



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
INGENIERÍA CIVIL – ESTRUCTURAS

**EVALUACIÓN Y CLASIFICACIÓN POR COLAPSO POTENCIAL DE EDIFICIOS
CON PLANTA BAJA DÉBIL EN LA CIUDAD DE MÉXICO**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
ING. RICARDO ORDAZ MIRANDA

TUTOR:
DR. EDUARDO REINOSO ANGULO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA

CIUDAD UNIVERSITARIA, CDMX. AGOSTO DE 2023



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Héctor Guerrero Bobadilla
Secretario: Dr. Marcos Mauricio Chávez Cano
1 er. Vocal: Dr. Eduardo Reinoso Angulo
2 do. Vocal: Dr. Mauro Pompeyo Niño Lázaro
3 er. Vocal: Dr. Adrián Pozos Estrada

Lugar o lugares donde se realizó la tesis:

Instituto de Ingeniería, UNAM. Ciudad Universitaria. Ciudad de México

TUTOR DE TESIS:

DR. EDUARDO REINOSO ANGULO

FIRMA

DEDICATORIA

A mis abuelos, Lino e Imelda, por ser todo un ejemplo de vida para la familia y por haber sembrado en mí la fortaleza para afrontar cada nuevo reto que se presente y siempre seguir adelante.

A mi padre, Roberto, por el apoyo, consejos y enseñanzas que dejaste en mí.

A mi madre, Gloria, por todo el apoyo y amor que me has brindado en la vida y sobre todo, por enseñarme a luchar cada batalla a través de tu gran ejemplo con esfuerzo, dedicación y sacrificio.

A mis padrinos, Óscar y Amelia, por todo el apoyo que me han brindado en todo este tiempo.

A mi hermano, Juan, por ser parte de mi vida y siempre creer en mí.

AGRADECIMIENTOS

A Dios, por permitirme concluir esta etapa de mi vida a pesar de todos los obstáculos que se presentaron.

A la Universidad Nacional Autónoma de México y a la Facultad de Ingeniería por abrir sus puertas conmigo y formarme como profesionista.

Al Instituto de Ingeniería de la UNAM, por brindarme el espacio y facilidades para la realización de esta tesis.

Al Dr. Eduardo Reinoso, por sus comentarios, confianza y todo el apoyo brindado durante el desarrollo de esta tesis.

Al Dr. Eric Espinosa, por su ayuda, tiempo y valiosos comentarios en cada una de las revisiones de esta tesis.

A todos mis sinodales, Dr. Héctor Guerrero, Dr. Marcos Chávez, Dr. Mauro Niño y Dr. Adrián Pozos por todos sus comentarios que ayudaron a enriquecer el contenido de este trabajo.

Al Consejo Nacional de Humanidades Ciencias y Tecnologías (CONAHCYT) por la beca que me otorgó durante mis estudios de Maestría y que han sido parte importante en el desarrollo de esta tesis.

A todos mis amigos que me han brindado su apoyo en este viaje, por su confianza y sabios consejos para emprender y concluir esta etapa de mi vida y con especial agradecimiento a aquellas personas más cercanas...Abel, Arlette y Max.

RESUMEN

El 19 de septiembre de 2017 ocurrió un evento sísmico de gran magnitud ($M_w = 7.1$) que afectó a un gran número de construcciones en la Ciudad de México. Por segunda ocasión, se tuvo un panorama similar al evento sísmico ocurrido el mismo día y mes pero del año 1985. Los daños que se recabaron gracias a la intervención de profesionales de la ingeniería fueron registrados en una base de datos, en la cual fue posible identificar algunos tipos de deficiencias estructurales presentes en los edificios. Estas deficiencias estructurales se refieren a características que afectan a las estructuras, ya sea que estén presentes desde su construcción o que se adquieran a lo largo de su vida útil, lo que implica que los edificios desarrollen una respuesta estructural diferente a la que fue obtenida en con el diseño.

Estudios estadísticos de la base de datos mostraron al menos 119 casos de edificaciones que presentaron la patología de planta baja débil (PBD) de manera aislada de otras patologías. A su vez, también fue posible distinguir un alto número de casos en los cuales las edificaciones presentaron la combinación de, al menos, dos tipos de patologías estructurales.

De acuerdo con algunas investigaciones realizadas en la Ciudad de México, la PBD ha tenido grandes repercusiones en el tema de daños, específicamente cuando las estructuras están sometidas a acciones sísmicas, lo cual ha mantenido a dicha patología como un foco de estudio en temas de la Ingeniería Estructural.

Ante los daños que presentan las estructuras con PBD, que van desde moderados, graves y hasta el colapso total, se tiene la interrogante de ¿Cómo se puede clasificar a la PBD con respecto al daño que podría presentarse en estructuras que aún están en pie y que poseen esta patología? y, a su vez, como complemento de la interrogante anterior, surge la cuestión de ¿Cómo puede identificarse a las estructuras que requieren atención prioritaria cuando existen dos o más casos con PBD?

Por lo anterior, en esta tesis se han elegido tres modelos estructurales basados en la configuración geométrica y estructural de edificios con PBD que presentaron grandes daños por sismo de acuerdo con la base de datos recabada por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, II-UNAM y del Instituto para la Seguridad de las Construcciones, ISC, con cinco niveles y estructurados mediante marcos de concreto reforzado y muros de mampostería.

Se presenta la aplicación de metodologías para la evaluación de la PBD de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) del año 2020 (GCM, 2020a), así como la aplicación de la metodología para la clasificación de riesgo potencial de colapso de estructuras (FEMA, 2018) plasmadas en normativas internacionales (ASCE, 2017) y la validación de una metodología alterna para la subcategorización de este tipo de estructuras desarrollada por el II-UNAM y la empresa Evaluación de Riesgos Naturales (ERN) en el año 2020 (ERN, 2020). Así mismo, se presenta la verificación del diseño estructural de los modelos bajo los reglamentos por los cuales fueron construidos los edificios reales (GDF, 1976) de acuerdo con la información recabada en la base de datos.

Con el propósito de obtener una metodología completa para la clasificación de la PBD en edificios de la Ciudad de México, se revisan y comparan los resultados obtenidos con la metodología propuesta como alternativa al FEMA P-2018, (FEMA, 2018), identificando tres tipos de clasificación de la PBD: intensa, moderada y ligera, correspondientes a excepcionalmente alta probabilidad de colapso, alta probabilidad de colapso y bajo probabilidad de colapso, respectivamente.

Se concluye que las modificaciones realizadas en el procedimiento del FEMA P-2018 y las adaptadas de los criterios y lineamientos establecidos en el RCDF-2020 permiten obtener resultados congruentes en cada uno de los modelos del análisis, y que resulta en una propuesta confiable para la organización de inventarios de estructuras con la patología de PBD con elementos suficientes para la distinción de los edificios que requieran atención prioritaria sobre otros. Adicionalmente se discute la importancia de este tipo de revisiones para reducir el impacto de futuros desastres e impulsar el mejoramiento de programas para la mitigación de este tipo de patologías presentes en las estructuras.

ABSTRACT

On September 19, 2017, a large-magnitude seismic event ($M_w=7.1$) occurred that affected a large number of buildings in Mexico City. For the second time, there was a panorama like the seismic event that occurred on the same day and month but in 1985. The damages that were collected thanks to the intervention of engineering professionals were recorded in a database, in which it was possible to identify some types of structural deficiencies present in buildings. These structural deficiencies refer to characteristics that affect the structures, whether they are present since their construction or acquired throughout their useful life, which implies that buildings develop a different structural response from that obtained in with the design.

Statistical studies of the database showed at least 119 cases of buildings that presented weak ground floor pathology (PBD) in isolation from other pathologies. In turn, it was also possible to distinguish a high number of cases in which the buildings presented the combination of at least two types of structural pathologies.

According to some investigations conducted in Mexico City, PBD has had great repercussions on the subject of damage, specifically when structures are subjected to seismic actions, which has kept said pathology as a focus of study on issues of Structural engineering.

Given the damages presented by structures with PBD, which range from moderate, serious and to total collapse, there is the question of how PBD can be classified with respect to the damage that could occur in structures that are still standing and who have this pathology? and, in turn, as a complement to the previous question, the question arises: How can the structures that require priority attention be identified when there are two or more cases with PBD?

Therefore, in this thesis three structural models have been chosen based on the geometric and structural configuration of buildings with PBD that presented great damage by earthquake according to the database compiled by the Institute of Engineering of the UNAM, II-UNAM. and the Institute for Construction Safety, ISC, with five levels and structured by reinforced concrete frames and masonry walls.

The application of methodologies for the evaluation of the PBD is presented in accordance with the Construction Regulations of the Federal District (RCDF) of the year 2020 (GCM, 2020a), as well as the application of the methodology for the classification of potential risk of collapse of structures (FEMA, 2018) embodied in international regulations (ASCE, 2017) and the validation of an alternative methodology for the subcategorization of this type of structure developed by II-UNAM and Evaluacion de Riesgos Naturales (ERN) in 2020 (ERN, 2020). Likewise, the verification of the structural design of the models is presented under the regulations by which the real buildings were built (GDF, 1976) according to the information collected in the database.

In order to obtain a complete methodology for the classification of PBD in buildings in Mexico City, the results obtained with the proposed methodology as an alternative to FEMA P-2018 (FEMA, 2018) are reviewed and compared, identifying three types PBD classification: intense, moderate and light, corresponding to exceptionally high probability of collapse, high probability of collapse and low probability of collapse, respectively.

It is concluded that the modifications made in the FEMA P-2018 procedure and those adapted from the criteria and guidelines established in the RCDF-2020 allow obtaining consistent results in each of the analysis models, and that it results in a reliable proposal for the organization of inventories of structures with PBD pathology with sufficient elements to distinguish buildings that require priority attention over others. Additionally, the importance of this type of revisions is discussed to reduce the impact of future disasters and promote the improvement of programs for the mitigation of this type of pathologies present in the structures.

CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA.....	4
1.2	OBJETIVO GENERAL	5
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
1.4	JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES.....	5
2.	LA PLANTA BAJA DÉBIL	7
2.1	ANTECEDENTES	7
2.2	DEFINICIÓN	7
2.3	ESTADO DEL ARTE	10
2.4	DAÑOS POR SISMO EN EDIFICIOS CON PBD	14
3.	LA PLANTA BAJA DÉBIL EN MÉXICO	21
3.1	CONTEXTO HISTÓRICO	21
3.2	LA ARQUITECTURA MODERNA Y LOS ORÍGENES DE LA PBD	21
3.3	LA PROBLEMÁTICA DE LA PBD EN LA CIUDAD DE MÉXICO	22
3.4	SISMOS HISTÓRICOS EN MÉXICO Y SU REPERCUSIÓN EN LOS REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIÓN.....	25
3.5	ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DAÑOS OCASIONADOS POR EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017	29
4.	DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS.....	33
4.1	MODELOS DE ANÁLISIS	33
4.2	MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA PLANTA BAJA DÉBIL.....	35
4.3	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	36
4.4	EVALUACIÓN DE LA PBD (GCM, 2020b).....	36
4.5	SUBCATEGORIZACIÓN DE LA PBD (ERN, 2020).....	39
4.6	EVALUACIÓN SÍSMICA DE RIESGO POR COLAPSO POTENCIAL (FEMA, 2018).....	41
4.7	EVALUACIÓN SÍSMICA Y CLASIFICACIÓN POR RIESGO POTENCIAL DE COLAPSO EN EDIFICIOS CON PBD (RCDF, 2020).....	48
5.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS	65
5.1	DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	65
5.2	EVALUACIÓN DE LA PBD (GCM, 2020b).....	87
5.3	SUBCATEGORIZACIÓN DE LA PBD (ERN, 2020).....	95
5.4	EVALUACIÓN SÍSMICA POR COLAPSO POTENCIAL (FEMA, 2018).....	97
5.5	EVALUACIÓN SÍSMICA Y CLASIFICACIÓN POR RIESGO POTENCIAL DE COLAPSO EN EDIFICIOS CON PBD, FEMA-RCDF	107
	CONCLUSIONES	117
	REFERENCIAS	119

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 Colapso de la planta baja y giro global del Hotel New Society, en Filipinas (Hernández y López, 2007).....	1
Figura 1.2 Colapso de edificios con planta baja débil en el centro de la ciudad de Puebla (Tena, 2004)....	2
Figura 1.3 Daños en edificios con irregularidad en elevación (Tena, 2010).....	2
Figura 1.4 Colapso de edificio con irregularidad en planta en la Ciudad de México (Tena, 2010).....	3
Figura 1.5 Daños en edificios con patología de columna corta. (Beauperthuy y Urich, 2011).....	3
Figura 1.6 Daños en edificios con problemas de golpeteo (Astorga y Rivero, 2009).....	4
Figura 2.1 Diferencia de deformaciones en una estructura homogénea y una con planta baja débil (Guevara, 2012).....	8
Figura 2.2 Comparación de rigideces por entrepiso (GCM, 2020b)	9
Figura 2.3 Planta baja débil (GCM, 2020b)	9
Figura 2.4 Entrepiso alto (ASCE, 2017)	10
Figura 2.5 Hotel Carrillo después del terremoto de 1925, California (Freeman, 1932).....	11
Figura 2.6 Daños en el hospital Olive View, sismo de San Fernando, 1971 (Páez <i>et al.</i> , 2017)	14
Figura 2.7 Daños en edificio con PBD, sismo de Valparaíso, 1985 (Páez <i>et al.</i> , 2017)	15
Figura 2.8 Daños en edificios con PBD, sismo de Michoacán, 1985 (Forbes, 2015)	16
Figura 2.9 Daños en edificio con PBD, sismo de San Salvador, 1986 (Álvarez, 1987)	16
Figura 2.10 Daños en edificios con PBD, sismo de Northridge, 1994 (Páez <i>et al.</i> , 2017).....	17
Figura 2.11 Configuración típica de edificios con PBD dañados en el sismo de Perú, 2007 (Páez <i>et al.</i> , 2017).....	17
Figura 2.12 Edificio colapsado por problemas de PBD en el sismo de Haití, 2010 (Páez <i>et al.</i> , 2017)	18
Figura 2.13 Daños y colapso de edificaciones con problemas de PBD en el sismo de Chile, 2010 (Hernández, 2012).....	19
Figura 2.14 Aplastamiento del primero nivel en edificaciones con PBD en el sismo de Ecuador, 2016 (Lotto y Stein, 2016)	19
Figura 2.15 Daños y colapso de edificaciones con problemas de PBD en el sismo de México, 2017 (proporcionado por II-UNAM)	20
Figura 3.1 La Villa Savoye, París 1929 (SMIE, 2019)	22
Figura 3.2 Sismicidad en México (SSN, 2020).....	25
Figura 3.3 Tipos de sismos que afectan a la CDMX (Reinoso, 2007)	26
Figura 3.4 Daños por el sismo de 1941 (Bracamontes, 2015).....	27
Figura 3.5 Daños por el sismo de 1957 (Pavón y Salcido, 2019)	28
Figura 3.6 Daños por el sismo de 1985 (Pavón y Salcido, 2019)	28
Figura 3.7 Daños por el sismo de 2017 (Pavón y Salcido, 2019)	29
Figura 3.8 Clasificación de las Patologías Estructurales de la base de datos	30
Figura 3.9 Zonas más afectadas de la Ciudad de México	30
Figura 3.10 Tipo de daños presentes en los edificios con PBD de la base de datos	31
Figura 3.11 Reglamento de construcción utilizado en los inmuebles de la base de datos	31
Figura 3.12 Clasificación de los inmuebles de la base de datos por número de niveles	32
Figura 3.13 Clasificación de la base de datos por el tipo de estructuración.....	32
Figura 4.1 Planta baja del modelo estructural, cotas en metros.	33
Figura 4.2 Planta de departamentos “Tipo” del modelo estructural, cotas en metros	34
Figura 4.3 a) Edificio ubicado en Juan Sánchez Azcona no. 441, Benito Juárez y b) Edificio ubicado en Tokio no. 517, Benito Juárez.....	35
Figura 4.4 Factor de reducción Q' para estructuras con PBD.....	39
Figura 4.5 Subcategorización de la PBD.....	40
Figura 4.6 a) Mecanismo de falla 1, b) Mecanismo de falla 2, ambos para marcos de concreto reforzado (adaptado del FEMA, 2018).....	43
Figura 4.7 Valores para el factor de masa efectiva (FEMA, 2018)	44

Figura 4.8 Valores para el coeficiente α (FEMA, 2018).....	45
Figura 4.9 Factores de demanda de distorsión (FEMA, 2018).....	46
Figura 4.10 Capacidad de rotación plástica para columnas (FEMA, 2018).....	46
Figura 4.11 Capacidad de rotación plástica para conexiones losa-columnas (FEMA, 2018).....	47
Figura 4.12 Calificación de la columna con respecto a la relación demanda/capacidad (FEMA,2018)....	47
Figura 4.13 Definición de los puntos críticos para la respuesta de columnas no dúctiles (Amirsardari et al., 2016).....	50
Figura 4.14 Mecanismo de falla propuesto para la evaluación del cortante basal	57
Figura 4.15 Coeficiente a para la clasificación de suelos.....	60
Figura 5.1 Estructura 3D del modelo 1	67
Figura 5.2 Planta del primer entrepiso del modelo 1	68
Figura 5.3 Planta del segundo al quinto entrepiso del modelo 1	68
Figura 5.4 a) Espectros de diseño elásticos, b) Espectros de diseño reducidos	71
Figura 5.5 Espectros de diseño para el terreno tipo III	72
Figura 5.6 Formas modales, modelo 1	74
Figura 5.7 a) Cortante basal dirección X, b) Cortante basal dirección Y, modelo 1	75
Figura 5.8 a) Desplazamientos dirección X, b) Desplazamientos dirección Y, modelo 1	76
Figura 5.9 a) Distorsiones de entrepiso dirección X, b) Distorsiones de entrepiso dirección Y, modelo 1	76
Figura 5.10 a) Rigideces de entrepiso dirección X, b) Rigideces de entrepiso dirección Y, modelo 1	77
Figura 5.11 Comparación de distorsiones de entrepiso: Estructura con PBD vs Estructura regular	78
Figura 5.12 Comparación de rigideces: Estructura con PBD vs Estructura regular.....	78
Figura 5.13 Detalle del armado de columnas para el modelo 1, cotas en centímetros.....	80
Figura 5.14 Detalle del armado de vigas para el modelo 1, cotas en centímetros.....	82
Figura 5.15 a) Cortante basal, modelo 2, b) Cortante basal, modelo 3	84
Figura 5.16 a) Desplazamientos máximos, modelo 2, b) Desplazamientos máximos, modelo 3	84
Figura 5.17 a) Distorsiones de entrepiso del modelo 2, b) Distorsiones de entrepiso del modelo 3.....	85
Figura 5.18 a) Rigideces de entrepiso del modelo 2, b) Rigideces de entrepiso del modelo 3	85
Figura 5.19 Detalle del armado de columnas para el modelo 2 y 3, cotas en centímetros.....	86
Figura 5.20 Espectros de diseño elástico y reducido para la ubicación de los modelos de análisis.....	91
Figura 5.21 Distorsiones de entrepiso para una estructura con PBD, NTC-DS sección 5.5	94
Figura 5.22 Subcategorización de la PBD.....	96
Figura 5.23 Discretización de la estructura para el análisis FEMA P-2018, modelo 1.....	98
Figura 5.24 Diagrama de interacción para la columna de 0.30x0.30 m, modelo 1	108
Figura 5.25 Falla gobernante para columnas, modelo 1.....	110
Figura 5.26 Mecanismo de falla para las columnas, modelo 1	110

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 4.1 Clasificación de los suelos (ASCE, 2016).....	60
Tabla 4.2 Análisis de sensibilidad del coeficiente C_1 en función del factor a	60
Tabla 4.3 Determinación de la velocidad de onda de corte para sitios de la Ciudad de México.....	61
Tabla 4.4 Valores de a propuestos para los tipos de suelo de la Ciudad de México	62
Tabla 5.1 Dimensiones de los elementos estructurales, Modelo 1	65
Tabla 5.2 Dimensiones de los elementos estructurales, Modelo 2	65
Tabla 5.3 Dimensiones de los elementos estructurales, Modelo 3	65
Tabla 5.4 Cargas de diseño para entrepiso, modelo 1	69
Tabla 5.5 Cargas de diseño para azotea, modelo 1	70
Tabla 5.6 Zonas más afectadas por el sismo del 19/S/2017	70
Tabla 5.7 Componentes del espectro de diseño.....	71
Tabla 5.8 Combinaciones de carga.....	72
Tabla 5.9 Periodos y formas modales, modelo 1	73
Tabla 5.10 Cortante basal mínimo.....	74
Tabla 5.11 Armado de columnas para el modelo 1	79
Tabla 5.12 Revisión por carga axial	80
Tabla 5.13 Revisión por fuerza cortante.....	80
Tabla 5.14 Armado de vigas para el modelo 1	81
Tabla 5.15 Revisión por fuerza cortante en vigas	82
Tabla 5.16 Revisión por flexión en vigas	82
Tabla 5.17 Periodos y formas modales, modelo 2 y 3.....	83
Tabla 5.18 Revisión de columnas modelos 2 y 3	86
Tabla 5.19 Pesos por nivel, modelo 1.....	88
Tabla 5.20 Pesos por nivel, modelo 2.....	88
Tabla 5.21 Pesos por nivel, modelo 3.....	89
Tabla 5.22 Rigidez lateral de cada entrepiso, modelo 1	89
Tabla 5.23 Rigidez lateral de cada entrepiso, modelo 2	90
Tabla 5.24 Rigidez lateral de cada entrepiso, modelo 3	90
Tabla 5.25 Capacidad resistente a cortante de las columnas, modelo 1	92
Tabla 5.26 Capacidad resistente a cortante de muros en dirección X, modelo 1	92
Tabla 5.27 Capacidad resistente a cortante de muros en dirección Y, modelo 1	92
Tabla 5.28 Evaluación de la PBD en dirección X, modelo 1	93
Tabla 5.29 Evaluación de la PBD en dirección Y, modelo 1	93
Tabla 5.30 Evaluación de la PBD en dirección X, modelo 2	94
Tabla 5.31 Evaluación de la PBD en dirección Y, modelo 2	94
Tabla 5.32 Evaluación de la PBD en dirección X, modelo 3	95
Tabla 5.33 Evaluación de la PBD en dirección Y, modelo 3	95
Tabla 5.34 Subcategorización de la PBD	96
Tabla 5.35 Tipos de columnas para el análisis, modelo 1	98
Tabla 5.36 Discretización de marcos para el análisis, modelo 1	98
Tabla 5.37 Cargas por gravedad actuantes para las columnas, modelo 1.....	99
Tabla 5.38 Valores de los esfuerzos esperados para los materiales, modelo 1.....	99
Tabla 5.39 Resistencia a flexión y cortante de las columnas, modelo 1	99
Tabla 5.40 Resistencia a flexión y cortante de las vigas, modelo 1	100
Tabla 5.41 Cálculo del cortante plástico en columnas, modelo 1	100
Tabla 5.42 Cortante en la base, mecanismo 1	100
Tabla 5.43 Cortante en la base, mecanismo 2	101
Tabla 5.44 Periodo efectivo de la estructura, modelo 1	101
Tabla 5.45 Demandas de distorsiones para los componentes críticos, modelo 1	102

Tabla 5.46	Capacidad de distorsiones para los componentes críticos, modelo 1	103
Tabla 5.47	Evaluación de colapso potencial para los componentes críticos, modelo 1	103
Tabla 5.48	Evaluación de colapso potencial para los componentes críticos, modelo 2	105
Tabla 5.49	Evaluación de colapso potencial para los componentes críticos, modelo 3	105
Tabla 5.50	Cargas por gravedad actuantes para las columnas, modelo 1.....	107
Tabla 5.51	Valores de los esfuerzos esperados para los materiales, modelo 1.....	108
Tabla 5.52	Resistencia a flexión y cortante de las columnas, modelo 1	108
Tabla 5.53	Resistencia a flexión y cortante de las vigas, modelo 1	109
Tabla 5.54	Cálculo del cortante plástico en columnas, modelo 1	109
Tabla 5.55	Falla gobernante en la columna, mecanismo 1	109
Tabla 5.56	Periodo efectivo de la estructura, modelo 1	111
Tabla 5.57	Demandas de distorsiones para los componentes críticos, modelo 1	112
Tabla 5.58	Capacidad de distorsiones para los componentes críticos, modelo 1	112
Tabla 5.59	Evaluación de colapso potencial para los componentes críticos, modelo 1	113
Tabla 5.60	Evaluación de colapso potencial para los componentes críticos, modelo 2	114
Tabla 5.61	Evaluación de colapso potencial para los componentes críticos, modelo 3	115
Tabla 5.62	Resumen de los resultados	116

1. INTRODUCCIÓN

Derivado de la constante actividad sísmica en gran parte del mundo, se han logrado detectar diferentes tipos de daños en las edificaciones, que van desde daños ligeros, normalmente presentes en elementos no estructurales (recubrimientos, acabados, muros divisorios, etc.) hasta daños graves que suelen presentarse en elementos estructurales (columnas, vigas, losas, etc.). Estos últimos pueden perjudicar el desempeño de las estructuras, llevándolas al colapso parcial o total, que dependerá del diseño sismo-resistente de cada estructura.

El concepto de patología evoca el área de la medicina en la que se estudian los tejidos enfermos, sus síntomas y las causas que los producen, por ello, al abordar el concepto de “patología estructural”, la palabra no pierde su significado, ya que éstas, de alguna manera enferman a las estructuras. En el área de la ingeniería, pueden abordarse dos tipos de patologías estructurales: existen las patologías congénitas, es decir, cuando la estructura nace con ellas, y también las patologías que adquiere a lo largo de su vida útil. (Buendía y Reinoso, 2019)

De acuerdo con diversos estudios de daños en edificaciones realizados en diferentes partes del mundo, se ha logrado identificar y caracterizar algunos tipos de patologías estructurales que se presentan con frecuencia en construcciones de vivienda como casas-habitación y edificios departamentales, cuyos problemas de daños se relacionan directamente con las irregularidades en geometría y el tipo de estructuración. A continuación se describen algunas de las patologías más relevantes de acuerdo con los daños provocados por sismos en los últimos años.

Asimetría de esquina. Se presenta frecuentemente en estructuras ubicadas en intersecciones de vialidades (esquinas), y que por lo general tienen dos muros de fachadas y dos muros de colindancia, lo cual origina una diferencia de rigidez y resistencia de los muros de fachada con respecto a los de colindancia. La diferencia de rigidez provoca una excentricidad en la estructura, que ocasiona efectos de torsión cuando la construcción está sujeta a eventos sísmicos. En la Figura 1.1 se observa el tipo de daño que puede sufrir una estructura cuando presenta esta patología.



Figura 1.1 Colapso de la planta baja y giro global del Hotel New Society, en Filipinas (Hernández y López, 2007)

Planta baja débil. Se presenta por diferencia de rigidez entre los diferentes niveles de una estructura, comúnmente siendo la planta baja la que posee la menor rigidez, provocando que dicha planta se encuentre sometida a grandes demandas de desplazamientos, lo cual hace que el comportamiento real de un edificio tienda a ser muy diferente con respecto al comportamiento de diseño. En la Figura 1.2 se observan los daños en una estructura con planta baja débil después de la acción de un sismo, en la cual es evidente el colapso del primer entrespiso.



Figura 1.2 Colapso de edificios con planta baja débil en el centro de la ciudad de Puebla (Tena, 2004)

Irregularidad en elevación. Es una patología estructural que se presenta cuando no existe una alineación de los elementos verticales resistentes a las cargas inducidas por un sismo, lo que provoca que los niveles no se encuentren alineados, es decir, cambios geométricos de una planta con respecto de otra. Esto conduce a una deficiencia en el sistema resistente a las fuerzas laterales generadas por la acción de sismos provocada por la descompensación entre los pesos de cada entrepiso. En la Figura 1.3 se observan los daños que puede causar este tipo de patología estructural.



Figura 1.3 Daños en edificios con irregularidad en elevación (Tena, 2010)

Irregularidad en planta. Este tipo de patología estructural tiene su origen desde el proyecto arquitectónico, ya que contempla a geometrías alargadas, sistemas de piso con aberturas grandes, con entrantes y salientes, etc. En términos generales implica que la planta del edificio difiere de tener una forma regular que trae como consecuencia la tendencia del edificio a girar sobre su eje vertical. En la Figura 1.4 se observa el edificio de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en la Ciudad de México, que presenta una geometría en planta con forma en “T” muy alargada. Este edificio colapsó en el temblor del 19 de septiembre de 1985 debido a problemas de esbeltez de cada una de las alas propiciando fallas por torsión en los pisos superiores. (Tena, 2010)



Figura 1.4 Colapso de edificio con irregularidad en planta en la Ciudad de México (Tena, 2010)

Columna corta. Se presenta cuando existe una restricción parcial del desplazamiento lateral del cuerpo de una columna, que obliga a concentrar la demanda de deformaciones y tensiones en la porción libre de esta. Comúnmente sucede cuando se colocan muros que abarcan sólo una porción de la altura de la columna sin desligarlos previamente de la estructura. En la Figura 1.5 se observa algunos de los daños más comunes en estructuras con este tipo de patología.



Figura 1.5 Daños en edificios con patología de columna corta. (Beauperthuy y Urich, 2011)

Golpeteo. Estrictamente este fenómeno no es considerado como una patología estructural, ya que su ocurrencia depende de la interacción entre dos o más estructuras. Este tipo de fenómeno estructural se presenta durante el movimiento de una estructura cuando está sometida a la acción de un sismo, en el cual una estructura golpea contra otra estructura adyacente, causando daños locales o incluso el colapso total. La característica que lo coloca en la categoría de patología estructural está directamente relacionada con la junta de separación, ya que el problema surge una vez que las estructuras se encuentran construidas y se presenta la acción de un sismo, por tanto, se requiere de una separación mínima para garantizar el movimiento libre entre cada una de las estructuras. Este problema se puede agravar cuando los niveles entre las estructuras no coinciden y puede tenerse el caso de que el sistema de piso de uno de los niveles de una primera estructura golpee directamente en el sistema sismorresistente de una segunda estructura. En la Figura 1.6 se observan los daños que puede causar este tipo de patología estructural.



Figura 1.6 Daños en edificios con problemas de golpeteo (Astorga y Rivero, 2009)

En el presente trabajo se estudia con detalle el caso particular de la patología estructural denominada como “planta baja débil (PBD)”, ya que es una de las que se presentan con mayor frecuencia en los distintos tipos de edificaciones existentes en todo el mundo y, a pesar de tener en cuenta el riesgo al que están expuestas dichas construcciones, aún en la actualidad, debido a la necesidad de proyectos arquitectónicos del tipo vivienda, siguen surgiendo edificaciones con este tipo de deficiencia estructural que pueden tener consecuencias que van desde el colapso parcial hasta el colapso total, y que en ocasiones puede llegar a generar una gran cantidad de pérdidas humanas, derivada de la evacuación de las personas de pisos superiores y el colapso de la planta baja.

1.1 PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La Ciudad de México (CDMX) es considerada a nivel mundial como una de las ciudades con mayor número de habitantes, cuya población en el año 2010 fue de 8,851,080 habitantes (INEGI, 2020) y que pasó a tener la cantidad de 9,209,944 habitantes en el año 2020 (INEGI, 2020), por lo cual ha existido la necesidad de construir un gran número de edificaciones que puedan albergar a toda la población. Adicionalmente, debido a la alta actividad sísmica de la región y aunado a las características poco favorables del subsuelo de la zona de lago, es necesario llevar a cabo el correcto análisis y diseño de las edificaciones, evitando en la mayoría de lo posible, concebir construcciones que desde su diseño arquitectónico incluyan deficiencias estructurales como las patologías ya mencionadas, o bien, realizar análisis rigurosos con el fin de garantizar que la respuesta del edificio sea lo más cercana posible con la realidad.

Con el paso del tiempo, gracias al avance e investigación de la ingeniería estructural, se tienen reglamentos más completos que involucran criterios de evaluación para estructuras con formas irregulares, tal es el caso del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), del año 2020 (GCM, 2020a) que contempla factores que amplifican las demandas correspondientes para estructuras que se consideran irregulares o muy irregulares. Sin embargo, aún existe un gran número de edificios que se construyeron con reglamentos antiguos y que presentan alguna de las patologías estructurales que se abordan en la sección anterior, y que hoy se encuentran vulnerables ante futuros eventos sísmicos.

El presente trabajo evalúa el comportamiento que tienen los edificios con PBD y que se encuentran desplantados en suelo de la Ciudad de México, revisando con detalle la respuesta estructural de modelos de análisis en función de desplazamientos, distorsiones y rigideces, como indicadores de daño de los edificios afectados por el sismo del 19 de septiembre de 2017 y que forman parte de la base de datos recabada por el Instituto para la Seguridad de las Construcciones (ISC) y el Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM), dando continuidad a las siguientes preguntas de gran relevancia en materia de ingeniería estructural:

- ¿Qué repercusiones existen en los edificios construidos en la Ciudad de México después de estar sometidos a la acción de grandes sismos, como en el caso del ocurrido el pasado 19 de septiembre de 2017?
- ¿Qué se puede hacer para atender las necesidades de edificaciones que presentan la condición de planta baja débil desplantadas en la Ciudad de México?
- ¿Cuáles son los edificios con PBD que requieren atención prioritaria?

1.2 OBJETIVO GENERAL

El objetivo de esta tesis es proponer una metodología para la evaluación y clasificación de la PBD, utilizando el enfoque establecido en la normativa aplicable a la Ciudad de México que permita conocer la probabilidad de colapso en cada una de las estructuras analizadas en relación con el nivel de atención prioritaria.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para alcanzar el objetivo general se plantearon objetivos específicos desarrollados en cada uno de los capítulos de esta tesis, descritos a continuación:

- Revisar el concepto general de la patología estructural denominada PBD, su definición, sus características más importantes y los daños potenciales en estructuras que tienen este tipo de patología. Adicionalmente, proporcionar una síntesis sobre las investigaciones más relevantes realizadas a nivel internacional y que servirán para el desarrollo de esta tesis.
- Proporcionar una síntesis sobre las construcciones con PBD en México, los daños en construcciones con este tipo de patología estructural como consecuencia de la acción de sismos, y el tipo de construcciones más afectadas en un estudio realizado para la Ciudad de México.
- Proporcionar una descripción detallada de las características de los modelos estructurales utilizados y de los métodos de análisis para la evaluación de la PBD y del riesgo potencial al colapso en estructuras compuestas por sistemas de marcos rígidos de concreto reforzado.
- Revisar el estado de los modelos de análisis bajo el reglamento por el cual fueron diseñadas las estructuras descritas en el capítulo 4 y mostrar los resultados más relevantes de la aplicación de cada una de las diferentes metodologías utilizadas para la evaluación y la clasificación de la PBD.

1.4 JUSTIFICACIÓN Y ALCANCES

El crecimiento demográfico en todo el mundo ha ocasionado la excesiva construcción de edificios tanto para uso habitacional como para el ámbito laboral. En la Ciudad de México, la mayoría de los edificios de este tipo se construyen bajo el sistema estructural basado en marcos ortogonales de concreto reforzado, cuya altura varía comúnmente entre 5 y 10 niveles cuando son destinados a viviendas. Gran cantidad de estas construcciones presentan espacios abiertos en la zona de la planta baja, que en su mayoría de veces, tienen la función de servir como estacionamientos o espacios para locales comerciales, lo cual impide el correcto

desempeño del comportamiento estructural debido a la gran variación de rigidez que existe entre el entrepiso de la planta baja con respecto a los niveles superiores.

Adicional a lo anterior, existen otros factores presentes en estructuras y que afectan su comportamiento, como la falta de conocimiento en la conceptualización de los edificios y la autoconstrucción sin supervisión profesional (ingeniero/arquitecto). Estos factores han permitido que se lleven a cabo procesos constructivos deficientes y errores en el diseño del proyecto, que pueden ocasionar problemas a futuro en las estructuras, como los ya conocidos problemas de irregularidad o patologías estructurales. Es por ello, que las normativas de construcción se han encargado de implementar la revisión de dichos problemas estructurales con la finalidad de minimizar la frecuencia de estos y mejorar la seguridad de las construcciones, por lo cual, existen una serie de requisitos para conocer la viabilidad de los proyectos desde el análisis estructural y evitar el desconocimiento de errores relacionados con la resistencia y estabilidad de las estructuras.

La ocurrencia de sismos de gran magnitud ha permitido tener registros sobre las fallas estructurales en las edificaciones. Así mismo, el registro de daños en edificaciones desplantadas en la Ciudad de México muestra las deficiencias estructurales más comunes presentes en edificios construidos con reglamentos anteriores, cuyo desempeño ante la acción de sismos ha sido desfavorable e, incluso, se ha agravado el nivel de daño esperado, y que de acuerdo con la información recabada hasta el día de hoy, se tiene un gran número de inmuebles que se encuentran con la patología de planta baja débil y, por ende, son vulnerables ante futuros eventos sísmicos, representando un peligro latente en el ámbito social y económico.

De acuerdo con la información recabada por el ISC y el II-UNAM (Buendía y Reinoso, 2019), se tienen al menos 119 casos de este tipo estructuras que requieren atención y que cuyos daños van desde ligeros hasta el colapso parcial o total. La trascendencia de esta tesis radica en concientizar en la importancia de realizar evaluaciones en las estructuras con planta baja débil y resaltar la necesidad de desarrollar metodologías que permitan clasificar a esta patología en relación con la atención prioritaria requerida por cada inmueble, lo cual permite crear inventarios con la información necesaria para poder dar atención en temas de rehabilitación y reforzamiento a edificaciones que más lo requieran y, posteriormente, atender el resto de edificaciones con una vulnerabilidad menor que las primeras.

Los alcances de esta tesis se limitan a la evaluación de edificaciones estructuradas con marcos rígidos de concreto reforzado y que han sido el caso más frecuente de edificios dañados de acuerdo con los registros derivados del sismo del 19 de septiembre de 2017. Con la información disponible se evalúan distintas metodologías para poder clasificar la patología de PBD en términos de probabilidad de colapso, utilizando parámetros importantes en el comportamiento estructural como son las demandas y capacidades de resistencia y desplazamientos.

El desarrollo de una metodología para clasificar a las estructuras en orden de atención prioritaria para la Ciudad de México promueve la detección de focos de daños potenciales latentes en este tipo de construcciones y la posibilidad de mitigar los efectos adversos relacionados con las pérdidas, tanto de carácter social como económico.

2. LA PLANTA BAJA DÉBIL

2.1 ANTECEDENTES

A través de los años se han presentado sismos de gran intensidad en diferentes partes del mundo, mismos que han causado grandes daños en construcciones destinadas a viviendas tales como edificios departamentales y casas habitación y que, en bastantes ocasiones, han sufrido colapso parcial o incluso total. Es por ello por lo que la constante investigación de este tipo de siniestros tanto en edificaciones colapsadas como en las que presentaron daños menores, han permitido identificar de una manera más clara las causas más comunes de un inadecuado comportamiento estructural en dichas edificaciones.

El comportamiento estructural de una edificación puede estar comprometido ante la acción de sismos de diferentes maneras, ya sea con respecto a su configuración geométrica, tanto en planta como en elevación, así como en la distribución de los elementos resistentes y no resistentes en la estructura. Además, otro factor de gran relevancia resulta ser las características de los materiales con los que se fabrican los componentes estructurales y las de los materiales que conforman el terreno sobre el cual se desplanta la edificación.

De acuerdo con investigaciones desarrolladas a lo largo de los años, se han identificado algunos de los problemas más comunes relacionados con la configuración geométrica de las edificaciones, las cuales se enlistan a continuación:

- Ausencia de simetría en la geometría global de la estructura
- Variación en la distribución de la masa a lo alto de la edificación
- Presencia de entrantes y salientes en planta y en elevación de la edificación
- Presencia de huecos en sistemas de piso
- Grandes relaciones de esbeltez (largo/ancho) en la planta del edificio

Con respecto a los problemas asociados con la distribución de elementos resistentes y no resistentes, se tiene:

- Variación en resistencia y rigidez perimetrales
- Redundancia o hiperestaticidad
- Localización de núcleos para elevadores y escaleras
- Discontinuidad de resistencia y rigidez en lo alto del edificio

Es importante mencionar que en este trabajo se utiliza el término “patología estructural” para hacer énfasis en las condiciones con las que se construyen las estructuras, es decir, deficiencias estructurales con las cuales se han concebido determinadas estructuras.

2.2 DEFINICIÓN

El fenómeno de entrepiso débil se presenta comúnmente en las edificaciones debido a una inadecuada distribución de la capacidad de resistencia y rigidez en la altura de un edificio, provocando de esta manera que exista un entrepiso más débil que los otros. Esta definición ha sido adaptada en las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, NTC-DS, (GCM, 2020b), del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, RCDF-2020, (GCM, 2020a).

Cuando se presenta una situación en la que el entrepiso con menor rigidez con respecto a los demás corresponde al primer entrepiso de una estructura, se denomina planta baja débil, que generalmente

corresponde a una configuración en la cual los pisos superiores están destinados, generalmente, al uso de habitación y han sido diseñados con muros de carga poco espaciados y regularmente de dimensiones iguales para todos los entrepisos (con excepción del primero), por lo que la resistencia y rigidez de los entrepisos superiores son mayores con respecto al primer entrepiso. Por otra parte, en estos mismos casos, el primer entrepiso se destina a usos comerciales o para estacionamientos, por lo que se requieren de espacios libres, usualmente estructurados con columnas de concreto o acero bastante espaciadas.

El problema de esta patología estructural en los edificios radica en el comportamiento de la estructura, ya que la energía de entrada será absorbida en su mayoría por el primer nivel y la restante será distribuida en los pisos superiores que son más rígidos y, como consecuencia, la planta baja estará sometida a grandes deformaciones. En la Figura 2.1 se muestra la distribución de los desplazamientos entre una estructura regular y una estructura con planta baja débil.

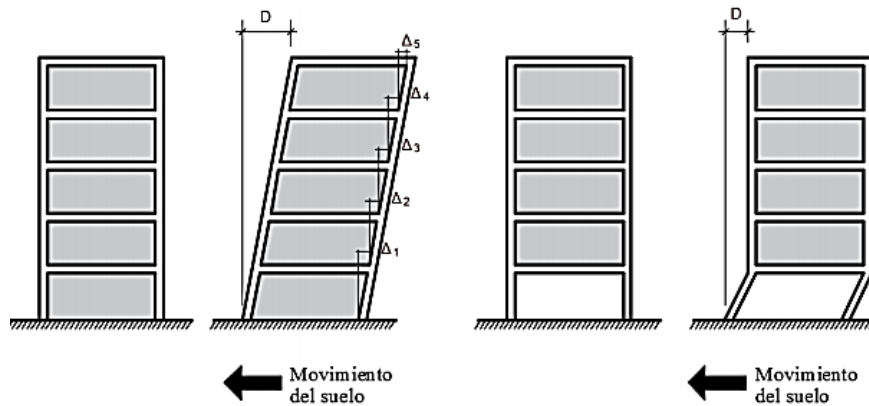


Figura 2.1 Diferencia de deformaciones en una estructura homogénea y una con planta baja débil (Guevara, 2012)

Existen diferentes códigos de construcción que incluyen las revisiones pertinentes para las construcciones que presentan este tipo de deficiencia estructural, entre los cuales destacan las NTC-DS del RCDF-2020 y Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings del American Society of Civil Engineers (ASCE/SEI 41-17). A continuación se describen las definiciones para la patología estructural denominada planta baja débil redactadas dentro de estos códigos de diseño.

Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (GCM, 2020b) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del año 2020 (GCM, 2020a)

Una inadecuada distribución de las resistencias y/o rigideces entre los distintos niveles de un edificio puede provocar que un entrepiso sea mucho más débil que los demás. Un caso particular de esta situación es cuando la planta baja tiene una estructuración diferente a las demás, que generalmente se presenta al destinar el primer nivel para uso del tipo comercial en donde se estructura con columnas de concreto o acero bastante espaciadas logrando tener mayores espacios libres. Por otro lado, los demás niveles suelen destinarse a habitación, diseñados con muros de carga poco espaciados y con dimensiones iguales en todos los pisos, generando que la rigidez y resistencia de los entrepisos superiores sea mayor que en la planta baja (Figura 2.2).

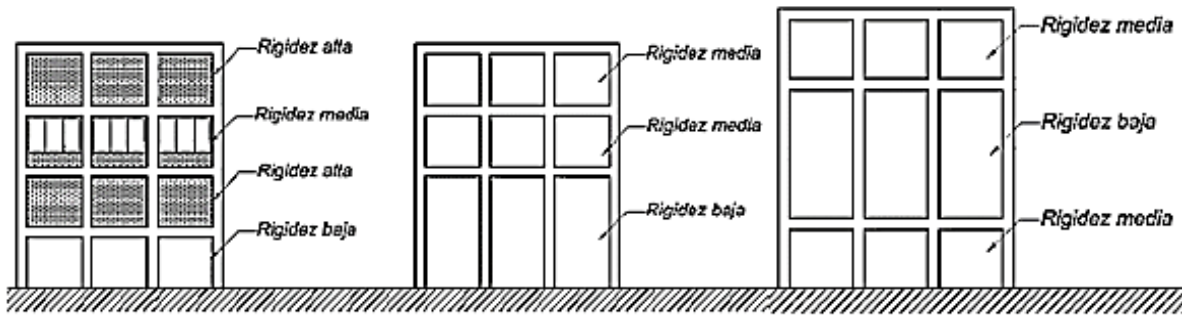


Figura 2.2 Comparación de rigideces por entrepiso (GCM, 2020b)

Para poder identificar si un edificio presenta planta baja débil, las NTC-DS sugieren evaluar la capacidad resistente de cada uno de los niveles que componen a dicha construcción y realizar una serie de comparaciones de los entrepisos tal y como se redacta a continuación:

“Si en un edificio el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado “de planta baja débil”.

Dado que, durante la acción de un sismo, el piso más débil será el más dañado estructuralmente, comprometiendo la estabilidad de los pisos superiores a este. Cuando esto sucede en la planta baja, ésta toma la mayoría de la deformación y por lo tanto del daño que presentaría todo el edificio (Figura 2.3), ya que, al ser menos rígida y/o resistente, se desplaza mucho más de lo que fue considerado en el análisis, modificando totalmente la forma en que se deforma el edificio, comprometiendo la seguridad de todo edificio. (GCM, 2020b)

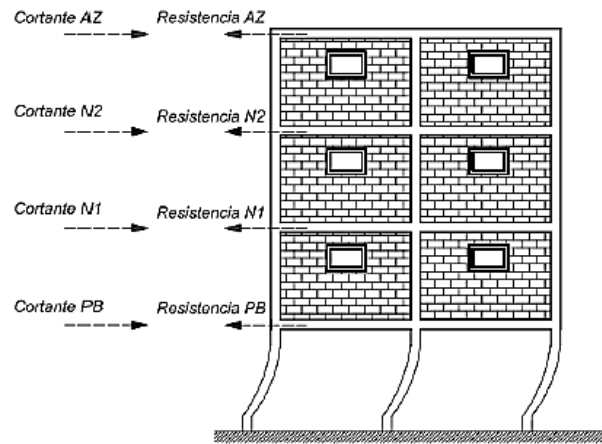


Figura 2.3 Planta baja débil (GCM, 2020b)

Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE, 2017)

Esta condición ocurre comúnmente en edificios comerciales con frentes abiertos con tiendas en la planta baja, hoteles o edificios de oficinas con el primer entrepiso particularmente alto. La Figura 2.4 muestra un ejemplo de planta baja alta. Dichos casos no son necesariamente pisos blandos ya que las columnas altas pueden haber sido diseñadas con la rigidez adecuada, pero es probable que sean pisos blandos si se han diseñado sin tener en cuenta la desviación del nivel. Los entrepisos suaves generalmente surgen debido a un cambio abrupto en la desviación del entrepiso.

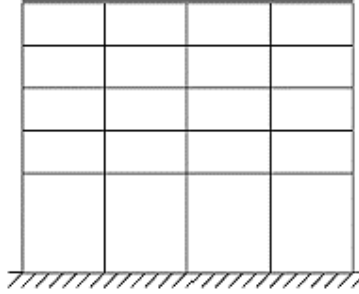


Figura 2.4 Entrepiso alto (ASCE, 2017)

Para evaluar la condición de planta baja débil y verificar si una edificación presenta o no dicha deficiencia estructural, la American Society of Civil Engineers, (ASCE, 2017) propone en uno de los apéndices de su documento, una serie de análisis de comparación entre la rigidez y capacidad resistente de los niveles del edificio, tal y como se enuncia a continuación:

“La rigidez del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso no es menor al 70% de la rigidez del sistema de resistencia sísmica del piso posterior o, no es menor al 80% del promedio de la rigidez del sistema de resistencia sísmica de los tres pisos posteriores. Comúnmente esta condición se presenta en edificios cuyo uso -en la planta baja- es comercial ya que cuentan con grandes exhibidores en lugar de muros. También puede presentarse en hoteles u oficinas con una planta baja particularmente alta. (ASCE, 2017)”

Tanto el RCDF-2020 (GCM, 2020a) como el ASCE (ASCE,2017) proporcionan criterios para poder identificar cuando las estructuras tienen PBD desde su diseño y con ello evitar la construcción de edificaciones que contemplen esta patología desde el inicio de su vida útil. En contraste con lo anterior, en esta tesis se aborda el tema de la clasificación de la intensidad de la PBD en edificios existentes.

2.3 ESTADO DEL ARTE

Existen una gran variedad de ejemplos de este tipo de patología estructural estudiados en todo el mundo. Uno de los primeros casos de esta deficiencia estructural se puede encontrar en la bibliografía clásica titulada “Earthquake damage and earthquake insurance”, estudiado por Freeman (1932) después del terremoto del 29 de junio de 1925 en California, en donde se reportó daños de un edificio identificado con el problema de la planta baja débil, correspondiente al hotel Carrillo, que contaba con 5 niveles y con una planta baja estructurada con columnas de gran altura, lo cual sometió al edificio a presentar una mayor absorción de energía en este primer nivel, que posteriormente se traduce en daño estructural para las columnas de la planta baja (Figura 2.5). Este caso fue de particular interés en virtud de las altas columnas en la planta baja, las cuales sirvieron como soporte semi flexible y fueron dobladas por la resistencia de la superestructura, la que sufrió relativamente poco daño, mientras las paredes y pisos de la porción baja fueron severamente destruidos. (Freeman, 1932)



Figura 2.5 Hotel Carrillo después del terremoto de 1925, California (Freeman, 1932)

Otro caso de gran importancia sucedió en Venezuela después del sismo de 1967, en donde Hanson y Degenkolb reportaron daños en estructuras y establecieron que si hay una zona de debilidad en la ruta de transmisión de fuerzas, o si hay un repentino cambio de rigidez, hay una zona de peligro. Aun cuando la estructura permanezca elástica la respuesta cambiará considerablemente y la distribución de fuerzas a través de la altura de la estructura puede variar sustancialmente de la supuesta distribución triangular. Sin embargo, es aún más crítica cuando la estructura ha empezado a deformarse inelásticamente. Por tanto, si una estructura tiene una porción mucho más flexible bajo una porción rígida, la mayoría de la absorción de energía se concentra en la porción flexible y muy poca es absorbida en la porción superior más rígida. (Hanson y Degenkolb, 1975)

De lo anterior se concluyó que la planta baja débil también puede generarse porque las columnas sean más largas que en los demás entresijos, por la interrupción a partir del segundo nivel de las columnas de los marcos o muros de cortante, los cuales deberían de llegar hasta la cimentación. Hanson y Degenkolb mencionan que todas estas variaciones incrementan la fuerza cortante en la estructura inducida por el movimiento sísmico, y se incrementa conforme desciende el nivel hasta alcanzar su máximo valor en la base donde la rigidez puede ser mucho menor que en los entresijos superiores y que bajo estas condiciones las deflexiones del piso débil serán mucho mayores que las de los otros pisos, experimentando esfuerzos y daños mayores.

Borja (1987) expuso en una conferencia internacional, las estadísticas obtenidas de los daños por el sismo de 1985 en la Ciudad de México, en donde reportó 757 edificaciones, que en aquella época representaron el 1.4% del total de inmuebles en la ciudad, clasificados con daños con variación de parcial, severo o colapso total. De los inmuebles revisados, 133 edificios sufrieron colapso total, 353 colapso parcial y 271 con daños severos. Por tanto, de la investigación se concluyó que la mayoría de los colapsos fueron por “piso suave en planta baja”, causado por la discontinuidad de los muros de las plantas superiores con los estacionamientos de la cimentación donde no existen estos muros.

En ese mismo año, también se llevó a cabo la conferencia denominada “Pacific Conference on Earthquake Engineering”, en la cual, Esteva (1987) reportó un estudio enfocado en el colapso de 330 edificaciones, de los cuales el 8 por ciento corresponde a problemas con planta baja débil, cuyas causas fueron por irregularidades en la distribución de resistencias y rigideces, sobresalen los casos de edificios de planta baja débil o con grandes excentricidades torsionales.

En la actualidad, se tienen registros de diversos estudios e investigaciones que han tratado a fondo el tema de la planta baja débil (PDB), intentando caracterizar el problema de la deficiencia estructural y poder identificar las características de su presencia en las estructuras de índole habitacional, así como la identificación de sus agravantes como han sido los efectos de torsión (al tratarse de estructuras ubicadas en intersecciones de vialidades) o problemas de columnas cortas (al tener estructuras con muros sin desligar), entre otras cuestiones estructurales. Derivado de dichos estudios se ha logrado obtener información para

poder contrarrestar los efectos adversos que puede originar esta patología estructural ya sea desde el diseño estructural o incluso a nivel operacional con estructuras ya construidas y que han sufrido daños derivados de movimientos sísmicos.

Resistencia Sísmica de Edificios con Primera Planta Débil (Chopra *et al.*, 1972)

Chopra *et al.* (1972), realizaron un estudio acerca del comportamiento de los edificios con planta baja débil que constó del análisis de 8 edificios rígidos con periodo de 0.5 segundos y 8 edificios flexibles con periodo de 2.0 segundos. En todos los casos, las estructuras fueron de 8 niveles y limitados a 8 grados de libertad con la finalidad de describir un comportamiento a cortante. El amortiguamiento utilizado fue del 5 por ciento del amortiguamiento crítico, tomando cuenta que las masas fueran idénticas en cada nivel y que la rigidez elástica de las columnas se distribuyera de tal manera que la configuración del primer modo de vibrar tuviera variación linealmente con la altura. El diseño de los niveles se realizó tomando en cuenta que el esfuerzo de fluencia para los niveles superiores a la planta baja sea del doble. Además, los grupos de edificios a evaluar fueron sometidos a 20 sismos de tipo artificial con aceleración de 0.3g, duración de 30 segundos, contenido de frecuencias intenso en un lapso de 12 segundos y seguido de un decaimiento exponencial en intensidad de 18 segundos, lo cual incluyó un análisis dinámico del tipo paso a paso.

El objetivo fue determinar el efecto de la reducción en la resistencia de fluencia del primer nivel sobre las deformaciones y fuerzas desarrolladas en los niveles superiores, presentando los resultados en términos del factor de ductilidad en cada nivel. Así mismo, el enfoque que tuvo la investigación se basó en dos aspectos fundamentales: el primero fue la fuerza de fluencia del primer nivel, y por otro lado, el segundo aspecto fue la rigidez de los entrepisos, la cual se ajustó a un comportamiento bilineal en la relación fuerza-desplazamiento. En este caso, de acuerdo con lo que establece el UBC, la fuerza de fluencia fue disminuida por el factor de reducción R tomando valores de 1.0, 0.7, 0.5, 0.3 y 0.1. La rigidez post-fluencia en los niveles superiores a la planta baja se consideró de 1/10 de la rigidez elástica del correspondiente a cada nivel, en cambio, la rigidez en planta baja fue considerada para una primera instancia como 1/10 de la rigidez elástica y posteriormente se corrigió a 1/100 logrando así un comportamiento plástico perfecto.

De esta investigación se pudo concluir que los niveles superiores a la planta baja permanecen elásticos siempre que la resistencia de fluencia del primer nivel sea suficientemente pequeña, lo que implica que el comportamiento de la planta baja después de la fluencia sea casi plástico perfecto. Además, los resultados demostraron la necesidad implícita de dotar al primer nivel de una gran capacidad de deformación, superior a los 30 cm.

El Terremoto de México del 19 de septiembre de 1985 – Comportamiento sísmico de edificios con primera planta débil (Ruiz y Diederich, 1989)

Esta investigación tuvo por objetivo fundamental el estudio de la influencia de la discontinuidad de la resistencia lateral en la demanda de ductilidad del piso en planta baja. Se realizó un estudio paramétrico de varios edificios de 5 y 12 niveles con planta baja débil. Se consideran muros de relleno en los pisos superiores a la planta baja.

El proceso de análisis se realizó en dos grupos: en el primero se incluye edificios de 5 niveles con periodo fundamental de 0.67 segundos y edificios de 12 niveles con periodo de 1.4 segundos, el segundo grupo únicamente se conformó por edificios de 5 niveles con periodo fundamental de 0.67 segundos. El método de diseño se realizó siguiendo los criterios establecidos en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del año 1976, (GDF, 1976), obteniendo una distorsión máxima de entrepiso de 0.016.

La idea de dividir el análisis en dos grupos fue con la finalidad de explorar dos formas de comportamiento de los muros de relleno, por lo cual en un grupo se modelaron los muros como paneles que perdían su capacidad cuando la deformación lateral de entrepiso era igual al doble de la deformación de fluencia. En otro grupo se modelaron los muros como elementos verticales equivalentes que trabajaban a flexión siguiendo un comportamiento histerético con el tipo de degradación propuesto por Takeda en 1962, por lo

cual, la relación entre fuerza lateral y desplazamiento en los muros se consideró bilineal con pendiente en la zona de comportamiento plástico igual al 2 por ciento de la rigidez de la zona estática.

La investigación reveló que el comportamiento de la planta baja débil depende en gran parte de la relación entre el periodo dominante de la excitación y el de la respuesta, así como también de la relación entre las resistencias de los pisos superiores y la del primer nivel. Además de las relaciones ya mencionadas, se dedujo que otro parámetro importante es el coeficiente sísmico utilizado para el diseño, ya que a mayor coeficiente sísmico, menor será la demanda de ductilidad en la planta baja.

De este análisis se concluyó que la capacidad de absorción de energía de los muros dúctiles juega un papel muy importante en la demanda de ductilidad del primer nivel, así mismo, se verificó que los efectos p-delta tienen influencia en edificios mayores a 12 niveles y en aquellos con coeficientes sísmicos muy bajos.

Efecto de los muros de relleno en el comportamiento de edificios de marcos ortogonales con planta baja débil (Inel y Ozmen, 2008)

El trabajo consistió en el estudio del comportamiento de edificios con PBD enfocado en el aumento de la altura de las plantas, en la ausencia o falta de muros rigidizantes en el primer nivel y a la combinación de ambos casos, realizando análisis tanto estáticos como dinámicos no lineales en edificios de concreto reforzado de mediana altura. El interés de la revisión de esta bibliografía se basa en la evaluación de las capacidades de desplazamiento a corto plazo (ocupación inmediata), de seguridad y de prevención contra el colapso debida a la respuesta.

Además se revisó la demanda de cada entrepiso mediante modelos con características regulares bajo la condición de PBD para poder evaluar dicha condición de acuerdo con el cambio en la altura de las plantas y con la ausencia de muros en función de la capacidad de desplazamiento relativo y del comportamiento global de la estructura.

Con los modelos de esta investigación se concluye que el acero de refuerzo en las edificaciones estudiadas tiene un efecto limitado para poder resistir esfuerzos laterales, lo cual lleva a utilizar muros de relleno en la planta baja para compensar la variación de rigidez y obtener una mejor resistencia en los esfuerzos laterales desarrollados en edificios de mediana altura con dimensiones cortas. Por otro lado, en edificios con dimensiones de elementos estructurales de mayor tamaño, el efecto de los muros no estructurales disminuye. En conclusión, los esfuerzos laterales de los edificios aumentan y la capacidad de desplazamiento disminuye cuando se colocan muros de carga en edificios de mediana altura con características geométricas regulares como los que se estudian en esta investigación.

Evaluación del comportamiento de muros no estructurales en edificios de la Ciudad de México (Pujol y Rodríguez, 2019)

Pujol y Rodríguez (2019) realizaron una investigación en donde se evaluó el desempeño observado de muros divisorios y de fachada durante el terremoto del 19 de septiembre de 2017 en la Ciudad de México. Además, también se interpretan las razones de los daños observados en el terremoto para así poder definir los posibles cambios en las normativas de construcción vigentes tanto en México como en los demás países de Latinoamérica, con lo cual pueda lograrse un comportamiento aceptable en las futuras edificaciones a construir que están sometidas a terremotos de diferentes intensidades a lo largo de su vida útil.

Una de las primeras ideas relevantes en esta investigación fue la importancia del concepto de “elementos fachada” que generalmente se consideran como elementos no estructurales, y por ende no se toman en cuenta en el proceso de análisis de la respuesta de los edificios ante demandas sísmicas. Además, cuando se separa la mampostería del marco se tiene el riesgo de que el muro pueda sufrir el efecto de volcamiento lo cual repercute en la capacidad de resistencia a fuerzas laterales que, como caso particular, se ha visto que esto ocurre frecuentemente en edificios con planta baja débil.

El daño por sismo en “muros divisorios” se debe principalmente a que los desplazamientos laterales en la estructura generan distorsiones relativamente grandes en estos muros, de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2004, RCDF-2004, (GDF, 2004), vigentes en la fecha del terremoto del 19 de septiembre de 2017.

Derivado de esta investigación, se lograron obtener aportaciones como la idea que en construcciones de mampostería se limiten las distorsiones máximas de entrepiso a 0.8%, ya que los valores de demandas mayores durante la ocurrencia de un sismo podrían llevar a daños severos en muros divisorios cuya reparación podría ser excesivamente costosa o a colapsos de estos muros o elementos fachada, lo cual, genera alteraciones en la capacidad resistente de la estructura global y más aún cuando se trata con estructuras catalogadas con planta baja débil.

2.4 DAÑOS POR SISMO EN EDIFICIOS CON PBD

Durante el paso del tiempo se ha logrado recabar mucha información con respecto a las deficiencias estructurales que presentan edificaciones con planta baja débil. Es importante conocer que aunque se tienen características similares en muchos edificios colapsados, el mecanismo de falla resulta ser distinto, lo cual se debe en parte a las características del suelo en donde se encuentran desplantadas las estructuras y a su vez a las agravantes que puedan presentar, como lo son las irregularidades en planta y en elevación de la edificación e inclusive que esta se encuentre desplantada en la intersección entre dos vialidades (edificios de esquina).

A continuación se presentan algunos de los daños provocados en edificaciones con PBD bajo la acción de distintos eventos sísmicos con mayor relevancia en el mundo.

Sismo de San Fernando en California, Estados Unidos (1971)

El sismo ocurrió el 9 de febrero de 1971, con una magnitud de $M_w = 6.6$ y que generó grandes daños al sur de California, en el valle de San Fernando. Con un aproximado de 60 pérdidas de vidas humanas, el sismo representó cerca de 500 millones de dólares en cuanto a pérdidas económicas, siendo uno de los mayores desastres en los Estados Unidos de América.

Uno de los edificios que más resultaron dañados fue el hospital Olive View, que constaba de 5 pisos y un nivel adicional para sótano. La estructura de este edificio presentaba grandes masas con discontinuidades considerables en toda su elevación, además de tener irregularidad en planta, presentaba la condición de planta baja débil, condición responsable de los daños que se presentan en la Figura 2.6.



Figura 2.6 Daños en el hospital Olive View, sismo de San Fernando, 1971 (Páez *et al.*, 2017)

Sismo de Valparaíso, Chile (1985)

Este sismo tuvo una magnitud de $M_w = 7.8$, con un saldo de aproximadamente 150 000 edificaciones destruidas y cerca de un millón de personas damnificadas. Algunos de los registros que se tienen en cuanto a las pérdidas reportan un aproximado de 180 pérdidas humanas y 260 personas heridas.

En cuanto a los daños presentados en las construcciones, fueron más graves en edificaciones con irregularidad en elevación, así como en planta, sufriendo el mayor número de daños, como fue el caso del edificio de la Figura 2.7 ubicado en la ciudad de Valparaíso, que por su situación de esbeltez en columnas de primer piso, presentó fallas por planta baja débil.



Figura 2.7 Daños en edificio con PBD, sismo de Valparaíso, 1985 (Páez *et al.*, 2017)

Sismo de Michoacán, México (1985)

Sismo que tuvo lugar el día 19 de septiembre de 1985, con epicentro en las costas de Michoacán frente al océano Pacífico y con una magnitud de $M_w = 8.1$. Su duración fue de aproximadamente 2 minutos con 15 segundos, ocasionando un gran número de pérdidas humanas, reportando un aproximado de 5000 que posteriormente de acuerdo con el conteo de diversas fuentes ascendió valores cercanos a los 10 000. Este sismo fue una gran lección para la ingeniería estructural de México, ya que las fallas en las edificaciones debidas a irregularidades fueron muy importantes, aun cuando estas edificaciones se encontraban diseñadas bajo las normativas sismo resistentes de aquella época, coincidieron en el mismo tipo de falla de entrepiso flexible y torsión.

El tipo de edificación que presentó más daños fueron aquellas catalogadas como “edificios abiertos”, las cuales presentaron efectos de torsión debido a la excentricidad de los planos de pisos y también debido a que presentaron columnas más altas y esbeltas en su primer nivel, con la finalidad de ser utilizadas como locales comerciales o estacionamiento.

De acuerdo con datos recabados por el Instituto de Ingeniería de la UNAM (1985), la falla debida a piso suave o planta baja débil fue de aproximadamente el 9%, presentándose principalmente en edificios de uso multifamiliar, los cuales presentaban grandes diferencias de rigideces en los entrepisos, tal y como se puede observar en la Figura 2.8.



Figura 2.8 Daños en edificios con PBD, sismo de Michoacán, 1985 (Forbes, 2015)

Sismo de San Salvador, El Salvador (1986)

Ocurrido el 10 de Octubre de 1986, presentó una magnitud de ondas internas correspondiente a 5.4, en el cual las pérdidas de vidas humanas se aproximaron a las 2000 unidades, con cerca de 10 000 heridos y alrededor de 60 000 edificaciones cuyos daños fueron devastadores. (Álvarez, 1987)

En la Figura 2.9 se presenta uno de los edificios con daños representativos del problema de PBD, producto del diseño correspondiente a estacionamiento vehicular, la diferencia de rigideces de entresijos subsecuentes generó la falla estructural derivada en el aplastamiento del primer nivel.



Figura 2.9 Daños en edificio con PBD, sismo de San Salvador, 1986 (Álvarez, 1987)

Sismo de Northridge en California, Estados Unidos (1994)

Este sismo fue uno de los más importantes ya que propició un desarrollo de la ingeniería sísmo resistente en los Estados Unidos de América. Si bien, este evento tuvo origen en el valle de San Fernando, reflejó un mayor número de daños en la ciudad de los Ángeles, por lo que el gobierno local y las universidades dieron toda su atención a la investigación y desarrollo de las acciones preventivas y de propuestas a las normativas vigentes en aquella época para generar los avances correspondientes en los sistemas constructivos y en el diseño estructural.

El evento sísmico tuvo lugar el 17 de enero de 1994, con foco de ruptura en el valle de San Fernando, con una magnitud de 6.7 y causando un aproximado de 72 pérdidas de vidas humanas, cerca de 12 000 heridos y unos 25 millones de dólares en cuanto a las pérdidas económicas.

Muchos de los daños, como se ha estado estudiando con los sismos anteriores, se presentaron en edificaciones cuya planta baja estaba destinada a estacionamientos, es decir, tenían la característica de

poseer planta baja débil, sobre todo en construcciones con materiales como concreto y adobe estructural, las cuales se pueden observar en la Figura 2.10.



Figura 2.10 Daños en edificios con PBD, sismo de Northridge, 1994 (Páez *et al.*, 2017)

Sismo de Pisco, Perú (2007)

Fue un sismo que ocurrió el 15 de agosto de 2007, con epicentro localizado en las costas del centro de Perú a 40 km al oeste de Pisco y a 150 km al suroeste de Lima, y cuyo hipocentro se ubicó a 39 km de profundidad. Se catalogó como uno de los terremotos más violentos ocurridos en el Perú, superando al terremoto de Arequipa en el 2001.

El evento sísmico tuvo una magnitud aproximada de $M_w = 8.0$ y una duración de 3 minutos con 30 segundos. Las zonas afectadas en este evento sísmico fueron las provincias de Pisco, Ica, Chincha Alta, Cañete, Yauyos, Huaytará y Castrovirreyna, afectando principalmente a la capital de Perú, Lima.

Un aproximado de 519 muertos y alrededor de 2291 heridos caracterizaron los daños devastadores producto de este sismo, en donde se cuantificaron aproximadamente 76 000 viviendas afectadas, de las cuales la mayoría de los casos de colapsos fueron en las provincia de Chincha Alta, misma que de acuerdo con las técnicas constructivas se trataban de edificaciones con estructuras de mampostería y con un primer nivel de marcos de concreto vulnerable producto de su diferencia de rigidez y resistencia con respecto a los demás niveles (problemas de planta baja débil), tal y como se muestra en la Figura 2.11 en la cual es evidente el aplastamiento del primer nivel.



Figura 2.11 Configuración típica de edificios con PBD dañados en el sismo de Perú, 2007 (Páez *et al.*, 2017)

Sismo de Puerto Príncipe, Haití (2010)

Este sismo fue registrado el 12 de enero del año 2010 con epicentro localizado a 15 km de Puerto Príncipe, la capital del país. De acuerdo con datos del Servicio Sismológico de Estados Unidos, el evento se presentó a una profundidad de 10 km, y posterior al suceso se registraron réplicas con magnitudes considerables. A raíz de los eventos del año 1770, este sismo ha sido el más devastador presentado en el territorio haitiano, que a su vez fue perceptible en países cercanos como Cuba, Jamaica y República Dominicana, en donde provocó evacuaciones preventivas.

El evento sísmico con magnitud de $M_w = 7.0$ registró más de 200 000 pérdidas de vidas humanas y cerca de 2 millones de personas damnificadas, siendo una de las catástrofes más graves en la historia. Los principales daños y colapsos se evidenciaron en edificaciones correspondientes a unidades multifamiliares que fallaron por problemas de planta baja débil, siendo la causa que más se presentó y muy pocas edificaciones en condiciones similares fueron las que quedaron en pie. En la Figura 2.12 se presentan las configuraciones y daños de las viviendas que colapsaron debidas a problemas de rigidez y resistencia causadas por vulnerabilidad en su primer nivel.



Figura 2.12 Edificio colapsado por problemas de PBD en el sismo de Haití, 2010 (Páez *et al.*, 2017)

Sismo de Maule, Chile (2010)

Se registró el día 27 de febrero de 2010 con epicentro ubicado en el mar chileno, frente a las costas de la región del Biobío 150 km al noroeste de Concepción y 63 km al suroeste de Cauquenes, a una profundidad de 30 km bajo la corteza terrestre.

De acuerdo con los datos recabados, el sismo tuvo una magnitud de $M_w = 8.8$ con una duración oficial de 2 minutos con 30 segundos, aunque según diversas fuentes los estragos productos del movimiento telúrico duraron aproximadamente 4 minutos en las zonas cercanas al epicentro y más de cinco minutos en zonas alejadas como lo fue en la ciudad de Santiago de Chile. Además, este evento sísmico fue percibido con diversas intensidades en ciudades de otros países como Buenos Aires (Argentina) y Sao Paulo (Brasil).

Las regiones afectadas por el sismo fueron Valparaíso, Metropolitana de Santiago, O'Higgins, Maule, Biobío y la Araucanía. Posterior al evento, las estadísticas revelaron que las zonas con mayor cantidad de daños fueron las regiones del Maule y del Biobío, arrasando parte importante de ciudades como Constitución, Concepción, Pelluhue, Curanipe, Iloca, Cobquecura y el puerto de Talcahuano.

Con respecto a los daños ocasionados por el siniestro, se registraron alrededor de 525 pérdidas de vidas humanas y con más de 1200 puntos de infraestructura que resultaron con afectaciones y requerían de reparación. En cuanto a pérdidas económicas se estimaron más de 1200 millones de dólares y en cuanto al tipo de daños en estructuras, se encontraron edificaciones con problemas de planta baja débil, que estaban construidas con muros de cortante (diafragmas) los cuales no garantizaron evitar las fallas por piso blando debido a que el problema principal es la diferencia entre las rigideces de un nivel con respecto de otro. En la Figura 2.13 se puede observar los daños más comunes en edificios con problemas de PBD.



Figura 2.13 Daños y colapso de edificaciones con problemas de PBD en el sismo de Chile, 2010 (Hernández, 2012)

Sismo de Manabí, Ecuador (2016)

El día 16 de abril de 2016 se registró un devastador evento telúrico con epicentro entre las parroquias Pedernales y Cojimíes del cantón Pedernales, y a una profundidad de 20 km, en la provincia ecuatoriana de Manabí. Las ondas sísmicas llegaron a territorio colombiano, sintiéndose en ciudades como Tumaco, Cali, Pasto, Popayán y Neiva; en territorio de Perú, en regiones como Tumbes, Piura, Cajamarca, Lambayeque y Amazonas. Fue percibido en países lejanos como Venezuela y Panamá.

Con una magnitud de $M_w = 7.8$, el sismo derivó en grandes daños que reflejaron de acuerdo con las estadísticas, se cuantificó un aproximado de 673 pérdidas de vidas humanas, alrededor de 6274 heridos y más de 29 000 damnificados.

Dentro de las estructuras con mayor número de daños y colapsos se encuentran las viviendas construidas en la zona costera de Ecuador, que regularmente presentan una configuración estructural en la cual se tiene una mayor altura en el primer nivel con respecto a los demás, lo que hace que la vivienda sea más flexible y menos estable desde su primer nivel, que además resulta agravado en cuanto a los materiales de fabricación artesanal con poco o nulo control de calidad. Como puede observarse en la Figura 2.14, se presenta un edificio antes y después del sismo Ecuador en 2016, con la configuración típica de edificios con problemas de PBD que sufrieron el mayor número de colapsos, en donde el primer nivel resultó aplastado debido a la diferencia de rigideces y resistencia, en su mayoría de casos.



Figura 2.14 Aplastamiento del primero nivel en edificaciones con PBD en el sismo de Ecuador, 2016 (Lotto y Stein, 2016)

Sismo de Puebla, México (2017)

El evento sísmico ocurrió el 19 de septiembre de 2017, cuyo epicentro, de acuerdo con el Servicio Sismológico Nacional de México, se ubicó a un kilómetro de San Felipe Ayutla, Puebla, a una profundidad de 57 km de la corteza terrestre. Este suceso ocurrió el mismo días y mes en calendario que el acontecido terremoto de 1985 (ocurrido el mismo 19 de septiembre), que a pesar de coincidir con el día 32 años después, no existe relación alguna dado que el de 1984 tuvo su epicentro en las costas del estado de Michoacán.

Este sismo, con magnitud de $M_w = 7.1$ y duración de aproximadamente 1 minuto con 30 segundos dejó un gran número de afectaciones en las zonas de Morelos, Puebla, Tlaxcala, Estado de México, Guerrero, Chiapas, Oaxaca, Michoacán y en la Ciudad de México, siendo en esta última donde se concentraron el mayor número de pérdidas y daños debido a su densidad de población y a la estructura del subsuelo que amplifica las ondas sísmicas debido a que la ciudad se encuentra sobre suelo fangoso de lo que alguna vez fue el lago de Texcoco.

De acuerdo con las estadísticas recabadas después del evento, se contabilizaron alrededor de 370 pérdidas de vidas humanas y un aproximado de 7300 heridos. Entre las zonas más afectadas de la Ciudad de México, se registraron más de 11 500 inmuebles con daños y más de 30 000 personas afectadas. Fue este siniestro el que evidenció la problemática de las patologías estructurales en las construcciones y cómo afectan a las mismas en cuanto a su respuesta estructural ante eventos de este tipo. Algunas de las patologías más comunes fueron: las asimetrías de esquina, la planta baja débil, irregularidad en planta y elevación, y problemas de columna corta.

Como se puede observar en la Figura 2.15, muchas de las edificaciones con daños severos y colapsos corresponden a problemas con PBD, que debido a la demanda de la población y a decisiones en el diseño arquitectónico, se han continuado desarrollando los proyectos de este tipo, que desafortunadamente, al estar desplantados en terrenos inestables y tener una deficiencia en cuanto a materiales y supervisión de los procesos constructivos tienden a ser vulnerables a eventos sísmicos de gran magnitud.



Figura 2.15 Daños y colapso de edificaciones con problemas de PBD en el sismo de México, 2017 (proporcionado por II-UNAM)

3. LA PLANTA BAJA DÉBIL EN MÉXICO

3.1 CONTEXTO HISTÓRICO

En el capítulo 2 se proporcionó la explicación de la patología estructural de la PBD, las causas y efectos que tiene en el comportamiento estructural de las edificaciones. En términos generales, la planta baja débil es un caso particular del fenómeno conocido comúnmente como entrepiso blando o entrepiso débil, el cual presenta una problemática severa para construcciones situadas en zonas de alta sismicidad.

Las estructuras que tienen este tipo de patologías suelen presentar grandes daños e incluso el colapso del entrepiso débil, siendo tema principal para esta tesis el caso particular de cuando se presenta en la planta baja. A diferencia de la creencia generalizada que asocia a la PBD con un problema de falta de rigidez lateral en un entrepiso, esta deficiencia es más compleja debido a que combina problemas tanto de rigidez y resistencia lateral como de inestabilidad lateral dinámica.

La mayor parte de los reglamentos de diseño sísmico no contemplan el problema de la planta baja débil, o lo hacen de manera inadecuada. Los métodos de análisis especificados en los reglamentos de diseño no permiten identificar la gravedad de esta deficiencia estructural y en la mayor parte de los casos llevan a diseños inseguros. Las especificaciones relacionadas con la PBD, como los factores de irregularidad, no resuelven el problema.

3.2 LA ARQUITECTURA MODERNA Y LOS ORÍGENES DE LA PBD

Aunque existen muchos registros sobre casos de edificios con esta patología estructural, se desconoce el momento exacto en el que fue acuñado el término de “entrepiso blando” o “planta baja débil”. Esto tiene que ver con el gran avance de la arquitectura moderna y conceptualización de las construcciones por parte de arquitectos e ingenieros civiles desde las primeras décadas del siglo XX.

De acuerdo con investigaciones y registros respecto al tema, se sabe que el Movimiento Moderno fue el precursor de nuevas ideologías enfocadas en el uso de la imaginación sin límites espaciales ni temporales. Con el surgimiento de L’Espirit Nouveau, los arquitectos del siglo XX comenzaron a concebir una imagen de una Ciudad Collage que alojaba edificios que de una manera representaban el progreso, la riqueza y el poder. De esta manera surge el reto de construir nuevos sistemas estructurales planteados con base en marcos resistentes a momento y la introducción de métodos mecanizados y automatizados que ofrecieron eficiencia sin precedente y menores costos a través de la producción masiva y estandarizada de componentes estructurales e insumos para la industria de la construcción (SMIE, 2019).

El Movimiento moderno trajo consigo una nueva generación de arquitectos, de entre los que se destacó al Arquitecto suizo de nombre Le Corbusier, conocido principalmente por su obra “Vers une architecture”, en la cual establece cinco principios fundamentales de la arquitectura contemporánea. Le Corbusier expresa en su obra la necesidad de sustituir los muros de carga de la planta baja de un edificio por una serie de pilotis (columnas), con la idea de crear espacios más amplios y luminosos al elevar las edificaciones del suelo.

Los cinco principios de Le Corbusier se centran en los siguientes puntos:

- Los “pilotis” o columnas, cuyo objetivo es descansar al edificio sobre elementos verticales de concreto reforzado, dejando la mayor parte de la superficie en contacto con el terreno libre de ocupación, permitiendo autonomía entre paisaje y edificación.

- La planta libre, en donde la estructura de pilares de concreto reforzado permite la libertad espacial eliminando los muros de carga.
- La fachada libre, liberada del peso de la estructura, compuesta según los criterios estéticos del arquitecto.
- La ventana corrida, elemento estético horizontal que se vuelve más apropiado a la perspectiva del ojo humano, en lugar de los tradicionales elementos verticales resultantes de antiguas estructuras de muros de carga.
- La cubierta de jardín.

Una de las grandes obras y con mayor reconocimiento en el mundo de Le Corbusier fue la Villa Savoye construida en 1929 en París (Figura 3.1), en la cual se puede apreciar una estructura, habitada en la planta elevada, mientras que en la planta baja se sitúan las columnas o pilotis de concreto reforzado, en donde se tiene una sensación de flotación.



Figura 3.1 La Villa Savoye, París 1929 (SMIE, 2019)

A partir de esta ideología sobre la concepción de edificios a través de los cinco principios de la arquitectura de Le Corbusier, surgen muchas construcciones comenzando desde Europa hasta la costa este de los Estados Unidos, y que con el paso de los años continuaron hacia el resto del mundo. El uso de irregularidad geométricas como una forma de buscar la originalidad de los edificios se hizo una norma que pronto empezó a resultar en serios problemas, situación que, a pesar de los grandes avances que se han logrado en los últimos cincuenta años en el ámbito del diseño sismo-resistente, no encuentra solución satisfactoria hasta la fecha en muchos países de alta sismicidad, entre los que se encuentra México (SMIE, 2019).

3.3 LA PROBLEMÁTICA DE LA PBD EN LA CIUDAD DE MÉXICO

El tema de daños en edificios con planta baja débil ha sido un foco de investigación desde la segunda mitad del siglo XX y hasta la fecha. Los registros de las estructuras dañadas por sismos en diferentes partes del mundo han demostrado grandes deficiencias en la práctica del diseño sismo-resistente, de los cuales se presentaron ejemplos en el capítulo 2 de esta tesis.

Con la construcción de estructuras basadas en el sistema de marcos resistentes a momento surgió a la par el concepto de edificio individual, cuya conceptualización fue principalmente el uso específico de la planta baja como una zona abierta, en la cual era posible concebir zonas comerciales o en un caso más actual, el estacionamiento para los vehículos, cuya industria estaba en su apogeo. De esta manera surgen edificios inspirados en ideas de la arquitectura moderna que intenta satisfacer las necesidades de las personas y al mismo tiempo transmitir la sensación de diferenciación y originalidad a través de configuraciones y formas extremas, proyectando una imagen de autosuficiencia y aislamiento del entorno.

La Ciudad de México es caracterizada por tener uno de los inventarios con mayor cantidad de estructuras irregulares a nivel mundial, evidencia que se ha registrado con la ocurrencia de sismos históricos de grandes magnitudes. La reestructuración urbana a finales del siglo XX dio lugar a la ejecución de diversos proyectos en el sector de la construcción como: megaproyectos inmobiliarios, la rehabilitación de barrios urbanos, la fragmentación del tejido social y el desplazamiento de población residente, trabajadora y de algunas actividades tradicionales en aquellos espacios urbanos que han sido revalorizados. (Olivera & Delgadillo, 2014). Uno de los principales proyectos de construcción ha sido la vivienda vertical, logrando alojar a los diversos tipos de familia existentes en un área de 30 m² en adelante. Debido a su notable presencia dentro de la ciudad, resultan ser demasiados los edificios destinados a vivienda los cuales generalmente son afectados por sismos.

Con el aumento en la población y necesidad de albergar a la gente, surgieron procesos constructivos no regulados conocidos como “Autoconstrucción”, cuya práctica dejó grandes consecuencias sociales después de la ocurrencia de eventos sísmicos, resultando en pérdidas tanto económicas como de vidas humanas. Bajo este incremento desmedido y no regulado en el sector de la construcción, y con la información recabada durante eventos sísmicos y los daños en las construcciones, se comenzaron a implementar medidas para limitar ciertos criterios en el diseño sismo-resistente, desarrollando normativas cada vez más estrictas para disminuir los efectos adversos, dichas medidas se centraron en los siguientes puntos (SMIE, 2019):

- Limitación de las irregularidades y discontinuidades geométricas en los marcos resistentes a momento usados en zonas de alta sismicidad.
- Integración de la labor de arquitectos e ingenieros estructuristas bajo la práctica regulada por normas.

El avance de la investigación en la Ciudad de México ha permitido desarrollar criterios de diseño y revisión cada vez más apegados a la práctica profesional y con la implementación del RCDF-2004 y sus NTC se lograron establecer las condiciones de regularidad con el objetivo de tener una revisión más estricta y conservadora en el diseño de configuraciones irregulares.

De acuerdo con las NTC-DS del 2004 (GDF, 2004) se tienen dos revisiones principales de las condiciones de regularidad que se relacionan con la planta baja débil:

- El peso de cada nivel, incluyendo carga viva que se debe considerar por sismo, no es mayor que 110 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior, ni menor que el 70 por ciento de este, excepto para el último piso.
- A excepción del último entrepiso, la rigidez ni la resistencia del entrepiso difiere en más del 50 por ciento con respecto del entrepiso inmediato inferior.

Cuando no se satisfaga 1 o más de los requisitos señalados se considera a la estructura como irregular. Cuando se tengan estructuras que no cumplan con uno de los requisitos, el factor de reducción Q' se debe multiplicar por 0.9 y 0.8 cuando no cumpla con dos o más requisitos y por 0.7 cuando sea fuertemente irregular. Lo que significa que se tendrán mayores acciones sísmicas que recaerán en elementos más resistentes.

La actualización del RCDF del 2017 y la revisión del 2020 de las NTC-DS trajo consigo la modificación de las condiciones de regularidad, resultan en 13 criterios para establecer si una estructura puede considerarse como regular, irregular o muy irregular, además se incluyeron tres revisiones adicionales para el caso de estructuras muy irregulares:

- El desplazamiento lateral de algún punto de una de las plantas excede en más de 30 por ciento el promedio de los desplazamientos de los extremos de esta.
- La rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 40 por ciento la del entrepiso inmediatamente inferior. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la

capacidad resistente y la rigidez lateral de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ellas.

- Más de 30 por ciento de las columnas ubicadas en un entrepiso no cumplen con el requisito 9 de la sección 5.1 de las NTC-DS (GCM, 2020b).

De acuerdo con las NTC-DS (GCM, 2020b), si se realiza un análisis dinámico modal o uno estático como los establecidos en las secciones 6.1 y 7.1, respectivamente, las condiciones de irregularidad se tomarán en cuenta multiplicando el factor Q' definido en la sección 3.4, por 0.8 cuando la estructura sea irregular según la sección 5.2 y por 0.7 cuando la estructura sea muy irregular según la sección 5.3. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que 1.0.

Además, las NTC-DS (2020) también cuentan con la primera revisión formal de la existencia de la PBD. En el capítulo 5 sección 5.4 de estas normas se establece que:

“Si en un edificio el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado “de planta baja débil” y se aplicarán las penalizaciones que se fijan en la sección 5.5 para este caso”.

“Cuando el edificio es calificado como de planta baja débil o blanda, según se define en la sección 5.4, se deberá diseñar su primer entrepiso para que sea capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1, mientras que los otros entrepisos se diseñarán para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción Q' que corresponda al sistema estructural sin afectarlo por los factores de irregularidad. Se revisará además que la distorsión máxima del primer entrepiso para el sismo de diseño no exceda 0.006”.

Los avances de las investigaciones realizadas sobre edificios con PBD han propuesto algunas soluciones para este tipo de problemas de irregularidad que consiste en corregir el desbalance en altura de rigidez y resistencia lateral, es decir, que se tiene que lograr que el entrepiso blando sea compatible en rigidez y resistencia con el resto de la estructura haciendo que las propiedades estructurales sean proporcionales al cortante actuante en el entrepiso. Cuando se logra obtener una resistencia y rigidez adecuada en el entrepiso blando, evita la concentración desmedida de la deformación inelástica, y se promueve que la configuración deformada inelástica sea semejante a la elástica (SMIE, 2019).

La Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural ha realizado investigaciones sobre estructuras de concreto y mampostería con PBD, proponiendo recomendaciones para evitar esta patología estructural, las cuales se basan en los siguientes criterios:

- Proporcionar a la PBD la mayor capacidad de deformación posible por medio del detallado dúctil y proporcionar una capacidad a corte a muros, columnas y vigas que haga posible que estos elementos puedan desarrollar su capacidad a flexión (diseño por capacidad).
- Los detallados en columnas deben contemplar un confinamiento adecuado del núcleo de concreto. Para ello es necesario incrementar el número de estribos con respecto a la cuantía usada para el detallado no dúctil o incluso, de ser posible, zuncharlas. Con respecto a los muros, deben tener una separación adecuada en el refuerzo horizontal y un confinamiento adecuado en sus extremos. Tanto para columnas como para muros, es importante controlar el nivel de esfuerzo axial en el concreto de tal manera que no sea mayor a 10-15 % de la resistencia a compresión del concreto, f'_c .
- Tomar en cuenta todas las posibles fuentes de rigidez y la sobre-resistencia de los elementos que forman al entrepiso blando para tener una mejor estimación de la concentración de deformación y de la resistencia por proporcionar.
- Evitar la presencia de columnas cortas.

3.4 SISMOS HISTÓRICOS EN MÉXICO Y SU REPERCUSIÓN EN LOS REGLAMENTOS DE CONSTRUCCIÓN

México es uno de los países con mayor actividad sísmica a nivel mundial, debido a la ubicación geográfica. Según datos del Servicio Sismológico Nacional (SSN, 2020), el país se encuentra situado en la interacción entre cinco placas tectónicas: la Norteamericana, Cocos, Pacífico, Rivera y Caribe.

La sismicidad del valle de México está determinada por varias fuentes, siendo los temblores generados por la subducción de la placa de cocos bajo la placa Norteamericana, los que han causado mayores daños a la capital. Así, los sismos que se originan en cada fuente son diferentes y sus efectos se manifiestan de diversas maneras en las zonas propuestas por el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2004 en sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo, pero sin duda el factor que más influye en la intensidad sísmica local son las peculiaridades del subsuelo que modifican en cada sitio su respuesta sísmica y, como se ha observado repetidamente, las intensidades locales pueden tener grandes variaciones entre cada zona.

Los movimientos menos intensos ocurren en la zona poniente de la ciudad por la influencia de los suelos duros de ese sector y aparece un fuerte efecto de amplificación (efectos de sitio) originado por la influencia de suelos lacustres blandos hacia el oriente. Además, la duración del movimiento sísmico también resulta más prolongada en los suelos blandos y por ello se incrementan los daños. En general un movimiento de gran amplitud, pero corta duración puede ser menos dañino, que uno de amplitud media con gran duración, ya que puede involucrar suficientes ciclos como para generar daños considerables (Santoyo *et al.*, 2005).

La República Mexicana es muy reconocida por su alto nivel de actividad sísmica en ciertas regiones, ya que de acuerdo con estadísticas del SSN (2020) en el periodo que va de 1990 a 2016, se reportó un promedio anual de 28 sismos de magnitud M_w entre 5 y 5.9; 3.5 de magnitud M_w entre 6 y 6.9, y uno de magnitud M_w entre 7 y 7.9. En ese mismo intervalo de 27 años se reportó un sismo de magnitud M_w entre 8 y 8.9. Como es de esperarse, los sismos de magnitud M_w entre 4 y 4.9 son aún más abundantes, suceden en promedio 708 de ellos al año. En la Figura 3.2 se presentan los epicentros de los sismos reportados por el SSN.

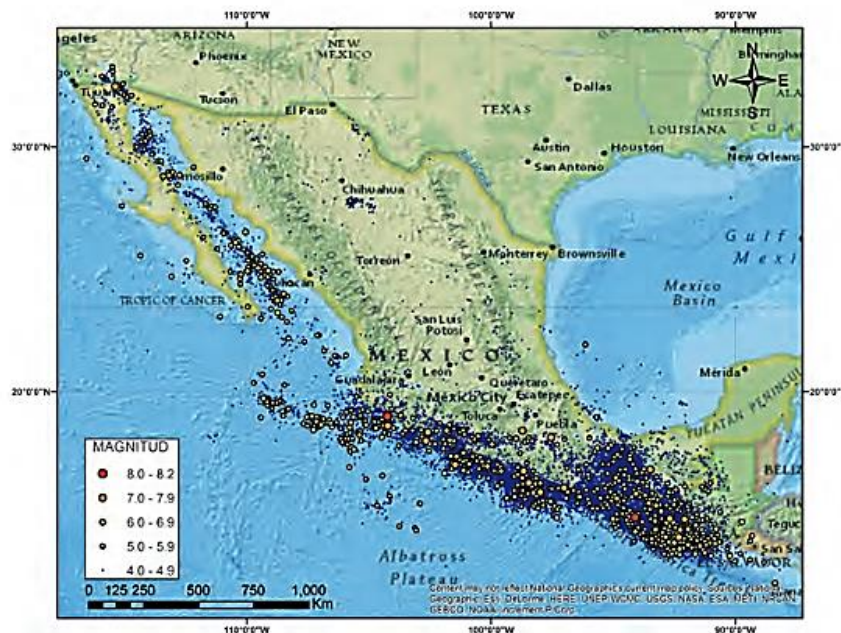


Figura 3.2 Sismicidad en México (SSN, 2020)

La Ciudad de México resulta afectada por sismos de muchos tipos e intensidades diversas. Las principales fuentes sísmicas que la afectan pueden clasificarse en cuatro grupos, (Rosenblueth *et al.*, 1987):

- Temblores locales ($M \leq 5.5$), originados dentro o cerca de la cuenca.
- Temblores de tipo Acambay ($M \leq 7.0$), que se originan en el resto de la placa de Norteamérica.
- Temblores de profundidad intermedia de falla normal, causados por rompimientos de la placa de Cocos ya subducida, que pueden llegar hasta $M = 6.5$, originadas debajo del valle de México.
- Temblores de subducción ($M \leq 8.2$)

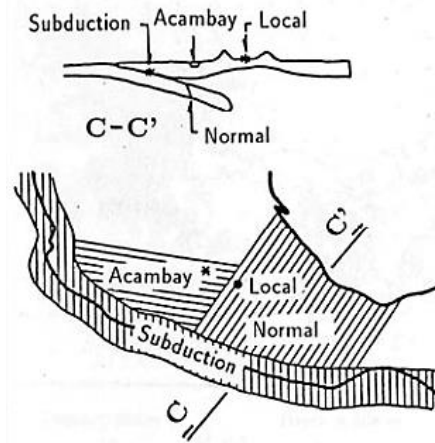


Figura 3.3 Tipos de sismos que afectan a la CDMX (Reinoso, 2007)

Pese a su gran distancia epicentral (280 a 600 km), la ciudad es particularmente vulnerable ante sismos de subducción porque el tipo de ondas que llegan son ricas en periodos largos que sufren menos atenuación y experimentan gran amplificación al atravesar las arcillas del lago. Por ello, prácticamente cualquier sismo grande que ocurra en la zona de subducción, desde Jalisco hasta Oaxaca, representa un peligro para las estructuras erigidas en la zona lacustre de la ciudad. Aunque estos sismos sean más conocidos y estudiados, debemos estar preparados para cualquier tipo de terremoto ya que, por ejemplo, un sismo local podría provocar daños en la zona de lomas y no en la zona de lago (Reinoso, 2007).

A continuación, se presentan los sismos con mayor relevancia que han ocurrido en toda la extensión de la República Mexicana y cuyos efectos devastadores se han transmitido hasta la Ciudad de México.

Sismo de Michoacán (1941)

Uno de los primeros eventos sísmicos relevantes fue el que ocurrió en Michoacán en el año 1941, con una magnitud $M_w = 7.6$. El Servicio Sismológico Nacional reportó el epicentro a 33 kilómetros de profundidad en las costas de Michoacán, pero su intensidad fue percibida en otras entidades. En la prensa se mencionó que, además de Colima, otras poblaciones de los estados de Puebla, Distrito Federal, Guerrero, Michoacán, Guanajuato y parte de Jalisco notaron el sismo. Este evento sísmico fue el parteaguas con el cual se incluyó el diseño sísmico de estructuras en el Reglamento de Construcciones del año 1942.

Según registros de la Universidad de Colima, se tiene un aproximado de cinco mil casas afectadas a causa de los daños del terremoto y réplicas posteriores, con reportes de aproximadamente 50 pérdidas de vidas humanas y alrededor de 70 personas heridas (Bracamontes, 2015).



Figura 3.4 Daños por el sismo de 1941 (Bracamontes, 2015)

Sismo de Guerrero (1957)

El sismo de Guerrero también llamado “Terremoto del Ángel” ocurrido en el año de 1957, con magnitud $M_w = 7.8$, impulsó los estudios sobre el comportamiento sísmico del valle de México debido a los daños que se originaron. Por lo cual, tomando cartas en el asunto, las nuevas estructuras requerían mejores diseños y conocimientos sobre las propiedades de los materiales y los suelos, incorporando en la normativa vigente las investigaciones realizadas sobre el hundimiento, ya que se encontró una estrecha correlación entre el daño estructural y la composición del subsuelo.

De acuerdo con los reportes oficiales, a pesar de que el epicentro del sismo se originó a más de 100 km de la costa de Acapulco, Guerrero, la percepción del movimiento telúrico fue muy intenso en algunas zonas de la Ciudad de México, principalmente en los lugares de suelo blando ubicados sobre depósitos lacustres o partes del antiguo lago, en donde la amplificación y duración de las ondas sísmicas fue más perceptible. El número total de muertos se estimó cerca de 80 vidas humanas y el valor de los daños económicos fue aproximadamente de dos millones de pesos.

Con la ocurrencia de este sismo, se presentaron grandes cambios en el Reglamento de Construcción, de entre los cuales destacan los siguientes:

- Inclusión de todos los edificios en las consideraciones de diseño sismo-resistente (antes únicamente se contemplaban aquellos mayores a 16 metros de altura).
- Creación de la clasificación de los suelos en tres tipos de zonas: tipo A, B y C, correspondientes a fondo de lago, suelo en transición y zona de lomeríos, respectivamente.
- Creación de la clasificación de edificios de acuerdo con su uso y características.
- Creación de la figura de Directores Responsables de Obra (DRO).



Figura 3.5 Daños por el sismo de 1957 (Pavón y Salcido, 2019)

Sismo del 19 de septiembre de 1985

En 1985, el 19 de septiembre, se produjo un sismo con magnitud de 8.1, con epicentro en el Océano Pacífico, frente a la desembocadura del Río Balsas, entre los límites de Michoacán y Guerrero, el cual provocó la mayor devastación urbana del siglo en el país, causando una cifra aproximada de 6000 decesos humanos y un daño aproximado de 30 mil estructuras, de acuerdo con fuentes oficiales. En este mismo acontecimiento, se registró una réplica con magnitud de $M_w = 7.6$ al día siguiente. Con el surgimiento de este acontecimiento se desarrollaron investigaciones que tuvieron como objetivo la estimación de periodos dominantes del suelo (T_s) para la Ciudad de México, usando registros de micro temblores y movimientos telúricos fuertes, que fueron la base para generar el mapa de isoperiodos contenido en las NTC-DS del RCDF-2004, (GDF, 2004).

Este sismo también ocasionó que se realizaran modificaciones en el Reglamento de Construcción del Distrito Federal, de las cuales destacaron las siguientes:

- Modificación del diseño sísmico enfocada a la resistencia de mayores magnitudes.
- Creación de las figuras de Corresponsables en Instalaciones y Corresponsables en Desarrollo Urbano y Arquitectónico.
- Creación del Programa Nacional de Reconstrucción.
- Publicación de las Normas de emergencia para proyectos de reparación, rehabilitación y construcciones nuevas.



Figura 3.6 Daños por el sismo de 1985 (Pavón y Salcido, 2019)

Sismo del 19 de septiembre de 2017

El sismo más reciente y el segundo más importante a nivel de magnitud que se ha presentado en México es el ocurrido el pasado 19 de septiembre de 2017, cuya magnitud fue de 7.1 y se localizó en el límite entre los estados de Puebla y Morelos, con epicentro ubicado en las coordenadas 18.4° latitud Norte y 98.72° longitud Oeste, con una profundidad de 57 km al suroeste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México. Debido a su magnitud y cercanía, entre otros factores, generó un movimiento muy intenso del terreno, que provocó daños importantes en las construcciones de la Ciudad de México y en las poblaciones cercanas al epicentro.

De acuerdo con cifras oficiales, se registraron un estimado de 369 pérdidas de vidas humanas, cerca de 40 edificios colapsados y más de 12 mil edificaciones con algún tipo de daño. Las zonas con mayores daños en la Ciudad de México fueron: Roma, Del Valle, Condesa, Hipódromo Condesa y Paseos de Taxqueña.

Derivado de este suceso se implementaron modificaciones en el Reglamento de Construcciones que entró en vigor al año siguiente, cuyos cambios principales fueron:

- Incorporación del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID) para el cálculo de los espectros de diseño.
- Modificación de las condiciones de regularidad.
- Revisión de la Planta Baja Débil.
- Publicación de Normas Técnicas Complementarias para la Rehabilitación sísmica de edificios de concreto y Revisión de Seguridad Estructural de las Edificaciones, NTC-RSEE, (GCM, 2017b).



Figura 3.7 Daños por el sismo de 2017 (Pavón y Salcido, 2019)

3.5 ANÁLISIS ESTADÍSTICO DE DAÑOS OCASIONADOS POR EL SISMO DEL 19 DE SEPTIEMBRE DE 2017

Después del sismo del 19 de septiembre de 2017 se realizaron inspecciones en los distintos edificios que sufrieron daño ubicados en la Ciudad de México. De esta manera, el Instituto para la Seguridad de las Construcciones (ISC) y el Instituto de Ingeniería de la UNAM (II-UNAM) contabilizaron más 13 mil revisiones de inmuebles, organizando la información en una base de datos (Buendía y Reinoso, 2019). En ella se revisaron todo tipo de daños como consecuencia de la acción sísmica, encontrando grandes

deficiencias estructurales en las edificaciones además de observar un gran número de casos coincidentes con las patologías estructurales descritas en el capítulo 1.

En esta base de datos se lograron identificar algunas estructuras con patologías aisladas y muchas otras con combinación de 2 o más patologías (figura 3.8), con las siguientes cantidades: 119 casos para Planta Baja Débil (PBD), 75 para el Daño por Golpeteo (DG), 72 para Efecto de Esquina (EE), 395 para Irregularidad en Planta (IP), 79 para Irregularidad Vertical (IV), 30 para Efecto de Columna Corta (ECC), 4 para Ubicación en cuña (UC), 676 Sin Patologías Identificadas (SP) y 12393 edificaciones con combinación de varias patologías (CP).

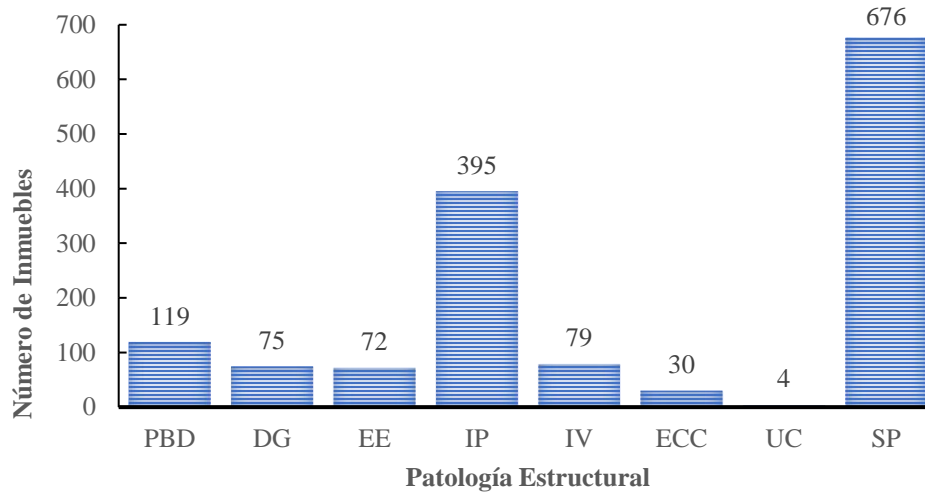


Figura 3.8 Clasificación de las Patologías Estructurales de la base de datos

Para este primer análisis, se filtró la base de datos para los casos de PBD de manera aislada, con los 119 inmuebles de referencia y con estos datos se revisaron las zonas con mayor número de inmuebles que tuvieron daños.

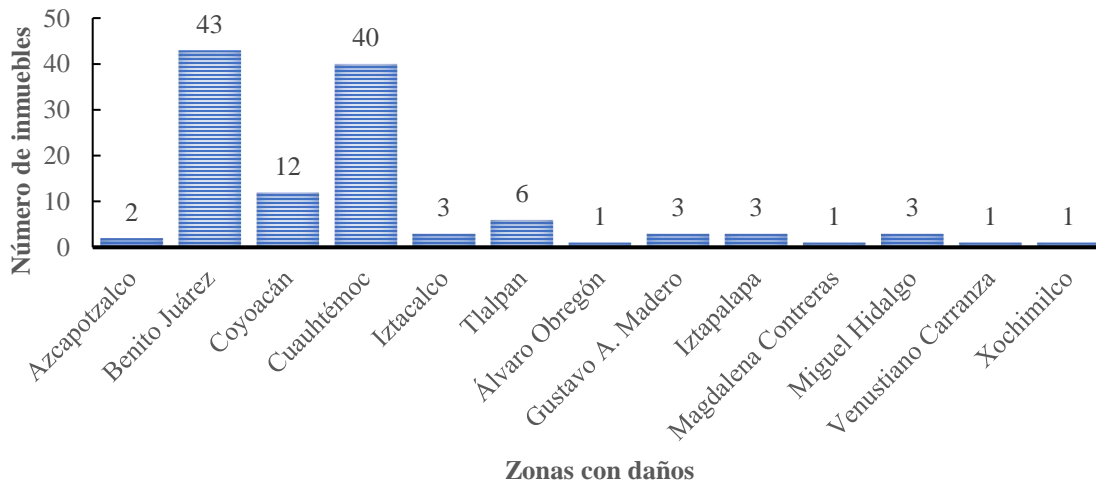


Figura 3.9 Zonas más afectadas de la Ciudad de México

En la Figura 3.9 se muestran las zonas más afectadas en la Ciudad de México a raíz del sismo del 19 de septiembre de 2017, en donde se tiene en primer lugar a la alcaldía Benito Juárez con un número de 43 edificios con PBD, en segundo lugar, se tiene a la alcaldía Cuauhtémoc con 40 edificios y en tercer lugar la alcaldía Coyoacán con 12 construcciones.

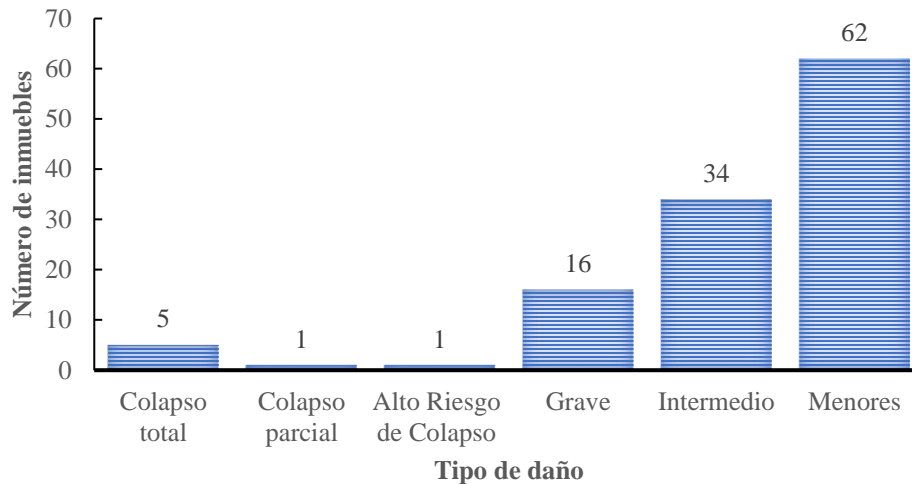


Figura 3.10 Tipo de daños presentes en los edificios con PBD de la base de datos

En la Figura 3.10 se muestran los tipos de daños presentes en las edificaciones con PBD revisadas en la base de datos. De un total de 119 inmuebles con PBD se tuvieron sólo 5 colapsos totales, 1 caso de colapso parcial, 1 caso de alto riesgo de colapso, 16 casos con daños graves, 34 con daños intermedios y 62 con daños menores.

De acuerdo con registros de las revisiones de los inmuebles, se tienen los datos aproximados de las fechas de construcción de los edificios, aunque en muchos casos la información no fue clara y se guiaron por experiencias propias de los dueños de las construcciones. Es por ello, que, asumiendo dicha información como verídica y confiable, se puede intuir la antigüedad de los inmuebles y con ello el reglamento aplicable correspondiente para cada caso.

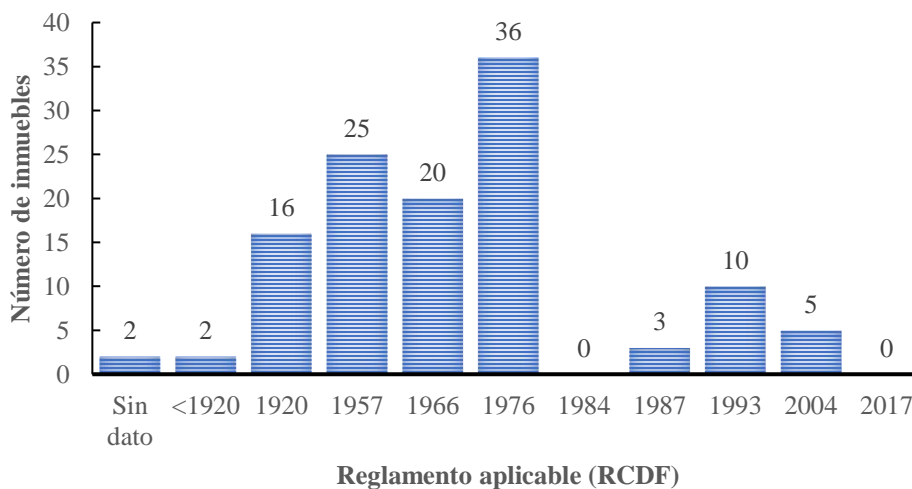


Figura 3.11 Reglamento de construcción utilizado en los inmuebles de la base de datos

En la Figura 3.11 se muestran los reglamentos de construcciones aplicables para cada inmueble revisado en la base de datos, en donde se observa que la mayoría de los inmuebles fueron construidos posterior al año de 1976, lo cual da una idea de que el posible reglamento utilizado para el diseño de los edificios fue el RCDF 1976.

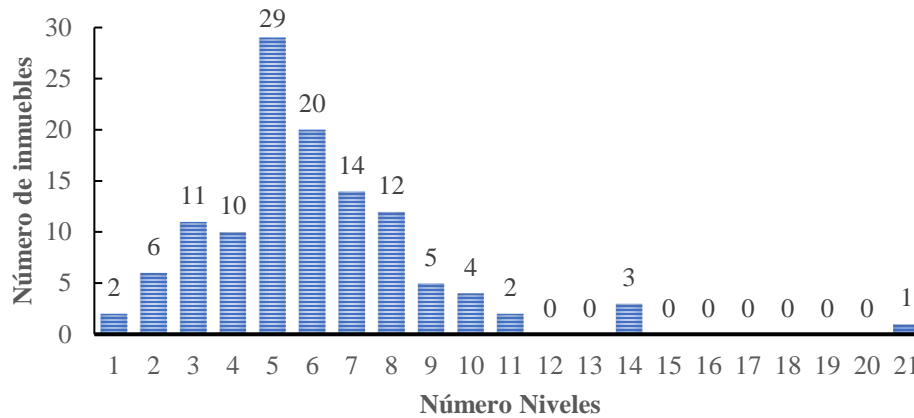


Figura 3.12 Clasificación de los inmuebles de la base de datos por número de niveles

La Figura 3.12 muestra la clasificación de inmuebles de la base de datos por número de niveles, en donde se observa que la mayoría de las construcciones dañadas tienen entre 5 y 8 niveles.

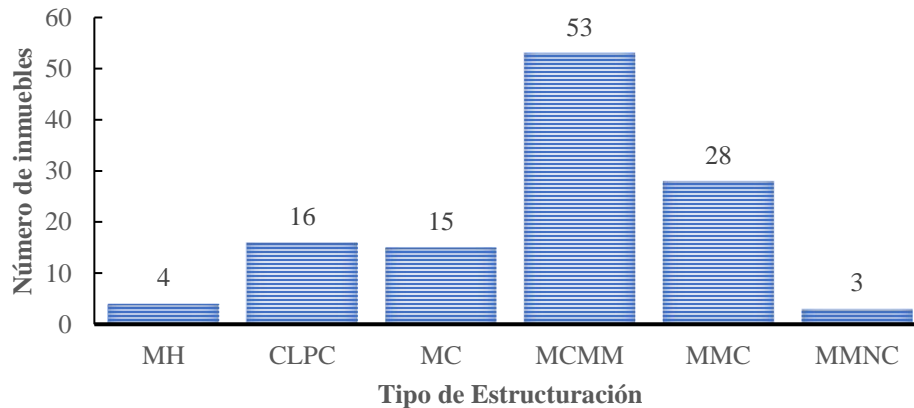


Figura 3.13 Clasificación de la base de datos por el tipo de estructuración

En la Figura 3.13 se muestra el número de inmuebles con problema de planta baja débil de acuerdo con el tipo de estructuración. Para Muros de Mampostería No Confinada (MMNC) y Mampostería Histórica (MH) se obtuvieron la menor cantidad de estructuras, con 3 y 4 inmuebles, respectivamente. En el caso de Marcos de Concreto (MC) se obtuvieron 15 unidades y para Columnas y Losa Plana de Concreto (CLPC) 16 unidades. Finalmente, para Muros de Mampostería Confinada (MMC) y Marcos de Concreto con Muros de Mampostería (MCMM) se obtuvieron las mayores cantidades de inmuebles con 28 y 53 unidades, respectivamente.

Derivado del análisis anterior, se identificaron dos tipos de estructuraciones principales en edificios con PBD:

- Edificaciones con sistema estructural de marcos de concreto y muros de mampostería.
- Edificaciones con sistema estructural basado en muros de mampostería.

4. DESCRIPCIÓN DEL ANÁLISIS

4.1 MODELOS DE ANÁLISIS

En el capítulo 3 se presentó un análisis de la base de datos de un estudio realizado por el II-UNAM y el ISC sobre los daños que ocasionó el sismo del 19 de septiembre de 2017 en edificios desplantados en la Ciudad de México, en donde se identificaron dos tipos de estructuraciones principales en edificios con PBD, presentados en la Figura 3.13.

Para esta tesis se construyeron modelos estructurales con estructuración basada en marcos de concreto reforzado con muros de mampostería, que contemplan las características más relevantes de los edificios con mayores daños que presentan PBD y, con ello, poder realizar la evaluación y clasificación de acuerdo con las metodologías definidas en las siguientes secciones de este documento.

En total se analizan 3 modelos cuya geometría, alturas y distribución de espacios serán los mismos. La diferencia entre ellos son los elementos resistentes ante cargas laterales, en los cuales el primer modelo corresponde a una edificación de marcos de concreto reforzado con columnas de 0.30x0.30 m, el segundo tendrá columnas de 0.50x0.50 m y el tercero de 0.70x0.70 m. La finalidad de este incremento en el tamaño de los elementos sismo-resistentes es verificar la aproximación de los métodos de evaluación utilizados y que están basados en la clasificación de estructuras de acuerdo con el tamaño de los elementos resistentes a fuerzas laterales.

El modelo desarrollado para el análisis se trata de una edificación de departamentos de 5 niveles, estructurada mediante marcos de concreto reforzado y muros de mampostería, con una menor densidad de muros en la planta baja debido al uso de esta planta destinada a estacionamiento. La altura total del edificio es de 15.5 m.

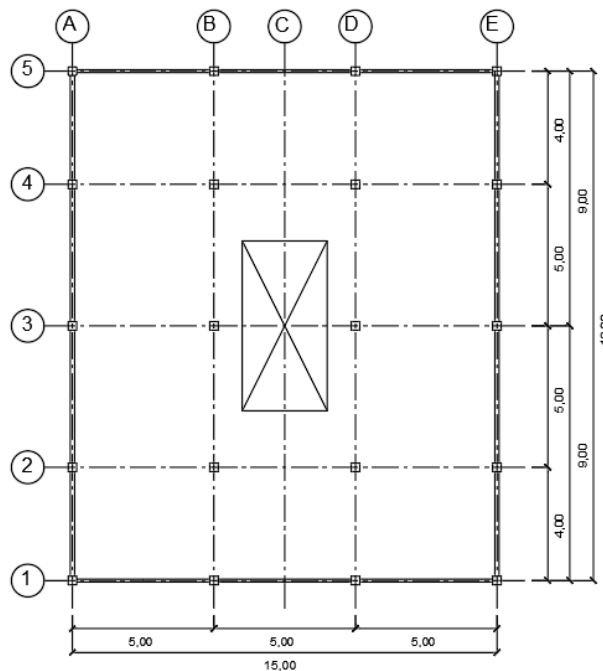


Figura 4.1 Planta baja del modelo estructural, cotas en metros.

La Figura 4.1 presenta un croquis de la planta baja del modelo estructural propuesto en este trabajo. Las dimensiones de la planta corresponden a 15 m de ancho (dirección X para el análisis) y 18 m de largo (dirección Y para el análisis). Los muros se encuentran colocados a lo largo de los ejes A y E, de tal manera que únicamente aportan rigidez a la dirección Y del análisis. Tanto en el eje 1 como el 5 se encuentran situados los portones de acceso al inmueble, por lo cual, no existen muros en la dirección X del análisis en la planta baja. En el centro de la planta, entre los ejes verticales B y C, y los ejes horizontales 2 y 4, se encuentra el cubo de escalera para el acceso a los demás niveles. La altura de esta planta corresponde a 3.5 m, mientras que en las demás se conserva la misma altura con 3.0 m.

En la planta baja se tiene un área total de 270 m², con la capacidad de albergar hasta un total de 20 vehículos simultáneamente. La estructura cuenta con 3 crujiás en la dirección X con una longitud de 5 m cada una y 4 crujiás en la dirección Y con longitud de 4 m para las crujiás exteriores y 5 m para las interiores.

El modelo cuenta con un sistema estructural conformado por marcos de concreto reforzado. Las columnas son cuadradas de 0.30x0.30 m, 0.50x0.50 m y 0.70x0.70 m, para el modelo 1, 2 y 3, respectivamente. Las vigas tienen 0.20 m de base y 0.40 m de peralte. El sistema de piso está contemplado como losa maciza de concreto reforzado con un espesor de 0.15 m para todas las plantas excepto la azotea, que tendrá un espesor de 0.12 m. Adicionalmente, el espesor de los muros de mampostería es de 0.15 m.

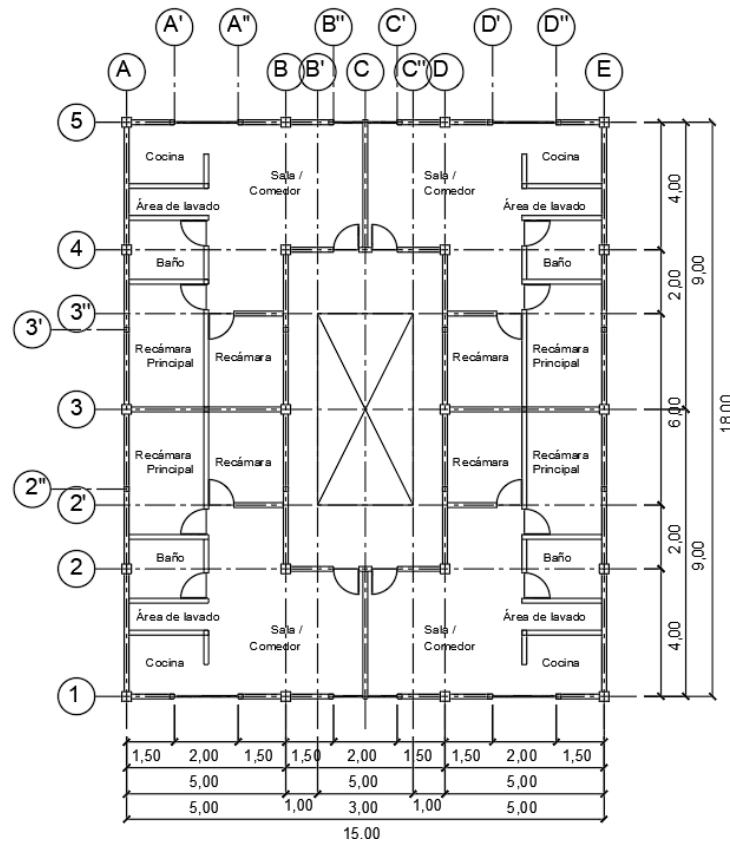


Figura 4.2 Planta de departamentos “Tipo” del modelo estructural, cotas en metros

La Figura 4.2 presenta un croquis de la planta de departamentos “tipo” del modelo estructural propuesto en este trabajo. Cada una de las plantas restantes del modelo tiene la capacidad de albergar 4 departamentos de 55 m². En total, la estructura tiene 16 departamentos. El hueco de escalera tiene dimensiones de 18 m². En general, cada departamento tiene las siguientes áreas:

- Sala/Comedor
- Recámara principal
- Recámara
- Cocina
- Baño
- Área de lavado

Con base en la información recabada por el II-UNAM (Buendía y Reinoso, 2019) y en el análisis de la base de datos realizado en el capítulo 3, la mayoría de los edificios dañados por el sismo del 19 de septiembre de 2017 y que además tenían problemas de planta baja débil fueron construidos con anterioridad al año 1980, cuya normativa vigente correspondía al RCDF-1976. Como se trata de desarrollar un modelo con las características más relevantes de los edificios dañados en la base de datos, el modelo que se propone tendrá fecha de construcción del año 1978, revisado mediante la normativa RCDF del año 1976 y estará desplantado en la zona sísmica tipo III, perteneciente a terreno comprensible de acuerdo con los artículos 232 y 234.

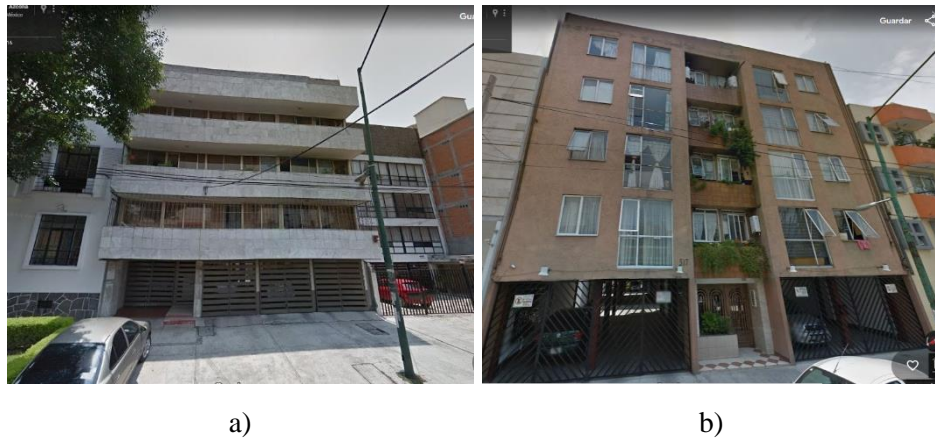


Figura 4.3 a) Edificio ubicado en Juan Sánchez Azcona no. 441, Benito Juárez y b) Edificio ubicado en Tokio no. 517, Benito Juárez

En la Figura 4.3 se presentan dos inmuebles con características geométricas similares al modelo estructural de análisis. Ambos inmuebles están ubicados en la alcaldía Benito Juárez, correspondiente a la zona III del RCDF de 1976. Tanto la alcaldía Benito Juárez como Coyoacán se encuentran en zona III y corresponden a las zonas con mayor daño, de acuerdo con lo presentado en el capítulo 3, por tal motivo, se propone que la ubicación del modelo estructural sea con dirección Av. Santa Ana, Alcaldía Coyoacán y con coordenadas 19.367604, -99.152906.

4.2 MÉTODOS PARA EL ANÁLISIS Y EVALUACIÓN DE LA PLANTA BAJA DÉBIL

En esta sección se presentan los métodos utilizados para la evaluación de la planta baja débil y la evaluación del riesgo potencial por colapso. Es importante mencionar que la intención de utilizar este tipo de metodologías es aplicar las investigaciones desarrolladas sobre este tipo de patologías estructurales y poder tener una manera sistemática para analizar distintos inmuebles desplantados en la Ciudad de México con características similares a los modelos de análisis.

La metodología que se propone se centra en tres tipos de análisis y con ellos se propone un cuarto análisis basado en algunas de las hipótesis de los anteriores:

1) Evaluación de la PBD (GCM, 2020b)

El primer análisis se enfoca en la revisión de las condiciones de regularidad de la estructura y verificación de la existencia de la PBD en la estructura mediante las demandas y capacidades a las que está sometida, utilizando las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo (GCM, 2020b).

2) Subcategorización de PBD (ERN, 2020)

Este análisis consiste en una revisión visual de los elementos resistentes en edificios que poseen PBD y con ello poder catalogarlos de manera rápida en PBD intensa, modera o ligera.

3) Evaluación sísmica de riesgo por colapso potencial (FEMA, 2018)

Esta evaluación permite establecer los límites de la probabilidad de colapso de la estructura de acuerdo con una serie de pasos y deducciones realizadas por la Federal Emergency Management Agency (FEMA) en su documento Seismic Evaluation of Older Concrete Buildings for Collapse Potential (FEMA, 2018).

4) Evaluación y clasificación de la PBD en edificios de la CDMX, FEMA-RCDF

Esta metodología propone una modificación en el enfoque del análisis del FEMA P-2018 y permite la incorporación de factores que modifican el comportamiento estructural como el factor de irregularidad establecido en el RCDF (2020) y el análisis del mecanismo de falla de columnas no dúctiles presentes en edificaciones construidas con anterioridad a 1976.

4.3 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

Previo a la aplicación de los métodos para la evaluación y clasificación de la PBD, es importante mencionar que los modelos de análisis serán revisados con la normativa del RCDF de 1976. Esta revisión se enfoca en determinar las condiciones estructurales bajo las que fue diseñado el edificio y verificar los límites en los que se encuentran las demandas y capacidades de los modelos, es decir, que el enfoque de esta sección no pretende diseñar la estructura, sino evaluar modelos estructurales desarrollados con algunas de las características geométricas de estructuras reales que sufrieron daños por sismo, y verificar el estado de cumplimiento de los elementos estructurales con respecto a la normativa utilizada en el diseño.

Debido a que en la normativa con la que fueron construidos los edificios de aquella época no tenía información sobre la patología de la PBD es necesario realizar un análisis detallado sobre el estado en el que se encontraba el edificio cuando fue diseñado, proponiendo la revisión de los modelos para los estados límites establecidos en el RCDF 1976, además de incorporar en el análisis las siguientes evaluaciones:

- a) Revisión del cortante basal mínimo (propuesto con el RCDF 2020 y desarrollado en el capítulo 5)
- b) Revisión de desplazamientos máximos, distorsiones de entrepiso máximas y perfiles de rigideces
- c) Propuesta para la evaluación de la PBD utilizando el RCDF 1976

4.4 EVALUACIÓN DE LA PBD (GCM, 2020b)

En este análisis se revisa el comportamiento estructural del edificio, mediante la evaluación de las condiciones de regularidad para la obtención de los espectros de diseño y las demandas sísmicas en los niveles. Posteriormente, se realiza la evaluación de la PBD.

Condiciones de regularidad

Las NTC-DS del 2020 establecen 13 requisitos para la evaluación de la regularidad de las estructuras y determinar el factor de irregularidad que afecta al factor de reducción por comportamiento sísmico, Q' . Estos factores intervienen en el cálculo del espectro de diseño.

A continuación se enlistan las condiciones de regularidad:

Estructuras regulares

- 1) Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.
- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.
- 3) La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.
- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.
- 5) Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido.
- 6) El sistema de piso no tiene aberturas en algún nivel que excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.
- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.
- 8) En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.
- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.
- 10) Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exime de este requisito al último entrepiso de la construcción.
- 11) La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.
- 12) En ningún entrepiso, el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de esta.
- 13) En sistemas diseñados para $Q=4$, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para $Q=3$, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

Estructuras irregulares

Se considerará irregular toda estructura que no satisfaga uno de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o dos o más de los requisitos 1, 2, 3, 4, 7 y 8 de la sección 5.1 de las NTC-DS (GCM, 2020b).

Estructuras muy irregulares

Una estructura será considerada muy irregular si no satisface dos o más de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o si se presenta alguna de las condiciones siguientes:

- 1) El desplazamiento lateral de algún punto de una de las plantas excede en más de 30 por ciento el promedio de los desplazamientos de los extremos de esta.
- 2) La rigidez lateral o la resistencia al corte de algún entrepiso excede en más de 40 por ciento la del entrepiso inmediatamente inferior. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la capacidad resistente y la rigidez lateral de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ellas.
- 3) Más de 30 por ciento de las columnas ubicadas en un entrepiso no cumplen con el requisito 9 de la sección 5.1 de las NTC-DS (GCM, 2020b)

De acuerdo con las NTC-DS 2020, (GCM, 2020b), si se realiza un análisis dinámico modal o uno estático como los establecidos en las secciones 6.1 y 7.1, respectivamente, las condiciones de irregularidad se tomarán en cuenta multiplicando el factor Q' definido en la sección 3.4, por 0.8 cuando la estructura sea irregular según la sección 5.2 y por 0.7 cuando la estructura sea muy irregular según la sección 5.3. En ningún caso el factor Q' se tomará menor que 1.0.

Espectros de diseño

El reglamento de Construcciones del Distrito Federal del 2020 establece en el capítulo 3 de sus NTC-DS que la determinación de las acciones sísmicas de diseño se realizará a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID, para la ubicación específica del predio en estudio. La dirección de internet en la que se accede al SASID es <https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>.

Planta baja débil

La revisión de la planta baja débil se realizará el capítulo 5 sección 5.4 de las NTC-DS de 2020, en el cual se establece que:

“Si en un edificio el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado “de planta baja débil” y se aplicarán las penalizaciones que se fijan en la sección 5.5 para este caso.”

“Las NTC-DS 2020 establecen que “cuando el edificio es calificado como de planta baja débil o blanda, según se define en la sección 5.5, se deberá diseñar su primer entrepiso para que sea capaz de resistir la fuerza cortante basal correspondiente a un factor de reducción Q' igual a 1, mientras que los otros entrepisos se diseñarán para resistir las fuerzas internas que resultan del análisis con el factor de reducción Q' que corresponda al sistema estructural sin afectarlo por los factores de irregularidad. Se revisará además que la distorsión máxima del primer entrepiso para el sismo de diseño no exceda 0.006”.

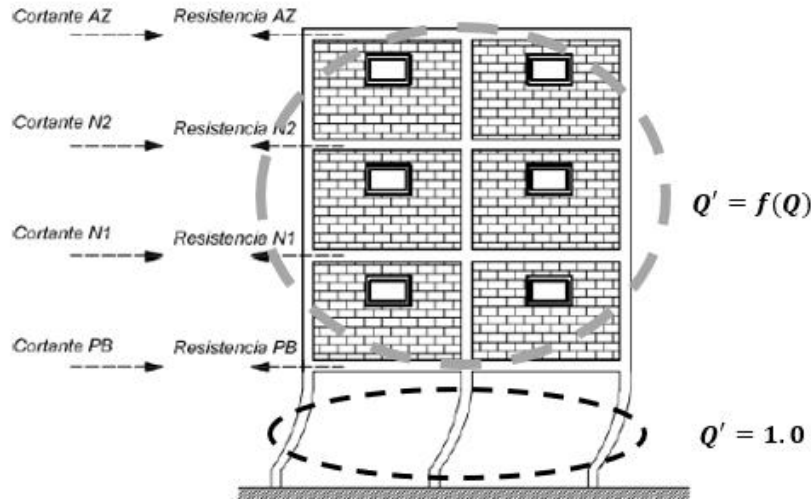


Figura 4.4 Factor de reducción Q' para estructuras con PBD

La Figura 4.4 muestra de manera esquemática la aplicación del factor de reducción Q' para una estructura que presenta PBD de acuerdo con lo que se menciona en la sección 5.5 de la NTC-DS 2020. Se puede observar que para el diseño, el primer nivel debe cumplir con los desplazamientos y fuerzas asociadas a un factor de reducción Q' igual a 1.0, indicando que este nivel será el que absorba la mayor demanda de energía, mientras que en los demás, podrán diseñarse los elementos estructurales en función del Q' correspondiente a la sección 3.4 de las NTC-DS.

La capacidad resistente de los elementos estructurales tomará en cuenta las siguientes consideraciones:

- La capacidad resistente a cortante de la estructura se determina tomando en cuenta sólo a los elementos que aportan resistencia en la dirección respecta de cada análisis.
- Las columnas aportan la misma capacidad resistente en ambas direcciones debido a que su geometría y refuerzo es igual cada una de las direcciones principales del análisis.
- La capacidad a cortante de los elementos de concreto se tomará como se indica en las NTC-DCEC 2020, mediante la contribución del concreto y del acero de refuerzo, a pesar de tratarse de estructuras con mucha antigüedad y con deficiencias en el detallado del refuerzo por cortante.
- Los muros sólo aportan capacidad resistente a cortante para la dirección paralela a su plano. Este inciso se menciona debido a que se han realizado estudios en los cuales se aproxima la capacidad resistente a cortante de los muros fuera del plano (Varela *et al.*, 2017), que aunque sería importante evaluarla para este tipo de problemas estructurales, no se utilizarán dado la limitada investigación que se tiene al respecto y que incluso en las NTC-DCEC 2020 se considera despreciable.
- La capacidad resistente de la columna tomará en cuenta el promedio de la carga axial sobre los elementos respectivos en cada nivel.

4.5 SUBCATEGORIZACIÓN DE LA PBD (ERN, 2020)

En este método desarrollado por ERN (2020), se propone una expresión basada en las características geométricas de la estructura, ya que establece que el efecto de este problema estructural es provocado por el cambio abrupto entre la rigidez de la planta baja (sistema flexible) y las rigideces del resto de los entresijos (sistemas rígidos). Esta condición provoca que, durante un movimiento sísmico severo, la demanda de desplazamientos en la planta baja sea mayor en comparación con los demás entresijos, dando

como resultado la disminución de capacidad resistente o colapso de los elementos que conforman dicho entrepiso.

$$b_{cM} = \alpha + \frac{\theta \left(\frac{N}{C}\right)^\eta}{\kappa^\eta + \left(\frac{N}{C}\right)^\eta} \quad (4.1)$$

En donde:

N/C es la relación entre el número de niveles y el número de crujiás. Las crujiás se toman en cuenta sólo si el elemento resistente está a lo largo de todo el eje en caso de ser muro o bien, si tiene continuidad sobre el mismo eje en el caso de ser columnas.

θ, η Son coeficientes que dan forma a la función.

α, κ Son factores que modifican los límites de la subcategorización.

El resultado de aplicar esta expresión es la gráfica de la **Figura 4.5**, en donde se presentan tres curvas: la primera correspondiente a la línea punteada representa el nivel en el cual la estructura es categorizada como PBD intensa debido a sus altos niveles de distorsiones y desplazamientos, la segunda curva de color gris representa el nivel en el cual la estructura es categorizada como PBD moderada y, la tercera curva en color negro representa la categorización de PBD ligera.

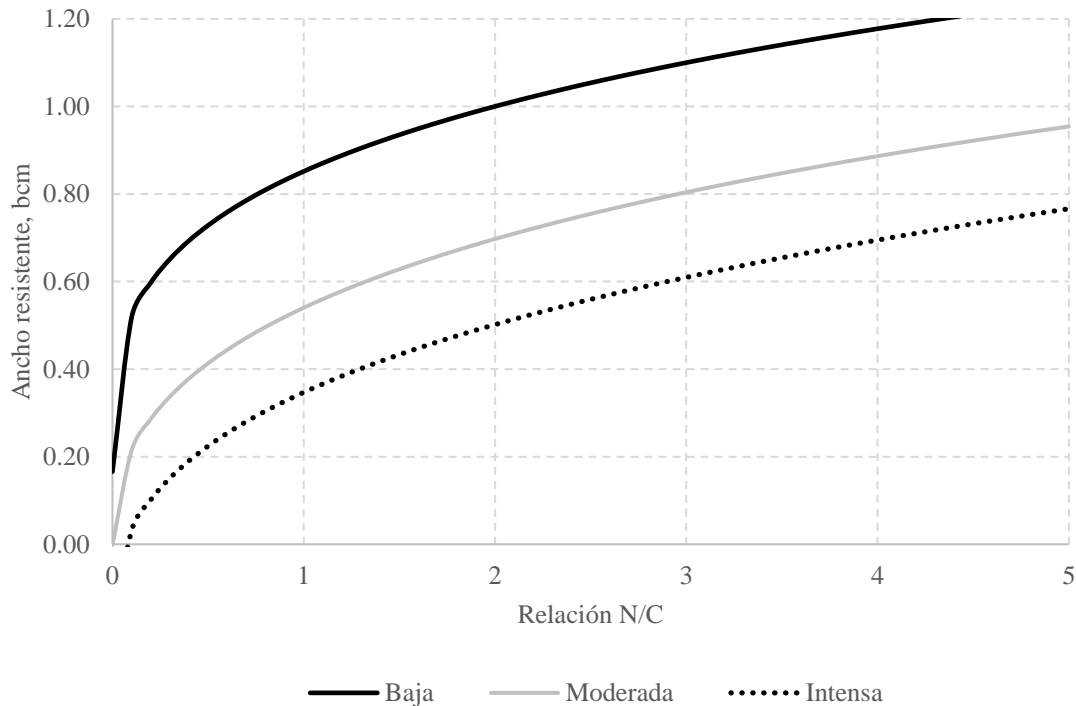


Figura 4.5 Subcategorización de la PBD

4.6 EVALUACIÓN SÍSMICA DE RIESGO POR COLAPSO POTENCIAL (FEMA, 2018)

La metodología expuesta en el FEMA (FEMA, 2018), consiste en una medición del riesgo de colapso de edificaciones catalogadas como no dúctiles. La clasificación de riesgo de los edificios de concreto reforzado más antiguos está relacionada con la probabilidad de que el edificio se derrumbe (BR, Building Rating). Los límites que fija esta metodología son:

- Probabilidad de colapso excepcionalmente alta, si $BR > 0.7$
- Probabilidad de colapso alta, si $0.3 \leq BR \leq 0.7$
- Probabilidad de colapso baja, si $BR < 0.3$

De acuerdo con la definición de estructuras de concreto reforzado no dúctiles, el FEMA P-2018 menciona que son aquellas construidas antes de 1970, que incluyen construcciones arcaicas cuyos problemas principales son: detallado inadecuado del acero de refuerzo, irregularidades en el sistema y elementos discontinuados que pueden resultar en fallas súbitas y pérdida de capacidad de carga vertical.

Algunas de las consideraciones para el uso de este método son:

- No tiene la intención de anular lo establecido en el ASCE/SEI 41-17 (ASCE, 2017), criterios de aprobación/desaprobación de los objetivos de desempeño establecidos.
- No se requiere análisis no lineal

De acuerdo con los requerimientos establecidos en el FEMA P-2018, el procedimiento de aplicación consta de 10 pasos, que se describen a continuación.

1) Descripción de la estructura. En este paso se recopila la información necesaria para una correcta caracterización de la edificación, cubriendo con los siguientes rubros:

- Tamaño del edificio
- Configuración del edificio
- Propiedades geométricas de los elementos estructurales (columnas, losa y vigas) así como el detallado del refuerzo de cada uno de los componentes
- Propiedades de los materiales a utilizar
- Información sobre el sitio donde se encuentra desplantada la estructura
- Uso y acciones a las que está sometida
- Información adicional como informes técnicos, cálculos estructurales y planos.

2) Cargas y componentes de resistencia. En este paso se obtienen las demandas y capacidades de los elementos estructurales y la definición del mecanismo de falla.

Para la mayoría de los componentes de concreto, las resistencias son determinadas de acuerdo con ASCE/SEI 41-17 y ACI 318-14, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318, 2014).

Las cargas por gravedad esperadas se obtienen con la ecuación 4.2.

$$P_g = P_D + 0.25P_L \quad (4.2)$$

En donde:

- P_D Cargas muertas, (en kips)
 P_L Cargas vivas, (en kips)

Flexión en elementos de concreto

La resistencia a flexión esperada de una sección de columna Mn, se calcula de acuerdo con ACI 318-14, capítulo 22 usando las propiedades esperadas del material y factor de reducción unitario. La carga axial para determinar la resistencia a la flexión debe ser la calculada de acuerdo con la sección 4.2.1. El ACI 318-14 Capítulo 22 que establece el método del eje neutro para determinar el Momento Mn. Por medio del diagrama de interacción se puede obtener el Mn correspondiente.

Fuerza cortante en elementos de concreto

$$V_n = k \left(\frac{A_v f_{ye} d}{s} + \lambda \left(\frac{6\sqrt{f'_{ce}}}{l_{inf}/d} \sqrt{1 + \frac{P_g}{6\sqrt{f'_{ce}}A_g}} \right) 0.8A_g \right) \quad (4.3)$$

En donde:

- k factor que relaciona el desplazamiento de demanda de ductilidad. Se puede tomar como 1.0 para esta metodología.
 - s espaciamiento del refuerzo transversal (en in)
 - A_v Área del refuerzo transversal dentro del espaciamiento s , (en in²)
 - d peralte efectivo de la sección de la columna, (en in). Se permite usar $0.8 h_c$, h_c = peralte total de la sección de la columna.
 - f_{ye} esfuerzo de fluencia esperado del reforzamiento (1.1 según FEMA 41-17), (en ksi)
 - λ 0.75 para concreto liviano, 1.0 para concreto normal
 - f'_{ce} esfuerzo de compresión esperado del concreto (1.1 según FEMA 41-17), (en ksi)
 - l_{inf} altura libre de una columna en voladizo equivalente desde la cara de un nudo hasta el punto de inflexión (o momento cero), (en in); en una altura típica, l_{inf} puede tomarse como la mitad de la altura libre de la columna, L_u
 - P_g carga axial de la columna en compresión, (en kips)
 - A_g área gruesa de la sección transversal de la columna de concreto, (en in²)
- La relación l_{inf}/d no debe ser mayor que 4 ni menor que 2. Para columnas que satisfagan los requisitos de dosificación y detallado del ACI 318-14 capítulo 18, la resistencia al corte se calculará con las expresiones del ACI 318-14 capítulo 22.

Capacidad a cortante en columnas (falla dominante)

Para calcular el cortante plástico de los elementos resistentes ante fuerzas laterales, se utiliza la ecuación 4.4.

$$V_p = \frac{M_{cT} + M_{cB}}{L_u} \quad (4.4)$$

En donde:

- M_{cT} Resistencia a flexión en la parte superior de la columna, (en kips-in)
- M_{cB} Resistencia a flexión en la parte inferior de la columna, (en kips-in)
- L_u Altura libre de la columna, en pulgadas

Para calcular el cortante plástico es necesario revisar la capacidad para las siguientes condiciones y utilizar el valor mínimo de los momentos extremos:

- a) Resistencia a la flexión en la columna
- b) Flexión controlada por las vigas

c) Transferencia de momentos en la conexión losa-columna

3) Determinación del cortante en la base y periodo. En este paso, se elige el mecanismo de falla dependiendo de la capacidad desarrollada en los elementos estructurales.

Principalmente se tienen dos mecanismos de falla para edificios estructurados con marcos de concreto reforzado.

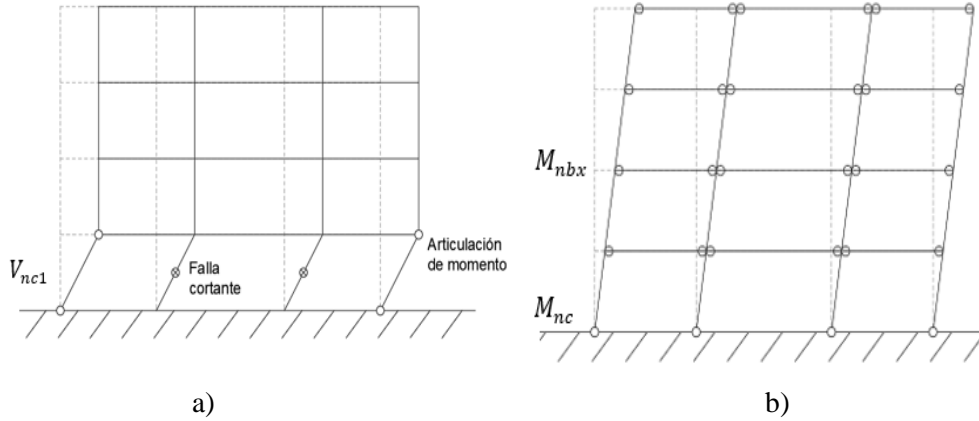


Figura 4.6 a) Mecanismo de falla 1, b) Mecanismo de falla 2, ambos para marcos de concreto reforzado (adaptado del FEMA, 2018)

En la Figura 4.6 a) se presenta el mecanismo de falla correspondiente a la planta baja débil. De acuerdo con lo que establece el FEMA P-2018, se asume que la edificación está controlada por los elementos estructurales del primer entrepiso. Por tanto, para cada una de las columnas se debe calcular la capacidad por cortante y la capacidad por cortante asociada con el desarrollo de la flexión en la columna y tomar la mínima de ambas, tal y como se muestra en la ecuación 4.5.

$$V_{nc1} = \min\left(V_{nc}, \frac{\sum M_{nc}}{L_u}\right) \quad (4.5)$$

En la figura 4.7 b) se presenta el mecanismo de falla que supone que las columnas tienen suficiente resistencia para forzar la fluencia a través de la altura del edificio. En la ecuación 4.6 se muestra la manera de calcular la resistencia a cortante en la base de la estructura para el mecanismo 2.

$$V_{p1} = \frac{\sum M_{nc1} + \sum M_{nbx}}{h_{eff}} \quad (4.6)$$

$$h_{eff} = 0.7 h_n \quad (4.6a)$$

El cortante en la base de la estructura resultará ser el menor valor obtenido en los mecanismos de falla, mismo que definirá el mecanismo de colapso.

Periodo efectivo de la estructura

El periodo efectivo de la estructura se obtendrá con la siguiente ecuación:

$$T_e = 0.07 (h_n)^{0.5} \left(\frac{V_y}{W}\right)^{-0.5} \quad (4.7)$$

En donde:

h_n Altura total de la estructura, (en ft)

V_y	Cortante en la base, obtenido de los mecanismos de falla, (en kips)
W	Peso sísmico de la estructura, (en kips)

Espectro de Diseño

El espectro de diseño utilizado en el método FEMA P-2018 está asociado a la clasificación del tipo de suelo propuesta en dicho documento (Tabla 4.2). Para este caso, se utilizará el espectro de diseño para la estructura desplantada en la Ciudad de México, obtenido mediante el programa de Sistemas de Acciones Sísmicas de Diseño, SASID de las NTC-DS (GCM, 2020b) y considerando la reducción asociada al factor Q' y a las condiciones de regularidad descritas en la sección 4.5.1 de este documento debido a que esta evaluación está aplicada en edificios con PBD y es por esta razón que se requiere la inclusión de los espectros de diseño reducidos.

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (4.8)$$

En donde

S_a	aceleración espectral para el periodo efectivo de la estructura, (en g)
V_y	fuerza cortante en la base, (en kips)
W	peso sísmico de la estructura, (en kips)
C_m	factor de masa efectiva obtenido de la Figura 4.7

No. of stories	Frame System	Wall or Frame-Wall System	Pier-Spandrel System	Infill Wall System
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0
≥ 3	0.9	0.8	0.8	1.0

Note: C_m shall be taken as 1.0 if the fundamental period, T_e , in the direction under consideration is greater than 1.0 sec.

Figura 4.7 Valores para el factor de masa efectiva (FEMA, 2018)

4) Demanda de distorsión sísmica global. En este paso se determina el desplazamiento máximo de la estructura en función del periodo efectivo y la aceleración espectral para dicho periodo, tomando a consideración factores de corrección por periodo corto y corrección por degradación.

$$\delta_{eff} = C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4 \pi^2} g \quad (4.9)$$

$$C_1 = 1 + \frac{\mu_{strength} - 1}{a T_e^2} \quad (4.10)$$

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (4.11)$$

En donde:

C_1	Coficiente de amplificación para periodos cortos (si $T_e > 1.0$, $C_1 = 1.0$)
C_2	Coficiente de amplificación de distorsión debido a la degradación (si $T_e > 0.7$, $C_2 = 1.0$)
S_a	Aceleración espectral para el periodo efectivo de la estructura, (en g)
T_e	periodo efectivo de la estructura, (en segundos)
g	aceleración de la gravedad (igual a 386 in/s ²)
a	coeficiente que depende del tipo de suelo en el que se encuentra desplantada la estructura.

5) Demanda de distorsión en el entrepiso crítico. En este paso se realizan las correcciones de las demandas de distorsión por efectos del sistema de un grado de libertad y por efectos P-Δ.

Ajuste de demanda de distorsión en el entrepiso crítico, mediante el coeficiente α

$$\delta_x = \alpha_x h_{sx} \left(\frac{\delta_{eff}}{h_{eff}} \right) \leq \delta_{eff} \quad (4.12)$$

En donde:

- α_x Coeficiente de amplificación correspondiente al mecanismo de falla, Figura 4.8
- h_{eff} Altura efectiva, (en in). Se tomará igual a $0.7h_n$
- h_{sx} Altura del primer entrepiso, (en in)
- δ_{eff} Demanda de distorsión global, (en in)

No. of Stories in the Building	Yield Mechanism ^(a)	Values of $\alpha^{(1)}$	
		Critical Stories	Other Stories ^(b)
1	(any)	1.0	(n/a)
2	1, 3	2.0	0.5
	2, 4	1.5	1.0
3-6	1, 3	2.0	$1 - 0.5 \frac{x-2}{n-2}$
	2, 4	1.5	1.0
7-8	1, 3	Linearly interpolate between the values for 6 and 9 stories	
	2, 4	1.5	1.0
≥ 9	1, 3	2.5	1.5
	2, 4	1.5	1.0

Figura 4.8 Valores para el coeficiente α (FEMA, 2018)

Ajuste de demanda de distorsión por efecto P-Δ

$$\delta_{x1} = \delta_x \left(\frac{1}{1 - \frac{W_x \delta_x}{V_{px} h_x}} \right) \quad (4.13)$$

En donde:

- δ_x Demanda de distorsión en el entrepiso crítico, (en in)
- h_x Altura del primer entrepiso, (en in).
- W_x Peso del primer entrepiso, (en kips)
- V_{px} Cortante en la base debido al mecanismo de falla gobernante, (en kips)

6) Demanda de distorsiones en componentes críticos. En este paso se calculan los factores de demanda de distorsión dependiendo de la ubicación de la columna.

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_b} \quad (4.14)$$

Mediante la relación de los momentos resistentes de las columnas M_c y de las vigas M_b se obtienen los valores para el uso de la Figura 4.9. La demanda de distorsión en los componentes estará determinada por la ecuación 4.15 y 4.16, dependiendo de la ubicación de la columna. Para el factor de demanda de distorsión en las conexiones viga columna, el factor Υ es igual a 1.0.

$$\Delta_{Dcol} = \Upsilon_{col} \delta_x \quad (4.15)$$

$$\Delta_{Dcon} = \Upsilon_{con} \delta_x \quad (4.16)$$

Ratio of Column Strengths to Beam Strengths ⁽²⁾ $\sum M_c / \sum M_b$	Column Drift Factor γ
≤ 0.6	0.85
1	0.70
≥ 2.4	0.30

Figura 4.9 Factores de demanda de distorsión (FEMA, 2018)

7) Capacidad de distorsión en componentes críticos. En este paso se determina la capacidad de distorsión para los componentes críticos. Se determina la capacidad tanto para la columna como para la conexión viga columna. Para ello se revisan las siguientes condiciones:

- a) Capacidad en columnas críticas

$$\Delta_c = L_u(\theta_c + 0.01) \quad (4.17)$$

En donde:

L_u Altura total de la columna, (en in)

θ_c Capacidad de rotación plástica, determinada con la Figura 4.10

Flexure-Critical Columns ($V_p/V_n \leq 0.6$, $\rho_t > 0.002$, and $s/d < 0.5$)	
For $\left(\frac{P}{A_g f'_{ce}}\right) \geq 0.1$	$\theta_c = 11.4\rho_t + 0.034 - \left(\frac{P}{A_g f'_{ce}}\right)(14\rho_t + 0.036) \geq 0.0$
For $\left(\frac{P}{A_g f'_{ce}}\right) < 0.1$	$\theta_c = 10\rho_t + 0.03 \geq 0.0$
Flexure-Shear and Shear-Critical Columns (i.e., Columns not classified as Flexure-Critical Columns)	
For $\left(\frac{P}{A_g f'_{ce}}\right) \leq 0.5$	$\theta_c = \frac{0.5}{5 + \frac{P}{0.8A_g f'_{ce}} \frac{1}{\rho_t f_y}} - 0.01 \geq \theta_{c,min}$ $P/A_g f'_{ce}$ should not be taken smaller than 0.1
θ_c should be reduced linearly for $\left(\frac{P}{A_g f'_{ce}}\right) > 0.5$ from its value at $\left(\frac{P}{A_g f'_{ce}}\right) = 0.5$ to zero at $\left(\frac{P}{A_g f'_{ce}}\right) = 0.7$	
$\theta_{c,min} = 0.042 - 0.023\left(\frac{P}{A_g f'_{ce}}\right) + 0.63\rho_t - 0.023\left(\frac{V_p}{V_n}\right) \geq 0.0$ $P/A_g f'_{ce}$ should not be taken smaller than 0.1	

Figura 4.10 Capacidad de rotación plástica para columnas (FEMA, 2018)

- b) Capacidad de distorsión en conexiones losa-columna

Gravity Shear Ratio ⁽²⁾ V_g/V_c	Drift Capacity, Δ_c
≤ 0.1	$0.045h_{sx}$
≥ 0.6	$0.01h_{sx}$

Figura 4.11 Capacidad de rotación plástica para conexiones losa-columnas (FEMA, 2018)

Para determinar el valor de V_g se utilizarán las expresiones establecidas en el FEMA P-2018.

c) Capacidad de distorsión en conexiones de esquina

$$\Delta_c = \left(0.1 - 0.33 \frac{P}{A_g f'_{ce}} \right) h_{sx} \quad (4.18)$$

En donde:

P carga axial actuante en la columna, (en kips)

A_g área de la sección transversal de la columna, (en in²)

f'_{ce} Resistencia a la compresión esperada del concreto, (en ksi)

8) Evaluación de la probabilidad de colapso de los componentes críticos. En este paso se evalúa la relación de la demanda de distorsión entre la capacidad de distorsión de cada una de las columnas (CR).

$$CR = f \left(\max \left(\frac{\Delta_{Dcol}}{\Delta_{Ccol}}, \frac{\Delta_{Dcon}}{\Delta_{Ccon}} \right) \right) \quad (4.19)$$

Con el valor obtenido, se asigna el valor de CR correspondiente de acuerdo con la **Figura 4.12**.

Drift Demand to Drift Capacity Ratio Δ_b/Δ_c	Column Rating CR
$\Delta_b/\Delta_c \leq 0.25$	0.0
$0.4 \geq \Delta_b/\Delta_c > 0.25$	0.1
$0.5 \geq \Delta_b/\Delta_c > 0.4$	0.2
$0.7 \geq \Delta_b/\Delta_c > 0.5$	0.3
$0.9 \geq \Delta_b/\Delta_c > 0.7$	0.4
$1.1 \geq \Delta_b/\Delta_c > 0.9$	0.5
$1.4 \geq \Delta_b/\Delta_c > 1.1$	0.6
$1.8 \geq \Delta_b/\Delta_c > 1.4$	0.7
$2.5 \geq \Delta_b/\Delta_c > 1.8$	0.8
$3.0 \geq \Delta_b/\Delta_c > 2.5$	0.9
$\Delta_b/\Delta_c > 3.0$	0.93

Figura 4.12 Calificación de la columna con respecto a la relación demanda/capacidad (FEMA,2018)

9) Evaluación de la probabilidad de colapso del entrepiso crítico. En este paso se realiza la evaluación de la probabilidad de colapso del entrepiso utilizando las calificaciones de los componentes críticos.

$$R_{avg} = \sum_{i=1}^{n_{col}} f_{col_i} CR_i \quad (4.20)$$

En donde:

R_{avg}	Promedio de calificaciones de las columnas.
f_{col_i}	Fracción de la carga gravitacional soportada por la columna
CR_i	Calificación de cada una de las columnas del primer entrespacio

Ajuste basado en el coeficiente de variación

$$R_{adj} = R_{avg} + 0.625R_{avg}(COV - 0.4) \quad (4.21)$$

En donde:

COV la desviación estándar de las calificaciones de todas las columnas entre el promedio de las calificaciones de las columnas multiplicadas por su fracción de la carga gravitacional correspondiente.

La calificación del entrespacio crítico estará determinada por la ecuación 4.22,

$$SR = 1.5R_{adj} - 0.1 \quad (4.22)$$

10) Evaluación de la probabilidad de colapso de la estructura. En este paso se obtiene la calificación del potencial de colapso de la estructura.

$$BR = SR \quad (4.23)$$

4.7 EVALUACIÓN SÍSMICA Y CLASIFICACIÓN POR RIESGO POTENCIAL DE COLAPSO EN EDIFICIOS CON PBD (RCDF, 2020)

Debido a la alta demanda de edificaciones con problemas estructurales como los que se describen en el capítulo 2 y en específico el problema de planta baja débil, se ha propuesto utilizar una metodología basada en el FEMA P-2018 pero con la adaptación de las ecuaciones y criterios de las NTC-DS y NTC-DCEC del RCDF 2020, cuya aplicación funciona como complemento de la evaluación de la planta baja débil descrita en la sección 5.4 de la NTC-DS 2020 enfocada en la clasificación de las estructuras que ya están construidas y que se encuentran con la patología de PBD.

Esta metodología modificada pretender evaluar a los elementos estructurales por medio de sus demandas y capacidades, tomando en cuenta que los modelos estructurales analizados se basan en características de edificios construidos antes de 1980, por lo cual, la mayoría de los detallados de refuerzo de los elementos estructurales era inadecuado, ocasionando que el comportamiento de los elementos no fuera “dúctil” como se menciona en las NTC-DCEC (2020).

Lo mencionado en el párrafo anterior implica tomar en cuenta el comportamiento no dúctil para la evaluación de las capacidades resistentes de las columnas, ya que, al ser un elemento cuyo diseño no cumple con los requerimientos mínimos necesarios establecidos en la normativa vigente, las expresiones podrían considerar resistencias mayores a las que realmente puede soportar el elemento.

La importancia de este tipo de procedimientos de revisión radica en la toma de decisiones post evaluación, ya que se busca crear un inventario de los edificios susceptibles a colapsos debido a la presencia de patologías estructurales como la PBD y poder clasificarlos de manera eficiente de acuerdo con el nivel de atención prioritaria que requieren, producto de un análisis estructural enfocado en la determinación de las demandas y capacidades de los elementos críticos que conforman a este tipo de estructuras.

4.7.1 Columnas no dúctiles

Diversos autores han realizado investigaciones en diferentes partes del mundo sobre las columnas no dúctiles, cuya presencia se ha encontrado que es más común en edificios construidos entre 1982 y 1995 (Stirrat *et al.*, 2014).

En términos generales, este tipo de columnas denominadas como “potencialmente no dúctiles” son elementos cuya función principal es soportar las cargas por gravedad pero que no son diseñadas bajo las disposiciones sísmicas, ya que, no se consideran capaces de contribuir a la resistencia del sistema lateral, y que de acuerdo con investigaciones sobre edificios dañados, el mal diseño de estos elementos afecta la pérdida de capacidad de carga axial y con ello se pueden presentar mecanismos de falla súbitos (Stirrat *et al.*, 2014).

Las evaluaciones desarrolladas para la revisión de estas columnas involucran la determinación de la capacidad de desplazamiento lateral, a través de la revisión detallada de varios mecanismos potenciales de falla que pueden conducir a la pérdida de la capacidad de carga de las columnas (Amirsardari *et al.*, 2016). Para que este tipo de columnas funcionen adecuadamente, deben seguir siendo capaces de soportar carga axial mientras experimentan los desplazamientos laterales del sistema estructural al menos hasta el estado límite último, es decir, deben tener suficiente capacidad bajo acciones inducidas por desplazamientos. Si estos desplazamientos son particularmente grandes, o más grandes de lo previsto, existe la posibilidad de que se conviertan en una debilidad estructural crítica con consecuencias potencialmente catastróficas.

Además de las bajas cuantías del refuerzo transversal (como suele presentarse en columnas de edificios construidos antes de 1978), existen más factores que contribuyen a la vulnerabilidad de las columnas ante un terremoto e incluso han sido adaptados en reglamentos como el Nueva Zelanda (NZS 3101.1, 1982)

Los siguientes factores son asociados con la pérdida de capacidad de carga axial de las columnas y, de acuerdo con investigaciones realizadas por diferentes universidades del mundo, son indicativos del comportamiento “no dúctil” de elementos tipo columna (Stirrat *et al.*, 2014):

- Cuantías de refuerzo transversal bajas o inadecuadas con espaciamentos mayores que la mitad del peralte efectivo $\left(s > \frac{d}{2}\right)$
- Alta demanda de carga axial $\left(\frac{P}{A_g f_c} > 0.3\right)$
- Área bruta del núcleo de concreto baja $\left(\frac{A_c}{A_g} < 0.7\right)$
- Alta demanda inelástica de distorsión de entrepiso $\left(> 0.015 \frac{\Delta}{L}\right)$
- Detallado: longitud inadecuada del empalme traslapado, empalme traslapado ubicado en una posible zona de articulación plástica, detalles deficientes del anclaje de refuerzo transversal como ganchos a 90°, detalles de soldadura o falta de apoyo a las barras longitudinales, entre otros factores.
- Ubicación de las columnas: en una ubicación propensa a la amplificación torsional inelástica de los desplazamientos, por ejemplo columnas de esquina o columnas en la cara opuesta al núcleo de corte excéntrico, entre otros.

4.7.2 Modelo característico para el comportamiento de columnas potencialmente no dúctiles

De acuerdo con estudios sobre el incremento de niveles en el desplazamiento hasta la experimentación de pérdida de capacidad de carga axial en columnas no dúctiles, las causas principales que identifican a este tipo de columnas son:

- Refuerzo transversal (estribos) muy espaciados o mal configurados.

- Empalmes ubicados en posibles zonas de articulaciones plásticas y con longitud de traslape insuficientes
- Columnas altamente cargadas bajo acciones de gravedad

Las tres causas anteriores se encuentran relacionadas con la flexión, el cortante debido a la flexión, cortante puro y a fallas por adherencia

- **Columnas dominadas por flexión pura:** columnas que alcanzan su máxima capacidad de flexión, y la falla se inicia debido al desconchado del concreto de cobertura seguido por pandeo o fractura de las barras longitudinales.
- **Columnas dominadas por flexión y cortante:** inicialmente experimentan fluencia por flexión, pero con deterioro en la región de la articulación plástica, se forman grietas críticas por cortante. La pérdida de capacidad de carga axial de la columna se debe al deslizamiento de la columna a lo largo de la fisura de cortante crítica a medida que se reduce la resistencia por fricción.
- **Columnas dominadas por cortante puro:** Experimentan degradación de la resistencia lateral antes de la fluencia de las barras longitudinales. La falla ocurre debido a la propagación repentina de una o más grietas críticas o al aplastamiento del concreto.
- **Falla por adherencia:** resulta en rotaciones de cuerpo rígido que pueden aumentar significativamente la flexibilidad de la columna. La falla final de la columna a menudo se asocia con otro mecanismo; falla por flexión, cortante por combinación de estas.

Para considerar el comportamiento de este tipo de columnas se ha propuesto el modelo de “Elwood y Moehle (2005), debido a que toma en cuenta la respuesta a la flexión, al desplazamiento de barras longitudinales y al cortante. Este tipo de modelo supone la articulación plástica ubicada a un peralte efectivo a partir del paño del elemento, cuya obtención se ha desarrollado a partir de modelos de plasticidad distribuida de base forzada con dos puntos de integración y con la parte del claro de la columna modelada con elementos de plasticidad distribuida de base forzada con cuatro puntos (Buendía y Reinoso, 2019)

De acuerdo con .

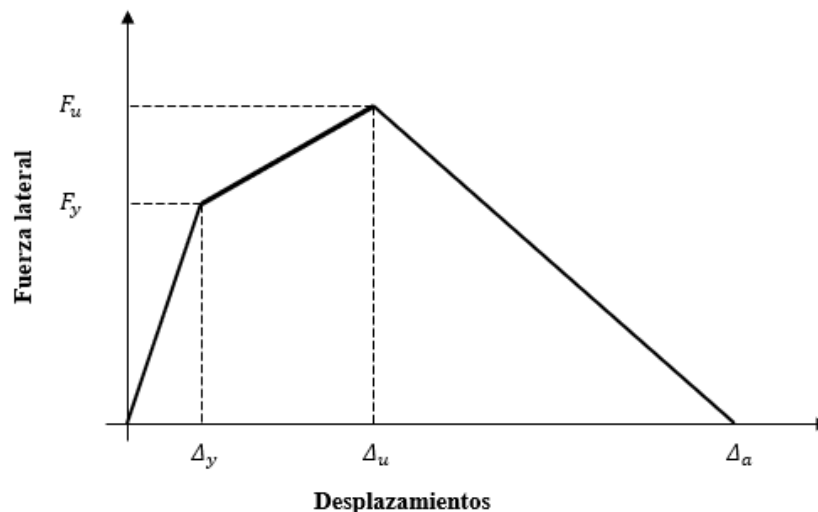


Figura 4.13 Definición de los puntos críticos para la respuesta de columnas no dúctiles (Amirsardari *et al.*, 2016)

En la Figura 4.13 se presenta la curva que describe el comportamiento de una columna no dúctil tomando en cuenta los puntos críticos que establece el modelo de Elwood y Moehle (2005), en donde se encuentran

ubicados el desplazamiento de fluencia (Δ_y), desplazamiento último (Δ_u) debido a la falla dominante y el desplazamiento máximo en falla por carga axial (Δ_a) debido a la combinación del pandeo de varillas y el efecto dominante. En el eje vertical se encuentran la resistencia de fluencia (F_y) y la resistencia última (F_u) correspondientes al efecto dominante.

4.7.3 Determinación de la falla dominante en columnas no dúctiles

De acuerdo con investigaciones sobre el comportamiento y modelado de columnas no dúctiles, se han propuesto una serie de pasos para corroborar el comportamiento de falla dominante sobre los elementos y poder determinar tanto las resistencias esperadas de las columnas como los desplazamientos asociados a los mecanismos de falla.

A continuación se presentan los pasos y las ecuaciones requeridas para la determinación de las capacidades de los elementos. Para esta evaluación se implementa el uso de las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTC-DCEC, (GCM, 2020c) que sustituyen las expresiones originales basadas en el NZS 3101 1982, ya que la metodología propuesta para la evaluación de la PBD en esta sección pretende centrarse en edificaciones situadas en la Ciudad de México, que implica el uso de la normativa correspondiente:

- a) Obtener información necesaria sobre el detallado de la columna.
- b) Determinación de las propiedades mecánicas de la columna debidas al refuerzo longitudinal y transversal.
- c) Determinar la falla gobernante de la columna.
 - c.1) Resistencia probable a la flexión en la región plástica potencial, M_p , asociada al diagrama de Momento-Curvatura de la columna.
 - c.2) Resistencia al corte suponiendo articulaciones plásticas en la parte superior e inferior del elemento:

$$V_p = \frac{2M_p}{L_c} \quad (4.24)$$

- c.3) Resistencia cortante probable

$$V_n = \phi(V_c + V_s) \quad (4.25)$$

$$\text{Si } \rho < 0.015, \quad V_c = k(0.2 + 20\rho) \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right) \sqrt{f'_c} bd \quad (4.26a)$$

$$\text{Si } \rho \geq 0.015, \quad V_c = k(0.5) \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right) \sqrt{f'_c} bd \quad (4.26b)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d (\text{sen}\theta + \text{cos}\theta)}{s} \quad (4.27)$$

En donde:

- | | |
|-------|--|
| V_p | Resistencia al corte suponiendo articulaciones plásticas en la columna, (en kg) |
| M_p | Momento plástico del elemento obtenido del diagrama de Momento-Curvatura, (en kg-cm) |
| L_c | Longitud de la columna, (en cm) |

ϕ	Factor asociado a la reducción de resistencia asociada al comportamiento no dúctil de las columnas, con valor de 0.72 (propuesto de acuerdo con el NZS 3101-1982 por falta de estudios experimentales)
V_n	Resistencia cortante de la columna que incluye la aportación del concreto, del refuerzo y de la carga axial, (en kg)
V_C	Resistencia al corte que aporta el concreto NTC-DCEC 2020, (en kg)
V_S	Resistencia al corte que aporta el refuerzo NTC-DCEC 2020, (en kg)
k	Factor de reducción de resistencia que aporta el concreto en columnas no dúctiles 0.29 para falla por cortante 0.10 para falla por pandeo de varillas en la flexión
P_u	Carga axial última soportada por la columna, (en kg)
A_g	Área de la sección transversal de la columna, (en cm ²)
f'_c	Resistencia a la compresión del concreto, (en kg/cm ²)
b	Base de la sección transversal de la columna (en cm)
d	Peralte efectivo de la columna, (en cm)
A_v	Área del refuerzo transversal, (en cm ²)
f_y	Esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, (en kg/cm ²)
s	Separación de estribos, (en cm)
θ	Ángulo del refuerzo transversal, para este caso todos están a 90°

d) Determinar la capacidad de desplazamiento de la columna.

d.1) Comportamiento dominado por flexión.

Desplazamiento de fluencia

$$\phi_y = \frac{2.12\varepsilon_y}{h} \quad (4.28)$$

$$L_{eff} = L_c + 2L_{sp} \quad (4.29)$$

$$L_{sp} = 0.022 f_y d_b \quad (4.30)$$

$$\Delta_y = \frac{\phi_y}{6} L_{eff}^2 \quad (4.31)$$

En donde:

ε_y	Deformación unitaria de fluencia del refuerzo longitudinal
h	Peralte de la sección transversal de la columna, (en mm)
ϕ_y	Curvatura de fluencia, (en rad/mm)
L_{sp}	Longitud de penetración de la deformación, (en mm)
L_{eff}	Longitud efectiva de la columna, (en mm)
d_b	Diámetro de una barra del refuerzo longitudinal, (en mm)
Δ_y	Desplazamiento lateral de fluencia de la columna, (en mm)

Desplazamiento último por aplastamiento del concreto

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \left(\frac{1.4 \rho_s f_{yt} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \right), \quad f_{cc} = 1.5 f'_c \quad (4.32)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (4.33)$$

$$\Delta_u = \frac{M_u}{M_y} \Delta_y + L_P \left(\phi_u - \phi_y \frac{M_u}{M_y} \right) (L_{eff} - L_P) \quad (4.34)$$

$$L_P = 0.08 \left(\frac{L_c}{2} \right) + L_{Sp} \geq 2L_{Sp} \quad (4.35)$$

En donde:

ε_{cu}	Deformación unitaria última del concreto en compresión
ρ_s	Relación volumétrica del refuerzo transversal
f_{yt}	Esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal. (en MPa)
ε_{su}	Deformación unitaria última del refuerzo transversal
f_{cc}	Esfuerzo de compresión del concreto confinado, (en MPa)
c	Distancia de la fibra más alejada en compresión al eje neutro, (en mm)
ϕ_u	Curvatura última de la columna, (en rad/mm)
M_u	Momento último en la columna, obtenido del diagrama Momento-Curvatura
M_y	Momento de fluencia de la columna, obtenido del diagrama Momento-Curvatura
L_P	Longitud de la articulación plástica, (en mm)

d.2) Comportamiento dominado por cortante

La falla por cortante de columnas de concreto reforzado no implica necesariamente la pérdida en la capacidad de carga axial. Después de la falla por cortante, la carga axial todavía puede ser soportada por las barras del refuerzo longitudinal y la transferencia de fuerza por fricción cortante, por tanto el desplazamiento de una columna por cortante cuando está completamente gobernada por cortante se calcula con la expresión desarrollada por Elwood y Moehle (2005):

$$\Delta_s = L_c \left(0.03 + 4\rho_s - 0.024 \frac{v}{\sqrt{f'_c}} - 0.025 \frac{P}{A_g f'_c} \right) \geq 0.01L_c \quad (4.36)$$

Se requiere un mayor nivel de demanda de desplazamiento para provocar la pérdida de capacidad de carga axial. Con base en datos experimentales, Elwood y Moehle (2005) propusieron que la capacidad última de desplazamiento lateral de una columna totalmente gobernada por cortante se calcule como:

$$\Delta_u = 0.04 L_c \left(\frac{1 + \tan^2 65^\circ}{\tan 65^\circ + P \left(\frac{s}{A_{st} f_{yt} d_c \tan 65^\circ} \right)} \right) \quad (4.37)$$

En donde:

v	esfuerzo cortante correspondiente a la capacidad plástica de corte de una sección, MPa
P	Carga axial última soportada por la columna, (en N)
A_{st}	área de refuerzo transversal paralela al cortante aplicado y con espaciamiento s , (en mm ²)
d_c	Peralte del núcleo de concreto medido paralelamente a la aplicación de la fuerza cortante, (en mm)

d.3) Desplazamiento último por pandeo de varillas

$$\Delta_u = 0.0325 L_c \left(1 + k_{ebb} \rho_{eff} \frac{d_b}{H} \right) \left(1 - \frac{P}{A_g f'_c} \right) \left(1 + \frac{L_c}{20H} \right) \quad (4.38)$$

$$\rho_{eff} = \rho_s \frac{f_y}{f'_c} \quad (4.39)$$

En donde:

- ρ_{eff} Relación efectiva del refuerzo transversal
- k_{ebb} Factor asociado al refuerzo transversal efectivo, para este tipo de columnas se utiliza un valor de 0 para columnas con relación $\frac{s}{d_b} \geq 6$, 40 para columnas rectangulares y 150 para columnas con refuerzo en espiral.
- d_b Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal, (en mm)
- H Peralte total de la sección transversal de la columna, (en mm)

e) Determinar la capacidad de desplazamiento último de la columna

Si la columna está totalmente gobernada por cortante, la capacidad última de desplazamiento es la que se determina usando la ecuación (4.37). Si la columna está gobernada por flexión, la capacidad última de desplazamiento se puede estimar como el menor de los desplazamientos calculados utilizando la ecuación (4.34) y la ecuación (4.38). La evaluación de la columna se completa comparando esta capacidad de desplazamiento con una demanda de desplazamiento impuesta por un sismo de nivel de diseño. Es importante tener en cuenta que otros mecanismos son posibles y se debe realizar una evaluación de su capacidad si es probable que gobiernen. Estos incluyen, pero no se limitan a juntas viga-columna y anclaje de cimentación y capacidades de empalme traslapado.

Con respecto al tipo de falla dominante en la columna, se establecen dos casos para la construcción del modelo de comportamiento de columnas no dúctiles que se muestra en la Figura 4.13:

- a) Cuando la columna está dominada por flexión, el modelo de Elwood y Moehle (2005) estará delimitado por los desplazamientos Δ_y y Δ_u obtenidos con las expresiones del comportamiento en flexión, ecuaciones 4.28 a 4.35, y el desplazamiento Δ_a estará limitado por el efecto del pandeo de varillas del refuerzo longitudinal con las ecuaciones 4.38 y 4.39. Las fuerzas F_y y F_u estarán asociadas al diagrama de Momento-Curvatura.
- b) Cuando la columna está dominada por cortante, el modelo de Elwood y Moehle (2005) estará delimitado por los desplazamientos Δ_y y Δ_s obtenidos con las expresiones del comportamiento en cortante, ecuaciones 4.36 y 4.37, y el desplazamiento Δ_a estará limitado por el caso más desfavorable entre el pandeo de varillas y el desplazamiento último por cortante, ecuaciones 4.37 a 4.39. En este caso, las fuerzas laterales asociadas a los desplazamientos se obtendrán como se indican en las ecuaciones 4.24 a 4.27.

Procedimiento para la clasificación de edificios con PBD utilizando el RCDF 2020

De acuerdo con los requerimientos establecidos en el FEMA P-2018, se ha propuesto una metodología basada en los criterios y lineamientos del RCDF 2020 cuya aplicación consta de 10 pasos que se describen a continuación.

1) Descripción de la estructura. En este paso se recopila la información necesaria para una correcta caracterización de la edificación, cubriendo con los siguientes rubros:

- Tamaño del edificio
- Configuración del edificio
- Propiedades geométricas de los elementos estructurales (columnas, losa y vigas) así como el detallado del refuerzo de cada uno de los componentes
- Propiedades de los materiales a utilizar
- Información sobre el sitio donde se encuentra desplantada la estructura
- Uso y acciones a las que está sometida
- Información adicional como informes técnicos, cálculos estructurales y planos.

En el FEMA P-2018 se menciona que resulta potencialmente engañoso hacer suposiciones con respecto a los detalles del refuerzo y la proporción de los miembros, se recomienda que cualquier edificio de concreto para el cual no se disponga de planos estructurales detallados se considere un edificio de riesgo sísmico excepcionalmente alto por defecto, a menos que los detalles estructurales puedan ser confirmados por otros medios como pruebas destructivas y no destructivas.

Si las propiedades de los materiales no se identifican en los planos de diseño ni se documentan en otra información de construcción, se pueden usar las propiedades de los materiales por defecto de acuerdo con NTC-DCEC 2020 o en su caso, los procedimientos indicados en las *Normas para la Rehabilitación Sísmica de Edificios de Concreto Dañados por el sismo del 19 de septiembre de 2017*.

2) Cargas y componentes de resistencia. En este paso se obtienen las demandas y capacidades de los elementos estructurales y la definición del mecanismo de falla.

Para la mayoría de los componentes de concreto, las resistencias son determinadas de acuerdo con el RCDF 2020 y sus NTC. Al obtener las capacidades de los elementos cuyo comportamiento no sigue los requerimientos mínimos de los reglamentos actuales, las resistencias obtenidas serán las nominales esperadas, es decir, sin hacer uso del factor de resistencia F_R y utilizando los esfuerzos esperados de los materiales, f'_{ce} y f_{ye} , que sustituyen a f'_c y f_y , respectivamente, y que se obtienen de la siguiente manera:

- a) La resistencia a la compresión esperada del concreto, f'_{ce} , tomada como la resistencia a la compresión especificada o nominal, f'_c , multiplicada por 1.5; y (American Society of Civil Engineers, 2017)
- b) El esfuerzo de fluencia esperado del refuerzo, f_{ye} , tomado como el límite elástico especificado o nominal, f_y , multiplicado por 1.25. (1.25 en ASCE 41-17 y 1.25 en NTC-DCEA 2020, Tabla 12.1)

Las cargas por gravedad esperadas se obtienen con la ecuación 4.40.

$$P_g = P_{CM} + P_{Cvi} \quad (4.40)$$

En donde:

- P_{CM} Carga muerta sobre la columna, (en kg)
 P_{Cvi} Carga viva accidental sobre la columna, (en kg)

Flexión en elementos de concreto

La resistencia a flexión esperada de una sección de columna M_n , se calcula de acuerdo con las NTC-DCEC 2020 sección 5, usando las propiedades esperadas del material y factor de reducción unitario. Para determinar la resistencia a flexión de las columnas será requerido el diagrama de interacción para cada tipo de sección, asociado a la carga axial correspondiente de los elementos.

En el caso de la determinación de la resistencia a flexión en vigas se calcula como se indica en la sección 5.3.1 de las NTC-DCEC 2020 ya sea para secciones sin acero de compresión o secciones con acero de compresión. En caso de requerirlo, se aplicará el análisis de equilibrio (eje neutro) establecido en la misma sección.

Fuerza cortante en elementos de concreto

La resistencia por cortante estará calculada de acuerdo con lo establecido en las NTC-DCEC 2020 en la sección 5.3 cumpliendo los requisitos del refuerzo y resistencia límite para la porción que toma el concreto V_{CR} . Con respecto a la porción de fuerza cortante que toma el refuerzo transversal V_{SR} , se utilizarán las expresiones establecidas en la sección 5.3.5 que depende del porcentaje de acero longitudinal de los elementos.

La resistencia por cortante estará determinada por:

$$V_n = V_{CR} + V_{SR} \quad (4.41)$$

Los esfuerzos de compresión del concreto f'_c y de fluencia del acero f_y se cambiarán por los esfuerzos esperados descritos en el paso 1 de este procedimiento, f'_{ce} y f_{ye} , respectivamente.

Capacidad a cortante en columnas (falla dominante)

Para calcular el cortante plástico de los elementos resistentes ante fuerzas laterales, se utiliza la ecuación 4.42.

$$V_p = \frac{M_{cT} + M_{cB}}{L_u} \quad (4.42)$$

En donde:

- M_{cT} Resistencia a flexión en la parte superior de la columna, (en kg-cm)
- M_{cB} Resistencia a flexión en la parte inferior de la columna, (en kg-cm)
- L_u Altura libre de la columna, (en cm)

Para calcular el cortante plástico es necesario revisar la capacidad para las siguientes condiciones y utilizar el valor mínimo de los momentos extremos:

- a) Resistencia a la flexión en la columna
- b) Flexión controlada por las vigas
- c) Transferencia de momentos en la conexión losa-columna

3) Determinación del cortante en la base y periodo. En este paso, se elige el mecanismo de falla dependiendo de la capacidad desarrollada en los elementos estructurales.

El estudio de edificaciones que presentan patologías estructurales realizado por el II-UNAM demostró que gran parte de las edificaciones con daños por sismo fueron construidas antes de 1978, cuyos registros fueron aproximados dada la falta de información técnica. Es por ello, que los reglamentos de aquel entonces carecían de requerimientos mínimos de acuerdo con las limitadas investigaciones disponibles.

En este te procedimiento se pretender realizar una evaluación a detalle de los elementos estructurales críticos de los modelos de análisis, que como se ha mencionado con anterioridad, se basan en características geométricas de estructuras reales que sufrieron daños.

Para ello, se propone un mecanismo de falla basado en el mecanismo 1 descrito en la metodología FEMA. Este mecanismo de falla asociado a la planta baja débil considera lo siguiente:

- El entrepiso crítico estará en la planta baja débil, por lo cual los elementos contenidos en él serán considerados como componentes críticos según se establece en los criterios y lineamientos del análisis FEMA P-2018.
- Las columnas de edificios se consideran como potencialmente no dúctiles, por lo cual, será necesario realizar la evaluación descrita en la sección 4.7.3 para determinar la falla dominante y la capacidad correspondiente asociada al mecanismo dominante, utilizando los esfuerzos esperados para este caso.
- Debido a que este mecanismo de falla se utiliza específicamente para evaluar la patología de PBD se considerará la capacidad de los elementos del caso más crítico considerando que el colapso de los edificios con esta condición se da de manera súbita.
- El cortante basal de la estructura asociado a este mecanismo de falla estará determinado por la aportación de todos los elementos estructurales de la planta baja (columnas) cuyo comportamiento se describe en la Figura 4.14, tomando en cuenta que la fuerza de fluencia f_y se asocia al comportamiento no dúctil de las columnas.
- En caso de que las columnas cumplan con los criterios de evaluación de elementos potencialmente no dúctiles establecidos en la sección 4.7.2 podrá utilizarse el valor de F_u para el cálculo del cortante basal de la estructura.

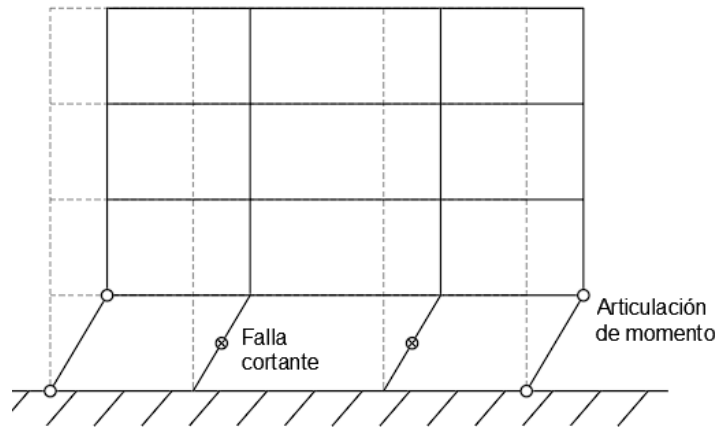


Figura 4.14 Mecanismo de falla propuesto para la evaluación del cortante basal

En la Figura 4.14 se muestra el mecanismo de falla propuesto para evaluar el riesgo potencial por colapso que toma en cuenta la aportación de resistencia lateral de cada elemento estructural mediante la aplicación del análisis de elementos no dúctiles y que será determinada por la ecuación 4.43 y 4.44.

$$V_{n1c} = \min(V_{n_{flexión}}, V_{n_{cortante}}) \quad (4.43)$$

$$V_y = \sum_{i=1}^{No. columnas} V_{n1c_i} \quad (4.44)$$

En donde:

V_{n1c} Cortante resistente de una columna, (en kg)
 V_y Cortante basal de la estructura, (en kg)

Es importante mencionar que esta metodología está propuesta para evaluar edificaciones construidas antes de 1978, como necesidad de proponer una manera de clasificar a las estructuras con PBD de acuerdo con el riesgo potencial de colapso que presentan y con ello tener control sobre los edificios que requieren especial atención sobre otras estructuras.

En este caso, el mecanismo del paso 3 se propone con la finalidad de evaluar las columnas que son potencialmente no dúctiles, dadas las condiciones deficientes de las normativas con las que fueron diseñadas las estructuras en aquellos años.

Es posible que al evaluar el comportamiento de columnas de edificios antiguos, la capacidad de flexión sea la que domina, y como consecuencia se piense que las columnas puedan considerarse como elemento dúctiles (tal y como se establece en el RCDF 2020), sin embargo, si se revisan los requerimientos mínimos del acero de refuerzo transversal tales como el espaciamiento de estribos o el área mínima recomendada de las barras de acero, cumpla parcialmente con los criterios de diseño para elementos dúctiles.

Con respecto al párrafo anterior, esta metodología propone que los elementos resistentes sean evaluados con los criterios de la sección 4.8.2 y 4.8.3 con la finalidad de tener información suficiente para considerar a las columnas como no dúctiles o en su caso como elementos dúctiles. Si la información obtenida y el análisis realizado en los elementos proporciona resultados criterios suficientes para considerar a los elementos como dúctiles, el mecanismo de falla podrá modificarse con las capacidades máximas establecidas en el reglamento vigente y con ello poder obtener una mayor capacidad resistente de la estructura, omitiendo la limitación de la capacidad que se realiza con la consideración de las columnas potencialmente no dúctiles.

Periodo efectivo de la estructura

El periodo efectivo de la estructura se obtendrá con la siguiente ecuación:

$$T_e = 0.1268 (h_n)^{0.5} \left(\frac{V_y}{W}\right)^{-0.5} \quad (4.45)$$

En donde:

- h_n Altura total de la estructura, (en m)
- V_y Cortante en la base, obtenido del mecanismo de falla correspondiente, (en kg)
- W Peso sísmico de la estructura, (en kg)

Espectro de Diseño

De acuerdo con las NTC-DS 2020, el espectro de diseño se determinará utilizando el capítulo 3 a partir de los espectros de diseño contenidos en el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID, para la ubicación específica del predio en estudio. La dirección de internet en la que se accede al SASID es <https://sasid.unam.mx/webNormasCDMX/>.

Como se tratan de edificios con problemas de irregularidad, es necesario realizar la evaluación de las condiciones establecidas en la sección 5.1 de las NTC-DS 2020 para poder asignar el factor de irregularidad correspondiente y con ello calcular el espectro de diseño reducido. Aunque la norma vigente establece que el diseño de las estructuras con PBD debe realizarse con las especificaciones de la sección 5.2 de las NTC-DS, para este caso, al tratarse de una revisión y no un diseño, la estructura se evaluará con el espectro de diseño reducido, tomando en cuenta el caso más desfavorable y con ello lograr obtener una clasificación de la estructura adecuada.

Cálculo de la relación entre la demanda y capacidad global de la estructura, $\mu_{strength}$

El cálculo este factor representa una evaluación temprana de la estructura, es decir, con el valor de $\mu_{strength}$ se puede clasificar el nivel de riesgo por colapso en el que se encuentra el edificio dada la capacidad de ductilidad de la estructura.

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y / W} C_m \quad (4.46)$$

En donde

- S_a aceleración espectral para el periodo efectivo de la estructura, (en g)
- V_y fuerza cortante en la base, (en kg)
- W peso sísmico de la estructura, (en kg)
- C_m factor de masa efectiva obtenido de la Figura 4.7

4) Demanda de distorsión sísmica global. En este paso se determina el desplazamiento máximo de la estructura en función del periodo efectivo y la aceleración espectral para dicho periodo, tomando a consideración factores de corrección por periodo corto y corrección por degradación.

$$\delta_{eff} = 0.25 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4 \pi^2} g \quad (4.47)$$

En donde:

- C_1 Coeficiente de amplificación para periodos cortos (si $T_e > 1.0$, $C_1 = 1.0$)
- C_2 Coeficiente de amplificación de distorsión debido a la degradación (si $T_e > 0.7$, $C_2 = 1.0$)
- S_a Aceleración espectral para el periodo efectivo de la estructura, (en g)
- T_e periodo efectivo de la estructura, (en segundos)
- g aceleración de la gravedad (igual a 981 cm/s^2)
- a coeficiente que depende del tipo de suelo en el que se encuentra desplantada la estructura

Coeficiente C_1 para RCDF 2020

De acuerdo con el FEMA P-2018, el coeficiente C_1 es un factor de modificación para relacionar el desplazamiento inelástico máximo esperado con el desplazamiento calculado para la respuesta elástica lineal.

La expresión para determinar a C_1 , correspondiente a la ecuación 4.10.

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

En donde:

- a Factor que depende del tipo de suelo en el que se encuentra desplantada la estructura

El factor a está determinado de acuerdo con las propiedades de los tipos de suelo según el estudio descrito en el documento “Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures” (American Society of Civil Engineers, 2016).

Tabla 4.1 Clasificación de los suelos (ASCE, 2016)

ASCE 7-16			
Clase	Tipo de suelo	Vs (m/s)	Valor "a"
A	Roca dura	> 1524	130
B	Roca	762 a 1524	130
C	Suelo muy denso y roca blanda	365.76 a 762	90
D	Suelo duro (rígido)	182.88 a 365.76	60
E	Suelo arcilloso blando	< 182.88	60

La Tabla 4.1 muestra la clasificación de suelos utilizada para determinar el valor del coeficiente C_1 de acuerdo con la metodología del FEMA. Con la información limitada sobre este estudio realizado por el ASCE, para este caso, se puede aproximar la deducción del valor a en función de la velocidad de onda de corte V_s dado a que es un dato que se proporciona en la clasificación.

Para este caso, se realiza un análisis de sensibilidad para poder deducir una manera aproximada de obtener el valor "a" de acuerdo con la clasificación de los suelos del RCDF 2020.

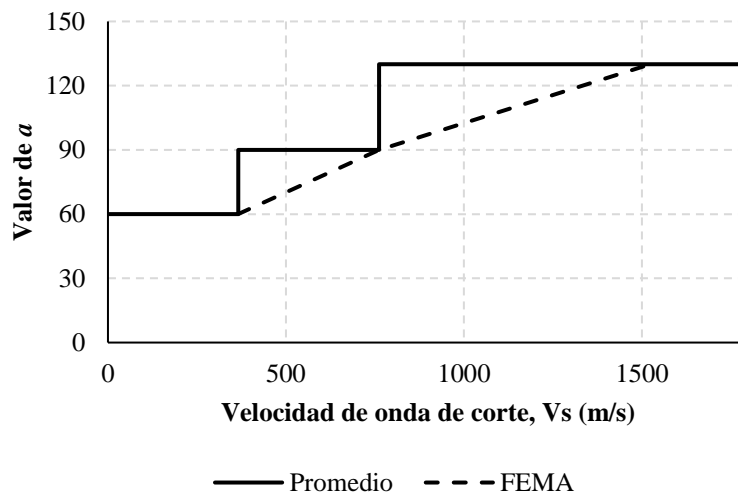


Figura 4.15 Coeficiente a para la clasificación de suelos

En la Figura 4.15 se muestran los valores del coeficiente a de acuerdo con la clasificación de suelos descrita en el ASCE 7-16. Además, se propone una línea de tendencia que pasa por los valores medios de cada intervalo en la clasificación, con la finalidad de poder obtener mediante interpolación lineal el valor correspondiente para cada velocidad de onda de corte.

Tabla 4.2 Análisis de sensibilidad del coeficiente C_1 en función del factor a

Clasificación	ASCE/SEI 41-17 Valor "a"	Caso 1: $T_e > 1.0$ s			Caso 2: $T_e < 0.1$ s		
		T_e (s)	μ strength	$C1$	T_e (s)	μ strength	$C1$
A	130	1.996	5.3	1.01	0.7	5.3	1.07
B	130	1.996	5.3	1.01	0.7	5.3	1.07
C	90	1.996	5.3	1.01	0.7	5.3	1.10
D	60	1.996	5.3	1.02	0.7	5.3	1.15

E	60	1.996	5.3	1.02	0.7	5.3	1.15
F	60	1.996	5.3	1.02	0.7	5.3	1.15

En la Tabla 4.2 se presenta un análisis de sensibilidad del coeficiente C_1 en función del factor a , de donde se pueden deducir 2 casos:

- Para el primer caso, cuando el periodo efectivo de la estructura determinado en el paso 3 de la metodología es mayor que 1.0 segundos, el coeficiente C_1 no presenta gran variación dependiendo del valor a utilizado para el cálculo, es decir, para una estructura con periodo largo (estructura flexible) el coeficiente C_1 tiene a tomar un valor unitario debido a que la estructura tienen una menor capacidad de desarrollar comportamiento inelástico, y por lo cual en el FEMA se omite el cálculo de C_1 y directamente se considera con valor unitario.
- Para el segundo caso, cuando el periodo efectivo de la estructura es menor que 1.0 segundos, el valor del coeficiente C_1 presenta un incremento dependiendo al tipo de suelo, es decir, que para una estructura con periodo corto (estructura rígida) la capacidad de desarrollar el comportamiento inelástico será mayor, por lo cual será necesario utilizar la ecuación 4.10 para determinar el valor del coeficiente C_1 .

En conclusión, a es un factor que castiga a la estructura dependiendo del tipo de suelo, es decir, que para un suelo firme, el valor de a será mayor, lo cual permite reducir el valor de C_1 , por lo contrario, para un suelo blando el valor de a será menor, amplificando el valor de C_1 .

Utilizando la base de datos recabada por el II-UNAM, se realizó un estudio de las zonas más afectadas debido a los daños ocasionados por el sismo del 19 de septiembre de 2017. Con las ubicaciones de los sitios de interés, el uso del SASID y a la ecuación 4.48 se determinaron las velocidades de onda para sitios de la Ciudad de México.

$$V_s = \frac{4 H_s}{T_s} \quad (4.48)$$

En donde:

- V_s Velocidad de onda de corte, (en m/s)
 H_s Profundidad de la segunda capa dura (Juárez *et al.*, 2016), (en m)
 T_s Periodo dominante del sitio, obtenidos del SASID (GCM, 2020b).

Tabla 4.3 Determinación de la velocidad de onda de corte para sitios de la Ciudad de México

No.	Daño	Delegación	Coordenadas		RCDF 2020 SASID			
			Latitud	Longitud	Ts (s)	Hs (m)	Vs (m/s)	Zona SASID
1	Colapso total	Benito Juárez	19.367604	-99.152906	1.1	25	90.9	II/III
2	Colapso total	Coyoacán	19.348212	-99.146282	1	25	100.0	II/III
3	Colapso total	Coyoacán	19.3295	-99.12495	1.3	15	46.2	II/III
4	Colapso total	Iztapalapa	19.320717	-99.097383	1.2	26	86.7	II/III
5	Colapso total	Xochimilco	19.253026	-99.057123	0.8	30	150.0	II/III
6	Colapso parcial	Cuauhtémoc	19.45034	-99.130411	2	35	70.0	II/III
7	Alto riesgo de colapso	Cuauhtémoc	19.440911	-99.134935	2	35	70.0	II/III
8	Grave	Benito Juárez	19.398919	-99.1687	1.1	22	80.0	II/III
9	Grave	Coyoacán	19.334995	-99.147842	0.7	10	57.1	II/III

10	Intermedio	Benito Juárez	19.392367	-99.156643	1.4	26	74.3	II/III
11	Intermedio	Cuauhtémoc	19.414589	-99.153163	2.1	33	62.9	II/III
12	Menores	Cuauhtémoc	19.408008	-99.17283	1.1	25	90.9	II/III
13	Menores		19.25	-99.15	0.5	80	640.0	I
14	Menores		19.2	-99.05	0.5	70	560.0	I

En la Tabla 4.3 se presentan las velocidades de onda correspondientes al análisis de los sitios con mayores daños de acuerdo con la base de datos mencionada en el capítulo 3. De acuerdo con las velocidades de onda de corte obtenidas para los tipos de suelo de la Ciudad de México, se presenta la Tabla 4.4, en la cual se establecen valores de a asociados a la clasificación de suelos de la Ciudad de México propuesta con base en el rango de velocidades de la clasificación de suelos realizada por el ASCE.

Tabla 4.4 Valores de a propuestos para los tipos de suelo de la Ciudad de México

RCDF NTC-DS 2020			
Zona	Tipo de suelo	Vs (m/s)	Valor " a "
I	Lomas	> 560	90
		150.0	
II / III	Transición y Lacustre	83.4	60
		46.2	

Los valores de la Tabla 4.4 han sido propuestos de acuerdo con la información que se obtuvo. Sin embargo, pueden realizarse estudios más detallados con los cuales es posible determinar valores más precisos para el factor a .

Coficiente C_2 para RCDF 2020

Este coeficiente está relacionado con el efecto de la forma de histéresis comprimida, la degradación de la rigidez cíclica y el deterioro de la resistencia en la respuesta de desplazamiento máximo. A diferencia del coeficiente C_1 , el coeficiente C_2 no depende del tipo de suelo en el que está desplantada la estructura, sino únicamente del factor $\mu_{strength}$ y del periodo efectivo T_e , cuya ecuación para determinarlo es:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{\mu_{strength} - 1}{T_e} \right)^2 \quad (4.49)$$

Para este coeficiente también se tienen dos casos:

- Para valores del periodo efectivo de la estructura mayores a 0.7 segundos, el coeficiente C_2 será cercano a la unidad, por lo cual se deduce que para estructura más flexibles, la degradación de rigidez y el deterioro de resistencia será menor.
- Para valores del periodo efectivo de la estructura menores a 0.7 segundos, el coeficiente C_2 estará más alejado a la unidad, por lo cual se deduce que para estructura más rígida, la degradación de rigidez y el deterioro de resistencia será mayor.

5) Demanda de distorsión en el entrepiso crítico. En este paso se realizan las correcciones de las demandas de distorsión por efectos del sistema de un grado de libertad y por efectos P- Δ .

Ajuste de demanda de distorsión en el entrepiso crítico, mediante el coeficiente a

$$\delta_x = \alpha_x h_{sx} \left(\frac{\delta_{eff}}{h_{eff}} \right) \leq \delta_{eff} \quad (4.50)$$

En donde:

- α_x Coeficiente de amplificación correspondiente al mecanismo de falla, **Figura 4.8**
- h_{eff} Altura efectiva, (en cm). Se tomará igual a $0.7h_n$
- h_{sx} Altura del primer entrepiso, (en cm)
- δ_{eff} Demanda de distorsión global, (en cm)

Ajuste de demanda de distorsión por efecto P-Δ

$$\delta_{x1} = \delta_x \left(\frac{1}{1 - \frac{W_x \delta_x}{V_{px} h_x}} \right) \quad (4.51)$$

En donde:

- δ_x Demanda de distorsión en el entrepiso crítico, (en cm)
- h_x Altura del primer entrepiso, (en cm)
- W_x Peso del primer entrepiso, (en kg)
- V_{px} Cortante en la base debido al mecanismo de falla gobernante, (en kg)

6) Demanda de distorsiones en componentes críticos. En este paso se calculan los factores de demanda de distorsión dependiendo de la ubicación de la columna.

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_b} \quad (4.52)$$

Mediante la relación de los momentos resistentes de las columnas (M_c) y de las vigas (M_b) se obtienen los valores para el uso de la Figura 4.9. La demanda de distorsión en los componentes estará determinada por la ecuación 4.53 y 4.54, dependiendo de la ubicación de la columna. Para el factor de demanda de distorsión en las conexiones viga columna, el factor Υ es igual a 1.0.

$$\Delta_{Dcol} = \Upsilon_{col} \delta_x \quad (4.53)$$

$$\Delta_{Dcon} = \Upsilon_{con} \delta_x \quad (4.54)$$

7) Capacidad de distorsión en componentes críticos. En este paso se determina la capacidad de distorsión para los componentes críticos. Se determina la capacidad tanto para la columna como para la conexión viga columna. Para ello se revisan las siguientes condiciones:

a) Capacidad en columnas críticas

$$\Delta_c = L_u(\theta_c + 0.01) \quad (4.55)$$

En donde:

- L_u Altura total de la columna, (en cm)
- θ_c Capacidad de rotación plástica, determinada con la Figura 4.10

- b) Capacidad de distorsión en conexiones losa-columnas, determinada utilizando la figura 4.12 de la sección 4.7.
- c) Capacidad de distorsión en conexiones de esquina

$$\Delta_c = \left(0.1 - 0.33 \frac{P}{A_g f'_{ce}} \right) h_{sx} \quad (4.56)$$

En donde:

- P carga axial actuante en la columna, (en kg)
 A_g área de la sección transversal de la columna, (en cm^2)
 f'_{ce} Resistencia a la compresión esperada del concreto, (en kg/cm^2)

8) Evaluación de la probabilidad de colapso de los componentes críticos. En este paso se evalúa la relación de la demanda de distorsión entre la capacidad de distorsión de cada una de las columnas (CR).

$$CR = f \left(\text{máx} \left(\frac{\Delta_{Dcol}}{\Delta_{Ccol}}, \frac{\Delta_{Dcon}}{\Delta_{Ccon}} \right) \right) \quad (4.57)$$

Con el valor obtenido, se asigna el valor correspondiente de acuerdo con la Figura 4.12.

9) Evaluación de la probabilidad de colapso del entrepiso crítico. En este paso se realiza la evaluación de la probabilidad de colapso del entrepiso utilizando las calificaciones de los componentes críticos.

$$R_{avg} = \sum_{i=1}^{n_{col}} f_{col_i} CR_i \quad (4.58)$$

En donde:

- R_{avg} Promedio de calificaciones de las columnas.
 f_{col_i} Fracción de la carga gravitacional soportada por la columna
 CR_i Calificación de cada una de las columnas del primer entrepiso

Ajuste basado en el coeficiente de variación

$$R_{adj} = R_{avg} + 0.625 R_{avg} (COV - 0.4) \quad (4.59)$$

En donde:

- COV la desviación estándar de las calificaciones de todas las columnas entre el promedio de las calificaciones de las columnas multiplicadas por su fracción de la carga gravitacional correspondiente.

La calificación del entrepiso crítico estará determinada por la ecuación 4.60.

$$SR = 1.5 R_{adj} - 0.1 \quad (4.60)$$

10) Evaluación de la probabilidad de colapso de la estructura. En este paso se obtiene la calificación del potencial de colapso de la estructura.

$$BR = SR \quad (4.61)$$

5. RESULTADOS DEL ANÁLISIS

5.1 DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

5.1.1 Resumen de los modelos

En el capítulo 4 se proporcionó una descripción de la construcción de los modelos estructurales para el análisis. Tanto la geometría como el número de niveles son iguales en los tres modelos y únicamente se tiene variación en el tamaño y armado de los elementos resistentes verticales como son las columnas, ya que se busca realizar la verificación de dos métodos que se basan en las características geométricas y mecánicas de estos elementos para la evaluación y clasificación de la planta baja débil.

Tabla 5.1 Dimensiones de los elementos estructurales, Modelo 1

Elementos Estructurales	b (m)	h (m)	e (m)
Columnas	0.30	0.30	No aplica
Vigas	0.20	0.40	No aplica
Muros	No aplica	No aplica	0.15
Losa entrepiso	No aplica	No aplica	0.15
Losa azotea	No aplica	No aplica	0.12

Tabla 5.2 Dimensiones de los elementos estructurales, Modelo 2

Elementos Estructurales	b (m)	h (m)	e (m)
Columnas	0.50	0.50	No aplica
Vigas	0.20	0.40	No aplica
Muros	No aplica	No aplica	0.15
Losa entrepiso	No aplica	No aplica	0.15
Losa azotea	No aplica	No aplica	0.12

Tabla 5.3 Dimensiones de los elementos estructurales, Modelo 3

Elementos Estructurales	b (m)	h (m)	e (m)
Columnas	0.70	0.70	No aplica
Vigas	0.20	0.40	No aplica
Muros	No aplica	No aplica	0.15
Losa entrepiso	No aplica	No aplica	0.15
Losa azotea	No aplica	No aplica	0.12

En las tablas 5.1, 5.2 y 5.3 se proporciona la información de los elementos estructurales para cada modelo de análisis. Aunque los modelos 2 y 3 tienen elementos muy anchos, de 0.50 y 0.70 m, respectivamente, se realizará el diseño ante cargas gravitacionales y verificación de desplazamientos y distorsiones de entrepisos para revisar si son elementos adecuados.

Los modelos de análisis están basados en las características de las construcciones que presentaron daños por el sismo del 19 de septiembre de 2017 revisada en la base de datos del capítulo 3, cuya información fue recopilada por un estudio que realizó el II-UNAM y el ISC, (Buendía y Reinoso, 2019). Por ello, estas

estructuras fueron diseñadas en su mayoría por reglamentos antiguos como es el caso del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal del año 1976, en el cual, dada la actualización de las normativas de la Ciudad de México, se carece de documentación complementaria del RCDF-1976 para la revisión adecuada del detallado de los elementos estructurales.

En este caso, se revisa la capacidad a flexión con el reglamento vigente RCDF-2020 con la finalidad de verificar la estabilidad de la estructura y la resistencia ante cargas gravitacionales. No obstante, para las demás revisiones se utiliza el reglamento del año 1976 en el que, para el diseño por cortante, no se siguen las recomendaciones de la separación del acero transversal, ya que en aquella época, derivado de los distintos daños presentes en las estructuras no se contaba con un detallado adecuado en el refuerzo por cortante, ocasionado que los elementos estructurales se comportaran como elementos “no dúctiles”, cuyas fallas presentes suelen darse de manera súbita.

5.1.2 Normativa

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 1976

A continuación se describen los criterios y especificaciones utilizadas para el análisis estructural de acuerdo con los lineamientos establecidos en el RCDF 1976:

- a) Criterios para considerar las acciones descritos en el *CAPÍTULO XXXII ACCIONES*, artículos 208 al 211.
- b) Combinaciones de acciones establecidas en el artículo 215.
- c) Factores de carga y resistencia descritos en el *CAPÍTULO XXXIII RESISTENCIA*, artículos 216, 217, 220 y 221.
- d) Cargas para considerar en el modelo estructural descritas en el *CAPÍTULO XXXV CARGAS MUERTAS*, *CAPÍTULO XXXVI CARGAS VIVAS Y CAPÍTULO XXXVII DISEÑO POR SISMO*.
- e) Valores del factor de ductilidad establecidos en el artículo 235.
- f) Estado límite por desplazamientos horizontales descrito en el artículo 242.

Reglamento de Construcciones del Distrito Federal 2020

Debido a la ausencia de ecuaciones de revisión y NTC del RCDF 1976, se describen los criterios y especificaciones de apoyo utilizadas para el análisis estructural de acuerdo con los lineamientos establecidos en las NTC-DCEC 2020:

- a) Para el diseño de los elementos de concreto y revisión ante cargas gravitacionales se utilizan los criterios y ecuaciones establecidos en el *Capítulo 5 Estados Límite de Falla*, incisos 5.1 Flexión, 5.3 Fuerza cortante, sin tomar en cuenta las recomendaciones del detallado por cortante debido al escaso e inadecuado detallado del acero de refuerzo que presentan los elementos de las estructuras a estudiar.

NTC-DCEM 2020:

- b) Criterios y lineamientos por considerar para la revisión ante cargas gravitacionales en muros, establecidos en el *Capítulo 4 Muros Diafragmas y Capítulo 5 Mampostería confinada*.

5.1.3 Modelado de la estructura

El modelado de la estructura se realizó utilizando como herramienta computacional el programa ETABS en su versión 19 (CSI, 2018). A continuación se presentan algunas consideraciones que se tomaron en cuenta para el modelo:

- Elementos tipo barra para la definición de los marcos de concreto reforzado.

- Elementos tipo shell-thick para la definición de los muros de la planta baja (en dirección Y) y en las plantas superiores (tanto en dirección X como en Y).
- Elementos shell-thick para la definición de sistema de piso, suponiendo comportamiento de diafragma rígido en todos los niveles.
- Aplicación de cargas directamente en las losas.
- Apoyos empotrados en la base de la estructura.
- Análisis modal definido por un total de 15 formas modales, asociadas a las direcciones principales del análisis en cada nivel.

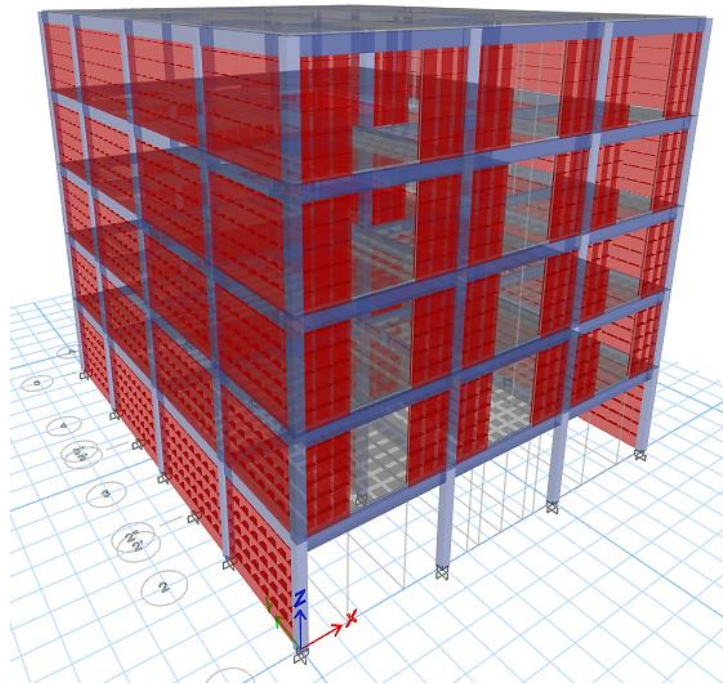


Figura 5.1 Estructura 3D del modelo 1

En la Figura 5.1 se presenta la vista en 3D del modelo numérico para el análisis, desarrollado en el programa ETABS. Para cada uno de los casos de estudio (columnas de 0.30x0.30 m, de 0.50x0.50 m y de 0.70x0.70 m) se tiene la misma geometría, por lo que únicamente se presenta el modelo numérico general. Adicionalmente se presentan las vistas en planta para la planta baja y para el primer entrepiso (Figura 5.2) y los entrepisos superiores (Figura 5.3).

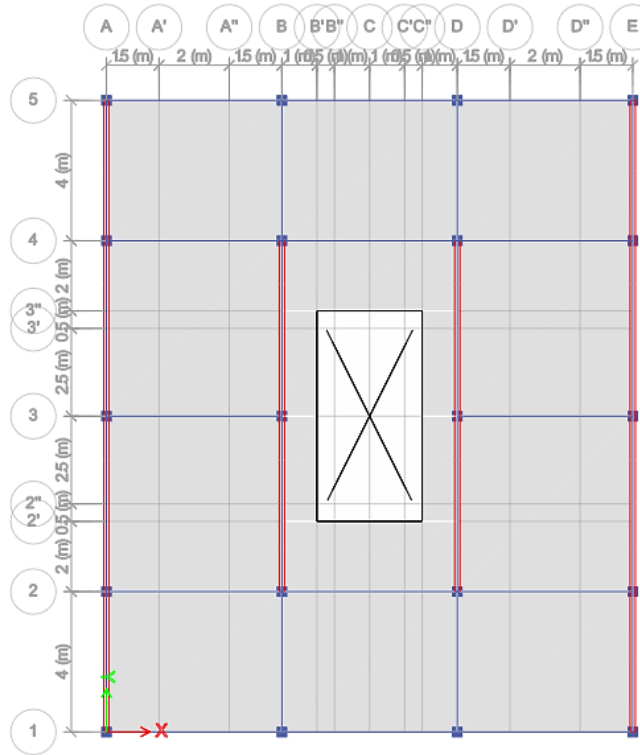


Figura 5.2 Planta del primer entrespiso del modelo 1

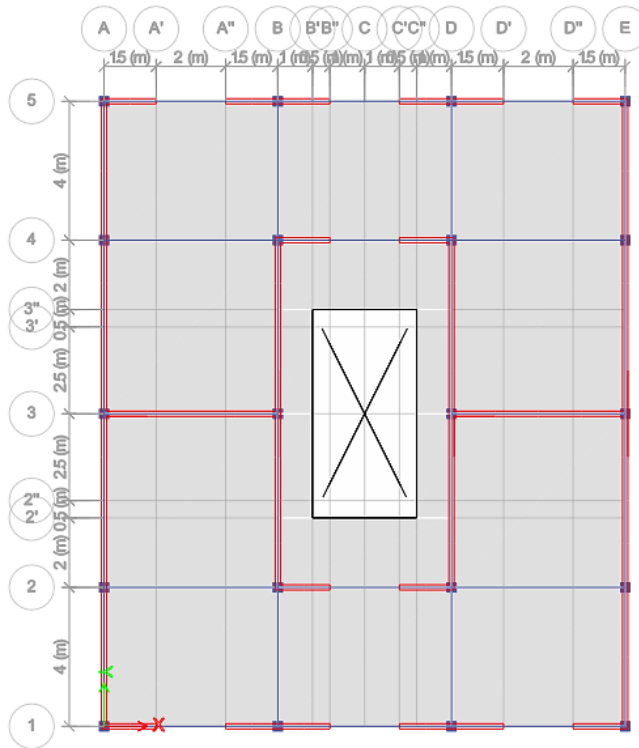


Figura 5.3 Planta del segundo al quinto entrespiso del modelo 1

Materiales

De acuerdo con la información recabada en la base de datos del II-UNAM y con estudios realizados sobre los materiales de las construcciones en 1970 (Meli y Hernández, 1970), se presentan las siguientes propiedades mecánicas para el concreto reforzado, acero de refuerzo y mampostería:

Concreto reforzado

- Resistencia a la compresión, $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$
- Peso volumétrico, $P_v = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad, $E = 221\,360 \text{ kg/cm}^2$
- Relación de Poisson, $\nu = 0.2$
- Módulo de cortante, $G = 92\,233 \text{ kg/cm}^2$

Acero de refuerzo

- Esfuerzo de fluencia, $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- Peso volumétrico, $P_v = 7850 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad, $E_s = 2\,039\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Relación de Poisson, $\nu = 0.25$

Mampostería

- Resistencia de diseño a la compresión, $f'_m = 30 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia de diseño a la compresión diagonal, $\nu'_m = 3 \text{ kg/cm}^2$
- Peso volumétrico, $P_v = 1500 \text{ kg/m}^3$
- Módulo de elasticidad, $E_m = 18\,000 \text{ kg/cm}^2$
- Relación de Poisson, $\nu = 0.25$
- Módulo de cortante, $G_m = 7200 \text{ kg/cm}^2$

5.1.4 Cargas de diseño

En las tablas 5.4, y 5.5 se presenta el análisis de las cargas de diseño para la estructura, considerando los valores nominales por unidad de área tanto para cargas muertas como cargas vivas indicados en los artículos 223 al 227 del RCDF (1976).

Tabla 5.4 Cargas de diseño para entrepiso, modelo 1

Cargas muertas	kg/m ²
Losa maciza (h=15cm)	360
Mortero (3cm)	63
Piso (Azulejo)	15
Yeso	30
Instalaciones	35
Muros divisorios	218.7
Adicional RCDF 1976 (Losa)	20
Adicional RCDF 1976 (Firme)	20
Total	761.7
Sobrecarga muerta, SCM (ETABS)	401.7
Cargas vivas	kg/m ²
Carga viva media (W)	70

Carga viva instantánea (Wa)	90
Carga viva máxima (Wm)	146.5

Tabla 5.5 Cargas de diseño para azotea, modelo 1

Cargas muertas	kg/m ²
Losa maciza (h=12cm)	288
Relleno (pendiente2%)	150
Yeso	30
Impermeabilizante	10
Instalaciones	10
Tinaco	10
Adicional RCDF 1976	20
Total	518.0
Sobrecarga muerta, SCM (ETABS)	230.0
Cargas vivas	kg/m ²
Carga viva media (W)	15
Carga viva instantánea (Wa)	70
Carga viva máxima (Wm)	100

5.1.5 Espectro de diseño

Se realizó un estudio de las zonas más afectadas de acuerdo con el análisis realizado de la base de datos en el capítulo 3. Utilizando las consideraciones establecidas en el RCDF-1976 en los artículos 232 al 236, se obtuvieron los espectros de diseño para cada una de las zonas sísmicas correspondientes.

Tabla 5.6 Zonas más afectadas por el sismo del 19/S/2017

Daño	Calle	No. Ext	Delegación	Coordenadas		RCDF 1976
				Latitud	Longitud	Zona
Colapso total	Tokio	517	Benito Juárez	19.367604	-99.152906	II/III
Colapso total	Escocia	29	Coyoacán	19.348212	-99.146282	II/III
Colapso total	Av. Santa Ana	L-10	Coyoacán	19.3295	-99.12495	II/III
Colapso total	Paseo de las Galias	47	Iztapalapa	19.320717	-99.097383	III
Colapso total	Av. México	6	Xochimilco	19.253026	-99.057123	I/II
Colapso parcial	Constancia	62	Cuauhtémoc	19.45034	-99.130411	III
Alto riesgo de colapso	República de Honduras	54	Cuauhtémoc	19.440911	-99.134935	III
Grave	Patricio Sanz	33	Benito Juárez	19.398919	-99.1687	II/III
Grave	Av. Pacifico	455	Coyoacán	19.334995	-99.147842	II/III
Intermedio	Cuauhtémoc	727	Benito Juárez	19.392367	-99.156643	II/III
Intermedio	Dr. Lucio	255	Cuauhtémoc	19.414589	-99.153163	II/III
Menores	Mexicali	19	Cuauhtémoc	19.408008	-99.17283	II/III

En la Tabla 5.6 se presentan las zonas con mayores daños de acuerdo con la información recabada por el II-UNAM (Buendía y Reinoso, 2019). En este estudio se observa que la mayoría de las zonas se ubican en terrenos del tipo II y III, definidos como transición y terreno comprensible, respectivamente.

De acuerdo con lo establecido en los criterios y lineamientos del RCDF (1976), el valor del factor Q corresponde a 2.0, en el cual según el artículo 235, la estructura se encuentra en el caso 2 para una estructuración del tipo 1, que se define como:

“Estructuras en las cuales la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por marcos o columnas de concreto reforzado, madera o acero contraventeados o no, o muros de concreto, que no cumplen en algún entrepiso con lo especificado por los casos 1 y 2, o por muros de mampostería de piezas macizas confinadas por castillos, dalas, columnas o trabes de concreto reforzado o de acero, que satisfacen los requisitos de las Normas Técnicas de este reglamento.”

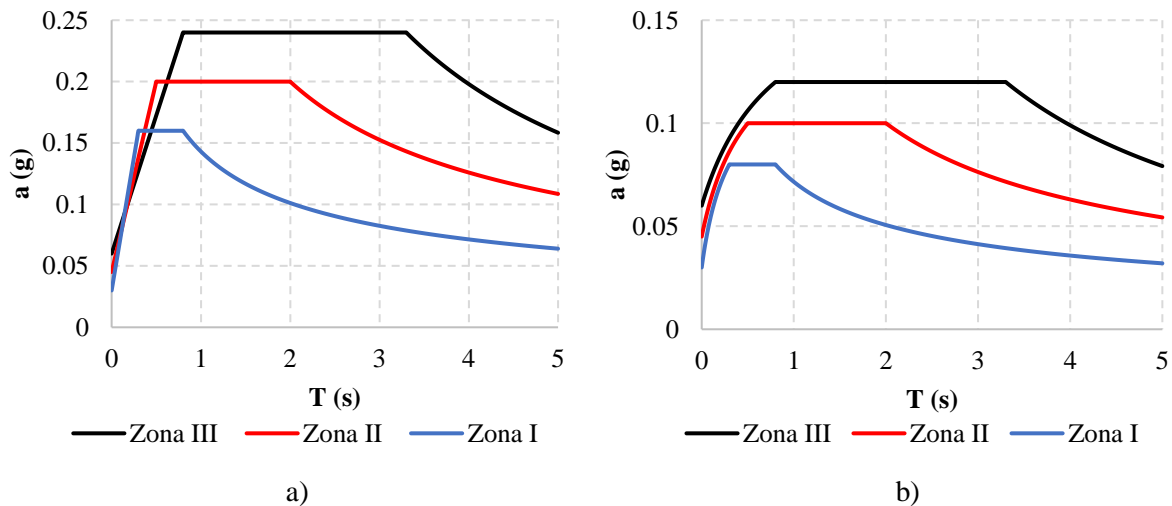


Figura 5.4 a) Espectros de diseño elásticos, b) Espectros de diseño reducidos

La Figura 5.4 presenta tanto los espectros elásticos (a) como los reducidos (b) de las diferentes zonas sísmicas del RCDF-1976 para un factor de ductilidad de 2.0.

Tabla 5.7 Componentes del espectro de diseño

Componente	Valor
a_0	0.06
T_1	0.8
T_2	3.3
r	1
c	0.24

La Tabla 5.7 presenta los componentes utilizados para la obtención del espectro de diseño reducido asociado a una zona tipo III, en donde: a_0 es la ordenada del espectro de diseño (en fracción de la gravedad); T_1 , T_2 son los periodos característicos del espectro de diseño, el inicio y final de la meseta, respectivamente; r es un exponente utilizado en las expresiones para el cálculo de la ordenada espectral (GDF, 1976) y, c es el coeficiente sísmico (GDF, 1976). En la Figura 5.5 se observa el espectro de diseño construido para el terreno tipo III.

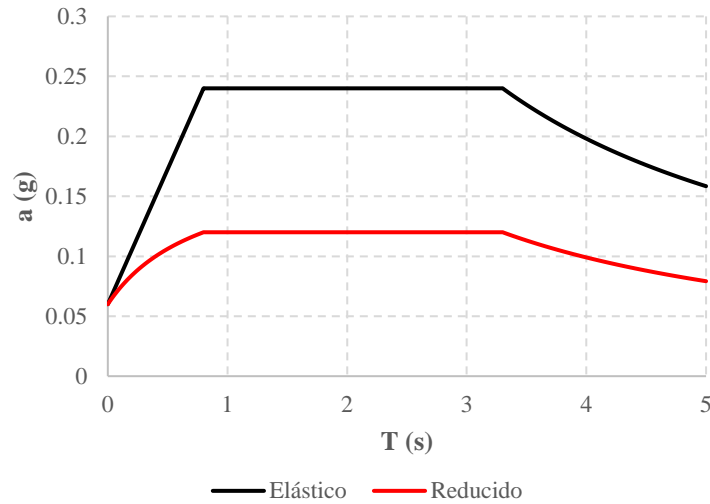


Figura 5.5 Espectros de diseño para el terreno tipo III

5.1.6 Combinaciones de carga

Tabla 5.8 Combinaciones de carga

No.	Descripción	Tipo
1	1.4 CG	Gravitacional
2	1.1CG+1.1Sx	Accidental
3	1.1CG+1.1Sy	Accidental
4	1.1CG-1.1Sx	Accidental
5	1.1CG-1.1Sy	Accidental
6	1.1CG+1.1Sx+0.33Sy	Accidental
7	1.1CG+1.1Sx-0.33Sy	Accidental
8	1.1CG-1.1Sx+0.33Sy	Accidental
9	1.1CG-1.1Sx-0.33Sy	Accidental
10	1.1CG+0.33Sx+1.1Sy	Accidental
11	1.1CG+0.33Sx-1.1Sy	Accidental
12	1.1CG-0.33Sx+1.1Sy	Accidental
13	1.1CG-0.33Sx-1.1Sy	Accidental
14	1.0 CG	Servicio

La Tabla 5.8 muestra las combinaciones de carga utilizadas para obtener las demandas máximas de los modelos, en donde, de acuerdo con el artículo 220 del RCDF-1976 (GDF, 1976), para aquellas combinaciones que incluyan exclusivamente acciones permanentes y variables que correspondan al grupo B se tomará un factor de carga de 1.4, mientras que para aquellas combinaciones de carga que incluyan acciones accidentales como en el caso de sismo, el factor será de 1.1.

5.1.7 Análisis estructural

Los modelos estructurales fueron analizados mediante el programa ETABS versión 19. Para ello, se realizaron dos tipos de análisis: el primero correspondiente al análisis modal convencional para revisar el periodo fundamental de la estructura y las formas modales gobernantes y, el segundo, correspondiente al

análisis modal espectral utilizando el espectro de diseño de la sección 5.1.5 para revisar los estados límite y el diseño de los elementos estructurales.

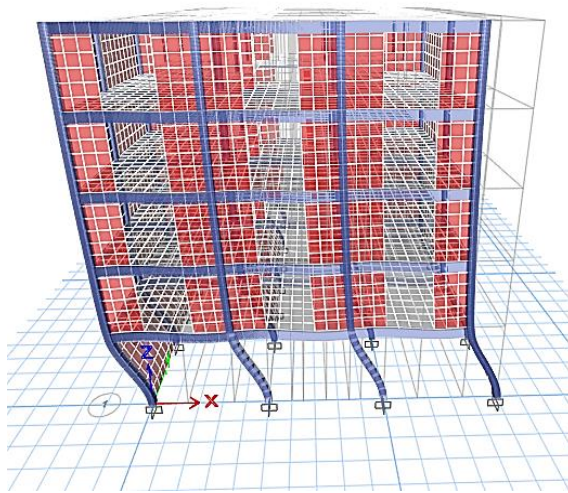
5.1.7.1 Modelo 1

Periodo fundamental y formas modales

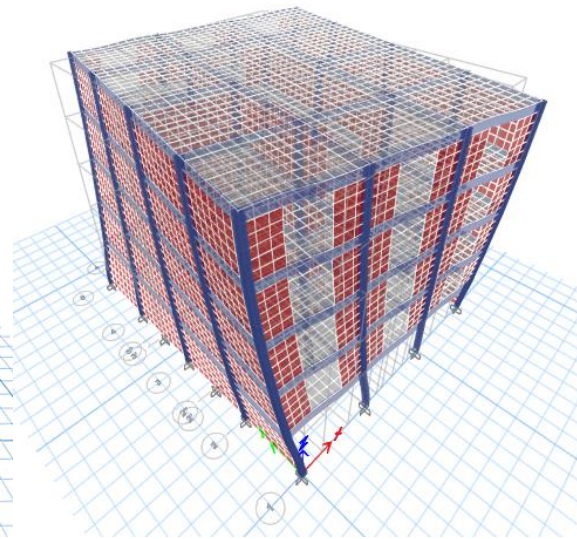
Tabla 5.9 Periodos y formas modales, modelo 1

Caso	Modo	Periodo (s)	Dirección
Modal	1	0.905	X
Modal	2	0.299	Rotación (Z)
Modal	3	0.287	Y
Modal	4	0.215	Rotación (Y)
Modal	5	0.103	Rotación (Y)
Modal	6	0.098	Rotación (Z)
Modal	7	0.095	Rotación (X)
Modal	8	0.069	Rotación (Y)
Modal	9	0.061	Rotación (Z)
Modal	10	0.061	Rotación (Z)
Modal	11	0.061	Rotación (X)
Modal	12	0.061	Rotación (Y)
Modal	13	0.061	Rotación (Z)
Modal	14	0.061	Rotación (X)
Modal	15	0.061	Rotación (Y)

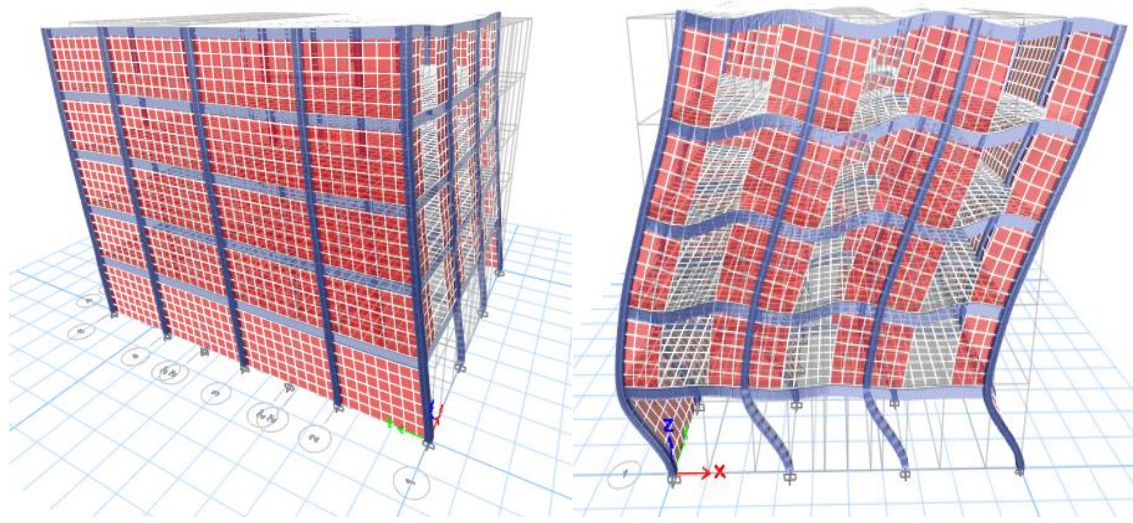
La tabla 5.9 muestra los periodos asociados a cada una de las formas modales de la estructura analizada. Se observa que el modelo 1 tiene un periodo fundamental de 0.905 s, lo cual indica que es una estructura flexible en la dirección X del análisis debido a la primera forma modal. Por otro lado, la dirección Y del análisis mantiene un periodo de 0.287 s, correspondiente a la tercera forma modal.



a) Primera forma modal (Dirección X)



b) Segunda forma modal (Rotación en Z)



c) Tercera forma modal (Dirección Y)

d) Cuarta forma modal (Rotación en Y)

Figura 5.6 Formas modales, modelo 1

La Figura 5.6 muestra las primeras cuatro formas modales, en donde es evidente que la dirección X es la más desfavorable en el análisis. La figura 5.6 a) permite observar la acumulación de energía en la primera planta, debido a que las formas modales se asocian con los desplazamientos de los niveles, indicando que para la dirección Y del análisis se tiene una estructura menos flexible.

Estados Límite

En el capítulo 3 se menciona que las características geométricas de los modelos de análisis se encuentran basadas en estructuras con planta baja débil que sufrieron daños debidos a la acción de sismos. Por tanto, en este trabajo no es de interés realizar un nuevo diseño de elementos estructurales, sino, revisar la condición de modelos similares a las estructuras reales con el reglamento mediante el cual se supone que fueron diseñadas y verificar el estado, tanto de distorsiones de entrepiso como de la capacidad de los elementos estructurales ante cargas gravitacionales.

a) Verificación del cortante basal mínimo

En la sección 5.1.1 se explicó que el reglamento bajo el cual se diseñaron las estructuras en las que se encuentran basados los modelos de análisis carecía de documentación para revisiones rigurosas como son los estados límites de falla que involucran las condiciones de regularidad de las estructuras. Además, dado el transcurso del tiempo entre la reglamentación del año 1976 y la vigente (RCDF 2020) existe lineamientos que ya no están disponibles o cuyo acceso no es de fácil alcance, tal es el caso de las NTC de apoyo de 1976. Por ello, se implementa la revisión de cortante basal mínimo bajo los criterios establecidos en el RCDF 2020, cuyas expresiones pueden aplicarse ya que no toman en cuenta el factor de irregularidad (cuyo uso no se contempla en el RCDF 1976) pero sí el periodo del suelo T_s .

Tabla 5.10 Cortante basal mínimo

R_0	1.75
k_1	1.00
k_2	0.15

R	1.90	
T_s	1.30	
W_0	1564798.73	kg
a_{min}	0.0315	
$a_{min}W_0$	49287.02	kg
V_{0x}	174717.30	kg
V_{0y}	117723.24	kg

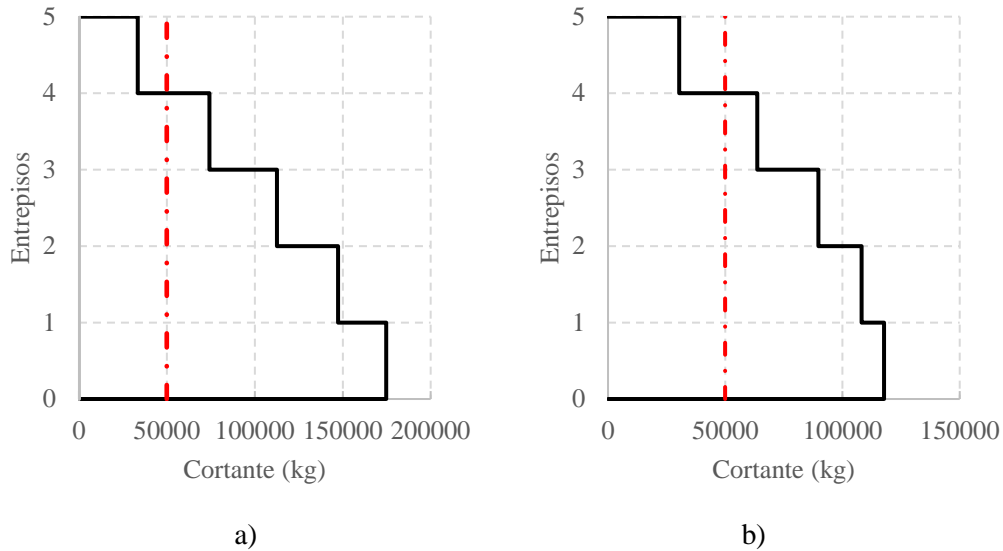


Figura 5.7 a) Cortante basal dirección X, b) Cortante basal dirección Y, modelo 1

En la Figura 5.7 se presentan los perfiles de cortante para cada una de las direcciones del análisis y el cortante basal mínimo de acuerdo con lo mencionado en los párrafos anteriores. En ambos casos, el cortante en la base de la estructura cumple el requisito de ser mayor que el cortante basal mínimo.

b) Revisión de desplazamientos máximos, distorsiones de entreciso máximas y rigideces

El artículo 242 *Estados Límite por desplazamientos horizontales*, del RCDF 1976 establece que las deformaciones laterales de cada entreciso debidas a fuerza cortante no excederán de 0.008 veces la diferencia de elevaciones correspondientes, salvo donde los elementos que no forman parte integrante de la estructura estén desligados a ella en tal forma que no sufran daños por las deformaciones de ésta. En este caso, el límite en cuestión deberá tomarse igual a 0.016. En el cálculo de los desplazamientos se tomarán en cuenta la rigidez de todo el elemento que forme parte integra de la estructura.

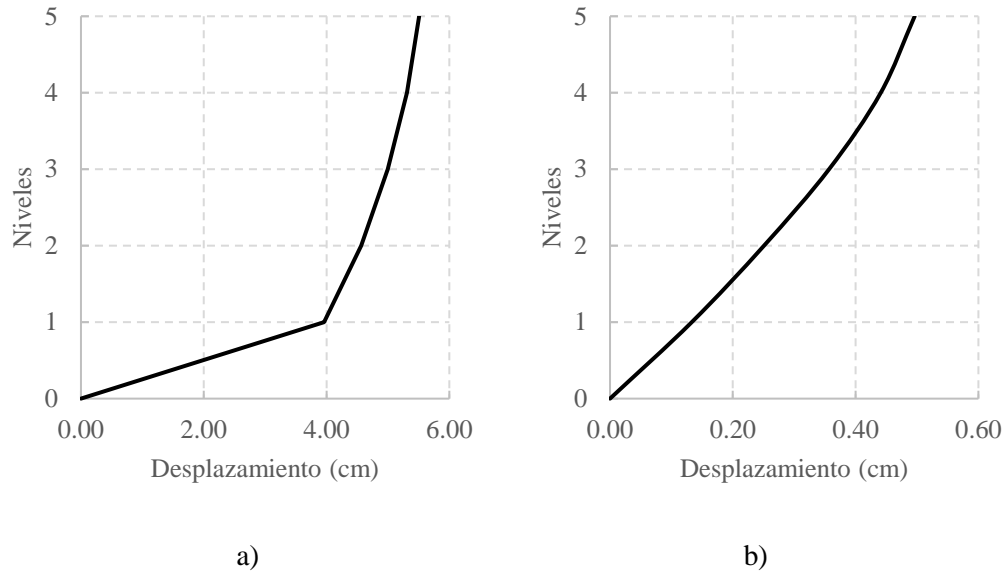


Figura 5.8 a) Desplazamientos dirección X, b) Desplazamientos dirección Y, modelo 1

Los desplazamientos máximos inelásticos para la dirección X y dirección Y del análisis del modelo 1 corresponden a 5.51 cm y 0.49 cm, respectivamente. Como se observa en la Figura 5.8, la estructura resulta más flexible en dirección X que en Y. Esto se debe a la existencia de muros colocados en la segunda dirección del análisis, que le permiten tener una mayor rigidez a la estructura.

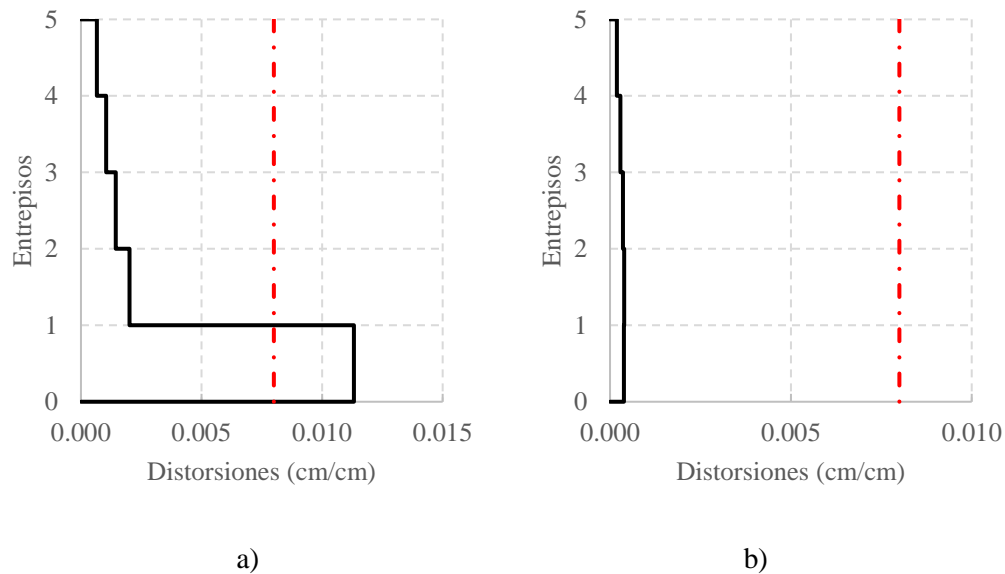


Figura 5.9 a) Distorsiones de entrepiso dirección X, b) Distorsiones de entrepiso dirección Y, modelo 1

El artículo 242 del RCDF 1976 indica un límite para las distorsiones de entrepiso en este tipo de estructuras que corresponde al valor de 0.008. En la Figura 5.9 se observa que para la dirección X las distorsiones rebasan el límite permisible, llegando a una distorsión máxima de 0.011. Por otro lado, para la dirección Y la distorsión máxima 0.00038, lo cual indica que la estructura es muy rígida para esta dirección.

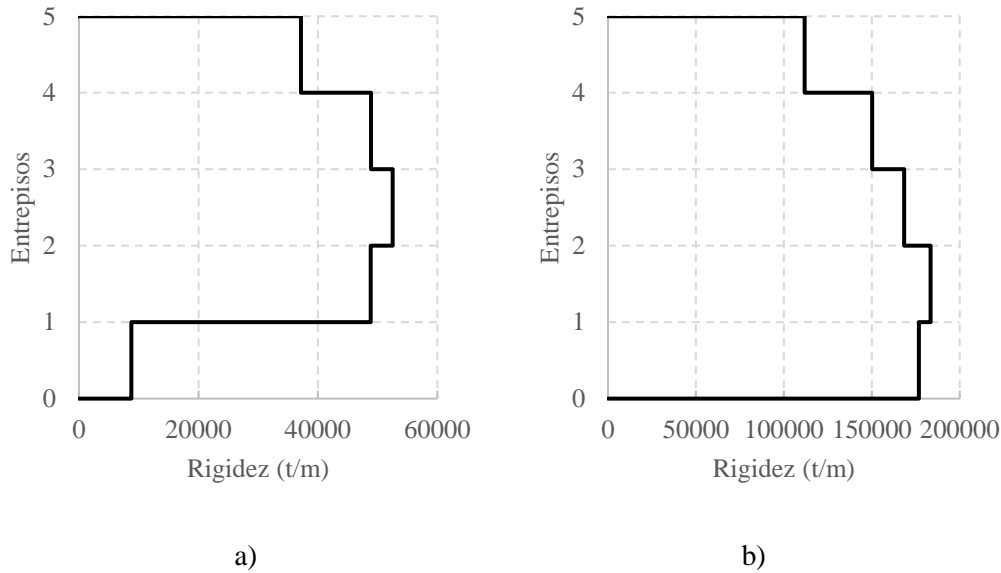


Figura 5.10 a) Rigideces de entrepiso dirección X, b) Rigideces de entrepiso dirección Y, modelo 1

La Figura 5.10 muestra los perfiles de rigideces de entrepiso del modelo 1 tanto para la dirección X como la dirección Y del análisis, en donde además se puede observar que para la primera dirección de análisis, figura 5.10 a), la estructura tiene poca rigidez en la planta baja en comparación con los niveles restantes, esto se relaciona directamente con el perfil de distorsiones, dado que por medio de la ecuación fundamental del método de la rigideces, al tener una rigidez menor se presentarán mayores fuerzas y por ende mayores desplazamientos en dicha planta. Por otro lado, en la figura 5.10 b) se observa que la estructura se comporta de manera regular debido a la adición de muros en esta dirección, distribuyendo su rigidez de manera más uniforme a lo alto de la estructural.

Con respecto al párrafo anterior, para este análisis se busca demostrar que la estructura tiene la patología de planta baja débil (PBD), por lo que a pesar de que en el análisis para la dirección X el modelo rebasa el límite permisible por la normativa del RCDF 1976 se procederá a verificar la resistencia de elementos estructurales ante las cargas gravitacionales. Es importante recalcar que una gran cantidad de edificios con este tipo de problemas fueron capaces de resistir las cargas gravitacionales sin desarrollar problemas de estabilidad, y que fue hasta la presencia de eventos sísmicos de gran magnitud como el ocurrido el día 19 de septiembre de 2017 que desarrollaron problemas de estabilidad, ocasionando grandes daños en las estructuras y que, en muchos casos, terminaron en el colapso total.

c) Propuesta para la evaluación de la PBD utilizando el RCDF 1976

En el RCDF 1976 no se menciona nada relacionado con la evaluación de la PBD de las estructuras, por lo cual, en esta sección se propone revisar dicha condición mediante los perfiles de distorsiones de entrepiso y rigideces, que son parámetros fundamentales que tienen relación con los daños y disipación de energía en las estructuras.

Se presentan tanto las formas de los perfiles de distorsiones de entrepiso y rigideces del modelo 1 como las formas de perfiles de estructuras con comportamiento regular, para realizar una comparación “cualitativa” de la manera en que debe comportarse una estructura cuando no presenta la patología de PBD.

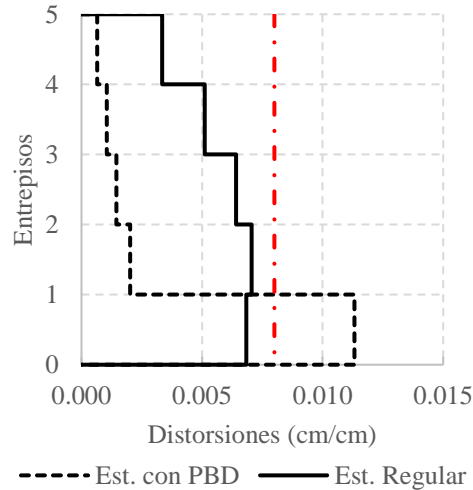


Figura 5.11 Comparación de distorsiones de entrepiso: Estructura con PBD vs Estructura regular

En la Figura 5.11 se presenta la comparación del perfil de distorsiones de entrepiso de una estructura con PBD y una estructura que se comporta de manera regular, en donde se puede verificar que cuando un edificio fue correctamente estructurado, la distribución de las distorsiones tiende a ser uniforme a lo alto de la estructura, lo cual no sucede con el modelo 1 del análisis, debido a que es visible la concentración de distorsiones en el primer entrepiso que en términos del comportamiento de la estructura, indica una mayor disipación de la energía en este primer entrepiso ocasionando mayores desplazamientos y mayores daños.

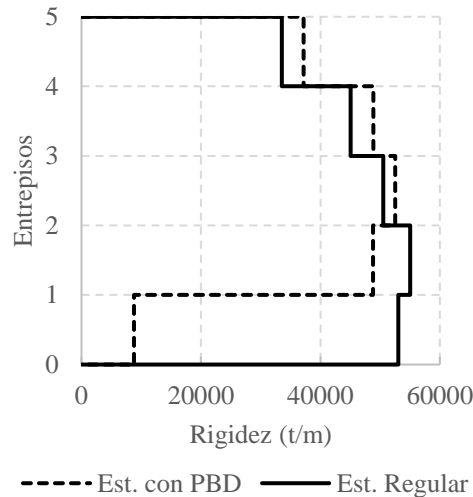


Figura 5.12 Comparación de rigideces: Estructura con PBD vs Estructura regular

La Figura 5.12 compara el perfil de rigideces de manera “cualitativa” una estructura con PBD y una estructura que se comporta de manera regular, en donde es posible observar que la variación de rigideces entre el primer y segundo nivel del modelo 1 permite que se concentren mayores desplazamientos y por consiguiente mayores demandas de energía en este primer entrepiso, ocasionando que la estructura se comporte con PBD.

Diseño de elementos

Para verificar el diseño de los elementos de concreto reforzado se tomaron en cuenta los criterios y lineamientos establecidos en las NTC-DCEC 2020 debido a la falta de documentación del RCDF 1976.

a) Columnas

El diseño y revisión de resistencia de columnas se realizó utilizando los armados supuestos de acuerdo con los modelos estructurales descritos en el capítulo 4 y con los elementos mecánicos obtenidos del análisis modal espectral con el RCDF 1976, evaluando la columna más esforzada verificando la cuantía de acero mínimo para resistir las demandas por gravedad. La cuantía de acero propuesta fue de 2.5%, que se encuentra entre el 1 y 6% de acuerdo con lo establecido en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, NTC-DCEC, (GCM, 2020c), tomando en cuenta las siguientes consideraciones:

- El módulo de elasticidad se calcula utilizando los criterios de la sección 2.1.2 *Resistencia a compresión* y 2.1.4 *Módulo de elasticidad*.
- Para determinar la resistencia a flexión y carga axial se siguen los descrito en la sección 3.5 *Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión, carga axial y flexocompresión*.
- Se utilizan los factores de reducción de resistencia establecidos en la sección 3.7 *Factores de resistencia*.
- Para el diseño por flexión se toman en cuenta los criterios y lineamientos descritos en la sección 5.1 *Flexión*, tomando en cuenta los requisitos de acero mínimo para cada una de las secciones.
- Para la evaluación de fuerza cortante, se utilizan las expresiones de la sección 5.3 *Fuerza cortante*, pero el diseño no sigue las recomendaciones mínimas del detallado en el espaciamiento de los estribos, ya que en el diseño de las construcciones de 1976 no se tenía tales consideraciones, y por ende el detallado por cortante de los elementos era inadecuado.

Como se ha mencionado en párrafos anteriores, el diseño de los elementos estructurales del modelo se obliga a aproximarse al de los elementos estructurales de las construcciones dañadas por problemas de planta baja débil revisadas en la base de datos del capítulo 3, por lo que tales elementos resultaron ser adecuados bajo la acción de cargas gravitacionales pero inadecuados para cargas laterales desarrolladas por efectos de acciones sísmicas.

Con las consideraciones descritas se obtuvo el armado de la columna mostrada en la Figura 5.13, que muestra un porcentaje de acero cercano al 2.5% para el diseño por flexión, mientras que para el diseño por cortante se tienen estribos del número 2.5 (utilizados en 1976) con una separación de 20 cm. En la Tabla 5.11 se proporciona un resumen de los parámetros más relevantes de la sección transversal de las columnas.

Tabla 5.11 Armado de columnas para el modelo 1

base, b	30	cm
Peralte, h	30	cm
recubrimiento, r	5	cm
peralte efectivo, d	25	cm
<i>Armado longitudinal (flexión)</i>		
A_s (8 vars. #6)	22.80	cm ²
<i>Refuerzo transversal (cortante)</i>		
Separación, s	20.00	cm
Estribos (#2.5)		
A_{est}	0.49	cm ²

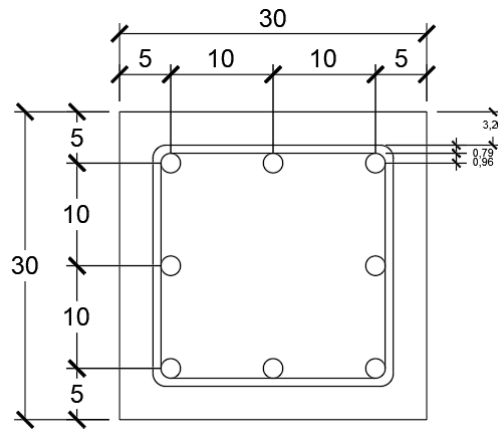


Figura 5.13 Detalle del armado de columnas para el modelo 1, cotas en centímetros

Tabla 5.12 Revisión por carga axial

Propiedades geométricas		
b	30	cm
h	30	cm
r	5	cm
d	25	cm
A_g	900	cm ²
A'_g	750	cm ²
f'_c	250	kg/cm ²
A_s	22.80	cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
Revisión por carga axial		
F_R	0.75	
P_R	211629.24	kg

Tabla 5.13 Revisión por fuerza cortante

Revisión por cortante		
P_u	113017	kg
V_u	15480	kg
f'_c	250	kg/cm ²
b	30	cm
h	30	cm
r	5	cm
d	25	cm
A_g	900	cm ²
A_s	22.8	cm ²
ρ	0.0253	
F_R	0.75	

$F_R(0.7 f_c' A_g + 2000 A_s)$	152325	kg
V_{cR}	8355.92	kg
$F_R 1.5 f_c'^{0.5} b d$	13340.86	kg
V_{cR}	8355.92	kg
A_v	1.47	cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
s	20	cm
V_{sR}	17364.38	kg
$V = V_{cR} + V_{sR}$	25720.29	kg

En la Tabla 5.12 se presenta la revisión por carga axial de la columna más esforzada, en donde fuerza resistente es mayor que la carga de diseño, mientras que en la Tabla 5.13 se muestra la revisión por fuerza cortante de la columna, que de manera similar, cumple con la demanda que se tiene por cortante. Por tanto, las columnas son capaces de soportar las cargas gravitacionales a pesar de que no se siguieron los lineamientos de los reglamentos actuales para el diseño por cortante como la separación mínima de estribos o el área mínima de las varillas para estribos, que fue muy característico de las construcciones anteriores a 1976. En la sección 5.6 de este trabajo se mencionan los problemas más comunes del detallado inadecuado por cortante y la consecuencia que pueden tener los elementos comúnmente denominados como “no dúctiles” de acuerdo con investigaciones realizadas por distintas partes del mundo (Amirsardari *et al*, 2016).

b) Vigas

Para el diseño de estos elementos se tomaron en cuenta las mismas consideraciones descritas para la revisión de columnas y utilizando las ecuaciones correspondientes de las NTC-DCEC para elementos sin carga axial, que resultó en el detallado de la figura 5.14.

Tabla 5.14 Armado de vigas para el modelo 1

base, b	20	cm
Peralte, h	40	cm
recubrimiento, r	5	cm
peralte efectivo, d	35	cm
Armado longitudinal (flexión)		
As (8 vars. #6)	11.40	cm ²
Refuerzo transversal (cortante)		
Separación, s	20.00	cm
Estribos (#2.5)		
A_{est}	0.49	cm ²

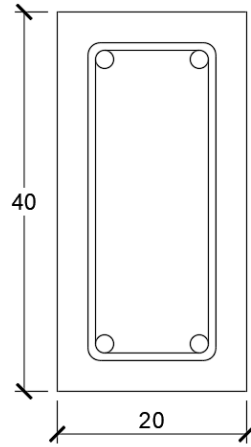


Figura 5.14 Detalle del armado de vigas para el modelo 1, cotas en centímetros

Tabla 5.15 Revisión por fuerza cortante en vigas

Revisión por cortante		
V_u	12700	kg
f'_c	250	kg/cm ²
b	20	cm
h	40	cm
r	5	cm
d	35	cm
A_g	800	cm ²
A_s	11.4	cm ²
F_R	0.75	
V_{cR}	4025.97	kg
$F_R 1.5 f'_c{}^{0.5} b d$	12451.47	kg
V_{cR}	4025.97	kg
A_v	0.98	cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
s	20	cm
V_{sR}	16206.75	kg
$V = V_{cR} + V_{sR}$	20232.72	kg

Tabla 5.16 Revisión por flexión en vigas

Revisión por flexión		
M_u	5700	kg-m
f'_c	250	kg/cm ²
f_y	4200	kg/cm ²
b	20	cm
h	40	cm
r	5	cm
d	35	cm

A_g	800	cm ²
A_s	5.7	cm ²
F_R	0.9	
ρ	0.0081	kg
q	0.1609	kg
M_R	6934.26	kg-m

En la Tabla 5.15 se presenta la revisión por fuerza cortante de la viga más esforzada, en donde la fuerza resistente es mayor que la carga de diseño, mientras que en la Tabla 5.16 se muestra la revisión por fuerza momento flexionante, que de manera similar, cumple con la demanda que se tiene por flexión.

5.1.7.2 Modelo 2 y 3

De manera breve y representativa se muestran los resultados de las revisiones realizadas para los modelos 2 y 3, siguiendo los mismos criterios y lineamientos para el análisis del modelo 1.

Periodo fundamental y formas modales

Tabla 5.17 Periodos y formas modales, modelo 2 y 3

Caso	Modo	Modelo 2	Modelo 3
		Periodo (s)	Periodo (s)
Modal	1	0.566	0.48
Modal	2	0.288	0.279
Modal	3	0.268	0.26
Modal	4	0.17	0.142
Modal	5	0.094	0.088
Modal	6	0.089	0.085
Modal	7	0.088	0.071
Modal	8	0.061	0.06
Modal	9	0.06	0.06
Modal	10	0.06	0.06
Modal	11	0.06	0.06
Modal	12	0.06	0.06
Modal	13	0.06	0.06
Modal	14	0.06	0.06
Modal	15	0.06	0.06

En la Tabla 5.17 se presentan los periodos de cada una de las formas modales para las dos estructuras analizadas. Como en este caso, los modelos 2 y 3 poseen la misma geometría que en el modelo 1, pero un cambio en el tamaño de las columnas, 0.50x0.50 m y 0.70x0.70 m, respectivamente, por tanto, las formas modales no varían de las que presentó el modelo 1. En el caso de los modelos 2 y 3, la primera, segunda y tercera forma modal corresponden a la dirección X, torsión y dirección Y, respectivamente.

Estados Límite

a) Verificación del cortante basal mínimo

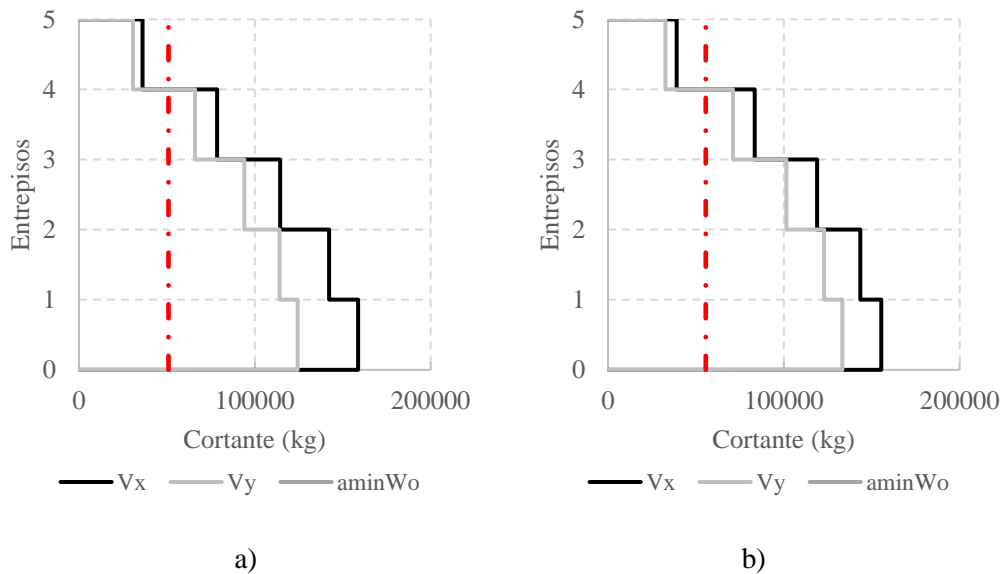


Figura 5.15 a) Cortante basal, modelo 2, b) Cortante basal, modelo 3

En la Figura 5.15 se muestra la comparación de cortantes basales tanto para el modelo 2 como para el modelo 3, en ambas direcciones del análisis y se incluye el cortante basal mínimo de acuerdo con lo mencionado en el análisis del modelo 1. En los dos casos, se puede verificar que se cumple con el límite calculado, dado que las dos estructuras poseen elementos más anchos y por lo que la capacidad aumenta con respecto del modelo 1.

b) Revisión de desplazamientos máximos, distorsiones de entreciso máximas y rigideces

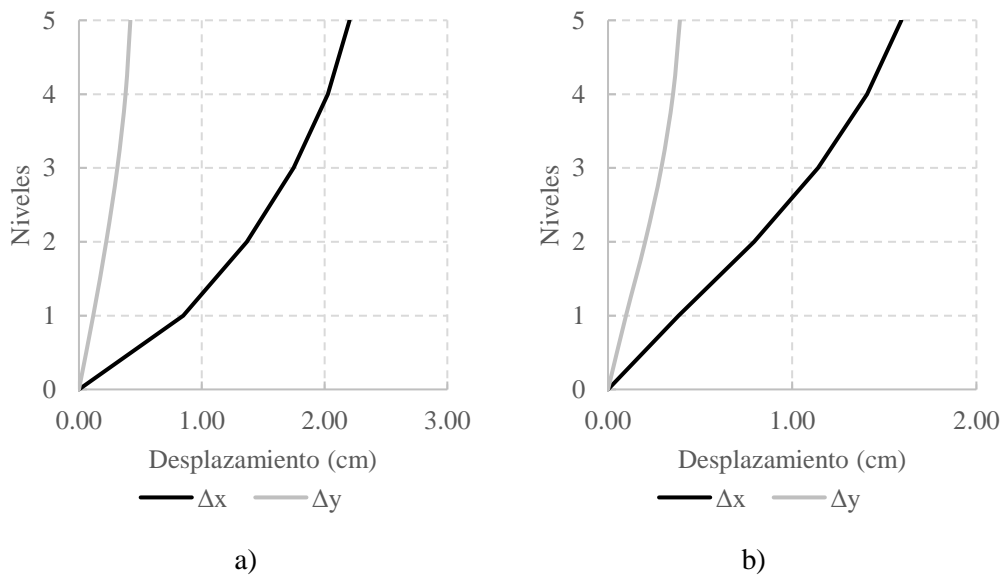


Figura 5.16 a) Desplazamientos máximos, modelo 2, b) Desplazamientos máximos, modelo 3

En la Figura 5.16 se presentan los desplazamientos máximos inelásticos para la dirección X y dirección Y de los modelos de análisis 2 y 3. Se observa que la forma de los perfiles de desplazamientos inelásticos es congruente con los resultados obtenidos en el modelo 1 para estructuras con PBD.

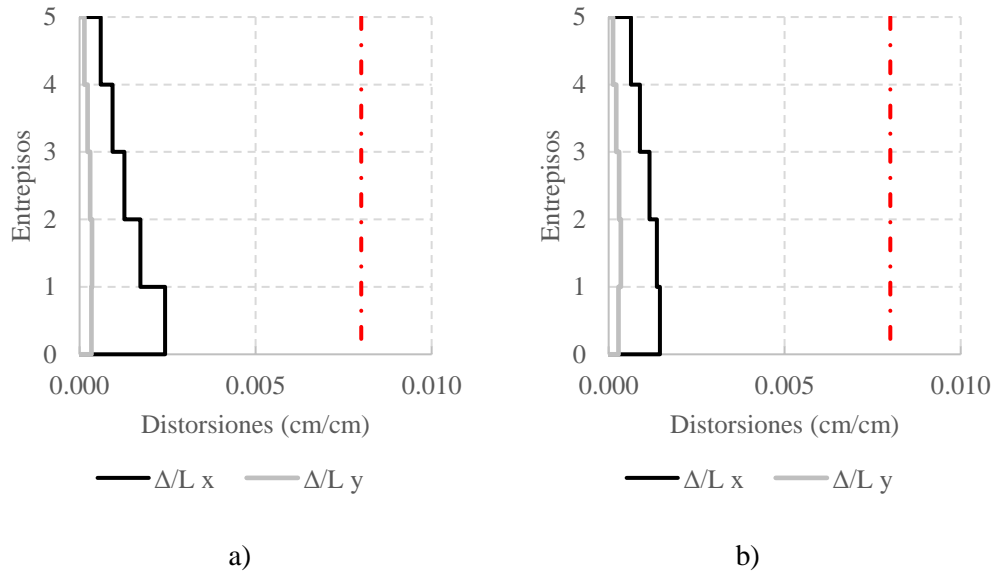


Figura 5.17 a) Distorsiones de entrecaposo del modelo 2, b) Distorsiones de entrecaposo del modelo 3

Se presentan los perfiles de distorsiones para cada uno de los modelos estudiados. En la figura 5.17 a) se observa que de acuerdo con el RCDF 1976 la estructura cumple con la distorsión máxima de 0.008 y que la dirección X que carece de muros en el primer nivel sigue siendo la que se comporta de manera menos flexible en comparación con la otra dirección de análisis. Por otra parte, en la figura 5.17 b), el modelo 3 también cumple con el límite de distorsiones, sin embargo, el perfil de distorsiones que describe en la dirección X tiende a comportarse de manera más uniforme que en los modelos 1 y 2 para la misma dirección, por lo cual, el tener elementos estructurales más anchos compensa la variación de distorsiones de entrecaposo que presenta el modelo 1.

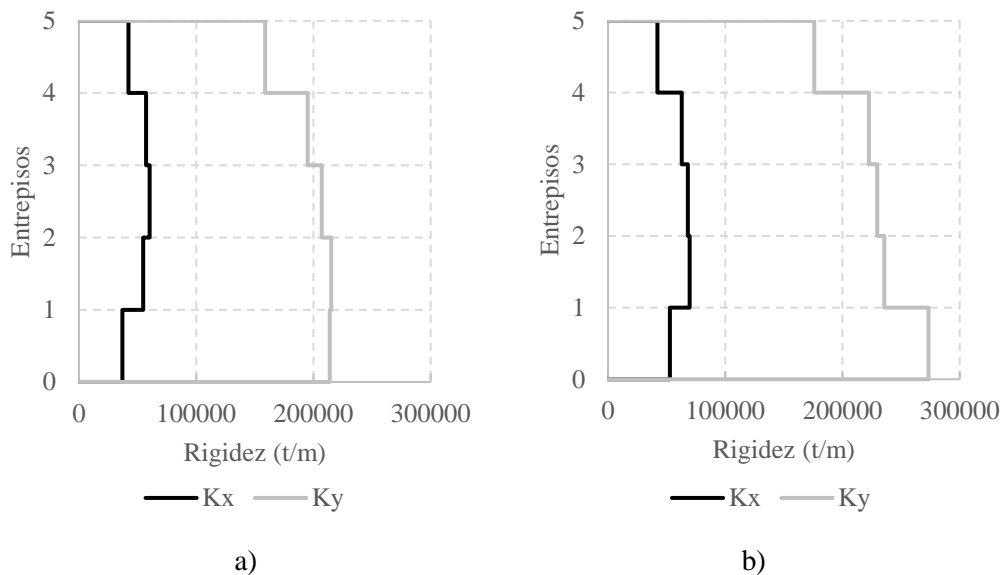


Figura 5.18 a) Rigideces de entrecaposo del modelo 2, b) Rigideces de entrecaposo del modelo 3

La Figura 5.18 presenta los perfiles de rigideces de entrepiso de los modelos 2 y 3. Se observa que en ambos casos, la rigidez se comporta de manera más uniforme en comparación con el modelo 1, lo cual permite observar la compensación de la variación de rigideces entre la planta baja y el primer nivel cuando se tienen elementos estructurales más robustos, caso contrario al modelo 1.

c) Propuesta para la evaluación de la PBD utilizando el reglamento RCDF 1976

En este caso, tanto para el modelo 2 como para el 3 los perfiles de distorsiones de entrepiso y de rigideces no muestran gran variación entre los niveles con respecto a los perfiles del modelo 1, es por ello, que contrario a la evaluación de la PBD del modelo 1 utilizando el RCDF 1976, para estos modelos no se puede concluir con la información mostrada, que los edificios presentan un comportamiento de PBD. Ya que en un principio para el reglamento de 1976 no se tiene registro sobre expresiones para llevar a cabo evaluaciones de PBD. Para ello, en la sección 5.3 se realizan las evaluaciones correspondientes utilizando las expresiones descritas en las NTC-DS del 2020.

Diseño de elementos

Las revisiones de los elementos estructurales bajo la acción de cargas por gravedad se efectuaron siguiendo los criterios y lineamientos descritos en la revisión de los elementos para el modelo 1. Las columnas que se muestran en la figura 5.19 se revisaron por compresión y por cortante (Tabla 5.18), mientras que las vigas al tener la misma sección que en el modelo 1 únicamente presentaron un pequeño incremento en su demanda, sin embargo, continúan pasando las revisiones por flexión y por cortante.

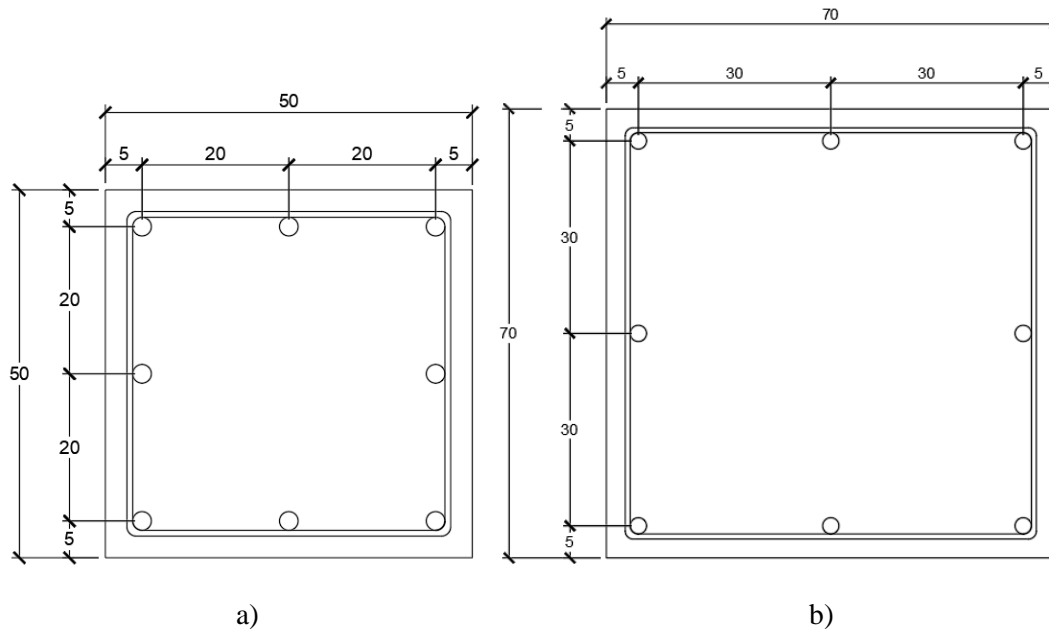


Figura 5.19 Detalle del armado de columnas para el modelo 2 y 3, cotas en centímetros

Tabla 5.18 Revisión de columnas modelos 2 y 3

Modelo 2			Modelo 3		
Propiedades geométricas			Propiedades geométricas		
P_u	217763	kg	P_u	264594	kg
b	50	cm	b	70	cm
h	50	cm	h	70	cm

Evaluación y clasificación por colapso potencial de edificios con planta baja débil en la Ciudad de México

r	5	cm	r	5	cm
d	45	cm	d	65	cm
A_g	2500	cm ²	A_g	4900	cm ²
A'_g	2250	cm ²	A'_g	4550	cm ²
f'_c	250	kg/cm ²	f'_c	250	kg/cm ²
A_s	40.54	cm ²	A_s	40.54	cm ²
f_y	4200	kg/cm ²	f_y	4200	kg/cm ²
Revisión por carga axial			Revisión por carga axial		
F_R	0.75		F_R	0.75	
P_R	519667.2644	kg	P_R	902167.2644	kg
Revisión por cortante			Revisión por cortante		
V_u	25877	kg	V_u	30785	kg
ρ	0.016		ρ	0.01	
F_R	0.75		F_R	0.75	
$F_R(0.7f'_cA_g + 2000A_s)$	388929.9	kg	$F_R(0.7f'_cA_g + 2000A_s)$	703929.90	kg
V_{CR}	21475.3	kg	V_{CR}	27172.13	kg
$F_R 1.5 (f'_c)^{0.5} bd$	40022.6	kg	$F_R 1.5 (f'_c)^{0.5} bd$	80934.54	kg
Av (#2.5)	1.47	cm ²	Av (#2.5)	1.47	cm ²
f_y	4200	kg/cm ²	f_y	4200	kg/cm ²
s	20	cm	s	20	cm
V_{SR}	31255.9	kg	V_{SR}	45147.4	kg
$V = V_{CR} + V_{SR}$	52731.1	kg	$V = V_{CR} + V_{SR}$	72319.5	kg

5.2 EVALUACIÓN DE LA PBD (GCM, 2020b)

5.2.1 Condiciones de regularidad

Derivado de experiencias pasadas en sismos como el del 19 de septiembre de 1985 y 2017, se establecieron criterios para verificar la regularidad de las estructuras y en su caso, poder aumentar las demandas para los elementos de las estructuras consideradas como irregulares. Por ello, en las NTC-DS 2020 contempla la evaluación de 13 requisitos que deben satisfacerse para considerar que una estructura es regular, irregular o en su caso muy irregular.

A continuación, se presenta una sola evaluación para los tres modelos ya que tienen la misma geometría y únicamente las condiciones 7 y 11 requieren ser evaluadas para cada uno de los modelos de análisis.

- 1) Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.

Se cumple con esta condición ya que, tanto las plantas como sus elementos estructurales son paralelos en ambos sentidos del análisis (ver Figura 4.1).

- 2) La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro.

Se cumple con esta condición ya que los tres modelos tienen la misma geometría, con una altura total de 15.5 m y con una dimensión menor de base de 15 m, por lo cual, la relación “altura entre base menor” es de 1.03, menor que el límite establecido en esta condición.

- 3) La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro.

Se cumple con esta condición debido a que la estructura tiene un largo en planta de 18 m y un ancho en planta de 15 m, por lo cual, la relación “largo entre ancho de la base” es de 1.2, menor que el límite establecido en esta condición.

- 4) En planta no tiene entrantes ni salientes de dimensiones mayores que 20 por ciento de la dimensión de la planta medida paralelamente a la dirección en que se considera el entrante o saliente.

La estructura no tiene entrantes ni salientes, por tanto, se cumple con esta condición (ver figura 4.1).

- 5) Cada nivel tiene un sistema de piso cuya rigidez y resistencia en su plano satisfacen lo especificado en la sección 2.7 para un diafragma rígido.

De acuerdo con la sección 2.7, se considerará que se satisface la condición de diafragma rígido en aquellos sistemas estructurales cuyo sistema de piso esté estructurado con base en losas de concreto. Además, deben cumplirse los requisitos 4 y 6 de la sección 5.1.

- 6) El sistema de piso no tiene aberturas que en algún nivel excedan 20 por ciento de su área en planta en dicho nivel, y las áreas huecas no difieren en posición de un piso a otro. Se exime de este requisito la azotea de la construcción.

Se cumple con esta condición debido a que la estructura tiene un área total de 270 m² y una abertura en planta de 50 m², por lo cual, la relación “abertura entre área total” es de 18.52 %, menor que el límite establecido en esta condición. Además, las aberturas repiten su posición con respecto a todos los niveles.

- 7) El peso de cada nivel, incluyendo la carga viva que debe considerarse para diseño sísmico, no es mayor que 120 por ciento del correspondiente al piso inmediato inferior.

Tabla 5.19 Pesos por nivel, modelo 1

Peso de cada nivel		comparación
Nivel	Peso (kg)	< 1.2 (n-1)
5	230979.0	cumple
4	329829.7	cumple
3	329829.7	cumple
2	329829.7	cumple
1	335972.2	N/A
Total	1556440.3	

Tabla 5.20 Pesos por nivel, modelo 2

Peso de cada nivel		comparación
Nivel	Peso (kg)	< 1.2 (n-1)

Evaluación y clasificación por colapso potencial de edificios con planta baja débil en la Ciudad de México

5	230979.0	cumple
4	329829.7	cumple
3	329829.7	cumple
2	329829.7	cumple
1	335972.2	N/A
Total	1556440.3	

Tabla 5.21 Pesos por nivel, modelo 3

Peso de cada nivel		comparación
Nivel	Peso (kg)	< 1.2 (n-1)
5	230979.0	cumple
4	329829.7	cumple
3	329829.7	cumple
2	329829.7	cumple
1	335972.2	N/A
Total	1556440.3	

En las tablas 5.19, 5.20 y 5.21 se presentan los pesos por nivel debidos a las cargas muertas y cargas vivas consideradas para diseño sísmico para los modelos 1, 2 y 3, respectivamente. Se puede observar que todos los modelos cumplen con los límites establecidos, por lo cual, cumplen con esta condición.

- 8) En cada dirección, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 110 por ciento de la del piso inmediato inferior. Además, ningún piso tiene una dimensión en planta mayor que 125 por ciento de la menor de las dimensiones de los pisos inferiores en la misma dirección.

Se cumple con esta condición debido a que todas las plantas tienen las mismas dimensiones (ver figura 4.1).

- 9) Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en las dos direcciones de análisis por diafragmas horizontales o por vigas. Por consiguiente, ninguna columna pasa a través de un piso sin estar ligada con él.

Se cumple con este punto ya que todas las columnas están restringidas por vigas.

- 10) Todas las columnas de cada entrepiso tienen la misma altura, aunque esta pueda variar de un piso a otro. Se exige de este requisito al último entrepiso de la construcción.

Las columnas de la planta baja son ligeramente más altas que en el resto de los niveles. Por tanto, la estructura no cumple este requisito.

- 11) La rigidez lateral de ningún entrepiso difiere en más de 20 por ciento de la del entrepiso inmediatamente inferior. El último entrepiso queda excluido de este requisito.

Tabla 5.22 Rigidez lateral de cada entrepiso, modelo 1

Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	KL (t/m)	< 1.2 (n-1)	KL (t/m)	< 1.2 (n-1)

Evaluación y clasificación por colapso potencial de edificios con planta baja débil en la Ciudad de México

5	37171.26	N/A	111804.25	N/A
4	48888.89	cumple	150130.55	cumple
3	52520.80	cumple	168426.93	cumple
2	48837.47	no cumple	183430.13	cumple
1	8794.11	N/A	176851.46	N/A
Total	196212.53		790643.32	

Tabla 5.23 Rigidez lateral de cada entrepiso, modelo 2

Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	KL (t/m)	< 1.2 (n-1)	KL (t/m)	< 1.2 (n-1)
5	42312.09	N/A	158865.68	N/A
4	57128.82	cumple	195193.98	cumple
3	60292.68	cumple	207098.77	cumple
2	54873.67	no cumple	215205.85	cumple
1	37153.04	N/A	213815.03	N/A
Total	251760.30		990179.32	

Tabla 5.24 Rigidez lateral de cada entrepiso, modelo 3

Nivel	Dirección X		Dirección Y	
	KL (t/m)	< 1.2 (n-1)	KL (t/m)	< 1.2 (n-1)
5	42130.63	N/A	175966.35	N/A
4	62930.20	cumple	222438.35	cumple
3	68131.02	cumple	229775.40	cumple
2	69624.26	cumple	235751.51	cumple
1	81381.86	N/A	273331.92	N/A
Total	324197.98		1137263.54	

En las tablas 5.22, 5.23 y 5.24 se observan las rigideces laterales de cada entrepiso para los tres modelos, en donde se cumple con la condición únicamente para la dirección Y del análisis, dirección para la cual la estructura se comporta de manera menos flexible en comparación de la dirección X, en la que no se cumple con esta condición, a excepción del modelo 3 que cumple con la condición en ambas direcciones.

- 12) En ningún entrepiso el desplazamiento lateral de algún punto de la planta excede en más de 20 por ciento el desplazamiento lateral promedio de los extremos de esta.

Como el sistema de piso (losa de concreto) puede considerarse como diafragma rígido, los desplazamientos son uniformes en todo el nivel, por tanto, cumple con esta condición.

- 13) En sistemas diseñados para Q de 4, en ningún entrepiso el cociente de la capacidad resistente a carga lateral entre la acción de diseño debe ser menor que el 85 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. En sistemas diseñados para Q igual o menor que 3, en ningún entrepiso el cociente antes indicado debe ser menor que 75 por ciento del promedio de dichos cocientes para todos los entrepisos. Para verificar el cumplimiento de este requisito, se calculará la

capacidad resistente de cada entrepiso teniendo en cuenta todos los elementos que puedan contribuir apreciablemente a ella. Queda excluido de este requisito el último entrepiso.

Debido a que se trata de una estructura con características similares a las estructuras que presentaron condición de planta baja débil, se asume que este requisito no se cumple, mismo que se verifica en el cálculo de la existencia de PBD de acuerdo con las NTC-DS 2020, ya que la capacidad resistente de la planta baja es distinta a la de las plantas posteriores al carecer de muros en dirección X.

De acuerdo con la sección 5.2 de las NTC-DS 2020, se considerará irregular toda estructura que no satisfaga uno de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13, o dos o más de los requisitos 1, 2, 3, 4, 7 y 8 de la sección 5.1. Además, la sección 5.3 del mismo reglamento menciona que una estructura será considerada muy irregular si no satisface dos o más de los requisitos 5, 6, 9, 10, 11, 12 y 13 o si se presenta alguna de las condiciones descritas en esa sección.

Para el caso de los tres modelos de análisis, se tiene que no se cumplen con las condiciones 10, 11 y 13, que de acuerdo con lo mencionado en el párrafo anterior, se presentan el caso de estructura muy irregular, que implica considerar un factor de irregularidad de 0.7 en el cálculo de la reducción de ductilidad Q' .

Para la revisión de las fuerzas sísmicas aplicadas sobre la estructura se utiliza el espectro de diseño determinado mediante el Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño, denominado SASID, para la ubicación geográfica mencionada en el capítulo 3.

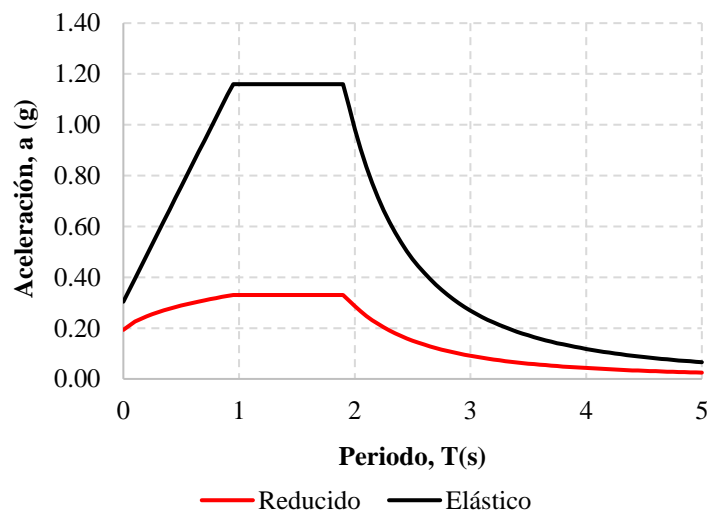


Figura 5.20 Espectros de diseño elástico y reducido para la ubicación de los modelos de análisis

En la **Figura 5.20** se muestran los espectros de diseño tanto elástico como reducido para el sitio donde se encuentran ubicados los modelos estudiados. El espectro de diseño reducido se encuentra afectado, tanto por la ductilidad como por la irregularidad, mencionados en este capítulo, ya que por medio de un análisis modal espectral se determinarán las fuerzas sísmicas aplicadas en los niveles de la estructura para poder realizar la evaluación de la PBD mencionada en la sección 5.4 de las NTC-DS 2020.

5.2.2 Planta baja débil

El capítulo 5 sección 5.4 de las NTC-DS 2020 establece que “Si en un edificio el cociente de la capacidad resistente entre la fuerza cortante de diseño para el primer entrepiso es menor que 60 por ciento del mismo cociente para el segundo entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes, se considerará que el edificio cae en el caso denominado “de planta baja débil” y se aplicarán las penalizaciones que se fijan

en la sección 5.5 para este caso”, en donde se afectará al factor de reducción Q' por un factor de 0.8 en caso de considerar a la estructura como irregular o 0.7 para el caso de muy irregular.

Para determinar las capacidades resistentes de los modelos de análisis se hicieron las siguientes consideraciones:

- La capacidad resistente a cortante de la estructura se determina tomando en cuenta sólo a los elementos que aportan resistencia en la dirección respecta de cada análisis.
- Las columnas aportan la misma capacidad resistente en ambas direcciones debido a que su geometría y refuerzo es igual cada una de las direcciones principales del análisis.
- La capacidad a cortante de los elementos de concreto se tomará como se indica en las NTC-DCEC 2020, mediante la contribución del concreto y del acero de refuerzo, a pesar de tratarse de estructuras con mucha antigüedad y con deficiencias en el detallado del refuerzo por cortante.
- Los muros sólo aportan capacidad resistente a cortante para la dirección paralela a su plano. Este inciso se menciona debido a que se han realizado estudios en los cuales se aproxima la capacidad resistente a cortante de los muros fuera del plano (Varela *et al.*, 2017), que aunque sería importante evaluarla para este tipo de problemas estructurales, no se utilizarán dado la limitada investigación que se tiene al respecto y que incluso en las NTC-DCEC 2020 se considera despreciable.
- La capacidad resistente de la columna tomará en cuenta el promedio de la carga axial sobre los elementos respectivos en cada nivel.

5.2.2.1 Modelo 1

Tabla 5.25 Capacidad resistente a cortante de las columnas, modelo 1

Nivel	b (cm)	h (cm)	d (cm)	As (cm ²)	Ag (cm ²)	ρ	V_{CR} (kg)
PB	30	30	25	22.8	900	0.025	493362
N1	30	30	25	22.8	900	0.025	480659
N2	30	30	25	22.8	900	0.025	466040
N3	30	30	25	22.8	900	0.025	455820
N4	30	30	25	22.8	900	0.025	445307

Tabla 5.26 Capacidad resistente a cortante de muros en dirección X, modelo 1

Nivel	V'_m (kg/cm ²)	t (cm)	H	AT (cm ²)	v_{mr} (kg)	Cantidad	V_{mR} (kg)
PB	3	15	350	1500	4725	0	0
N1	3	15	300	1500	3792	34	128935
N2	3	15	300	1500	3364	34	114392
N3	3	15	300	1500	2685	34	91274
N4	3	15	300	1500	2026	34	68874

Tabla 5.27 Capacidad resistente a cortante de muros en dirección Y, modelo 1

Nivel	V'_m (kg/cm ²)	t (cm)	H	AT (cm ²)	v_{mr} (kg)	Cantidad	V_{mR} (kg)
PB	3	15	350	1500	4725	56	264600
N1	3	15	300	1500	3792	56	212364
N2	3	15	300	1500	3364	56	188410
N3	3	15	300	1500	2685	56	150334
N4	3	15	300	1500	2026	56	113440

En las tablas 5.25, 5.26 y 5.27 se observa la capacidad resistente a cortante que aporta cada uno de los elementos estructurales asociados a cada entrepiso. En el caso de las columnas, se tiene que las columnas de la planta baja aportan una capacidad mayor que en las demás ya que, de la teoría se sabe que un elemento sometido a una mayor carga axial tendrá una mayor capacidad ante cargas laterales. En el caso de los muros de mampostería, para la dirección X en la planta baja no aportan capacidad debido a que no existen muros en esta dirección, pero sí existen en los niveles superiores, es por ello, que estrictamente, de acuerdo con investigaciones sobre la capacidad a cortante fuera del plano de los muros (Varela *et al.*, 2017) se tendría valores muy bajos que podría considerarse en este tipo de evaluaciones para obtener mejores aproximaciones.

Tabla 5.28 Evaluación de la PBD en dirección X, modelo 1

Nivel	Vu (kg)	CRV (kg)	C.E	0.6 C.E	Comparación	
PB	385444.42	493362.06	1.280	N/A	N/A	N/A
N1	325079.43	609594.61	1.875	1.125	CE PBD < 0.6CE N1	NO
N2	248248.74	580431.20	2.338	1.403	CE PBD < 0.6CE N2	SI
N3	163943.23	547094.17	3.337	2.002	CE PBD < 0.6CE N3	SI
N4	73828.4	514181.58	6.965	4.179	CE PBD < 0.6CE N4	SI

Planta Baja Débil

Tabla 5.29 Evaluación de la PBD en dirección Y, modelo 1

Nivel	Vu (kg)	CRV (kg)	C.E	0.6 C.E	Comparación	
PB	277217.3	757962.06	2.734	N/A	N/A	N/A
N1	254439.63	693023.45	2.724	1.634	CE PBD < 0.6CE N1	NO
N2	211043.29	654449.32	3.101	1.861	CE PBD < 0.6CE N2	NO
N3	150022.59	606154.05	4.040	2.424	CE PBD < 0.6CE N3	NO
N4	71827.66	558747.42	7.779	4.667	CE PBD < 0.6CE N4	SI

Sin PBD

La **Tabla 5.28** presenta la evaluación de la PBD para la dirección X, en donde se puede observar que se cumple con lo que indica la sección 5.4 de las NTC-DS 2020, ya que el cociente entre la capacidad y la demanda de la planta baja es menor al 60 por ciento del mismo cociente del primer entrepiso y para más de la mitad de los entrepisos restantes. Por otra parte, la Tabla 5.29 presenta los resultados obtenidos para la dirección Y, en la cual se observa que no se considera que el modelo presente planta baja débil en esta dirección, además de que dicha situación coincide con los análisis realizados en la “propuesta de evaluación de PBD utilizando el RCDF 1976” que se aplicó en la sección 5.1.7.1.

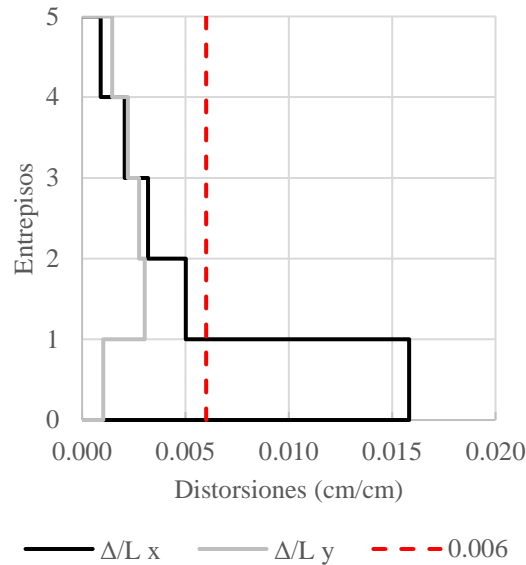


Figura 5.21 Distorsiones de entrepiso para una estructura con PBD, NTC-DS sección 5.5

En la Figura 5.21 se presenta la revisión de distorsiones de entrepiso de acuerdo con lo establecido en las NTC-DS en la sección 5.5, en donde para el primer entrepiso se utilizó un factor de reducción Q' igual a 1.0, mientras que en los entrepisos restantes el factor de reducción se encuentra en función de Q . El resultado es congruente con el perfil de distorsiones obtenido para el modelo 1 utilizando el reglamento de 1976, ya que se trata de una estructura con PBD.

5.2.2.2 Modelos 2 y 3

Tabla 5.30 Evaluación de la PBD en dirección X, modelo 2

Nivel	Vu (kg)	CRV (kg)	C.E	0.6 C.E	Comparación	
PB	440137.31	970378.18	2.205	N/A	N/A	N/A
N1	391181.81	1083949.05	2.771	1.663	CE PBD < 0.6CE N1	NO
N2	312224.55	1262065.51	4.042	2.425	CE PBD < 0.6CE N2	SI
N3	213407.78	1013007.77	4.747	2.848	CE PBD < 0.6CE N3	SI
N4	98165.94	974705.37	9.929	5.957	CE PBD < 0.6CE N4	SI

Planta Baja Débil

Tabla 5.31 Evaluación de la PBD en dirección Y, modelo 2

Nivel	Vu (kg)	CRV (kg)	C.E	0.6 C.E	Comparación	
PB	352356.81	1234978.18	3.505	N/A	N/A	N/A
N1	322501.99	1167377.89	3.620	2.172	CE PBD < 0.6CE N1	NO
N2	265708.64	1125739.38	4.237	2.542	CE PBD < 0.6CE N2	NO
N3	186826	1072067.65	5.738	3.443	CE PBD < 0.6CE N3	NO
N4	87368.32	1019271.21	11.666	7.000	CE PBD < 0.6CE N4	SI

Sin PBD

Para el modelo 2, se presentan las tablas 5.30 y 5.31 con la evaluación de las demandas y capacidades de entrepiso en cada una de las direcciones principales del análisis. De manera similar, para la dirección X (Tabla 5.30) se observa que el edificio se considera con problemas de planta baja débil dado que cumple con lo establecido en la sección 5.4 de las NTC-DS 2020. En el caso de la dirección Y (Tabla 5.31), la estructura no cumple con la condición de ser considerada como PBD en dicha dirección, lo cual también es posible deducir dado el comportamiento descrito de las distorsiones y rigideces presentadas en la sección 5.1.7.2.

Tabla 5.32 Evaluación de la PBD en dirección X, modelo 3

Nivel	Vu (kg)	CRV (kg)	C.E	0.6 C.E	Comparación	
PB	435608.15	1366187.23	3.136	N/A	N/A	N/A
N1	399945.86	1482120.49	3.706	2.223	CE PBD < 0.6CE N1	NO
N2	329262.69	1452643.20	4.412	2.647	CE PBD < 0.6CE N2	NO
N3	230550.14	1415478.34	6.140	3.684	CE PBD < 0.6CE N3	SI
N4	107868.25	1378809.14	12.782	7.669	CE PBD < 0.6CE N4	SI

Planta Baja Débil

Tabla 5.33 Evaluación de la PBD en dirección Y, modelo 3

Nivel	Vu (kg)	CRV (kg)	C.E	0.6 C.E	Comparación	
PB	380479.06	1630787.23	4.286	N/A	N/A	N/A
N1	349750.22	1565549.33	4.476	2.686	CE PBD < 0.6CE N1	NO
N2	288206.58	1526661.32	5.297	3.178	CE PBD < 0.6CE N2	NO
N3	221890.35	1474538.22	6.645	3.987	CE PBD < 0.6CE N3	NO
N4	92801.3	1423374.98	15.338	9.203	CE PBD < 0.6CE N4	SI

Sin PBD

En el modelo 3 se tiene un caso que se encuentra casi en el límite de la condición de PBD, ya que en la Tabla 5.32 se observa la evaluación de las demandas y capacidades de entrepiso para la dirección X, en donde se cumple que para la mitad de los entrepisos restantes, el cociente de la capacidad entre la demanda de la planta baja es menor al 60 por ciento del mismo cociente para la mitad de entrepisos restantes, dado que no se cumple con el primer entrepiso podría considerarse que debido a la aportación de elementos más robustos en este modelo no se considera como PBD la dirección X del análisis, sin embargo, como se encuentra casi en el límite, se tomará como un caso en el cual la planta baja débil no es tan intensa como en los demás. En cuanto a la dirección Y, se observa que no cumple con la condición de PBD (Tabla 5.33).

En resumen, los tres modelos poseen la característica de tener PBD en la dirección X del análisis y por tanto, las siguientes evaluaciones sólo se aplican en dicha dirección.

5.3 SUBCATEGORIZACIÓN DE LA PBD (ERN, 2020)

Los tres modelos estructurales presentan problemas de planta baja débil en la dirección X del análisis de acuerdo con la sección 5.2, por lo cual, se realiza la evaluación correspondiente únicamente para la dirección más desfavorable (dirección X), utilizando la metodología para la subcategorización de la planta baja débil (ERN, 2020) descrita en el capítulo 4.

Tabla 5.34 Subcategorización de la PBD

Modelo 1 (cols. 0.30x0.30m)		
Niveles, N	5	
Crujías, C	3	
N/C	1.67	
Ancho, b_c	0.3	m
Modelo 2 (cols. 0.50x0.50m)		
Niveles, N	5	
Crujías, C	3	
N/C	1.67	
Ancho, b_c	0.5	m
Modelo 3 (cols. 0.70x0.70m)		
Niveles, N	5	
Crujías, C	3	
N/C	1.67	
Ancho, b_c	0.7	m

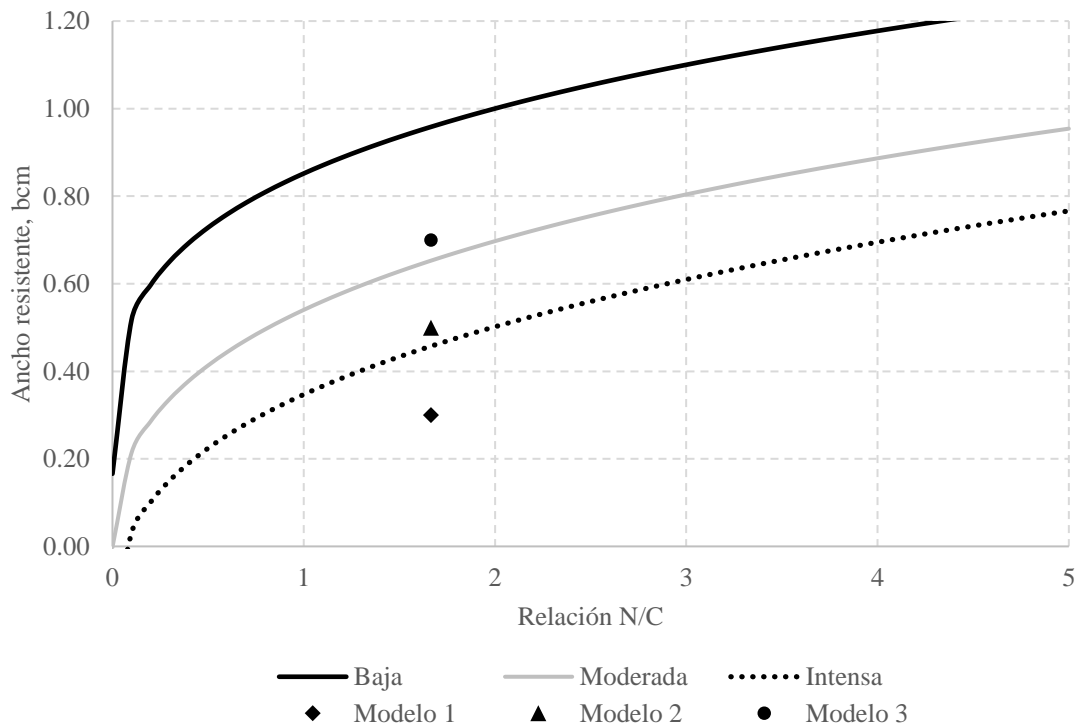


Figura 5.22 Subcategorización de la PBD

En la Figura 5.22 se muestra la subcategorización de la PBD de cada uno de los modelos analizados. Se tiene que para el modelo 1 compuesto por columnas de 0.30x0.30 m la clasificación corresponde a “planta baja débil intensa”, para el modelo 2 con columnas de 0.50x0.50 m “planta baja débil moderada” y para el modelo 3 con columnas de 0.70x0.70 m “planta baja débil ligera”.

El método de la subcategorización de la PBD (ERN, 2020) está basado en las características geométricas de las estructuras como son el número de niveles, crujías y el ancho de los elementos resistentes en cada una de las direcciones del análisis.

Tal y como se explica en el capítulo 4, este método fue desarrollado con la información recabada de un gran número de edificios que tuvieron daños por el sismo del 19 de septiembre de 2017 y que fueron recopilados en una base de datos, con ello, por medio de análisis basados en distorsiones y factores adicionales, se obtuvieron las curvas de subcategorización de la PBD, lo cual, en resumen, para fines de esta tesis, el método resulta ser una manera simplificada para subcategorizar estructuras que previamente resultaron caer en condición de PBD, sin embargo, en las siguientes secciones se realiza la comparación de este método con el que fue propuesto por el FEMA P-2018 para la evaluación por riesgo potencial de colapso en edificios antiguos y con ello poder verificar los resultados que se obtienen para los modelos de análisis al evaluar las capacidades y demandas de los elementos resistentes de las estructuras.

5.4 EVALUACIÓN SÍSMICA POR COLAPSO POTENCIAL (FEMA, 2018)

La metodología FEMA P-2018, descrita en el capítulo 4, consiste en una medición del potencial de colapso de edificaciones catalogadas como no dúctiles que, en otras palabras, se refiere a edificaciones construidas antes de los códigos modernos de diseño sísmico. Según el FEMA, la clasificación del potencial de colapso de los edificios de concreto reforzado más antiguos está relacionada con la probabilidad de que el edificio se derrumbe (BR, por sus siglas en inglés: Building Rating). Los límites que fija esta metodología son:

- Probabilidad de colapso excepcionalmente alta, si $B_R > 0.7$
- Probabilidad de colapso alta, si $0.3 \leq B_R \leq 0.7$
- Probabilidad de colapso baja, si $B_R < 0.3$

A continuación se desarrollan detalladamente los 10 pasos que contempla esta metodología y que fueron descritos en el capítulo 4 para el modelo 1. Tanto para el modelo 2 y 3 se realizó el mismo procedimiento por lo que únicamente se presentará la comparación de los resultados finales obtenidos en cuanto a la clasificación de la estructura.

5.4.1 Modelo 1

1) Descripción de la estructura.

Para este primer paso, además de la información requerida descrita en el capítulo 4, se requiere discretizar la estructura de manera en la cual resulte más eficiente el cálculo de las resistencias de los componentes estructurales. Para ello y siguiendo la recomendación del FEMA, es conveniente discretizar la estructura en marcos en cada una de las direcciones que se va a analizar (en este caso únicamente la dirección X).

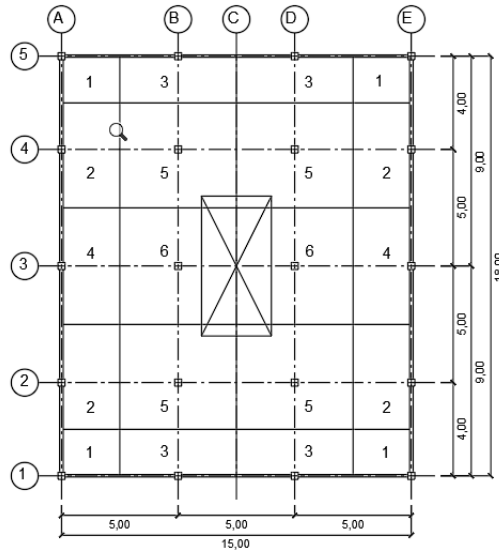


Figura 5.23 Discretización de la estructura para el análisis FEMA P-2018, modelo 1

Para este caso, como se ha mencionado anteriormente, sólo se analizará el edificio en la dirección X debido a que en esta se encuentra la condición de PBD y que por consiguiente se intenta relacionar con el método de la subcategorización de la PBD del II-UNAM.

En la Figura 5.23 se muestra la discretización empleada para la evaluación de esta metodología. Los marcos en dirección X se nombran con respecto al eje en el que se encuentran, por tanto, se tienen 5 marcos en la dirección X. Por otro lado, las columnas se dividen de acuerdo con el área tributaria correspondiente, denominadas por su ubicación en los siguientes tipos:

Tabla 5.35 Tipos de columnas para el análisis, modelo 1

Columnas			
ID	Tipo	No. Cols. x planta	Área Tributaria. (m ²)
1	Esquina	4	5
2	Lindero	4	11.25
3	Lindero	4	10
4	Lindero	2	12.5
5	Central	4	21.75
6	Central	2	17.5

Tabla 5.36 Discretización de marcos para el análisis, modelo 1

Marcos en Dirección X		
No. Marco	Tipo Cols.	
1	1	3
2	2	5
3	4	6
4	2	5
5	1	3

En la Tabla 5.36 se presenta la discretización de la estructura correspondiente a los marcos en la dirección X y al tipo de columnas que los conforman, es decir, el marco número 1 estará conformado por columnas del tipo 1 y 3, al igual que el marco 5, los marcos 2 y 4 se conforman por columnas del tipo 2 y 5, y finalmente el marco número 3 estará conformado por columnas del tipo 4 y 6.

2) Cargas y componentes de resistencia.

Las cargas por gravedad para establecer las resistencias de los componentes estructurales se determinarán utilizando la ecuación 4.2, utilizando como carga viva las indicadas en el NTC-CADE 2020 y dado que en el FEMA no se considera una clasificación de cargas vivas como en el RCDF 2020, se utilizará como carga viva el valor máximo (Tabla 5.37).

Tabla 5.37 Cargas por gravedad actuantes para las columnas, modelo 1

Tipo	No. Cols.	Primer nivel			PD+0.25PL	
		Área Trib. (m ²)	PD (kg)	PL (kg)	Pg (kg)	Pg (N)
1	4	5.00	42808.50	450.00	42921.00	421055
2	4	11.25	96319.13	1012.50	96572.25	947374
3	4	10.00	85617.00	900.00	85842.00	842110
4	2	12.50	107021.25	1125.00	107302.50	1052638
5	4	21.75	186216.98	1957.50	186706.35	1831589
6	2	17.50	149829.75	1575.00	150223.50	1473693

Para los componentes estructurales de concreto reforzado (columnas y vigas) se siguen los criterios y lineamientos descritos en el capítulo 4 para esta metodología, en donde la flexión se determinará por medio del análisis del diagrama de interacción y a las cargas asociadas para los elementos tipos columna (ACI 318-14, capítulo 22) y para elementos sin carga axial en el caso de vigas. Todos los elementos mecánicos de los componentes estructurales serán determinados utilizando los esfuerzos esperados tanto para la resistencia a compresión del concreto como para el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. Además, la resistencia a cortante de los elementos de concreto se determinará con la ecuación 4.3.

Tabla 5.38 Valores de los esfuerzos esperados para los materiales, modelo 1

Esfuerzos de los materiales		
Esfuerzo	kg/cm ²	ksi (kip/in ²)
f'_c	250	3.6
f'_{ce}	375	5.3
f_y	4200	59.7
f_{ye}	5250	74.7

Tabla 5.39 Resistencia a flexión y cortante de las columnas, modelo 1

Tipo	Propiedades de las columnas				Momento resistente			Cortante resistente	
	No. Cols.	Área Trib. (m ²)	b (cm)	h (cm)	P_g (kg)	M_n (kg-m)	M_n (kip-in)	V_n (kips)	V_n (kg)
1	4	5	30	30	42921.0	12400	1076.25	201.43	91365.61
2	4	11.25	30	30	96572.3	11020	956.48	206.63	93726.39
3	4	10	30	30	85842.0	11500	998.14	205.60	93259.54
4	2	12.5	30	30	107302.5	10900	946.06	207.65	94190.67

5	4	21.75	30	30	186706.4	6850	594.54	215.06	97550.50
6	2	17.5	30	30	150223.5	9100	789.83	211.69	96022.95

Tabla 5.40 Resistencia a flexión y cortante de las vigas, modelo 1

Dirección	Eje	Propiedades de las vigas					Momento resistente		Cortante resistente	
		Tipo	b (cm)	h (cm)	L (cm)	A (cm ²)	M_n (kg-m)	M_n (kip-in)	V_n (kips)	V_n (kg)
X	A-B	1	20	40	500	800	9100	789.83	73.13	33172.51
X	C-D	1	20	40	500	800	9100	789.83	73.13	33172.51
X	D-E	1	20	40	500	800	9100	789.83	73.13	33172.51

Tabla 5.41 Cálculo del cortante plástico en columnas, modelo 1

Marcos en Dirección X	1. Flexión en columna	2. Flexión controlada por vigas				3. Cálculo del VPM			Controlado por
		a) M_p (kip-in)	b) V_{pml} (kip)	V_n (kip)	M_{cT} (kip-in)	M_{cB} (kip-in)	V_{pc} (kips)		
Marco	Tipo	V_{pm} (kip)	$2M_p/L_{viga}$						
1,5	1	11.7	1060.3	10.8	73.1	1076.3	538.1	11.7	Flexión
	3	10.9	1060.3	10.8	73.1	998.1	499.1	10.9	Flexión
2,4	2	10.4	1060.3	10.8	73.1	956.5	478.2	10.4	Flexión
	5	6.5	1060.3	10.8	73.1	594.5	297.3	6.5	Flexión
3	4	10.3	1060.3	10.8	73.1	946.1	473.0	10.3	Flexión
	6	8.6	1060.3	10.8	73.1	789.8	394.9	8.6	Flexión

En las tablas 5.39 a 5.41 se presenta el cálculo de las resistencias tanto a flexión como a cortante en las columnas y vigas de los marcos. Con dichas resistencias se requiere determinar el cortante plástico en las columnas, elementos que se denominan críticos debido a los esquemas mostrados en el capítulo 4 en el paso 3 de la metodología FEMA. De acuerdo con lo que se menciona en el paso 2 de esta metodología, la determinación del cortante plástico será realizada comparando los valores para los casos de resistencia a la flexión de la columna y flexión controlada por las vigas, de los cuales se elegirá el menor valor, tal y como se presenta en la Tabla 5.41.

3) Determinación del cortante en la base y periodo efectivo de la estructura.

Se calcula el cortante en la base de la estructura para el mecanismo de falla 1 correspondiente a planta baja débil, utilizando la ecuación 4.5 y para el mecanismo 2 que considera que las columnas tienen suficiente resistencia para forzar la fluencia a través de la altura del edificio se utiliza la ecuación 4.6.

Tabla 5.42 Cortante en la base, mecanismo 1

Marco	Tipo	M_n (kip-in)	M_{Top} (kip-in)	M_{Bot} (kip-in)	L (in)	V_{pm} (kip)	V_n (kip)	V_{nc1} (kip)
1,5	1	1076.25	1076.25	538.13	137.80	11.72	201.43	11.72
	3	998.14	998.14	499.07	137.80	10.87	205.60	10.87
2,4	2	956.48	956.48	478.24	137.80	10.41	206.63	10.41
	5	594.54	594.54	297.27	137.80	6.47	215.06	6.47
3	4	946.06	946.06	473.03	137.80	10.30	207.65	10.30

6	789.83	789.83	394.92	137.80	8.60	211.69	8.60
---	--------	--------	--------	--------	------	--------	------

$$V_{M1} = 195.65 \text{ kips}$$

Tabla 5.43 Cortante en la base, mecanismo 2

Marco	Tipo	M_n (kip-in)	M_{nb} (kip-in)	M_{nc1} (kip-in)	h_{eff} (in)	V_{pm} (kip)
1,5	1	789.83	789.83	538.13	427.17	10.50
	3	789.83	1579.66	499.07	427.17	19.66
2,4	2	789.83	789.83	478.24	427.17	10.36
	5	789.83	1579.66	297.27	427.17	19.19
3	4	789.83	789.83	473.03	427.17	10.35
	6	789.83	1579.66	394.92	427.17	19.41

$$V_{M2} = 298.39 \text{ kips}$$

De acuerdo con la tabla 5.42 y 5.43 se puede observar que el mecanismo de falla más desfavorable es el mecanismo 1 asociado a la planta baja débil, con un cortante basal de 195.65 kips, por tanto el periodo efectivo de la estructura se determina mediante la ecuación 4.7.

Tabla 5.44 Periodo efectivo de la estructura, modelo 1

Parámetros para el cálculo del periodo efectivo, T_e		
Entrepiso crítico	N1	
Fuerza cortante efectiva, V_y	195.65	kips
Peso sísmico total, W	3431.36	kips
Altura total, H_t	50.85	ft
Relación V_y/W	0.0570	
T_e	2.090	s

Con el valor del periodo fundamental T_e (Tabla 5.44) se obtienen el valor de la pseudo-aceleración espectral utilizando el espectro de diseño reducido de la figura 5.20, que en este caso corresponde al valor de 0.25 g.

Posteriormente, debe determinarse la ductilidad denominada como “ $\mu_{strength}$ ” con la ecuación 4.8. El factor de masa efectiva se considera como unitario, debido a la restricción para periodos superiores a 1.0 segundos que menciona el FEMA.

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m = 4.38$$

4) Determinación de la demanda de distorsión sísmica global.

La demanda sísmica global de la estructura se determina con la ecuación 4.9. Para este modelo, los parámetros C_1 y C_2 se considerarán como 1.0, ya que el periodo efectivo de la estructura es mayor que 1.0 y que 0.7 segundos, respectivamente.

$$\delta_{eff} = C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4 \pi^2} g = 10.68 \text{ in}$$

5) Determinación de la demanda de distorsión sísmica en el entrepiso crítico.

La demanda de distorsión sísmica en el entrepiso crítico se obtiene realizando el ajuste de la demanda sísmica global con el parámetro α y posteriormente realizando el ajuste por efectos $P - \Delta$, mediante el uso de las ecuaciones 4.12 y 4.13.

$$\delta_x = \alpha_x h_{sx} \left(\frac{\delta_{eff}}{h_{eff}} \right) = 6.89 \text{ in} < 10.68 \text{ in}$$

$$\delta_{x1} = \delta_x \left(\frac{1}{1 - \frac{W_x \delta_x}{V_{px} h_x}} \right) = 8.50 \text{ in}$$

6) Determinación de la demanda de distorsión sísmica en los componentes críticos.

Para determinar la demanda de distorsión en los componentes críticos (columnas) se utiliza la relación de momento de la columna entre el momento de la viga (ecuación 4.14) y dependiendo del valor obtenido, mediante la figura 4.9 se selecciona el valor del factor Υ_{col} . El valor del factor de la conexión viga-columna, Υ_{con} , es igual a 1.0. Por medio de las ecuaciones 4.15 y 4.16 se obtienen las demandas de distorsión de los elementos críticos de cada marco, tal y como se presentan en la Tabla 5.45.

Tabla 5.45 Demandas de distorsiones para los componentes críticos, modelo 1

Nivel	Marco	Eje	ID	Tipo	Mc (kip-in)	Mb (kip-in)	Mc/Mb	Υ_{col}	Υ_{con}	D_{col} (in)	Δ_{Dcol} (in)	Δ_{Dcon} (in)
1	1	A	1	Esquina	1076.25	789.83	1.36	0.60	1.00	8.50	5.07	8.50
		B	3	Lindero	998.14	789.83	1.26	0.62	1.00	8.50	5.31	8.50
		D	3	Lindero	998.14	789.83	1.26	0.62	1.00	8.50	5.31	8.50
		E	1	Esquina	1076.25	789.83	1.36	0.60	1.00	8.50	5.07	8.50
	2	A	2	Lindero	956.48	789.83	1.21	0.64	1.00	8.50	5.44	8.50
		B	5	Central	594.54	789.83	0.75	0.79	1.00	8.50	6.74	8.50
		D	5	Central	594.54	789.83	0.75	0.79	1.00	8.50	6.74	8.50
		E	2	Lindero	956.48	789.83	1.21	0.64	1.00	8.50	5.44	8.50
	3	A	4	Lindero	946.06	789.83	1.20	0.64	1.00	8.50	5.47	8.50
		B	6	Central	789.83	789.83	1.00	0.70	1.00	8.50	5.95	8.50
		D	6	Central	789.83	789.83	1.00	0.70	1.00	8.50	5.95	8.50
		E	4	Lindero	946.06	789.83	1.20	0.64	1.00	8.50	5.47	8.50
	4	A	2	Lindero	956.48	789.83	1.21	0.64	1.00	8.50	5.44	8.50
		B	5	Central	594.54	789.83	0.75	0.79	1.00	8.50	6.74	8.50
		D	5	Central	594.54	789.83	0.75	0.79	1.00	8.50	6.74	8.50
		E	2	Lindero	956.48	789.83	1.21	0.64	1.00	8.50	5.44	8.50
	5	A	1	Esquina	1076.25	789.83	1.36	0.60	1.00	8.50	5.07	8.50
		B	3	Lindero	998.14	789.83	1.26	0.62	1.00	8.50	5.31	8.50
		D	3	Lindero	998.14	789.83	1.26	0.62	1.00	8.50	5.31	8.50
		E	1	Esquina	1076.25	789.83	1.36	0.60	1.00	8.50	5.07	8.50

7) Determinación de la capacidad de distorsión sísmica en los componentes críticos.

La capacidad de distorsión de los componentes críticos se determina con las ecuaciones 4.17 y 4.18, y utilizando la Figura 4.10 para distintos valores de relación de carga axial en las columnas. En la Tabla 5.46 se presentan los resultados de capacidad para las columnas.

Tabla 5.46 Capacidad de distorsiones para los componentes críticos, modelo 1

Nivel	Marco	Eje	ID	Tipo	θ_c	Col. Interior	Col. Lindero	Col. Esquina
						Δc (in)	Δc (in)	Δc (in)
1	1	A	1	Esquina	0.076	11.849	4.779	7.997
		B	3	Lindero	0.070	11.032	2.489	0.000
		D	3	Lindero	0.070	11.032	2.489	0.000
		E	1	Esquina	0.076	11.849	4.779	7.997
	2	A	2	Lindero	0.069	10.827	1.930	0.000
		B	5	Central	0.056	9.110	1.378	0.000
		D	5	Central	0.056	9.110	1.378	0.000
		E	2	Lindero	0.069	10.827	1.930	0.000
	3	A	4	Lindero	0.067	10.623	1.378	0.000
		B	6	Central	0.061	9.805	1.378	0.000
		D	6	Central	0.061	9.805	1.378	0.000
		E	4	Lindero	0.067	10.623	1.378	0.000
	4	A	2	Lindero	0.069	10.827	1.930	0.000
		B	5	Central	0.056	9.110	1.378	0.000
		D	5	Central	0.056	9.110	1.378	0.000
		E	2	Lindero	0.069	10.827	1.930	0.000
	5	A	1	Esquina	0.076	11.849	4.779	7.997
		B	3	Lindero	0.070	11.032	2.489	0.000
		D	3	Lindero	0.070	11.032	2.489	0.000
		E	1	Esquina	0.076	11.849	4.779	7.997

8) Evaluación de la probabilidad de colapso de los componentes críticos.

Para evaluar la probabilidad de colapso de los componentes críticos se utiliza la ecuación 4.19, en donde se comparan los cocientes de las demandas entre las capacidades correspondientes a las columnas interiores o conexiones viga-columna, y se selecciona la mayor relación debido a que será la más desfavorable. Utilizando la Figura 4.12 se asocian las probabilidades de colapso para los componentes críticos, tal y como se presenta en los resultados de la tabla 5.47.

Tabla 5.47 Evaluación de colapso potencial para los componentes críticos, modelo 1

Nivel	Marco	Eje	ID	Tipo	D/C	CR	Pg kip	Trib f	Cri * f
1	1	A	1	Esquina	1.06	0.50	94.62	0.02	0.01
		B	3	Lindero	3.42	0.93	189.25	0.04	0.04
		D	3	Lindero	3.42	0.93	189.25	0.04	0.04

Evaluación y clasificación por colapso potencial de edificios con planta baja débil en la Ciudad de México

	E	1	Esquina	1.06	0.50	94.62	0.02	0.01
	A	2	Lindero	4.40	0.93	212.91	0.04	0.04
2	B	5	Central	6.17	0.93	411.62	0.09	0.08
	D	5	Central	6.17	0.93	411.62	0.09	0.08
	E	2	Lindero	4.40	0.93	212.91	0.04	0.04
3	A	4	Lindero	6.17	0.93	236.56	0.05	0.05
	B	6	Central	6.17	0.93	331.19	0.07	0.06
	D	6	Central	6.17	0.93	331.19	0.07	0.06
	E	4	Lindero	6.17	0.93	236.56	0.05	0.05
4	A	2	Lindero	4.40	0.93	212.91	0.04	0.04
	B	5	Central	6.17	0.93	411.62	0.09	0.08
	D	5	Central	6.17	0.93	411.62	0.09	0.08
	E	2	Lindero	4.40	0.93	212.91	0.04	0.04
5	A	1	Esquina	1.06	0.50	94.62	0.02	0.01
	B	3	Lindero	3.42	0.93	189.25	0.04	0.04
	D	3	Lindero	3.42	0.93	189.25	0.04	0.04
	E	1	Esquina	1.06	0.50	94.62	0.02	0.01

9) Evaluación de la probabilidad de colapso en el entrepiso crítico.

La probabilidad de colapso en el entrepiso crítico se determina utilizando las ecuaciones 4.20, 4.21 y 4.22, las cuales evalúan el promedio de las calificaciones de las columnas con la fracción de la carga gravitacional soportada por cada columna.

$$R_{avg} = \sum_{i=1}^{n_{col}} f_{col_i} CR_i = 0.90$$

$$R_{adj} = R_{avg} + 0.625R_{avg}(COV - 0.4) = 0.786$$

Finalmente, se obtiene la probabilidad de colapso del entrepiso crítico:

$$SR = 1.5R_{adj} - 0.1 = 1.079$$

Como el SR es mayor que el rango de evaluación de la metodología, el valor para SR se limitará a 0.9.

10) Evaluación de la probabilidad de colapso de la estructura.

La probabilidad de colapso de la estructura se determina con la ecuación 4.23:

$$BR = SR = 0.9 ; \text{Probabilidad excepcionalmente alta de colapso}$$

Como se puede observar con la aplicación de esta metodología, la calificación final de la estructura correspondiente al modelo 1 corresponde a “probabilidad excepcionalmente alta de colapso”, que si es comparada con la metodología del II-UNAM, se asocia con una estructura que presenta “Planta baja débil intensa”.

5.4.2 Modelo 2 y 3

A continuación se presentan los resultados para los pasos 8, 9 y 10 de la evaluación FEMA correspondiente a los modelos de análisis 2 y 3.

Tabla 5.48 Evaluación de colapso potencial para los componentes críticos, modelo 2

Nivel	Marco	Eje	ID	Tipo	D/C	CR	Pg kip	Trib f	Cri * f
1	1	A	1	Esquina	0.91	0.50	94.62	0.02	0.01
		B	3	Lindero	0.81	0.40	189.25	0.04	0.02
		D	3	Lindero	0.81	0.40	189.25	0.04	0.02
		E	1	Esquina	0.91	0.50	94.62	0.02	0.01
	2	A	2	Lindero	0.78	0.40	212.91	0.04	0.02
		B	5	Central	0.75	0.40	411.62	0.09	0.03
		D	5	Central	0.75	0.40	411.62	0.09	0.03
	3	E	2	Lindero	0.78	0.40	212.91	0.04	0.02
		A	4	Lindero	0.76	0.40	236.56	0.05	0.02
		B	6	Central	0.73	0.40	331.19	0.07	0.03
		D	6	Central	0.73	0.40	331.19	0.07	0.03
		E	4	Lindero	0.76	0.40	236.56	0.05	0.02
	4	A	2	Lindero	0.78	0.40	212.91	0.04	0.02
		B	5	Central	0.75	0.40	411.62	0.09	0.03
		D	5	Central	0.75	0.40	411.62	0.09	0.03
		E	2	Lindero	0.78	0.40	212.91	0.04	0.02
	5	A	1	Esquina	0.91	0.50	94.62	0.02	0.01
		B	3	Lindero	0.81	0.40	189.25	0.04	0.02
		D	3	Lindero	0.81	0.40	189.25	0.04	0.02
		E	1	Esquina	0.91	0.50	94.62	0.02	0.01

$$R_{avg} = \sum_{i=1}^{n_{col}} f_{col_i} CR_i = 0.41$$

$$R_{adj} = R_{avg} + 0.625R_{avg}(COV - 0.4) = 0.330$$

Finalmente, se obtiene la probabilidad de colapso del entrepiso crítico:

$$SR = 1.5R_{adj} - 0.1 = 0.40$$

La probabilidad de colapso de la estructura se determina con la ecuación 4.23:

$$BR = SR = 0.40 ; \text{Probabilidad alta de colapso}$$

Como se puede observar con la aplicación de esta metodología, la calificación final de la estructura correspondiente al modelo 2 corresponde a “probabilidad alta de colapso”, que si es comparada con la metodología del II-UNAM, se asocia con una estructura que presenta “Planta baja débil moderada”.

Tabla 5.49 Evaluación de colapso potencial para los componentes críticos, modelo 3

Nivel	Marco	Eje	ID	Tipo	D/C	CR	Pg kip	Trib f	Cri * f
-------	-------	-----	----	------	-----	----	-----------	-----------	---------

Evaluación y clasificación por colapso potencial de edificios con planta baja débil en la Ciudad de México

	A	1	Esquina	0.39	0.10	94.62	0.02	0.00
	B	3	Lindero	0.44	0.20	189.25	0.04	0.01
1	D	3	Lindero	0.44	0.20	189.25	0.04	0.01
	E	1	Esquina	0.39	0.10	94.62	0.02	0.00
	A	2	Lindero	0.46	0.20	212.91	0.04	0.01
	B	5	Central	0.67	0.30	411.62	0.09	0.03
2	D	5	Central	0.67	0.30	411.62	0.09	0.03
	E	2	Lindero	0.46	0.20	212.91	0.04	0.01
	A	4	Lindero	0.62	0.30	236.56	0.05	0.01
	B	6	Central	0.62	0.30	331.19	0.07	0.02
1	D	6	Central	0.62	0.30	331.19	0.07	0.02
	E	4	Lindero	0.62	0.30	236.56	0.05	0.01
	A	2	Lindero	0.46	0.20	212.91	0.04	0.01
	B	5	Central	0.67	0.30	411.62	0.09	0.03
4	D	5	Central	0.67	0.30	411.62	0.09	0.03
	E	2	Lindero	0.46	0.20	212.91	0.04	0.01
	A	1	Esquina	0.39	0.10	94.62	0.02	0.00
	B	3	Lindero	0.44	0.20	189.25	0.04	0.01
5	D	3	Lindero	0.44	0.20	189.25	0.04	0.01
	E	1	Esquina	0.39	0.10	94.62	0.02	0.00

La probabilidad de colapso en el entrepiso crítico se determina utilizando las ecuaciones 4.20, 4.21 y 4.22, las cuales evalúan el promedio de las calificaciones de las columnas con la fracción de la carga gravitacional soportada por cada columna.

$$R_{avg} = \sum_{i=1}^{n_{col}} f_{col_i} CR_i = 0.25$$

$$R_{adj} = R_{avg} + 0.625R_{avg}(COV - 0.4) = 0.241$$

Finalmente, se obtiene la probabilidad de colapso del entrepiso crítico:

$$SR = 1.5R_{adj} - 0.1 = 0.26$$

La probabilidad de colapso de la estructura se determina con la ecuación 4.23:

$$BR = SR = 0.26 ; \text{Probabilidad baja de colapso}$$

Como se puede observar con la aplicación de esta metodología, la calificación final de la estructura correspondiente al modelo 3 corresponde a “probabilidad baja de colapso”, que si es comparada con la metodología del II-UNAM, se asocia con una estructura que presenta “Planta baja débil ligera”.

5.5 EVALUACIÓN SÍSMICA Y CLASIFICACIÓN POR RIESGO POTENCIAL DE COLAPSO EN EDIFICIOS CON PBD, FEMA-RCDF

En esta sección se realiza la evaluación del riesgo por colapso potencial de los modelos estructurales aplicando una metodología basada en el FEMA P-2018, pero contemplando las expresiones correspondientes de acuerdo con el RCDF-2020.

Esta metodología modificada pretender evaluar a los elementos estructurales por medio de sus demandas y capacidades, tomando en cuenta el criterio de evaluación de columnas no dúctiles descrito en el capítulo 4. Para ello, retomando lo mencionado al inicio de este capítulo, los modelos estructurales analizados se basan en características de edificios construidos antes de 1980, por lo cual, la mayoría de los detallados de refuerzo de los elementos estructurales era inadecuado, ocasionando que los elementos se comportaran como “no dúctiles”.

De acuerdo con el párrafo anterior, se ha propuesto esta metodología que resulta ser una alternativa del FEMA aplicable a edificios de la Ciudad de México, de cual, las modificaciones más relevantes son:

- Determinación de las resistencias de los elementos utilizando el RCDF-2020.
- Análisis de columnas no dúctiles evaluando la falla gobernante de los elementos.
- Incorporación del mecanismo de falla basado en el modelo de “Elwood y Moehle (2003)” para la obtención del cortante basal de la estructura (Amirsardari *et al*, 2016)
- Evaluación de las condiciones de regularidad para la obtención del espectro de diseño en el programa SASID.

A continuación se desarrollan detalladamente los 10 pasos que contempla esta metodología y que fueron descritos en el capítulo 4 para el modelo 1. Tanto para el modelo 2 y 3 se realizó el mismo procedimiento por lo que únicamente se presentará la comparación de los resultados finales obtenidos en cuanto a la clasificación de la estructura.

5.5.1 Modelo 1

1) Descripción de la estructura.

En este paso se realiza la misma discretización de elementos que se hizo para el procedimiento de la metodología FEMA en la sección 5.4.1 Figura 5.23, obteniendo los mismos elementos clasificados por su ubicación de acuerdo con la Tabla 5.35 y la numeración de marcos para el análisis de acuerdo con la Tabla 5.36.

2) Cargas y componentes de resistencia.

Las cargas por gravedad para determinar las resistencias de los componentes estructurales se determinarán utilizando la ecuación 4.24, que es modificación a la ecuación 4.2. En este caso se utiliza la carga viva accidental indicada en las NTC-CADE 2020 multiplicada por un factor unitario (Tabla 5.50).

Tabla 5.50 Cargas por gravedad actuantes para las columnas, modelo 1

Tipo	No. Cols.	Primer nivel			PD+0.25PL	
		Área Trib. (m ²)	PD (kg)	PL (kg)	Pg (kg)	Pg (N)
1	4	5.00	42808.50	450.00	43258.50	424366
2	4	11.25	96319.13	1012.50	97331.63	954823
3	4	10.00	85617.00	900.00	86517.00	848732
4	2	12.50	107021.25	1125.00	108146.25	1060915
5	4	21.75	186216.98	1957.50	188174.48	1845992

6 2 17.50 149829.75 1575.00 151404.75 1485281

Para los componentes estructurales de concreto reforzado (columnas y vigas) se siguen los criterios y lineamientos descritos en el capítulo 4 para esta metodología, en donde la flexión resistente se determinará por medio del análisis del diagrama de interacción y a las cargas asociadas para los elementos tipos columna en la sección 5.3.1 de las NTC-DCEC (GCM, 2020c) y para elementos sin carga axial en el caso de vigas. Todos los elementos mecánicos de los componentes estructurales serán determinados utilizando los esfuerzos esperados, tanto para la resistencia a compresión del concreto como para el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo. Además, la resistencia a cortante de los elementos de concreto se determinará con la sección 5.3.3 y 5.3.5 de las NTC-DCEC.

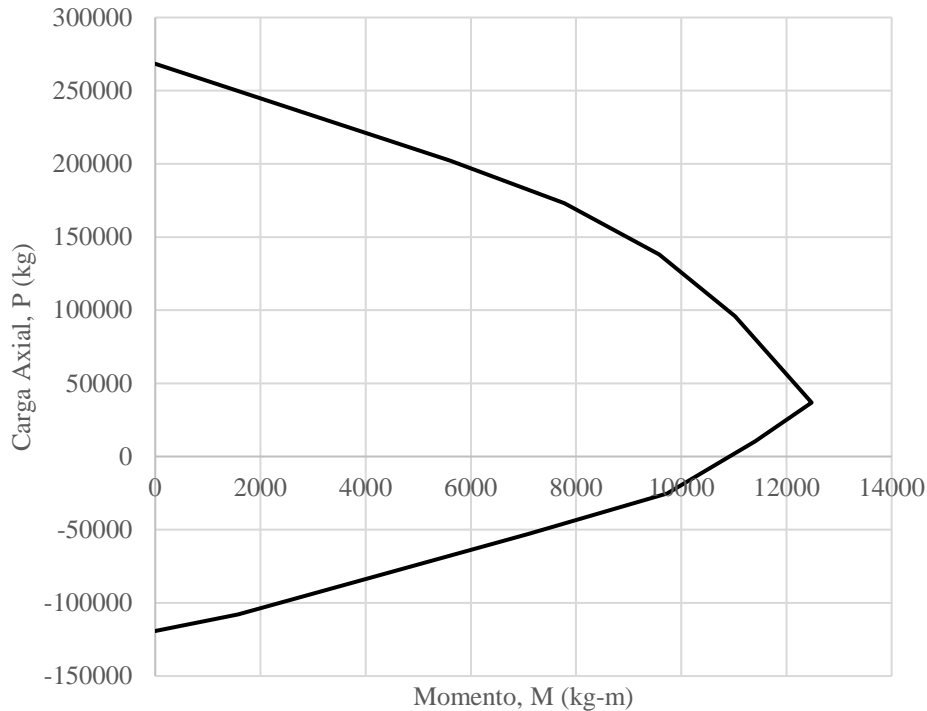


Figura 5.24 Diagrama de interacción para la columna de 0.30x0.30 m, modelo 1

Tabla 5.51 Valores de los esfuerzos esperados para los materiales, modelo 1

Esfuerzos de los materiales	
Esfuerzo	kg/cm ²
f'_c	250
f'_{ce}	375
f_y	4200
f_{ye}	5250

Tabla 5.52 Resistencia a flexión y cortante de las columnas, modelo 1

Propiedades de las columnas (Planta Baja)				Momento resistente		Cortante resistente		
Tipo	Área Trib. (m ²)	b (cm)	h (cm)	Pg (kg)	Mn (kg-m)	VcR (kg)	VsR (kg)	Vu (kg)

Evaluación y clasificación por colapso potencial de edificios con planta baja débil en la Ciudad de México

1	5	30	30	43258.5	12400.0	13716.6	9646.9	23363.5
2	11.25	30	30	97331.6	11020.0	18033.0	9646.9	27679.9
3	10	30	30	86517.0	11500.0	17169.8	9646.9	26816.6
4	12.5	30	30	108146.3	10900.0	18896.3	9646.9	28543.2
5	21.75	30	30	188174.5	6850.0	25284.7	9646.9	34931.6
6	17.5	30	30	151404.8	9100.0	22349.5	9646.9	31996.4

Tabla 5.53 Resistencia a flexión y cortante de las vigas, modelo 1

Propiedades de las vigas (Por marco)						Momento	Cortante resistente			
Dirección	Eje	Tipo	b (cm)	h (cm)	L (cm)	A (cm ²)	Mn (kg-m)	VcR (kg)	VsR (kg)	Vu (kg)
X	A-B	1	20	40	500	800	9100	6574.39	9003.75	15578.14
X	C-D	1	20	40	500	800	9100	6574.39	9003.75	15578.14
X	D-E	1	20	40	500	800	9100	6574.39	9003.75	15578.14

Tabla 5.54 Cálculo del cortante plástico en columnas, modelo 1

Marcos en Dirección X		1. Flexión en columna	2. Flexión controlada por vigas			3. Cálculo del VPM			Controlado por
Marco	Tipo	V_{pm} (kg)	a) M_P (kg-m)	b) V_{pml} (kg)	V_n (kg)	M_{cT} (kg-m)	M_{cB} (kg-m)	V_{Pc} (kg)	
1,5	1	5314.29	12216.46	4889.57	15578.14	12400.00	6200.00	5314.29	Flexión
	3	4928.57	12216.46	4889.57	15578.14	11500.00	5750.00	4928.57	Flexión
2,4	2	4722.86	12216.46	4889.57	15578.14	11020.00	5510.00	4722.86	Flexión
	5	2935.71	12216.46	4889.57	15578.14	6850.00	3425.00	2935.71	Flexión
3	4	4671.43	12216.46	4889.57	15578.14	10900.00	5450.00	4671.43	Flexión
	6	3900.00	12216.46	4889.57	15578.14	9100.00	4550.00	3900.00	Flexión

En las tablas 5.52 a 5.54 se presenta el cálculo de las resistencias tanto a flexión como a cortante en las columnas y vigas de los marcos. Con dichas resistencias se requiere determinar el cortante plástico en las columnas, elementos que se denominan críticos debido a los esquemas mostrados en el capítulo 4 en el paso 3 de la metodología FEMA. De acuerdo con lo que se menciona en el paso 2 de esta metodología, la determinación del cortante plástico será realizada comparando los valores para los casos de resistencia a la flexión de la columna y flexión controlada por las vigas, de los cuales se elegirá el menor valor, tal y como se presenta en la Tabla 5.54.

3) Determinación del cortante en la base y periodo efectivo de la estructura.

Para determinar el cortante basal, se calcula el mecanismo de falla asociado al comportamiento gobernante de la columna descrito en el paso 3 de la metodología FEMA-RCDF del capítulo 4. Utilizando las ecuaciones 4.24 a 4.39 se presentan los resultados en la Tabla 5.55.

Tabla 5.55 Falla gobernante en la columna, mecanismo 1

Flexión		
Δ_y	3.28	cm
Δ_u	5.57	cm

F_y	5867.45	kg
F_u	5867.45	kg
Cortante		
Δ_s	3.19	cm
Δ_{us}	11.41	cm
F_y	8136.95	kg
F_u	5867.45	kg
Pandeo		
Δ_y	5.57	cm
Δ_u	11.41	cm
F_y	5867.45	kg
F_u	5867.45	kg

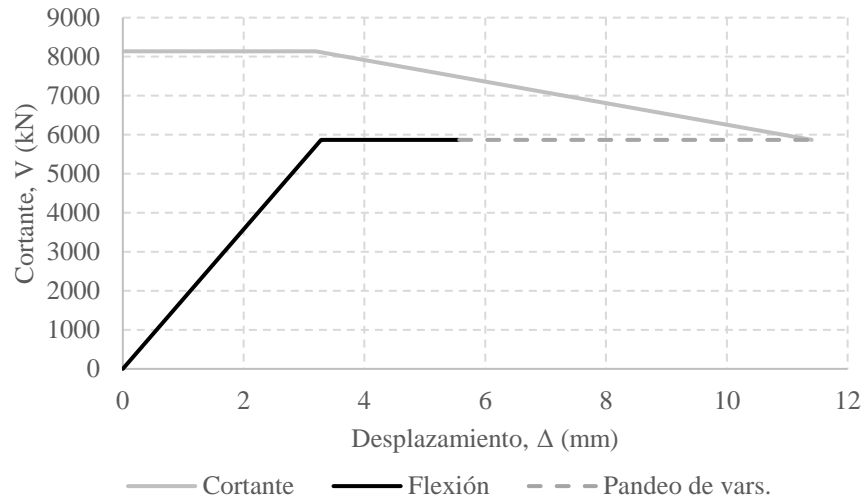


Figura 5.25 Falla gobernante para columnas, modelo 1

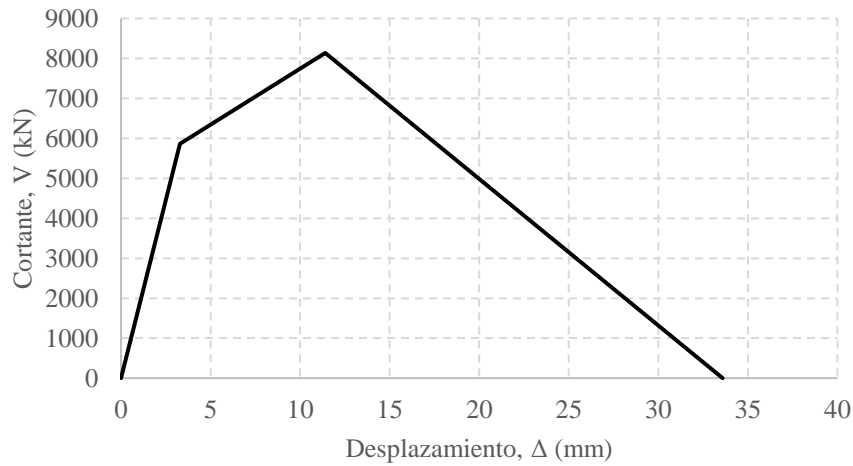


Figura 5.26 Mecanismo de falla para las columnas, modelo 1

La Figura 5.26 muestra la fuerza de cortante de fluencia para una columna, siguiendo el mismo principio del mecanismo 1 descrito en el FEMA, esta fuerza de fluencia está asociada al mecanismo de falla de la planta baja débil, en donde las columnas no son capaces de llevar la fluencia a lo alto de la estructura. Por otra parte, el cortante máximo correspondería al mecanismo 2 del FEMA, en el cual, las columnas son capaces de desarrollar fluencia hacia lo alto de la estructura y por consiguiente se aumenta la capacidad por cortante de la misma. En este caso, como el mecanismo de falla es estrictamente el de planta baja débil, se utilizará el cortante de fluencia para calcular el cortante basal de la estructura.

$$V_{M1} = 117349 \text{ kg}$$

El periodo efectivo de la estructura se determina con la ecuación modificada del FEMA (ecuación 4.42).

Tabla 5.56 Periodo efectivo de la estructura, modelo 1

Parámetros para el cálculo del periodo efectivo, T_e		
Entrepiso crítico	N1	
Fuerza cortante efectiva, V_y	117349	kg
Peso sísmico total, W	1556440.27	kg
Altura total, H_t	15.5	m
Relación V_y/W	0.075	
T_e	1.818	s

Con el valor del periodo fundamental T_e (tabla 5.56) se obtienen el valor de la pseudo-aceleración espectral utilizando el espectro de diseño reducido de la Figura 5.20, que en este caso corresponde al valor de 0.33 g.

Posteriormente, debe determinarse la ductilidad denominada como “ $\mu_{strength}$ ” con la ecuación 4.43. El factor de masa efectiva se considera como unitario, debido a la restricción para periodos superiores a 1.0 segundos que menciona el FEMA.

$$\mu_{strength} = \frac{S_a}{V_y/W} C_m = 4.377$$

4) Determinación de la demanda de distorsión sísmica global.

La demanda sísmica global de la estructura se determina con la ecuación 4.44. Para este modelo, los parámetros C_1 y C_2 se considerarán como 1.0, ya que el periodo efectivo de la estructura es mayor que 1.0 y que 0.7 segundos (de acuerdo con el análisis de sensibilidad del capítulo 4).

$$\delta_{eff} = 0.25 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{\pi^2} g = 27.09 \text{ cm}$$

5) Determinación de la demanda de distorsión sísmica en el entrepiso crítico.

La demanda de distorsión sísmica en el entrepiso crítico se obtiene realizando el ajuste de la demanda sísmica global con el parámetro α y posteriormente realizando el ajuste por efectos $P - \Delta$, mediante el uso de las ecuaciones 4.45 y 4.46.

$$\delta_x = \alpha_x h_{sx} \left(\frac{\delta_{eff}}{h_{eff}} \right) = 17.48 \text{ cm} < 27.09 \text{ cm}$$

$$\delta_{x1} = \delta_x \left(\frac{1}{1 - \frac{W_x \delta_x}{V_{px} h_x}} \right) = 20.39 \text{ cm}$$

6) Determinación de la demanda de distorsión sísmica en los componentes críticos.

Para determinar la demanda de distorsión en los componentes críticos (columnas) se utiliza la relación de momento de la columna entre el momento de la viga (ecuación 4.47) y dependiendo del valor obtenido, mediante la figura 4.9 se selecciona el valor del factor Υ_{col} . El valor del factor de la conexión viga-columna, Υ_{con} , es igual a 1.0. Por medio de las ecuaciones 4.48 y 4.49 se obtienen las demandas de distorsión de los elementos críticos de cada marco, tal y como se presentan en la tabla 5.57.

Tabla 5.57 Demandas de distorsiones para los componentes críticos, modelo 1

Nivel	Marco	Eje	ID	Tipo	Mc (kg-m)	Mb (kg-m)	Mc/Mb	Υ_{col}	Υ_{conn}	D_col (cm)	ΔD_{col} (cm)	ΔD_{con} (cm)
1	1	A	1	Esquina	12400	9100	1.36	0.60	1.00	20.39	12.16	20.39
		B	3	Lindero	11500	9100	1.26	0.62	1.00	20.39	12.74	20.39
		D	3	Lindero	11500	9100	1.26	0.62	1.00	20.39	12.74	20.39
		E	1	Esquina	12400	9100	1.36	0.60	1.00	20.39	12.16	20.39
	2	A	2	Lindero	11020	9100	1.21	0.64	1.00	20.39	13.04	20.39
		B	5	Central	6850	9100	0.75	0.79	1.00	20.39	16.16	20.39
		D	5	Central	6850	9100	0.75	0.79	1.00	20.39	16.16	20.39
		E	2	Lindero	11020	9100	1.21	0.64	1.00	20.39	13.04	20.39
	3	A	4	Lindero	10900	9100	1.20	0.64	1.00	20.39	13.12	20.39
		B	6	Central	9100	9100	1.00	0.70	1.00	20.39	14.27	20.39
		D	6	Central	9100	9100	1.00	0.70	1.00	20.39	14.27	20.39
		E	4	Lindero	10900	9100	1.20	0.64	1.00	20.39	13.12	20.39
4	A	2	Lindero	11020	9100	1.21	0.64	1.00	20.39	13.04	20.39	
	B	5	Central	6850	9100	0.75	0.79	1.00	20.39	16.16	20.39	
	D	5	Central	6850	9100	0.75	0.79	1.00	20.39	16.16	20.39	
	E	2	Lindero	11020	9100	1.21	0.64	1.00	20.39	13.04	20.39	
5	A	1	Esquina	12400	9100	1.36	0.60	1.00	20.39	12.16	20.39	
	B	3	Lindero	11500	9100	1.26	0.62	1.00	20.39	12.74	20.39	
	D	3	Lindero	11500	9100	1.26	0.62	1.00	20.39	12.74	20.39	
	E	1	Esquina	12400	9100	1.36	0.60	1.00	20.39	12.16	20.39	

7) Determinación de la capacidad de distorsión sísmica en los componentes críticos.

La capacidad de distorsión de los componentes críticos se determina con las ecuaciones 4.50 y 4.51, y utilizando la figura 4.11 para distintos valores de relación de carga axial en las columnas. En la tabla 5.58 se presentan los resultados de capacidad para las columnas.

Tabla 5.58 Capacidad de distorsiones para los componentes críticos, modelo 1

Nivel	Marco	Eje	ID	Tipo	θ_c	Δc (cm)	Δc (cm)	Δc (cm)
1	1	A	1	Esquina	0.0654	26.39	14.50	20.20

Evaluación y clasificación por colapso potencial de edificios con planta baja débil en la Ciudad de México

		B	3	Lindero	0.0596	24.36	11.75	0.00
		D	3	Lindero	0.0596	24.36	11.75	0.00
		E	1	Esquina	0.0654	26.39	14.50	20.20
		A	2	Lindero	0.0581	23.85	11.17	0.00
	2	B	5	Central	0.0459	19.58	7.43	0.00
		D	5	Central	0.0459	19.58	7.43	0.00
		E	2	Lindero	0.0581	23.85	11.17	0.00
		A	4	Lindero	0.0567	23.34	10.62	0.00
	3	B	6	Central	0.0509	21.31	8.74	0.00
		D	6	Central	0.0509	21.31	8.74	0.00
		E	4	Lindero	0.0567	23.34	10.62	0.00
		A	2	Lindero	0.0581	23.85	11.17	0.00
	4	B	5	Central	0.0459	19.58	7.43	0.00
		D	5	Central	0.0459	19.58	7.43	0.00
		E	2	Lindero	0.0581	23.85	11.17	0.00
		A	1	Esquina	0.0654	26.39	14.50	20.20
	5	B	3	Lindero	0.0596	24.36	11.75	0.00
		D	3	Lindero	0.0596	24.36	11.75	0.00
		E	1	Esquina	0.0654	26.39	14.50	20.20

8) Evaluación de la probabilidad de colapso de los componentes críticos.

Para evaluar la probabilidad de colapso de los componentes críticos se utiliza la ecuación 4.52, en donde se comparan los cocientes de las demandas entre las capacidades correspondientes a las columnas interiores o conexiones viga-columna, y se selecciona la mayor relación debido a que será la más desfavorable. Utilizando la Figura 4.12 se asocian las probabilidades de colapso para los componentes críticos, tal y como se presenta en los resultados de la tabla 5.59.

Tabla 5.59 Evaluación de colapso potencial para los componentes críticos, modelo 1

Nivel	Marco	Eje	ID	Tipo	D/C	CR	Pg kg	Trib f	Cri * f
		A	1	Esquina	1.01	0.50	43258.50	0.02	0.01
	1	B	3	Lindero	1.74	0.70	86517.00	0.04	0.03
		D	3	Lindero	1.74	0.70	86517.00	0.04	0.03
		E	1	Esquina	1.01	0.50	43258.50	0.02	0.01
		A	2	Lindero	1.83	0.80	97331.63	0.04	0.04
1	2	B	5	Central	2.75	0.90	188174.48	0.09	0.08
		D	5	Central	2.75	0.90	188174.48	0.09	0.08
		E	2	Lindero	1.83	0.80	97331.63	0.04	0.04
		A	4	Lindero	1.92	0.80	108146.25	0.05	0.04
	3	B	6	Central	2.33	0.80	151404.75	0.07	0.06
		D	6	Central	2.33	0.80	151404.75	0.07	0.06
		E	4	Lindero	1.92	0.80	108146.25	0.05	0.04

Evaluación y clasificación por colapso potencial de edificios con planta baja débil en la Ciudad de México

	A	2	Lindero	1.83	0.80	97331.63	0.04	0.04
4	B	5	Central	2.75	0.90	188174.48	0.09	0.08
	D	5	Central	2.75	0.90	188174.48	0.09	0.08
	E	2	Lindero	1.83	0.80	97331.63	0.04	0.04
	A	1	Esquina	1.01	0.50	43258.50	0.02	0.01
5	B	3	Lindero	1.74	0.70	86517.00	0.04	0.03
	D	3	Lindero	1.74	0.70	86517.00	0.04	0.03
	E	1	Esquina	1.01	0.50	43258.50	0.02	0.01

9) Evaluación de la probabilidad de colapso en el entrepiso crítico.

La probabilidad de colapso en el entrepiso crítico se determina utilizando las ecuaciones 4.53, 4.54 y 4.55, las cuales evalúan el promedio de las calificaciones de las columnas con la fracción de la carga gravitacional soportada por cada columna.

$$R_{avg} = \sum_{i=1}^{n_{col}} f_{col_i} CR_i = 0.79$$

$$R_{adj} = R_{avg} + 0.625R_{avg}(COV - 0.4) = 0.687$$

Finalmente, se obtiene la probabilidad de colapso del entrepiso crítico:

$$SR = 1.5R_{adj} - 0.1 = 0.931$$

Como el SR es mayor que el rango de evaluación de la metodología, el valor para SR se limitará a 0.9.

Evaluación del riesgo por colapso de la estructura.

La probabilidad de colapso de la estructura se determina con la ecuación 4.55:

$$BR = SR = 0.9 ; \text{Probabilidad excepcionalmente alta de colapso}$$

Como se puede observar con la aplicación de esta metodología, la calificación final de la estructura correspondiente al modelo 1 corresponde a “probabilidad excepcionalmente alta de colapso”, que si es comparada con la metodología del II-UNAM, se asocia con una estructura que presenta “Planta baja débil intensa”.

5.5.2 Modelo 2 y 3

A continuación se presentan los resultados para los pasos 8, 9 y 10 de la evaluación correspondiente a los modelos de análisis 2 y 3.

Tabla 5.60 Evaluación de colapso potencial para los componentes críticos, modelo 2

Nivel	Marco	Eje	ID	Tipo	D/C	CR	Pg kg	Trib f	Cri * f
1	1	A	1	Esquina	0.46	0.20	43258.50	0.02	0.00
		B	3	Lindero	0.73	0.40	86517.00	0.04	0.02
		D	3	Lindero	0.73	0.40	86517.00	0.04	0.02
		E	1	Esquina	0.46	0.20	43258.50	0.02	0.00
	2	A	2	Lindero	0.77	0.40	97331.63	0.04	0.02

Evaluación y clasificación por colapso potencial de edificios con planta baja débil en la Ciudad de México

	B	5	Central	1.15	0.60	188174.48	0.09	0.05
	D	5	Central	1.15	0.60	188174.48	0.09	0.05
	E	2	Lindero	0.77	0.40	97331.63	0.04	0.02
	A	4	Lindero	0.81	0.40	108146.25	0.05	0.02
3	B	6	Central	0.98	0.50	151404.75	0.07	0.03
	D	6	Central	0.98	0.50	151404.75	0.07	0.03
	E	4	Lindero	0.81	0.40	108146.25	0.05	0.02
	A	2	Lindero	0.77	0.40	97331.63	0.04	0.02
4	B	5	Central	1.15	0.60	188174.48	0.09	0.05
	D	5	Central	1.15	0.60	188174.48	0.09	0.05
	E	2	Lindero	0.77	0.40	97331.63	0.04	0.02
	A	1	Esquina	0.46	0.20	43258.50	0.02	0.00
5	B	3	Lindero	0.73	0.40	86517.00	0.04	0.02
	D	3	Lindero	0.73	0.40	86517.00	0.04	0.02
	E	1	Esquina	0.46	0.20	43258.50	0.02	0.00

$$R_{avg} = \sum_{i=1}^{n_{col}} f_{col_i} CR_i = 0.47$$

$$R_{adj} = R_{avg} + 0.625R_{avg}(COV - 0.4) = 0.443$$

Finalmente, se obtiene la probabilidad de colapso del entrepiso crítico:

$$SR = 1.5R_{adj} - 0.1 = 0.56$$

La probabilidad de colapso de la estructura se determina con la ecuación 4.55:

$$BR = SR = 0.56 ; \text{Probabilidad alta de colapso}$$

Como se puede observar con la aplicación de esta metodología, la calificación final de la estructura correspondiente al modelo 2 corresponde a “probabilidad alta de colapso”, que si es comparada con la metodología del II-UNAM, se asocia con una estructura que presenta “Planta baja débil moderada”.

Tabla 5.61 Evaluación de colapso potencial para los componentes críticos, modelo 3

Nivel	Marco	Eje	ID	Tipo	D/C	CR	Pg kg	Trib f	Cri * f
		A	1	Esquina	0.26	0.10	43258.50	0.02	0.00
	1	B	3	Lindero	0.44	0.20	86517.00	0.04	0.01
		D	3	Lindero	0.44	0.20	86517.00	0.04	0.01
		E	1	Esquina	0.26	0.10	43258.50	0.02	0.00
1		A	2	Lindero	0.46	0.20	97331.63	0.04	0.01
	2	B	5	Central	0.69	0.30	188174.48	0.09	0.03
		D	5	Central	0.69	0.30	188174.48	0.09	0.03
		E	2	Lindero	0.46	0.20	97331.63	0.04	0.01
	3	A	4	Lindero	0.48	0.20	108146.25	0.05	0.01

Evaluación y clasificación por colapso potencial de edificios con planta baja débil en la Ciudad de México

	B	6	Central	0.59	0.30	151404.75	0.07	0.02
	D	6	Central	0.59	0.30	151404.75	0.07	0.02
	E	4	Lindero	0.48	0.20	108146.25	0.05	0.01
	A	2	Lindero	0.46	0.20	97331.63	0.04	0.01
4	B	5	Central	0.69	0.30	188174.48	0.09	0.03
	D	5	Central	0.69	0.30	188174.48	0.09	0.03
	E	2	Lindero	0.46	0.20	97331.63	0.04	0.01
	A	1	Esquina	0.26	0.10	43258.50	0.02	0.00
5	B	3	Lindero	0.44	0.20	86517.00	0.04	0.01
	D	3	Lindero	0.44	0.20	86517.00	0.04	0.01
	E	1	Esquina	0.26	0.10	43258.50	0.02	0.00

$$R_{avg} = \sum_{i=1}^{n_{col}} f_{col_i} CR_i = 0.24$$

$$R_{adj} = R_{avg} + 0.625R_{avg}(COV - 0.4) = 0.23$$

Finalmente, se obtiene la probabilidad de colapso del entrepiso crítico:

$$SR = 1.5R_{adj} - 0.1 = 0.246$$

La probabilidad de colapso de la estructura se determina con la ecuación 4.55:

$$BR = SR = 0.25 ; \text{Probabilidad baja de colapso}$$

Como se puede observar con la aplicación de esta metodología, la calificación final de la estructura correspondiente al modelo 3 corresponde a “probabilidad baja de colapso”, que si es comparada con la metodología del II-UNAM, se asocia con una estructura que presenta “Planta baja débil ligera”.

Tabla 5.62 Resumen de los resultados

Modelo	Columnas (m)	Evaluación PBD (NTC-DS, 2020)	Subcategorización PBD (II-UNAM)	Potencial de colapso (FEMA P-2018)	Evaluación y clasificación de PBD (Adaptación FEMA con RCDF 2020)
1	0.30x0.30	PBD	PBD intensa	Excepcionalmente alto	PBD intensa
2	0.50x0.50	PBD	PBD moderada	Alto	PBD moderada
3	0.70x0.70	PBD	PBD ligera	Bajo	PBD ligera

En la Tabla 5.62 se presenta el resumen de los resultados obtenidos al evaluar cada una de las metodologías descritas en el capítulo 4 para cada uno de los modelos de análisis, en donde se puede observar que tanto para la metodología 2 como para la 4 se utilizan la misma escala en la clasificación, ya que el objetivo de esta tesis se enfoca en clasificar a las estructuras con PBD en función del riesgo potencial de colapso, motivo por el cual las escalas establecidas por la metodología desarrollada por el II-UNAM coinciden con el criterio establecido.

CONCLUSIONES

En esta tesis se evaluó y se clasificó la presencia de la patología estructural de la planta baja débil en 3 modelos desarrollados con base en las características de edificios estructurados mediante marcos de concreto reforzado y muros de mampostería construidos entre 1970 y 1980, y que contaron con una altura de 15.5 metros distribuida en 5 niveles.

Con el estudio estadístico de la base de datos del II-UNAM y del ISC se identificaron los daños presentes en edificios con planta baja débil en la Ciudad de México. La mayoría de los edificios que presentaron daños mayores e incluso el colapso parcial y total fueron construidos antes de 1980, lo cual implicó el uso de reglamentos muy limitados en cuanto al diseño sísmico. Además, los edificios más dañados tuvieron la particularidad de estar desplantados en zonas II y III, de acuerdo con la clasificación actual del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal, que pertenecen a transición y zona de lago, respectivamente.

El problema que se identificó en los reglamentos de construcciones pasados es la ausencia de los requerimientos mínimos en el detallado del refuerzo de los elementos estructurales explicado en el capítulo 5 y que ha sido sustentado por investigaciones en diferentes partes del mundo; que derivó estructuras con comportamiento no dúctil. Estas estructuras tienen la particularidad de estar soportadas por elementos no dúctiles, con problemas de altas demandas de carga gravitacional, ubicaciones con altas concentraciones de esfuerzos y deficiencias en el detallado del armado asociadas a bajos porcentajes del acero de refuerzo longitudinal y grandes separaciones en el acero de refuerzo transversal.

En el primer análisis se verificó el estado de los modelos verificando el diseño con el reglamento correspondiente (RCDF, 1976) y se identificaron grandes demandas de distorsiones de entrepiso en la planta baja y grandes variaciones de rigideces de un entrepiso a otro. Posteriormente, con la revisión del reglamento vigente (RCDF, 2020) fue posible determinar la existencia de la PBD en los modelos mediante la revisión de las condiciones de regularidad y las especificaciones de los criterios para la evaluación de la PBD de las NTC-DS, aplicando las consideraciones correspondientes que afectan al factor de reducción Q' en la revisión de las distorsiones de entrepiso para este tipo de estructuras. La parte importante de este análisis fue conocer la alta demanda de distorsiones de entrepiso y variación de la rigidez de un nivel a otro, tal y como se observó en el capítulo 5, resultando en una planta baja sometida a mayores demandas de energía derivadas de sismos.

Con respecto a la segunda parte de los análisis, se probó una metodología para la “Subcategorización de la planta baja débil” desarrollada por el II-UNAM y se comparó con el procedimiento de “Evaluación sísmica de colapso potencial en estructuras antiguas de concreto reforzado” desarrollado por el FEMA. Con los resultados obtenidos se pudo verificar la aproximación de la primera metodología con los rangos establecidos para la clasificación del riesgo de colapso de la segunda metodología, en donde se pudo observar la diferencia entre el comportamiento de estructuras con la patología de la planta baja débil cuando se tienen elementos esbeltos y elementos más anchos.

Finalmente, se propuso y evaluó un procedimiento alterno para la evaluación y clasificación de la planta baja débil por riesgo potencial de colapso, sustentado en la metodología del FEMA y adaptado con el RCDF 2020, en el cual los principales criterios de análisis fueron los siguientes:

- Incorporación de los criterios para la determinación de la PBD de acuerdo con las NTC-DS 2020, cuyo objetivo reconocer si una estructura tiene o no la patología de PBD por medio de la comparación de las demandas y capacidades de los elementos estructurales.
- Revisión sobre el comportamiento dúctil de las columnas, enfocada en estudios sobre las demandas de carga axial a las que se encuentran sometidas, el detallado del refuerzo transversal y separación de estribos, la demanda de distorsión a la que está sometida y la revisión mecanismos de falla dominante propuesto en el capítulo 4.

- Revisión e incorporación de las condiciones de regularidad para las estructuras de acuerdo con la NTC-DS 2020 y la consideración de las penalizaciones en la determinación de los espectros de diseño procedentes del SASID.

La metodología anterior fue calibrada con el procedimiento del FEMA, obteniendo resultados muy aproximados a pesar de incluir pequeñas modificaciones tanto en la obtención de las resistencias de los elementos y deducción del mecanismo de falla asociado a la planta baja débil.

Finalmente, en esta tesis se verificaron distintos métodos para la evaluación de la planta baja débil. Con ellos se unificó un procedimiento general para clasificar a las estructuras con esta patología en estructuras con PBD ligera, PBD moderada y PBD intensa de acuerdo con el riesgo potencial de colapso asociado a la relación demanda/capacidad de los elementos estructurales. Los resultados fueron revisados y comparados para los 3 modelos desarrollados en función del ancho de los elementos estructurales, coincidiendo con cada una de las clasificaciones propuestas.

Cuando una estructura tiene la patología de PBD presenta un riesgo latente ante futuros eventos sísmicos. El hecho de que ésta sea capaz de resistir las cargas por gravedad no garantiza que sea capaz de soportar cargas dinámicas derivadas de la acción de sismos, tal y como se revisó en la base de datos proporcionada por el II-UNAM, en la cual se encontraron estructuras con PBD que tuvieron daños menores sin llegar al colapso. Por lo tanto, el desarrollo de este tipo de metodologías como las que se revisaron en esta tesis resulta de vital importancia, puesto que ayudan a clasificar de manera eficiente el estado actual de estructuras con la patología de PBD y tener información suficiente sobre la posibilidad de que se presente un colapso a temprano o mediano plazo en dichas estructuras.

Con respecto a lo anterior y con el enfoque del diseño resiliente, la clasificación de la PBD permite desarrollar un inventario más completo previo al reforzamiento y rehabilitación de estructuras en función de la atención prioritaria correspondiente, para reducir el impacto de futuros desastres e impulsando el mejoramiento de programas para la mitigación de este tipo de patologías presentes en las estructuras.

Del presente trabajo se pueden sugerir las siguientes ideas y recomendaciones:

- En esta tesis se analizaron modelos basados en estructuras construidas antes de 1980, es decir, utilizando reglamentos antiguos para la verificación del diseño de los elementos, por ello, se utilizó un enfoque en el análisis de columnas potencialmente no dúctiles. Sin embargo, este método puede aplicarse con estructuras diseñadas bajo reglamentos modernos, considerando la incorporación de expresiones correspondientes en la deducción del mecanismo de falla, o bien utilizando las propuestas del FEMA P-2018.
- Esta metodología se propuso específicamente para la patología estructural de la PBD, derivado de la base de datos del estudio realizado por el II-UNAM, en donde se pudo observar la existencia de un gran número de casos de edificios con este tipo de problemas. Si bien, esta metodología se enfoca en el mecanismo de falla asociado a la planta baja débil, podría implementarse para otro tipo de patologías cuyo mecanismo de falla estará definido por el comportamiento de los elementos estructurales como, por ejemplo, en edificios de esquina o edificios con irregularidad en planta o en elevación, entre otros casos.
- Esta metodología se puede continuar refinando para obtener mejores aproximaciones y poder analizar otro tipo de sistemas estructurales, realizando investigaciones más a fondo sobre los factores utilizados en la determinación de demandas y capacidades de los elementos estructurales, ya que en este trabajo solamente se clasificó el caso particular de PBD.

REFERENCIAS

- Álvarez, S. (1987). *Informe Técnico-Sismológico del Terremoto de San Salvador del 10 de Octubre de 1986*. Centro de Investigaciones Geotécnicas. <https://portafolio.snet.gob.sv/digitalizacion/pdf/spa/doc00018/doc00018.htm>
- American Concrete Institute. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and commentary (ACI 318-14)*. Farmington Hills, MI. https://www.concrete.org/store/productdetail.aspx?ItemID=318U14&Language=English&Units=US_Units
- American Society of Civil Engineers. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (7-16)* (Vol. 2). <https://sp360.asce.org/PersonifyEbusiness/Merchandise/Product-Details/productId/233133882>
- American Society of Civil Engineers. (2017). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. In *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-17)*.
- Amirsardari, A., Rajeev, P., Goldsworthy, H. M., y Lumantarna, E. (2016). Modelling non-ductile reinforced concrete columns. *Australian Earthquake Engineering Society Conference*.
- Astorga, A., y Rivero, P. (2009). *Patologías en las edificaciones*. Diplomado en gestión de riesgos a docentes. Módulo III. Sección IV. https://www.researchgate.net/publication/328876477_Patologias_en_las_edificaciones
- Beaupertuy, J. L., y Urich, A. J. (2011). El efecto de Columna Corta. Estudio de casos. *Conferencia: IV Congreso Nacional de Patología de la Construcción y Rehabilitación de Edificaciones de Concreto Armado*. <https://www.researchgate.net/publication/339697161>
- Borja, G. (1987). Damage Statistic of September 19, 1985 Earthquake in Mexico City. *International Conference on the 1985 Mexico Earthquake*. New York, American Society of Civil Engineering (ASCE), 70–77.
- Bracamontes, B. (2015). Vehículos de la memoria asociados con el sismo y el desastre de 1941 en la ciudad de Colima, México. *Estudios sobre las Culturas Contemporáneas*, vol. XXI, 125–142. <https://www.redalyc.org/journal/316/31639208007/html/>
- Buendía, L. M., y Reinoso, E. (2019). Análisis de los daños en viviendas y edificios comerciales durante la ocurrencia del sismo del 19 de septiembre de 2017. En *Revista de Ingeniería Sísmica No* (Vol. 101).
- Chopra, A. K., Clough, D. P., y Clough, R. W. (1972). Earthquake resistance of buildings with a ‘soft’ first storey. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1(4), 347–355. <https://doi.org/10.1002/eqe.4290010405>
- Computers and Structures, Inc. (2018), ETABS versión 19.1.1, CSI Spain, Recuperado de https://www.csiespana.com/software_features.php?software_id=5#submenu-top
- ERN (2020) “Subcategorización de patologías: Efecto de esquina, efecto de columna corta y planta baja débil”. *Proyecto interno*.
- Esteva, L. (1987). Earthquake Engineering Research and Practice in Mexico after the 1985 Earthquake in Mexico City. *Pacific Conference on Earthquake Engineering, Nueva Zelanda, Vol. 20*.

- Fakhouri, M. Y., y Igarashi, A. (2013). Multiple-slider surfaces bearing for seismic retrofitting of frame structures with soft first stories. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(1), 145–161. <https://doi.org/10.1002/eqe.2198>
- Federal Emergency Management Agency. (2018). *Seismic Evaluation of Older Concrete Buildings for Collapse Potential (FEMA P-2018)*. Prepared by the Applied Technology Council for FEMA, Washington, D.C.
- Freeman, J. (1932). *Earthquake damage and earthquake insurance* (First edition ed.). New York and London, McGraw-Hill.
- Forbes (2015). *Lecciones del terremoto de 1985 en el DF: ¿estás preparado?* Recuperado de: <https://www.forbes.com.mx/lecciones-del-terremoto-de-1985-en-el-df-estas-preparado/>
- Gobierno del Distrito Federal. (1976). *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Distrito Federal, Distrito Federal
- Gobierno del Distrito Federal. (2004). *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Distrito Federal, Distrito Federal
- Gobierno del Distrito Federal. (2017a). *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*. Gaceta Oficial del Distrito Federal, Distrito Federal
- Gobierno de la Ciudad de México. (2017b). *Normas Técnicas Complementarias para la Rehabilitación sísmica de edificios de concreto y Revisión de Seguridad Estructural de las Edificaciones*, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México
- Gobierno de la Ciudad de México. (2020a). *Reglamento de Construcciones del Distrito Federal*, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México
- Gobierno de la Ciudad de México. (2020b). *Normas Técnicas Complementarias para el Diseño por Sismo*, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México
- Gobierno de la Ciudad de México. (2020c). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto*, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México
- Gobierno de la Ciudad de México. (2020d). *Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería*, Gaceta Oficial de la Ciudad de México, Ciudad de México
- Guevara, L. T. (2012). “Soft Story” and “Weak Story” in Earthquake Resistant Design: A Multidisciplinary Approach. *15th World Conference on. Earthquake Engineering 2012, Lisboa, Portugal.*, 1–9. https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_0183.pdf
- Hanson, R., y Degenkolb, H. (1975). *The Venezuela Earthquake: July 29, 1967*. American Iron Steel Institute.
- Hernández, J. J., y López, O. A. (2007). Investigación de respuestas sísmicas críticas incorporando la torsión accidental. *Publicado en el Instituto de Materiales y Modelos Estructurales. Universidad Central de Venezuela.*, 22–51.
- Hernández, V. (2012). Chile y su terremoto psicológico. *Nota periodística de BBC Mundo*, Valparaíso. Recuperado de: https://www.bbc.com/mundo/noticias/2012/07/120704_chile_terremoto_psicologico_secuelas_vh
- INEGI. (2020). *Instituto Nacional de Estadística y Geografía*. Población. <https://www.inegi.org.mx/app/areasgeograficas/?ag=09#tabMCcollapse-Indicadores>

- Inel, M., y Ozmen, H. B. (2008). Effect of infill walls on soft story behavior in mid-rise RC buildings. *The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China*, 1–8.
- Juárez, M., Auvinet, G., y Méndez, E. (2016). Geotechnical Zoning of Mexico Valley Subsoil Zonificación geotécnica del subsuelo del Valle de México. *Ingeniería Investigación y Tecnología, XVII(3)*, 297–308.
- Lotto, G. y Stein, R. (2016). Terremotos en Ecuador: ¿Qué pasó y qué sigue?, *Nota periodística*, Recuperado de: <https://temblor.net/earthquake-insights/terremotos-en-ecuador-1009/>
- Meli, R., y Hernández, Ó. (1970). Propiedades de piezas para mampostería producidas en el Distrito Federal. *Facultad de Ingeniería, UNAM*.
- New Zealand Standard (NZS 3101.1:1982). (1982). *Code of practice for the design of concrete structures*.
- Páez, D., Zabala, J., y Rodríguez, Y. (2017). Piso blando, una falla común en el terremoto de Pedernales. *Revista Ciencia Vol. 19,1*, 59–75.
- Pavón, O., y Salcido, I. (2019). Terremotos en México: duras lecciones en la memoria. *El Universal Online S.A de C.V.* Recuperado el 15 de marzo de 2023 de: <https://interactivo.eluniversal.com.mx/2019/terremotos-mexico/>
- Pujol, S., y Rodríguez, M. E. (2019). Evaluación del comportamiento de muros no estructurales en edificios de la Ciudad de México en el terremoto del 19 de septiembre de 2017. *Revista de Ingeniería Sísmica No. 101*, 53–66.
- Reinoso, E. (2007). *Riesgo Sísmico de la Ciudad de México*. Trabajo de ingreso a la Academia de Ingeniería.
- Rosenblueth, E., Sánchez, F., Ordaz, M., y Singh, S. (1987). Espectros de Diseño en el Reglamento para las Construcciones del Distrito Federal. *VII Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, 1–17.
- Ruiz, S. E., y Diederich, R. (1989). The Mexico Earthquake of September 19, 1985—The Seismic Performance of Buildings with Weak First Storey. *Earthquake Spectra, 5(1)*, 89–102. <https://doi.org/10.1193/1.1585512>
- Santoyo, E., Ovando, S., Mooser, E., y Leon, P. (2005). Síntesis geotécnica de la cuenca del Valle de México. *TGC Geotécnica, México, D.F.*
- Servicio Sismológico Nacional. (2020). *Mapas de Sismicidad Anual*. <http://www.ssn.unam.mx/sismicidad/mapas-de-sismicidad-anual/>
- Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural. (2019). *Edificaciones de mampostería*. Limusa.
- Stirrat, A. T., Gebreyohannes, A. S., Jury, R. D., y Kam, W. Y. (2014). *Seismic performance assessment of non-ductile columns 2014 NZSEE Conference*.
- Tena, A. (2004). Enseñanzas principales durante sismos recientes. *Seminario Anual: Riesgo, Terremoto y Huracán, ERN - Hannover Re*. <https://www.researchgate.net/publication/259487430>
- Tena, A. (2010). Irregularidad estructural y su efecto en la respuesta sísmica de edificios. *V Congreso Iberoamericano de ingeniería civil, Mérida, Venezuela*.
- Varela, J., Navarrete, D., y Fernandez, L. (2017). Experimental study on the behavior of confined masonry walls subjected to out of plane concentrated loads. *16th World Conference on Earthquake, 16WCEE, Santiago, Chile*.