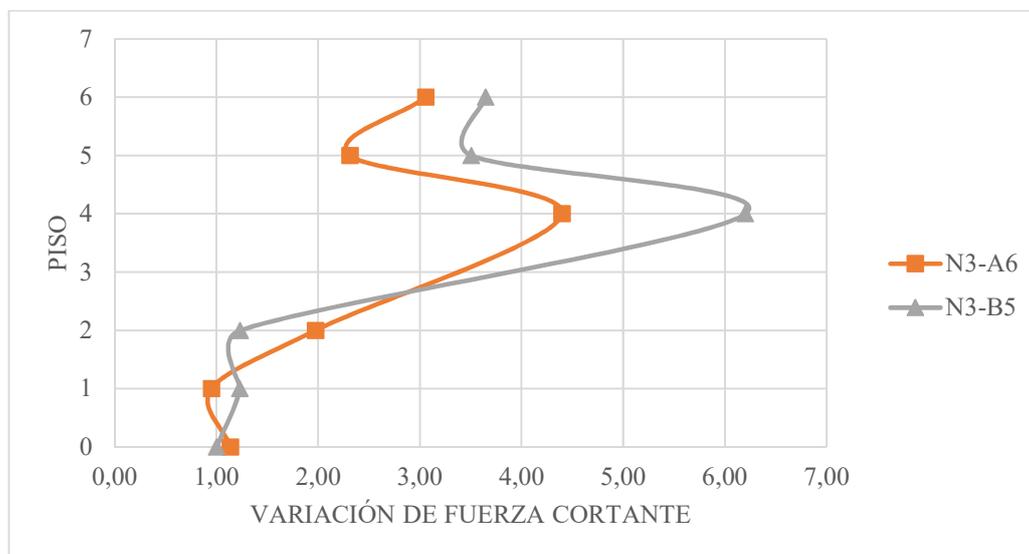


Gráfico IV-17. Variación de fuerza cortante en columnas superiores al elemento, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Los diagramas presentados para los casos de estudio, indicaron que los elementos afectados se encontraron en un área que no superan los límites de daño recomendados por los criterios normativos de la Administración de Servicios Generales y el Departamento de Defensa de los Estados Unidos.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Esta sollicitación presentó un aumento desproporcionado en su variación, por lo que no se pudo observar un patrón de falla regular para las columnas afectadas, mostrando unos resultados variados e independientes para cada caso de estudio. A pesar del aumento desproporcionado de la sollicitación, dichos valores no demuestran la falla de los elementos. Esto se podrá reflejar en la relación demanda-capacidad posteriormente a tratar para este estudio.

Para el caso donde la columna afectada está ubicada en la esquina del edificio (N3-A6), se observó que la sollicitación cambia de sentido en el eje de las columnas superiores a la removida por efecto de la falla local, esto es debido a la transmisión de fuerza cortante en las vigas que se encuentran dentro de la zona afectada, donde se puede apreciar la redistribución de carga de los elementos principales del pórtico. Cabe agregar que se aprecia un comportamiento similar para los casos de falla de columna ubicados en la planta baja del edificio.

En los diagramas, las columnas que se encuentran contiguas, pero por debajo del nivel de ubicación de la falla, su variación con respecto al caso control fue notable ya que estas magnitudes no son representativas. Adicionalmente, a partir de este punto inició una disminución de la fuerza cortante hasta la columna de la base del edificio.

Para el caso N3-C6, en el eje de las columnas superiores a la removida, se pudo apreciar que la misma no tiene presencia de fuerza cortante, debido a que la transmisión de carga entre viga y columna no se ejerce por la ubicación (centrada) de estos elementos en el pórtico, observando para este análisis que la viga se comporta como un elemento continuo.

En el Gráfico IV-17, la variación de fuerza cortante para las columnas superiores a la removida fue similar entre estos casos, donde existió un incremento de la sollicitación entre 4,4 a 6,2 veces su magnitud de control, para las columnas por encima del nivel de falla, posterior para los pisos siguientes ocurrió una disminución notable que varió entre un rango de 2 a 4 veces el control. La variación que presentó el caso N3-C6 en la columna ubicada en planta baja es desproporcionada con respecto a los otros dos casos, por lo que no se incluyó dentro del gráfico.

IV.1.2.1.5. Momento flector en columnas alrededor al eje más largo del edificio (eje “y”).

Caso N3-A6.

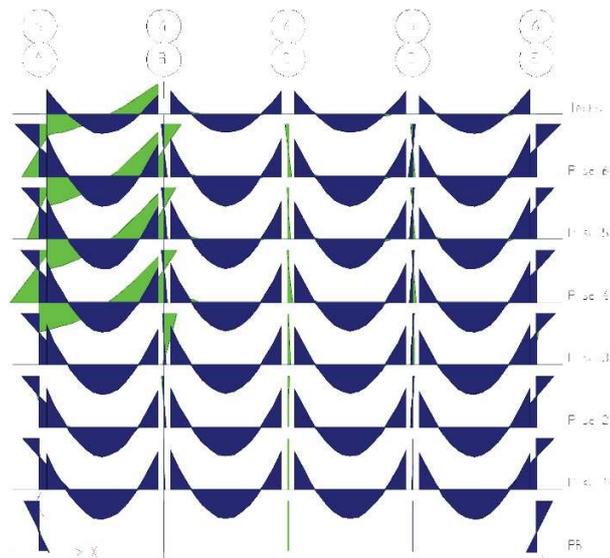


Figura IV-43. Diagrama de momento flector en el eje “y” en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso N3-B5.

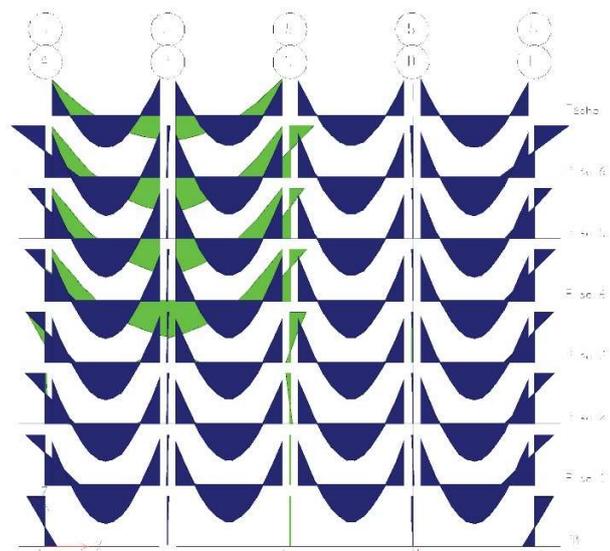


Figura IV-44. Diagrama de momento flector en el eje “y” en columnas para el pórtico 5 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso N3-C6.

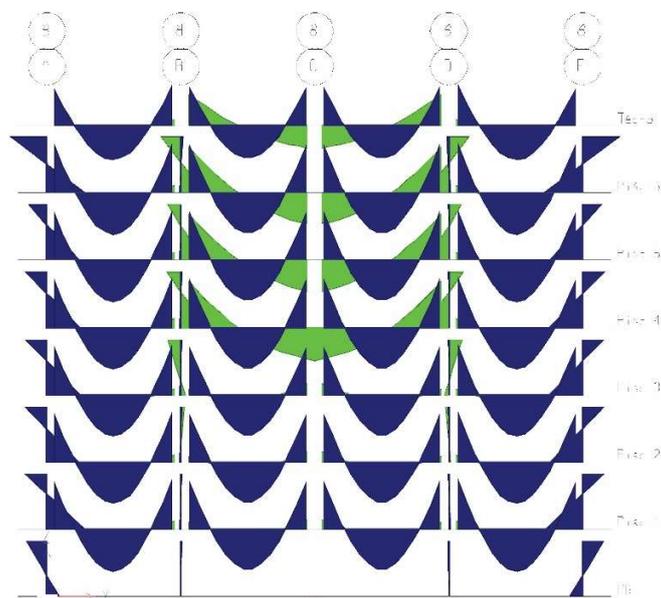


Figura IV-45. Diagrama de momento flector en el eje “y” en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-12. Variación de momento flector en el eje “y” en columnas para casos de falla en piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Columna	Ubicación de la sollicitación en	Resultados caso de estudio	Resultados caso control	Variación de momento flector eje “y”
				Ton. - m	Ton. - m	-
N3-A6	6	B6	Base (0)	62,63	-2,11	29,65
	5			55,32	-1,79	30,99
	4			64,53	-1,59	40,52
	3			4,85	-1,26	3,85
	2			-7,31	-0,91	8,00
	1			-1,48	-0,25	5,84
	PB			-0,63	0,00	524,42

N3-B5	6	A5	Base (0)	-102,20	-21,57	4,74
	5			-87,35	-18,31	4,77
	4			-107,61	-18,95	5,68
	3			-30,21	-18,92	1,60
	2			-10,88	-18,29	0,60
	1			-19,97	-21,34	0,94
	PB			-6,33	-7,07	0,90
N3-C6	6	B6	Base (0)	-66,98	-2,11	31,72
	5			-58,08	-1,79	32,54
	4			-71,88	-1,59	45,13
	3			-11,43	-1,26	9,06
	2			4,50	-0,91	4,93
	1			0,70	-0,25	2,78
	PB			0,54	0,00	447,00

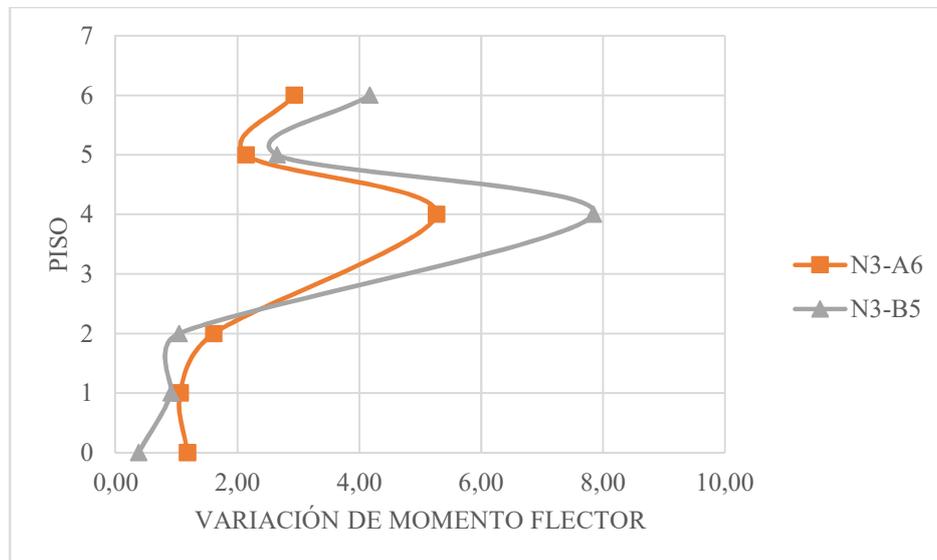


Gráfico IV-18. Variación de momento flector en el eje "y" en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Para los diagramas presentados, se observó que los elementos afectados se situaron en un área que no supera los límites de daño recomendados por los criterios normativos de la Administración de Servicios Generales y el Departamento de Defensa de los Estados Unidos.

Esta solicitud presentó un aumento desproporcionado en su variación, por lo que no se pudo observar un patrón de falla regular para las columnas afectadas, mostrando unos resultados variados e independientes para cada caso de estudio. A pesar de este aumento desproporcionado, la falla de los elementos no es demostrada. Esto se podrá reflejar en la relación demanda-capacidad posteriormente a tratar. Se incluyó para esta solicitud, la tabla de valores de la variación de momentos flectores en el eje “y”, para las columnas contiguas más desfavorables.

Para el caso N3-C6, en el eje de las columnas superiores a la removida, no hubo presencia de momento flector actuante debido a la ubicación en el pórtico, ya que la transmisión de carga entre viga y columna no se desarrolla, donde se pudo observar que la viga se comporta como un elemento continuo.

El comportamiento de la variación de momento flector actuante para las columnas superiores a la removida fue similar entre ellas, donde se observó un incremento de la solicitud entre 5,9 a 7,2 veces su magnitud de control para el piso superior al nivel de falla (piso 4), posterior a este nivel, para los pisos superiores se apreció una disminución notable que varió entre un rango de 2 a 4,2 veces el control.

Las columnas afectadas principalmente fueron las ubicadas por encima del nivel de falla, donde se pudo observar la redistribución de carga que tiene las columnas ante el efecto de un colapso progresivo.

IV.1.2.2. Patrones geométricos

Caso N3-A6.

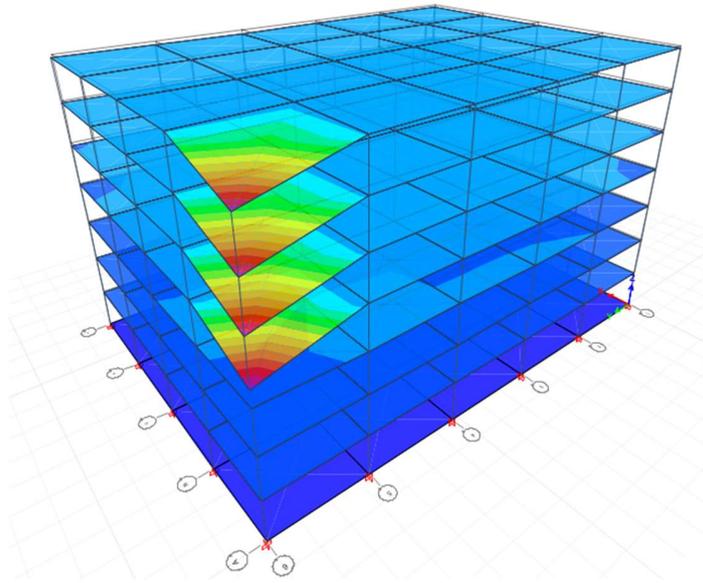


Figura IV-46. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso N3-A6. Fuente: Elaboración propia.

Caso N3-B5.

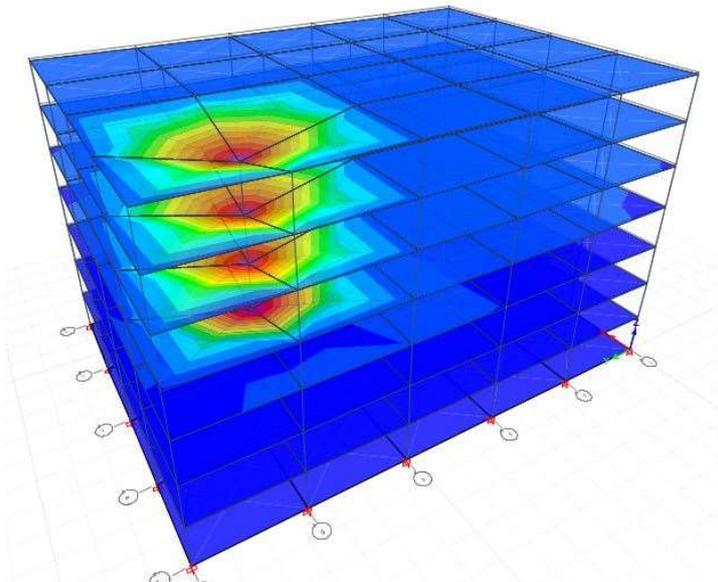


Figura IV-47. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso N3-B5. Fuente: Elaboración propia.

Caso N3-C6.

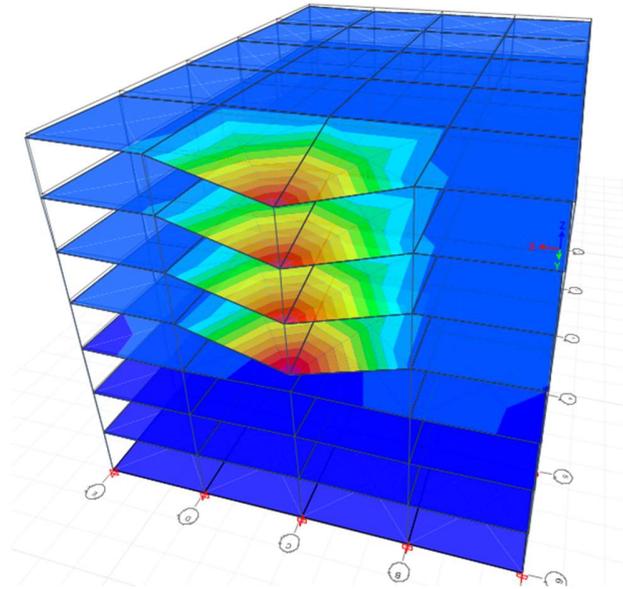


Figura IV-48. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 6 pisos, caso N3-C6. Fuente: Elaboración propia.

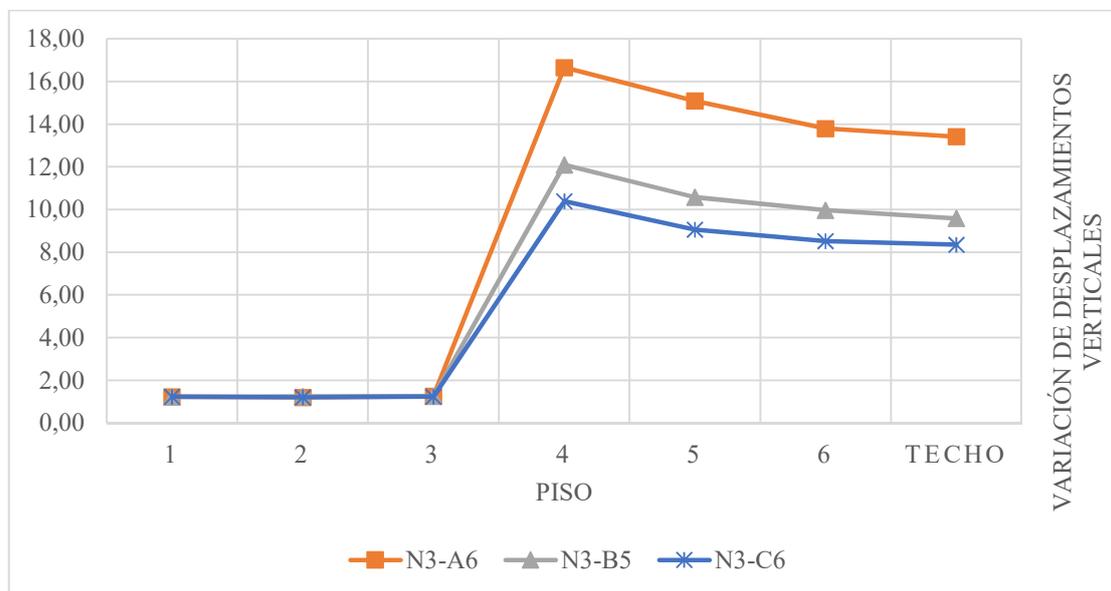


Gráfico IV-19. Variación de desplazamientos verticales, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Se pudo observar, a través de los diagramas de desplazamiento mostrados para todos los casos de estudio, que el mayor descenso se encuentra en el eje de la columna removida, esto ocurre de igual manera en los patrones geométricos para los casos de falla ubicados en planta baja.

A través de estos diagramas podemos hacer énfasis en el límite de daños recomendado por la Administración de Servicios Generales y el Departamento de Defensa de los Estados Unidos, donde, para los casos de remoción de columna externa e interna, el área afectada no debe superar el 15 y el 30% respectivamente el área en planta del piso superior al elemento removido. Área en planta del piso superior es 1275 m².

Tabla IV-13. Área afectada para los casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Área afectada	Límite recomendado de área afectada
	m ²	m ²
N3-A6	63,75	191,25
N3-B5	255	382,5
N3-C6	127,5	191,25

El máximo desplazamiento para todos los casos de estudio llegó a un descenso de 5,08 cm, donde se pudo observar que la variación con respecto al control para la mayoría de los casos se encontró entre un rango de 8 a 17 veces el control, donde se presenció este incremento de igual forma para los pisos superiores a la ubicación del elemento removido. Siendo el caso más desfavorable para la falla ubicada en la esquina de la estructura.

Esta variación presentó una disminución hasta ser constante para todos los casos en los niveles que se encuentran por debajo de la ubicación de la falla, teniendo un rango entre 1,2 a 1,24 veces el desplazamiento control, determinando que estos elementos no se encontraron afectados desproporcionadamente ante la presencia del colapso progresivo en la estructura.

Cabe agregar que, para el descenso en la zona influenciada por la falla del soporte, se determinó que todos los pisos sufren el mismo desplazamiento, es decir, permanecen como un bloque rígido, esto debido a que la rigidez de los elementos presentes todavía se mantiene.

IV.1.2.3. Relación Demanda-Capacidad (RDC)

IV.1.2.3.1. Vigas.

Tabla IV-14. Vigas con RDC más desfavorable para casos de falla en piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Casos de estudio	Viga
PB-A6	A6-B6
PB-B5	B5-C5
PB-C6	C6-B6

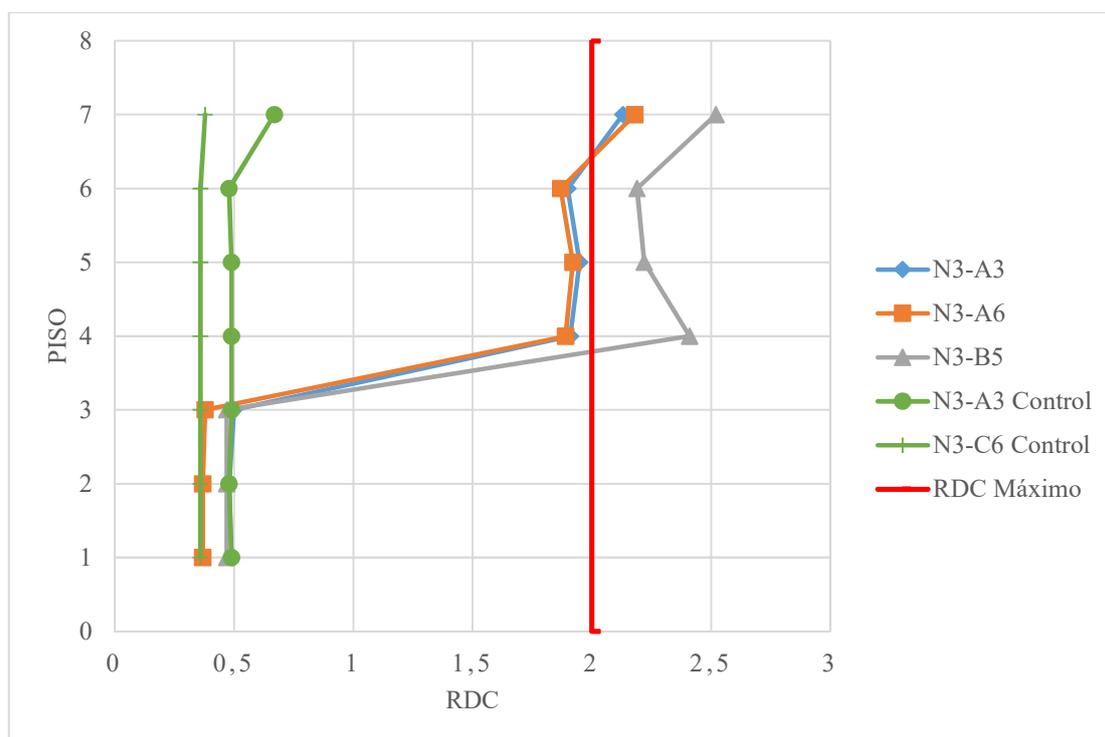


Gráfico IV-20. Relación Demanda-Capacidad en vigas, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Se pudo observar que las vigas más desfavorables mencionadas en la Tabla IV-7, se encuentran en la dirección más corta del edificio y son las que poseen menor longitud (7,5 metros).

Para los casos mostrados, las vigas presentaron el mismo patrón de comportamiento, donde se observó un aumento de la relación en los elementos que se encuentran ubicados al nivel de falla, de tal forma, al ir avanzando en los niveles de la edificación, su RDC disminuyó hasta llegar a las vigas del techo en donde volvió a aumentar la relación debido al cambio de sección de la viga. Para los elementos que se encuentran por debajo de la falla se observó que la relación demanda capacidad se encontró entre un rango de valores por debajo de la unidad.

Para el caso de falla ubicado en la columna central (N3-B5), las vigas superaron el valor recomendado ($RDC > 2$) en los pisos superiores al nivel de falla, a diferencia de los casos de falla ubicados en las columnas perimetrales, donde se observó que las vigas que superaron dicho valor se encuentran situadas en el techo de la edificación, este patrón de comportamiento es diferente en magnitud para cada viga influenciada.

Para los casos control, se pudo observar que en las vigas de la edificación donde no hay presencia de la falla se establecieron en un rango de valores para la relación de 0,35 a 0,55; manteniendo un comportamiento constante en los pisos de la edificación hasta el nivel del techo, donde existió un aumento por el cambio de sección que presentan estos miembros.

IV.1.2.3.2. Columnas.

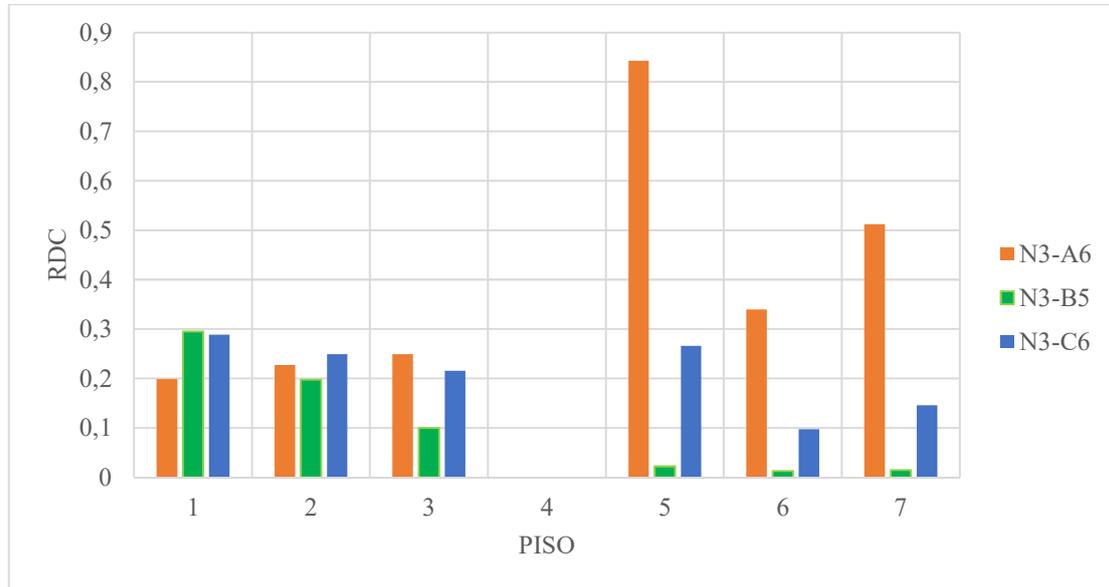


Gráfico IV-21. Relación Demanda-Capacidad en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-15. Columnas con RDC más desfavorable para casos de falla en piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Columna más desfavorable
N3-A6	B6
N3-B5	A5
N3-C6	D6

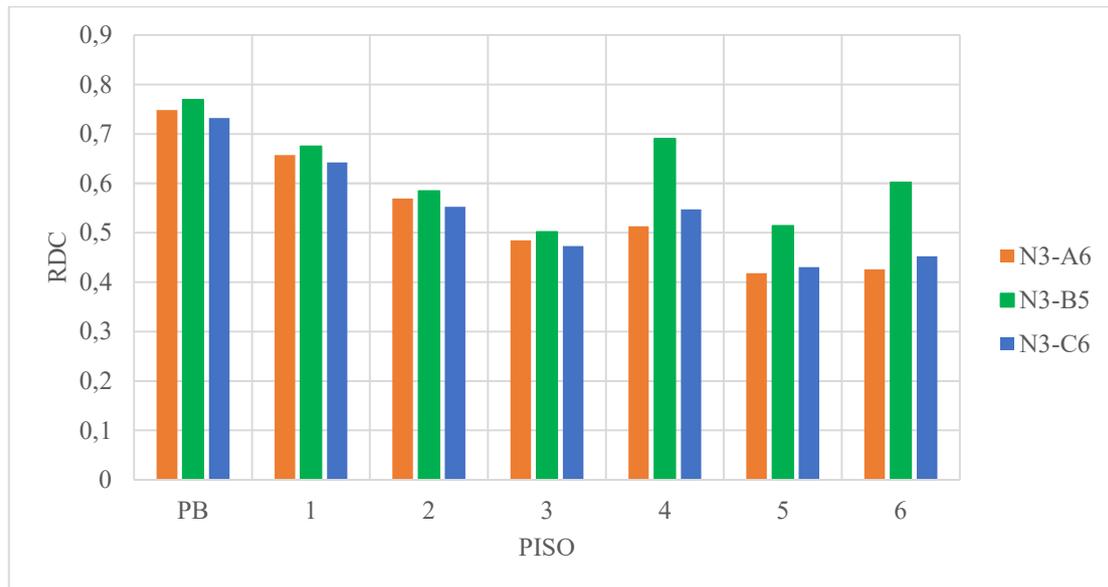


Gráfico IV-22. Relación Demanda-Capacidad en columnas más desfavorables, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Para el caso de falla que se encuentra ubicada en una columna central (N3-B5), se pudo observar que los elementos situados por encima del eje de la columna removida presentan una RDC muy baja, esto es debido a la ubicación de la columna en el pórtico (central) y la redistribución de las cargas por efecto del colapso progresivo, la cual transmite de manera inmediata estas cargas a los elementos verticales contiguos. A diferencia de las columnas que se encuentran por debajo del elemento fallado donde se pudo observar que existe un aumento de la relación a medida que se llega al nivel base de la edificación, presentando un rango de valores entre 0,1 a 0,3.

En los casos donde la falla es ubicada en las columnas perimetrales, su RDC aumentó en los elementos ubicados en el piso 4 al eje de la columna removida, siendo el caso más desfavorable el N3-A6, donde su relación se incrementó hasta un 0,84; para el caso N3-C2 su relación llega a un 0,27. Observando que para los pisos siguientes esta disminuye entre un rango de valores de 0,1 a 0,52.

En el Gráfico IV-22, las columnas más desfavorables a la removida son las ubicadas en el cerramiento de la estructura, esto ocurrió para todos los casos de estudio, debido a que

esta posee una sección menor en comparación a las ubicadas en el área central de la edificación.

Para la variación de la relación a lo largo de los niveles de la estructura, se pudo observar que esta disminuye progresivamente desde el nivel de planta baja hasta el piso 3 (nivel por debajo de la falla), donde estos mantienen un rango de valores en su RDC de 0,78 para el nivel base hasta llegar a un descenso de 0,48. Posterior al nivel de falla se observó que la relación en estos elementos aumentó a un rango de valores entre 0,5 a 0,7; para ir disminuyendo su relación para los pisos restantes.

El patrón de comportamiento observado se encontró de forma similar para la mayoría de las columnas afectadas en la estructura, donde, para todos estos elementos, la relación demanda-capacidad no supera la unidad, por lo que los mismos no se encuentran comprometidos para desarrollar su función estructural.

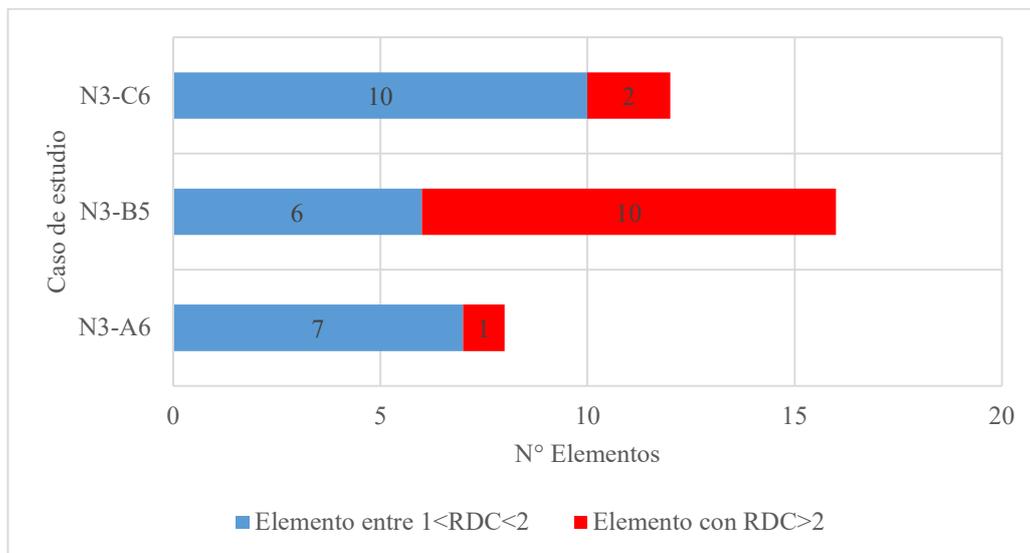


Gráfico IV-23. Cantidad de elementos fallados para los casos de estudio en la zona de piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia

De igual manera que para los casos de falla ubicados en la planta baja del edificio, tratado en los puntos anteriores de esta investigación, se determinó para estos casos de estudio que la totalidad de los elementos que se consideraron comprometidos y fallados son vigas.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

En el Gráfico IV-23, se pudo observar que el caso que presenta una mayor cantidad de elementos fallados es aquel donde la falla se encuentra ubicada en una columna central (N3-B5), teniendo para este caso una cantidad de 10 vigas que superan el criterio dispuesto para la relación demanda-capacidad, siendo estos elementos incapaces de poder redistribuir las cargas dispuestas, debido a los esfuerzos actuantes en la estructura.

Para el caso N3-C6, el análisis de la relación demanda-capacidad presenta 2 elementos que superan el criterio dispuesto, los cuales se consideran para esta estructura como elementos en estado de falla, adicionalmente, este caso posee una cantidad de 10 vigas comprometidas ($1 < RDC < 2$), las cuales podrán redistribuir las cargas dispuestas a otros miembros del sistema estructural. Cabe agregar que para el caso N3-A6, la cantidad de elementos comprometidos y fallados es el menor para todos los casos, debido a que la ubicación de esta falla involucra una menor área afectada y una menor cantidad de elementos.

IV.1.2.4. Estabilidad estructural

Se presentará a continuación la cuantificación de los elementos que superan el límite de relación demanda-capacidad dispuesta para los diferentes casos de estudio en la edificación de 6 pisos, con el fin de conocer la influencia en la ubicación de la falla local y determinar los puntos vulnerables de la estructura ante un colapso progresivo.

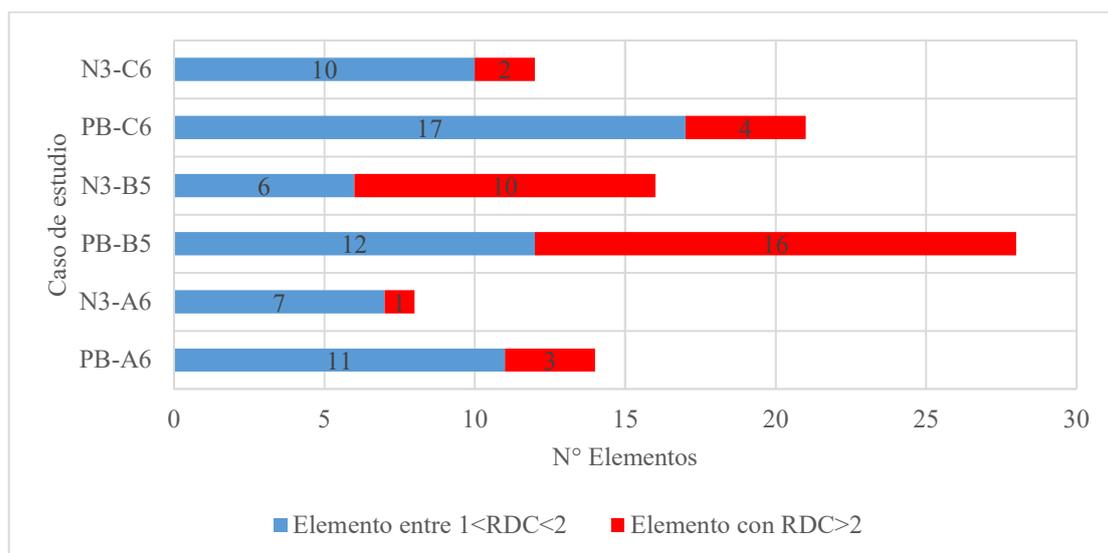


Gráfico IV-24. Cantidad de elementos fallados para los casos de estudio en la zona de planta baja y piso 3 en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presentará la proporción de elementos que se encuentran afectados para los pórticos influenciados por la falla de un elemento de soporte vertical. En la edificación de 6 pisos todos los pórticos poseen 133 elementos primarios (vigas y columnas).

Tabla IV-16. Porcentajes de elementos afectados para el edificio de 6 pisos con respecto a los pórticos influenciados.
Fuente: Elaboración propia.

Caso	Porcentaje de elementos afectados en los pórticos influenciados		
	$1 < RDC < 2$	$RDC > 2$	% Total
PB-A6	8,27%	2,26%	10,53%
N3-A6	5,26%	0,75%	6,02%
PB-B5	9,02%	12,03%	21,05%
N3-B5	4,51%	7,52%	12,03%
PB-C6	12,78%	3,01%	15,79%
N3-C6	7,52%	1,50%	9,02%

A través del Gráfico IV-24, se pudo observar para la edificación que, la zona más vulnerable ante la presencia de un colapso progresivo se encuentra en la planta baja del edificio, debido a que esta presenta los casos de estudio con mayor cantidad de elementos comprometidos ($1 < RDC < 2$), o en estado de falla ($RDC > 2$), en comparación a los casos donde la zona de falla está ubicada en el piso 3.

Adicionalmente, el caso más crítico para la estructura es para la falla ubicada en una columna central, esto es debido a que el área afectada contiene una mayor cantidad de elementos por la ubicación geométrica de esta columna, donde, para el caso PB-B5, presentó un 12% de miembros (vigas) en estado de falla en los pórticos influenciados y 9% de elementos (vigas) capaces de poder redistribuir las cargas generadas por la falla local de la columna afectada. Cabe agregar que el caso que presenta una cantidad menor de elementos afectados (10,5%) es donde la falla está ubicada en la columna esquinera, esto es debido a que el área afectada es menor en comparación a los demás casos.

Al determinar la estabilidad estructural de la edificación de 6 pisos, se pudo observar que en todos los casos de estudio se encontraron elementos en estado de falla, donde se evidenció que la capacidad en el diseño estructural de la edificación no es óptima ante la falla local de un elemento de soporte vertical, siendo esta estructura vulnerable ante un colapso progresivo.

IV.2. INFLUENCIA DE ALTURA

Para el estudio de este punto, se realizará la comparación del análisis estructural entre los edificios de 6 y 12 pisos, siendo los casos a tomar para la investigación los ubicados con la falla en la zona de planta baja y tomando de estos los más desfavorables o representativos para efectos de este Trabajo Especial de Grado.

IV.2.1. Respuesta estructural

IV.2.1.1. Patrones mecánicos

Para la disposición de los patrones mecánicos se presentarán los diagramas que representen de mejor manera la influencia de las solicitaciones, siendo la mayoría de estos para la edificación de 12 pisos similares al comportamiento mostrado en el análisis anterior (edificio de 6 pisos), por lo que la inclusión de estos será de manera referencial.

IV.2.1.1.1. Fuerza axial en columnas

Caso PB-B5.

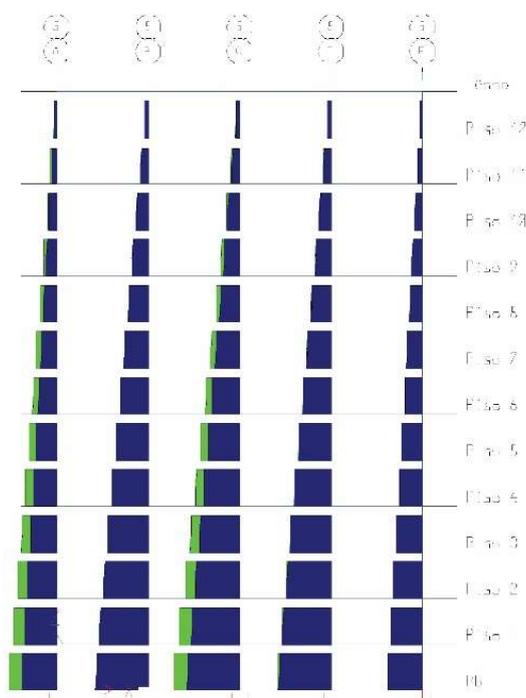


Figura IV-49. Diagrama de fuerza axial en columnas para el pórtico 5 en el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-17. Columnas con mayor variación en la fuerza axial cortante para casos de falla en planta baja en el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Columna con máxima variación
PB-A3	B2
PB-A6	B6
PB-B5	A5

Se hace la aclaratoria para los próximos gráficos presentados, el piso 13 representa el techo de la edificación.

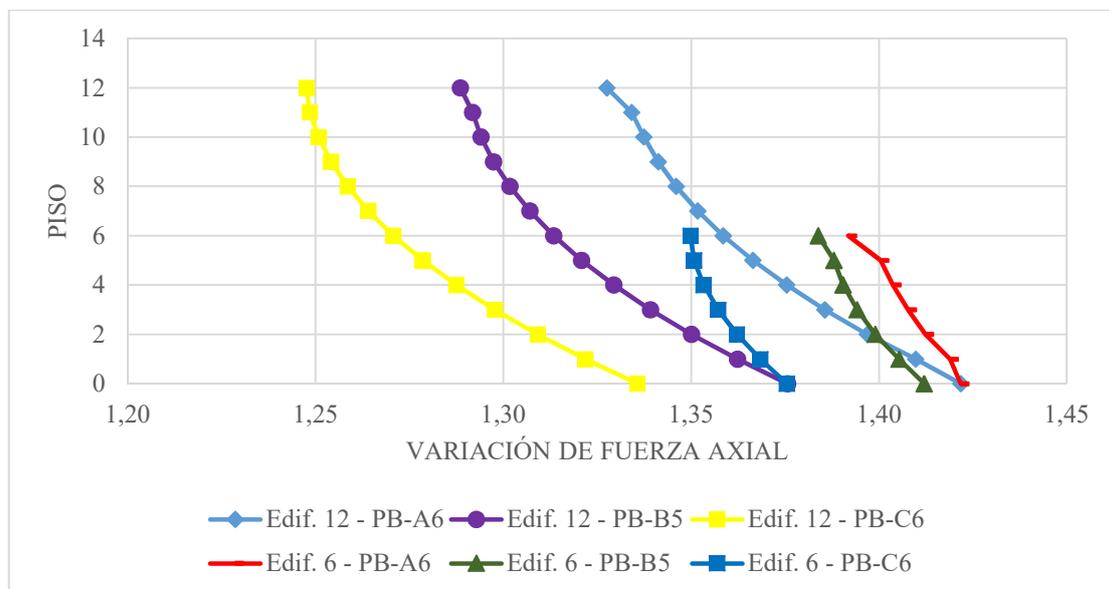


Gráfico IV-25. Variación de fuerza axial en columnas más desfavorables, casos de falla en planta baja para los edificios de 6 y 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

En los resultados obtenidos se pudo observar en la superposición del diagrama para el caso PB-B5, que la variación de la sollicitación es poco apreciable con respecto al control, siendo similar este comportamiento con el edificio de 6 pisos.

Para las columnas contiguas al elemento removido, se determinó que los elementos verticales que presentaron la máxima variación son las que presentan la misma ubicación en ambos edificios estudiados. Donde podemos observar que el patrón de comportamiento que

se generó en las columnas del edificio de 12 pisos, tiende a ser similar con respecto al edificio de 6 pisos, no obstante, la diferencia que existe entre ellas es la magnitud con que se desarrolla este patrón.

El rango de valores que presenta esta variación es prácticamente constante para los casos de estudio presentados, manejándose este entre 1,24 a 1,45 veces su magnitud de control, siendo el caso más desfavorable aquel donde la falla se ubica en la columna esquinera (PB-A6).

IV.2.1.1.2. Fuerza cortante en columnas y vigas.

Caso PB-A6.

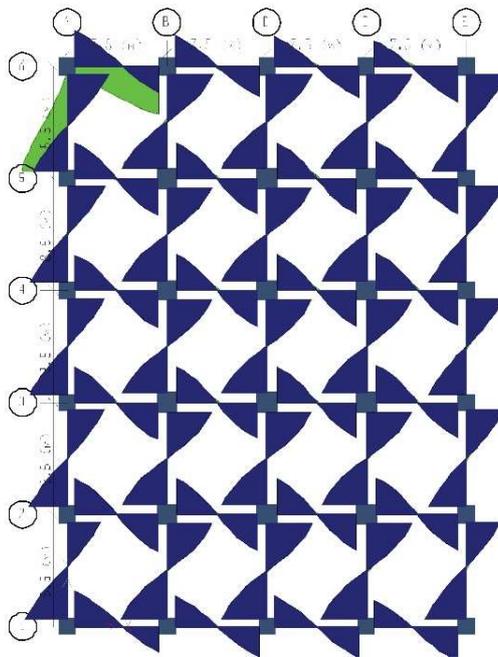


Figura IV-50. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 12 para el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

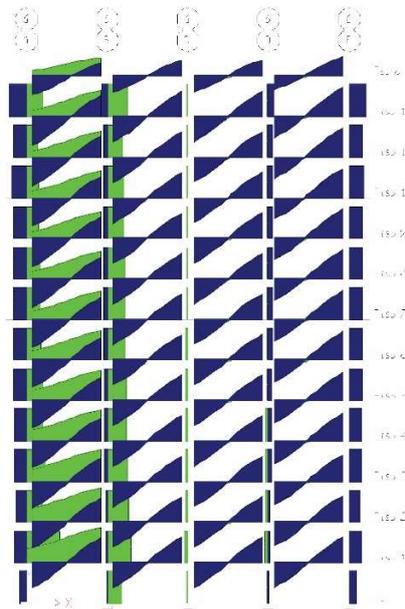


Figura IV-51. Diagrama de fuerza cortante en columnas y vigas para el pórtico 6 en el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-B5.

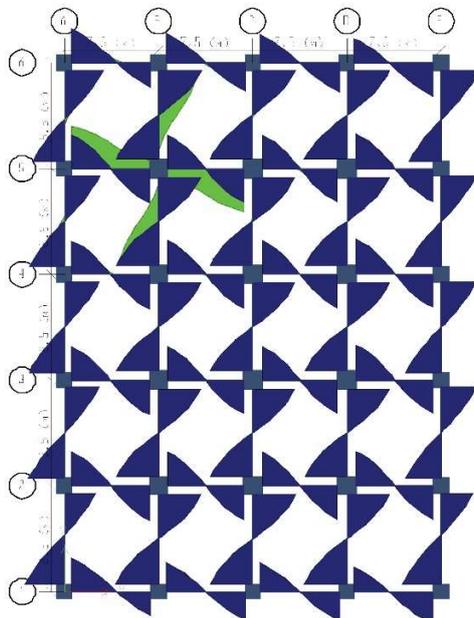


Figura IV-52. Diagrama de fuerza cortante en vigas de piso 12 para el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

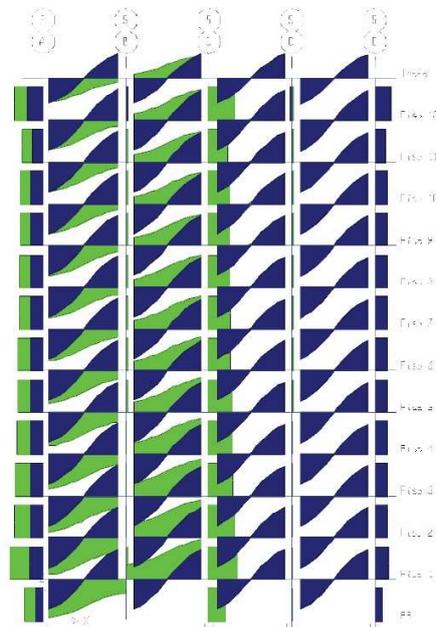


Figura IV-53. Diagrama de fuerza cortante en columnas y vigas para el pórtico 5 en el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-18. Vigas con mayor variación en la fuerza cortante para casos de falla en planta baja en el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Tramo de Viga	Ubicación de la máxima sollicitación en el tramo
PB-A6	A6-B6	B6
PB-B5	B5-C5	C5
PB-C6	C6-B6	B6

Estas vigas en todos los casos poseen un comportamiento similar en sus variaciones de magnitud, siendo estos tramos para la edificación los más desfavorables en las sollicitaciones de fuerza cortante y momento flector.

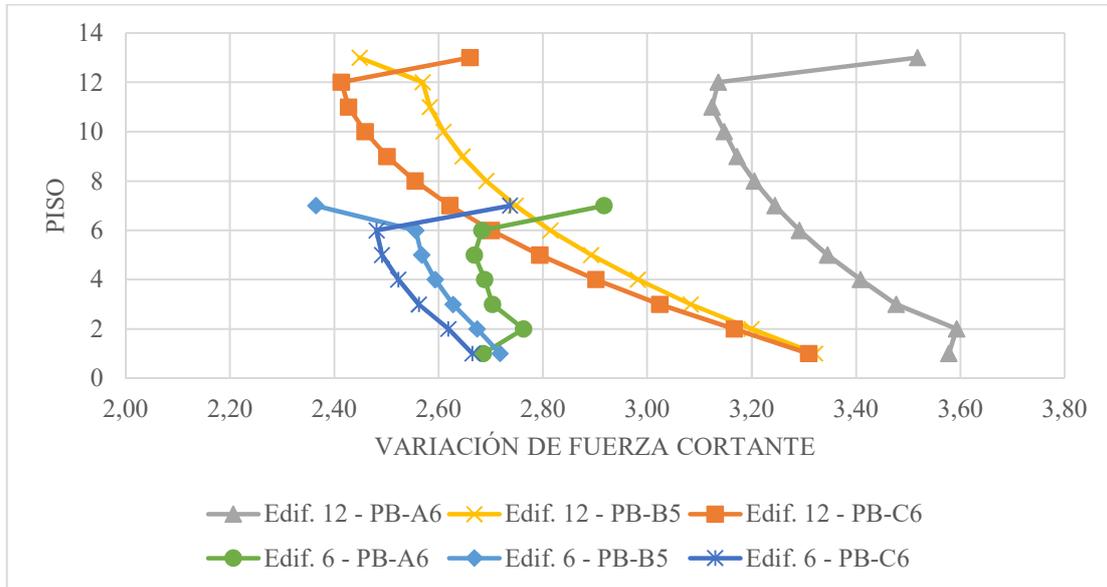


Gráfico IV-26. Variación de fuerza cortante en vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para los edificios de 6 y 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

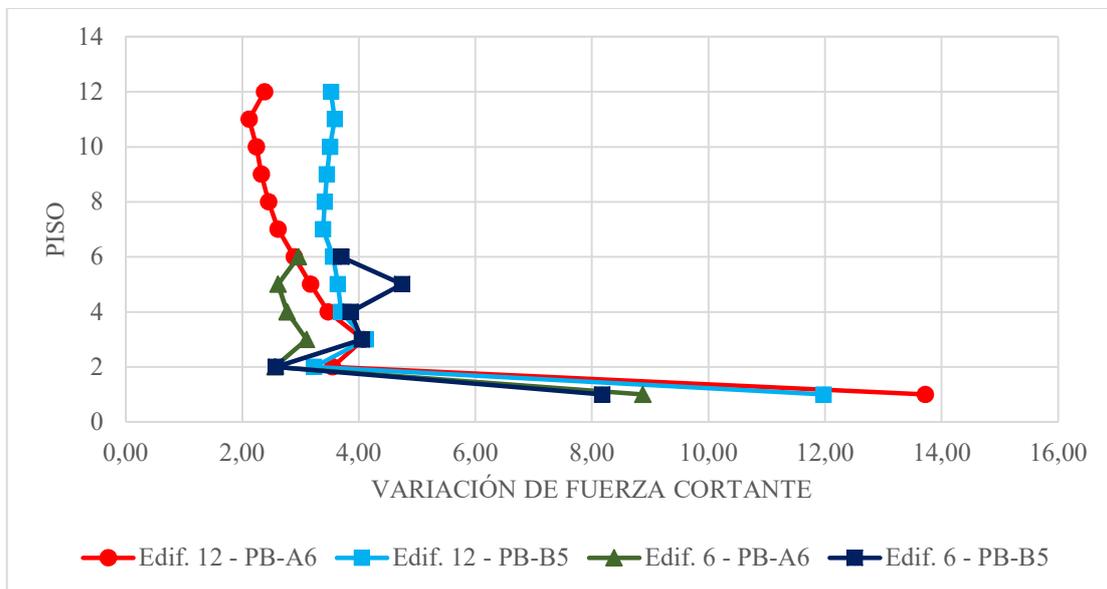


Gráfico IV-27. Variación de fuerza cortante en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para los edificios de 6 y 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

De igual manera que el análisis anterior, los resultados presentados mostraron una similitud en general a los casos de estudio para el edificio de 6 pisos.

Los diagramas superpuestos mostrados indican que las vigas convergentes al eje de ubicación de la columna removida trabajan como un elemento horizontal continuo, llegando así a tener el esfuerzo de solicitación en un solo sentido. Esto ocurre tanto en el tramo de falla como en los pisos superiores a este.

En los diagramas de fuerza cortante, se observó que los elementos afectados por la falla de la columna se encontraron en un área a nivel visual que no superan los límites de daño recomendados por los criterios normativos de la Administración de Servicios Generales y el Departamento de Defensa de los Estados Unidos.

La variación de fuerza cortante disminuyó progresivamente en las vigas al ir alejándose de la ubicación de la falla. En el Gráfico IV-26, se observó que el patrón de comportamiento que presentó es similar para ambos edificios analizados, siendo la magnitud en la variación la única diferencia entre estos. Para el caso más desfavorable de esta solicitación en las vigas es aquella falla presentada en la columna esquinera (PB-A6), llegando a incrementar su fuerza cortante entre un rango de 3 a 3,6 veces su magnitud de control, mientras que el caso menos afectado es aquel donde la falla ocurre en la columna perimetral ubicada en el lado más corto de la edificación (PB-C6), teniendo un rango de incremento de 2,4 a 3,3 veces la magnitud de control.

Se pudo observar como en la zona del techo se presenta un incremento de la variación de solicitación en algunos casos (PB-A6 y PB-C6), esto es debido a que las vigas de dichos casos se encuentran en el cerramiento de la estructura, por lo que reciben mayor área tributaria.

De igual forma que en los casos de estudio para el edificio de 6 pisos, en las columnas contiguas al elemento removido, la solicitación presentó un aumento desproporcionado en su variación, por lo que no se pudo observar un patrón de falla regular para las columnas afectadas, teniendo unos resultados variados e independientes para cada caso de estudio.

Para el caso de estudio PB-A6, se observó que la sollicitación cambia de sentido en el eje de las columnas superiores a la removida por efecto de la pérdida del elemento de soporte vertical, esto es debido a la transmisión de fuerza cortante en las vigas que se encuentran dentro de la zona afectada, donde se pudo apreciar la redistribución de carga de los elementos principales del pórtico.

En el Gráfico IV-27, se apreció que las variaciones de fuerza cortante para las columnas superiores a la removida, los patrones de comportamiento son similares entre los casos de estudio para ambas edificaciones, donde presentó un incremento de la sollicitación para los casos del edificio de 12 pisos, entre 11,9 a 13,8 veces su magnitud de control en el piso superior a nivel de falla (piso 1). Para los pisos superiores, hubo una disminución notable que varía entre un rango de 2 a 5 veces el control, siendo estos totalmente iguales a la edificación de 6 pisos.

IV.2.1.1.3. Momento flector en columnas (eje “y”) y vigas.

Caso PB-A6.

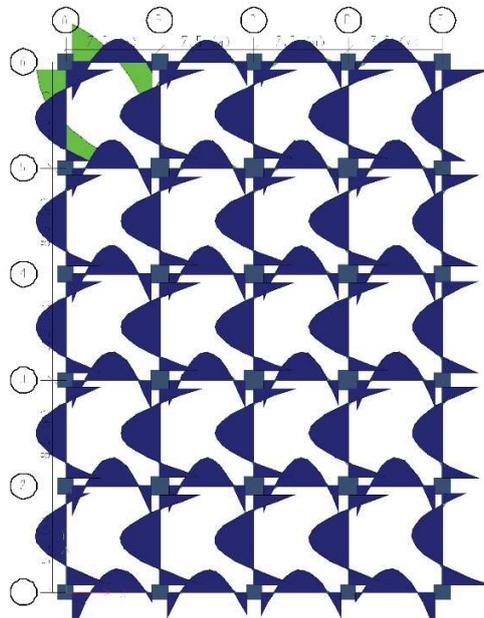


Figura IV-54. Diagrama de momento flector en vigas de piso 12 para el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

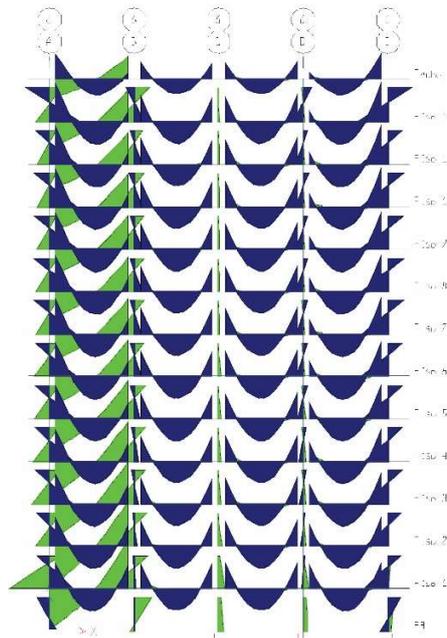


Figura IV-55. Diagrama de fuerza cortante en columnas y vigas para el pórtico 6 en el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-B5.

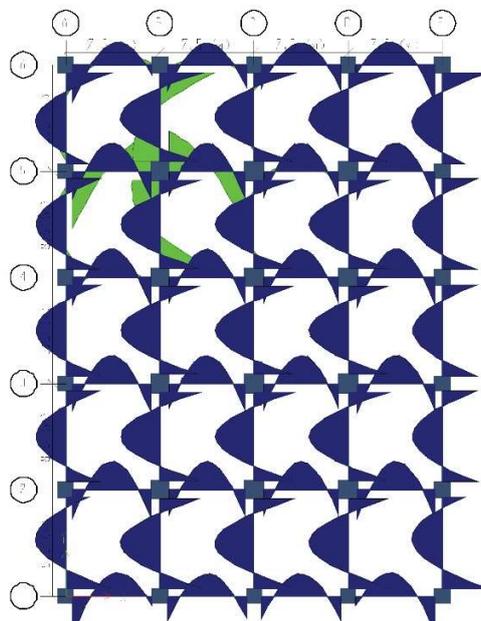


Figura IV-56. Diagrama de momento flector en vigas de piso 12 para el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

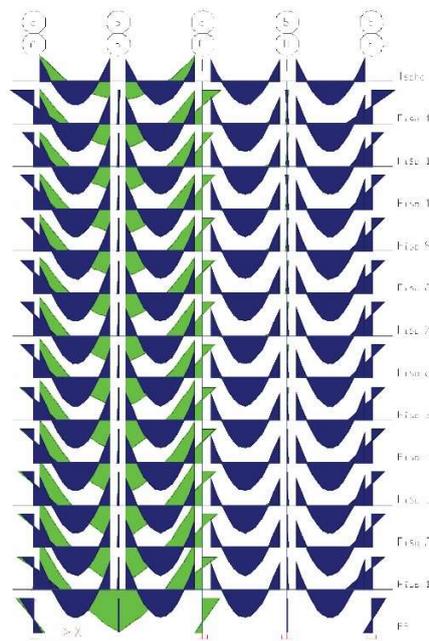


Figura IV-57. Diagrama de fuerza cortante en columnas y vigas para el pórtico 5 en el edificio de 12 pisos. Caso control y Caso PB-B5 superpuestos. Fuente: Elaboración propia

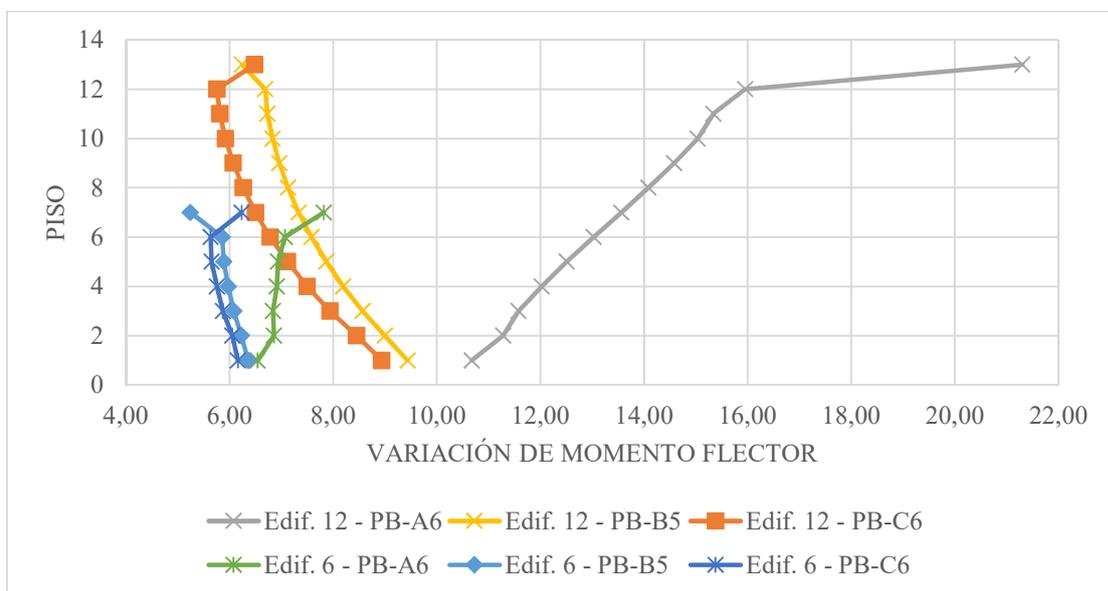


Gráfico IV-28. Variación de momento flector en vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para los edificios de 6 y 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

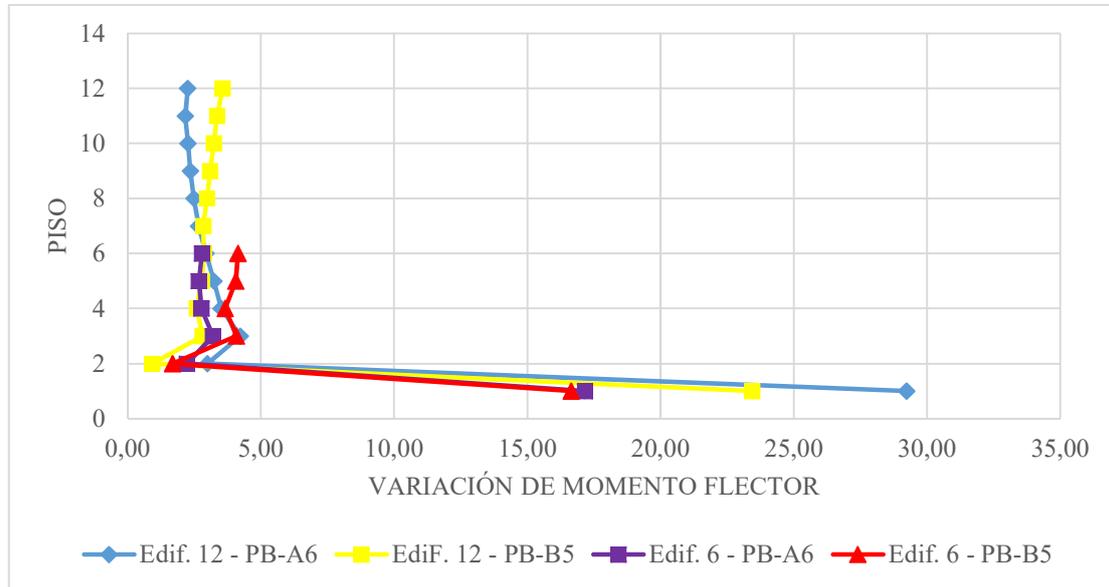


Gráfico IV-29. Variación de momento flector en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para los edificios de 6 y 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Para la sollicitación de momento flector, las vigas afectadas fueron aquellas convergentes al eje de ubicación de la columna removida trabajando como un elemento horizontal continuo. Este efecto ocurre en el tramo de falla como en los pisos superiores a este.

En los diagramas presentados, se observó que los elementos afectados por la falla de la columna no superaron el área límite de daños recomendados por los criterios normativos de la Administración de Servicios Generales y el Departamento de Defensa de los Estados Unidos.

La variación de momento flector en las vigas presentó un patrón de comportamiento similar a las dispuestas por la edificación de 6 pisos, siendo estas diferentes en los valores de magnitud de la sollicitación. Se pudo observar que el caso más desfavorable para las vigas es aquella falla ubicada en una columna esquinera (PB-A6), llegando a aumentar entre 10,5 a 21,3 veces su magnitud de control. El caso menos afectado fue para la falla en la columna

perimetral ubicada en el lado más largo de la edificación (PB-A3), teniendo un incremento en su sollicitación entre 4,5 a 5,6 veces la magnitud de control.

Por medio del Gráfico IV-28, se observó que el caso más desfavorable para las vigas es aquella falla presentada en una columna esquinera (PB-A6), llegando a aumentar entre 6,5 a 8 veces su magnitud de control, ocurriendo en la viga ubicada en el techo de la edificación. El caso menos afectado fue para la falla ubicada en la columna perimetral del lado más corto de la edificación (PB-A6), teniendo un incremento en su sollicitación entre 5,7 a 9 veces la magnitud de control.

Para los casos PB-A6 y PB-C6, específicamente en la zona del techo, se observó un incremento de momento flector, debido a que las vigas más desfavorables de dichos casos se encuentran en el cerramiento del edificio, por lo que reciben una mayor área tributaria de carga.

Para el caso de estudio PB-A6, se observó que la sollicitación cambia de sentido en el eje de las columnas superiores a la removida por efecto de la pérdida del elemento de soporte vertical, esto es debido a la transmisión de fuerza cortante en las vigas que se encuentran dentro de la zona afectada, donde se pudo apreciar la redistribución de carga de los elementos principales del pórtico.

En el Gráfico IV-29, se apreció en las variaciones de momento flector para las columnas superiores a la removida que los patrones de comportamiento son similares entre los casos de estudio para ambas edificaciones, donde presentó un incremento de la sollicitación para los casos del edificio de 12 pisos entre 23,4 a 29,3 veces su magnitud de control, en el piso superior a nivel de falla (piso 1). Posterior a los pisos superiores, hubo una disminución notable que varía entre un rango de 0,9 a 4,1 veces el control, siendo estos totalmente iguales a la edificación de 6 pisos.

IV.2.1.2. Patrones geométricos

Los resultados para los patrones geométricos se estudiaron a partir del desplazamiento vertical que se observó en las juntas de la edificación, de tal forma, para una mejor visualización del análisis, se presentará para cada caso de estudio el desplazamiento ocurrido. Estos diagramas a presentar tendrán la siguiente escala de valores:

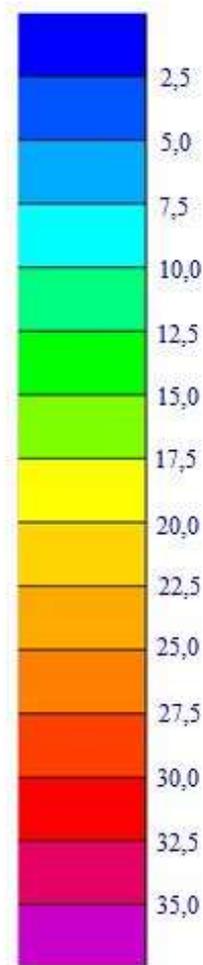


Figura IV-58. Escala para los desplazamientos verticales en el edificio de 12 pisos, medidas en milímetros.
Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-A6.

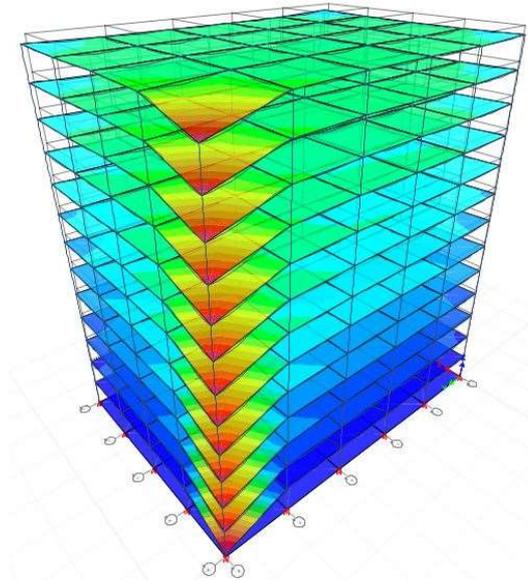


Figura IV-59. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 12 pisos, caso PB-A6. Fuente: Elaboración propia.

Caso PB-B5.

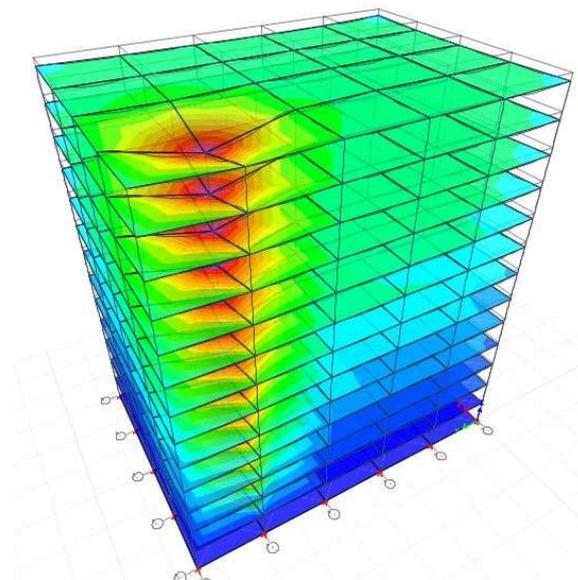


Figura IV-60. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 12 pisos, caso PB-B5. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Caso PB-C6.

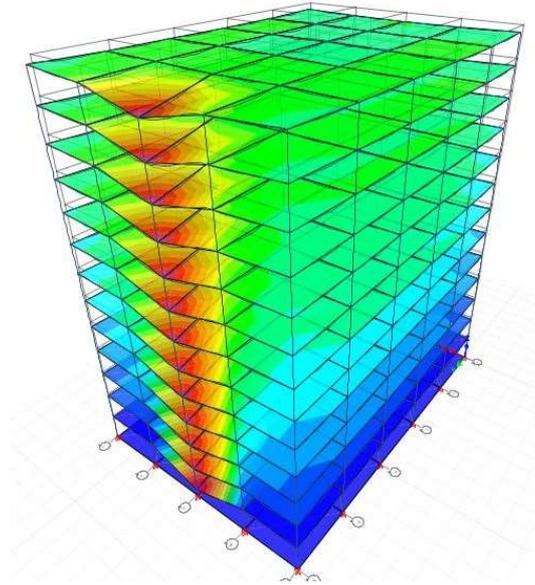


Figura IV-61. Diagrama de desplazamientos verticales para el edificio de 12 pisos, caso PB-C6. Fuente: Elaboración propia.

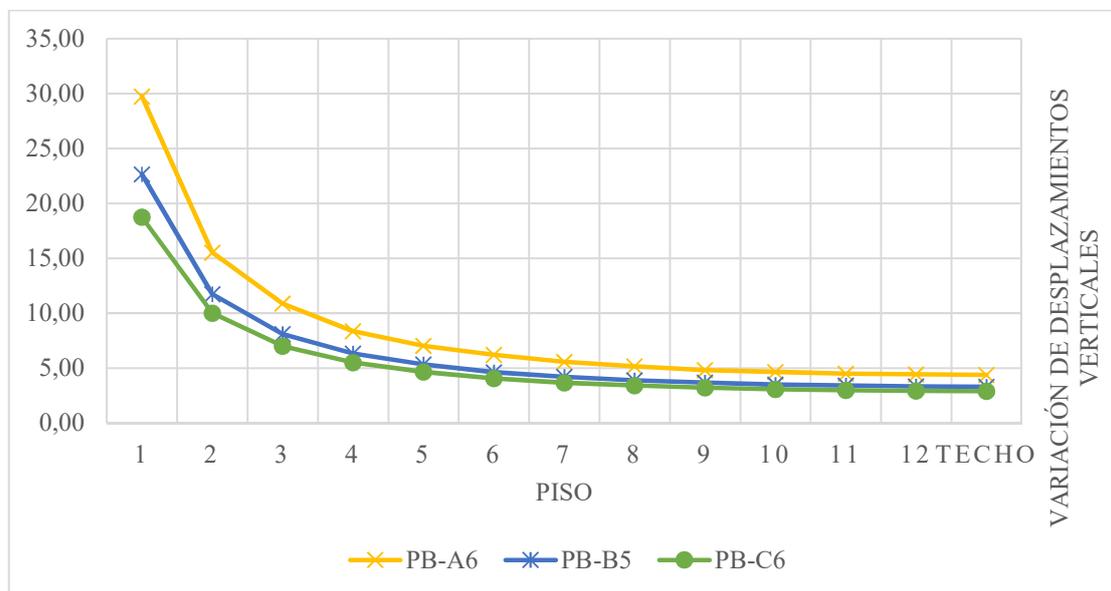


Gráfico IV-30. Variación de desplazamientos verticales, casos de falla en planta baja para el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Se pudo observar, a través de los diagramas de desplazamiento mostrados para todos los casos de estudio, que el mayor descenso se encontró en el eje de la columna removida, esto ocurre de igual manera en los patrones geométricos para los casos de falla en el edificio de 6 pisos.

A través de estos diagramas podemos hacer énfasis en el límite de daños recomendado por la Administración de Servicios Generales y el Departamento de Defensa de los Estados, donde para los casos de remoción de columna externa e interna el área afectada no debe superar el 15 y 30% respectivamente el área en planta del piso superior al elemento removido. Área en planta del piso superior es 1275 m².

Tabla IV-19. Área afectada para los casos de falla en planta baja para el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Área afectada	Límite recomendado de área afectada
	m ²	m ²
PB-A6	63,75	191,25
PB-B5	255	382,5
PB-C6	127,5	191,25

El máximo desplazamiento para todos los casos de estudio llegó a un descenso de 3,63 cm, donde se pudo observar que la variación con respecto al control para la mayoría de los casos se encontró entre un rango de 2,8 a 30 veces el control, donde se presenció este incremento de igual forma para los pisos superiores a la ubicación del elemento removido. Siendo para los casos de estudio el más desfavorable para la falla ubicada en la esquina de la estructura.

En la variación de los desplazamientos se observó un aumento inicial en el área que se encuentra ubicada en la zona superior (piso 1) al elemento removido, presentando esta para los siguientes pisos una disminución progresiva (ver Gráfico IV-30).

Para la zona influenciada por la falla del soporte, los paños afectados sufren el mismo descenso, es decir, permanecen como un bloque rígido, debido a que la rigidez de los elementos presentes todavía se mantiene.

IV.2.1.3. Relación Demanda-Capacidad (RDC)

IV.2.1.3.1. Vigas

Tabla IV-20. Vigas con RDC más desfavorable para casos de falla en planta baja en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Viga
PB-A3	A3-B3
PB-A6	A6-B6
PB-B5	B5-C5
PB-C6	C6-B6

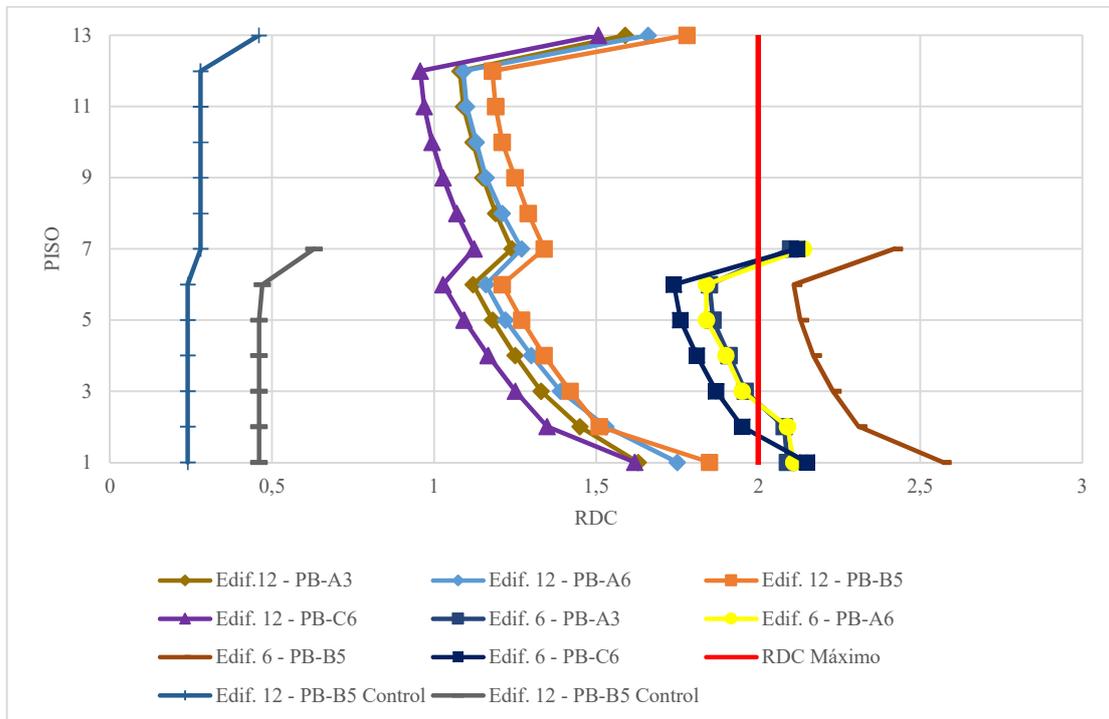


Gráfico IV-31. Relación Demanda-Capacidad en vigas, casos de falla en planta baja para los edificios de 6 y 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Se pudo observar, que las vigas más desfavorables mencionadas en la Tabla IV-20 se encuentran en la dirección más corta del edificio, es decir, los elementos horizontales de menor longitud (7,5 metros).

En el Gráfico IV-31, se pudo observar que el comportamiento que siguen las vigas de la edificación de 12 pisos es similar en comparación a los elementos de la edificación de 6 pisos, las cuales presentaron un aumento en el elemento superior a la columna removida, de tal manera que al ir avanzando en los niveles de la edificación la relación disminuye hasta llegar a las vigas ubicadas en el techo, en donde esta vuelve a aumentar debido al cambio de sección de la viga.

En todos los casos de estudio que presenta la edificación de 12 pisos, los elementos no superaron el valor RDC recomendado, pero la gran mayoría que pertenecen a los pórticos afectados, se encuentran por encima de su RDC unitario, donde estos valores de relación están entre un rango de 1 a 1,85, siendo estos miembros capaces de redistribuir la cargas que se generan ante un colapso progresivo. Cabe agregar que este patrón de comportamiento es diferente en magnitud para cada viga influenciada.

En los próximos puntos a desarrollar, para complementar este análisis, se cuantificarán los elementos que se consideren comprometidos y fallados.

En los casos control, donde no existe la falla del elemento de soporte vertical, las vigas de la edificación de 12 pisos mantuvieron un rango de valores entre 0,25 a 0,5 su RDC, conservando un comportamiento constante en los pisos de la edificación hasta el nivel del techo donde existe un aumento por el cambio de sección que presentan estos miembros.

IV.2.1.3.2. Columnas

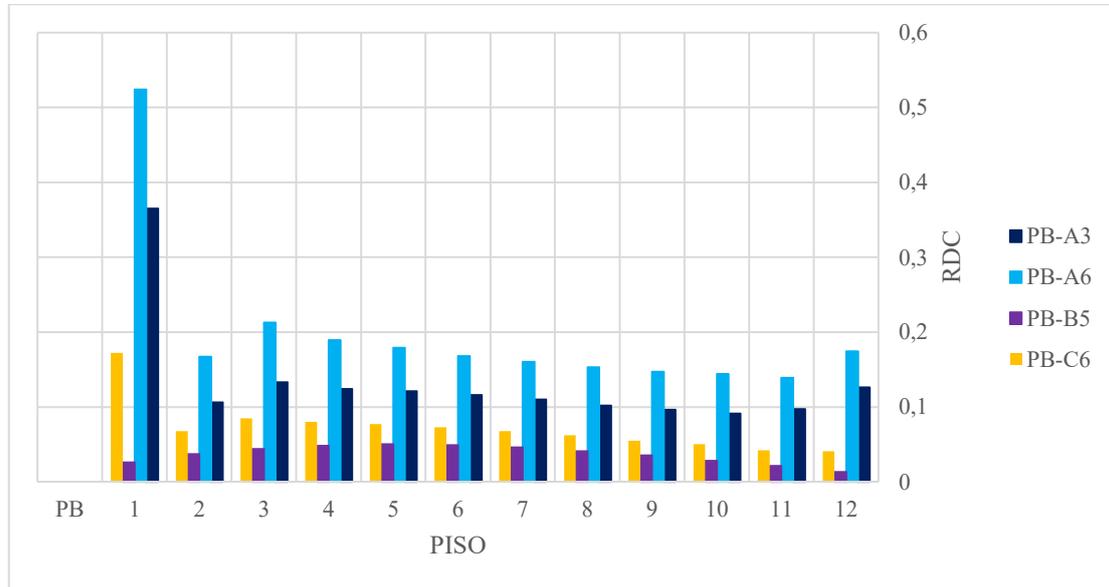


Gráfico IV-32. Relación Demanda-Capacidad en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en planta baja para el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Tabla IV-21. Columnas con RDC más desfavorable para casos de falla en planta baja en el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Columna más desfavorable
PB-A3	A4
PB-A6	B6
PB-B5	A5
PB-C6	D6

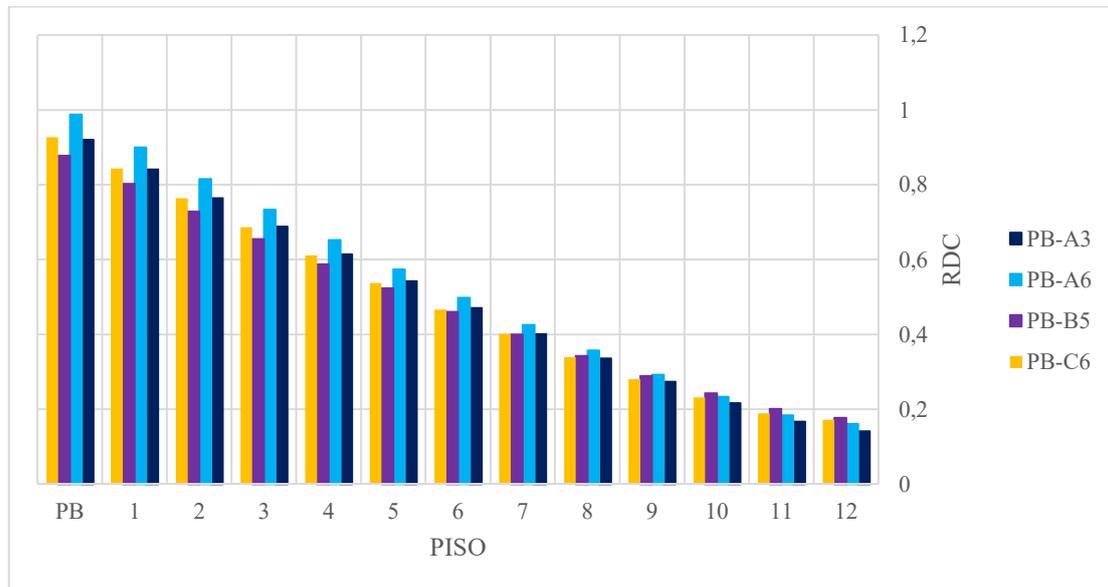


Gráfico IV-33. Relación Demanda-Capacidad en columnas más desfavorables, casos de falla en planta baja para el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Para este análisis no se realizó la comparación con los elementos de la edificación de 6 pisos debido a que estas relaciones no se encuentran por encima de los valores recomendados en esta investigación.

En el Gráfico IV-32, se pudo observar que en el caso donde la falla está ubicada en una columna central (PB-B5), los elementos que se encuentran por encima de esta, mantuvieron un RDC muy poco relevante, esto es debido a la ubicación que tiene la columna en el pórtico (central) y a las solicitaciones de estos elementos que disminuyen por la redistribución de las cargas, las cuales se transmitieron de manera inmediata a los elementos verticales contiguos. Este comportamiento se pudo observar en los diagramas de solicitaciones mostrados en los puntos anteriores.

En los casos donde la falla se ubica en las columnas perimetrales, su RDC aumentó considerablemente en los elementos ubicados por encima al eje de la columna removida (piso 1), presentando un rango de valores entre 0,17 a 0,53, siendo el caso con la falla ubicada en la esquina de la edificación (PB-A6) el que presenta mayor relación de demanda-capacidad.

Donde para los niveles por encima del piso 1, esta relación disminuye, encontrándose entre un rango de 0,06 a 0,22.

En el Gráfico IV-33, se pudo observar en las columnas contiguas a la removida, que las más desfavorables son las ubicadas en el cerramiento de la edificación, esto ocurre para todos los casos de estudio, debido a que su sección es menor en comparación a las otras que se encuentran influenciadas (internas).

La variación de la relación en los primeros pisos (PB y piso 1), fue similar debido que en ellos se encuentra la mayor concentración de esfuerzos por la distribución de cargas, producto de la falla local de un miembro estructural. Esta relación para los siguientes pisos de la edificación, presentó una disminución de manera progresiva.

El patrón de comportamiento observado fue de forma similar para la mayoría de las columnas afectadas en la estructura, donde para todos estos elementos, la relación demanda-capacidad no supera la unidad, por lo que los mismos no se encuentran comprometidos para desarrollar su función estructural.

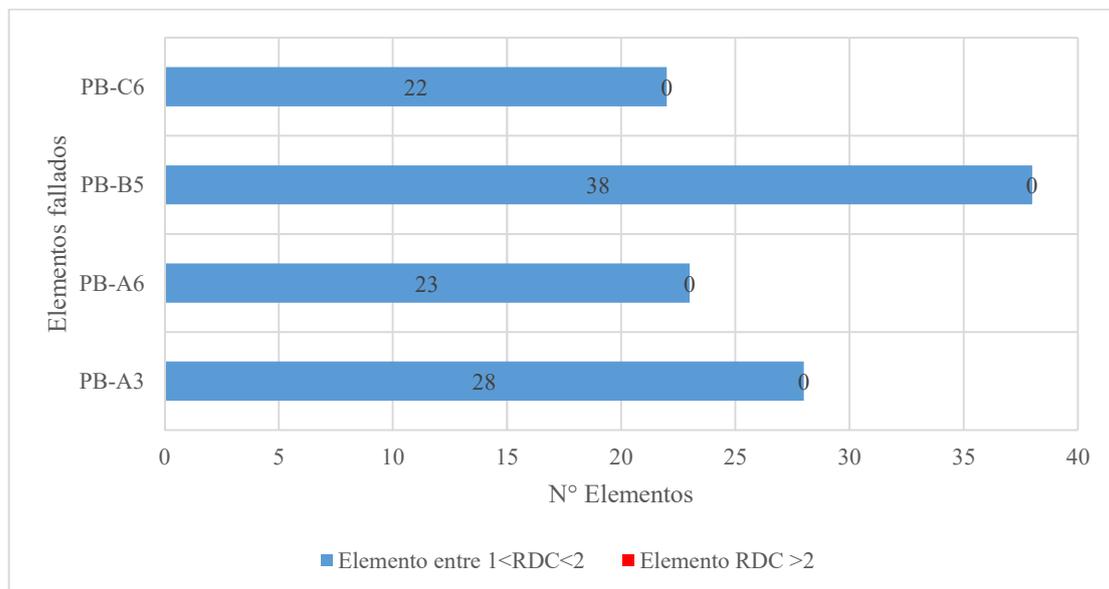


Gráfico IV-34. Cantidad de elementos fallados para los casos de estudio en la zona de planta baja en el edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Para todos los casos presentados, donde la falla se encuentra ubicada en la planta baja del edificio, la totalidad de los elementos que se consideraron comprometidos son vigas.

En el Gráfico IV-34, se pudo observar que el caso que presenta una mayor cantidad de elementos comprometidos es aquel en el que se elimina una columna central (PB-B5), donde se determinó que 38 vigas superaron el valor unitario de la relación demanda-capacidad, siendo estos elementos capaces de poder redistribuir las cargas dispuestas por los esfuerzos actuantes en el sistema estructural.

Para los demás casos de fallas ubicados en el perímetro de la edificación, la cantidad de elementos comprometidos está entre un rango de 22 a 28 miembros, donde, para estos casos de estudio, se mantiene una menor cantidad de elementos afectados debido que estas fallas involucran una menor área de influencia en la estructura.

IV.2.1.4. Estabilidad estructural

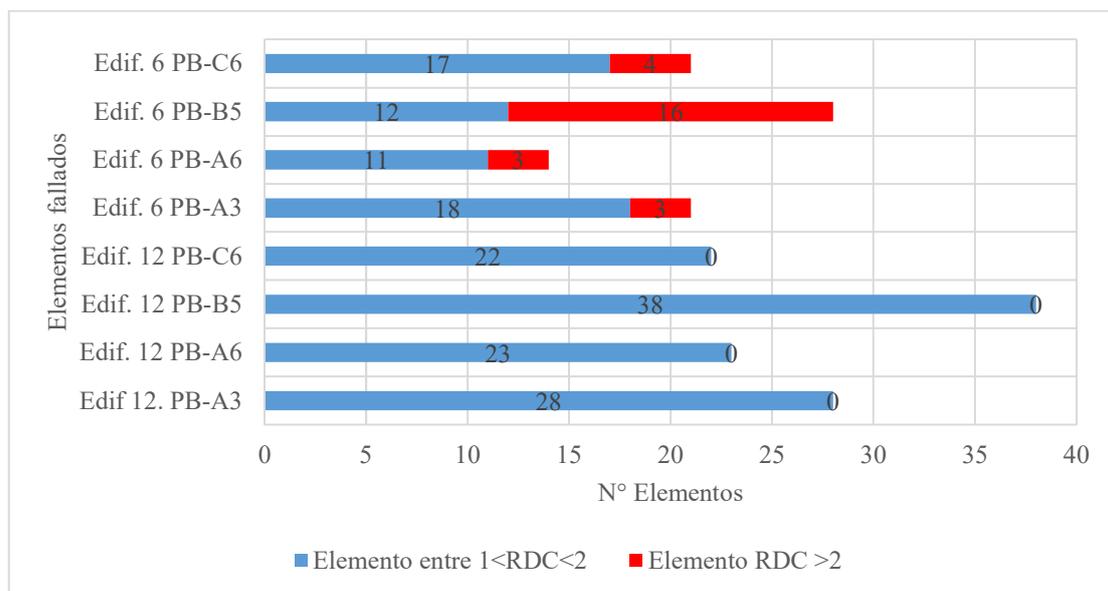


Gráfico IV-35. Cantidad de elementos fallados para los casos de estudio en la zona de planta baja para los edificios de 6 y 12 pisos. Fuente: Elaboración propia

A continuación, se presentará la proporción de elementos que se encuentran afectados para los pórticos influenciados por la falla de un elemento de soporte vertical. En la edificación de 12 pisos los pórticos poseen 247 elementos.

Tabla IV-22. Porcentajes de elementos afectados para los edificios de 6 y 12 pisos con respecto a los pórticos influenciados. Fuente: Elaboración propia.

Edificio	Caso	Porcentaje de elementos afectados		
		$1 < RDC < 2$	$RDC > 2$	% Total
12 Pisos	PB-A3	11,34%	0,00%	11,34%
	PB-A6	9,31%	0,00%	9,31%
	PB-B5	15,38%	0,00%	15,38%
	PB-C6	8,91%	0,00%	8,91%

A través del Gráfico IV-35, se pudo observar para la edificación de 12 pisos que la zona más vulnerable ante la presencia de un colapso progresivo se encuentra ubicada en una columna central, esto es debido a que el área afectada contiene una mayor cantidad de elementos por la ubicación geométrica de esta, en comparación a los otros casos de estudio.

El caso PB-B5 para la edificación de 12 pisos, presentó un 15,4% de miembros (vigas) capaces de poder redistribuir las cargas generadas por la falla local de la columna afectada. Cabe agregar que el caso que presentó una cantidad menor de elementos afectados (8,9%) es donde la falla estaba ubicada en la columna perimetral del lado más corto del edificio.

Al comparar la estabilidad estructural que posee la edificación de 12 pisos con respecto a la de 6 pisos, se evidenció en todos los casos de estudio la capacidad del diseño estructural de la misma, donde se pudo observar que los elementos que conforman esta estructura son capaces de redistribuir las cargas por efecto de una falla local de un miembro de soporte vertical, considerando esta estructura robusta y capaz de mitigar los efectos de un colapso progresivo. Este efecto se logró debido a que hubo un aumento en la sección de las vigas del 46% en la edificación de 12 pisos con respecto a la edificación de 6 pisos, teniendo esta sección más acero de refuerzo y aumentando proporcionalmente su capacidad nominal.

IV.3. TRANSFERENCIA DE CARGA EN SISTEMA ESTRUCTURAL

Para las diferentes ubicaciones de falla aplicadas en las edificaciones, se pudo observar el patrón de comportamiento de la redistribución de solicitaciones generado por el efecto de la pérdida de un elemento de soporte vertical, siendo este patrón un punto fundamental en el análisis de la respuesta estructural, conociendo de esta forma la transferencia de carga que se desarrolla en los elementos primarios de la edificación.

A continuación, se presentará de manera gráfica como es desarrollada la redistribución de solicitaciones en los elementos principales de la estructura.

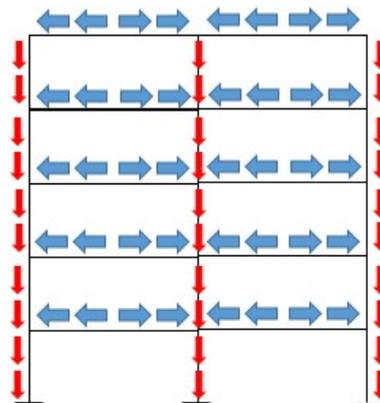


Figura IV-62. Distribución de carga para el caso control. Fuente: Elaboración propia.

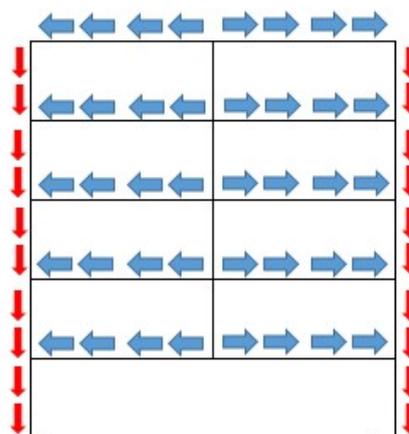


Figura IV-63. Distribución de carga para el caso de falla ubicada en la columna central en la zona de planta baja. Fuente: Elaboración propia.

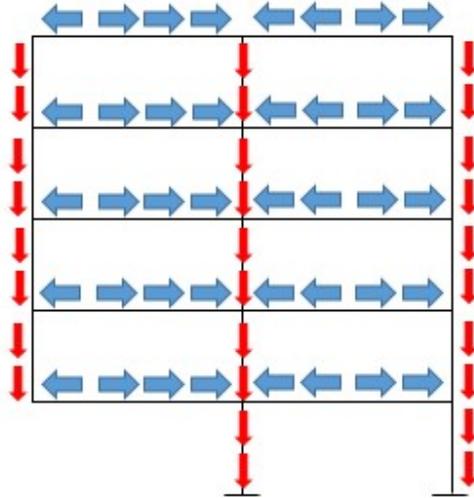


Figura IV-64. Distribución de carga para el caso de falla ubicado en la columna esquinera en la zona de planta baja. Fuente: Elaboración propia.

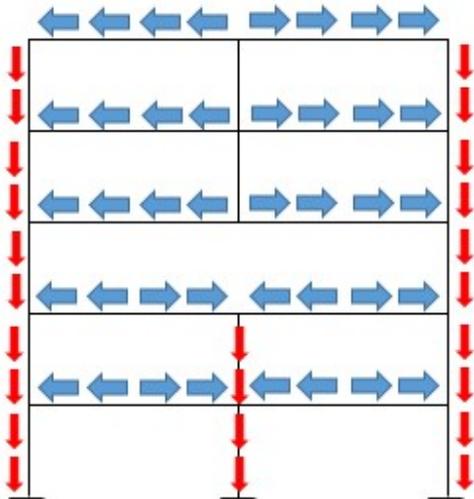


Figura IV-65. Distribución de carga para el caso de falla ubicado en la columna central al nivel intermedio. Fuente: Elaboración propia.

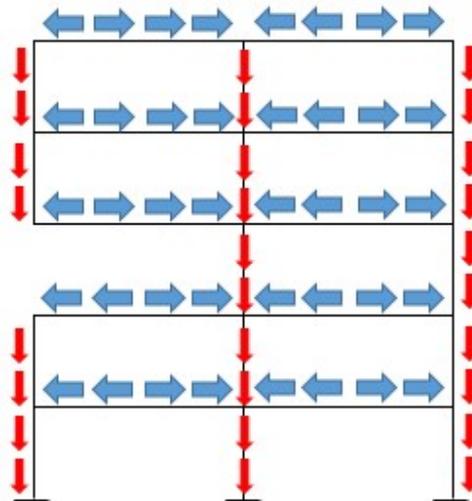


Figura IV-66. Distribución de carga para el caso de falla ubicado en la columna esquinera al nivel intermedio.
Fuente: Elaboración propia.

Cabe agregar que independientemente para la zona de eliminación del soporte, la falla columna perimetral es una representación conjunta entre las figuras de falla en columna central y esquinera.

IV.4. APLICACIÓN DEL METODO DE RUTA ALTERNATIVA DE CARGA

En el desarrollo de este trabajo especial de grado, se realizó el análisis estructural para dos edificaciones de diferentes alturas, donde se pudo observar el comportamiento de respuesta que cada una ante la presencia de un colapso progresivo. Siendo el edificio de 6 pisos la estructura más vulnerable ante la pérdida de un elemento de soporte vertical, de esta forma y para complementar la investigación, se realizó la aplicación del procedimiento del método de ruta alternativa de carga para el caso más desfavorable de esta.

El caso donde la falla se encuentra ubicada en una columna central (PB-B5), fue el que presentó mayor cantidad de elementos en estado crítico de colapso (16 vigas), siendo de esta forma el caso a analizar, donde, para este método, se aplicará solo el estudio de los elementos estructurales a través de la relación demanda-capacidad.

Para este caso de estudio, posterior a aplicar la falla en la columna, se determinó que los elementos que se encontraron en estado de falla fueron vigas. Donde, a través del siguiente gráfico, se podrá conocer su comportamiento.

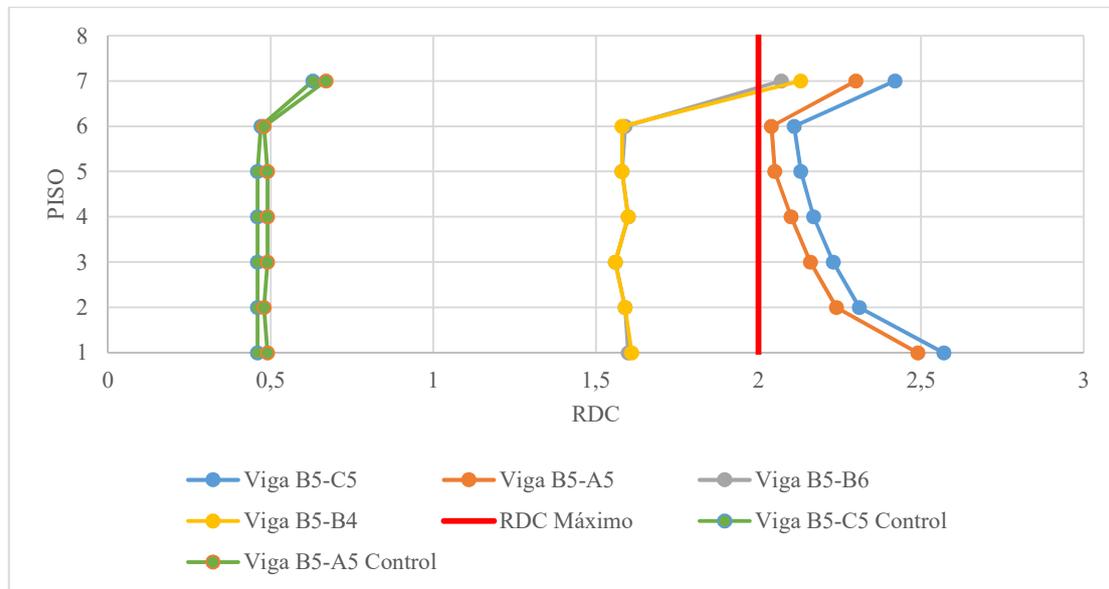


Gráfico IV-36. Relación Demanda-Capacidad en vigas influenciadas, caso de estudio PB-B5 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Donde se puede observar que las vigas críticas B5-A5 y B5-C5, situadas en el p3rtico 5 de la edificación, son incapaces de redistribuir las cargas actuantes en el sistema estructural por efecto de la falla local de una columna.

De esta forma, estos elementos serán eliminados para volver a analizar el modelo dispuesto, teniendo como resultado nuevos efectos de desplazamiento vertical, área afectada y relación demanda-capacidad.

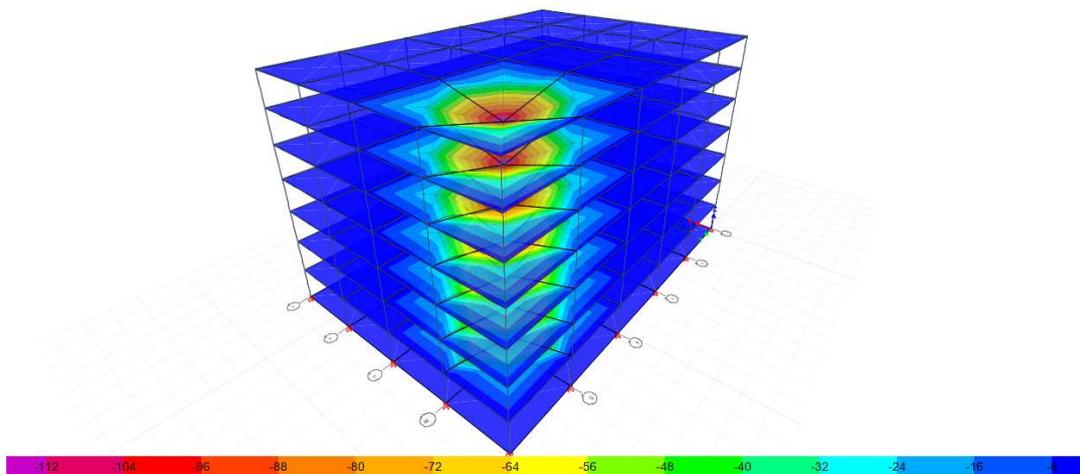


Figura IV-67. Diagrama de desplazamientos caso de estudio PB-B5 posterior a la remoción de los elementos fallados, para el edificio de 6 pisos. Medidas en milímetros. Fuente: Elaboración propia.

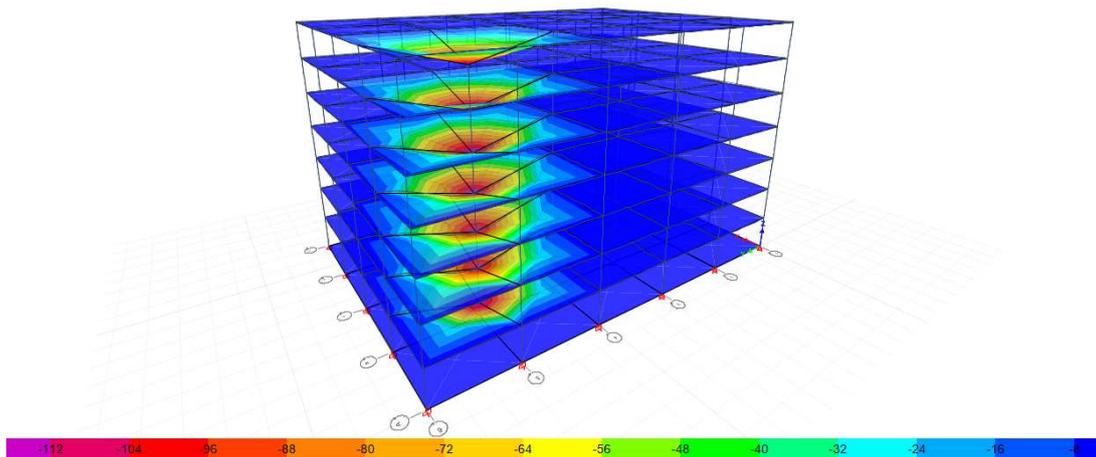


Figura IV-68. Diagrama de desplazamientos casos de estudio PB-B5 posterior a la remoción de los elementos fallados, para el edificio de 6 pisos. Medidas en milímetros. Fuente: Elaboración propia.

El área de afectada para esta nueva disposición de elementos fue de 255 m^2 , de tal manera, esta área no supera el límite ($382,5 \text{ m}^2$) que recomiendan los criterios mencionados en el marco teórico de esta investigación, que para este caso de estudio será el 30% del área en planta de la estructura. Adicionalmente, se pudo observar que el desplazamiento que se generó en la edificación es sumamente alto, ya que los elementos se encuentran sobreesforzados ante la remoción de los miembros de la estructura.

A continuación, se presentará de manera gráfica la relación demanda capacidad de los elementos afectados para el pórtico 5 de la estructura.



Figura IV-69. Relación Demanda-Capacidad de vigas y columnas influenciadas en el pórtico B para el caso de estudio PB-B5, en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

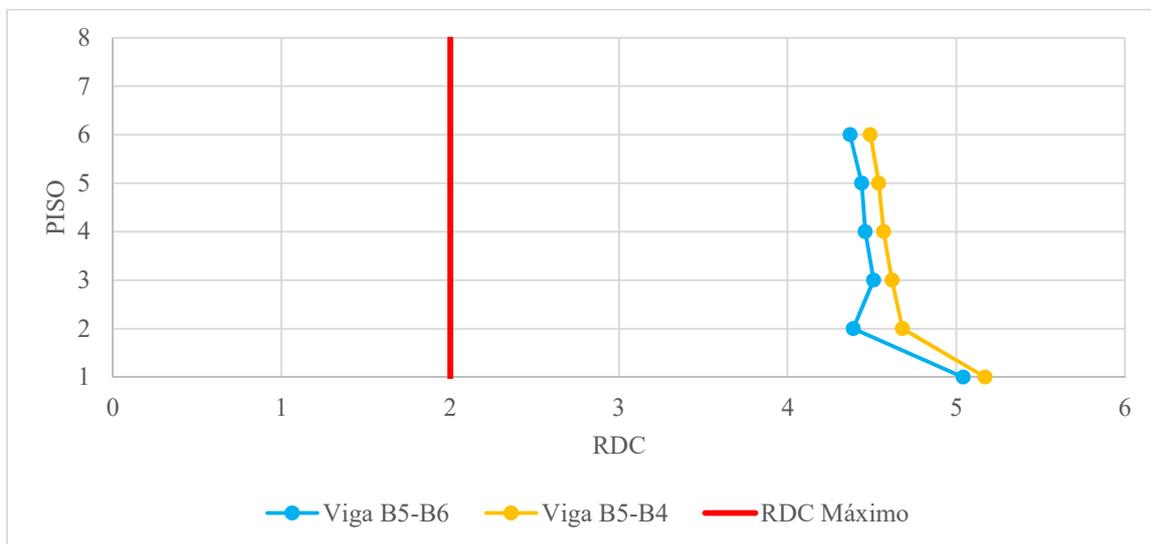


Gráfico IV-37. Relación Demanda-Capacidad en vigas, caso de estudio PB-B5 posterior a la remoción de los elementos fallados, para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Se pudo observar como para la aplicación de este método la relación demanda capacidad de las vigas aumenta desproporcionadamente, teniendo un rango de valores de

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

RDC entre 4,2 a 5,2 para las vigas influenciadas en el pórtico estudiado. El estado en el que se encuentran estas vigas es muy crítico, ocasionando un riesgo alto a la estabilidad de la edificación.

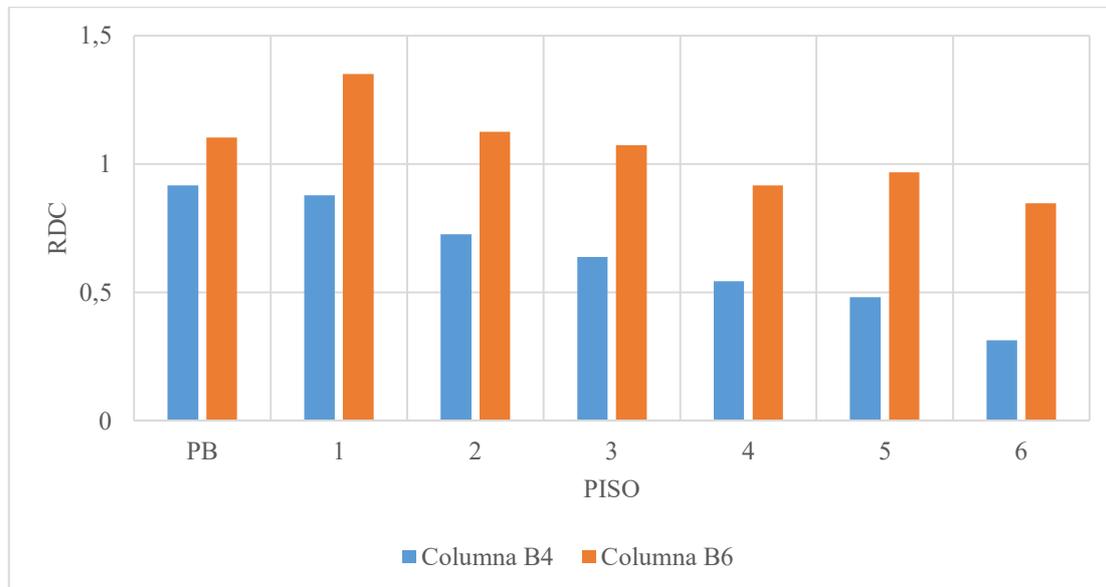


Gráfico IV-38. Relación Demanda-Capacidad en columnas, posterior a la remoción de los elementos fallados caso de estudio PB-B5 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Para las columnas afectadas en el pórtico influenciado, la relación demanda-capacidad se encuentra dentro de los valores dispuestos para que estos elementos puedan redistribuir las cargas que se genera por la falla del elemento estructural.

Donde, de tal manera, al observar que los elementos de soporte horizontal se encuentran en un estado crítico de falla (colapso del miembro), se recomienda que para la estructura se redimensionen las vigas que inicialmente fueron afectadas por la falla local de una columna central en la edificación. Siendo la sección inicial de la viga aumentada a un 37%.

Tabla IV-23. Sección de viga redimensionada para el caso de estudio PB-B5, en el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Sección	Disposición de Acero Refuerzo			Área de Acero de Refuerzo	% de Acero de Refuerzo
	cm	Colocación	Tipo de cabilla (pulg.)	Nº de cabillas	cm ²
60x80	Negativo (-)	1	7	35,7	0,74
	Positivo (+)	7/8	6	23,4	0,49

De esta forma, al volver a aplicar el procedimiento anteriormente descrito, se determinaron las relaciones de los elementos afectados en los pórticos influenciados, presentándolos a continuación de manera gráfica.

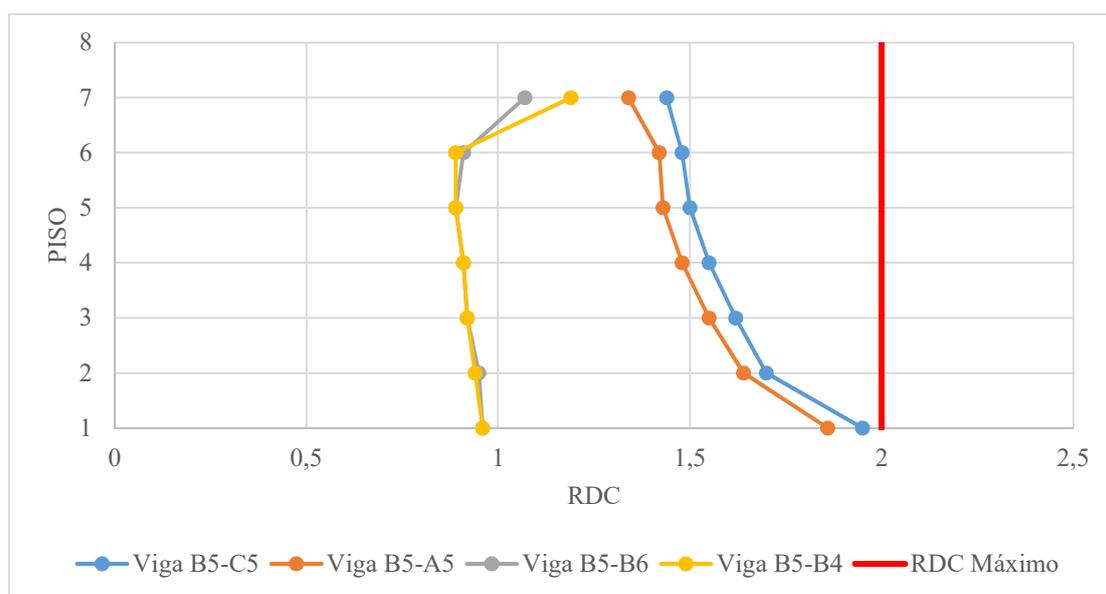


Gráfico IV-39. Relación Demanda-Capacidad en vigas posterior al redimensionado, caso de estudio PB-B5 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

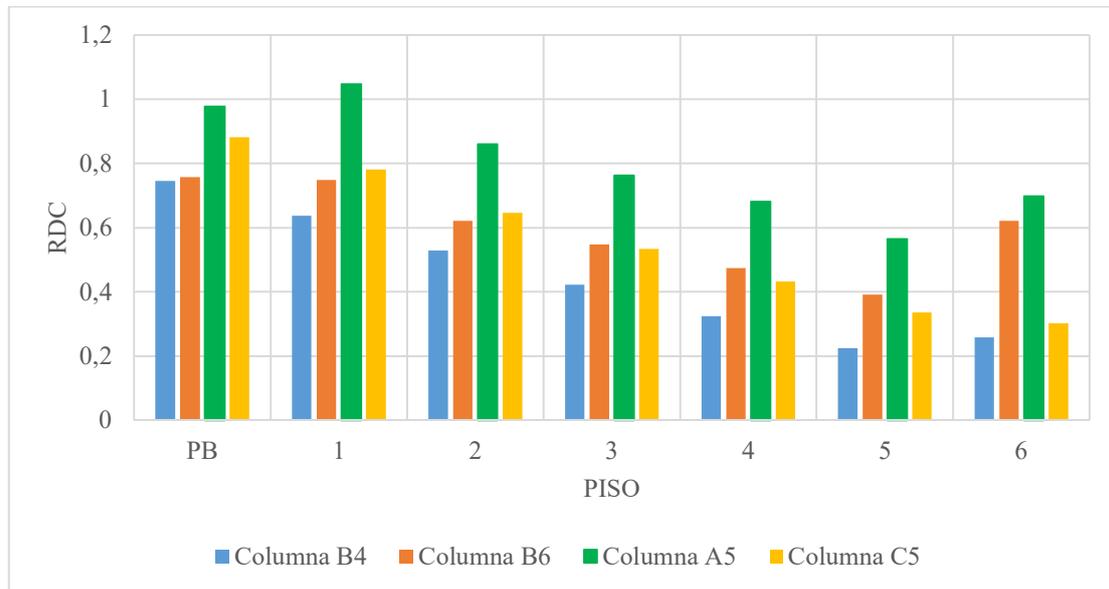


Gráfico IV-40. Relación Demanda-Capacidad en columnas contiguas posterior al redimensionado, caso de estudio PB-B5 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia

En el Gráfico IV-38, se pudo observar que todos los elementos afectados dentro de la zona de influencia de colapso se encuentran por debajo del valor estipulado para el desempeño de las vigas ($RDC=2$) en la estructura para efectos de esta investigación, siendo estas capaces de redistribuir las cargas generadas por la falla de la columna central. Donde, para las vigas ubicadas en el pódico 5 (B5-A5, B5-C5), se pudo presenciar que su relación es la más desfavorable, la cual, a medida que aumenta el nivel de la edificación va disminuyendo su magnitud, teniendo estas un rango de valores entre 1,3 a 1,95.

De igual manera para las columnas contiguas, se pudo apreciar que los elementos que se encuentran influenciados no superan la máxima relación dispuesta para este trabajo especial de grado. Además, se pudo observar que los elementos dispuestos en la zona interna de la estructura mantienen una relación en un rango de valores 0,22 a 0,74, siendo los pisos que se encuentran cercanos a la falla los mayormente demandados, caso contrario para los elementos que se encuentran ubicados en el cerramiento de la edificación, los cuales presentan un aumento significativo de la relación para los niveles cercanos a la base (planta baja y piso 1), manteniendo un rango de valores entre 0,3 a 1,05.

**ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR
OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.**

CAPÍTULO V. CONCLUSIONES

Luego de haber analizado minuciosamente los resultados obtenidos, se procederán a presentar unas conclusiones que resumirían lo logrado con este trabajo:

- Los componentes afectados por la pérdida de una columna fueron aquellas vigas convergentes al eje vertical de la misma, ubicados en la zona superior de la falla, siendo también afectados los patrones de las columnas más cercanas a la misma (contiguas).
- Los elementos ubicados en la parte inferior al tramo de falla no se vieron incrementados por ningún patrón, es decir, posterior a la falla, presentaron generalmente el mismo comportamiento que el observado previo al evento.
- En la gran mayoría de los casos, el comportamiento de las variaciones en las solicitaciones de los miembros influenciados fue similar, es decir, independientemente de la columna fallada, los elementos afectados por efecto de colapso progresivo presentarán una misma conducta. Sin embargo, sus magnitudes dependerán de la ubicación del elemento, la dimensión de su sección y su acero de refuerzo.
- El edificio de doce (12) pisos presentó, en todos los casos de falla, variaciones más pronunciadas en sus patrones mecánicos y geométricos con respecto al modelo de 6 pisos.
- Independientemente del elemento fallado, la zona de daño siempre estuvo dentro de los parámetros límites propuestos anteriormente en el marco teórico.
- Para todos los casos de estudio, el desplazamiento vertical de la zona afectada por la falla de una columna, descendió de manera uniforme permaneciendo como un bloque rígido.

- Las vigas fueron los elementos más desfavorables al momento de ocurrir una falla de soporte vertical, ya que estas absorben gran parte de las solicitaciones generadas luego del evento.
- En todos los casos de estudio, las vigas más comprometidas fueron aquellas ubicadas en el techo de la edificación, situadas dentro de la zona de límite de daños.
- El edificio de 12 pisos no presentó estado de falla en sus elementos de soporte horizontal, a diferencia de la edificación de 6 pisos.
- En ningún caso, las columnas vieron comprometido su desempeño, dejando en claro que, a pesar de no ser mencionado explícitamente en las normas de construcción venezolana, los soportes verticales que fueron diseñados para estas edificaciones son capaces de mitigar un colapso progresivo.
- En función a la ubicación altimétrica de la falla, los casos más desfavorables para esta investigación, se encontraron situadas en la planta baja del edificio.
- En función a su ubicación en planta, la falla en columnas esquineras fue aquella que presentó una mayor variación de patrones mecánicos y geométricos con respecto al control, sin embargo, la falla en columna central fue la que generó mayor cantidad de falla de elementos de soporte, siendo este el punto más vulnerable en las edificaciones estudiadas, debido que esta involucra una mayor cantidad de elementos afectados con respecto a los demás casos de falla estudiados.
- Según la ubicación del tramo fallado, la redistribución de las solicitaciones fue distinta para cada caso (Ver apartado IV.3).

- Al ocurrir una falla de columna central, las columnas superiores al tramo removido no recibieron ningún tipo de solicitación, mientras que, al ocurrir una falla de columna perimetral o esquinera, las columnas superiores al tramo removido comenzaron a trabajar como vigas, viendo aumentada su demanda por los momentos flectores redistribuidos.
- Los pórticos más desfavorables en las edificaciones fueron aquellos ubicados en el eje más corto del edificio.
- Se comprobó a través de esta investigación que al diseñar a cabalidad las columnas de la estructura, tomando en cuenta lo establecido por las Normas constructivas venezolanas sismo-resistentes y de acciones mínimas, estas tendrán una alta capacidad de soporte para mitigar los efectos generados ante un colapso progresivo.
- Se determinó a través de este estudio que diseñar las columnas esquineras, con características de columnas laterales, favorecen a la redistribución de las cargas producidas por la pérdida de un elemento de soporte vertical.
- Se comprobó en los modelos estudiados que, al aumentar la sección de las vigas afectadas aproximadamente entre un 40 a 45%, estos elementos redimensionados, serán capaces de redistribuir las cargas producidas por efectos de la falla local de una columna, favoreciendo la estabilidad y capacidad del sistema estructural. Se puede observar que esta afirmación se encuentra dispuesta en los apartados IV.2. Influencia de altura y IV.4. Aplicación del método de ruta alternativa de carga.
- A efectos de este trabajo especial de grado, se observó que las secciones dispuestas en el techo de las edificaciones, resultaron ser muy propensas al estado de falla, debido a que la disposición de cargas con que fue diseñada es menor a la encontrada en los niveles inferiores.

- Se observó en el análisis de las edificaciones la influencia que provee la continuidad y la redundancia en la estructura, siendo estas características indispensables en la estabilidad de un sistema estructural, garantizando la redistribución de las cargas en el sistema y evitando la ocurrencia de colapso progresivo.
- A través de este trabajo especial de grado, se halló el término de colapso desproporcionado, el cual caracteriza de una manera diferente el suceso a partir de un evento relativamente menor al colapso resultante de la estructura y diferenciándose del colapso progresivo principalmente por la sucesión de fallas de elementos no afectados directamente por la reacción del evento que inicia el colapso. Donde actualmente para ambos términos no se estipula una diferencia en su enfoque generando de esta manera un conflicto interpretativo de sus significados.

CAPÍTULO VI. RECOMENDACIONES

A través de las conclusiones y como parte de este Trabajo Especial de Grado, se propondrán algunas recomendaciones al lector con respecto a la mitigación de ocurrencia de Colapso Progresivo en una estructura.

Colapso Progresivo y Diseño.

Para el dimensionado de las vigas ubicadas en la zona del techo de la edificación, se recomienda que estas sean diseñadas de igual manera que las vigas situadas en los demás pisos de la estructura, logrando de tal manera una optimización en la respuesta estructural ante la ocurrencia de un colapso progresivo.

Al proveer en la edificación una mayor cantidad de elementos primarios (vigas, columnas, muros, etc.) con su respectivo acero de refuerzo determinado a través de las normas sismo-resistente y de construcción venezolanas, se logrará mitigar los efectos ante la ocurrencia de un colapso progresivo, con el fin de generar en la estructura una redundancia favorable para la redistribución de las cargas provocadas por los efectos de una falla local en una columna.

Normas Venezolanas y Colapso Progresivo.

A través de la investigación realizada en este trabajo especial de grado, al aplicar las normas venezolanas de construcción actuales para el diseño de las edificaciones, se observó que estas no presentan referencia directa en el análisis y diseño para la resistencia de la estructura ante la ocurrencia de un colapso progresivo, de tal forma se recomienda a los entes venezolanos encargados de desarrollar las normativas constructivas, incluir en próximas versiones la importancia de la ocurrencia de un colapso progresivo y las distintas formas de mitigar dicho suceso.

Línea de Investigación.

Con motivo de continuación de la línea de investigación del Colapso Progresivo en estructuras, se recomendarán algunos puntos a tratar para futuros Trabajos Especiales de Grado:

- Estudiar a profundidad el método de Ruta Alternativa de Carga, aplicado en estructuras diseñadas a partir de las normas venezolanas de construcción.
- Aplicar los métodos de análisis no lineales para el estudio de colapso progresivo en edificaciones de concreto y acero.
- Aplicar la metodología de este Trabajo Especial de Grado en edificaciones de concreto con irregularidades horizontales y verticales comparando su comportamiento.
- Analizar el comportamiento de una edificación ante la ocurrencia de un colapso progresivo, la cual será diseñada con diferentes configuraciones en los sistemas de pisos, con el fin de observar por medio de esta variable las distintas distribuciones de cargas que se desarrollan en las edificaciones antes y después de la ocurrencia de una falla local.
- Estudiar la respuesta y capacidad, para edificaciones diseñadas con usos y ocupaciones diferentes, ante la ocurrencia de un colapso progresivo, con el fin de demostrar el riesgo potencial de las estructuras diseñadas de esta manera.
- Emplear la metodología de este Trabajo Especial de Grado a edificaciones ya construidas.

- Usar la metodología propuesta en este TEG para estudiar el comportamiento del colapso progresivo en estructuras de acero y compararlo con lo mencionado en las normas de construcción venezolana.
- Determinar a través de los métodos directos para mitigar la ocurrencia de un colapso progresivo en estructuras de concreto, el diseño correspondiente de los elementos principales para la mitigación de este suceso.
- Aplicar el análisis dispuesto en esta investigación para estudiar el comportamiento de diferentes tipos de estructuras (puentes, torres de comunicación, etc.) ante la presencia de un colapso progresivo.
- Realizar el estudio de colapso progresivo en edificaciones con presencia de diafragmas flexibles.

BIBLIOGRAFÍA

- Aron Pollner & Frank Herrera. (2011). *Búsqueda de Patrones Geometricos y Mecanicos en Edificios que Han Perdido Parte de su Soporte*. Trabajo Especial de Grado No Publicado. Universidad Católica Andrés Bello.
- ASCE 7. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Virginia: Structural Engineering Institute. Obtenido de ftp://ftp.consrv.ca.gov/pub/oil/SB4DEIR/docs/GEO_ASCE_2010.pdf
- Barbosa, R. (12 de Octubre de 2015). *Colapso Progresivo De Edificios De Concreto*. Obtenido de http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/109/2013/12/disenio_por_colapso_progresivo-barbosa.pdf
- Bontempi, F., Giuliani, L., y Gkoumas, K. (2007). En *Handing the exceptions: Dependability of systems and structural robustness* (págs. 104-110). Rotterdam, The Netherlands: SEMC.
- Canisius, T; Sorensen, J and Baker, J. (2007). *Robustness of Structural Systems – a new focus for the Joint Committee on Structural Safety (JCSS)*. 10ª Int. Conferencia sobre la solicitud de Estadística y Probabilidad en Ingeniería Civil (ICASP10).
- COVENIN 1756-1. (2001). *Edificaciones Sismorresistentes Parte 1: Articulado (1era Revisión)*. Caracas.
- COVENIN 2002-88. (1988). *Criterios y Acciones Mínimas Para El Proyecto De Edificaciones*. Caracas.
- Crisafulli, F. (2013). *Diseño Sismorresistente De Construcciones De Acero*. Santiago de Chile: ALACERO. Obtenido de <http://www.construccionenacero.com/Documents/Dise%C3%B1o%20Sismorresistente%20de%20Construcciones%20de%20Acero%20-%203da%20Edici%C3%B3n.pdf>

Department of Defense. USA. (2013). *UFC 4-023-03. Design Of Buildings To Resist Progressive Collapse*. Washington: Department of Defense. USA. Obtenido de https://www.wbdg.org/ccb/DOD/UFC/ufc_4_023_03.pdf

FEMA P646. (12 de Octubre de 2008). *Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis*. California: Applied Technology Council.

Gross, J. L & McGuire, W. (1983). En *Progressive Collapse Resistant Design* (págs. 1-15). J. Struct. Engrg.

McCormac, J y Brown, R. (2011). Diseño de Concreto Reforzado. En *Diseño de Concreto Reforzado* (pág. 150). Mexico D. F.: Alfaomega.

Mejía, L. (5 de Agosto de 2015). *Recomendaciones Para Colapso Progresivo En Estructuras Prefabricadas En Zonas Sísmicas*. Obtenido de <http://www.lgm.com.co/publicaciones/Publicaciones%20/APLICABILIDAD%20DE%20LAS%20RECOMENDACIONES%20PARA%20COLAPSO%20PROGRESIVO.pdf>

Portland Cement Association (PCA). (16 de Octubre de 2005). *An Engineer's guide to: Concrete Buildings and Progressive Collapse Resistance*. Portland, Illinois, Estados Unidos. Obtenido de <https://www.structurepoint.org/publication/pdf/PCA-Concrete-Buildings-Progressive-Collapse.pdf>

Quezada, D. (5 de Enero de 2016). *Diseño y Análisis Estructural de Edificio de Hormigón Armado para Resistir Colapso Progresivo, debido a una Carga Anormal Producida por un Tsunami*. Obtenido de <http://es.slideshare.net/DiegoQuezadaHenry/colapso-progresivo-10>

Starossek, U. (2009). *Progressive collapse of structures*. Londres: Thomas Telford.

Starossek, U. Haberland, M. (16 de Octubre de 2015). *Disproportionate Collapse: Terminology and Procedures*. *Journal Of Performance Of Constructed Facilities* © ASCE. Obtenido de

[http://www.tuhh.de/sdb/starossek/Veroeffentlichungen/Dateien/Disproportionate-collapse-terminology-procedures-\(Starossek-Haberland\).pdf](http://www.tuhh.de/sdb/starossek/Veroeffentlichungen/Dateien/Disproportionate-collapse-terminology-procedures-(Starossek-Haberland).pdf)

Starossek, U. Haberland, M. (16 de Octubre de 2015). *Progressive Collapse Nomenclature. Structures 2009: Don't Mess with Structural Engineers*. Obtenido de [http://www.tuhh.de/sdb/publikationen/dateien/Progressive-collapse-nomenclature-\(Haberland-Starossek\).pdf](http://www.tuhh.de/sdb/publikationen/dateien/Progressive-collapse-nomenclature-(Haberland-Starossek).pdf)

U. S. General Services Administration (GSA). (2013). *General Services Administration Alternate Path Analysis & Design Guidelines For Progressive Collapse Resistance*. Washington: GSA. Obtenido de http://www.gsa.gov/portal/mediaId/189799/fileName/GSA_Progressive_Collapse_Guidelines_Final.action

Valarino, E. (2010). *Metodología de la Investigación, Paso a Paso*. Ciudad México: Trillas.

ANEXOS

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Tabla A-1. Cargas para el techo de las edificaciones. Fuente: Elaboración propia.

Carga Permanente		
Peso propio losa	kg/m²	440
Peso propio friso		20
Peso propio impermeabilización		100
Total peso		560
Carga Variable		
Por Norma COVENIN 2002-88 (tabla 5.1)	kg/m²	100

Tabla A-2. Cargas para los pisos de las edificaciones. Fuente: Elaboración propia.

Carga Permanente		
Peso propio losa	kg/m²	440
Peso propio friso		20
Peso propio acabados		45
Peso propio tabiquería		150
Total, peso		655
Carga Variable		
Por Norma COVENIN 2002-88 (tabla 5.1)	kg/m²	300

Tabla A-3. Pre-dimensionado de sección viga de techo en edificio de 6 niveles. Fuente: Elaboración propia.

Sección			
Re (cm) >		6	
b	d	h	h/b = 1,5
30	60,9	67	2,2
35	56,4	62	1,8
40	52,8	59	1,5
45	49,8	56	1,2
Sección resultante de predimensionado 40x60 cm			
Se redimensiona la sección debido a que no cumple por el control de desplazamientos			
Sección a tomar 45x65 cm			

Tabla A-4. Pre-dimensionado de sección viga piso en edificio de 6 niveles. Fuente: Elaboración propia.

Sección			
Re (cm) >		6	
b	d	h	h/b = 1,5
35	69,1	75	2,1
40	64,7	71	1,8
45	61,0	67	1,5
Sección resultante de predimensionado 45x65 cm			
Se redimensiona la sección debido a que no cumple por el control de desplazamientos			
Sección a tomar 50x70 cm			

Tabla A-5. Pre-dimensionado sección viga techo en edificio de 12 niveles. Fuente: Elaboración propia.

Sección			
Re (cm) >		6	
b	d	h	h/b = 1,5
30	63,6	70	2,3
35	58,9	65	1,9
40	55,1	61	1,5
45	52,0	58	1,3
Sección resultante de predimensionado 40x65 cm			
Se redimensiona la sección debido a que no cumple por el control de desplazamientos			
Sección a tomar 55x80 cm			

Tabla A-6. Pre-dimensionado sección viga techo en edificio de 12 niveles. Fuente: Elaboración propia.

Sección			
Re (cm) >		6	
b	d	h	h/b = 1,5
40	67,2	73	1,8
45	63,3	69	1,5
50	60,1	66	1,3
Sección resultante de predimensionado 45x70 cm			
Se redimensiona la sección debido a que no cumple por el control de desplazamientos			
Sección a tomar 60x85 cm			

Tabla A-7. Pre-dimensionado sección columna en edificio de 6 niveles. Fuente: Elaboración propia.

Columnas de Esquina		Columnas Laterales		Columnas Centrales	
Coefficiente para Pre-dimensionado	0,15	Coefficiente para Pre-dimensionado	0,20	Coefficiente para Pre-dimensionado	0,25
Altura (m)	26,6	Altura (m)	26,6	Altura (m)	26,6
Área Tributaria (m²)	15,9	Área Tributaria (m²)	31,9	Area Tributaria (m²)	63,8
Carga de la más desfavorable (Kgf)	148378,1	Carga de la más desfavorable (Kgf)	296756,3	Carga de la más desfavorable (Kgf)	593512,5
Área (m²)	3956,8	Área (m²)	5935,1	Área (m²)	9496,2
Dimensión (m)	62,9	Dimensión (m)	77,0	Dimensión (m)	97,4
Sección a tomar	65x65	Sección a tomar	80x80	Sección a tomar	100x100
		Sección a tomar por Control	85x85	Sección a tomar por Control	105x105
Se redimensiona la sección debido a que no cumple por el control de desplazamientos					

Tabla A-8. Pre-dimensionado sección columna en edificio de 12 niveles. Fuente: Elaboración propia.

Columnas de Esquina		Columnas Laterales		Columnas Centrales	
Coefficiente para Pre-dimensionado	0,15	Coefficiente para Pre-dimensionado	0,20	Coefficiente para Pre-dimensionado	0,25
Altura (m)	49,4	Altura (m)	49,4	Altura (m)	49,4
Área Tributaria (m²)	15,9	Área Tributaria (m²)	31,9	Área Tributaria (m²)	63,8
Carga de la más desfavorable (Kgf)	275559,4	Carga de la más desfavorable (Kgf)	551118,8	Carga de la más desfavorable (Kgf)	1102237,5
Área (m²)	7348,3	Área (m²)	11022,4	Área (m²)	17635,8
Dimensión (m)	85,7	Dimensión (m)	105,0	Dimensión (m)	132,8
Sección a tomar	85x85	Sección a tomar	105x105	Sección a tomar	135x135
		Sección a tomar por Control	120x120	Sección a tomar por Control	150x150
Se redimensiona la sección debido a que no cumple por el control de desplazamientos					

Tabla A-9. Valores de espectro de diseño. Fuente: Elaboración propia.

Factor de reducción de respuesta (R)				6
T		Ad		Ad/R
Inicio	0,0000	$\alpha\phi A_o$	0,3900	0,3900
T < + T	0,1000	$(\alpha\phi\beta A_o[1+T/T^{+}(\beta-1)])/(1+(T/T^{+})^C (R-1))$	0,2808	0,2808
	0,1400		0,2488	0,2488
	0,1800		0,2245	0,2245
	0,2200		0,2056	0,2056
	0,2600		0,1906	0,1906
	0,3000		0,1784	0,1784
	0,3400		0,1683	0,1683
	0,3800		0,1598	0,1598
T+ ≤ T ≤ T*	0,4000	$\alpha\phi\beta A_o$	0,9360	0,1560
T	0,4100	$\alpha\phi\beta A_o(T^*/T)^p$	0,9132	0,1522
	0,4500		0,8320	0,1387
	0,4900		0,7641	0,1273
	0,5300		0,7064	0,1177
	0,5700		0,6568	0,1095
	0,6100		0,6138	0,1023
	0,6500		0,5760	0,0960
	0,6900		0,5426	0,0904
	0,7300		0,5129	0,0855
	0,7700		0,4862	0,0810
	0,8100		0,4622	0,0770
	Ta 6P		0,8199	
T > T*	0,8500		0,4405	0,0734
	0,8599		0,4354	0,0726
	0,8900		0,4207	0,0701
	0,8999		0,4160	0,0693
	0,9300		0,4026	0,0671
	0,9399		0,3983	0,0664
	0,9700		0,3860	0,0643
	0,9799		0,3821	0,0637
	1,0100		0,3707	0,0618
	1,0199		0,3671	0,0612
	1,0500		0,3566	0,0594
	1,0599		0,3532	0,0589
	1,0900		0,3435	0,0572
	1,0999		0,3404	0,0567
	1,1300		0,3313	0,0552
	1,1399		0,3285	0,0547
	1,1700		0,3200	0,0533
	1,1799		0,3173	0,0529
	1,2100		0,3094	0,0516
	1,2199		0,3069	0,0512
1,2500		0,2995	0,0499	
1,2599		0,2972	0,0495	

	1,2900		0,2902	0,0484
	1,2999		0,2880	0,0480
1,6Ta 6P	1,3118		0,2854	0,0476
Ta 12P	1,3043		0,2870	0,0478
T > T*	1,3443		0,2785	0,0464
	1,3843		0,2705	0,0451
	1,4243		0,2629	0,0438
	1,4643		0,2557	0,0426
	1,5043		0,2489	0,0415
	1,5443		0,2424	0,0404
	1,5843		0,2363	0,0394
	1,6243		0,2305	0,0384
	1,6643		0,2250	0,0375
	1,7043		0,2197	0,0366
	1,7443		0,2146	0,0358
	1,7843		0,2098	0,0350
	1,8243		0,2052	0,0342
	1,8643		0,2008	0,0335
	1,9043		0,1966	0,0328
	1,9443		0,1926	0,0321
	1,9843		0,1887	0,0314
2,0243		0,1849	0,0308	
2,0643		0,1814	0,0302	
1,6Ta 12P	2,0870		0,1794	0,0299

Tabla A-10. Cortante de diseño en cada piso para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Piso	VX	VY
	Ton.	Ton.
Techo	239,54	243,68
6	390,86	393,22
5	489,77	489,79
4	567,59	565,62
3	641,94	639,17
2	718,71	716,57
1	788,57	788,58

Tabla A-11. Efecto P-Delta para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Piso	ϕ Coeficiente de Estabilidad		ϕ Máximo	ϕ _i < ϕ Max	Efecto P-Δ
	X	Y			0,08
Techo	0,0056	0,0056	0,1042	No Redimensionar	No Tomar en Cuenta Efecto P-Δ
6	0,0059	0,0059			
5	0,0059	0,0059			
4	0,0058	0,0058			
3	0,0055	0,0055			
2	0,0046	0,0046			
1	0,0022	0,0022			

Tabla A-12. Control de desplazamientos para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Piso	Max Drift X	Max Drift Y	Desplazamiento lateral total X (Δ _i)	Desplazamiento lateral total Y (Δ _i)	Valor Límite. Grupo A: 0,012
Techo	0,0010	0,0011	0,0050	0,0051	Cumple
6	0,0014	0,0014	0,0065	0,0066	
5	0,0017	0,0017	0,0081	0,0081	
4	0,0019	0,0019	0,0093	0,0093	
3	0,0021	0,0021	0,0100	0,0100	
2	0,0019	0,0019	0,0093	0,0092	
1	0,0010	0,0010	0,0049	0,0048	

Tabla A-13. Participación de masas para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Modo	Período	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
	seg.						
1	1,167	0,000	0,779	0,000	0,000	0,779	0,000
2	1,136	0,781	0,000	0,000	0,781	0,779	0,000
3	1,061	0,000	0,000	0,000	0,781	0,779	0,000
4	0,351	0,000	0,113	0,000	0,781	0,892	0,000
5	0,343	0,112	0,000	0,000	0,893	0,892	0,000
6	0,326	0,000	0,000	0,000	0,893	0,892	0,000
7	0,179	0,000	0,050	0,000	0,893	0,942	0,000
8	0,176	0,049	0,000	0,000	0,943	0,942	0,000
9	0,172	0,000	0,000	0,000	0,943	0,942	0,000
10	0,109	0,000	0,029	0,000	0,943	0,971	0,000
11	0,108	0,028	0,000	0,000	0,971	0,971	0,000
12	0,107	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,000
13	0,095	0,000	0,000	0,726	0,971	0,971	0,726
14	0,094	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,726
15	0,094	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,726
16	0,093	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,726
17	0,093	0,000	0,000	0,044	0,971	0,971	0,770
18	0,092	0,000	0,000	0,010	0,971	0,971	0,780
19	0,092	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,780
20	0,092	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,780
21	0,091	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,780
22	0,091	0,000	0,000	0,024	0,971	0,971	0,804
23	0,091	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,804
24	0,091	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,804
25	0,091	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,804
26	0,090	0,000	0,000	0,004	0,971	0,971	0,808
27	0,090	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,808

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

28	0,090	0,000	0,000	0,008	0,971	0,971	0,816
29	0,089	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,816
30	0,089	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,816
31	0,089	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,816
32	0,089	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,816
33	0,088	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,816
34	0,088	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,817
35	0,087	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,817
36	0,087	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,817
37	0,086	0,000	0,000	0,004	0,971	0,971	0,821
38	0,086	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,821
39	0,074	0,000	0,000	0,000	0,971	0,971	0,821
40	0,074	0,000	0,006	0,000	0,971	0,977	0,821
41	0,074	0,002	0,000	0,000	0,973	0,977	0,821
42	0,074	0,000	0,000	0,044	0,973	0,977	0,865
43	0,074	0,000	0,000	0,000	0,973	0,977	0,865
44	0,074	0,000	0,011	0,000	0,973	0,988	0,865
45	0,073	0,015	0,000	0,000	0,988	0,988	0,865
46	0,057	0,000	0,000	0,000	0,988	0,988	0,865
47	0,056	0,000	0,009	0,000	0,988	0,997	0,865
48	0,056	0,009	0,000	0,000	0,997	0,997	0,865
49	0,048	0,000	0,000	0,000	0,997	0,997	0,865
50	0,047	0,000	0,003	0,000	0,997	1,000	0,865
51	0,047	0,003	0,000	0,000	1,000	1,000	0,865
52	0,032	0,000	0,000	0,062	1,000	1,000	0,927
53	0,032	0,000	0,000	0,000	1,000	1,000	0,927
54	0,032	0,000	0,000	0,000	1,000	1,000	0,927
55	0,032	0,000	0,000	0,002	1,000	1,000	0,929
56	0,032	0,000	0,000	0,000	1,000	1,000	0,929
57	0,032	0,000	0,000	0,000	1,000	1,000	0,929
58	0,032	0,000	0,000	0,004	1,000	1,000	0,932

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

59	0,032	0,000	0,000	0,000	1,000	1,000	0,932
60	0,032	0,000	0,000	0,000	1,000	1,000	0,932

Tabla A-14. Cortante de diseño en cada piso para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Piso	VX	VY
	Ton.	Ton.
Techo	375,53	381,88
12	636,00	640,62
11	814,52	816,73
10	946,22	946,37
9	1054,40	1053,46
8	1150,28	1149,36
7	1235,81	1234,96
6	1320,12	1318,86
5	1403,80	1401,63
4	1488,84	1485,53
3	1583,21	1579,51
2	1677,04	1674,44
1	1762,31	1762,31

Tabla A-15. Efecto P-Delta para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Piso	ϕ Coeficiente de Estabilidad		ϕ Máximo	ϕ _i < ϕ Max	Efecto P-Δ
	X	Y			0,08
Techo	0,0039	0,0038	0,1042	No Redimensionar	No Tomar en Cuenta Efecto P-Δ
12	0,0036	0,0035			
11	0,0034	0,0034			
10	0,0034	0,0034			
9	0,0034	0,0034			
8	0,0034	0,0034			
7	0,0034	0,0034			
6	0,0034	0,0034			
5	0,0033	0,0033			
4	0,0032	0,0032			
3	0,0029	0,0029			
2	0,0022	0,0022			
1	0,0010	0,0010			

Tabla A-16. Control de desplazamientos para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Piso	Max Drift X	Max Drift Y	Desplazamiento Lateral Total X (Δ _i)	Desplazamiento Lateral Total Y (Δ _i)	Valor Límite. Grupo A: 0,012
Techo	0,0009	0,0009	0,0043	0,0043	Cumple
12	0,0011	0,0011	0,0053	0,0053	
11	0,0013	0,0013	0,0064	0,0064	
10	0,0016	0,0015	0,0075	0,0074	
9	0,0017	0,0017	0,0084	0,0083	
8	0,0019	0,0019	0,0092	0,0091	
7	0,0021	0,0020	0,0098	0,0098	
6	0,0022	0,0022	0,0104	0,0104	
5	0,0023	0,0023	0,0109	0,0109	
4	0,0023	0,0023	0,0110	0,0110	
3	0,0022	0,0022	0,0105	0,0104	

2	0,0018	0,0018	0,0087	0,0086	
1	0,0009	0,0008	0,0041	0,0040	

Tabla A-17. Participación de masas para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Modo	Período	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
	seg.						
1	1,681	0,000	0,769	0,000	0,000	0,769	0,000
2	1,642	0,769	0,000	0,000	0,769	0,769	0,000
3	1,496	0,000	0,000	0,000	0,769	0,769	0,000
4	0,518	0,000	0,104	0,000	0,769	0,874	0,000
5	0,507	0,106	0,000	0,000	0,875	0,874	0,000
6	0,470	0,000	0,000	0,000	0,875	0,874	0,000
7	0,273	0,000	0,044	0,000	0,875	0,918	0,000
8	0,268	0,044	0,000	0,000	0,919	0,918	0,000
9	0,256	0,000	0,000	0,000	0,919	0,918	0,000
10	0,170	0,000	0,026	0,000	0,919	0,944	0,000
11	0,167	0,026	0,000	0,000	0,944	0,944	0,000
12	0,163	0,000	0,000	0,000	0,944	0,944	0,000
13	0,134	0,000	0,000	0,797	0,944	0,944	0,797
14	0,131	0,000	0,000	0,000	0,944	0,944	0,797
15	0,131	0,000	0,000	0,000	0,945	0,944	0,797
16	0,127	0,000	0,000	0,023	0,945	0,944	0,820
17	0,127	0,000	0,000	0,000	0,945	0,944	0,820
18	0,124	0,000	0,000	0,000	0,945	0,944	0,820
19	0,123	0,000	0,000	0,000	0,945	0,944	0,820
20	0,122	0,000	0,000	0,000	0,945	0,944	0,820
21	0,120	0,000	0,000	0,000	0,945	0,944	0,820
22	0,120	0,000	0,000	0,000	0,945	0,944	0,820
23	0,118	0,000	0,000	0,000	0,945	0,945	0,820
24	0,118	0,000	0,000	0,000	0,945	0,945	0,820

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

25	0,117	0,001	0,000	0,000	0,945	0,945	0,820
26	0,115	0,000	0,000	0,005	0,945	0,945	0,825
27	0,115	0,000	0,017	0,000	0,945	0,961	0,825
28	0,115	0,000	0,000	0,000	0,945	0,961	0,825
29	0,114	0,001	0,000	0,000	0,946	0,961	0,825
30	0,114	0,015	0,000	0,000	0,961	0,961	0,825
31	0,113	0,000	0,000	0,000	0,961	0,961	0,825
32	0,113	0,000	0,000	0,000	0,961	0,961	0,825
33	0,113	0,000	0,000	0,000	0,961	0,961	0,825
34	0,111	0,000	0,000	0,000	0,961	0,961	0,825
35	0,111	0,000	0,000	0,000	0,961	0,961	0,825
36	0,110	0,000	0,000	0,000	0,961	0,961	0,825
37	0,108	0,000	0,000	0,000	0,961	0,961	0,825
38	0,106	0,000	0,000	0,000	0,961	0,961	0,825
39	0,106	0,000	0,000	0,000	0,961	0,961	0,825
40	0,106	0,000	0,000	0,006	0,961	0,961	0,831
41	0,104	0,000	0,000	0,000	0,961	0,961	0,831
42	0,099	0,000	0,000	0,000	0,961	0,961	0,831
43	0,098	0,000	0,000	0,000	0,961	0,961	0,831
44	0,098	0,000	0,000	0,009	0,961	0,961	0,841
45	0,098	0,000	0,000	0,000	0,961	0,961	0,841
46	0,083	0,000	0,012	0,000	0,961	0,973	0,841
47	0,083	0,000	0,000	0,000	0,961	0,973	0,841
48	0,082	0,012	0,000	0,000	0,973	0,973	0,841
49	0,064	0,000	0,000	0,000	0,973	0,973	0,841
50	0,063	0,000	0,009	0,000	0,973	0,982	0,841
51	0,063	0,009	0,000	0,000	0,982	0,982	0,841
52	0,051	0,000	0,000	0,000	0,982	0,982	0,841
53	0,050	0,000	0,007	0,000	0,982	0,988	0,841
54	0,050	0,006	0,000	0,000	0,988	0,988	0,841
55	0,045	0,000	0,000	0,046	0,988	0,988	0,887

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

56	0,045	0,000	0,000	0,000	0,988	0,988	0,887
57	0,045	0,000	0,000	0,000	0,988	0,988	0,887
58	0,045	0,000	0,000	0,000	0,988	0,988	0,887
59	0,045	0,000	0,000	0,024	0,988	0,988	0,910
60	0,045	0,000	0,000	0,000	0,988	0,988	0,910
61	0,045	0,000	0,000	0,000	0,988	0,988	0,910
62	0,045	0,000	0,000	0,010	0,988	0,988	0,920
63	0,044	0,000	0,000	0,006	0,988	0,988	0,925
64	0,044	0,000	0,000	0,000	0,988	0,988	0,925
65	0,044	0,000	0,000	0,000	0,988	0,988	0,925
66	0,044	0,000	0,000	0,000	0,988	0,988	0,925
67	0,044	0,000	0,000	0,000	0,988	0,988	0,925
68	0,044	0,000	0,000	0,000	0,988	0,988	0,925
69	0,044	0,000	0,000	0,000	0,988	0,988	0,925
70	0,044	0,000	0,000	0,000	0,988	0,988	0,925

Tabla A-18. Variación de la fuerza cortante en vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Viga	Ubicación de la sollicitación máxima en	Resultados caso de estudio	Resultados caso control	Variación en fuerza cortante
				Ton.	Ton.	-
PB-A3	Techo	A3-B3	B3	46,07	21,41	2,15
	6			62,02	26,11	2,38
	5			62,18	26,22	2,37
	4			62,87	26,21	2,40
	3			63,64	26,22	2,43
	2			65,34	26,19	2,50
	1			64,70	26,30	2,46
PB-A6	Techo	A6-B6	B6	36,12	12,38	2,92
	6			55,76	20,79	2,68

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

	5			55,81	20,92	2,67
	4			56,57	21,04	2,69
	3			57,41	21,24	2,70
	2			59,28	21,46	2,76
	1			58,64	21,84	2,69
PB-B5	Techo	B5-C5	C5	49,16	20,79	2,36
	6			65,79	25,74	2,56
	5			66,05	25,73	2,57
	4			66,73	25,73	2,59
	3			67,59	25,72	2,63
	2			68,78	25,72	2,67
	1			69,89	25,72	2,72
PB-C2	Techo	C2-D2	D2	48,89	20,80	2,35
	6			65,33	25,71	2,54
	5			65,60	25,71	2,55
	4			66,26	25,71	2,58
	3			67,11	25,72	2,61
	2			68,26	25,72	2,65
	1			69,40	25,73	2,70
PB-C6	Techo	C6-B6	B6	-35,41	-12,94	2,74
	6			-53,91	-21,73	2,48
	5			-54,13	-21,73	2,49
	4			-54,82	-21,73	2,52
	3			-55,69	-21,73	2,56
	2			-56,91	-21,73	2,62
	1			-57,95	-21,75	2,66

Tabla A-19. Variación de momento flector en vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Viga	Ubicación de la sollicitación máxima en	Resultados caso de estudio	Resultados caso control	Variación en momento flector
				Ton. - m	Ton. -m	-
PB-A3	Techo	A3-B3	B3	-103,26	-22,39	4,61
	6			-143,90	-27,08	5,31
	5			-144,47	-27,30	5,29
	4			-146,69	-27,29	5,38
	3			-149,34	-27,31	5,47
	2			-154,26	-27,25	5,66
	1			-155,02	-27,44	5,65
PB-A6	Techo	A6-B6	B6	-90,82	-11,62	7,82
	6			-135,58	-19,18	7,07
	5			-135,79	-19,57	6,94
	4			-138,29	-20,01	6,91
	3			-141,22	-20,64	6,84
	2			-146,82	-21,40	6,86
	1			-147,52	-22,53	6,55
PB-B5	Techo	B5-C5	C5	-111,57	-21,27	5,25
	6			-154,62	-26,38	5,86
	5			-155,32	-26,36	5,89
	4			-157,50	-26,36	5,98
	3			-160,26	-26,35	6,08
	2			-164,11	-26,34	6,23
	1			-167,44	-26,32	6,36
PB-C2	Techo	C2-D2	D2	-110,64	-21,29	5,20
	6			-153,12	-26,28	5,83
	5			-153,86	-26,31	5,85

	4			-155,98	-26,31	5,93
	3			-158,69	-26,32	6,03
	2			-162,45	-26,33	6,17
	1			-165,81	-26,36	6,29
PB-C6	Techo	C6-B6	B6	-86,53	-13,87	6,24
	6			-128,08	-22,73	5,64
	5			-128,56	-22,72	5,66
	4			-130,87	-22,73	5,76
	3			-133,71	-22,76	5,88
	2			-137,84	-22,77	6,05
	1			-140,76	-22,83	6,16

Tabla A-20. Variación de fuerza axial en columnas contiguas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Columna	Ubicación de la sollicitación en	Resultados caso de estudio	Resultados caso control	Variación en fuerza axial
				Ton.	Ton.	-
PB-A3	6	B2	Base (0)	-85,54	-66,02	1,30
	5			-206,02	-159,24	1,29
	4			-326,89	-252,46	1,29
	3			-448,54	-345,78	1,30
	2			-571,22	-439,24	1,30
	1			-695,15	-532,88	1,30
	PB			-820,18	-626,74	1,31
PB-A6	6	B6	Base (0)	-90,51	-65,03	1,39
	5			-217,55	-155,35	1,40
	4			-344,85	-245,66	1,40
	3			-473,19	-336,12	1,41
	2			-602,71	-426,74	1,41
	1			-734,44	-517,59	1,42
	PB			-865,40	-608,68	1,42

PB-B5	6	A5	Base (0)	-91,37	-66,02	1,38
	5			-221,03	-159,24	1,39
	4			-351,02	-252,46	1,39
	3			-482,09	-345,78	1,39
	2			-614,53	-439,24	1,40
	1			-748,88	-532,88	1,41
	PB			-884,99	-626,74	1,41
PB-C2	6	C1	Base (0)	-82,79	-65,64	1,26
	5			-198,65	-156,90	1,27
	4			-314,66	-248,03	1,27
	3			-431,37	-339,18	1,27
	2			-548,95	-430,29	1,28
	1			-667,78	-521,42	1,28
	PB			-787,61	-612,38	1,29
PB-C6	6	D6	Base (0)	-87,77	-65,03	1,35
	5			-209,83	-155,35	1,35
	4			-332,46	-245,66	1,35
	3			-456,17	-336,12	1,36
	2			-581,31	-426,74	1,36
	1			-708,28	-517,59	1,37
	PB			-837,25	-608,68	1,38

Tabla A-21. Variación de desplazamiento en las juntas, casos de falla en planta baja para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Max Despl. Caso (mm)	Max Despl. Control (mm)	Variación del desplazamiento
PB-A3	Techo	48,7	5,3	9,19
	6	48,7	5,1	9,55
	5	48,7	4,8	10,15
	4	48,7	4,2	11,60

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

	3	48,7	3,5	13,91
	2	48,6	2,5	19,44
	1	48,6	1,4	34,71
PB-A6	Techo	48,4	3,6	13,44
	6	48,4	3,5	13,83
	5	48,4	3,2	15,13
	4	48,4	2,9	16,69
	3	48,4	2,4	20,17
	2	48,4	1,7	28,47
	1	48,4	0,9	53,78
PB-B5	Techo	49,8	5,3	9,40
	6	49,8	5,1	9,76
	5	49,8	4,8	10,38
	4	49,7	4,2	11,83
	3	49,7	3,5	14,20
	2	49,7	2,5	19,88
	1	49,7	1,4	35,50
PB-C2	Techo	49,2	5,3	9,28
	6	49,1	5,1	9,63
	5	49,1	4,8	10,23
	4	49,1	4,2	11,69
	3	49,1	3,5	14,03
	2	49	2,5	19,60
	1	49	1,4	35,00
PB-C6	Techo	42,2	5,1	8,27
	6	42,2	5	8,44
	5	42,2	4,7	8,98
	4	42,2	4,1	10,29
	3	42,1	3,4	12,38
	2	42,1	2,5	16,84
	1	42,1	1,3	32,38

Tabla A-22. Relación Demanda-Capacidad máxima en las vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Viga	RDC Máximo
PB-A3	7	A3-B3	2,1
	6		1,85
	5		1,86
	4		1,91
	3		1,96
	2		2,08
	1		2,09
PB-A6	7	A6-B6	2,14
	6		1,84
	5		1,84
	4		1,9
	3		1,95
	2		2,09
	1		2,11
PB-B5	7	B5-C5	2,42
	6		2,11
	5		2,13
	4		2,17
	3		2,23
	2		2,31
	1		2,57
PB-C2	7	C2-D2	2,39
	6		2,08
	5		2,1
	4		2,14

	3		2,2
	2		2,27
	1		2,54
PB-C6	7	C6-B6	2,12
	6		1,74
	5		1,76
	4		1,81
	3		1,87
	2		1,95
	1		2,15

Tabla A-23. Relación Demanda-Capacidad máxima en las columnas contiguas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Columna	RDC Máximo
PB-A3	6	A4	0,38
	5		0,39
	4		0,45
	3		0,53
	2		0,63
	1		0,76
	PB		0,83
PB-A6	6	B6	0,42
	5		0,42
	4		0,48
	3		0,57
	2		0,66
	1		0,79
	PB		0,87
PB-B5	6	A5	0,58
	5		0,51

	4		0,61
	3		0,69
	2		0,77
	1		0,94
	PB		0,89
PB-C2	6	C1	0,54
	5		0,47
	4		0,56
	3		0,62
	2		0,70
	1		0,84
	PB		0,79
PB-C6	6	D6	0,44
	5		0,43
	4		0,49
	3		0,57
	2		0,65
	1		0,79
	PB		0,84

Tabla A-24. Cantidad de elementos afectados de estudio en planta baja para edificio de 6 pisos.
Fuente: Elaboración propia.

Caso	Elementos entre $1 < RDC < 2$	Elementos $RDC > 2$
PB-A3	18	3
PB-A6	11	3
PB-B5	12	16
PB-C2	12	16
PB-C6	17	4

Tabla A-25. Variación de la fuerza cortante en vigas más desfavorables, casos de falla en piso 3 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Viga	Ubicación de la sollicitación en	Resultados caso de estudio	Resultados caso control	Variación en fuerza cortante
				Ton.	Ton.	-
N3-A3	Techo	A3-B3	B3	46,59	21,41	2,18
	6			62,69	26,11	2,40
	5			63,41	26,22	2,42
	4			62,21	26,21	2,37
	3			24,25	26,22	0,92
	2			24,15	26,19	0,92
	1			25,45	26,30	0,97
N3-A6	Techo	A6-B6	B6	36,46	12,38	2,94
	6			56,17	20,79	2,70
	5			56,85	20,92	2,72
	4			55,59	21,04	2,64
	3			19,62	21,24	0,92
	2			19,60	21,46	0,91
	1			21,11	21,84	0,97
N3-B5	Techo	B5-C5	C5	50,08	20,79	2,41
	6			67,06	25,74	2,61
	5			67,40	25,73	2,62
	4			67,76	25,73	2,63
	3			23,23	25,72	0,90
	2			23,86	25,72	0,93
	1			24,82	25,72	0,97
N3-C2	Techo	C2-D2	D2	49,76	20,80	2,39
	6			66,55	25,71	2,59
	5			66,89	25,71	2,60
	4			67,29	25,71	2,62
	3			23,28	25,72	0,91

	2			23,90	25,72	0,93
	1			24,85	25,73	0,97
N3-C6	Techo	C6-B6	B6	-36,01	-12,94	2,78
	6			-54,74	-21,73	2,52
	5			-55,06	-21,73	2,53
	4			-55,30	-21,73	2,54
	3			-19,40	-21,73	0,89
	2			-19,85	-21,73	0,91
	1			-20,86	-21,75	0,96

Tabla A-26. Variación de momento flector en vigas más desfavorables, casos de falla en piso 3 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Viga	Ubicación de la sollicitación en	Resultados caso de estudio	Resultados caso control	Variación en momento flector
				Ton. - m	Ton. - m	-
N3-A3	Techo	A3-B3	B3	-104,94	-22,39	4,69
	6			-146,17	-27,08	5,40
	5			-148,04	-27,30	5,42
	4			-146,58	-27,29	5,37
	3			-19,98	-27,31	0,73
	2			-20,81	-27,25	0,76
	1			-24,66	-27,44	0,90
N3-A6	Techo	A6-B6	B6	-91,95	-11,62	7,92
	6			-137,05	-19,18	7,14
	5			-138,84	-19,57	7,10
	4			-136,92	-20,01	6,84
	3			-14,65	-20,64	0,71
	2			-15,32	-21,40	0,72
	1			-20,07	-22,53	0,89
N3-B5	Techo	B5-C5	C5	-114,48	-21,27	5,38
	6			-158,67	-26,38	6,02
	5			-159,69	-26,36	6,06
	4			-160,58	-26,36	6,09
	3			-18,65	-26,35	0,71
	2			-20,31	-26,34	0,77

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

	1			-23,47	-26,32	0,89
N3-C2	Techo	C2-D2	D2	-113,44	-21,29	5,33
	6			-157,02	-26,28	5,97
	5			-158,05	-26,31	6,01
	4			-158,98	-26,31	6,04
	3			-18,83	-26,32	0,72
	2			-20,45	-26,33	0,78
	1			-23,57	-26,36	0,89
N3-C6	Techo	C6-B6	B6	-88,51	-13,87	6,38
	6			-130,79	-22,73	5,76
	5			-131,73	-22,72	5,80
	4			-131,94	-22,73	5,80
	3			-15,62	-22,76	0,69
	2			-16,50	-22,77	0,72
	1			-19,95	-22,83	0,87

Figura A-1. Diagrama de fuerza axial en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

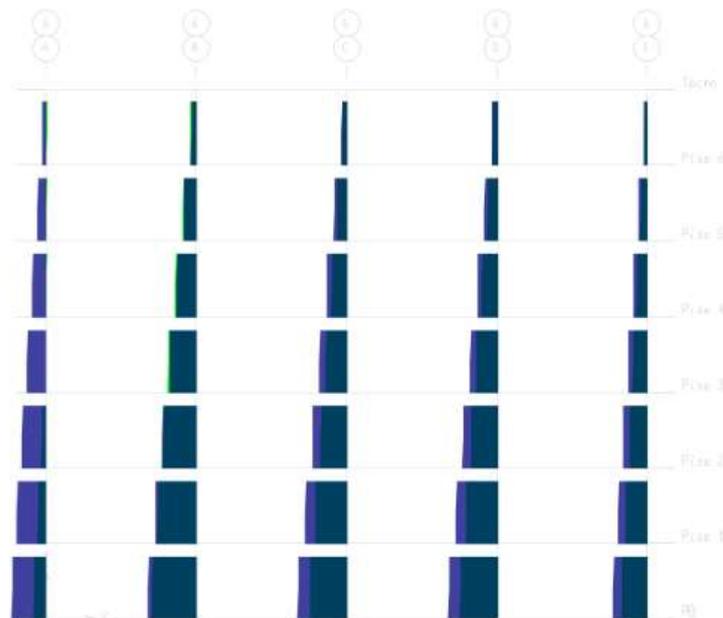


Figura A-2. Diagrama de fuerza axial en columnas para el pórtico 6 en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-C6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

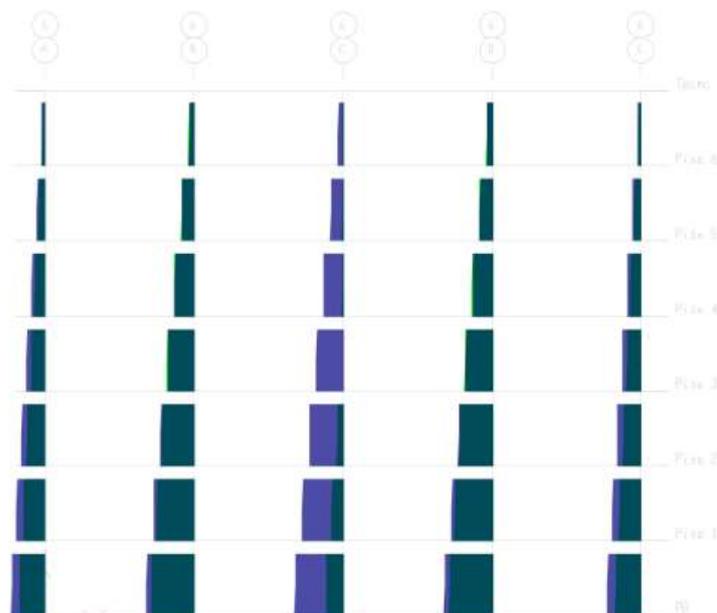


Tabla A-27. Variación de fuerza axial en columnas contiguas más desfavorables, casos de falla en piso 3 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Columna	Ubicación de la sollicitación máxima en	Resultados caso de estudio	Resultados caso control	Variación en fuerza axial
				Ton.	Ton.	-
N3-A3	6	B2	Base (0)	-86,24	-66,02	1,31
	5			-207,67	-159,24	1,30
	4			-329,43	-252,46	1,30
	3			-451,54	-345,78	1,31
	2			-542,74	-439,24	1,24
	1			-634,64	-532,88	1,19
	PB			-727,61	-626,74	1,16
N3-A6	6	B6	Base (0)	-91,30	-65,03	1,40
	5			-219,34	-155,35	1,41

	4			-348,08	-245,66	1,42
	3			-475,52	-336,12	1,41
	2			-563,73	-426,74	1,32
	1			-652,15	-517,59	1,26
	PB			-742,15	-608,68	1,22
N3-B5	6	A5	Base (0)	-92,71	-66,02	1,40
	5			-224,25	-159,24	1,41
	4			-356,27	-252,46	1,41
	3			-488,82	-345,78	1,41
	2			-578,91	-439,24	1,32
	1			-669,87	-532,88	1,26
	PB			-762,47	-626,74	1,22
N3-C2	6	C1	Base (0)	-83,75	-65,64	1,28
	5			-200,98	-156,90	1,28
	4			-318,44	-248,03	1,28
	3			-436,27	-339,18	1,29
	2			-524,90	-430,29	1,22
	1			-614,10	-521,42	1,18
	PB			-704,15	-612,38	1,15
N3-C6	6	D6	Base (0)	-88,82	-65,03	1,37
	5			-212,35	-155,35	1,37
	4			-336,42	-245,66	1,37
	3			-461,38	-336,12	1,37
	2			-548,36	-426,74	1,29
	1			-636,67	-517,59	1,23
	PB			-726,49	-608,68	1,19

Figura A-3. Diagrama de momento flector en el eje “x” en columnas para el pórtico A en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-A6 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.

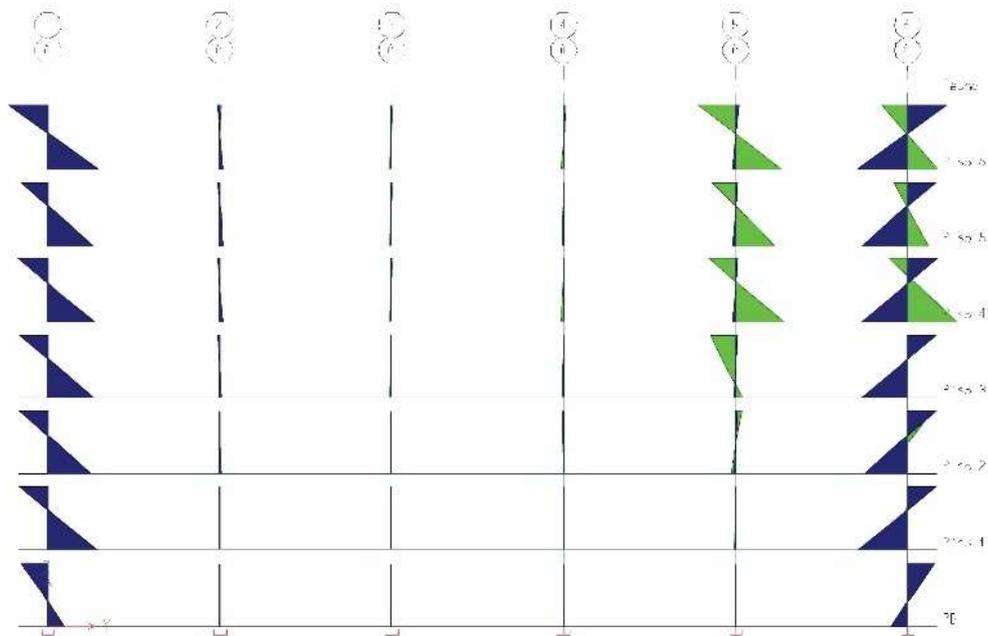
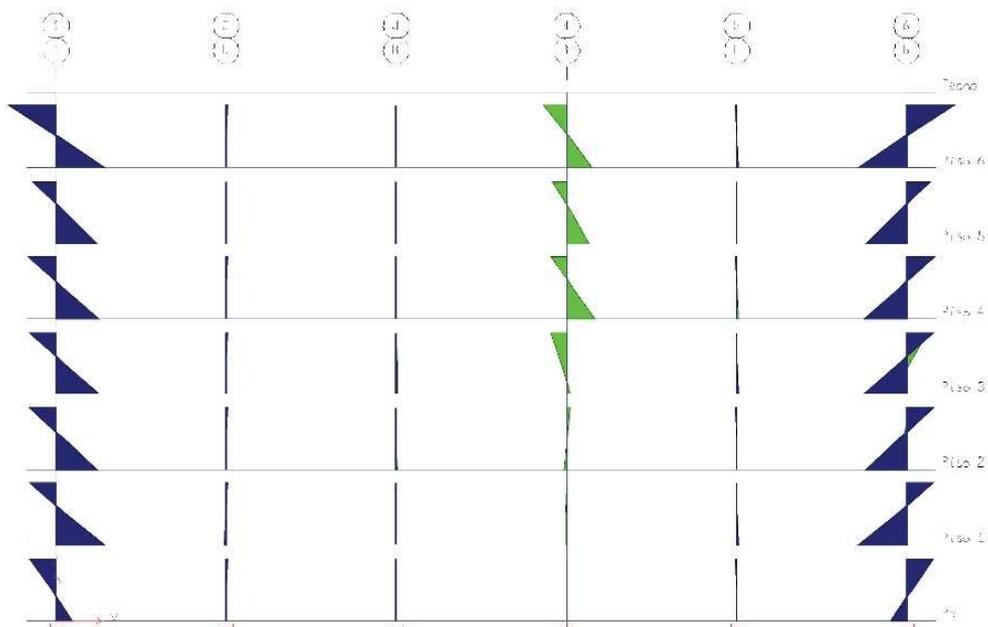


Figura A-4. Diagrama de momento flector en el eje “x” en columnas para el pórtico B en el edificio de 6 pisos. Caso control y Caso N3-A3 superpuestos. Fuente: Elaboración propia.



ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Gráfica A-1. Variación de momento flector en el eje “x” en columnas superiores al elemento removido, casos de falla en piso 3 para el edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

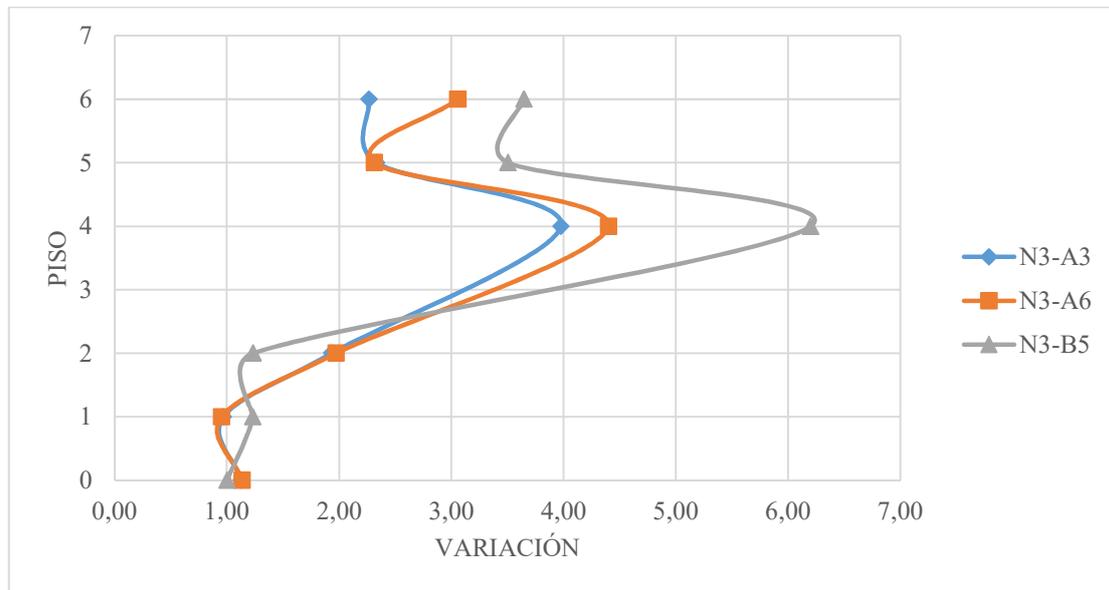


Tabla A-28. Variación de desplazamiento en las juntas, casos de falla en piso 3 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Max Despl. Caso (mm)	Max Despl. Control (mm)	Variación del desplazamiento
N3-A3	Techo	49,1	5,3	9,26
	6	49,1	5,1	9,63
	5	49,1	4,8	10,23
	4	49,1	4,2	11,69
	3	4,2	3,5	1,20
	2	3	2,5	1,20
	1	1,6	1,4	1,14
N3-A6	Techo	48,3	3,6	13,42
	6	48,3	3,5	13,80
	5	48,3	3,2	15,09
	4	48,3	2,9	16,66
	3	4,3	3,4	1,26
	2	3	2,5	1,20
	1	1,6	1,3	1,23
N3-B5	Techo	50,8	5,3	9,58
	6	50,8	5,1	9,96
	5	50,8	4,8	10,58

	4	50,8	4,2	12,10
	3	4,4	3,5	1,26
	2	3,1	2,5	1,24
	1	1,7	1,4	1,21
N3-C2	Techo	50,1	5,3	9,45
	6	50,1	5,1	9,82
	5	50,1	4,8	10,44
	4	50,1	4,2	11,93
	3	4,1	3,5	1,17
	2	2,9	2,5	1,16
	1	1,6	1,4	1,14
N3-C6	Techo	42,6	5,1	8,35
	6	42,6	5	8,52
	5	42,6	4,7	9,06
	4	42,6	4,1	10,39
	3	4,2	3,4	1,24
	2	3	2,5	1,20
	1	1,6	1,3	1,23

Tabla A-29. Relación Demanda-Capacidad máxima en las vigas más desfavorables, casos de falla en piso 3 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Viga	RDC Máximo
N3-A3	7	A3-B3	2,13
	6		1,9
	5		1,95
	4		1,91
	3		0,5
	2		0,48
	1		0,49
N3-A6	7	A6-B6	2,18
	6		1,87
	5		1,92
	4		1,89

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

	3		0,38
	2		0,37
	1		0,37
N3-B5	7	B5-C5	2,52
	6		2,19
	5		2,22
	4		2,41
	3		0,47
	2		0,47
	1		0,47
N3-C2	7	C2-D2	2,49
	6		2,16
	5		2,18
	4		2,38
	3		0,47
	2		0,47
	1		0,47
N3-C6	7	C6-B6	2,19
	6		1,8
	5		1,83
	4		1,95
	3		0,35
	2		0,36
	1		0,36

Tabla A-30. Relación Demanda-Capacidad máxima en las columnas contiguas más desfavorables, casos de falla en piso 3 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Columna	RDC Máximo
N3-A3	6	A4	0,39
	5		0,38
	4		0,50
	3		0,46
	2		0,55
	1		0,64
	PB		0,73
N3-A6	6	B6	0,43
	5		0,42
	4		0,51
	3		0,49
	2		0,57
	1		0,66
	PB		0,75
N3-B5	6	A5	0,60
	5		0,51
	4		0,69
	3		0,50
	2		0,58
	1		0,68
	PB		0,77
N3-C2	6	C1	0,55
	5		0,47
	4		0,62
	3		0,46
	2		0,53
	1		0,62
	PB		0,71
N3-C6	6	D6	0,45
	5		0,43
	4		0,55
	3		0,47
	2		0,55
	1		0,64
	PB		0,73

Tabla A-31. Cantidad de elementos afectados, casos de estudio en piso 3 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso	Elementos entre 1<RDC<2	Elementos RDC>2
N3-A3	11	1
N3-A6	7	1
N3-B5	6	10
N3-C2	6	9
N3-C6	10	2

Tabla A-32. Variación de la fuerza cortante en vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Viga	Ubicación de la sollicitación máxima en	Resultados caso de estudio	Resultados caso control	Variación en fuerza cortante
				Ton.	Ton.	-
PB-A6	13	A6-B6	B6	42,88	12,19	3,52
	12			61,78	19,70	3,14
	11			61,96	19,83	3,12
	10			62,77	19,95	3,15
	9			63,80	20,11	3,17
	8			65,13	20,32	3,21
	7			66,76	20,57	3,24
	6			68,70	20,87	3,29
	5			70,99	21,22	3,35
	4			73,70	21,62	3,41
	3			76,75	22,07	3,48
2	81,08	22,57	3,59			
1	82,98	23,19	3,58			
PB-B5	13	B5-C5	C5	54,77	22,37	2,45
	12			70,28	27,35	2,57

	11			70,64	27,35	2,58
	10			71,37	27,35	2,61
	9			72,34	27,34	2,65
	8			73,59	27,34	2,69
	7			75,12	27,34	2,75
	6			76,93	27,34	2,81
	5			79,05	27,33	2,89
	4			81,49	27,33	2,98
	3			84,25	27,32	3,08
	2			87,41	27,32	3,20
	1			90,71	27,31	3,32
PB-C6	13	C6-B6	B6	-40,16	-15,10	2,66
	12			-57,52	-23,83	2,41
	11			-57,79	-23,81	2,43
	10			-58,52	-23,80	2,46
	9			-59,48	-23,78	2,50
	8			-60,71	-23,76	2,55
	7			-62,23	-23,74	2,62
	6			-64,04	-23,71	2,70
	5			-66,17	-23,68	2,79
	4			-68,63	-23,65	2,90
	3			-71,42	-23,62	3,02
	2			-74,68	-23,59	3,17
1	-77,95	-23,55	3,31			

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Tabla A-33. Variación de momento flector en vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Viga	Ubicación de la sollicitación máxima en	Resultados caso de estudio	Resultados caso control	Variación en momento flector
				Ton. - m	Ton. - m	-
PB-A6	13	A6-B6	B6	-101,44	-4,76	21,30
	12			-141,34	-8,86	15,95
	11			-141,91	-9,25	15,34
	10			-144,47	-9,61	15,04
	9			-147,72	-10,13	14,58
	8			-151,92	-10,79	14,09
	7			-157,06	-11,58	13,56
	6			-163,22	-12,53	13,03
	5			-170,46	-13,63	12,51
	4			-178,97	-14,88	12,03
	3			-188,75	-16,30	11,58
	2			-201,77	-17,88	11,29
1	-210,90	-19,76	10,68			
PB-B5	13	B5-C5	C5	-114,62	-18,36	6,24
	12			-150,66	-22,52	6,69
	11			-151,64	-22,52	6,73
	10			-153,83	-22,51	6,83
	9			-156,73	-22,51	6,96
	8			-160,45	-22,50	7,13
	7			-165,01	-22,49	7,34
	6			-170,44	-22,48	7,58
	5			-176,76	-22,47	7,87
	4			-184,04	-22,45	8,20
	3			-192,28	-22,44	8,57

	2			-201,73	-22,42	9,00
	1			-211,41	-22,40	9,44
PB-C6	13	C6-B6	B6	-91,34	-14,09	6,48
	12			-126,99	-22,04	5,76
	11			-127,62	-21,96	5,81
	10			-129,95	-21,93	5,92
	9			-132,93	-21,89	6,07
	8			-136,80	-21,83	6,27
	7			-141,54	-21,77	6,50
	6			-147,21	-21,70	6,78
	5			-153,86	-21,62	7,12
	4			-161,55	-21,54	7,50
	3			-170,29	-21,45	7,94
	2			-180,56	-21,36	8,45
	1			-190,32	-21,29	8,94

Tabla A-34. Variación de fuerza axial en columnas contiguas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Columna	Ubicación de la sollicitación máxima en	Resultados caso de estudio	Resultados caso control	Variación en fuerza cortante
				Ton.	Ton.	-
PB-A6	12	B6	Base (0)	-110,83	-83,48	1,33
	11			-256,25	-192,07	1,33
	10			-402,14	-300,68	1,34
	9			-549,13	-409,40	1,34
	8			-697,59	-518,25	1,35
	7			-847,93	-627,27	1,35
	6			-1000,58	-736,51	1,36
	5			-1156,00	-846,01	1,37
	4			-1314,65	-955,82	1,38

	3			-1477,03	-1065,98	1,39
	2			-1643,51	-1176,56	1,40
	1			-1815,26	-1287,60	1,41
	PB			-1989,30	-1399,16	1,42
PB-B5	12	A5	Base (0)	-109,26	-84,79	1,29
	11			-253,99	-196,62	1,29
	10			-399,20	-308,47	1,29
	9			-545,47	-420,42	1,30
	8			-693,16	-532,48	1,30
	7			-842,68	-644,71	1,31
	6			-994,46	-757,15	1,31
	5			-1148,94	-869,84	1,32
	4			-1306,59	-982,82	1,33
	3			-1467,92	-1096,14	1,34
	2			-1633,44	-1209,86	1,35
	1			-1803,80	-1324,03	1,36
	PB			-1979,18	-1438,70	1,38
PB-C6	12	D6	Base (0)	-104,15	-83,48	1,25
	11			-239,79	-192,07	1,25
	10			-376,10	-300,68	1,25
	9			-513,45	-409,40	1,25
	8			-652,27	-518,25	1,26
	7			-792,95	-627,27	1,26
	6			-935,93	-736,51	1,27
	5			-1081,68	-846,01	1,28
	4			-1230,65	-955,82	1,29
	3			-1383,37	-1065,98	1,30
	2			-1540,32	-1176,56	1,31
	1			-1702,04	-1287,60	1,32
	PB			-1868,90	-1399,16	1,34

Tabla A-35. Variación de desplazamiento en las juntas, casos de falla en planta baja para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Max Despl. Caso (mm)	Max Despl. Control (mm)	Variación del desplazamiento
PB-A6	Techo	36,3	8,3	4,37
	12	36,3	8,2	4,43
	11	36,3	8,1	4,48
	10	36,2	7,8	4,64
	9	36,2	7,5	4,83
	8	36,1	7	5,16
	7	36,1	6,5	5,55
	6	36	5,8	6,21
	5	35,9	5,1	7,04
	4	35,9	4,3	8,35
	3	35,9	3,3	10,88
	2	35,7	2,3	15,52
1	35,7	1,2	29,75	
PB-B5	Techo	34,7	10,5	3,30
	12	34,7	10,4	3,34
	11	34,7	10,2	3,40
	10	34,6	9,9	3,49
	9	34,6	9,4	3,68
	8	34,5	8,9	3,88
	7	34,4	8,2	4,20
	6	34,3	7,4	4,64
	5	34,2	6,4	5,34
	4	34,2	5,4	6,33
	3	34,1	4,2	8,12
	2	34	2,9	11,72
1	34	1,5	22,67	
PB-C6	Techo	-30,8	-10,6	2,91
	12	-30,8	-10,5	2,93
	11	-30,8	-10,3	2,99
	10	-30,8	-10	3,08
	9	-30,7	-9,6	3,20
	8	-30,6	-9	3,40
	7	-30,5	-8,3	3,67
	6	-30,4	-7,5	4,05
	5	-30,3	-6,5	4,66
	4	-30,2	-5,5	5,49
	3	-30,1	-4,3	7,00
	2	-30	-3	10,00
1	-30	-1,6	18,75	

Tabla A-36. Relación Demanda-Capacidad máxima en las vigas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Viga	RDC Máximo
PB-A3	13	A3-B3	1,59
	12		1,08
	11		1,09
	10		1,12
	9		1,15
	8		1,19
	7		1,24
	6		1,12
	5		1,18
	4		1,25
	3		1,33
	2		1,45
	1		1,63
PB-A6	13	A6-B6	1,66
	12		1,09
	11		1,1
	10		1,13
	9		1,16
	8		1,21
	7		1,27
	6		1,16
	5		1,22
	4		1,3
	3		1,39
	2		1,53
	1		1,75

PB-B5	13	B5-C5	1,78
	12		1,18
	11		1,19
	10		1,21
	9		1,25
	8		1,29
	7		1,34
	6		1,21
	5		1,27
	4		1,34
	3		1,42
	2		1,51
	1		1,85
PB-C6	13	C6-D6	1,51
	12		0,96
	11		0,97
	10		0,99
	9		1,03
	8		1,07
	7		1,12
	6		1,03
	5		1,09
	4		1,17
	3		1,25
	2		1,35
	1		1,62

Tabla A-37. Relación Demanda-Capacidad máxima en las columnas contiguas más desfavorables, casos de falla en planta baja para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso de estudio	Piso	Columna	RDC Máximo
PB-A3	12	A4	0,141
	11		0,167
	10		0,217
	9		0,274
	8		0,336
	7		0,401
	6		0,471
	5		0,542
	4		0,614
	3		0,688
	2		0,764
	1		0,841
	PB		0,92
PB-A6	12	A5	0,161
	11		0,184
	10		0,233
	9		0,292
	8		0,357
	7		0,425
	6		0,498
	5		0,574
	4		0,653
	3		0,733
	2		0,815
	1		0,9

	PB		0,987
PB-B5	12	B6	0,177
	11		0,201
	10		0,243
	9		0,289
	8		0,343
	7		0,4
	6		0,46
	5		0,523
	4		0,588
	3		0,655
	2		0,728
	1		0,802
	PB		0,878
	PB-C6		12
11		0,189	
10		0,232	
9		0,281	
8		0,34	
7		0,402	
6		0,467	
5		0,537	
4		0,611	
3		0,687	
2		0,764	
1		0,844	
PB		0,927	

ANÁLISIS DE COLAPSO PROGRESIVO EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO POR OCURRENCIA DE EVENTOS EXTRAORDINARIOS.

Tabla A-38. Cantidad de elementos afectados, casos de estudio en planta baja para edificio de 12 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Caso	Elementos entre $1 < RDC < 2$	Elementos $RDC > 2$
PB-A3	28	0
PB-A6	23	0
PB-B5	38	0
PB-C6	22	0

Tabla A-39. Relación Demanda-Capacidad máxima en las vigas más desfavorables, posterior al redimensionado de las vigas, caso de estudio PB-B5 para edificio de 6 pisos. Fuente: Elaboración propia.

Piso	Viga	RDC Máximo
Techo	B5-B6	1,07
6		0,91
5		0,89
4		0,91
3		0,92
2		0,95
1		0,96
Techo	B5-B4	1,19
6		0,89
5		0,89
4		0,91
3		0,92
2		0,94
1		0,96
Techo	B5-A5	1,34

6		1,42
5		1,43
4		1,48
3		1,55
2		1,64
1		1,86
Techo		1,44
6	B5-C5	1,48
5		1,5
4		1,55
3		1,62
2		1,7
1		1,95