



**EVALUACIÓN SÍSMICA DE EDIFICACIONES EXISTENTES DE CONCRETO  
REFORZADO CON BASE EN EL ASCE 41-17**

Raúl Esteban Estrada Córdoba

Ramón Albeiro Párraga Otálora

Monografía presentada para optar al título de Especialista en Análisis y Diseño de Estructuras

Asesor

Cesar Mauricio Daza Rodríguez, Magíster (MSc) en Ingeniería Civil

Universidad de Antioquia

Facultad de Ingeniería

Especialización en Análisis y Diseño de Estructuras

Medellín, Antioquia, Colombia

2023

<b>Cita</b>	(Estrada Córdoba & Párraga Otálora, 2023)
<b>Referencia</b>	Estrada Córdoba, R.E., & Párraga Otálora, R.A. (2023). <i>Evaluación sísmica de edificaciones existentes de concreto reforzado con base en el ASCE 41-17</i> [Trabajo de grado especialización]. Universidad de Antioquia, Medellín, Colombia.
<b>Estilo APA 7 (2020)</b>	



Especialización en Análisis y Diseño de Estructuras, Cohorte X



Centro de Documentación Ingeniería (CENDOI)

**Repositorio Institucional:** <http://bibliotecadigital.udea.edu.co>

Universidad de Antioquia - [www.udea.edu.co](http://www.udea.edu.co)

**Rector:** John Jairo Arboleda Céspedes.

**Decano/Director:** Julio César Saldarriaga Molina.

**Jefe departamento:** Juan Carlos Vélez Cadavid.

El contenido de esta obra corresponde al derecho de expresión de los autores y no compromete el pensamiento institucional de la Universidad de Antioquia ni desata su responsabilidad frente a terceros. Los autores asumen la responsabilidad por los derechos de autor y conexos.

## **Dedicatoria**

A todas aquellas personas que infundieron en nosotros el valor de la honestidad, que ayudaron a cultivar el sentido de responsabilidad, e inspiraron el crecimiento personal y profesional, especialmente a nuestras familias, amigos y maestros.

## **Agradecimientos**

A nuestras familias que tuvieron la paciencia y el entendimiento de nuestra ausencia durante los estudios de la Especialización, y a nuestros maestros que compartieron ampliamente su experiencia y conocimiento con gran sentido de vocación por la docencia.

## Contenido

Resumen .....	10
Abstract .....	11
1. Introducción .....	12
2. Objetivos .....	14
2.1 Objetivo general .....	14
2.2 Objetivos específicos.....	14
3. Antecedentes .....	15
3.1 Nivel de desempeño estructural .....	16
4. Marco Teórico y Estado del Arte .....	19
5. Caso Ejemplo - Aplicación del ASCE 41-17 a la Evaluación Sísmica de Edificios Existentes de Concreto Reforzado.....	24
5.1. Configuración estructural de la edificación .....	24
5.2. Clasificación del tipo de Edificación .....	29
5.3. Definición de los objetivos de desempeño .....	30
5.4. Nivel de Sismicidad .....	31
5.6. Verificaciones Rápidas y configuración estructural - Etapa 1 (ASCE 41 -17 – Tier 1) ...	32
5.6.1. Investigación requerida e información preliminar .....	34
5.6.2. Análisis Sísmico para las verificaciones rápidas (Sec. 4.4 ASCE 41-17).....	35
5.6.3. Configuración básica de la estructura .....	36
5.6.4. Verificación del formulario Uno para edificaciones tipo C1.....	37
5.7. Evaluación de deficiencias y reforzamiento – Etapa 2 (ASCE 41 -17 - Tier 2) .....	40
5.7.1. Análisis Lineal Dinámico (LDP) y Evaluación de Desempeño (ASCE 41-17, SECCIÓN 7.4.1) .....	49
6. Conclusiones .....	55
7. Bibliografía .....	58

## Lista de Tablas

Tabla 1. Estados discretos de daño. Compilado de Bonett (2003)	15
Tabla 2. Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras básicas Vision (2000).	16
Tabla 3. Niveles de desempeño (ATC 40, 1996).	17
Tabla 4. Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC, 1996).	17
Tabla 5. Niveles y objetivos de desempeño para el ASCE 41-17.	18
Tabla 6. Descripción general de la estructura para el caso de estudio.	26
Tabla 7. Clasificación del tipo de edificación con base a ASCE 41 – 17, Tabla 3-1.	30
Tabla 8. Objetivos básicos de desempeño. Tomado del ASCE 41-17.	31
Tabla 9. Recorte Tabla 2-4 (ASCE 41-17). Niveles de sismicidad según la aceleración espectral.	32
Tabla 10. Recorte Tabla 3-4 (ASCE 41-17). Se especifican las limitaciones del uso de las Etapas 1 y 2 de evaluación según el tipo de sistema estructural, del nivel de sismicidad, y del número de pisos.	32
Tabla 11. Recorte Tabla 4-1 (ASCE 41-17). Patrones o señales de mal comportamiento estructural y deterioro.	34
Tabla 12. Recorte Tabla 4-6 (ASCE 41-17). Secciones que se deben verificar para un nivel de sismicidad.	35
Tabla 13. Cortantes de piso para verificaciones rápidas.	36
Tabla 14. Configuración básica de la estructura para el caso estudio.	37
Tabla 15. Lista de Verificación Estructural para edificaciones tipo C1	38
Tabla 16. Resultados en la evaluación de resistencia a cortante para Prevención al Colapso.	40
Tabla 17. Resumen de deficiencias a partir de la evaluación del formulario 1.	41
Tabla 18. Centros de masa y centros de rigidez en la edificación de estudio.	42
Tabla 19. Evaluación de irregularidad torsional en dirección X.	44
Tabla 20. Evaluación de irregularidad torsional en dirección Y.	44
Tabla 21. Verificación de irregularidad por piso débil. Asociada a la resistencia a cortante.	49
Tabla 22. Recorte Tabla 10-5 (ASCE 41-17). Rigidez efectiva de los elementos.	51

Tabla 23. Recorte Tabla 10-10a (ASCE 41-17). A partir de la interpolación de estos valores se determina $m_{\max}$ de los elementos columna, para pórticos en concreto y se define el valor de $C_1C_2$ .	52
Tabla 24. Valores de $m$ para columnas ( $m_{\max}=4.2$ ).	52
Tabla 25. Recorte Tabla 10-13 (ASCE 41-17). A partir de la interpolación de estos valores se determina $m_{\max}$ de los elementos viga, para pórticos en concreto y se define el valor de $C_1C_2$ .	53
Tabla 26. Valores de $m$ para vigas ( $m_{\max}=7$ ).	53
Tabla 27. Recorte Tabla 7-3 (ASCE 41-17). Valores alternativos para la obtención de $C_1C_2$ .	54
Tabla 28. Recorte Tabla 7-4 (ASCE 41-17). Valores para la obtención de $C_m$ .	54
Tabla 29. Evaluación de criterios de aceptación para columnas.	55
Tabla 30. Evaluación de criterios de aceptación para vigas.	55

## Lista de Figuras

Ilustración 1. Recorte Figura 7-3 (ASCE 41-17). Idealización de curva Fuerza-Desplazamiento de un análisis Pushover	21
Ilustración 2. Comparativa del coeficiente $R_{\mu}$ para un análisis inelástico (PushX) y para la NSR-10. Bedoya 2021.	21
Ilustración 3. Comparativa del coeficiente $R_{\mu}$ para un análisis inelástico (PushY) y para la NSR-10. Bedoya 2021.	22
Ilustración 4. Configuración del modelo estructural en 3D.	24
Ilustración 5. Configuración de plantas estructurales. Planta piso uno y planta típica respectivamente.	27
Ilustración 6. Configuración de plantas estructurales tomadas de planos de diseño disponibles.	28
Ilustración 7. Configuración de plantas estructurales tomadas de planos de diseño disponibles.	29
Ilustración 8. Recorte Figura 4-1 (ASCE 41-17). Flujo de trabajo para evaluación de Etapa 1.	33
Ilustración 9. Recorte Figura A.3-1 - Irregularidades en planta (NSR 10). Ecuaciones para validar la presencia de irregularidad torsional.	43
Ilustración 10. Puntos de referencia para la evaluación de irregularidad torsional.	43
Ilustración 11. Figura A-22 (ASCE 41-17). Falla de columnas por muros sin aislamiento.	45
Ilustración 12. Detalle de traslapios y estribos en columna D-2 de 0.25m x 0.80m a la izquierda, y demás columnas de 0.25m x 0.45m a la derecha.	46
Ilustración 13. Deficiencia en traslapo de vigas. Viga A	47

## Siglas, acrónimos y abreviaturas

$A_c$	Sumatoria del área transversal o sección de columnas en el piso bajo consideración.
<b>ASCE 41-17</b>	Standard - Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings
<b>ASCE</b>	American Society of Civil Engineers
<b>ATC</b>	Applied Technology Council
<b>ATC-40</b>	Standard - Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings
<b>BPOE</b>	Basic Performance Objective for Existing Buildings
<b>BPON</b>	Basic Performance Objective for New Buildings
<b>BSE – 1E</b>	Sismo de diseño con una probabilidad de excedencia del 20% en 50 años
<b>BSE</b>	Basic Safety Earthquake
<b>BSE-2E</b>	Sismo de diseño con una probabilidad de excedencia del 5% en 50 años
<b>DES</b>	Demanda especial de ductilidad
<b>E</b>	Módulo de elasticidad del acero de refuerzo
<b>Ec</b>	Modulo de elasticidad del concreto
<b>f'c</b>	Resistencia a la compresión del concreto
<b>Fa</b>	Coefficiente de amplificación de la aceleración en zona de períodos cortos
<b>FEMA</b>	Federal Emergency Management Agency
<b>Fv</b>	Coefficiente de amplificación de la aceleración en zona de períodos intermedios
<b>fy</b>	Límite de fluencia del acero de refuerzo
<b>I<sub>D</sub></b>	Índice de daño
<b>LDP</b>	Linear Dynamic Procedure
<b>LSP</b>	Linear Static Procedure
<b>M<sub>s</sub></b>	Factor de modificación del Sistema
<b>n<sub>c</sub></b>	Número total de columnas.
<b>NDP</b>	Nonlinear Dynamic Procedure
<b>n<sub>f</sub></b>	Número total de pórticos en la dirección de la fuerza
<b>NP</b>	Nonstructural Performance
<b>NSP</b>	Nonlinear Static Procedure
<b>NSR 10</b>	Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente
<b>Sa</b>	Máxima aceleración horizontal de diseño



<b>SEAOC</b>	Structural Engineers Association of California
<b>SP</b>	Structural Performance
<b>Ta</b>	Periodo fundamental aproximado
$V_j$	Cortante de piso calculada (ver Tabla 13)
$W$	Peso sísmico
$\Delta d$	Desplazamiento máximo
$\Delta y$	Desplazamiento de fluencia

---

## Resumen

En este documento se presenta un breve contexto del análisis de edificaciones existentes, una reseña de algunas de las metodologías empleadas para determinar tanto la vulnerabilidad sísmica como el desempeño de edificaciones, y las normas que se pueden emplear como referencia y criterio de evaluación de estas. Se presenta también un caso de estudio para mostrar el desarrollo de la evaluación de una edificación existente siguiendo los procedimientos de la norma ASCE 41-17, con base en un análisis de Etapas (Tier 1 y 2) para una estructura de pórticos en concreto reforzado diseñada con base en el código NSR-98. Para la primera etapa de evaluación, se realizó un análisis simplificado donde se evaluó la configuración del edificio y validó la resistencia a cortante de las columnas. En la segunda etapa de evaluación, se empleó un procedimiento lineal dinámico (LDP) para la obtención de las demandas sísmicas, aplicando factores de reducción de rigidez (para considerar la rigidez efectiva de la estructura) y fuerzas sísmicas determinadas mediante un espectro elástico de aceleraciones y considerando unas combinaciones de carga distintas a las de un diseño convencional basado en fuerzas. Finalmente, se verificaron las demandas en los elementos y los criterios de aceptación del ASCE 41-17 a través del cálculo de las relaciones demanda capacidad (DCR) para los niveles de desempeño Ocupación Inmediata, Seguridad a la Vida y Prevención del Colapso, teniendo como punto de partida las deficiencias identificadas en la Etapa 1 y sus consideraciones.

*Palabras clave:* Evaluación, Edificación existente, demanda, capacidad, desempeño, criterios de aceptación, método de análisis, resistencia.

### **Abstract**

This document shows a short context of the existing buildings analysis, a review of some of the methodologies used to determine both the seismic vulnerability as well as the building performance, and the standards that can be used as reference and evaluation criteria. A study case is also employed to show the development of the evaluation of an existing building following the procedures of ASCE 41-17, based on a stages analysis (Tier 1 and Tier 2) for a reinforced concrete moment frame structure designed based on the NSR-98 code. For the first stage of evaluation, a simplified analysis was performed where the building configuration was evaluated and the shear resistance of the columns was validated. In the second stage of evaluation, a linear dynamic process LDP was applied to obtain the seismic demands, implementing stiffness reduction factors (to consider the effective stiffness of the structure) and seismic forces determined with the elastic spectrum of accelerations and considering different load combinations than in a conventional force-based design. Finally, the demands on the elements and the acceptance criteria of ASCE 41-17 were verified through the calculation of the demand-capacity ratios (DCR) for the Immediate Occupancy, Life Safety and Collapse Prevention performance levels, and taking as a starting point the deficiencies identified in Tier 1 and their considerations.

*Keywords:* Evaluation, Existing Building, demand, capacity, performance, acceptance criteria, analysis method, resistance.

---

## 1. Introducción

Una de las áreas que debe atender la ingeniería desde el contexto del sector de la construcción y el diseño sismorresistente de edificaciones, es el estudio de aquellas edificaciones que se ejecutaron sin los fundamentos teóricos y normativos necesarios para garantizar un comportamiento adecuado frente a acciones sísmicas, y un desempeño seguro de sus elementos estructurales y no estructurales. Con base en la evaluación del desempeño de las edificaciones existentes, se obtienen unos resultados que conllevan a tomar decisiones frente a la necesidad de reforzar o intervenir un sistema estructural para reducir la probabilidad de colapso frente a acciones sísmicas.

También es preciso considerar que los procedimientos de análisis y diseño han evolucionado por medio de las investigaciones y estudios que se han venido adelantando en las últimas décadas y a partir de la observación del comportamiento de los edificios que se han visto sometidos naturalmente a sismos de gran magnitud en diferentes regiones del mundo. Por ejemplo, en Nueva Zelanda se registró una gran afectación con la secuencia de terremotos de Christchurch entre 1929 y 1942; y a raíz de esto, se introduce el primer código nacional de edificaciones en 1935 y, consecuentemente, se crea un seguro con respaldo del estado para daños de guerra y terremotos. Es por esto que surge la motivación y necesidad de investigación en el área de sismo resistencia de estructuras en los institutos del Gobierno y universidades de Nueva Zelanda, donde se trabajan temas de aislamiento sísmico y diseño por capacidad (Park y Paulay, 1975; Skinner et al., 1993) (Cowan H et al. 2016). Otro de los grandes investigadores de los años 70's, el ingeniero M.J.N. Priestley, desarrolló aportes que revolucionaron el análisis del comportamiento de una estructura, involucrando mecanismos de defensa tales como los efectos de columna fuerte – viga débil, que permitiría controlar la secuencia de daños en los elementos estructurales. (MAFLA A. 2018).

Por su parte, otros países susceptibles a grandes sismos y desastres por tsunamis, como Chile y Japón, se destacan por tener una cultura de prevención y atención de desastres. Así lo demostró Japón con el terremoto de 2011 en la región de Tōhoku, mediante la aplicación y puesta en marcha de sus políticas de atención y recuperación ante desastres. (David W. E. 2021).

---

Es por esto que hoy en día se siguen estudiando e investigando metodologías para lograr mejores aproximaciones al comportamiento real de la estructura que pueden sumarse a las políticas gubernamentales para el aseguramiento de la vida y del patrimonio de los ciudadanos.

El procedimiento establecido en el documento ASCE 41-17 para la evaluación de edificaciones existentes utiliza un enfoque basado en etapas de evaluación (llamados allí como “Tier”). Inicialmente, se debe realizar una evaluación preliminar básica (Tier 1) en la cual se determina si es necesaria una valoración más detallada. En caso de mostrar un comportamiento deficiente, o de considerarse importante, se debe proceder a la siguiente etapa (Tier 2), donde se lleva a cabo una evaluación más detallada de la estructura para determinar su capacidad sísmica y vulnerabilidad de forma más detallada. Si la estructura no cumple con los criterios de desempeño definidos en la etapa 2, se requiere una evaluación más detallada (Tier 3) donde se realizan análisis más refinados y profundos. Cada Tier se basa en los resultados de las etapas anteriores y a medida que avanzan las etapas se aumenta el detalle y la precisión de los análisis, lo que permite identificar deficiencias y cuantificar el mal comportamiento que pueda tener la estructura. El alcance del ejemplo del presente estudio se limitará hasta la etapa 2, independientemente de si se requiere llegar a etapa 3. Las alternativas de reforzamiento o las mejoras tendientes a mejorar la capacidad sísmica de la estructura y la evaluación del desempeño de los elementos no estructurales también se encuentran fuera del alcance de este estudio.

En el siguiente documento se presenta una revisión de literatura relacionada con los métodos de evaluación de edificaciones existentes en concreto reforzado, a través de los cuales se pueden identificar deficiencias potenciales en la configuración y comportamiento del sistema de resistencia sísmica. También se presenta el desarrollo del procedimiento del ASCE 41-17 aplicado en la evaluación de una edificación existente en pórticos de concreto reforzado, tomando como base la información contenida en los planos del diseño estructural con que fue ejecutada su construcción.

## **2. Objetivos**

### **2.1 Objetivo general**

Llevar a cabo una revisión de literatura sobre los métodos para la evaluación de edificaciones existentes de concreto reforzado y realizar un caso ejemplo con base en las Etapas 1 y 2 del procedimiento establecido en el ASCE 41-17 a un edificio de cinco niveles.

### **2.2 Objetivos específicos**

- Consultar y revisar las diferentes investigaciones y referencias que presentan el desarrollo de los métodos para la evaluación de edificaciones existentes de pórticos en concreto reforzado.
- Presentar el desarrollo del proceso de evaluación de edificaciones existentes según las Etapas 1 y 2 del ASCE 41-17, aplicado a un edificio de pórticos en concreto reforzado de cinco niveles.
- Analizar los resultados de la evaluación presentada en el ASCE 41-17 para los criterios de aceptación de estructuras de pórticos en concreto reforzado.

### 3. Antecedentes

Se han desarrollado diversos estudios y avances en los métodos de evaluación de edificaciones existentes, fundamentados en la necesidad de determinar su vulnerabilidad sísmica a partir del entendimiento de su comportamiento estructural esperado ante acciones sísmicas y buscando propuestas de reforzamiento para el acondicionamiento de la respuesta enfocado en los principios fundamentales del diseño sismo resistente para la protección y seguridad de las vidas humanas.

Uno de los aspectos a resolver en la comunidad científica, es la unificación de los criterios para la determinación y clasificación del daño, puesto que hay metodologías basadas en criterios cualitativos y cuantitativos que se han visto limitadas por la subjetividad en la evaluación. Dentro de las incógnitas a resolver, está la consideración de la no linealidad de los materiales y su repercusión en la determinación del daño global y local de la estructura con sus componentes. (Bonett, 2003).

En términos generales, se pueden calcular tres indicadores de daño global en las edificaciones de concreto reforzado, el primero con factores de ponderación, el segundo basado en los parámetros modales, y el tercero con base en la capacidad resistente o curva de Pushover de la edificación. A partir del cálculo de este índice de daño, se puede relacionar su magnitud con las clasificaciones discretas de daño propuestas por algunos autores, tal y como se relaciona en las Tablas 1 y 2. (Bonett, 2003).

Bracci et al.	Park y Hang	
Intervalo de variación de $I_D$ (índice de daño)		Estados de daño discretos
$I_D < 0.11$	$I_D < 0.33$	Sin daño
$0.11 < I_D < 0.40$	$0.33 < I_D < 0.66$	Reparable
$0.40 < I_D < 0.77$	$0.66 < I_D < 1.0$	Irreparable
$I_D > 0.77$	$I_D > 1.0$	Colapso

*Tabla 1. Estados discretos de daño. Compilado de Bonett (2003)*

### 3.1 Nivel de desempeño estructural

Se pueden limitar los estados de daño a una determinada intensidad sísmica; es decir, se puede diseñar una edificación para resistir sismos de diferentes magnitudes controlados por los daños generados. Este límite o punto de daño se conoce como objetivo de desempeño y se expresa en términos de niveles de daño. Las referencias más completas que definen los niveles de daño están definidas por SEAOC VISION 2000 COMMITTEE (1995) y la ATC 40 (1996).

El SEAOC VISION 2000 COMMITTEE (1995) clasifica los niveles de daño como *Totalmente operacional* donde se consideran daños despreciables; *Operacional* donde el estado de daño es leve; *Seguridad*, con evidencias de daño moderado, y *Próximo al Colapso*, donde el daño es severo. Los daños se evalúan conjuntamente, tanto en elementos estructurales como no estructurales. De aquí parte la definición de los objetivos del diseño por desempeño como se muestra en la Tabla 3.

Movimientos sísmicos de diseño	Nivel de desempeño mínimo
Frecuente	Totalmente operacional
Ocasional	Operacional
Raro	Seguridad
Muy raro	Próximo al colapso

Tabla 2. Objetivos de desempeño sísmico recomendados para estructuras básicas (Vision 2000).

Por su parte, la ATC 40 (1996) clasifica los niveles de daño para elementos estructurales (SP - Structural Performance) de manera independiente a los elementos no estructurales (NP - Non Structural Performance), y a su vez, establece una combinación de ambos para el desempeño del sistema, como se observa en la Tabla 4. Sus definiciones y rangos de daño son similares a los definidos por SEAOC VISION 2000 COMMITTEE (1995).



Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural					
	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6
NP-A	1-A Operacional	2-A	NR	NR	NR	NR
NP-B	1-B Ocupación Inmediata	2-B	3-B	NR	NR	NR
NP-C	1-C	2-C	3-C Seguridad	4-C	5-C	6-C
NP-D	NR	2-D	3-D	4-D	5-D	6-D
NP-E	NR	NR	3-E	4-E	5-E Estabilidad Estructural	No Aplicable
NR: combinación No Recomendada						

*Tabla 3. Niveles de desempeño (ATC 40, 1996).*

Con base en las definiciones anteriores, se definen los objetivos del diseño por desempeño según el ATC 40 (1996) como se muestra en la Tabla 5.

Movimiento Sísmico de diseño	Niveles de desempeño del edificio			
	Operacional	Ocupación Inmediata	Seguridad	Estabilidad Estructural
Sismo de Servicio, SE				
Sismo de Diseño, DE			√	
Sismo Máximo, ME				√

*Tabla 4. Objetivos de seguridad básica para estructuras convencionales (ATC, 1996).*

Para el ASCE 41-17, los niveles de desempeño de los elementos estructurales se clasifican en seis, que se definen como: S1 - Ocupación Inmediata, S2 - Control de Daños, S3 - Seguridad a la Vida, S4 – Seguridad Limitada, S5 – Prevención al Colapso y S6 – No Considerado. Por su parte, para los niveles de desempeño de los elementos No estructurales clasifican en cinco, que se definen

como: NA – Operacional, NB – Retención de Posición, NC – Seguridad a la Vida, ND – Reducción del Riesgo y NE – No Considerado.

Niveles de desempeño no estructural	Niveles de desempeño estructural				
	S-1	S-2	S-3	S-4	S-5
N-A	<b>1-A (Operacional)</b>	NR	NR	NR	NR
N-B	<b>1-B (O. Inmediata)</b>	NR	NR	NR	NR
N-C	NR	NR	<b>3C (Seguridad a la Vida)</b>	NR	NR
N-D	NR	NR	NR	NR	<b>5-D (Prevención del Colapso)</b>
N-E	NR	NR	NR	NR	NR

NR: No Recomendado

*Tabla 5. Niveles y objetivos de desempeño para el ASCE 41-17.*

#### 4. Marco Teórico y Estado del Arte

A lo largo del tiempo se han desarrollado múltiples procesos de evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificaciones mediante la aplicación de diferentes metodologías reconocidas a nivel internacional basadas en métodos cualitativos y cuantitativos. Algunos autores han compilado y comparado las propuestas que se han aceptado a nivel internacional, concluyendo que los planteamientos son adecuados a pesar de que no se tenga una correlación directa de manera homogénea. A su vez, son pocos los códigos internacionales que se han habituado a algunas metodologías específicas, como el Eurocódigo donde se aplica el método N2, la ATC 40 (1996) y adopta el análisis estático no lineal con el método del espectro de capacidad (MEC), y el FEMA 273 y 356 con el método del coeficiente de desplazamiento (Vielma, 2014).

Dentro del marco legal colombiano actual, la Norma Sismo Resistente NSR 10 aún no ha adoptado explícitamente un procedimiento conceptualmente acorde a la realidad del comportamiento sísmico esperado, dejando como alternativa para la evaluación de vulnerabilidad de edificaciones existentes, las secciones dedicadas en los documentos ASCE 41 – 06, ATC 40 en sus dos volúmenes y FEMA 250 y 356 (Ver prescripción de la NSR 10 en A.10.9.4 – METODOLOGÍAS ALTERNAS), sin que se conjuguen y sintetizen en un sólo documento que prescriba los requisitos y establezca las consideraciones mínimas para su aplicación. Por su parte, el único procedimiento prescrito para la evaluación de edificaciones existentes que se hace a partir de un análisis elástico lineal, siendo ambigua la escogencia del coeficiente de capacidad de disipación de energía y que puede no corresponder con una aproximación cercana a la ductilidad real de la estructura, induciendo una evaluación equivocada en las solicitaciones de los elementos de resistencia sísmica.

Dentro del alcance del ASCE 41 -17, se permiten cuatro procedimientos para la evaluación del desempeño de edificaciones: el procedimiento lineal estático (LSP), procedimiento lineal dinámico (LDP), procedimiento estático no lineal (NSP) y procedimiento dinámico no lineal (NDP). La escogencia del procedimiento de análisis se realizará con base en las limitaciones especificadas en la Sección 7.3 (ASCE 41-17) donde se deben tener en cuenta los componentes del sistema estructural; es decir, se debe controlar el daño en los elementos de resistencia sísmica para evitar el colapso del edificio y, además, el daño en los componentes no estructurales que pueden afectar

---

la operabilidad y funcionamiento, especialmente en las edificaciones del grupo de uso III y IV. Para las edificaciones del grupo de uso I y II se debe evitar el colapso. Para el caso de estudio que se desarrollará en secciones posteriores se trabajó con una edificación del grupo de uso I.

Los procedimientos propuestos en el ASCE 41-17 se presentan a través de Etapas, las cuales cuentan con un formulario respectivo, siendo la Etapa 1 un chequeo rápido que contempla el análisis de la regularidad de la estructura, su configuración geométrica, detallado y disposición del acero de refuerzo, y cálculos muy básicos de resistencia. En la Etapa 2 se hace un análisis más detallado tomando como base el Formulario 2 y las deficiencias encontradas en la Etapa 1, y se aplican los procedimientos de análisis (LSP, LDP, NSP, NDP) para evaluar el desempeño de los componentes de la edificación siempre y cuando sean aplicables al tipo de estructura. Por último, se presenta una Etapa 3 de evaluación para aquellas edificaciones para las cuales no es aplicable un análisis lineal, o en casos donde se requiere evaluar el desempeño de los componentes de la edificación de manera más precisa en cuanto a su resistencia y comportamiento en el rango inelástico.

Uno de los métodos más populares es el análisis estático no lineal de plastificación progresiva (Pushover), usado con frecuencia como una herramienta simplificada para la evaluación de la capacidad de resistencia y deformación de una estructura a partir del análisis de un punto de control, normalmente localizado en la cubierta, y sometiendo el modelo simplificado de la edificación a una carga monotónica aplicada, con variación o aumento gradual de su magnitud. Como resultado de este análisis, se crea una gráfica de capacidad a partir de la demanda de deformación y la resistencia de la estructura, donde se identifica la deformación de la estructura en el rango elástico y el desplazamiento de fluencia,  $\Delta_y$ , la incursión en el rango inelástico, el desplazamiento máximo,  $\Delta_d$ , alcanzado para la máxima cortante resistida y su punto probable de falla (Ángel. C. 2019). Con esta curva se puede evaluar el desplazamiento objetivo y determinar el nivel de desempeño para la edificación, en la Ilustración 1 se observa en la idealización de una curva Fuerza – desplazamiento de una análisis Pushover.

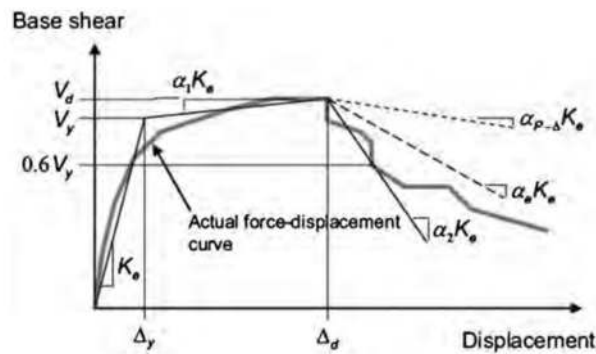
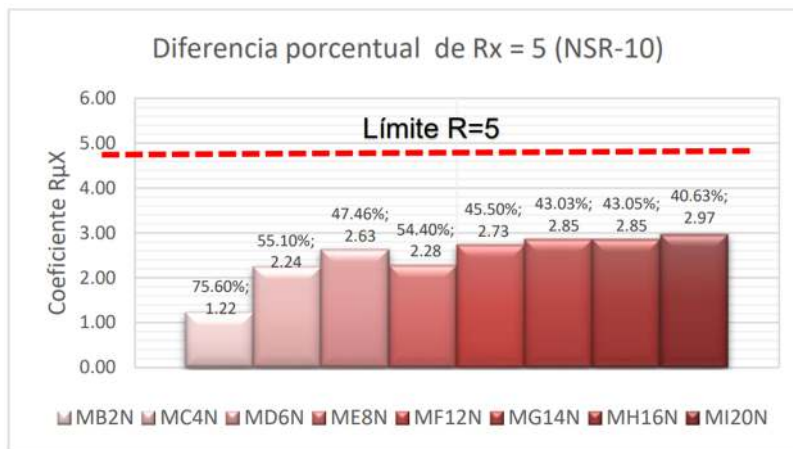


Figure 7-3. Idealized Force–Displacement Curves

*Ilustración 1. Recorte Figura 7-3 (ASCE 41-17). Idealización de curva Fuerza-Desplazamiento de un análisis Pushover*

En una investigación donde se emplea el análisis Pushover, se concluyó que la capacidad de disipación de energía asignada mediante el coeficiente  $R$ , según las prescripciones de la Norma Sismo Resistente NSR 10, no se acerca a la capacidad de disipación de energía que se asocia a la ductilidad obtenida de un análisis no lineal estático de plastificación progresiva. Así lo menciona Bedoya S. (2021), donde hace una comparación de dicha capacidad de disipación de energía para edificios de diferentes alturas las cuales fueron analizados en sus dos direcciones principales para una capacidad de disipación esperada de  $R=5$ , donde se obtuvieron resultados con diferencias de hasta el 75% en estructuras de baja altura, y del 40% para estructuras de hasta 20 niveles, lo cual se representa en la Ilustración 2 y 3.



*Ilustración 2. Comparativa del coeficiente  $R\mu$  para un análisis inelástico (PushX) y para la NSR-10. Bedoya 2021.*

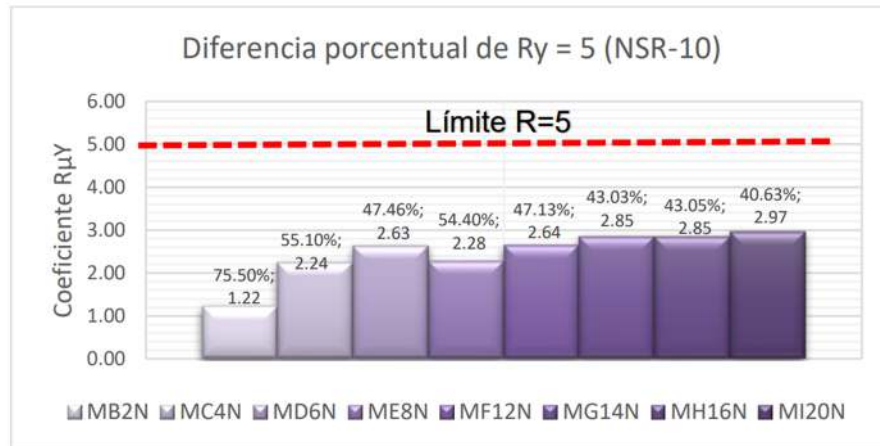


Ilustración 3. Comparativa del coeficiente  $R_{\mu}$  para un análisis inelástico (PushY) y para la NSR-10. Bedoya 2021.

A partir de este estudio, (Bedoya S. 2021) propone calcular el Coeficiente de Capacidad de Disipación de Energía ( $R_x$  y  $R_y$ ) de manera más aproximada a partir de un análisis no lineal estático (Pushover), siendo este método más adecuado que los métodos elásticos a la hora de evaluar la capacidad de disipación de energía más aproximada de una estructura (Bedoya S. 2021).

Actualmente, se espera una nueva actualización de la Norma Sismo Resistente para Colombia; sin embargo, no es claro si se tendrá presente la adopción de un capítulo dedicado a la evaluación de vulnerabilidad sísmica de edificaciones existentes que permitan acondicionar la estructura a un nivel de desempeño mínimo como seguridad a la vida o el respectivo que solicite el usuario o propietario del proyecto para reducir y controlar el daño esperado.

Parte de la evaluación de los componentes de una edificación se relaciona con establecer las propiedades mecánicas de los materiales y las cuantías de acero dispuestas en los elementos. Hoy en día, se tiene acceso a equipos de alta tecnología que permiten realizar estas mediciones con ensayos no destructivos, por ejemplo, escáneres portátiles que permiten detectar el diámetro de la barra de refuerzo y la profundidad en la que está dispuesta; sin embargo, para la caracterización de los elementos de concreto, se siguen practicando ensayos destructivos como la extracción de núcleos para determinar la resistencia a la compresión. Estos ensayos permitirán calibrar los modelos computacionales de análisis y las incertidumbres con respecto a la homogeneidad de los

materiales estará incorporada dentro de la filosofía probabilística del método aplicado y de los modelos constitutivos de los materiales que se evaluarían en el rango inelástico.

En paralelo al desarrollo de metodologías de análisis, se han incorporado dichos procedimientos a los algoritmos de cálculo (basados en teorías de elementos finitos) de los softwares computacionales de diseño, los cuales se consideran una herramienta indispensable en la aplicación de hipótesis y la interpretación de resultados gracias a la discretización de los esfuerzos en los elementos estructurales y la interacción con las condiciones de frontera. Algunos de los softwares comerciales de diseño más reconocidos a nivel mundial han sido desarrollados por casas comerciales como CSI, MIDAS, Bentley System Advancing Infrastructure, entre otros.

## 5. Caso Ejemplo - Aplicación del ASCE 41-17 a la Evaluación Sísmica de Edificios Existentes de Concreto Reforzado

Para la aplicación del ASCE 41-17, se evaluó una edificación existente de cinco pisos diseñada en el año 2010, ubicada en una zona de amenaza sísmica alta (no se especificó la dirección del inmueble, sin embargo, se toman los mismos parámetros sísmicos para el diseño según el municipio al que pertenece), por ende, una demanda especial de ductilidad. En la Ilustración 4 se muestra el modelo estructural en 3D y en la Tabla 6 se describen las características generales del edificio para el caso de estudio.

### 5.1. Configuración estructural de la edificación

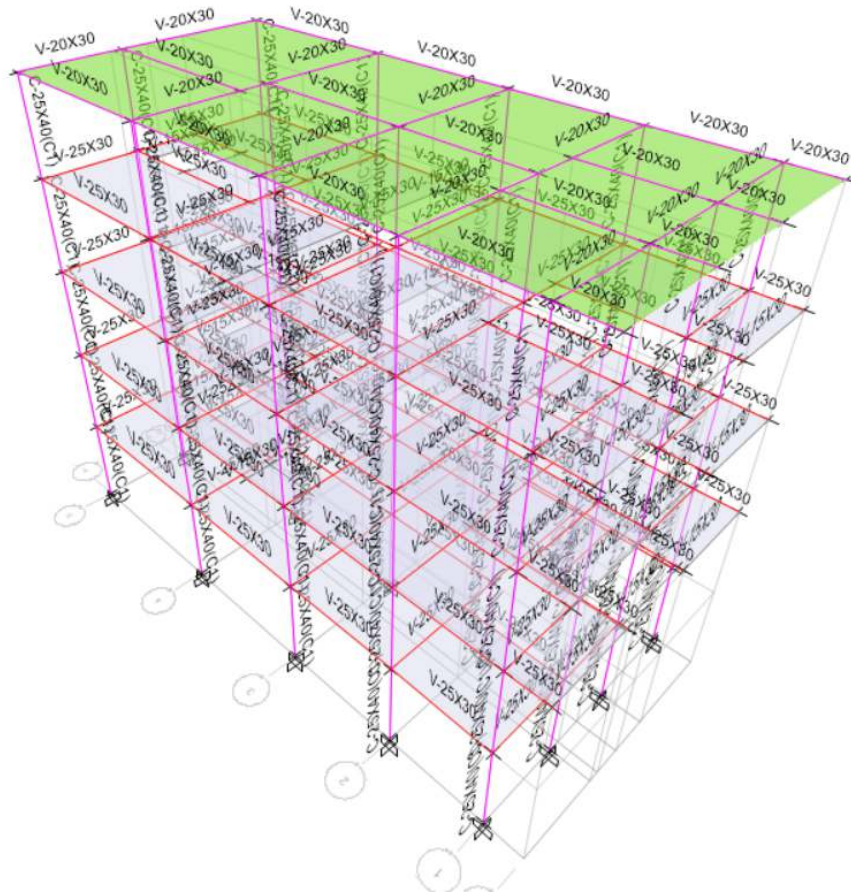


Ilustración 4. Configuración del modelo estructural en 3D.



Localización	Municipio de Caldas Antioquia
Coefficiente de Importancia	I – Uso Residencial
Zona de amenaza Sísmica	Alta
Aa: aceleración horizontal pico efectiva	0.20
Av: velocidad horizontal pico efectiva	0.25
Coefficiente de amplificación de la aceleración en zona de períodos cortos	Fa=1.4
Coefficiente de amplificación de la aceleración en zona de períodos intermedios	Fv=1.9
Demanda por ductilidad	Especial (DES)
Tipo de suelo	D
Coefficiente de disipación de energía $R_o$	7
Coefficiente por ausencia de redundancia	1 en ambas direcciones
Coefficiente de irregularidad en planta	0.9
Coefficiente de irregularidad en altura	1.0
Tipo de cimentación	Zapatillas aisladas
Configuración en planta	Rectangular
Número de pisos	5
Número de ejes en cada dirección	7 ejes no completos en dirección y (A – G) 5 ejes bien definidos en dirección x (1 – 5)
Columnas	0.25x0.45 y una de 0.25x0.80 en intersección D2
Vigas	0.25x0.30 Losa 1 a 4 y 0.20x0.30 amarre cubierta
Losa	Aligerada en una dirección con casetón recuperable Espesor loseta 5.0cm Ancho del nervio 0.10m Altura del nervio 0.30m Separación entre ejes 0.70
Altura de entrepisos	2.70m (varía en algunos pisos)
Altura del edificio	14.20m
Carga Muerta sobreimpuesta	4.60kN/m <sup>2</sup>
Carga Muerta peso propio	2.50kN/m <sup>2</sup>
Carga Viva	1.80 kN/m <sup>2</sup> (Considerar como mínimo el 25% de la carga viva en la masa sísmica).
Especificación para concretos de losas y vigas	f'c = 21.0 Mpa Ec = 3900 raíz (f'c) = 17.872 kg/cm <sup>2</sup> Peso específico = 2400 kg/m <sup>3</sup>

Especificación para concretos de columnas	$f'c = 25.0 \text{ Mpa}$ $E_c = 3900 \text{ raíz } (f'c) = 19.500 \text{ kg/cm}^2$ Peso específico = $2400 \text{ kg/m}^3$
Acero	$f_y = 420 \text{ Mpa}$ $E = 2.000.000 \text{ kg/cm}^2$
Periodo fundamental aproximado	$T_{ax} = 0.512\text{s}$ $T_{ay} = 0.512\text{s}$
Periodo fundamental dinámico	$T_x = 0.772 \text{ s}$ $T_y = 0.693 \text{ s}$
Máxima aceleración horizontal de diseño	$S_{ax} = 0.70$ $S_{ay} = 0.70$
Ajuste de la cortante en la base	$E_n X = 1.08$ $E_n Y = 1.09$
Deriva máxima	$\Delta x = 1.50\%$ $\Delta y = 1.22\%$
Porcentaje de participación de masa para el modo 1	$E_n X = 0.834\%$ $E_n Y = 0.828\%$

*Tabla 6. Descripción general de la estructura para el caso de estudio.*

Con base en la información disponible se generó un modelo estructural, el cual se asemeja en planta y en elevación al edificio del caso de estudio. Este aspecto se puede observar comparando la Ilustración 5 donde se muestra la configuración del modelo en la planta del piso uno y las plantas típicas de los pisos superiores, con las Ilustraciones 6 y 7 donde se observa la configuración en planta de la edificación, los cuales son recortes de los planos disponibles del diseño original.



*Ilustración 5. Configuración de plantas estructurales. Planta piso uno y planta típica respectivamente.*

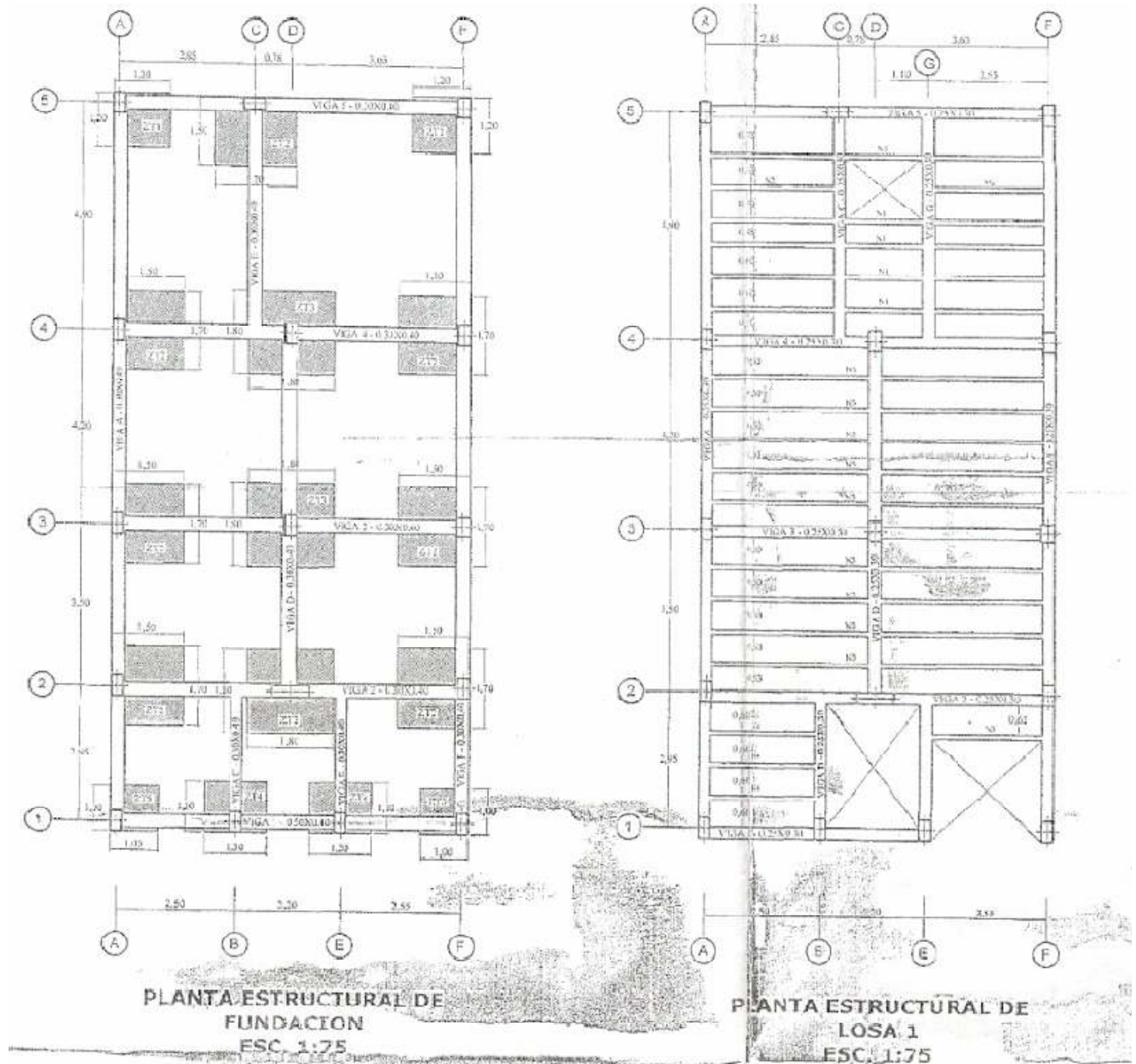


Ilustración 6. Configuración de plantas estructurales tomadas de planos de diseño disponibles.

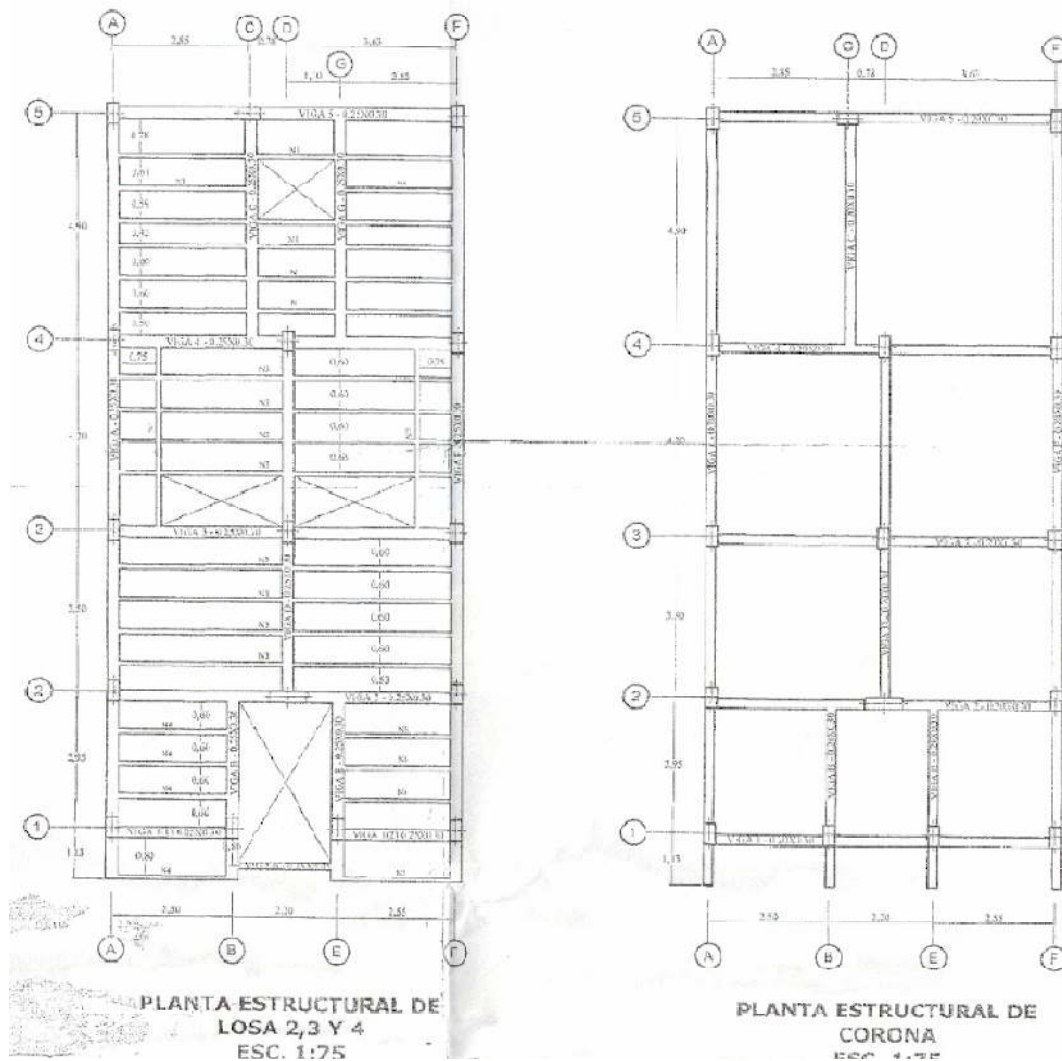


Ilustración 7. Configuración de plantas estructurales tomadas de planos de diseño disponibles.

## 5.2. Clasificación del tipo de Edificación

Según la descripción de la Tabla 3-1 (ASCE 41-17), la estructura se clasificó como C1 (ver Tabla 7 a continuación), toda vez que se identificó un sistema de resistencia sísmica conformado por pórticos resistentes a momentos con conexiones monolíticas entre columnas y vigas, con la presunción de un diafragma rígido caracterizado por una losa unidireccional aligerada o losa de viguetas. Adicionalmente, se detalla un sistema de cimentación conformado por zapatas aisladas.

**Concrete Moment Frames  
C1**

These buildings consist of a frame assembly of cast-in-place concrete beams and columns. Floor and roof framing consists of cast-in-place concrete slabs, concrete beams, one-way joists, two-way waffle joists, or flat slabs. Seismic forces are resisted by concrete moment frames that develop their stiffness through monolithic beam-column connections. In older construction, or in levels of low seismicity, the moment frames are permitted to consist of the column strips of two-way flat slab systems. Modern frames in levels of high seismicity have joint reinforcing, closely spaced ties, and special detailing to provide ductile performance. This detailing is usually not present in older construction. The foundation system is permitted to consist of a variety of elements.

*Tabla 7. Clasificación del tipo de edificación con base a ASCE 41 – 17, Tabla 3-1.*

### 5.3. Definición de los objetivos de desempeño

El ASCE 41-17 hace una distinción entre los objetivos de desempeño para estructuras nuevas (BPON) y para aquellas que son existentes (BPOE), esto con base a sus categorías de riesgo y los niveles de amenaza sísmica. Se definen así dos niveles de amenaza para la evaluación de edificaciones existentes BSE-2E y BSE-1E, los cuales tienen periodos de retorno de 5% en 50 años (975 años) y 20% en 50 (225 años) años respectivamente.

En la Tabla 2-1 (ASCE 41-17) se presentan los objetivos básicos de desempeño para la evaluación de edificios existentes, y en la Tabla 2-2 (ASCE 41-17), se muestran los objetivos de desempeño aplicables a los procedimientos de evaluación de las Etapas 1 y 2 (ver Tabla 8 a continuación). Para la valoración de los componentes del sistema de resistencia sísmica se requiere la evaluación del objetivo de desempeño Prevención del Colapso para un nivel de amenaza sísmica definido por BSE-2E, para las categorías de riesgo I y II, que serían homólogas con la definición del Grupo de Uso I y II de la NSR-10. Como parte del ejercicio académico, se evaluarán también los objetivos de desempeño de Ocupación Inmediata y Seguridad a la Vida.

**Table 2-1. Basic Performance Objective for Existing Buildings (BPOE)**

Risk Category	BSE-1E	BSE-2E
I and II	Life Safety Structural Performance Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Collapse Prevention Structural Performance Hazards Reduced Nonstructural Performance <sup>a</sup> (5-D)
III	Damage Control Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Limited Safety Structural Performance Hazards Reduced Nonstructural Performance <sup>a</sup> (4-D)
IV	Immediate Occupancy Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Life Safety Structural Performance Hazards Reduced Nonstructural Performance <sup>a</sup> (3-D)

<sup>a</sup> Compliance with ASCE 7 provisions for new construction is deemed to comply.

**Table 2-2. Scope of Assessment Required for Tier 1 and Tier 2 with the Basic Performance Objective for Existing Buildings (BPOE)**

Risk Category	Tier 1 and 2 <sup>a</sup>	
	BSE-1E	BSE-2E
I and II	Not evaluated Life Safety Nonstructural Performance (3-C)	Collapse Prevention Structural Performance Hazards Reduced Nonstructural Performance <sup>b</sup> (5-D)
III	Not evaluated Position Retention Nonstructural Performance (2-B)	Limited Safety Structural Performance <sup>c</sup> Hazards Reduced Nonstructural Performance <sup>b</sup> (4-D)
IV	Immediate Occupancy Structural Performance Position Retention Nonstructural Performance (1-B)	Life Safety Structural Performance <sup>d</sup> Hazards Reduced Nonstructural Performance <sup>b</sup> (3-D)

*Tabla 8. Objetivos básicos de desempeño. Tomado del ASCE 41-17.*

#### 5.4. Nivel de Sismicidad

Está dado por las condiciones específicas del sitio, y va a determinar la aceleración del terreno o la demanda sísmica para la edificación analizada, definidos como BSE-2E y BSE-1E, los cuales tienen periodos de retorno de 5% en 50 años y 20% en 50 años respectivamente. Para el caso de estudio se aplicaron los parámetros de aceleración descritos en la NSR – 10 (para el municipio de Caldas Antioquia), así como las ecuaciones para determinar el espectro elástico de aceleraciones.

$$S_a = 2.5 A_a.F_a.I$$

Ecuación A.2.6-3 de la NSR 10

$$S_a = 2.5 \times 0.2 \times 1.4 \times 1.0 = 0.7g$$

**Table 2-4. Level of Seismicity Definitions**

Level of Seismicity <sup>a</sup>	$S_{DS}$	$S_{D1}$
Very low	<0.167 g	<0.067 g
Low	≥0.167 g	≥0.067 g
Moderate	<0.33 g	<0.133 g
	≥0.33 g	≥0.133 g
High	<0.50 g	<0.20 g
	≥0.50 g	≥0.20 g

<sup>a</sup> The higher level of seismicity defined by  $S_{DS}$  or  $S_{D1}$  shall govern.

Tabla 9. Recorte Tabla 2-4 (ASCE 41-17). Niveles de sismicidad según la aceleración espectral.

De acuerdo con la Tabla 9, el nivel de sismicidad se considera Alto; por lo tanto, en la Tabla 10 se verificó la aplicabilidad de las Etapas de evaluación 1 y 2. Para el caso de estudio se trabajó con un número de pisos igual a cinco, lo cual es menor al máximo sugerido para los sistemas de pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado y, por lo tanto, se pueden aplicar las Etapas 1 y 2.

**Table 3-4. Limitations on the Use of the Tier 1 and Tier 2 Procedures**

	Number of Stories <sup>b</sup> beyond which the Tier 3 Systematic Procedures Are Required							
	Level of Seismicity							
	Very Low		Low	Moderate		High		
<b>Concrete Moment Frames (C1)</b>	NL	NL	NL	12	12	8	8	6

Tabla 10. Recorte Tabla 3-4 (ASCE 41-17). Se especifican las limitaciones del uso de las Etapas 1 y 2 de evaluación según el tipo de sistema estructural, del nivel de sismicidad, y del número de pisos.

## 5.6. Verificaciones Rápidas y configuración estructural - Etapa 1 (ASCE 41 -17 – Tier 1)

Para el desarrollo de la Etapa 1 de evaluación, el ASCE 41-17 presenta un flujo de trabajo o procedimiento, el cual se muestra en la Figura 4-1 (Ver ilustración 8), con base en este procedimiento se presentan a continuación cada uno de los pasos aplicados al caso de estudio.



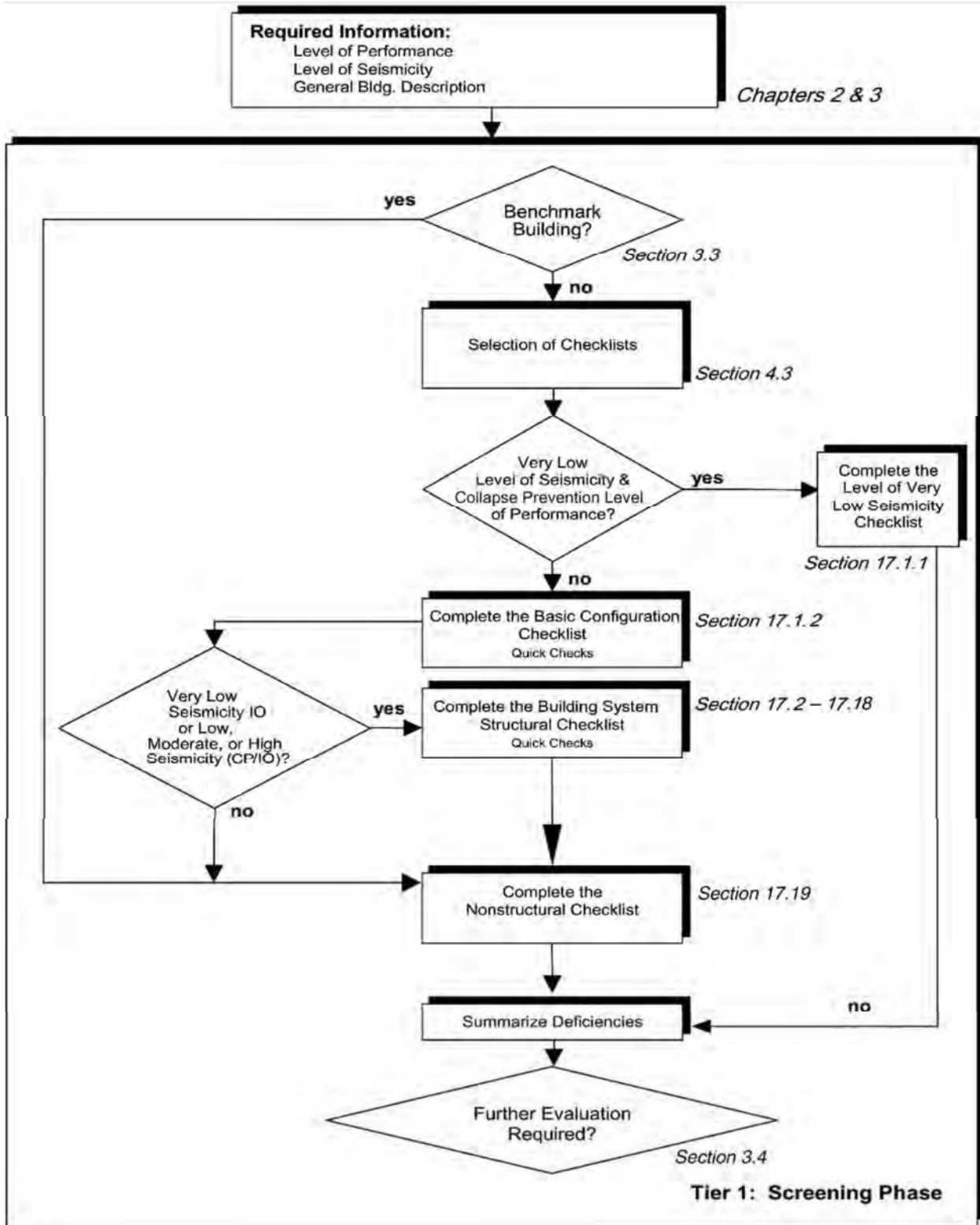


Figure 4-1. Tier 1 Evaluation Process

Ilustración 8. Recorte Figura 4-1 (ASCE 41-17). Flujo de trabajo para evaluación de Etapa 1.

### 5.6.1. Investigación requerida e información preliminar

Se permite el uso de la información disponible referente a los registros de la construcción, y se deberán verificar las condiciones de la edificación para tener en cuenta desviaciones o alteraciones respecto al diseño o los registros del proceso constructivo. También se deben considerar los efectos producidos por el deterioro y falta de mantenimiento a partir de la Tabla 4-1 (ASCE 41-17), donde se registran los principales patrones o señales de mal comportamiento estructural y deterioro, como se muestra en la Tabla 11.

**Table 4-1. Patterns of Defects and Deterioration**

<b>Component or Material</b>	<b>Pattern</b>	<b>Commentary/Tier 2 Reference Sections</b>
Foundation	Evidence of settlement or heave	A.2.3.1, 5.2.3, 5.4.3.2
Foundation elements	Deterioration caused by corrosion, sulfate attack, or material breakdown	A.2.3.1, 5.2.3, 5.4.3.2
Concrete	Visible deterioration of concrete or reinforcing steel	A.2.3.6, 5.2.3
Unreinforced masonry units	Visible deterioration	A.2.3.9, 5.2.3
Unreinforced masonry joints	Eroded mortar or mortar that is easily scraped away from the joints by hand with a metal tool	A.2.3.10, 5.2.3
Unreinforced masonry walls	Voids or missing grout in collar joints along with the lack of header courses of multi-wythe walls	A.3.2.5.3, 5.2.3
Hazardous material equipment	Damaged supply lines	A.7.12.2

*Tabla 11. Recorte Tabla 4-1 (ASCE 41-17). Patrones o señales de mal comportamiento estructural y deterioro.*

Se tomaron los valores de resistencia de materiales especificados en los planos del diseño, y se asumió que, para efectos académicos, no se presentan señales o patrones de deterioro en la edificación.

En la Tabla 4-6 (ASCE 41-17) se presentan las listas de chequeo que se deben desarrollar para la evaluación de acuerdo al nivel de sismicidad y el nivel de desempeño. Para el caso estudio se tiene un nivel de sismicidad alto, se evaluaron los tres niveles de desempeño (IO, LS y CP), y se incluyen en las Secciones 17.1.2 y 17.11 (ASCE 41-17), como se muestra en la Tabla 12. Para la evaluación que requiere cada lista de verificación, se desarrolló la Sección 4.4 (ASCE 41-17).

**Table 4-6. Checklists Required for a Tier 1 Screening**

Level of Seismicity <sup>b</sup>	Level of Building Performance <sup>c</sup>	Required Checklists <sup>a</sup>					
		Very Low Seismicity Checklist (Sec 17.1.1)	Basic Configuration Checklist (Sec. 17.1.2)	Collapse Prevention Checklist (Sec. 17.2 through 17.17)	Immediate Occupancy Checklist (Sec. 17.2 through 17.17)	Hazards Reduced or Life Safety Nonstructural Checklist (Sec. 17.19)	Position Retention Nonstructural Checklist (Sec. 17.19)
Very low	CP	X					
Very low	IO		X		X		X
Low	CP		X	X		X	
Low	IO		X		X		X
Moderate	CP		X	X		X	
Moderate	IO		X		X		X
High	CP		X	X		X	
High	IO		X		X		X

<sup>a</sup> An X designates the checklist that must be completed for a Tier 1 screening as a function of the Level of Seismicity and Level of Performance.

<sup>b</sup> Defined in Section 2.5.

<sup>c</sup> CP = Collapse Prevention Performance Level, and IO = Immediate Occupancy Performance Level (defined in Section 2.3.3).

*Tabla 12. Recorte Tabla 4-6 (ASCE 41-17). Secciones que se deben verificar para un nivel de sismicidad.*

### 5.6.2. Análisis Sísmico para las verificaciones rápidas (Sec. 4.4 ASCE 41-17)

Se desarrolló el método de la Fuerza Horizontal Equivalente con base en la NSR 10 como parte de la Etapa 1 de evaluación como se plantea en la Sección 4.4 (ASCE 41-17), y con base en estos resultados se verificaron las comprobaciones rápidas a las que se remite la Sección 17 (ASCE 41-17).

#### Periodo fundamental aproximado $T_a$

$$T_a = C_t h^\alpha \quad (\text{Ecuación A.4.2-3 de NSR-10})$$

$C_t = 0.047$  - para edificaciones de pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado.

$h_n = 14.20\text{m}$  - Altura desde la base hasta la cubierta

$\alpha = 0.9$  para edificaciones de pórticos resistentes a momentos de concreto reforzado.

$$T_a = 0.047 \times 14.20^{0.9} = 0.512\text{s}$$

### Aceleración espectral $S_a$

Se calculó con base en el periodo fundamental aproximado o el periodo fundamental de la edificación. Para el caso estudio, se tiene que  $T_o < T_a < T_c$ , es decir  $0.17s < T_a < 0.814s$ .

$$S_a = 2.5 \times F_a \times A_a \times I = 2.5 \times 1.4 \times 0.2 \times 1$$

$$S_a = 0.70 \text{ g}$$

### Fuerza sísmica

$$V = S_a \times W = 0.70 \times (432 \text{ ton} + 25\% \times 82.47 \text{ ton}) = 316.8 \text{ tonf}$$

$W$  = Peso sísmico efectivo extraído de la modelación estructural. Se adiciona un 25% de la carga viva al peso sísmico efectivo.

### Fuerza cortante por piso

Para edificaciones de seis pisos o menos se puede simplificar el cálculo tomando  $k=1.0$ . En la Tabla 13 se muestran los resultados del análisis.

$$F_x = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k} V \quad V_j = \sum_{x=j}^n F_x$$

Piso		$H$ (m)	$W$ (Tonf)	$WH^k$ (K)	$C_{vx}$	$F_x$ (Tonf)	$V_j$ (Tonf)
Nivel	Altura						
N5	2,8	14,2	49,63	704,69	0,19	61,67	61,67
N4	2,8	11,4	101,58	1158,02	0,32	101,35	163,02
N3	2,8	8,6	101,58	873,60	0,24	76,46	239,47
N2	2,8	5,8	101,58	589,17	0,16	51,56	291,04
N1	3	3	98,25	294,75	0,08	25,80	316,83
$\Sigma$			452,62	3620,23	1,00	316,83	

Tabla 13. Cortantes de piso para verificaciones rápidas.

### 5.6.3. Configuración básica de la estructura

Una vez se definieron las fuerzas para cada piso, se siguió con la Sección 17.1.2 (ASCE 41-17) y sus resultados se muestran en la Tabla 14, donde se tomó como base de evaluación la geometría de

la edificación y los resultados de las fuerzas cortantes que resultan para cada piso con el método de la fuerza horizontal equivalente.

<b>Lista de Verificación - Configuración básica de la estructura</b> <b>Sección 17.1.2 ASCE41-17</b>	
Ruta de carga bien definida hasta la cimentación	Cumple
Distancia entre edificaciones adyacentes	No Cumple
Mezanines están aislados de la estructura principal de resistencia sísmica	No Aplica
Piso débil. La capacidad de resistencia a cortante de cada piso no es menor a la capacidad de resistencia a cortante del piso superior	Cumple
Piso suave por rigidez.	Cumple
Irregularidad Vertical	Cumple
Geometría en las plantas de cada piso	Cumple
Distribución de la masa	Cumple
Torsión por excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez. No debe ser mayor al 20% de la longitud total del edificio en la dirección de análisis.	No Cumple
Licuefacción	Cumple
Fallas por alta pendiente	No Aplica
Fallas por ruptura de la superficie. Fallas en el terreno	Cumple
Volcamiento. La relación base/altura debe ser mayor que 0,6 Sa.	Cumple
Vigas de amarre entre los elementos de fundación	Cumple

*Tabla 14. Configuración básica de la estructura para el caso estudio.*

#### 5.6.4. Verificación del formulario Uno para edificaciones tipo C1

Después de analizar la configuración básica de la estructura, se verificó la Sección 17.11 (ASCE 41-17) y sus resultados se resumen en la Tabla 15, teniendo en cuenta los cálculos desarrollados con la Sección 4.4.3(ASCE 41-17), relacionados con verificaciones rápidas de resistencia y rigidez.

<b>Lista de Verificación Estructural para edificaciones tipo C1 (Sección 17.11 ASCE41-17)</b>	
Redundancia	Cumple
Verificación del esfuerzo axial en columnas	Cumple
Conexión de las Columnas a la fundación con mínimo 4 barras	Cumple
Muros sin aislamiento al sistema de resistencia sísmica	No Cumple
Verificación de la resistencia a cortante de columnas	Cumple

Marco de losa plana (sin vigas entre columnas)	Cumple
Elementos postensados	No Aplica
Columnas Cautivas	Cumple
Elementos cortos. El elemento es capaz de resistir la cortante generada por la resistencia nominal a flexión del elemento. También relacionada con efectos de columna corta.	Cumple
Columna fuerte - Viga débil	Cumple
Barras de refuerzo en vigas	Cumple
Traslapos en barras de columnas	No Cumple
Ubicación de traslapos en vigas	No Cumple
Espaciamientos de estribos en columnas	No Cumple
Espaciamientos de estribos en vigas	Cumple
Estribos en nudos	Cumple
Compatibilidad de deflexiones	No Aplica
Losas Planas tienen acero continuo y embebido en columnas	No Aplica
Continuidad en el diafragma	Cumple
Refuerzo de cabezales de pilas	No Aplica

*Tabla 15. Lista de Verificación Estructural para edificaciones tipo C1*

La verificación de resistencia a cortante de columnas se realizó de acuerdo a la Sección 4.4.3.2 y la Ecuación 4-7 (ASCE 41-17) y sus resultados se pueden observar en la Tabla 16 para las direcciones principales.

$$v_j^{\text{avg}} = \frac{1}{M_s} \left( \frac{n_c}{n_c - n_f} \right) \left( \frac{V_j}{A_c} \right)$$

Ecuación 4-7 (ASCE 41-17)

Donde,

$n_c$  = Número total de columnas.

$n_f$  = Número total de pórticos en la dirección de la fuerza

$A_c$  = Sumatoria del área transversal o sección de columnas en el piso bajo consideración.

$V_j$  = Cortante de piso calculada (ver Tabla 13)

$M_s$  = Factor de modificación del Sistema, se puede tomar igual a 2.0 para edificios que sean evaluados para Prevención al Colapso, igual a 1.5 para Seguridad a la Vida e igual a 1.0 para Ocupación Inmediata.

Evaluación en dirección X								
Piso 1			Piso 2			Piso 3		
$n_c$	16	und	$n_c$	16	und	$n_c$	16	und
$n_f$	5	und	$n_f$	5	und	$n_f$	5	und

$Ac$	1887500	mm <sup>2</sup>	$Ac$	1887500	mm <sup>2</sup>	$Ac$	1887500	mm <sup>2</sup>
$V_j$	3108,1	kN	$V_j$	2855,1	kN	$V_j$	2349,2	kN
$M_s$	2		$M_s$	2		$M_s$	2	
$V_j^{avr}$	1,20	MPa	$V_j^{avr}$	1,10	MPa	$V_j^{avr}$	0,91	MPa
<b>Piso 4</b>			<b>Piso 5</b>					
$nc$	16	und	$nc$	16	und			
$nf$	5	und	$nf$	5	und			
$Ac$	1887500	mm <sup>2</sup>	$Ac$	1887500	mm <sup>2</sup>			
$V_j$	1599,2	kN	$V_j$	605,0	kN			
$M_s$	2		$M_s$	2				
$V_j^{avr}$	0,62	MPa	$V_j^{avr}$	0,23	MPa			

<b>Evaluación en dirección Y</b>								
<b>Piso 1</b>			<b>Piso 2</b>			<b>Piso 3</b>		
$nc$	16	und	$nc$	16	und	$nc$	16	und
$nf$	3	und	$nf$	3	und	$nf$	3	und
$Ac$	1887500	mm <sup>2</sup>	$Ac$	1887500	mm <sup>2</sup>	$Ac$	1887500	mm <sup>2</sup>
$V_j$	3108,1	kN	$V_j$	2855,1	kN	$V_j$	2349,2	kN
$M_s$	2		$M_s$	2		$M_s$	2	
$V_j^{avr}$	1,01	MPa	$V_j^{avr}$	0,93	MPa	$V_j^{avr}$	0,77	MPa
<b>Piso 4</b>			<b>Piso 5</b>					
$nc$	16	und	$nc$	16	und			
$nf$	3	und	$nf$	3	und			
$Ac$	1887500	mm <sup>2</sup>	$Ac$	1887500	mm <sup>2</sup>			
$V_j$	1599,2	kN	$V_j$	605,0	kN			
$M_s$	2		$M_s$	2				
$V_j^{avr}$	0,52	MPa	$V_j^{avr}$	0,20	MPa			

Tabla 16. Resultados en la evaluación de resistencia a cortante para Prevención al Colapso.

Obtenidos los anteriores resultados se verificó que la cortante máxima obtenida en las verificaciones rápidas (que para el caso de estudio se presentó en el piso 1 para la dirección X) fuera menor al máximo valor entre  $0.69\text{MPa}$  o  $2\sqrt{f_c}$  ( $V_j^x = 1.20\text{MPa} < 2\sqrt{f_c} = 9.90\text{MPa}$  se cumple comprobación).

Como se mencionó anteriormente, el enfoque por etapas (ASCE 41-17) indica que se deberán evaluar los ítems no conformes o desconocidos encontrados en esta etapa, con base en las disposiciones descritas en la Sección 5 (ASCE 41-17) Evaluación de deficiencias y reforzamiento – Etapa 2.

### 5.7. Evaluación de deficiencias y reforzamiento – Etapa 2 (ASCE 41 -17 - Tier 2)

En la Tabla 17 se resumen las deficiencias encontradas en la evaluación de la Etapa 1 o verificaciones rápidas que se deben evaluar en la segunda etapa.

<b>Configuración básica de la estructura</b>		
<b>a</b>	Distancia entre edificaciones adyacentes	No Cumple
<b>b</b>	Torsión por excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez. No debe ser mayor al 20% de la longitud total del edificio en la dirección de análisis.	No Cumple
<b>Lista de Verificación Estructural para edificaciones tipo C1</b>		
<b>c</b>	Muros sin aislamiento al sistema de resistencia sísmica	No Cumple
<b>d</b>	Traslapos en barras de columnas	No Cumple
<b>e</b>	Ubicación de traslapos en vigas	No Cumple
<b>f</b>	Espaciamientos de estribos en columnas	No Cumple

*Tabla 17. Resumen de deficiencias a partir de la evaluación del formulario 1.*

#### **a. Distancia entre edificaciones adyacentes**

Se evidenció que no se cumplió el criterio de la distancia entre edificaciones adyacentes con base en lo descrito en la Sección 5.4.1.2 (ASCE 41-17), pues físicamente no hay una separación entre los edificios colindantes con la estructura de estudio. Para cumplir con el requisito se puede tomar una separación tomando una deriva de piso del 3%, o verificar que la distancia no sea menor que la raíz de la suma de los cuadrados de la deriva de piso del edificio de estudio y los edificios adyacentes. Si los edificios tienen similar altura y un sistema de resistencia sísmica similar, y sus losas de entrepiso coinciden, no es necesario declarar el incumplimiento del requisito para un nivel de desempeño de Seguridad a la Vida, siempre y cuando el impacto entre los edificios no dañe los elementos de fachada o revestimientos.



El ASCE 41-17 recomienda validar la incidencia en el comportamiento dinámico con las edificaciones vecinas. Se considera también que, si las losas de entrepiso coinciden en su altura, puede haber riesgo de colapso en los elementos de mampostería, mientras que, si las losas de entrepiso no coinciden en su altura, puede haber riesgo de colapso para el sistema de resistencia sísmica. Por su parte, con base en las evidencias del sismo de Loma Prieta en San Francisco, los edificios más afectados por la ausencia de separación entre edificaciones adyacentes, fueron los que se ubicaban al final de cada manzana, es decir, en las esquinas del conjunto de edificaciones (ASCE 41-17).

### b. Torsión por excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez.

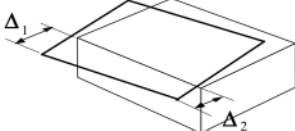
Con relación al requisito por Torsión, se evidenció que la excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez excede el 20% de la longitud total del edificio en la dirección de análisis  $X$  para la primera losa. En la Tabla 18 se muestran los resultados de las excentricidades, donde se toma excentricidad  $e_y = 3.26\text{m}$  (equivale al  $3.26/15.90 \times 100 = 20.4\%$ ) para la evaluación de este criterio.

Planta	c.d.m. (m)	c.d.r. (m)	$e_x$ (m)	$e_y$ (m)	$e_{d,x}$ (m)	$e_{d,y}$ (m)	$b_x$ (m)	$b_y$ (m)
Mansarda	(3.64, 7.00)	(3.63, 5.65)	0.00	1.34	$e_{d,x1} = 0.38$ $e_{d,x2} = -0.37$	$e_{d,y1} = 2.18$ $e_{d,y2} = 0.51$	7.50	16.73
LosaPiso4	(3.63, 7.35)	(3.63, 5.65)	0.00	1.70	$e_{d,x1} = 0.37$ $e_{d,x2} = -0.38$	$e_{d,y1} = 2.53$ $e_{d,y2} = 0.86$	7.50	16.73
LosaPiso3	(3.64, 7.22)	(3.63, 5.65)	0.01	1.56	$e_{d,x1} = 0.38$ $e_{d,x2} = -0.37$	$e_{d,y1} = 2.40$ $e_{d,y2} = 0.73$	7.50	16.73
LosaPiso2	(3.64, 7.22)	(3.63, 5.65)	0.01	1.56	$e_{d,x1} = 0.38$ $e_{d,x2} = -0.37$	$e_{d,y1} = 2.40$ $e_{d,y2} = 0.73$	7.50	16.73
LosaPiso1	(3.57, 8.11)	(3.63, 5.64)	-0.06	2.47	$e_{d,x1} = 0.31$ $e_{d,x2} = -0.44$	$e_{d,y1} = 3.26$ $e_{d,y2} = 1.67$	7.50	15.90

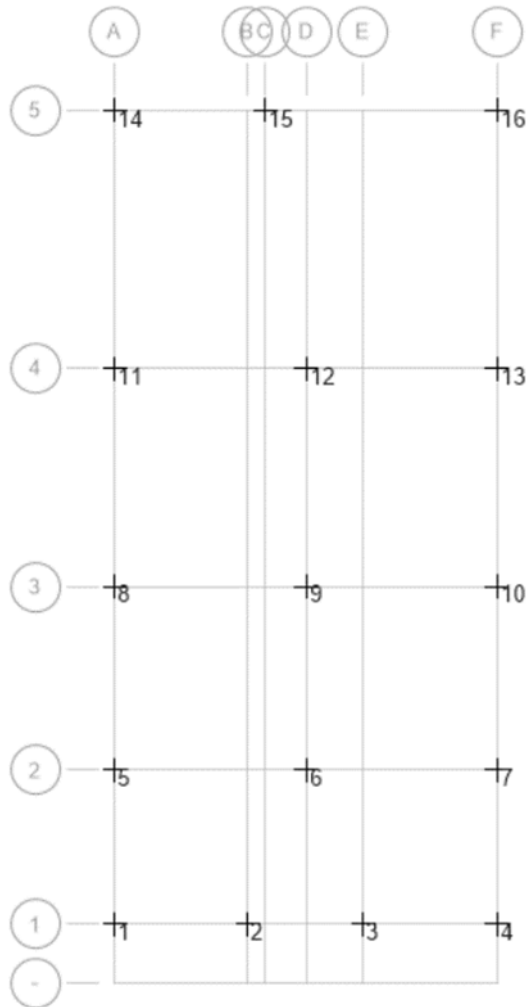
Tabla 18. Centros de masa y centros de rigidez en la edificación de estudio.

Como no se cumple criterio de evaluación según el ASCE 41-17, se optó por realizar la evaluación de irregularidad torsional teniendo como base las verificaciones de la NSR-10 que se muestran en la Ilustración 9, bien sea que se presente *Irregularidad Torsional* del Tipo 1aP o *Irregularidad Torsional Extrema* del tipo 1bP. En la Ilustración 10 se muestra la referencia de puntos usados para la evaluación de la irregularidad y obtención de los resultados mostrados en las Tablas 19 y 20.

Así, se concluyó que no se tiene irregularidad torsional a pesar de que la verificación rápida del ASCE 41-17 lo sugiere.

<b>Tipo 1aP — Irregularidad torsional</b> $\phi_p = 0.9$ $1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right) \geq \Delta_1 > 1.2 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$	<b>Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema</b> $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$
	

*Ilustración 9. Recorte Figura A.3-1 - Irregularidades en planta (NSR 10). Ecuaciones para validar la presencia de irregularidad torsional.*



*Ilustración 10. Puntos de referencia para la evaluación de irregularidad torsional.*

## Evaluación de irregularidad torsional en dirección X con los puntos 14 y 16

Story	Point 1	Point 2	Load	Drift 1	Drift 2	Promedio	Factor	Factor>1.20	Factor>1.40
STORY5	14	16	EX(1.08)	0,51%	0,51%	0,51%	1	No	No
STORY4	14	16	EX(1.08)	0,99%	0,99%	0,99%	1	No	No
STORY3	14	16	EX(1.08)	1,42%	1,42%	1,42%	1	No	No
STORY2	14	16	EX(1.08)	1,62%	1,63%	1,63%	1	No	No
STORY1	14	16	EX(1.08)	1,15%	1,15%	1,15%	1	No	No

## Evaluación de irregularidad torsional en dirección X con los puntos 1 y 4

Story	Point 1	Point 2	Load	Drift 1	Drift 2	Promedio	Factor	Factor>1.20	Factor>1.40
STORY5	1	4	EX(1.08)	0,56%	0,56%	0,56%	1	No	No
STORY4	1	4	EX(1.08)	1,00%	1,00%	1,00%	1	No	No
STORY3	1	4	EX(1.08)	1,42%	1,41%	1,41%	1,002	No	No
STORY2	1	4	EX(1.08)	1,63%	1,58%	1,60%	1,016	No	No
STORY1	1	4	EX(1.08)	1,14%	1,19%	1,17%	1,022	No	No

Tabla 19. Evaluación de irregularidad torsional en dirección X.

## Evaluación de irregularidad torsional en dirección Y con los puntos 14 y 1

Story	Point 1	Point 2	Load	Drift 1	Drift 2	Promedio	Factor	Factor>1.20	Factor>1.40
STORY5	14	1	EY(1.09)	0,45%	0,46%	0,45%	1,004	No	No
STORY4	14	1	EY(1.09)	0,81%	0,81%	0,81%	1	No	No
STORY3	14	1	EY(1.09)	1,16%	1,16%	1,16%	1	No	No
STORY2	14	1	EY(1.09)	1,31%	1,31%	1,31%	1,001	No	No
STORY1	14	1	EY(1.09)	0,88%	0,88%	0,88%	1,001	No	No

## Evaluación de irregularidad torsional en dirección Y con los puntos 16 y 4

Story	Point 1	Point 2	Load	Drift 1	Drift 2	Promedio	Factor	Factor>1.20	Factor>1.40
STORY5	16	4	EY(1.09)	0,45%	0,46%	0,45%	1,004	No	No
STORY4	16	4	EY(1.09)	0,81%	0,81%	0,81%	1	No	No
STORY3	16	4	EY(1.09)	1,16%	1,16%	1,16%	1	No	No
STORY2	16	4	EY(1.09)	1,31%	1,31%	1,31%	1,001	No	No
STORY1	16	4	EY(1.09)	0,88%	0,88%	0,88%	1,001	No	No

Tabla 20. Evaluación de irregularidad torsional en dirección Y.

### c. Muros sin aislamiento al sistema de resistencia sísmica.

Para validar este chequeo es necesario realizar una inspección el edificio existente y verificar si los muros que no están separados del sistema de resistencia sísmica están en contacto con los

elementos del pórtico en toda su altura. Este ítem está asociado a la presencia de vanos de puertas o ventanas, o cualquier abertura que genere discontinuidad en el confinamiento del muro o que cambie su condición de esbeltez, dicho esto, se pueden presentar efectos de “columnas cortas” o “columnas cautivas”, generando fallas por cortante, como se muestra en la Ilustración 11.

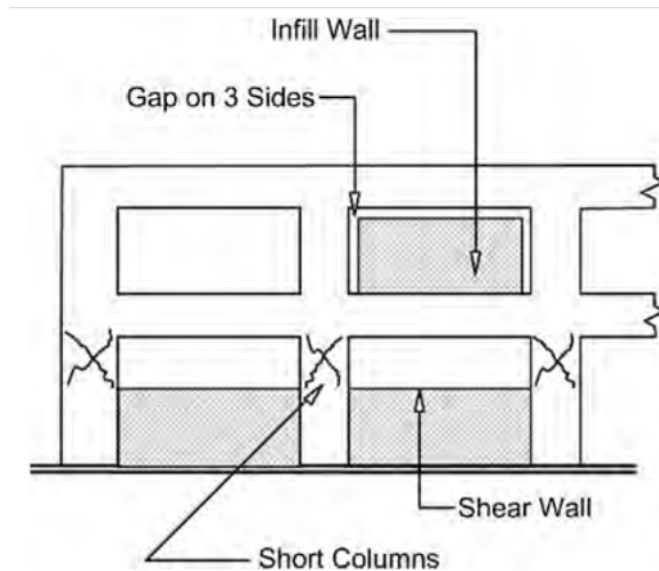


Ilustración 11. Figura A-22 (ASCE 41-17). Falla de columnas por muros sin aislamiento.

#### d. Traslapos en barras de columnas

Esta condición depende de dos factores, el primero asociado a la longitud del traslape de barra, el cual debe ser mayor que 35 veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal (Cumple para ambos diámetros), y el segundo asociado a la separación de los estribos en el traslape, la cual debe ser menor a 8 veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal (no cumple requisito para ningún diámetro de barra como se resalta en la Ilustración 12). Se debe tener en cuenta esta deficiencia, ya que empalmes cortos están sujetos a una pérdida repentina de adherencia, las fallas de empalme son repentinas y no dúctiles. Aquellas columnas que no cumplan este criterio se pueden verificar, usando factores  $m$  reducidos para dar cuenta de esta posible falta de ductilidad.

Las columnas tienen un refuerzo con barras de  $\emptyset 1/2''$  y  $\emptyset 5/8''$ , su longitud de traslape mínima debe ser de 35db para Prevención del Colapso (CP) y 50db para Ocupación Inmediata (IO) (ver Sección A.3.1.4.9 del ASCE 41-17), es decir, 45cm y 56cm para CP y 63.5cm y 79.5cm para IO

respectivamente. En los planos de referencia se observó que los traslajos mínimos especificados son de 50cm para barras de  $\text{Ø}1/2''$  y de 64cm para barras de  $\text{Ø}5/8''$ , los cuales cumplen para Prevención del Colapso por ser mayores a 35 veces el diámetro de barra de refuerzo longitudinal, pero no cumplen para Ocupación Inmediata.

La separación de estribos especificada es de 10cm en zonas de confinamiento y de 20cm en zonas intermedias, con base en esto, no se cumple la condición de que dicha separación debe ser menos o igual a 8 veces el diámetro de la barra, es decir, no debe exceder 10.1cm.

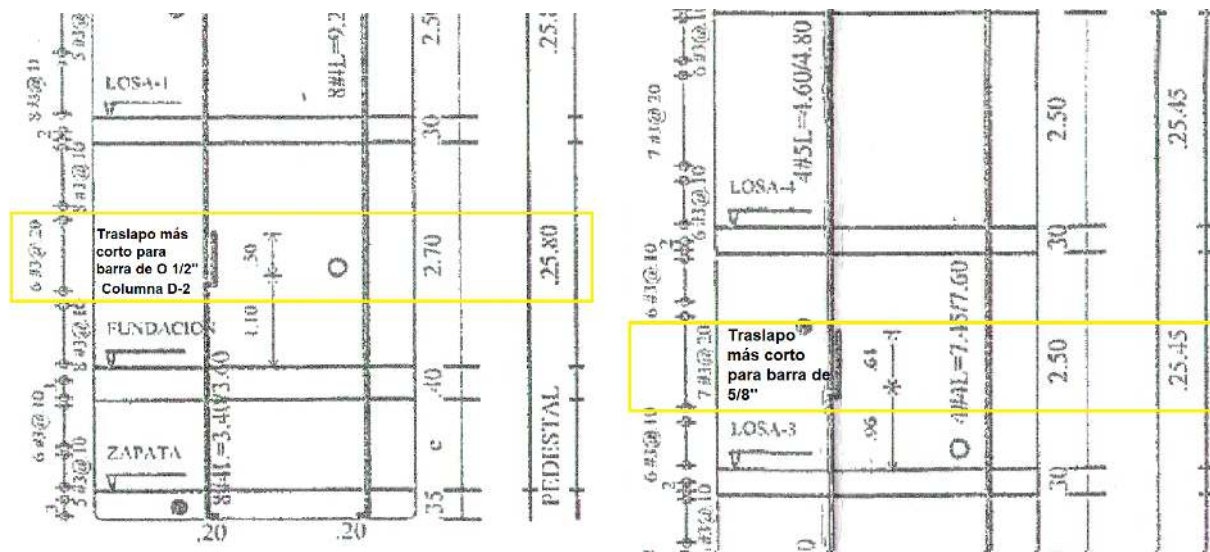


Ilustración 12. Detalle de traslajos y estribos en columna D-2 de 0.25m x 0.80m a la izquierda, y demás columnas de 0.25m x 0.45m a la derecha.

#### e. Ubicación de traslajos en vigas

Para el caso estudio, se evidencia que, en los planos de referencia, el traslajo del refuerzo longitudinal de las vigas se localiza en las zonas donde se espera la rótula plástica, es decir, a una distancia de  $L_b/4$  del nudo como lo describe la Sección A.3.1.4.10 (ASCE 41-17). Esta deficiencia se tiene en cuenta en los criterios de aceptación, al usar factores  $m$  reducidos para dar cuenta de esta posible falta de ductilidad.



---

En la Sección 5.2.4 (ASCE 41-17), se establece que cuando el uso del Formulario 2 requiera el análisis de la estructura o de uno de sus componentes, este análisis se debe hacer siguiendo las indicaciones de la Sección 7 del mismo documento.

Como las deficiencias encontradas están asociadas a la reducción de resistencia de los elementos, a continuación, se muestra el procedimiento de análisis según el Capítulo 7 (ASCE 41-17). Para proceder se requiere adoptar un procedimiento de análisis, bien sea lineal o no lineal, para el análisis lineal las ecuaciones de equilibrio se obtienen de una geometría no deformada y la gráfica esfuerzo vs deformación está dada por una línea recta, tanto para el rango elástico como para el inelástico. Por otro lado, en análisis no lineal las ecuaciones de equilibrio se obtienen de una geometría deformada inicial, dando incrementos de carga obteniendo así otra geometría deformada la cual servirá de base para la siguiente, generando un ciclo que llega hasta donde lo determina el nivel de precisión, además no existe la proporcionalidad esfuerzo vs deformación, y según el tipo de edificación la relación puede ser una línea polinómica, exponencial etc.

Los procedimientos lineales pueden usarse para la Etapa 1 y 2, y los procedimientos no lineales son exclusivos de una evaluación en Etapa 3, por lo cual no se emplearon en este trabajo ya que está por fuera del alcance del mismo. Para llevar a cabo los procedimientos lineales se deben cumplir las limitaciones descritas en la Sección 7.3.1.1 (ASCE 41-17), las cuales están asociadas a la presencia de irregularidad en discontinuidad de los elementos en los planos de acción (*geométrica – no se presenta*), desplazamiento de los elementos en los planos de acción (*geométrica – no se presenta*), e irregularidad por piso débil (*No se presenta*) asociada a la resistencia a cortante de los elementos de cada piso con relación a la resistencia a cortante del piso adyacente, esta información se resume en la Tabla 21. Esta última irregularidad se presenta cuando al calcular el promedio de la Relación Demanda Capacidad (DCR – Demand Capacity Ratio) a la cortante de un piso en una dirección de análisis, con relación a la del piso adyacente en la misma dirección, se excede el 125%. De manera análoga, la NSR-10 clasifica esta irregularidad como del Tipo aA, y se presenta cuando la resistencia a cortante del piso es menor del 80% de la resistencia a cortante del piso superior, pero superior o igual al 65%.

	Dirección X		Chequeo		Dirección Y		Chequeo		
	V2	V3			V2	V3			
Story5	59.735	2.9218			Story5	2.717	48.9486		
Story4	141.4513	4.352	236.8%	Cumple	Story4	2.676	142.2245	290.6%	Cumple
Story3	213.5658	4.7254	151.0%	Cumple	Story3	2.7234	214.3072	150.7%	Cumple
Story2	263.0652	5.496	123.2%	Cumple	Story2	2.0735	263.2798	122.9%	Cumple
Story1	285.5566	3.2812	108.5%	Cumple	Story1	1.1097	284.9901	108.2%	Cumple

Tabla 21. Verificación de irregularidad por piso débil. Asociada a la resistencia a cortante.

Para la evaluación de las deficiencias se pueden considerar dos procedimientos diferentes, el procedimiento lineal estático (LSP – Linear Static Procedure), siempre y cuando esté cubierto por las limitaciones según la Sección 7.3.1.2 (ASCE 41-17), o el procedimiento lineal dinámico (LDP - Linear Dynamic Procedure).

Es muy importante tener en cuenta que, si se quiere analizar la estructura con el procedimiento LSP, este no se puede aplicar si se presenta alguna de las siguientes condiciones:

- El periodo fundamental del edificio es mayor o igual a 3.5 veces el periodo  $T_s$ .
- La relación entre la dimensión horizontal de cada piso y la dimensión correspondiente de los pisos adyacentes excede 1.4.
- Si la edificación tiene una irregularidad por rigidez torsional en cualquier piso. Esta irregularidad por rigidez torsional se presenta cuando el diafragma de piso considerado no es flexible y a partir de los resultados del análisis, la deriva de cualquier lado de la estructura es mayor del 150% de la deriva promedio.
- Si la edificación tiene una irregularidad por rigidez vertical en cualquier piso. Esta irregularidad por rigidez vertical se presenta cuando la deriva promedio de cualquier piso es mayor al 150% de la del piso superior o inferior.
- El sistema de resistencia sísmica de la edificación no es ortogonal.

En vista de que se deben evaluar las condiciones anteriores y que se evidenció una deficiencia torsional por excentricidad entre el centro de masa y el centro de rigidez en la losa del primer piso, se realizó el análisis para el procedimiento lineal dinámico (LDP) de conformidad con la Sección 7.4 (ASCE 41-17) para la evaluación de la Etapa 2.



### **5.7.1. Análisis Lineal Dinámico (LDP) y Evaluación de Desempeño (ASCE 41-17, SECCIÓN 7.4.1)**

#### **5.7.1.1. Requisitos generales para el análisis**

Se definieron las combinaciones de carga y las acciones aplicadas sobre la estructura según la Sección 7.2 (ASCE 41-17). Las acciones del componente gravitacional  $Q_G$  se definen, para los procedimientos lineales, como la suma de la carga muerta (peso propio + carga sobrepuesta) más el 25% de la carga viva, multiplicadas por un factor de 1.1, es decir:

$$Q_G = 1.1 (\text{Carga Muerta} + 0.25 \text{ Carga Viva})$$

De acuerdo con la Sección 7.2.5.1 (ASCE 41-17) se consideraron los efectos ortogonales combinando el 100% de la acción sísmica en dirección X con el 30% de la acción sísmica en Y, y a su vez, combinando el 100% de la acción sísmica en dirección Y con el 30% de la acción sísmica en X.

Se debe tener en cuenta que, para el desarrollo del LDP se debe asignar una rigidez efectiva de los elementos con base en la Tabla 10-5 del ASCE-41-17 (Ver Tabla 22). Para el caso estudio, tanto para vigas como para columnas, se asignó un factor de reducción de 0.3 a la rigidez a flexión, y un factor de reducción de 0.4 a la rigidez a cortante.

**Table 10-5. Effective Stiffness Values**

Component	Flexural Rigidity	Shear Rigidity	Axial Rigidity
Beams—nonprestressed <sup>a</sup>	$0.3E_cEI_a$	$0.4E_cEA_w$	—
Beams—prestressed <sup>a</sup>	$E_cEI_g$	$0.4E_cEA_w$	—
Columns with compression caused by design gravity loads $\geq 0.5A_gf'_c$ <sup>b</sup>	$0.7E_cEI_g$	$0.4E_cEA_w$	$E_cEA_g$
Columns with compression caused by design gravity loads $\leq 0.1A_gf'_c$ or with tension <sup>b</sup>	$0.3E_cEI_g$	$0.4E_cEA_w$	$E_cEA_g$ (compression) $E_sEA_s$ (tension)
Beam-column joints	Refer to Section 10.4.2.2.1		$E_cEA_g$
Flat slabs—nonprestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cEA_g$	—
Flat slabs—prestressed	Refer to Section 10.4.4.2	$0.4E_cEA_g$	—
Walls—cracked <sup>c</sup>	$0.35E_cEA_g$	$0.4E_cEA_w$	$E_cEA_g$ (compression) $E_sEA_s$ (tension)

*Tabla 22. Recorte Tabla 10-5 (ASCE 41-17). Rigidez efectiva de los elementos.*

### 5.7.1.2. Procedimiento de análisis

Las fuerzas pseudo estáticas son aquellas que son aproximadas a las que se esperan que la estructura experimente durante un sismo de diseño. En el caso del ASCE 41-17 ecuación 7-21, incluye los factores  $C_1$ ,  $C_2$  y  $C_m$  que modifican los valores obtenidos para diseño.

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad \text{Ecuación 7-21 (ASCE 41-17)}$$

Donde:

- $C_1$  y  $C_2$ : se pueden evaluar a través de la Tabla 7-3 del ASCE-41-17, donde  $m_{max}$  es el factor más grande para todos los elementos primarios del edificio en la dirección considerada.
- $C_m$ : es el factor de masa efectivo para tener en cuenta que se evalúan a través de la Tabla 7-4.
- $S_a$ : es la aceleración del espectro de respuesta, en el periodo fundamental obtenido del procedimiento especificado en la Sección 2.4.
- $W$ : Peso sísmico efectivo del edificio, incluyendo el total de carga muerta y un 25% de la carga viva.

De la Tabla 7-3 del ASCE-41-17 (ver Tabla 27), se puede determinar el valor de modificación  $C_1C_2$  a partir del periodo fundamental y el valor de  $m_{max}$ . Para el caso estudio el periodo es de 0.512s (el cual se obtuvo en el numeral 5.6.2) y el valor de  $m_{max}$  se evaluó según la sección 10.4 del ASCE-41-17 (a partir de la interpolación de los parámetros de la Tabla 23 para columnas y de la Tabla 25 para vigas) para pórticos de concreto resistentes a momento (ver Tablas 24 y 26).

$\left(\frac{N_{UD}}{A_g F_c E}\right)$	<i>m</i> -Factors <sup>a</sup>						
	Performance Level						
	Component Type						
	$P_t$	$V_{YE}/V_{CoIOE}$	IO	Primary		Secondary	
LS				CP	LS	CP	
Columns not controlled by inadequate development or splicing along the clear height <sup>b</sup>							
$\leq 0.1$	$\geq 0.0175$	$\geq 0.2$	1.7	3.4	4.2	6.8	8.9
$\geq 0.7$	$\geq 0.0175$	$\geq 0.2$ $< 0.6$	1.2	1.4	1.7	1.4	1.7

Tabla 23. Recorte Tabla 10-10a (ASCE 41-17). A partir de la interpolación de estos valores se determina  $m_{max}$  de los elementos columna, para pórticos en concreto y se define el valor de  $C_1C_2$ .

	Sismo	$N_{UD}/A_g F_c E$	$V_{YE} / V_{CoIOE}$	P	Cuantía		
					Transversal	Factor m ( $m_{max} = 4,2$ )	
					IO	LS	CP
Nivel 1	X	0,238	0,056	0,0473	1,59	2,94	3,63
	Y	0,224	0,051	0,0568	1,60	2,99	3,68
Nivel 2	X	0,177	0,053	0,0473	1,64	3,14	3,88
	Y	0,168	0,054	0,0568	1,64	3,17	3,92
Nivel 3	X	0,116	0,042	0,0473	1,69	3,35	4,13
	Y	0,110	0,043	0,0568	1,69	3,37	4,16
Nivel 4	X	0,060	0,031	0,0473	1,70	3,40	4,20
	Y	0,057	0,035	0,0568	1,70	3,40	4,20
Nivel 5	X	0,013	0,009	0,0473	1,70	3,40	4,20
	Y	0,011	0,010	0,0568	1,70	3,40	4,20

Tabla 24. Valores de  $m$  para columnas caso estudio ( $m_{max}=4.2$ ).

**Table 10-13. Numerical Acceptance Criteria for Linear Procedures—Reinforced Concrete Beams**

Conditions			<i>m</i> -Factors <sup>a</sup>				
			Performance Level				
			Component Type				
			IO	Primary		Secondary	
LS	CP	LS		CP			
Condition i. Beams controlled by flexure <sup>b</sup>							
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement <sup>c</sup>	$\frac{V^d}{b_w d \sqrt{f'_c E}}$					
$\leq 0.0$	C	$\leq 3$ (0.25)	3	6	7	6	10
$\leq 0.0$	C	$\geq 6$ (0.5)	2	3	4	3	5
$\geq 0.5$	C	$\leq 3$ (0.25)	2	3	4	3	5
$\geq 0.5$	C	$\geq 6$ (0.5)	2	2	3	2	4
$\leq 0.0$	NC	$\leq 3$ (0.25)	2	3	4	3	5
$\leq 0.0$	NC	$\geq 6$ (0.5)	1.25	2	3	2	4
$\geq 0.5$	NC	$\leq 3$ (0.25)	2	3	3	3	4
$\geq 0.5$	NC	$\geq 6$ (0.5)	1.25	2	2	2	3

Tabla 25. Recorte Tabla 10-13 (ASCE 41-17). A partir de la interpolación de estos valores se determina  $m_{max}$  de los elementos viga, para pórticos en concreto y se define el valor de  $C_1 C_2$ .

Viga A entre los ejes 3 y 4						
Nivel	$(\rho - \rho')/\rho_{bal}$	V [kN]	$V/(b_w \cdot d \cdot \sqrt{f'_c E})$	IO	LS	CP
1	-0,15067	92,3	0,259	2,96	5,89	6,89
2	-0,15067	107,95	0,303	2,79	5,36	6,36
3	-0,15067	94,36	0,265	2,94	5,82	6,82
4	-0,15067	73,02	0,205	3,00	6,00	7,00
5	-0,15067	23,25	0,065	3,00	6,00	7,00

Tabla 26. Valores de  $m$  para vigas caso estudio ( $m_{max}=7$ ).

Con base en la interpolación de los factores  $m$  para columnas y vigas, y en el periodo fundamental de la edificación, se toma el valor de  $C_1 C_2$  igual a 1.2, de acuerdo con la Tabla 7-3 (ASCE 41-17) (ver Tabla 27).

**Table 7-3. Alternate Values for Modification Factors  $C_1 C_2$** 

Fundamental Period	$m_{\max}$		
	$m_{\max} < 2$	$2 \leq m_{\max} < 6$	$m_{\max} \geq 6$
$T \leq 0.3$	1.1	1.4	1.8
$0.3 < T \leq 1.0$	1.0	1.1	1.2
$T > 1.0$	1.0	1.0	1.1

*Tabla 27. Recorte Tabla 7-3 (ASCE 41-17). Valores alternativos para la obtención de  $C_1 C_2$ .*

Por último, para la definición del factor  $C_m$  se remite a la Tabla 7-4 (ASCE 41-17), con base en el número de niveles de la edificación y el tipo de sistema de resistencia sísmica se determinó  $C_m=0.9$  (Ver tabla 28).

**Table 7-4. Values for Effective Mass Factor  $C_m$** 

No. of Stories	Concrete			Steel	Steel	Steel	Other
	Moment Frame	Shear Wall	Pier-Spandrel	Moment Frame	Centrally Braced Frame	Eccentrically Braced Frame	
1-2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
3 or more	0.9	0.8	0.8	0.9	0.9	0.9	1.0

*Note:*  $C_m$  shall be taken as 1.0 if the fundamental period,  $T$ , in the direction of response under consideration is greater than 1.0 s.

*Tabla 28. Recorte Tabla 7-4 (ASCE 41-17). Valores para la obtención de  $C_m$ .*

Con esta información se definió el valor de las fuerzas pseudo estáticas y se realizó el análisis lineal dinámico haciendo un ajuste de las fuerzas de la modelación en la base del edificio con relación a las obtenidas de  $V = C_1 C_2 C_m S_a W$ . Con este análisis se obtuvieron los esfuerzos y se evaluaron los criterios de aceptación para vigas y columnas de acuerdo a la Sección 7.5.2.2 del ASCE 41-17. Para el caso estudio se evaluó con la ecuación  $m k Q_{CE} > Q_{UD}$ , donde  $k$  es un factor de conocimiento ( $k=0.9$ ),  $Q_{CE}$  es la resistencia esperada de los elementos (flexión, cortante, resistencia a la compresión) y  $Q_{UD}$  es la acción causada por las fuerzas gravitacionales y sísmicas; para el caso de las columnas, al evaluar la resistencia a flexión no se debe aplicar factores de reducción de resistencia, y el valor de la resistencia a la fluencia del acero debe tomarse como  $1.25 f_y$  para la resistencia a cortante, se adoptan los requisitos de cortante plástico.

De los resultados obtenidos se observó que, para columnas de los niveles uno y dos, no se cumplieron los criterios de evaluación relacionados con la resistencia a flexión para el objetivo de desempeño Ocupación Inmediata, así como tampoco se cumplió este criterio en el nivel uno con respecto a los objetivos de desempeño Seguridad a la Vida y Prevención del Colapso (ver tabla 29). Los demás criterios de evaluación para esfuerzos a compresión y cortante se satisfacen para los tres objetivos de desempeño.

Nivel	Sismo	Demanda			Resistencia del elemento			Compresión			Flexión			Cortante		
		[kN]	[kN.m]	[kN]	[kN]	[kN.m]	[kN]	$P_U / m k P_E$			$M_U / m k M_E$			$V_U / m k V_E$		
		$P_u$	$M_u$	$V_u$	$P_{E=Ag.f_c}$	$M_E$	$V_{E=As.f_yd/s}$	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP
1	X	110.08	477.5	431.02	2756.25	124.74	3866.91	0.17	0.09	0.07	2.68	1.45	1.17	0.08	0.04	0.03
	Y	147.8	152.78	113.13	2756.25	64.30	1385.14	0.16	0.08	0.07	1.65	0.88	0.72	0.06	0.03	0.02
2	X	91.81	275.06	407	2756.25	119.28	3866.91	0.12	0.06	0.05	1.57	0.82	0.66	0.07	0.04	0.03
	Y	117.1	101.94	144.03	2756.25	58.35	1385.14	0.11	0.06	0.05	1.18	0.61	0.50	0.07	0.04	0.03
3	X	78.94	168.99	165.93	2756.25	117.68	3866.91	0.08	0.04	0.03	0.95	0.48	0.39	0.03	0.01	0.01
	Y	93.22	68.88	63.15	2756.25	59.23	1385.14	0.07	0.04	0.03	0.76	0.38	0.31	0.03	0.02	0.01
4	X	49.55	96.85	121.12	2756.25	103.03	3866.91	0.04	0.02	0.02	0.61	0.31	0.25	0.02	0.01	0.01
	Y	57.25	50.14	53.52	2756.25	59.48	1385.14	0.04	0.02	0.02	0.55	0.28	0.22	0.03	0.01	0.01
5	X	3.42	33.94	33.82	2756.25	74.76	3866.91	0.01	0.00	0.00	0.30	0.15	0.12	0.01	0.00	0.00
	Y	2.09	24.96	25.3	2756.25	56.47	1385.14	0.01	0.00	0.00	0.29	0.14	0.12	0.01	0.01	0.00

Tabla 29. Evaluación de criterios de aceptación para columnas.

En cuanto a los criterios de evaluación relacionados con la resistencia a flexión para vigas, se observó que no se cumplen en los niveles uno al tres para el objetivo de desempeño Ocupación Inmediata; sin embargo, si se cumplieron para los objetivos de desempeño Seguridad a la vida y Prevención del Colapso. Los demás criterios de evaluación para esfuerzos a cortante se satisfacen para los tres objetivos de desempeño (ver tabla 30).

Nivel	Demanda			Resistencia del elemento			$M_{U+} / m k M_E$			$M_{U-} / m k M_E$			$V_U / m k V_E$		
	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	[kN.m]	[kN.m]	[kN]	IO	LS	CP	IO	LS	CP	IO	LS	CP
	$M_{u+}$	$M_{u-}$	$V_u$	$M_{E+}$	$M_{E-}$	$V_{E=As.f_yd/s}$									
1	94.9	-134.1	92.35	25.14	48.20	289.31	1.42	0.71	0.61	1.04	0.52	0.45	0.12	0.06	0.05
2	120.2	-155.8	107.95	25.14	48.20	289.31	1.91	0.99	0.83	1.29	0.67	0.56	0.15	0.08	0.07
3	96.6	-131.6	94.31	25.14	48.20	289.31	1.45	0.73	0.63	1.03	0.52	0.44	0.12	0.06	0.05
4	58.3	-93.9	73.02	25.14	48.20	289.31	0.86	0.43	0.37	0.72	0.36	0.31	0.09	0.05	0.04
5	35.1	-39	23.11	25.14	48.20	289.31	0.52	0.26	0.22	0.30	0.15	0.13	0.03	0.01	0.01

Tabla 30. Evaluación de criterios de aceptación para vigas.

## 6. Conclusiones

- En la Sección 7 (ASCE 41-17) se presentan diferentes procesos de análisis para la evaluación de edificaciones existentes, que se pueden agrupar en procedimientos lineales y procedimientos no lineales. Para la aplicación de los procedimientos lineales se deberá tener en cuenta las limitaciones de su aplicación, que para el caso de las Etapas 1 y 2 descritas en el ASCE 41-17, están relacionadas con la regularidad de la estructura, el número de pisos, el periodo fundamental, entre otras. Para estructuras irregulares o en las que no se apliquen los procedimientos lineales de evaluación, se deberán aplicar métodos no lineales.
- La primera Etapa de evaluación propuesta en el ASCE 41-17 está orientada a la valoración preliminar de la estructura, basada en su configuración, la revisión y detallado de planos y registros de construcción, informes de diseño, recopilación de ensayos y caracterización del edificio, además tiene como objetivo realizar un primer análisis preliminar para estimar su capacidad y demandas sísmicas, así como también pretende se cuantificar posibles fallas potenciales. Para el caso estudio se observó que se presentan deficiencias en la configuración básica de la estructura como torsión por excentricidad entre el centro de masa y centro de rigidez, además de deficiencias propias de los elementos primarios como traslapes o espaciamiento de estribos inadecuados, esto como resultado de la evaluación de primera etapa.
- En la segunda Etapa de evaluación propuesta en el ASCE 41-17, se realiza una evaluación más detallada de la estructura en la que se tienen en cuenta la resistencia de los materiales, rigidez y capacidad para resistir demandas sísmicas, ya que se evalúa la resistencia de los elementos tanto para esfuerzos de cortante, como para esfuerzos axiales y de compresión y se determina la relación entre la demanda y la capacidad de los elementos para cada una de estas solicitaciones. En el caso estudio, se observa que la relación demanda capacidad no se satisface para todos los objetivos de desempeño ni para todos los niveles de la estructura.
- En la evaluación de columnas en la Etapa 2, no se satisface  $M_U < mkM_E$  para los tres objetivos de desempeño en el nivel uno, y para los niveles dos y tres para el objetivo de

desempeño Ocupación Inmediata, lo que podría implicar un comportamiento indeseable ante eventos sísmicos. Es por esto que la edificación se debería someter a una evaluación de Etapa 3 para descartar o ratificar este comportamiento.

- En la evaluación de vigas no se satisface  $M_{U\pm} < mkM_E$  para el objetivo de desempeño Ocupación Inmediata en los niveles uno al tres, lo que podría implicar problemas por sobre esfuerzos de flexión en estos elementos. Al igual que para el caso de columnas, esta hipótesis debería ser rectificada en una evaluación de etapa 3
- Los factores  $m$  para vigas son mayores a los de las columnas, lo que implica una mayor tolerancia de daño en las vigas con respecto a las columnas, y así se induzca a la generación de rótulas plásticas en vigas antes que en las columnas.
- La determinación de los factores  $m$  para columnas tienen en cuenta el detallado y distribución del refuerzo transversal, los niveles de demanda a carga axial y las cuantías transversales. Para vigas los factores  $m$  tienen en cuenta los niveles de demanda a cortante y las cuantías longitudinales. Esto sugiere una mejor aproximación en la evaluación de la edificación.
- Una diferencia importante entre el procedimiento para evaluación de edificaciones de la NSR-10 y el ASCE 41-17, es que en la primera, se calculan índices de sobre resistencia asumiendo un factor  $R'$  relacionado con la demanda de ductilidad (no mayor al  $R$  de diseño de edificaciones nuevas), igual para todos los elementos del sistema de resistencia sísmica (en este caso, el mismo para vigas y columnas), mientras que en la segunda, los valores de  $m$  de acuerdo al objetivo de desempeño, la demanda de carga axial para columnas, la demanda de cortante para vigas, las cuantías longitudinal y transversal, incorporando de manera más aproximada el comportamiento de la edificación.
- Con base en los resultados obtenidos de la evaluación del edificio del caso estudio, se esperaría que, para el sismo de diseño, la estructura pueda tolerar los niveles de demanda y tenga un comportamiento adecuado para el Objetivo de Desempeño de Prevención del



Colapso, pues se cumplen tanto los criterios de aceptación de flexión y cortante para vigas (como se muestra en la Tabla 30) como los criterios de aceptación de cortante y carga axial para columnas. Para flexión de columnas no se cumple el criterio de aceptación sólo para el primer nivel ya que apenas se excede en un 17% (como se muestra en la Tabla 29). Caso similar ocurre al evaluar el Objetivo de Desempeño Seguridad a la vida, siendo excedido el criterio de flexión de columnas en un 45%. Por su parte, para el Objetivo de Desempeño Ocupación Inmediata, los criterios de aceptación se exceden para flexión en columnas y vigas. Los anteriores incumplimientos podrían ser indicio de un mal comportamiento al someter la edificación ante las acciones del sismo de diseño.

- De las normas referenciadas en la revisión de literatura, se evidencian similitudes y concordancia en la definición de los objetivos de desempeño tanto para diseño como para evaluación de edificaciones, y se evidencian similitudes en los métodos de análisis aplicables. Aun así, siguen siendo criterios y procedimientos diferentes que se usan como una herramienta de evaluación, y que a diferencia de la NSR 10, no son de obligatorio cumplimiento.

---

## 7. Bibliografía

1. ÁNGEL C. (2019, noviembre). Evaluación del Desempeño Estructural de una Edificación Diseñada por el Método Basado en Fuerzas, según los Requisitos del Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10. Edificación con Presencia de Irregularidad Torsional Extrema por Asimetría en Localización de muros Estructurales Caso de Estudio. [Monografía de especialización]. Universidad de Antioquia. Medellín.
2. AIS – Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010). Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente.
3. AROQUIPA V. (2016, diciembre). Evaluación de la Vulnerabilidad Sísmica de Edificaciones en Concreto Reforzado Mediante Análisis Dinámico no Lineal Simplificado. [Tesis de maestría]. Universidad de los Andes. Bogotá D.C.
4. ASCE 41 - American Society of Civil Engineers. (2017). Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. United States of America.
5. ATC 40 - Applied Technology Council (1996, November). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings. California.
6. BEDOYA S. (2021) Estudio Comparativo de Pórticos Resistentes a Momentos Empleando el Método de Análisis Estático No Lineal de Plastificación Progresiva Para el Cálculo Simplificado del Coeficiente R. [Tesis de maestría]. Universidad Nacional de Colombia. Medellín, Colombia.
7. BONETT R. (2003, octubre 17). Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a Entornos Urbanos en Zonas de Amenaza Alta y Moderada. [Tesis doctoral]. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
8. Cowan H et al. (octubre de 2016). ¿Planificar los daños o la complejidad? Comisión de Terremotos de Nueva Zelanda: la historia hasta ahora. Conorseguros Revista Digital. Número 5.

- 
9. David W. Edgington (November 2016). Planning for Earthquakes and Tsunamis: Lessons from Japan for British Columbia, Canada. Department of Geography, University of British Columbia, Vancouver, BC, V6T1Z2, Canada.
  10. MAFLA A. (2018). Metodologías de Análisis y Evaluación del Comportamiento de Edificios en Concreto Reforzado Dentro del Rango Inelástico. [Tesis de maestría]. Universidad Nacional de Colombia. Bogotá D.C.
  11. MORENO R. (2006). Evaluación del Riesgo Sísmico en Edificios Mediante Análisis Estático No Lineal: Aplicación a Diversos Escenarios Sísmicos de Barcelona. [Tesis doctoral]. Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
  12. SEAOC (1995). Conceptual Framework for Performance Based Seismic Engineering of Buildings. Vision 2000 Committee and California Office of Emergency Services, Sacramento, USA.
  13. VASSILIS K. (2005. November). Evaluation of Conventional and Adaptive Pushover Analysis i: methodology. Journal of earthquake engineering, Vol. 9, No. 6 (2005) 923 – 941.
  14. VIELM J.C. et al. (2014, julio). Metodologías de Evaluación de Vulnerabilidad Sísmica de Edificios: Un Estado del Conocimiento. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, CIMNE Editors. Barcelona, España.
  15. MONTERO J (2022. Enero). Evaluación del Desempeño Sísmico de Un Edificio de Pórtico de Hormigón Armado Utilizando El Método Lineal del ACI369.1-17. [Tesis Maestría]. Pontificia Universidad Católica de Chile, Escuela de Ingeniería, Santiago de Chile.