CORRELACIÓN ENTRE LOS ÍNDICES DE SOBREESFUERZO Y LOS RESULTADOS DE UN ANÁLISIS NO LINEAL ESTATICO PARA UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO.

CORRELATION BETWEEN OVERSTRESS INDICES AND THE RESULTS OF A NONLINEAR STATIC ANALYSIS FOR A REINFORCED CONCRETE STRUCTURE.

AUGUSTO ALZATE SANCHEZ

PROYECTO DE GRADO

ASESOR

JUAN CARLOS BOTERO PALACIO

UNIVERSIDAD EAFIT

ESCUELA DE CIENCIAS APLICADAS E INGENIERÍA

MAESTRÍA EN INGENIERÍA

MEDELLÍN

2025

CORRELACIÓN ENTRE LOS ÍNDICES DE SOBREESFUERZO Y LOS RESULTADOS DE UN ANÁLISIS NO LINEAL ESTATICO PARA UNA ESTRUCTURA DE CONCRETO REFORZADO

Resumen: Se proponen dos estructuras hipotéticas de diferente altura, diseñadas utilizando sistemas estructurales de pórticos de concreto reforzado resistente a momentos. Las dimensiones de las estructuras fueron seleccionadas de manera que cumplieran con los límites normativos de derivas de entrepiso, empleando el espectro de aceleraciones de diseño. En ambas estructuras, se colocó la cantidad nominal de acero requerido en el diseño para asegurar que los índices de sobreesfuerzo de los elementos estructurales estuvieran próximos a la unidad y se garantizara que la demanda fuera igual a la capacidad. Además, se llevó a cabo un análisis no lineal estático de plastificación progresiva para determinar la curva de capacidad de ambas estructuras y se obtuvieron los desplazamientos asociados a la condición de colapso. Posteriormente, se incrementaron los niveles de demanda espectral para cada una de las estructuras en estudio, de manera que alcanzaran el desplazamiento de colapso, lo que permitió evaluar los índices de sobreesfuerzo asociados a la falla de la estructura. Finalmente, se correlacionaron estos valores con las curvas de capacidad. Para las estructuras de menor altura, se determinó que los índices de sobreesfuerzo superiores a un valor de 1.9, tanto en columnas como en vigas, están asociados al colapso de la estructura. En los edificios más altos, se encontró que valores de sobreesfuerzo cercanos a 1.9 en vigas y a 1.2 en columnas indican la condición de colapso.

Palabras claves: análisis no lineal estático de plastificación progresiva, curvas de capacidad, desplazamiento, diseño, índices de sobreesfuerzo.

CORRELATION BETWEEN OVERSTRESS INDICES AND THE RESULTS OF A NONLINEAR STATIC ANALYSIS FOR A REINFORCED CONCRETE STRUCTURE

Abstract: Two hypothetical structures of different heights are proposed, designed using moment-resistant reinforced concrete frame structural systems. The dimensions of the structures were selected so that they complied with the normative limits of mezzanine drifts, using the spectrum of design accelerations. In both structures, the exact amount of steel required in the design was installed to ensure that the overstress rates of the structural elements were close to unity and to ensure that demand was equal to capacity. In addition, a static nonlinear analysis was carried out to determine the capacity curve of the structures and the displacements associated with the collapse condition were obtained. Subsequently, the levels of spectral demand were increased for each of the structures under study, so that they reached the collapse displacement, which made it possible to evaluate the overstress indices associated with the failure of the structure. Finally, these values were correlated with the capacity curves. For shorter structures, it was determined that overstress indices greater than a value of 1.9, both in columns and beams, are associated with the collapse of the structure. In the tallest buildings, it was discovered that overstress values close to 1.9 in beams and 1.2 in columns indicate the collapse condition.

Keywords: capacity curves, design, displacement, nonlinear static analysis of progressive plasticization, overstress indices.

INTRODUCCIÓN

El diseño de estructuras empleando las normativas sismo-resistentes tiene como objetivo primordial salvaguardar la vida ante posibles eventos sísmicos. La filosofía del diseño sísmico establece que, para eventos de baja intensidad, no debe ocurrir ningún tipo de daño; para sismos de mediana intensidad, pueden ocurrir daños en elementos no estructurales, pero sin afectar elementos estructurales; y para eventos de gran intensidad, pueden ocurrir daños en elementos estructurales, pero sin que se genere un colapso de la estructura.

La clave del diseño sismo-resistente reside en la preservación de la vida, garantizando que, a pesar de los daños que pueda sufrir la estructura, esta no colapsará, previniendo pérdidas humanas y económicas significativas. Este principio enfatiza la importancia de cumplir con los estándares y protocolos establecidos en el diseño y construcción de edificaciones, priorizando la seguridad y la integridad estructural en todas las circunstancias.

El enfoque proactivo del diseño sismo-resistente implica no solo la consideración de la resistencia estructural, sino también la implementación de medidas preventivas y estrategias de mitigación de riesgos. Asimismo, promueve la conciencia pública sobre la importancia de construir edificaciones resilientes que puedan resistir eventos sísmicos adversos y proteger a las personas que las ocupan.

En última instancia, el diseño sísmico responsable contribuye a la creación de comunidades más seguras y resilientes, donde las estructuras no solo son capaces de resistir la fuerza de los sismos, sino que también proporcionan un entorno seguro y protegido para sus habitantes en todo momento.

La vulnerabilidad sísmica de una estructura, un grupo de estructuras o una zona urbana completa, se define como su predisposición intrínseca a sufrir daño ante la ocurrencia de un movimiento sísmico y está asociada directamente con sus características físicas y estructurales de diseño (Barbat, 1998). Esta vulnerabilidad se expresa mediante la relación entre la capacidad y la demanda que puede tener cualquier estructura.

En este sentido, la literatura y en la normatividad técnica, como es el Reglamento Colombiano de Diseño y Construcción Sismo Resistente NSR-10, se proponen alternativas para evaluar la vulnerabilidad sísmica de una estructura. Esto se realiza ya sea mediante el empleo de los índices de sobreesfuerzo o a través de un análisis no lineal estático de plastificación progresiva.

Es por ello que el capítulo A.10 de la NSR-10, establece los lineamientos para realizar un análisis de vulnerabilidad sísmica de una edificación. Para ello, se requiere determinar los índices de sobreesfuerzo individuales de todos los elementos estructurales de la edificación. Este análisis considera las relaciones entre la demanda sísmica de esfuerzos y la capacidad de resistirlos. De acuerdo con esto, se formula una hipótesis de secuencia de falla de la edificación, basada en la línea de menor resistencia. Luego, se identifica la incidencia de la falla progresiva de los elementos, comenzando con aquellos que presentan un mayor índice de sobreesfuerzo. Posteriormente, se define un índice de sobreesfuerzo general de la edificación, el inverso de este índice expresa la vulnerabilidad de la edificación como una fracción de la resistencia.

Con base en lo anterior, para todos los elementos de la estructura y para todos los efectos, como cortante, flexión, torsión, entre otros, se debe dividir la fuerza o esfuerzo (demanda) exigido al aplicar las solicitaciones equivalentes, mayoradas y para las combinaciones de carga, por la resistencia efectiva del elemento (capacidad). El índice de sobreesfuerzo para toda la estructura corresponderá al mayor valor obtenido de estos cocientes entre los elementos que puedan poner en peligro la estabilidad general de la edificación.

No obstante, también se emplea un procedimiento no lineal estático de plastificación progresiva, conocido como "push-over", que ha sido adoptado en varias metodologías estándar para la evaluación y rehabilitación sísmica de edificaciones. Entre estas metodologías se incluyen: los Criterios Recomendados de Diseño Sísmico para Edificios con Estructura de Acero Resistente a Momentos (FEMA 350, 2000) Pre-estándar y Comentarios para la Rehabilitación Sísmica de Edificios (FEMA 356, 2000) y Evaluación Sísmica y Mejoramiento de Edificios (ATC 40, 1996).

El análisis no lineal estático constituye la base de los procedimientos de estimación de pérdidas por sismos contenidos en HAZUS (NIBS, 1999), el modelo de estimación de pérdidas sísmicas de la Agencia Federal para el Manejo de Emergencias de los Estados Unidos (FEMA). Este análisis implica la aplicación gradual de cargas horizontales a la edificación, simulando una serie de incrementos en la intensidad sísmica. Además, genera las curvas de capacidad, que ilustran la relación entre la resistencia de la edificación y su desplazamiento.

En este contexto, surge la posibilidad de correlacionar los índices de sobreesfuerzo de los elementos individuales con las gráficas de capacidad, generadas a través de un análisis no lineal estático de plastificación progresiva. El propósito es determinar la coherencia entre estas dos metodologías previamente mencionadas, con el fin de evaluar la relación que existe entre los resultados obtenidos mediante ambos métodos.

Con el fin de alcanzar este objetivo, se procedió a diseñar dos edificaciones hipotéticas con diferentes alturas, empleando el análisis modal espectral asistido por un software comercial y siguiendo los procedimientos y lineamientos establecidos en la NSR-10. Inicialmente, se llevó a cabo un análisis donde se dispuso el acero recomendado por el programa de computadora de modo que los índices de sobreesfuerzo de los elementos (columnas y vigas) se acercaran a 1.0 para una carga definida según el espectro de diseño. Esto implica que la demanda será igual a la resistencia nominal del elemento.

Posteriormente, se aumentaron los niveles de excitación con el objetivo de que los índices de sobreesfuerzo superaran el valor de 1.0, indicando que la demanda excede la capacidad del elemento y provocando daños en ambas estructuras. Esto se hizo con el propósito de establecer una correlación entre los resultados obtenidos por ambos métodos.

Ambas edificaciones se diseñaron como sistemas de pórticos de concreto reforzados resistentes a momentos con una configuración simétrica, con el propósito de eliminar la influencia de las irregularidades en el proceso de diseño. Las estructuras tienen una altura de entrepiso de 3.0 m y tres luces con una separación uniforme entre ejes de 4.0 m. La primera edificación (Estructura tipo 1) consta de 4 niveles, con una altura total de 12.0 m, mientras que la segunda (Estructura tipo 2) tiene 15 niveles, alcanzando una altura total de 45.0 m.

Durante el modelado de estas estructuras, se ajustaron las dimensiones y las secciones de los elementos estructurales para cumplir estrictamente con los requisitos de las derivas máximas permitidas por la NSR-10, (uno por ciento de la altura de entre piso). Además, la evaluación de cargas se llevó a cabo siguiendo las recomendaciones del Título B de la NSR-10, y se instaló la cantidad exacta de acero sugerida por el programa de diseño.

Luego de calcular los índices de sobreesfuerzo, se procedió a evaluar la respuesta estructural de ambas edificaciones sometiéndolas a niveles de excitación más intensos, para esto se llevaron a cabo incrementos de 2.0, 2.5 y 3.0 veces de los espectros sísmicos originales de diseño con el propósito de obligar a las estructuras a entrar en un rango inelástico, simulando así diferentes escenarios de eventos sísmicos. Durante esta etapa, se analizó cómo varían los índices de sobreesfuerzo cuando las estructuras se enfrentan a condiciones sísmicas más intensas, proporcionando una visión de su comportamiento.

Seguidamente, se presentaron los resultados relativos a los desplazamientos máximos asociados a cada nivel de excitación de las edificaciones. Al mismo tiempo, se llevó a cabo el análisis no lineal estático “push-over” para obtener las curvas de capacidad de cada estructura. A partir de los resultados obtenidos, se propone una metodología que permite correlacionar ambos métodos de análisis basándose en los desplazamientos observados en cada edificación expuesta a los diferentes niveles de excitación.

DESCRIPCIÓN Y ANÁLISIS DE LAS ESTRUCTURAS EN ESTUDIO

Para llevar a cabo este estudio, se decidió realizar el diseño de dos estructuras utilizando sistemas de pórticos de concreto reforzado resistente a momentos, basado en un análisis modal espectral asistido por un programa de cómputo comercial, conforme a las directrices establecidas en la NSR-10. En este sentido, se procedió al análisis de dos edificaciones: una con un periodo corto y otra con un periodo más largo, con el objetivo de investigar la influencia de las variaciones en los periodos en los resultados obtenidos. A continuación, se detallan las características geométricas, propiedades fundamentales y cargas consideradas para ambas edificaciones que son objeto de estudio en esta investigación.

La Estructura tipo 1 se compone de cuatro pisos, con una altura uniforme de 3.0 m entre cada nivel. En ambas direcciones, X y Y, presenta tres luces distribuidas equitativamente, con una separación de 5.0 m entre ellas. Las columnas de esta estructura tienen una sección de 40 x 40 cm, mientras que las vigas tienen dimensiones de 30 x 30 cm. Además, se emplearon concretos con una resistencia máxima de diseño de 28 MPa y un módulo de elasticidad de 256000 kg/cm^2 (25600 MPa). El acero de refuerzo empleado especifica un esfuerzo de fluencia, f_y de 4200 kg/cm^2 (420 MPa). En la Figura 1 se ilustra el modelo estructural implementado para la estructura tipo 1.

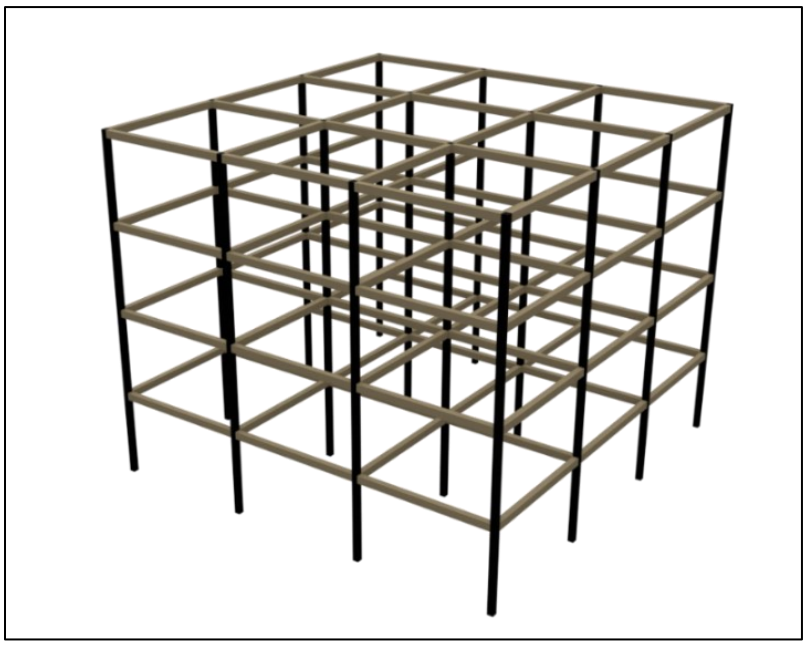

Figura 1: Modelo 3D Estructura tipo 1

Para todos los niveles de la Estructura tipo 1, se consideró una losa nervada con un espesor de 30 cm, una loseta de 5.0 cm de espesor, un ancho de nervio de 10 cm y una separación entre ejes de 1.0 m. Basándose en estas dimensiones, se evaluó una carga muerta total de 470 kg/m^2 (190 kg/m^2 de peso propio, 130 kg/m^2 de acabados y 150 kg/m^2 de particiones) para los tres primeros niveles. Esta carga se ajustó para el nivel de la cubierta, donde no se consideran acabados y disminuyendo la carga correspondiente de las particiones en 50 kg/m^2. La carga muerta de la cubierta empleada fue de 290 kg/m^2 (190 kg/m^2 de peso propio y 100 kg/m^2 de particiones). Además, se aplicó una carga viva de 180 kg/m^2 en toda la edificación. Esta evaluación de cargas se realizó siguiendo los criterios establecidos en los Capítulos B.3 y B.4 de la NSR-10.

En el análisis sísmico realizado para el modelo de la Estructura tipo 1, se consideraron las condiciones específicas de una zona clasificada como de amenaza sísmica intermedia. Las características de la zona se

traducen en un coeficiente de aceleración horizontal pico efectiva (Aa) de 0.15 y un coeficiente de velocidad horizontal pico efectiva (Av) de 0.20. Se clasificó el tipo de suelo como tipo C, lo que tuvo un impacto directo en los factores de amplificación de aceleración. El coeficiente de amplificación de aceleración en zona de periodos cortos (Fa) se estableció en 1.2, mientras que el coeficiente de amplificación de aceleración en zona de periodos intermedios (Fv) en 1.6. La edificación se enmarca en el Grupo de uso I, correspondiente a edificios de uso ordinario, con un coeficiente de importancia igual a 1. Se definió el coeficiente de disipación de energía con un valor de R igual a 5.0, lo que representa la capacidad de la estructura para disipar energía durante un evento sísmico. Además, al tratarse de una edificación con una configuración simétrica, no se contempló ningún tipo de irregularidad que se establece en el Capítulo A-3 de la NSR-10. Como resultado de este análisis, se obtuvo un período para la estructura de 0.75 s con los modos y porcentajes de participación de masa definidos en la Tabla 1.

Tabla 1: Periodos y masa participante Estructura tipo 1

Modo	Periodo (s)	Dirección X		Dirección Y		Rotación Z	
		Masa (%)	Suma (%)	Masa (%)	Suma (%)	Masa (%)	Suma (%)
1	0.75	1.03	1.03	79.49	79.49	0.00	0.00
2	0.75	79.50	80.53	1.03	80.53	0.00	0.00
3	0.65	0.00	80.53	0.00	80.53	80.96	80.96
4	0.22	11.80	92.33	0.72	81.24	0.00	80.96
5	0.22	0.72	93.04	11.80	93.04	0.00	80.96
6	0.19	0.00	93.04	0.00	93.04	12.24	93.20
7	0.11	4.79	97.83	0.40	93.44	0.00	93.20
8	0.11	0.40	98.23	4.79	98.23	0.00	93.20
9	0.98	0.00	98.23	0.00	98.23	5.07	98.27
10	0.73	0.55	98.78	1.22	99.45	0.00	98.27
11	0.73	1.22	100	0.55	100	0.00	98.27
12	0.65	0.00	100	0.00	100	1.72	100

La Estructura tipo 2 consta de 15 niveles con una altura uniforme de 3.0 m entre cada nivel. Presenta una distribución simétrica de tres luces en ambas direcciones, X y Y, con una distancia de 5.0 m entre cada una. Las columnas que conforman esta estructura tienen una sección de 50 x 50 cm, mientras que las vigas tienen dimensiones de 45 x 45 cm. Se emplearon materiales de concreto de 28 MPa con un módulo de elasticidad de 256000 kg/cm^2 (25600 MPa) y acero de refuerzo con un F_y de 4200 kg/cm^2 (420 MPa) en su diseño. En la Figura 2 se ilustra el modelo estructural implementado para la estructura tipo 2.

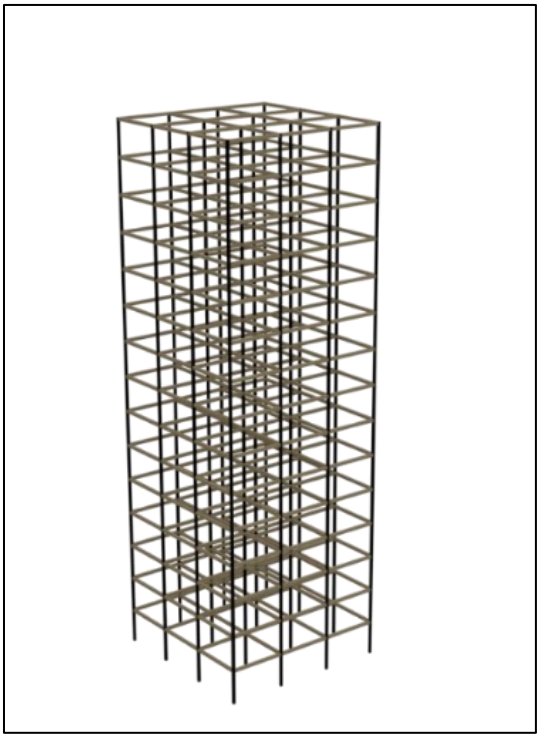

Figura 2: Modelo 3D Estructura tipo 2

Para todos los niveles de la Estructura tipo 2, se consideró una losa nervada con un espesor de 30 cm, una loseta de 5.0 cm de espesor, un ancho de nervio de 10.0 cm y una separación entre ejes de 1.0 m. Basándose en estas dimensiones, se evaluó una carga muerta total de 470 kg/m^2 (comprendiendo un peso propio de 190 kg/m^2, acabados de 130 kg/m^2 y particiones de 150 kg/m^2). Esta carga corresponde a los tres primeros niveles y se ajustó para el nivel de cubierta, considerando que en este nivel no se contempla la carga de acabados y se redujo la carga correspondiente de particiones en 50 kg/m^2. La carga muerta de la cubierta empleada fue de 290 kg/m^2 (peso propio de 190 kg/m^2 y particiones de 100 kg/m^2). Además, se aplicó una carga viva de 180 kg/m^2 en toda la edificación. Esta evaluación de cargas se llevó a cabo conforme a los criterios establecidos en los Capítulos B.3 y B.4 de la NSR-10.

De manera similar a la Estructura tipo 1, en el análisis sísmico de la Estructura tipo 2 se han considerado los mismos efectos de sitio para garantizar una comparación precisa de las respuestas estructurales ante eventos sísmicos. Esta edificación se encuentra en la Zona de amenaza sísmica intermedia, con valores de Aa y Av iguales a 0.15 y 0.20 respectivamente. El tipo de suelo, clasificado como tipo C, cuenta con valores de Fa igual a 1.2 y Fv de 1.6. Además, se le asignó un grupo de uso I, con un coeficiente de importancia igual a 1. Se estableció un coeficiente de disipación de energía R de 5.0 y se consideró una capacidad de disipación de energía de tipo DMO. Además, al tratarse de una edificación con una configuración simétrica, no se contempló ningún tipo de irregularidad que se establece en el Capítulo A-3 de la NSR-10. Como resultado de este análisis, se obtuvo un período para la estructura de 1.89 s con los modos y porcentajes de participación de masa definidos en la Tabla 2.

Tabla 2: Masa participante Estructura tipo 2

Modo	Periodo (s)	Dirección X		Dirección Y		Rotación Z	
		Masa (%)	Suma (%)	Masa (%)	Suma (%)	Masa (%)	Suma (%)
1	1.89	0.00	0.00	79.76	79.76	0.00	0.00
2	1.89	79.76	79.76	0.00	79.76	0.00	0.00
3	1.58	0.00	79.76	0.00	79.76	81.03	81.03
4	0.62	0.08	79.8	10.28	90.02	0.00	81.03
5	0.62	10.28	90.11	0.08	90.11	0.00	81.03
6	0.52	0.00	90.11	0.00	90.11	9.31	90.34
7	0.35	0.08	90.19	3.49	93.60	0.00	90.34
8	0.35	3.49	93.68	0.08	93.68	0.00	90.34
9	0.31	0.00	93.68	0.00	93.68	3.48	93.83
10	0.24	0.32	94.00	1.61	95.29	0.00	93.83
11	0.24	1.61	95.61	0.32	95.61	0.00	93.83
12	0.21	0.00	95.61	0.00	95.61	1.87	95.70
13	0.18	0.48	96.09	0.73	96.34	0.00	95.70
14	0.18	0.73	96.82	0.48	96.82	0.00	95.70
15	0.16	0.00	96.82	0.00	96.82	1.19	96.90

En la Figura 3 se muestra el espectro de aceleraciones de diseño reducido por el coeficiente de disipación de energía R empleado en el análisis de las dos estructuras objeto del presente estudio.

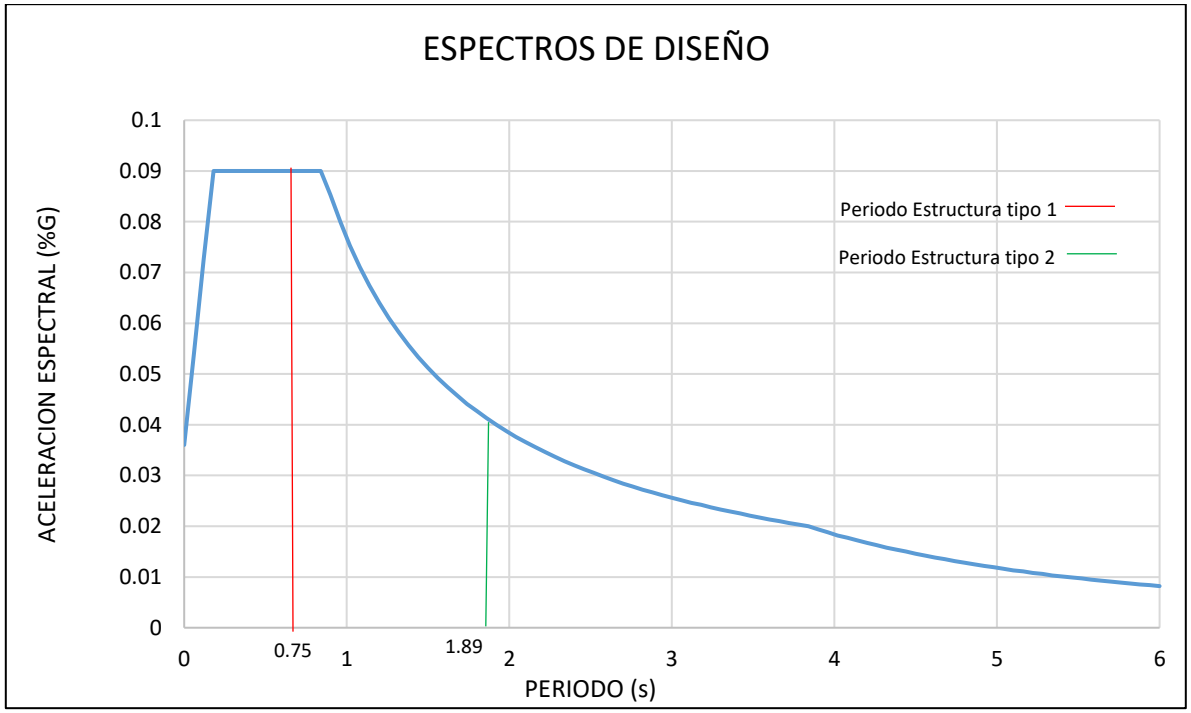

Figura 3: Espectro Elástico de Aceleraciones de Diseño (espectro reducido por R)

Después de completar la modelación con las propiedades mencionadas previamente, se procedió a evaluar las derivas de las edificaciones para asegurar que estuvieran por debajo del uno por ciento, tal como lo exige la

NSR-10, en el Capítulo A.6.4 – Límites de la deriva. Se obtuvo un valor máximo de 0.95 por ciento en la Estructura tipo 1 y de 0.77 por ciento en la Estructura tipo 2.

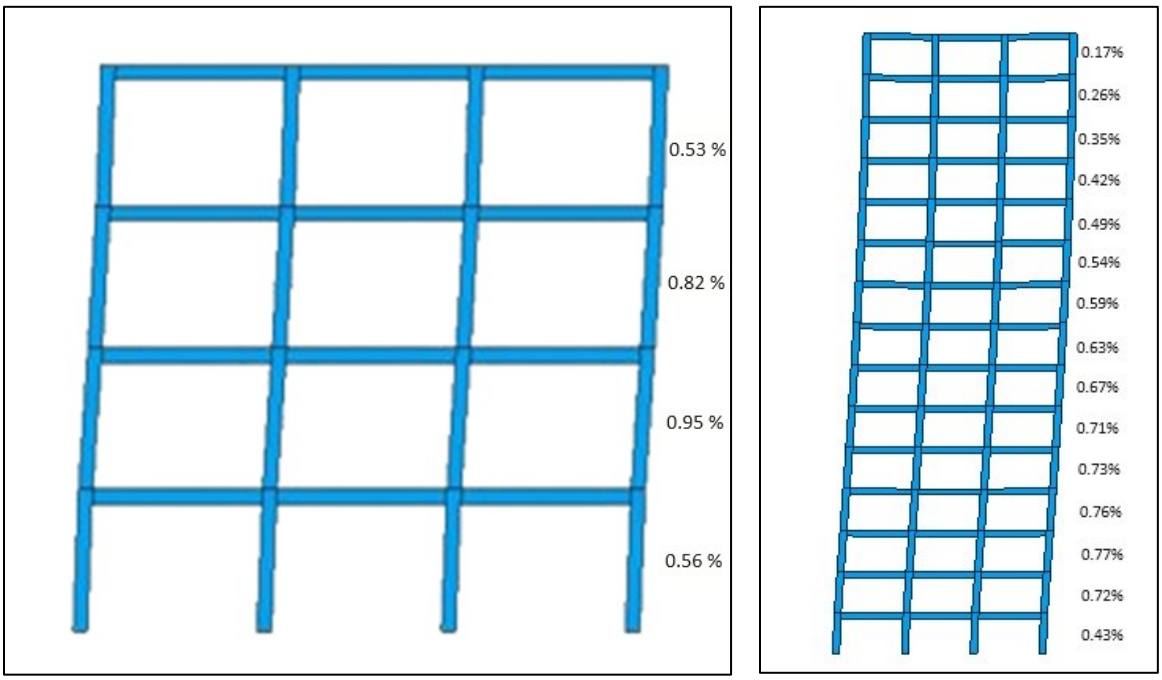

Figura 4: Derivas de entrepiso de las Estructuras tipo 1 y 2

METODOLOGÍA

Primero, se modelaron las estructuras previamente descritas utilizando un programa de computadora. Luego, se llevó a cabo el análisis correspondiente de ambas estructuras, donde se verificó que no era necesario realizar ningún ajuste dinámico para ninguna de las edificaciones, como lo indica la NSR-10, en el Capítulo A.5.4.5 – Ajuste de los resultados. Después de esta etapa, se procedió con el diseño y la asignación de las cantidades de acero sugeridas por el programa de cómputo para cada elemento de las dos edificaciones.

Se presentan los resultados obtenidos de los índices de sobreesfuerzo calculados a partir del diseño de las dos edificaciones. Posterior al cálculo de los índices de sobreesfuerzo, las edificaciones se sometieron a incrementos de 2.0, 2.5 y 3.0 veces en los espectros sísmicos originales de diseño. Durante esta etapa, se evalúa cómo los índices de sobreesfuerzo varían cuando las estructuras enfrentan condiciones sísmicas más fuertes, obteniendo valores que determinan su comportamiento. A continuación, se presentan los desplazamientos máximos generados mediante un análisis modal espectral que están asociados a las edificaciones en cada escenario de amplificación del espectro.

Además, se lleva a cabo un estudio de la capacidad de carga de la estructura mediante la implementación de un análisis no lineal estático de plastificación progresiva “push-over”. Este análisis proporciona una visión de la capacidad estructural al representar las curvas de capacidad, las cuales ilustran la relación entre la resistencia de la edificación y su desplazamiento.

Finalmente, se propone una metodología que establece una relación directa entre los índices de sobreesfuerzo y el estado de la estructura. Esta metodología se fundamenta en el análisis de las curvas de capacidad y los desplazamientos máximos asociados a dichos índices. Mediante esta propuesta metodológica, se busca mejorar

la comprensión y la evaluación del comportamiento estructural, permitiendo una toma de decisiones más informada en cuanto a medidas de refuerzo y rehabilitación de la edificación

RESULTADOS OBTENIDOS

Durante el análisis de la Estructura tipo 1, se llevaron a cabo evaluaciones de los índices de sobreesfuerzo en los elementos tipo viga y columna de cada uno de sus pisos. Según los resultados obtenidos, se observa que las vigas centrales del piso 4 exhiben el índice de sobreesfuerzo más alto entre los elementos tipo viga, registrando un valor de 0.986. Por otro lado, en el piso 3 se identifica el mayor índice de sobreesfuerzo en los elementos tipo columna, alcanzando un valor de 0.80 en los elementos centrales.

Estos hallazgos resaltan la importancia de realizar un análisis detallado de la distribución de los índices de sobreesfuerzo en diferentes elementos estructurales y niveles de la edificación. Dichos análisis proporcionan información para comprender la capacidad de carga y el comportamiento ante cargas extremas de la estructura.

Tabla 3: Índices de sobreesfuerzo Estructura tipo 1

Piso	Elemento	Mayor índice de sobreesfuerzo	Piso	Elemento	Mayor índice de sobreesfuerzo
1	Viga	0.972	1	Columna	0.499
2		0.983	2		0.599
3		0.981	3		0.803
4		0.986	4		0.331

En paralelo a las evaluaciones realizadas en la Estructura tipo 1, se llevaron a cabo análisis similares en la Estructura tipo 2, abarcando sus 15 pisos respectivos. Los resultados de estas evaluaciones revelaron que, tanto en los elementos tipo viga como en los elementos tipo columna, se alcanzó un índice de sobreesfuerzo máximo de 0.99. Además, comparar estos resultados con los obtenidos en la Estructura tipo 1 puede proporcionar una visión sobre los patrones de comportamiento sísmico y la distribución de cargas en diferentes tipos de estructuras.

Tabla 4: Índices de sobreesfuerzo Estructura tipo 2

Piso	Elemento	Mayor índice de sobreesfuerzo	Piso	Elemento	Mayor índice de sobreesfuerzo
1	Viga	0.980	1	Columna	0.998
2		0.990	2		0.992
3		0.990	3		0.944
4		0.990	4		0.864
5		0.980	5		0.786
6		0.970	6		0.731
7		0.930	7		0.702
8		0.990	8		0.638
9		0.960	9		0.577
10		0.990	10		0.556

11	Viga	0.990	11	Columna	0.514
12		0.980	12		0.503
13		0.990	13		0.537
14		0.910	14		0.686
15		0.830	15		0.310

Posteriormente, se llevó a cabo la amplificación del espectro de diseño con el propósito de someter a la Estructura tipo 1 a condiciones más exigentes. Este proceso implicó escalar el espectro en factores de 2.0, 2.5 y 3.0 veces su intensidad original. Estos valores fueron seleccionados con el fin de forzar a la estructura a enfrentar un exceso de demanda y provocar daños, lo que permitiría analizar el comportamiento de la edificación.

Los factores de amplificación del espectro de diseño representan situaciones extremas que la estructura podría experimentar en caso de un evento sísmico de gran magnitud. Al inducir estas condiciones más desafiantes, se buscaba observar cómo variarían los valores de los índices de sobreesfuerzo previamente calculados frente a estas nuevas circunstancias.

Tras la amplificación del espectro de diseño a 2.0 en la Estructura tipo 1, se observaron los siguientes resultados: En el primer piso, el mayor índice de sobreesfuerzo, correspondiente a las vigas, alcanzó un valor de 1.321. En el segundo piso, este índice se elevó a 1.379. Posteriormente, en el tercer piso, las vigas alcanzaron su máximo índice de sobreesfuerzo, con un valor de 1.428, mientras que, en el cuarto piso, este indicador fue de 1.338. En cuanto a las columnas del primer piso, se obtuvo un índice de sobreesfuerzo máximo de 1.10. En el segundo piso, este valor disminuyó a 0.66, mientras que en el tercer piso fue de 0.80 y en el cuarto piso de 0.50.

Para la amplificación del espectro de diseño a 2.5, se obtuvieron los siguientes resultados en la Estructura tipo 1: En el primer piso, el mayor índice de sobreesfuerzo en vigas alcanzó un valor de 1.652, mientras que en el segundo piso se registró un índice de 1.774. En el tercer piso, el máximo índice de sobreesfuerzo en vigas fue de 1.651, y en el cuarto piso, alcanzó un valor de 1.521. Respecto a las columnas del primer piso, se obtuvo un índice de sobreesfuerzo máximo de 1.47, seguido de 0.80 en el segundo piso, 0.87 en el tercer piso y 0.59 en el cuarto piso.

Tras la aplicación de una amplificación del espectro de diseño de 3.0 en la Estructura tipo 1, se evidenciaron resultados notables. En el primer piso, el índice de sobreesfuerzo más alto en vigas alcanzó un valor de 2.071. En el segundo piso, se registró un índice de 2.221. Asimismo, en el tercer piso, el índice máximo de sobreesfuerzo en vigas fue de 1.874, mientras que en el cuarto piso alcanzó 1.710. En cuanto a las columnas, en el primer piso se obtuvo un índice de sobreesfuerzo máximo de 1.80, seguido de 0.98 en el segundo piso, 1.03 en el tercer piso y 0.71 en el cuarto piso.

Tabla 5: Índices de sobreesfuerzo Estructura tipo 1 – Espectro amplificado por 2.0

Piso	Elemento	Mayor índice de sobreesfuerzo	Piso	Elemento	Mayor índice de sobreesfuerzo
1	Viga	1.321	1	Columna	1.10
2		1.379	2		0.66
3		1.428	3		0.80
4		1.338	4		0.50

Tabla 6: Índices de sobreesfuerzo Estructura tipo 1 – Espectro amplificado por 2.5

Piso	Elemento	Mayor índice de sobreesfuerzo	Piso	Elemento	Mayor índice de sobreesfuerzo
1	Viga	1.652	1	Columna	1.47
2		1.774	2		0.80
3		1.651	3		0.87
4		1.521	4		0.59

Tabla 7: Índices de sobreesfuerzo Estructura tipo 1 – Espectro amplificado por 3.0

Piso	Elemento	Mayor índice de sobreesfuerzo	Piso	Elemento	Mayor índice de sobreesfuerzo
1	Viga	2.071	1	Columna	1.80
2		2.221	2		0.98
3		1.874	3		1.03
4		1.710	4		0.71

Siguiendo la metodología aplicada a la Estructura tipo 1, se procedió a aplicar un espectro de diseño amplificado por un factor de 2.0 en la Estructura tipo 2. Los resultados correspondientes a este análisis son los siguientes: En el caso de los elementos tipo viga, se registró que el índice de sobreesfuerzo máximo se presentó en el piso 4 con un valor de 1.89. Por otro lado, en lo que respecta a los elementos tipo columna, se obtuvo un índice de 1.16 en el piso 1.

Tabla 8: Índices de sobreesfuerzo Estructura tipo 2 – Espectro amplificado por 2.0

Piso	Elemento	Mayor índice de sobreesfuerzo	Piso	Elemento	Mayor índice de sobreesfuerzo
1	Viga	1.820	1	Columna	1.156
2		1.740	2		0.992
3		1.750	3		1.043
4		1.890	4		0.966
5		1.780	5		0.918
6		1.800	6		0.883
7		1.680	7		0.827
8		1.700	8		0.767
9		1.640	9		0.708
10		1.510	10		0.673
11		1.460	11		0.617
12		1.370	12		0.555
13		1.220	13		0.538

14	Viga	1.040	14	Columna	0.693
15		0.860	15		0.359

Esta comparación de ambas edificaciones proporciona una visión de sus respuestas frente a las cargas sísmicas amplificadas, lo que contribuye al entendimiento de su desempeño estructural por medio de los índices de sobreesfuerzo.

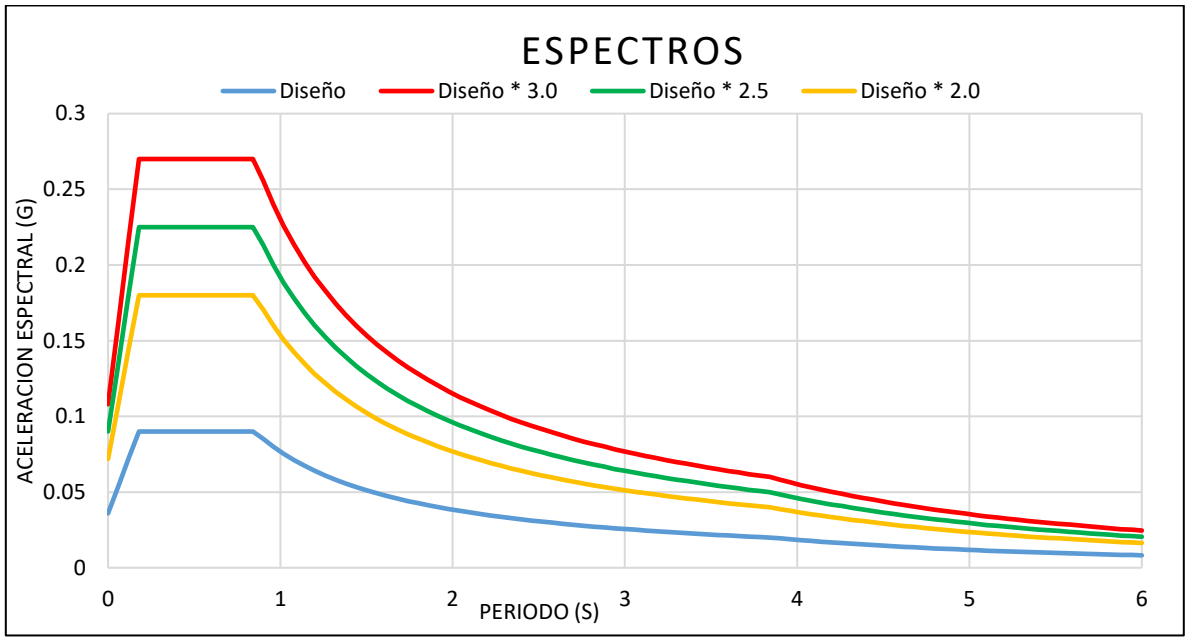

Figura 4: Espectros de aceleraciones de diseño amplificados (espectros reducidos por R)

Posteriormente, se llevó a cabo el cálculo de los desplazamientos máximos derivados del análisis modal espectral de las dos edificaciones objeto de estudio. Este enfoque permitió evaluar la respuesta de las estructuras ante las diversas amplificaciones del espectro de diseño desde otra perspectiva.

Este análisis de desplazamientos máximos tiene como objetivo comprender cómo las estructuras responden a las cargas sísmicas bajo diferentes condiciones. Este proceso proporciona información sobre la capacidad de las edificaciones para resistir y absorber energía durante eventos sísmicos. La evaluación de los desplazamientos máximos complementa los datos obtenidos de los índices de sobreesfuerzo y otros parámetros estructurales, brindando una visión del comportamiento sísmico de las edificaciones. Esta perspectiva holística tiene como finalidad la toma decisiones informadas en términos de diseño, construcción y seguridad estructural, contribuyendo así a la mitigación del riesgo sísmico y a la protección de vidas y propiedades.

El principio de que la carga vertical no genera desplazamiento horizontal es fundamental para comprender las relaciones entre los desplazamientos y los factores de amplificación del sismo. En este contexto, es importante destacar que los desplazamientos están directamente relacionados con los factores de amplificación del espectro de diseño, los cuales determinan la respuesta de la estructura frente a un evento sísmico.

En el caso específico de la Estructura tipo 1, se observa que los desplazamientos máximos aumentan de manera proporcional al incremento de la amplificación del espectro de diseño. Por ejemplo, bajo el espectro de diseño original, se registra un desplazamiento máximo de 8.55 cm. Sin embargo, al aplicar una amplificación de 2.0 veces, este valor se duplica alcanzando los 17.11 cm. A medida que se aumenta la amplificación a 2.5 veces y 3.0 veces, los desplazamientos máximos continúan incrementándose, llegando a 21.39 cm y 25.67 cm, respectivamente. Respecto a la Estructura tipo 2, se observaron los siguientes desplazamientos máximos

asociados a las mismas amplificaciones: inicialmente, bajo el espectro de diseño original, se obtuvo un desplazamiento máximo de 23.75 cm. Posteriormente, al aplicar una amplificación de 2.0 veces el espectro de diseño, este valor se duplicó, alcanzando los 47.50 cm.

En la siguiente etapa de este estudio, se llevó a cabo un análisis no lineal estático de plastificación progresiva "push-over". Este análisis consiste en aplicar fuerzas horizontales incrementales en puntos estratégicos de la estructura, simulando un empuje gradual sobre el edificio. Este análisis permite identificar la respuesta estructural y la distribución de desplazamientos y esfuerzos en sus elementos. Los resultados de este análisis se representan mediante curvas de capacidad, que ilustran la relación entre el cortante basal y los desplazamientos máximos de la estructura.

Este enfoque de análisis se realiza para comprender el comportamiento global de la estructura frente a cargas horizontales significativas. La representación gráfica de las curvas de capacidad proporciona una visualización de la capacidad de carga de la edificación y su capacidad para resistir deformaciones bajo condiciones extremas.

La información obtenida de este análisis se usa para evaluar la seguridad y la integridad estructural del edificio, así como para identificar posibles áreas de mejora y optimización en términos de diseño y refuerzo. La aplicación de técnicas de análisis, como el "push-over", contribuye a una comprensión más completa de la respuesta sísmica de las estructuras y ayuda a tomar decisiones informadas para mejorar su capacidad de resistencia ante eventos adversos.

ANÁLISIS DE RESULTADOS

En el siguiente segmento, se procederá a la consolidación de los resultados obtenidos a partir de los análisis previos. Esta etapa del estudio tiene como objetivo principal proporcionar una visión de la respuesta estructural de las edificaciones frente a condiciones sísmicas variables. Al combinar los índices de sobreesfuerzo, los desplazamientos obtenidos del análisis modal espectral y las curvas de capacidad derivadas del análisis "push-over", se busca establecer conexiones significativas y profundizar en la comprensión de cómo estas estructuras se comportan bajo distintos eventos sísmicos.

La integración de estos datos permitirá identificar patrones y tendencias en la respuesta sísmica de las edificaciones, Además, esta fase de consolidación facilitará la comparación y la evaluación de la eficacia de las estrategias de mitigación de riesgos implementadas en cada estructura.

El análisis conjunto de los resultados también contribuirá a mejorar la capacidad predictiva de modelos y herramientas de ingeniería estructural, lo que a su vez fortalecerá la capacidad de planificación y respuesta ante eventos sísmicos futuros. En última instancia, esta síntesis de datos permitirá generar recomendaciones y directrices para la mejora continua de la seguridad y la resiliencia de las edificaciones frente a amenazas sísmicas

A continuación, se presentan las curvas de capacidad de ambas edificaciones. En estas gráficas, se han incorporado divisiones con el fin de establecer rangos delimitados por los desplazamientos e índices de sobreesfuerzo asociados a los eventos sísmicos aplicados. Esto permite evaluar el estado de las estructuras en función de la relación entre los índices de sobreesfuerzo y los desplazamientos asociados a estos.

Estas curvas de capacidad proporcionan una representación visual de la capacidad de carga y el comportamiento estructural de las edificaciones bajo diferentes condiciones sísmicas. Al delinear los rangos de desplazamientos e índices de sobreesfuerzo, se facilita la interpretación de cómo las estructuras responden ante distintos niveles de demanda sísmica.

La evaluación de estas curvas permite identificar áreas de la estructura que pueden estar operando dentro de un rango seguro, así como aquellas que podrían estar experimentando niveles de sobreesfuerzo en relación con los desplazamientos registrados. Esta información es para orientar la toma de decisiones en términos de diseño estructural, mantenimiento y, en última instancia, la seguridad de las edificaciones frente a eventos sísmicos.

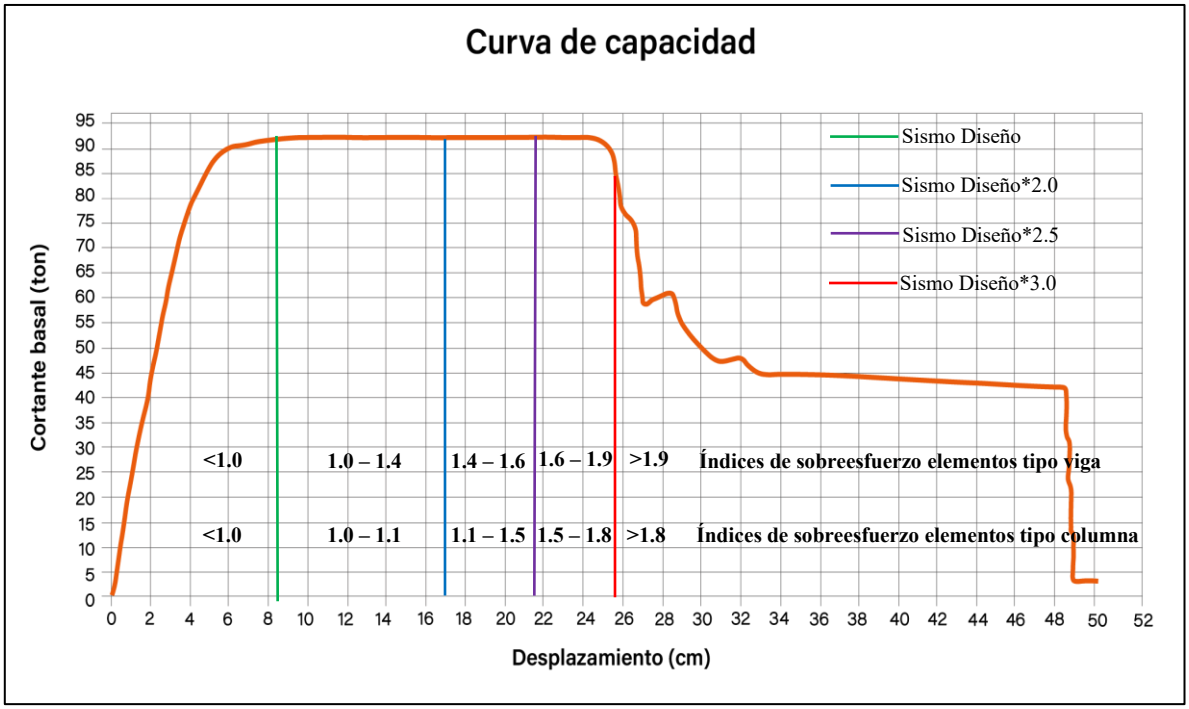

Figura 5: Curva de capacidad Estructura tipo 1

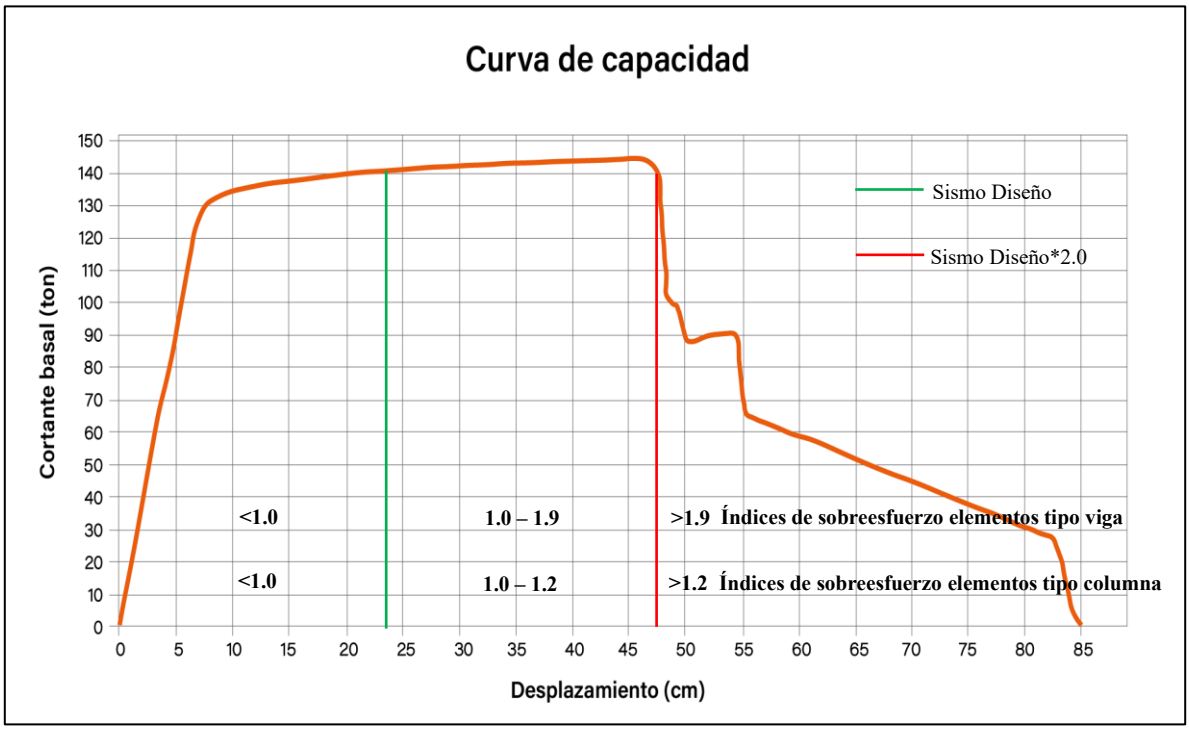

Figura 6: Curva de capacidad Estructura tipo 2

CONCLUSIONES

Los resultados obtenidos para la Estructura tipo 1 revelan que el desplazamiento que conduce al colapso de la estructura es de aproximadamente 25 cm. Al evaluar la capacidad de la estructura en términos de desplazamiento, considerando 25 cm como el 100 por ciento, se puede asignar un porcentaje a cada nivel de excitación de la siguiente manera: para el Sismo Diseño, se asignaría un 35 por ciento; para el Sismo Diseño2.0, un 70 por ciento; para el Sismo Diseño2.5, un 85 por ciento; y finalmente, para el Sismo Diseño*3.0, se alcanzaría el 100 por ciento, lo que corresponde al escenario de colapso de la estructura.

Estos resultados proporcionan una comprensión cómo la estructura responde a diferentes niveles de excitación sísmica y su capacidad para resistir dichos eventos. La asignación de porcentajes a los diferentes niveles de excitación permite visualizar de manera efectiva la progresión del desplazamiento y la carga sobre la estructura a medida que aumenta la intensidad del sismo.

Este análisis permite evaluar la seguridad estructural y detectar posibles vulnerabilidades en las estructuras existentes en nuestro entorno urbano. Además, actúa como una herramienta para la toma de decisiones en cuanto al diseño y refuerzo estructural, con el propósito de asegurar la resistencia y estabilidad de los edificios ante eventos sísmicos.

De esta manera, se puede asignar un valor de índice de sobreesfuerzo a los elementos en relación con la capacidad de la estructura. Según los resultados obtenidos, un índice de sobreesfuerzo inferior a 1.0 para elementos tipo viga y columna en edificios de baja altura indicaría que la estructura ha alcanzado aproximadamente el 35 por ciento de su capacidad. Para índices de sobreesfuerzo en elementos tipo viga y columna en el rango de 1.0 a 1.4 y 1.0 a 1.1 respectivamente, se establece que la estructura ha alcanzado entre el 35 y el 70 por ciento de su capacidad. Asimismo, para índices de sobreesfuerzo en elementos tipo viga y columnas en el rango de 1.4 a 1.6 y 1.1 a 1.5 respectivamente, se establece que la estructura ha alcanzado entre el 70 y el 85 por ciento de su capacidad. En el caso de índices de sobreesfuerzo en elementos tipo viga y columna en el rango de 1.6 a 1.9 y 1.5 a 1.8 respectivamente, se determina que la estructura ha alcanzado entre el 85 y el 100 por ciento de su capacidad. Finalmente, cuando los índices de sobreesfuerzo en elementos tipo viga y columna superan 1.9 y 1.8 respectivamente, se concluye que la estructura está sobrepasando su capacidad, lo que se relaciona con un escenario de colapso.

Adicionalmente, basándose en los resultados obtenidos, se establece que para el colapso de la estructura se tiene que el 40 por ciento de los elementos tipo viga poseen un índice de sobreesfuerzo igual o mayor a 1.9, mientras que en elementos tipo columna solo bastó que el 1.5 por ciento de estos elementos tuvieran un índice de sobreesfuerzo igual o mayor a 1.8. Estos elementos tipo columna corresponden a los del primer nivel de la edificación.

Esta evaluación de los índices de sobreesfuerzo proporciona una comprensión del comportamiento estructural y de las condiciones de carga a las que están expuestas las edificaciones. Estos datos ayudan a la evaluación de la seguridad y la estabilidad de las estructuras, así como para la implementación de medidas de refuerzo y mantenimiento adecuadas para prevenir posibles escenarios de colapso.

Los resultados obtenidos en la Estructura tipo 2 indican que el colapso se vincula con un desplazamiento de aproximadamente 47 cm. Al evaluar la capacidad de esta estructura en términos de desplazamientos, de manera análoga a la Estructura tipo 1, se establece que un desplazamiento de 47 cm representa el 100 por ciento de la capacidad. Al asignar un porcentaje a cada nivel de excitación al que fue sometida esta estructura, se obtiene lo siguiente: para el Sismo de Diseño se le asignaría un 50 por ciento, lo que corresponde a un rango de índices de sobreesfuerzo inferiores a 1.0 tanto para elementos tipo viga como para elementos tipo columna. Mientras que para el Sismo de Diseño*2, alcanzaría entre el 50 y el 100 por ciento de su capacidad, lo que estaría asociado a un rango de índices de sobreesfuerzo para elementos tipo viga y columna de 1.0 a 1.9 y 1.0 a 1.2 respectivamente. Por último, cuando los índices de sobreesfuerzo en elementos tipo viga y columna superan 1.9 y 1.2 respectivamente, corresponde a un escenario de colapso en donde se estaría sobrepasando la capacidad de la estructura.

Estos valores permiten la evaluación del estado de una edificación preexistente que exhiba deficiencias estructurales. Este análisis facilita la toma de decisiones informadas, permitiendo la implementación de medidas pertinentes para la evacuación y/o rehabilitación de la edificación afectada. Así, la información proporcionada por estos valores no solo sirve como indicador del grado de deterioro estructural, sino que también se erige como una herramienta para guiar estrategias efectivas destinadas a mitigar riesgos y garantizar la seguridad de los ocupantes y del entorno circundante.

La evaluación de estos valores brinda una visión del estado de la edificación y ayuda a priorizar las acciones necesarias para abordar las deficiencias estructurales identificadas. Además, permite a los responsables de la seguridad estructural y los organismos reguladores tomar decisiones fundamentadas sobre la viabilidad de ocupación y el alcance de las intervenciones requeridas para mejorar la integridad estructural del edificio.

En última instancia, el uso de estos valores como guía para la toma de decisiones contribuye a la protección de la vida humana y la propiedad, así como a la reducción del riesgo de pérdidas económicas y humanas asociadas con eventos potencialmente catastróficos. La implementación de medidas correctivas basadas en esta evaluación fortalece la resiliencia de las edificaciones y promueve entornos urbanos más seguros y sostenibles para las comunidades.

Los análisis realizados permiten determinar que la capacidad de un edificio se ve influenciada por diversos factores. En edificios bajos, un porcentaje significativo de la capacidad estructural se atribuye a las demandas de cargas gravitacionales, como la carga viva y la carga muerta. En contraste, a medida que la altura de una edificación aumenta, la situación tiende a invertirse, y un porcentaje considerable de la capacidad comienza a ser regido por las cargas sísmicas. Por lo tanto, al multiplicar estas últimas por un factor, la demanda total experimenta un aumento mucho más pronunciado en edificios de mayor altura en comparación con los edificios bajos. Este fenómeno podría explicar lo que se refleja en las gráficas de las curvas de capacidad e índices de sobreesfuerzo en los elementos.

Este análisis subraya la importancia de considerar la altura de un edificio al evaluar su capacidad estructural y su respuesta ante cargas sísmicas. La distribución de las cargas y la influencia relativa de los diferentes factores en la capacidad del edificio son aspectos que deben ser tenidos en cuenta en el diseño y la evaluación de la seguridad estructural de las edificaciones de distintas alturas.

El análisis de la curva de capacidad de la Estructura 2, especialmente en relación con los desplazamientos del sismo de diseño reducido y los índices de sobreesfuerzo, plantea un interesante interrogante sobre la discrepancia entre la plastificación observada en la curva y los valores de los índices de sobreesfuerzo. En contraste con la Estructura tipo 1, donde la plastificación parece iniciarse para el sismo de diseño reducido y el índice de sobreesfuerzo es cercano a 1.0, en la Estructura 2 se observa una plastificación importante de la edificación para los mismos desplazamientos del sismo de diseño reducido, a pesar de que los índices de sobreesfuerzo son menores a 1.0.

Estos hallazgos resaltan la importancia de comprender cómo varía la capacidad estructural con la altura del edificio y cómo esto puede influir en la respuesta sísmica. Además, destacan la necesidad de desarrollar estrategias de diseño sísmico más precisas y efectivas, así como la implementación de medidas de mitigación de riesgos adecuadas en áreas propensas a eventos sísmicos.

Es posible que las diferencias en el comportamiento de las Estructuras tipo 1 y 2 estén relacionadas con diversos factores, como la geometría, la rigidez lateral, la distribución de masa y la capacidad de disipación de energía. La plastificación temprana en la Estructura tipo 2 podría indicar que, a pesar de tener una capacidad de resistencia suficiente para resistir el sismo reducido, la estructura está experimentando deformaciones plásticas significativas.

Las discrepancias entre la capacidad de diseño y el comportamiento real de las estructuras destacan la importancia de implementar medidas de mitigación de riesgos adecuadas. Esto puede incluir la mejora de la capacidad estructural mediante técnicas de refuerzo, el diseño de sistemas de disipación de energía, la selección

de materiales adecuados y la adopción de estrategias de diseño sísmico avanzadas. Al comprender las limitaciones y los desafíos asociados con el diseño sísmico, se pueden desarrollar soluciones más efectivas para garantizar la seguridad y la resiliencia de las estructuras frente a eventos sísmicos.

REFERENCIAS

A. H. Barbat, *El riesgo sísmico en el diseño de edificios*. Madrid, España, 1998.

Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, *Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente NSR-10*. Bogotá, Colombia: Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010.

Federal Emergency Management Agency, *FEMA 350: Recommended Seismic Design Criteria for New Steel Moment-Frame Buildings*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2000.

Federal Emergency Management Agency, *FEMA 356: Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency, 2000.

Applied Technology Council, *ATC 40: Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, SSC Report No. 96-01*. Seismic Safety Commission, State of California, Sacramento, California: Developed by the Applied Technology Council, Redwood City, CA, 1996.

National Institute of Building Sciences, *HAZUS99 Technical Manual*. Washington, D.C.: National Institute of Building Sciences, 1999.