

Comparación cuantitativa entre el método de diseño sísmico por desplazamiento y el diseño basado en fuerzas de la nsr-10. Caso de estudio: edificio de pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía

German Andrés Moreno Yáñez

Trabajo de Grado para Optar al Título de Ingeniero Civil

Director

Ricardo Cruz Hernández

Doctor en Ciencias Técnicas

Codirector

Nicolás Moreno Yáñez

M.Eng Ingeniería Estructural

Universidad Industrial de Santander

Facultad de Fisicomecánicas

Escuela de Ingeniería Civil

Ingeniería Civil

Bucaramanga

2022

Dedicatoria

Primero, a mis papás, Eugenia Yáñez y German Moreno, que me han apoyado de manera absurda en todo sentido para poder desarrollarme no sólo como profesional, sino también como persona.

Segundo, a mi codirector, profesor, hermano y amigo, Nicolás Moreno, que me apoyó más allá del deber en este camino a ser ingeniero civil, en especial con este proyecto.

Tercero, mi mejor amiga Alejandra Castellanos, que fue mi compañera y apoyo en todas las carreras, no me dejó sólo cuando más la necesité.

Agradecimientos

Quisiera agradecer a mi familia, no sé cómo podría lograr algo sin ellos, ese apoyo y amor me permite ser la persona que soy.

Tabla de Contenido

	Pág.
Introducción.....	12
1. Objetivos	15
1.1. Objetivo general	15
1.2. Objetivos específicos	15
2. Metodología.....	16
2.1. Preliminares.....	16
2.1.1. Estructura propuesta:	16
2.1.2. Localización de la estructura:	16
2.1.3. Predimensionamiento:.....	16
2.1.4. Cargas gravitacionales:	19
2.2. Obtención de fuerzas de diseño	21
2.2.1. Espectro de diseño:	21
2.2.2. Cortante basal:	27
2.2.3. Distribución del cortante basal en los diferentes niveles:	28
2.3. Diseño de elementos estructurales.....	37
3. Análisis de resultados	43
3.1. Secciones transversales de elementos estructurales	43
3.2. Cortante Basal	44
3.3. Fuerzas por nivel.....	45
3.4. Momento máximo en vigas por nivel	46

3.5.	Cortante máximo en vigas por nivel	49
3.6.	Diagramas de flexo-compresión	52
4.	Conclusiones.....	56
	Bibliografía.....	58

Lista de Tablas

Tabla 1. Cargas gravitacionales	20
Tabla 2. Cálculos de desplazamiento de diseño y altura efectiva.....	24
Tabla 3. Fuerza horizontal equivalente en cada nivel.....	29
Tabla 4. Fuerzas laterales por sismo en cada nivel.....	29
Tabla 5. Momento de vuelco	30
Tabla 6. Cortante y momento debido a sismo en elementos a flexión (Vigas)	31
Tabla 7. Solicitaciones sísmicas amplificadas y coeficiente de amplificación dinámica por nivel	34
Tabla 8. Solicitaciones sísmicas para elementos a compresión (Columnas).....	35
Tabla 9. Solicitaciones de axial por columna tipo y momentos por gravitacionales.....	36
Tabla 10. Solicitaciones de axial y momento para cada combinación de carga.....	36
Tabla 11. Comparación de fuerzas por piso	45
Tabla 12. Comparación de momentos máximos por piso	48
Tabla 13. Comparación de cortantes máximos por piso	51

Lista de Figuras

Figura 1. Planta estructural para el diseño basado en fuerzas	18
Figura 2. Planta estructural para el diseño basado en desplazamientos	19
Figura 3. Sección losa aligerada	20
Figura 4. Espectro Elástico de aceleraciones de diseño	22
Figura 5. Espectro de desplazamientos de diseño.....	23
Figura 6. Distribución de fuerzas sísmicas a elementos estructurales en una de las direcciones ortogonales principal.....	32
Figura 7. Despiece de viga para el diseño basado en fuerzas.....	40
Figura 8. Despiece de viga para el diseño directo basado en desplazamientos	40
Figura 9. Despieces de columnas por ambos diseños	41
Figura 10. Diagramas de momentos máximos de vigas por nivel.....	44
Figura 11. Diagramas de momentos máximos de vigas por nivel.....	46
Figura 12. Diagramas de cortante máximos de vigas por nivel.....	49
Figura 13. Diagramas de momentos máximos de vigas por nivel.....	52

Lista de Apéndices

Apéndice 1: Diseño Basado en Fuerzas

Apéndice 2: Diseño Directo Basado en Desplazamientos

Los apéndices están adjuntos y puede visualizarlos en la base de datos de la biblioteca UIS

Glosario

Cortante basal: El cortante basal en una edificación es la acumulación progresiva de las fuerzas cortantes de cada piso, el cual se refleja en la base del mismo. Estos cortantes en cada piso no son más que la aplicación de la fuerza sísmica en un nivel determinado y que se va acumulando a medida que nos vamos acercando a la base.

Deformación elástica: Cambio temporal de forma producido por una fuerza mecánica dentro del límite elástico del material bajo presión, recuperando la forma y dimensión originales al retirar la fuerza deformante.

Deformación plástica: Cambio en la estructura de un material al aplicar una fuerza deformante, tal que, al retirar dicha fuerza, el material no puede regresar a su estado original.

Ductilidad: Propiedad que permite a materiales deformarse plásticamente de manera sostenible y sin romperse al tener aplicada una fuerza

Fluencia del acero: Se refiere al final de la zona elástica e inicio de la zona plástica del material. Lo que quiere decir que al superar este límite se generara una deformación permanente.

Resumen

Título: Comparación cuantitativa entre el método de diseño sísmico por desplazamiento y el diseño basado en fuerzas de la nsr-10. Caso de estudio: edificio de pórticos de concreto con capacidad especial de disipación de energía.

Autor: German Andrés Moreno Yáñez

Palabras Clave: Diseño basado en desplazamientos, Diseño basado en fuerzas, Edificio aporticado, Concreto reforzado, Diseño sísmico, Código de diseño sísmico.

Descripción: Este estudio presenta una comparación cuantitativa entre el método basado en fuerzas propuesto por la norma colombiana de diseño sísmico, NSR-10 y el método de diseño directo basado en desplazamientos. Como caso de estudio, se seleccionó un edificio de 3 pisos, con pórticos en concreto reforzado como sistema de resistencia sísmica, vanos de 6 metros medidos eje a eje, localizado en la ciudad de Bucaramanga, Santander, Colombia, en un suelo tipo C. Esta, al ser una zona de amenaza sísmica alta, la NSR-10 exige un diseño con demanda especial de energía, DES. Se realizaron ambos diseños de los elementos estructurales, elementos sometidos a compresión (columnas) y elementos a flexión (vigas). Se comparó el comportamiento de la estructura, el cortante basal, las fuerzas por piso, la sección transversal de sus elementos estructurales y las solicitaciones máximas que tuvieron en cada piso. Además, se describe el proceso matemático usado para el diseño directo basado en desplazamientos y el modelo matemático usado en el diseño basado en fuerzas. Esta comparación, y el análisis de los resultados obtenidos, muestra los problemas que puede tener el método de diseño directo basado en desplazamientos al aplicarse en un país con una deriva máxima permitida tan conservadora.

Abstract

Title: Quantitative comparison between the displacement seismic design method and the force-based design of the NSR-10. Study case: concrete frame building with special energy dissipation capacity.

Author(s): German Andrés Moreno Yáñez

Key Words: Displacement Based Design, Force Based Design, Frame Building, Reinforced Concrete, Seismic Design, Seismic Code.

Description: This study presents a quantitative comparison between the force-based method proposed by the Colombian seismic design standard, NSR-10, and the displacement-based direct design method. As a study case, a 3-story building was selected, with reinforced concrete frames as a seismic resistance system, spans of 6 meters measured axis to axis, located in the city of Bucaramanga, Santander, Colombia, on type C soil. This, being an area of high seismic hazard, the NSR-10 requires a design with special energy demand, DES. Both designs of the structural elements were made, elements subjected to compression (columns) and bending elements (beams). The behavior of the structure, the basal shear, the forces per floor, the cross section of its structural elements and the maximum solicitations that they had in each floor, were compared. In addition, the mathematical process used for direct displacement-based design and the mathematical model used in force-based design are described. This comparison, and the analysis of the results obtained, show the problems that the direct design method based on displacements can have when applied in a country with such a conservative maximum allowed drift.

Introducción

El diseño sísmico basado en desplazamiento es ampliamente conocido y utilizado en la investigación de ingeniería sísmica, no obstante, su uso no está muy extendido en la construcción comercial (Priestley, 2007). Debido a lo anterior, la mayoría de los códigos de construcción modernos se fundamentan en la filosofía de diseño sísmico con base en fuerzas (Priestley, 1993), enfoque tradicional que se ha mantenido hasta la fecha (Fib, 2003) (Herrera, 2020). Este brinda una manera acertada de calcular la respuesta de una estructura ante cargas estáticas (Calderón, 2017), sin embargo, se ha evidenciado que no es el más apropiado para controlar la respuesta dinámica de una edificación sometida a cargas sísmicas altas (Fib, 2003).

El enfoque del diseño sísmico basado en fuerzas tiene como objetivo diseñar los elementos estructurales de una edificación, en función de los resultados obtenidos de un análisis lineal elástico. Este enfoque usa las fuerzas procedentes de espectros de aceleración elásticos (Priestley, 2000) (López, 2013) afectados por factores de reducción de fuerza sísmica que consideran: i) la ductilidad de los materiales utilizados y ii) el sistema estructural de las edificaciones (López, 2013).

A pesar de que la metodología de diseño basada en fuerzas incluye la revisión indirecta de desplazamientos -derivadas de entrepiso- y el cálculo de índices de rendimiento, estas revisiones son insuficientes para garantizar el desempeño eficiente de la estructura ante cargas dinámicas fuertes. Esto se ha venido observando como resultado de su comportamiento ante eventos sísmicos recientes de gran magnitud (López, 2013) (Hube, 2014). Lo anterior, responde a que estas cargas

pueden generar en la estructura comportamiento no lineal, lo que hace necesario hacer análisis dinámicos no lineales para estimar de manera precisa el comportamiento de las estructuras, análisis, cuya implementación es compleja (Ayala, 2001).

Se ha afirmado que el diseño basado en fuerzas tiene falencias, ya que existen ciertos problemas inherentes a la metodología, como: i) La estimación de la rigidez inicial de las estructuras, ii) el uso de un coeficiente de capacidad de disipación de energía de cargas sísmica - R- constante que no tiene en cuenta la geometría de los elementos estructurales, iii) las reglas de desplazamiento se calculan para la rigidez inicial de los sistemas estructurales y iv) la distribución de la resistencia requerida (Calvi, 2008) (Priestley, 2007).

Es por lo anterior que se han desarrollado un gran número de metodologías de diseño alternativas, las cuales se basan más en la capacidad de deformación de las estructuras que en la resistencia de las mismas. Este tipo de planteamientos de diseño usualmente reciben el nombre de métodos de diseño sísmicos basados en el desempeño (Calvi, 2008), y tienen la ventaja de que le permiten al diseñador cuantificar el daño estructural de las edificaciones a través de una medida tangible (López, 2013). La base de dicho enfoque es el procedimiento de “Direct displacement based design” -DDBD, por sus siglas en inglés introducido en 1993 (Priestley, 1993) (Priestley, 2007).

La filosofía del DDBD plantea que las estructuras deben ser diseñadas para soportar un nivel de rendimiento específico, el cual es definido por los límites de deformación o deriva de piso,

esto, bajo un nivel específico de intensidad sísmica (Priestley, 2000). Por lo anterior, se propone definir a las estructuras diseñadas bajo este método como estructuras de riesgo uniforme, lo cual es compatible con el concepto de espectros de riesgo uniforme, con el cual se diseña en la actualidad (Calvi, 2008).

Por lo descrito, se toma como caso de estudios edificación de 3 niveles con sistema estructural de pórticos resistentes a momento de concreto de reforzado. Esta, ubicada en zona de amenaza sísmica alta, con capacidad especial de disipación de energía sísmica, para analizar y diseñar estructuralmente bajo la normativa colombiana -NSR 10- (Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica, 2010b). De forma paralela, se realizará este mismo diseño, mediante el método de análisis y diseño propuesto en “Displacement-Based seismic design of structures” (Priestley et al., 2007).

1. Objetivos

1.1. Objetivo general

Comparar cuantitativamente el comportamiento y la respuesta estructural entre el diseño estructural de un edificio residencial de pórticos resistentes a momento en concreto reforzado de 3 niveles ubicado en la ciudad de Bucaramanga Santander, realizado a través del proceso de diseño sísmico basado en desplazamientos propuesto en “*Displacement-Based seismic design of structures*” y según la normativa de diseño sísmico colombiana NSR-10, evaluando sus rigideces, ductilidad y sus modos de vibración.

1.2. Objetivos específicos

- Diseñar los elementos estructurales de tipo pórtico de un edificio de pórticos de concreto reforzado a través de los dos métodos establecidos.
- Comparar el comportamiento y la respuesta estructural de los dos diseños establecidos, evaluando sus rigideces, ductilidad y sus modos de vibración.

2. Metodología

2.1. Preliminares

2.1.1. Estructura propuesta:

Se realiza el diseño estructural de la unidad de vivienda que cuenta con 3 niveles de entrepiso y una altura total de 8.1 metros. Cuenta con un sistema de resistencia vertical y horizontal de pórticos de concreto reforzado. En la figura 1 presentada a continuación se muestra la planta estructural. El área de placa a construir es de 154.75 metros cuadrados.

2.1.2. Localización de la estructura:

La edificación se encuentra ubicada en el área metropolitana de Bucaramanga, Colombia, sobre un suelo tipo C. Según la tabla A.2.3-2 de la NSR-10, la ciudad de Bucaramanga se ubica en una zona de Amenaza Sísmica Alta (NSR-10, Título A).

2.1.3. *Predimensionamiento:*

Teniendo en cuenta las disposiciones contenidas dentro de la NSR-10 en sus títulos C para condiciones de servicio, se realizó el predimensionamiento de elementos estructurales tales como vigas, viguetas y columnas de concreto reforzado [13].

- Columnas: 30x30 NSR-10, C.21.6.1.1
- Vigas: 30x40 NSR-10, C.21.5.1.3, corregido a través de su respectivo análisis de deformaciones para evitar secciones más altas de lo necesario.
- Viguetas: 10x40 NSR-10, C.8.13.2, con una separación máxima eje a eje de 70cm.

En la figura 1 se puede apreciar la planta estructural con las secciones finales para el caso de estudio en el diseño basado en fuerzas, la revisión de derivas, en la cual se alcanza una deriva de 0.99%, llevó a unas secciones de:

- Columnas: 45x45
- Vigas: 30x40
- Viguetas: 10x40

Para el caso de estudio en el diseño basado directo en desplazamientos, en la figura 2 se pueden observar las secciones finales, a partir de los cálculos descritos más adelante, se obtienen las siguientes secciones:

- Columnas: 50x50 en las esquinas y el centro, y 60x60 en las restantes
- Vigas: 30x50
- Viguetas: 10x40

Figura 1

Planta estructural para el diseño basado en fuerzas.

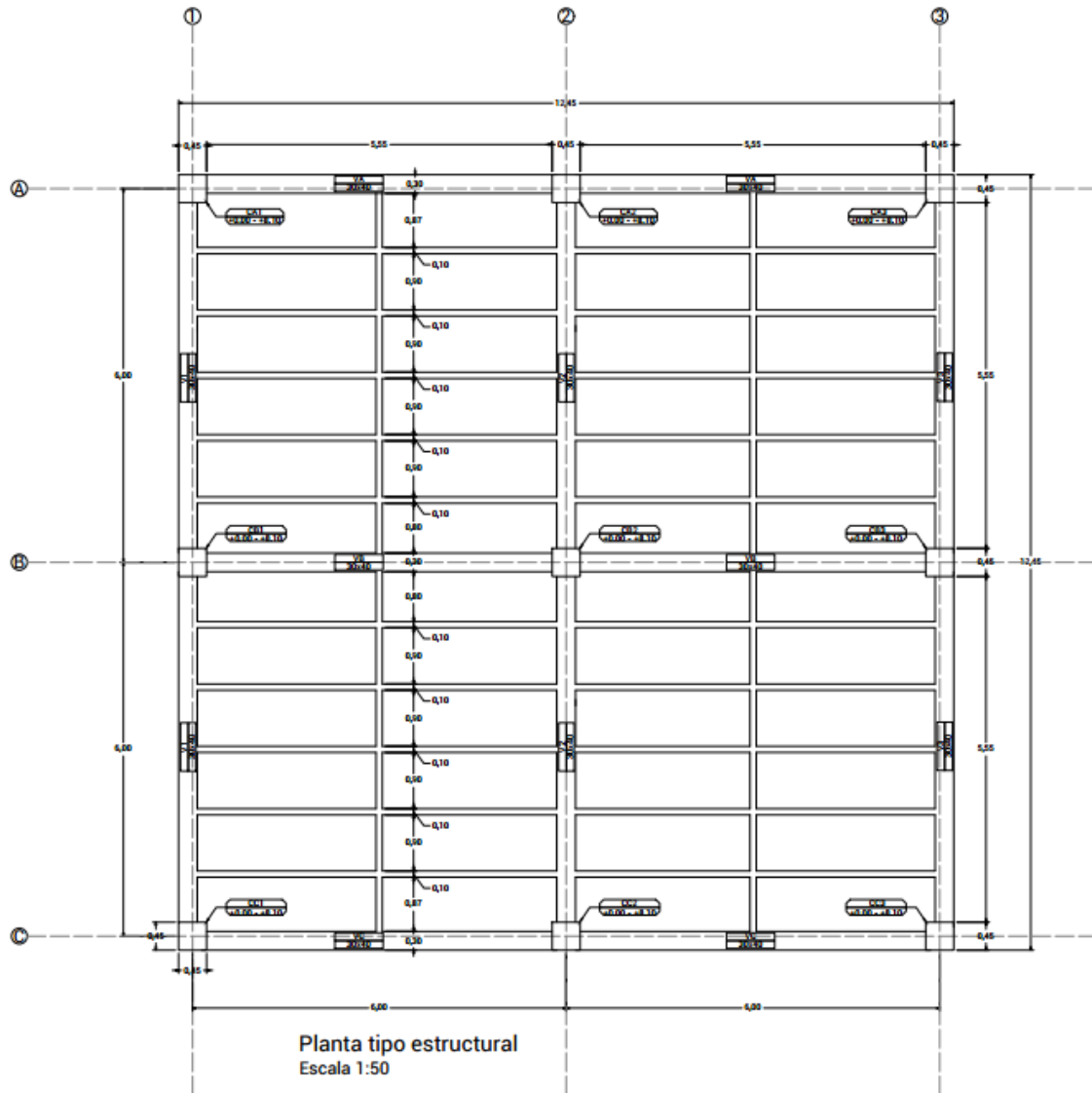
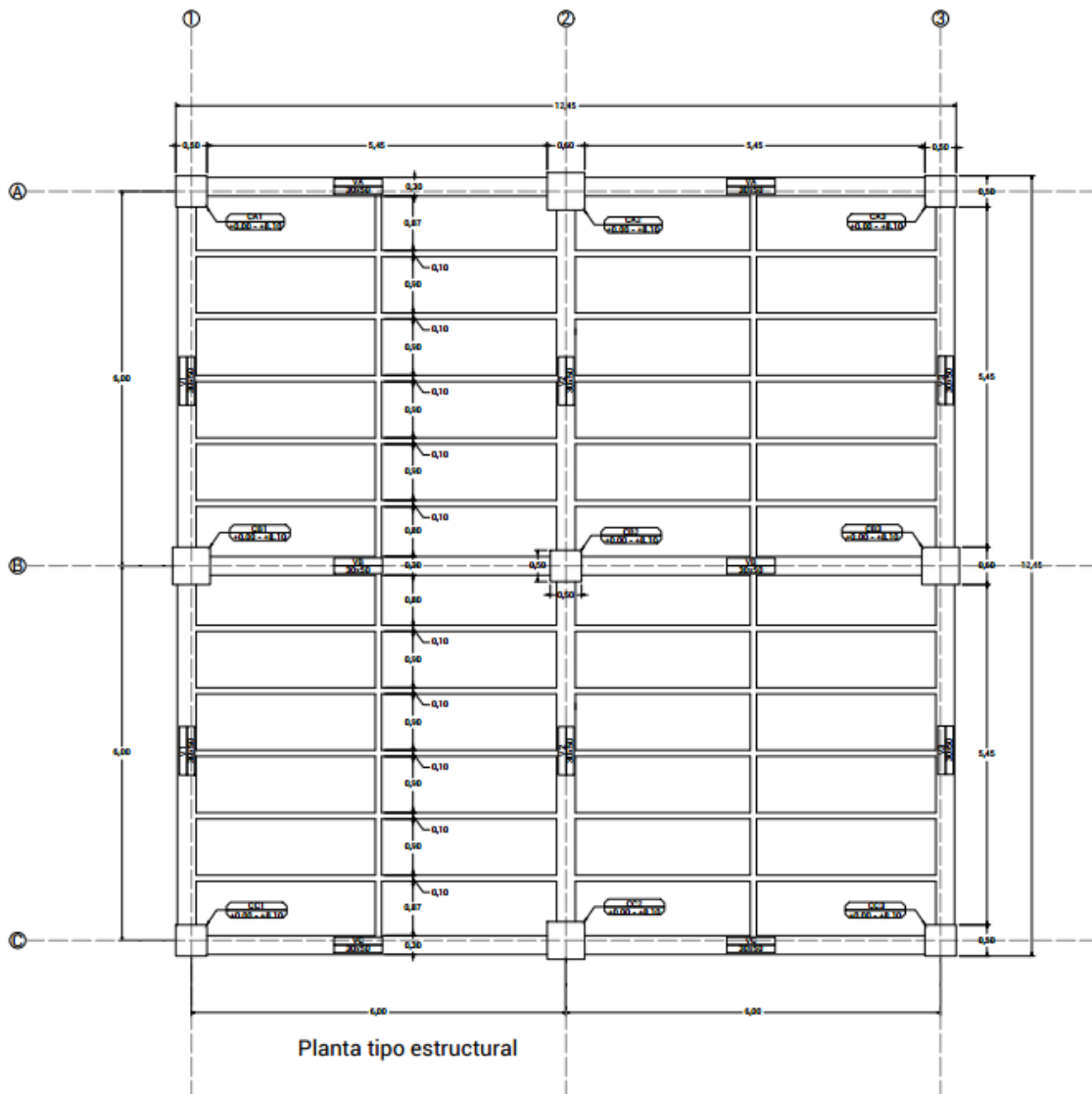


Figura 2

Planta estructural para el diseño basado en desplazamientos.



2.1.4. Cargas gravitacionales:

Estas corresponden al peso propio de la estructura, las cargas muertas sobreimpuestas y la carga viva asignada debido al uso de la misma, en este caso residencial, según la Tabla B.4.2.1-1 de la NSR-10 (NSR-10, Título B), en la tabla 1 se registran los valores tomados y calculados para

estas cargas, en la figura 3 se identifican las diferentes medidas tomadas en cuenta para el cálculo del peso sobreimpuesto por la losa aligerada.

Figura 3

Sección losa aligerada

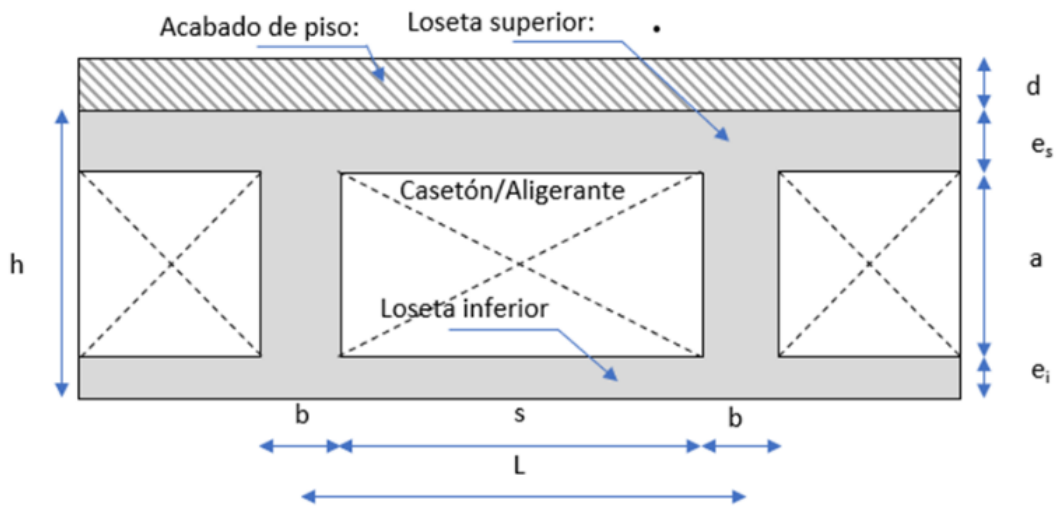


Tabla 1

Cargas gravitacionales

PLACA ALIGERADA

s	0.90 m	d	0.05 m
b	0.10 m	e_s	0.00 m
h	0.40 m	e_i	0.00 m
L	1.00 m	a	0.40 m
<i>Placa aligerada</i>	0.96 kN/m ²	Modela placa	No
<i>Acabado</i>	1.60 kN/m ²	Valor de NSR-10	Si
<i>Aligerante</i>	0.00 kN/m ²	Carga aligerante	No

<i>Equipos/iluminación</i>	0.20 kN/m ²	Valor de NSR-10	Si
<i>Mampostería</i>	3.00 kN/m ²	Valor de NSR-10	Si
<i>Otros</i>			
CARGA PLACA			5.76 kN/m²

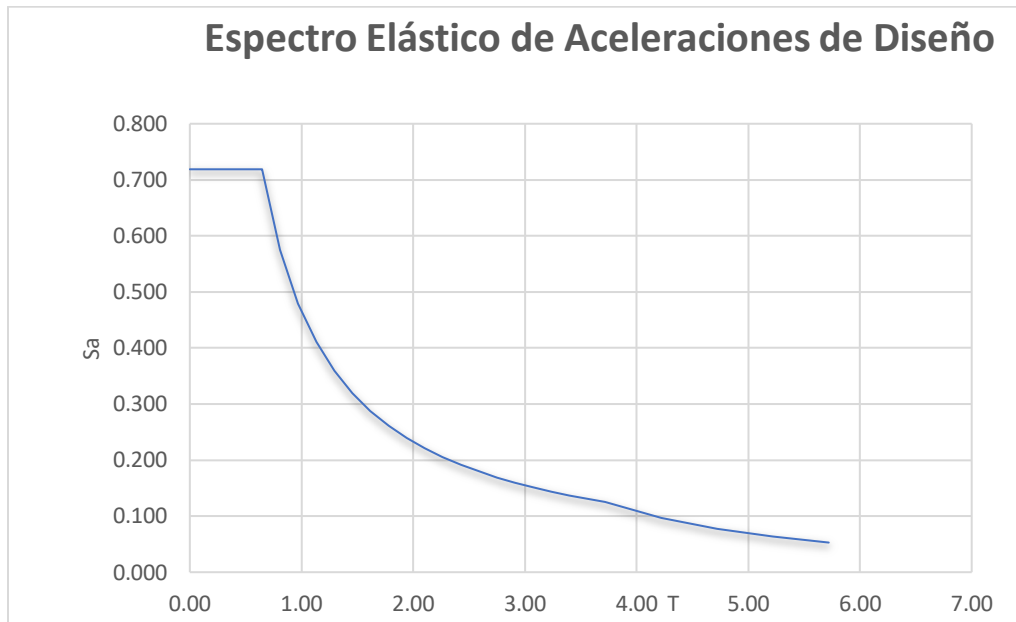
2.2. Obtención de fuerzas de diseño

2.2.1. Espectro de diseño:

Para evaluar las cargas sísmicas a las que se someterá la estructura, en ambos casos, se toman factores geográficos, geológicos y de importancia de esta, en el diseño basado en fuerzas, siguiendo el título A de la NSR-10, se genera el espectro de aceleraciones de diseño mostrado en la figura 4 (NSR-10, Título A). El análisis y diseño estructural se realiza utilizando el software comercial ETABS. Este espectro se introduce como una función de espectro de respuesta, el programa realiza un análisis matricial, donde a partir de una matriz de rigideces y una matriz de masas, se obtienen diferentes periodos, donde para cada uno de estos, se lee una aceleración y su respectiva participación de masa. El material usado y secciones de los elementos determinan la rigidez y masa de estos.

Figura 4

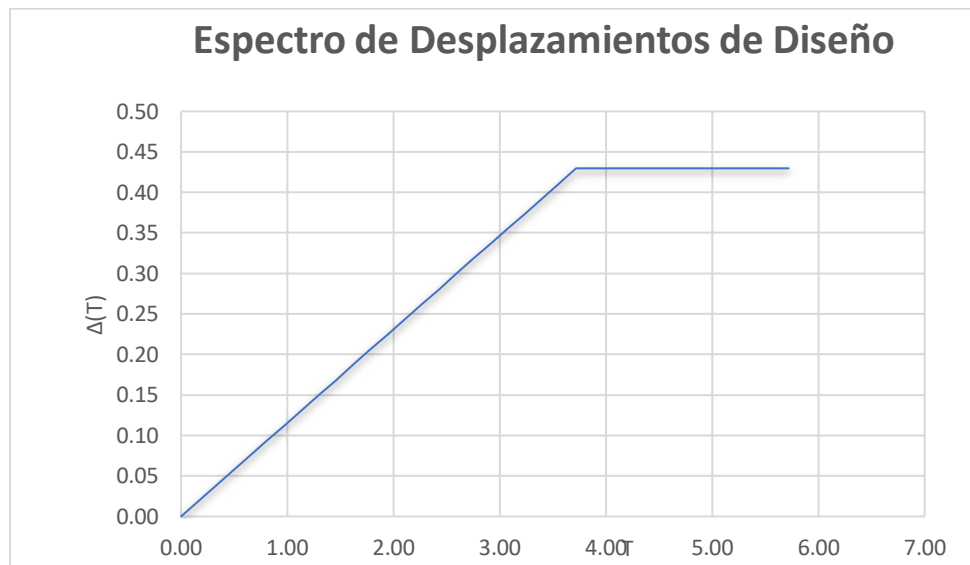
Espectro Elástico de aceleraciones de diseño



A partir de estos mismos datos iniciales, en el diseño directo basado en desplazamientos, se propone un espectro de desplazamientos de diseño, este, evalúa el periodo directamente a partir del desplazamiento objetivo para el cual se diseña. Usando la siguiente formula (Priestley, 2007).

$$\Delta_{(T)} = T^2 / 4\pi^2 S_A(T)g \quad (1)$$

Donde T es periodo, $S_A(T)$ es la aceleración en función del periodo calculada para el espectro elástico de aceleraciones de diseño y g , la gravedad, obteniendo así el espectro de desplazamientos para un amortiguamiento de 5% presentado en la figura 5:

Figura 5*Espectro de desplazamientos de diseño*

El cual funciona para un diseño elástico; la literatura propone un ajuste de este según el amortiguamiento calculado para cada caso, este se calcula a partir de la ductilidad, material y sistema de resistencia sísmico, para el caso de estudio se obtiene con la siguiente ecuación fórmula (Priestley, 2007):

$$\text{Si } \mu < 1 = 0.05$$

$$\text{Si } \mu > 1 \quad \xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (2)$$

Siendo μ la ductilidad solicitada para la estructura, esta se calcula a partir de la solicitud de desplazamiento Δ_d , y el desplazamiento de fluencia Δ_y , los cuales se definen a continuación.

La solicitud de desplazamiento Δ_d , como su nombre lo describe, es el desplazamiento objetivo para el cual se realiza el diseño, este se calcula a partir de los desplazamientos Δ_i y las masas de cada nivel m_i , estos desplazamientos se obtienen a partir de la deriva permitida Δ_N (Priestley, 2007), (en el caso de estudio se utiliza 1% tal como especifica la NSR-10, para que la

comparación sea pertinente) (NSR-10, Título A), el modo inelástico normalizado δ_i , el modo inelástico crítico δ_c , la altura de cada nivel H_i y la altura total H_n (Priestley, 2007), así, se obtiene un desplazamiento que en estructuras simples, es la deriva de diseño por la altura efectiva, pero en estructuras más complejas, tiene en cuenta la diferencia de masas y alturas de los respectivos niveles. A continuación, se presentan las fórmulas y en la tabla 2 los resultados de estos cálculos en el caso de estudio.

Tabla 2

Cálculos de desplazamiento de diseño y altura efectiva

<i>Nivel. i</i>	3	2	1	<i>Sum</i>
<i>Altura Hi(m)</i>	8.1	5.4	2.7	
<i>Masa mi(ton)</i>	134.18	142.90	142.90	419.98
δ_i	1.00	0.67	0.3	
$\Delta_i (m)$	0.081	0.054	0.027	
$mi\Delta_i$	10.87	7.72	3.86	22.44
$mi(\Delta_i^2)$	0.88	0.42	0.10	1.40
$mi\Delta_i H_i$	88.03	41.67	10.42	140.12

$$\delta_i = H_i / H_n \quad (3)$$

$$\delta_i = \frac{2.7m}{8.1m} = 0.33$$

$$\Delta_i = \delta_i \left(\Delta_c / \delta_c \right) \quad (4)$$

$$\Delta_i = 0.33 \left(\frac{0.01 * 2.7}{0.33} \right) = 0.027m$$

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (5)$$

$$\Delta_d = \frac{1.40}{22.44} = 0.062m$$

La estructura, entonces, se diseñará para alcanzar un desplazamiento objetivo Δ_d , igual a 6.3cm, con lo que alcanzará la deriva deseada del 1%.

El desplazamiento de fluencia Δ_y , es el desplazamiento al cual, se espera que el acero de refuerzo supera su punto de fluencia, si no se supera este límite, se espera un comportamiento elástico de la estructura (Priestley, 2007). El desarrollo matemático parte de asumir una estructura substituta de un grado de libertad, llevando el desarrollo dinámico a partir del enfoque propuesto de alcanzar una deriva objetivo, en lugar de sólo tomarla como un parámetro de revisión (Calvi, 2008). Este desplazamiento se calcula a partir de la deriva de fluencia θ_y y la altura efectiva H_e de la estructura substituta. La deriva de fluencia depende del sistema estructural y el material que compone este, en el caso del concreto reforzado, se obtiene a partir del esfuerzo de fluencia ϵ_y , el cual se calcula a partir de las propiedades del acero que será usado y un factor de 1.1 para tener en cuenta su endurecimiento post-fluencia, la luz entre ejes de las columnas L_b y la altura de la viga h_b . La altura efectiva se obtiene a partir de las masas m_i , desplazamientos Δ_i y alturas H_i de cada nivel (Priestley, 2007).

$$\varepsilon_y = 1.1 * \frac{f_y}{E_s} \quad (6)$$

$$\varepsilon_y = 1.1 * \frac{420MPa}{200000MPa} = 0.00231$$

$$\theta_y = 0.5\varepsilon_y * \frac{L_{by}}{h_b} \quad (7)$$

$$\theta_y = 0.5 * 0.00231 * \frac{6m}{0.5m} = 0.014$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (8)$$

$$H_e = \frac{140.12}{22.44} = 6.24m$$

$$\Delta_y = \theta_y * H_e \quad (9)$$

$$\Delta_y = 0.014 * 6.24m = 0.087m$$

En conjunto, estos dos desplazamientos toman en cuenta no sólo el material base y el sistema estructural, sino la geometría de la estructura y las propiedades específicas del acero utilizado, lo cual permite calcular con mayor confianza la ductilidad esperada de la estructura (Priestley, 2007).

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (10)$$

$$\mu = \frac{0.062m}{0.087m} = 0.722$$

Con la ductilidad es posible entonces calcular el amortiguamiento equivalente del sistema, el cual se mantiene en 5%, como indica la ecuación (2), lo cual indica un comportamiento elástico del sistema, dado que se obtiene un desplazamiento de fluencia mayor que el desplazamiento objetivo de la estructura (Priestley, 2007). No es necesario entonces corregir el espectro de

desplazamiento, y se puede calcular el periodo efectivo de la estructura substituta (Priestley, 2007).

$$T_e = T_q * \frac{\Delta_d}{\Delta_q} \quad (11)$$

$$T_e = 3.720s * \frac{0.062m}{0.430m}$$

$$T_e = 0.541s$$

Siendo T_q y Δ_q el periodo y desplazamiento en la esquina pico donde se vuelve constante el desplazamiento en el espectro de desplazamientos de diseño.

2.2.2. Cortante basal:

En el diseño basado en fuerzas se modelan las cargas gravitacionales por peso propio y sobrepuestas, junto con el sismo, el cual, a partir de las aceleraciones calculadas anteriormente, ejerce fuerzas de sismo en ambos sentidos ortogonales, según su participación de masa en cada modo y a partir de una suma ponderada, ejercen un cortante basal.

Obteniendo así un cortante basal de 2299.48 kN en ambas direcciones ortogonales. Siguiendo la normativa colombiana, se realiza una comprobación utilizando el método de la fuerza horizontal equivalente, F.H.E por sus respectivas siglas, a partir de los datos obtenidos del modelo y el espectro, obteniendo para ambas direcciones ortogonales una fuerza de 2768.69 kN (NSR-10, Título A).

La NSR-10 indica que el cortante basal debe superar el 80% de la F.H.E calculada, el cortante obtenido en el modelo supera este límite llegando a un 83% de la F.H.E, por ende, no

necesita un factor de corrección (NSR-10, Título A).

Para el diseño directo basado en desplazamientos, se calcula el cortante basal a partir del desplazamiento objetivo y la rigidez efectiva de la estructura substituta, esta se calcula a partir de la masa efectiva y periodo efectivo de esta (Priestley, 2007).

$$m_e = \sum_{i=1}^n m_i * \Delta_i / \Delta_d \quad (12)$$

$$m_e = \frac{22.44}{0.062} = 359.48 \text{ ton}$$

$$K_e = 4\pi^2 m_e / T_e^2 \quad (13)$$

$$K_e = 4\pi^2 * \frac{359.48}{0.541^2} = 48576.28 \text{ kN/m}$$

$$F = V_{Base} = K_e \Delta_d \quad (14)$$

$$V_{Base} = 48576.28 \text{ kN/m} * 0.062 \text{ m} = 3032.77 \text{ kN}$$

2.2.3. Distribución del cortante basal en los diferentes niveles:

Para el diseño basado en fuerzas, el software ETABS destina en cada nivel una fuerza a partir del cortante basal calculado, esta fuerza se aplica sobre el centro de masa de cada nivel, distribuyéndola en cada elemento según su rigidez. A través del método de la fuerza horizontal equivalente se realiza la distribución de fuerzas por niveles con fines comparativos (NSR-10, Título A), los resultados se registran en la tabla 3.

Tabla 3*Fuerza horizontal equivalente en cada nivel*

<i>Nivel</i>	<i>F.H.E. (kN)</i>
3	1630.84
2	1137.84
1	568.92

En el diseño directo basado en desplazamientos, el cortante basal se distribuye en cada nivel según los desplazamientos Δ_i y las masas de cada nivel m_i , usando la ecuación (15) (Priestley, 2007). Los resultados obtenidos se registran en la tabla 4.

$$F_i = V_{Base} (m_i \Delta_i) / \sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i) \quad (15)$$

Tabla 4*Fuerzas laterales por sismo en cada nivel*

<i>Nivel, i</i>	<i>Altura</i>	<i>miΔi</i>	<i>Fi (kN)</i>
	Hi (m)		
3	8.1	10.87	1468.63
2	5.4	7.72	1042.72
1	2.7	3.86	521.38
<i>Sum</i>		22.44	3032.77

A partir de las condiciones de equilibrio se plantea el siguiente método para distribuir estas fuerzas a los miembros que conforman los pórticos. El cortante de cada nivel se calcula sumando

las fuerzas del nivel superior a la de este, con este cortante se calcula el momento de vuelco provocado por las fuerzas laterales (Priestley, 2007), estos datos se registran en la tabla 5.

$$M_{Vuelco} = \sum_{i=1}^n F_i H_i \quad (16)$$

Tabla 5

Momento de vuelco

<i>Nivel, i</i>	<i>Altura</i>	<i>V_{s,i} (kN)</i>	<i>M_{Vuelco} (kN.m)</i>
3	8.1	1468.63	0.00
2	5.4	2511.39	3965.30
1	2.7	3032.77	10746.06
0	0	3032.77	18934.54
<i>Sum</i>		7012.79	

Se requiere que en la base de la columna del primer nivel se genere una rótula plástica, por lo cual, el punto de inflexión del momento de diseño en la base de las columnas, debe estar a un 70% de la altura del primer nivel, porcentaje recomendado para pórticos en dos direcciones, para su cálculo, se multiplica el cortante basal por $0.7H_1$. (Priestley, 2007).

$$\sum M_{bc} = V_{Base} * 0.7H_1 \quad (17)$$

$$\sum M_{bc} = 3032.77 * 0.7 * 2.7 = 5731.94 kN.m$$

Para calcular el cortante en las vigas, se distribuyen las fuerzas cortantes en proporción al cortante del nivel, multiplicado por la tensión axial en la base de la columna, esta es la sumatoria de las fuerzas cortantes en la base de la edificación, esto se calcula a partir de las siguientes ecuaciones (Priestley, 2007), los resultados se tabulan en la tabla 6.

$$\sum_{i=1}^n V_{vi} = T = (\sum_{i=1}^n F_i H_i - \sum_{i=1}^m M_{bc}) / L_{base} \quad (18)$$

$$T = \frac{(18934.54 \text{ kN.m} - 5731.94 \text{ kN.m})}{12 \text{ m}} = 1100.22 \text{ kN}$$

$$V_{vi} = T * \frac{V_{s,i}}{\sum_{i=1}^n V_{s,i}} \quad (19)$$

Tabla 6

Cortante y momento debido a sismo en elementos a flexión (Vigas)

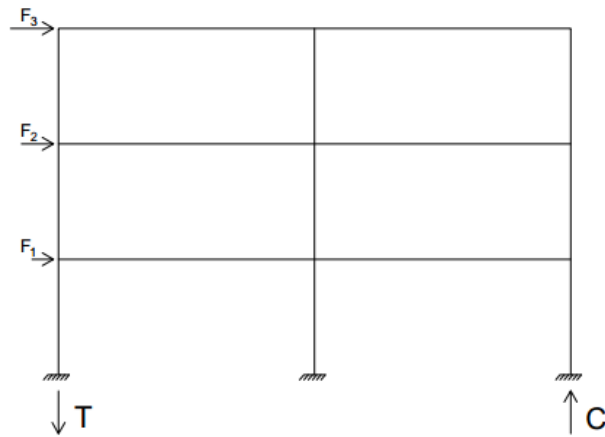
<i>Nivel, i</i>	<i>Vv por nivel (kN)</i>	<i>Vvi (kN)</i>	<i>Mvi (kN.m)</i>
3	230.41	38.40	104.64
2	394.00	65.67	178.94
1	475.80	79.30	216.09
0	0	0.00	0.00
<i>Sum</i>	1100.22		

Junto con el cortante de las vigas por nivel, se registran también en la tabla 6 los cortantes para cada viga individual por nivel, en el método propuesto por Priestley, Calvi y Kowalsky, se propone que el ingeniero diseñador distribuya el cortante en las vigas según su experiencia, en los ejemplos mostrados, se llega hasta la distribución de fuerzas por niveles, más no por elementos puntuales, a partir de que se trabaja una estructura bastante simétrica y los datos observados en el modelo usado para el método basado en fuerzas, se decide dividir el cortante en el número de vigas que se ven principalmente afectados por el sismo en una de las direcciones ortogonales, en el caso de estudio, seis, tal como se puede apreciar en la figura 6, con este cortante, es posible calcular el

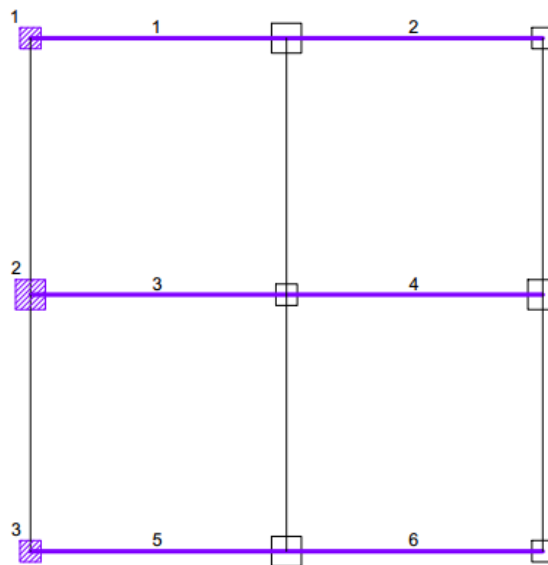
momento en las caras de las columnas, multiplicándolo por un medio de la longitud libre (Priestley, 2007), estos resultados se pueden encontrar en la tabla 6.

Figura 6

Distribución de fuerzas sísmicas a elementos estructurales en una de las direcciones ortogonales principal.



a) Vista Frontal



b) Vista superior

Los valores registrados en la tabla 6 para el momento, se toman para el diseño de los despieces de las vigas, los efectos de las cargas gravitacionales no se combinan con los momentos de sismo, Priestley (2007), justifica esta decisión así: “El razonamiento para no combinar los momentos de sismo y gravedad, es que, al combinarlos, se aumenta el esfuerzo requerido en la sección y se reduce el nivel de deriva por debajo de los objetivos” (Priestley, 2007). Los valores del cortante toman en cuenta la carga gravitatoria w_G , la cual se calcula linealizando la carga aferente a una viga crítica, se multiplica el momento por un factor $\phi^o=1.31$, el cual representa el endurecimiento del acero al fluir, se calcula dividiendo el f_u por el f_y del acero usado, este cortante se calcula con la ecuación (20) (Priestley, 2007), y sus resultados se tabulan en la tabla 7.

$$V_{vi}^o = 2\phi^o M_{vi} / L_c + w_G^o L_c / 2 - w_G^o x \quad (20)$$

Donde M_{vi} es el momento en la cara de la columna y L_c la longitud libre de la viga.

Para el cálculo de los momentos de las columnas, es pertinente tener en cuenta la biaxialidad, dado que el sismo no necesariamente llega paralelo a los sentidos ortogonales principales, la literatura sugiere que, para columnas cuadradas, al esperar momentos iguales en las vigas que llegan a esta, se puede expresar esta amplificación del momento multiplicando por un factor de raíz de 2 el momento obtenido en el eje de las columnas, calculando así el momento amplificado M_{cA} (Priestley, 2007).

Tabla 7

Solicitaciones sísmicas amplificadas y coeficiente de amplificación dinámica por nivel.

<i>Nivel, i</i>	V_v° (kN)	M_{cA} (kN.m)	ω_f
3	126.26	164.28	1
2	161.97	280.92	1.15
1	179.82	339.24	1.15
0	75.97	0.00	1

Para incluir los efectos de los modos superiores se utiliza un factor de amplificación dinámica ω_f , el cual se aplica al momento de las columnas, según la ecuación (21), el cual es dependiente de la ductilidad y la altura de estas, este factor se aplica desde el primer nivel hasta $\frac{3}{4}$ de la altura del edificio, dejando un valor de 1 para el último nivel, en el cual se puede permitir la formación de rotulas plásticas, (Priestley, 2007), en la tabla 7 se registran los valores calculados para este factor.

$$\omega_{f,n,1,2} = 1.15 + 0.13(\mu^{\circ} - 1) \quad (21)$$

$$\omega_{f,n0,3} = 1.00$$

Los momentos de diseño de las columnas esquineras C_1 , se calculan a partir del momento amplificado por biaxialidad, multiplicado por el factor de amplificación ω_f y el factor de endurecimiento del acero ϕ° , para las columnas perimetrales intermedias C_2 , la literatura sugiere aumentar el momento de las columnas esquineras un 150%, dado que las vigas cargan a las columnas perimetrales interiores por tres caras (Priestley, 2007). El cortante de diseño en las columnas esquineras se calcula a partir del cortante amplificado por cargas gravitacionales en las

vigas, la biaxialidad se toma en consideración usando el mismo factor de raíz de 2, tal como en el cálculo de los momentos, además se multiplica por el factor de endurecimiento del acero ϕ^o , a esto se le suma el 10% del cortante en la base de la columna multiplicado por la ductilidad, la cual bajo efectos de una fuerza máxima diagonal, se reduce en un factor de raíz de 2, obteniendo así una expresión que considera las amplificaciones dinámicas sobre la columna, estas amplificaciones a los momentos calculados en las columnas permiten también asegurar el comportamiento deseado de viga débil, columna fuerte (Priestley, 2007). De igual manera que en los momentos, para el cálculo del cortante en las columnas perimetrales interiores se aumentan en un 150% en relación con los valores obtenidos en las esquineras (Priestley, 2007). Los resultados se presentan en la tabla 8.

$$M_{C1} = \phi^o * \omega_f * M_{C1,f} \quad (22)$$

$$V_{c1} = \sqrt{2} \left(\phi^o * V_{vi}^o + 0,1 * \mu / \sqrt{2} * V_{basei} \right) \quad (23)$$

Tabla 8

Solicitaciones sísmicas para elementos a compresión (Columnas).

Nivel, <i>i</i>	<i>Mc1 (kN.m)</i>	<i>Mc2 (kN.m)</i>	<i>Vc1 (kN.m)</i>	<i>Vc2 (kN.m)</i>
3	215.13	322.70	227.49	341.24
2	423.06	634.59	365.09	547.64
1	510.89	766.34	433.89	650.84
0	636.88	955.32	0.00	0

En el caso de la columna central, se puede esperar que la fuerza axial por sismo sea igual

a cero, por ende, se puede diseñar a partir de las cargas gravitacionales (Priestley, 2007). La tensión axial se distribuye en las columnas perimetrales de acuerdo con el mismo razonamiento con el cual se distribuye el cortante en las vigas, tal como se puede apreciar en la figura 6, se divide en 3, las cargas axiales por cargas gravitacionales se obtienen del modelo de ETABS, las cuales se presentan en la tabla 9, de acuerdo con la normativa colombiana NSR-10, se generan pares axial-momento para los 7 casos propuestos, presentados en la tabla 10 (NSR-10, Título B), con los cuales, junto con las solicitaciones de cortante, se diseñan las columnas.

Tabla 9

Solicitaciones de axial por columna tipo y momentos por gravitacionales.

<i>Columna tipo</i>	<i>Axial kN</i>			<i>Momento kN.m</i>	
	Sismo	Muerta	Viva	Muerta	Viva
<i>C1</i>	366.7	135.20	47.42	1.92	0.02
<i>C2</i>	366.7	222.42	100.8	2.13	0.12

Tabla 10

Solicitaciones de axial y momento para cada combinación de carga.

<i>Axial (kN)</i>	<i>Momentos (kN.m)</i>	<i>Columna</i>	<i>Combinación</i>
189.27	2.69	C1	B.2.4-1
311.39	2.99	C2	B.2.4-1
238.11	2.34	C1	B.2.4-2
428.29	2.75	C2	B.2.4-2
162.24	2.31	C1	B.2.4-3

266.90	2.56	C2	B.2.4-3
209.65	2.33	C1	B.2.4-4
367.77	2.68	C2	B.2.4-4
576.39	217.46	C1 n3	B.2.5-5
576.39	425.39	C1 n2	B.2.5-5
576.39	513.22	C1 n1	B.2.5-5
576.39	639.21	C1 n0	B.2.5-5
734.51	325.38	C2 n3	B.2.5-5
734.51	637.27	C2 n2	B.2.5-5
734.51	769.02	C2 n1	B.2.5-5
734.51	958.00	C2 n0	B.2.5-5
121.68	1.73	C1	B.2.4-6
200.18	1.92	C2	B.2.4-6
488.42	216.86	C1 n3	B.2.4-7
488.42	424.79	C1 n2	B.2.4-7
488.42	512.62	C1 n1	B.2.4-7
488.42	638.61	C1 n0	B.2.4-7
566.92	324.62	C2 n3	B.2.4-7
566.92	636.51	C2 n2	B.2.4-7
566.92	768.26	C2 n1	B.2.4-7
566.92	957.24	C2 n0	B.2.4-7

2.3. Diseño de elementos estructurales

Para el diseño basado en fuerzas, a partir del modelo realizado en ETABS, cargado tal como se describe anteriormente, se obtienen las cargas con las cuales se realizan los despieces, siguiendo la normativa de la NSR-10, para los elementos a flexión (vigas), se obtienen siete vigas tipo, las cuales se pueden apreciar en el anexo 1, con tres barras #4 se cumple la cuantía, con un

$\rho=0.37\%$, con lo cual se cubren los momentos hasta 47.82kN.m, necesitando solamente refuerzo adicional para los momentos negativos [13], en la figura 7 se puede apreciar la viga con mayor sollicitación de momentos, la cual se ubica en el primer nivel N+2.70m. Estas también se revisan por cortante, el refuerzo transversal encuentra su límite en $d/4$ para las zonas confinadas y $d/2$ en las no confinadas [13], siendo este, suficiente para cumplir los requerimientos por cortante solicitados.

En el diseño directo basado en desplazamientos, la literatura recomienda usar la normativa local para el diseño de despieces de elementos estructurales, para el cual, se obtienen 3 diferentes vigas tipo, una por nivel, las cuales se presentan en el anexo 2, al no combinar las cargas sísmicas con las gravitacionales, se obtienen diagramas de momento simétricos, los cuales llevan a despieces con acero adicional para momentos negativos y positivos.

Para cumplir la cuantía, fue necesario como refuerzo base cuatro barras #4 [13], en la figura 8 se puede apreciar el despiece para la viga tipo del nivel +2.70, la cual es el caso con mayores sollicitaciones de momento. La revisión por cortante se realiza con el valor calculado, para las sollicitaciones amplificadas por las cargas gravitacionales, en este caso, el límite se encuentra también en $d/4$ y $d/2$ para las zonas confinadas y no confinadas respectivamente en las vigas del nivel +8.10m, para los niveles inferiores, es necesario una separación menor para cumplir las sollicitaciones por cortante [13].

El diseño de las columnas se realiza de manera similar en ambos casos, dado que las

diferencias sustanciales están en el cálculo de las solicitaciones sísmicas que tendrán estas, en el caso del diseño basado en fuerzas, a partir del modelo en ETABS, se obtienen las cargas axiales, momentos y cortante para realizar las respectivas revisiones y diseño. El refuerzo longitudinal solicitado por flexo-compresión son ocho barras #4, ubicadas de manera simétrica por el perímetro de la columna, más es necesario aumentar esto a dieciséis barras para poder cumplir la cuantía mínima del 1% [13], esto también permite tener suficientes puntos de amarre para el refuerzo transversal, para el cual se necesitan dos ganchos de amarre interiores en ambos sentidos ortogonales para cumplir el área total de sección transversal de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, y estribos ubicados cada 7.5 cm, tanto en la zona confinada como en la zona no confinada, esto, debido a que en ambos casos, el límite lo dicta el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal [13].

Se realiza la revisión de esbeltez y no es necesario considerar sus efectos. Ya definida la sección y los refuerzos longitudinales y transversales, se procede a hacer las comprobaciones por compresión simple, flexión y cortante, las cuales se satisfacen con el refuerzo ya definido. Además, se revisa que el momento máximo que resisten las vigas con mayor refuerzo, no sea mayor al momento que resiste la columna, esto con la finalidad de asegurar el sistema de viga débil, columna fuerte [13]. El despiece de esta se puede encontrar en la figura 9 (a), y en el anexo 1.

Figura 7

Despiece de viga para el diseño basado en fuerzas.

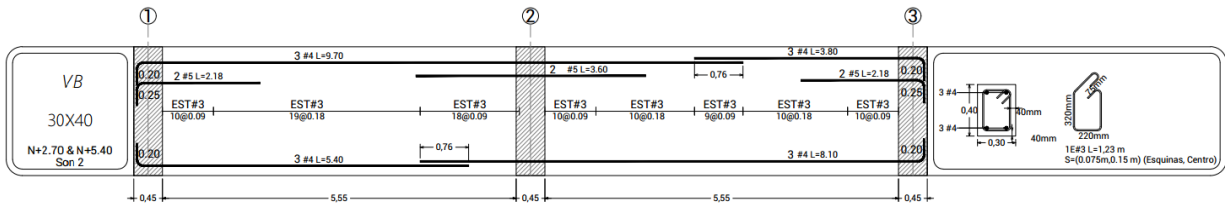


Figura 8

Despiece de viga para el diseño directo basado en desplazamientos.

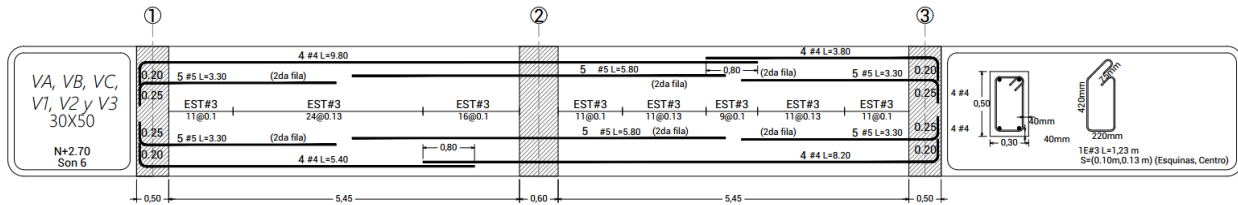
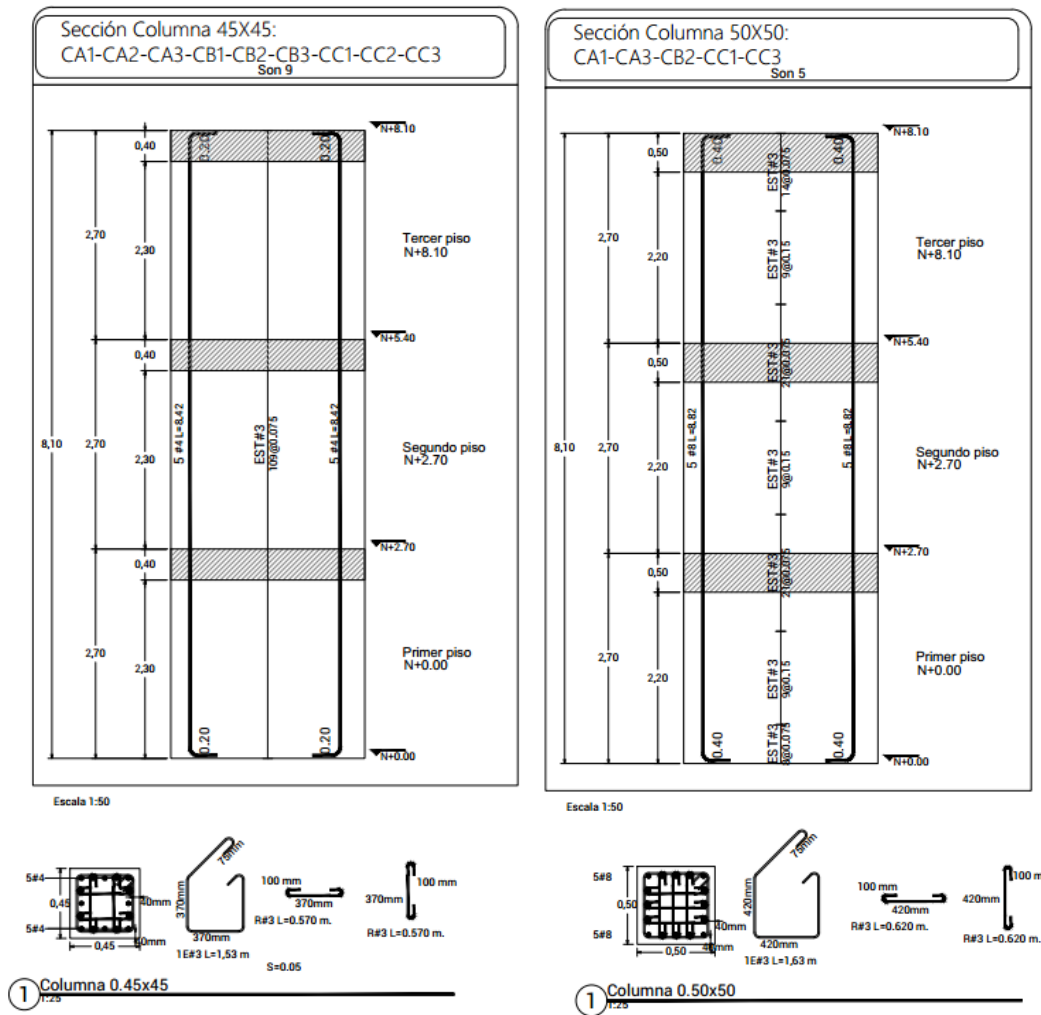


Figura 9

Despieces de columnas por ambos diseños.



a) Diseño basado en fuerzas

b) Diseño directo basado en

desplazamientos

En el diseño directo basado en desplazamientos, se diseñaron dos tipos de columnas, las esquinas y la central conforman el grupo de columnas C1 y las restantes C2, en ambos casos, el

diseño por flexo-compresión determinó la cantidad de refuerzo longitudinal y las secciones de estas.

Las columnas C1, con una sección de 50x50 cm, se reforzaron con dieciséis barras #8, ubicadas alrededor del perímetro de manera simétrica, en ambos casos la cuantía no fue un factor límite, manteniéndose entre el límite del 1 y 4%, el refuerzo transversal se realiza con estribos cuadrados usando barras #3, ubicados a 7.5 cm entre sí en la zona confinada y a 15 cm en la zona no confinada, con tres ganchos interiores en ambos sentidos ortogonales, la separación en la zona confinada es determinada en función de cumplir la sollicitación por cortante, mientras en la zona no confinada, el diámetro de la barra dicta esta separación [13]. La figura 9 (b) muestra el despiece de esta, en el anexo 2 se puede encontrar tanto este como el despiece de las columnas C2.

Las columnas C2, al tener sollicitaciones más altas, es necesario un diseño más robusto, con una sección de 60x60 cm, su diseño a flexo-compresión necesitó de veinticuatro barras longitudinales #7, las cuales se ubican de manera simétrica alrededor del perímetro de esta, el refuerzo transversal se realiza con estribos cuadrados, usando barras #3, separadas entre si 7.5 cm, en su zona confinada, donde el diseño por cortante fue el factor que determinó esta separación, contando también con cinco ganchos interiores en ambos sentidos ortogonales principales, para la zona no confinada, de nuevo el diámetro de la barra dicta la separación, siendo esta de 13 cm [13].

Para ambos casos, con el refuerzo y sección estipuladas, se lleva a cabo las comprobaciones realizadas en el diseño basado en fuerzas, no es necesario considerar efectos de esbeltez y cumple por cortante, compresión simple y flexión, además se calcula el momento máximo que resisten las

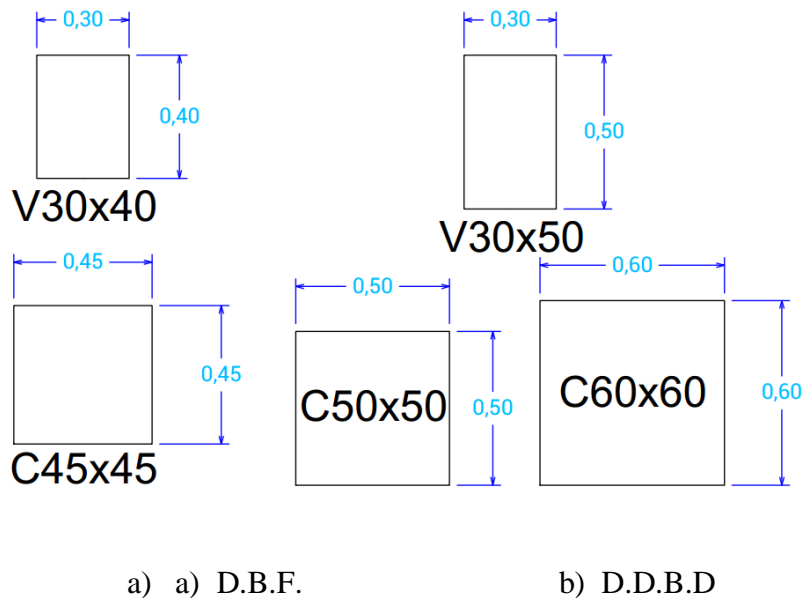
vigas con mayor refuerzo longitudinal de la estructura y se comprueba que las columnas en ambos casos resistan un momento mayor a este, de manera de asegurar que se mantenga el sistema de viga débil, columna fuerte y las rótulas plásticas se desarrollen en las vigas y no en las columnas [13].

3. Análisis de resultados

En esta sección se presenta la comparación de los resultados obtenidos en ambos diseños estructurales realizados por ambos métodos propuestos, comenzando por las secciones transversales de elementos estructurales hasta los diagramas de flexo-compresión obtenidos en cada caso, el método de diseño basado en fuerzas, se nombrará de aquí en adelante D.B.F. por sus respectivas siglas y al método de diseño directo basado en desplazamientos, D.D.B.D.

3.1. Secciones transversales de elementos estructurales

Las secciones transversales de los elementos estructurales son un reflejo en muchos casos de la rigidez de la estructura, es un buen punto de partida para comenzar la comparación de los diseños alcanzados por ambos métodos, en la figura 10 (a) se pueden apreciar las secciones calculadas para el D.B.F y en la 10 (b) para el D.D.B.D.

Figura 10*Secciones transversales de elementos estructurales*

Se puede notar que tanto en las vigas como en las columnas se obtuvieron resultados más robustos para el D.D.B.D, denotando un diseño más rígido y pesado.

3.2.Cortante Basal

El siguiente resultado a comparar es el cortante basal, el cual da una primera impresión de los cálculos obtenidos a razón de las fuerzas sísmicas, las cuales en un diseño con capacidad especial de disipación de energía (DES), son las predominantes en casos de una estructura regular residencial.

D.B.F.: 2299.48 kN

D.D.B.D.: 3032.77kN

El cortante basal calculado en el D.D.B.D. es un 32% mayor que el calculado para el D.B.F., resultado que se puede explicar a partir de dos factores principales, el primero es que su

estructura tiene mayor masa, por las secciones obtenidas, y segundo y más importante, en el caso del D.D.B.D. la estructura no libera energía a partir de deformaciones permanentes, dado que la estructura trabaja en el rango elástico y no plástico, el diseño realizado en el D.B.F. a partir del coeficiente de disipación de energía $R=7$, dado para pórticos en concreto reforzado, las solicitaciones producidas por sismo se reducen por este factor, para tener en cuenta un comportamiento plástico de la estructura [13], este coeficiente vendría siendo el dato con mayor similitud a la ductilidad calculada en el método de D.D.B.D. la cual se calculó anteriormente, obteniendo un valor de $\mu=0.722$

3.3.Fuerzas por nivel

Los siguientes resultados aparentan no seguir la tendencia de los anteriores, donde el método de cálculo de la fuerza horizontal equivalente, método sugerido por la norma de diseño sismo resistente (NSR-10, Título A), muestra una fuerza por piso mayor al calculado por el método de D.D.B.D., lo cual indica un punto de partida similar antes de aplicar el coeficiente de disipación de energía R , donde las primeras se muestran entre un 9 y 11% mayores a las obtenidas por en el D.D.B.D.

Tabla 11

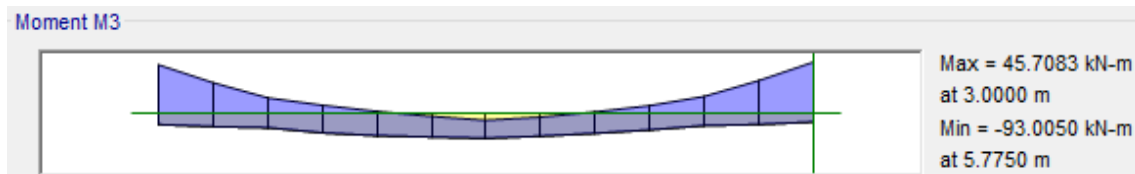
Comparación de fuerzas por piso

<i>Método</i>	<i>D.B.F.</i>	<i>D.D.B.D.</i>	
<i>Nivel</i>	F.H.E. (KN)	Fi (KN)	F.H.E / Fi
3	1630.84	1468.63	111%
2	1137.84	1042.72	109%
1	568.92	521.38	109%

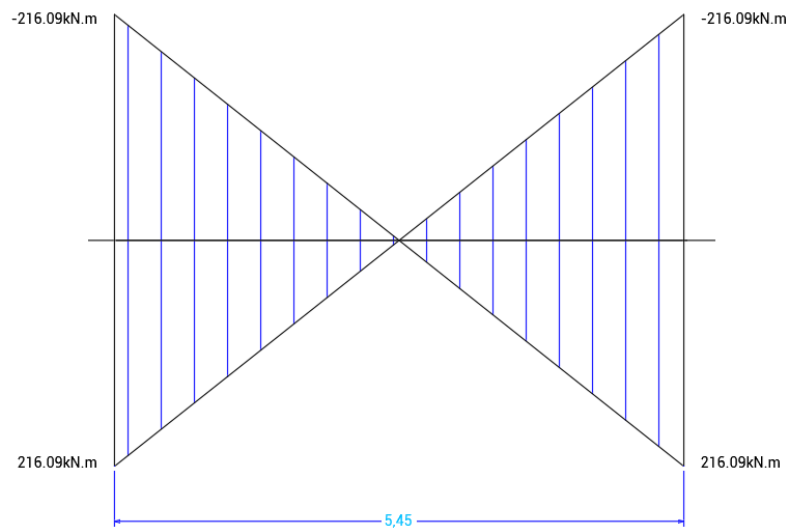
3.4.Momento máximo en vigas por nivel

Figura 11

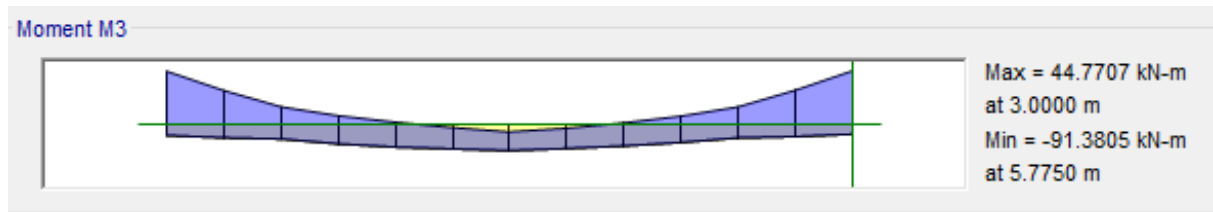
Diagramas de momentos máximos de vigas por nivel



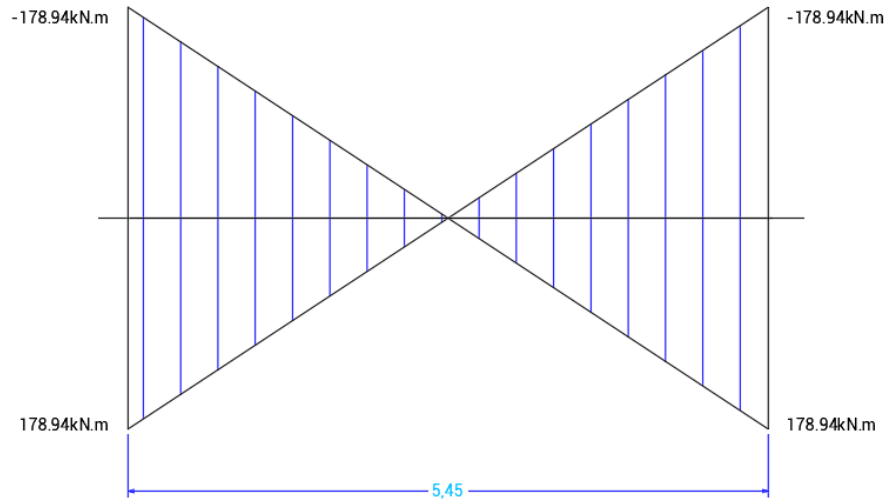
b) D.B.F N+2.70m



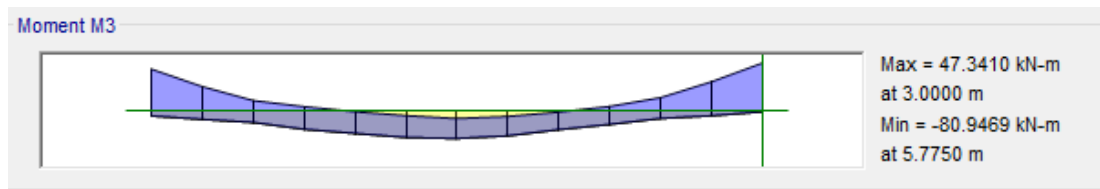
c) D.D.B.D N+2.70m



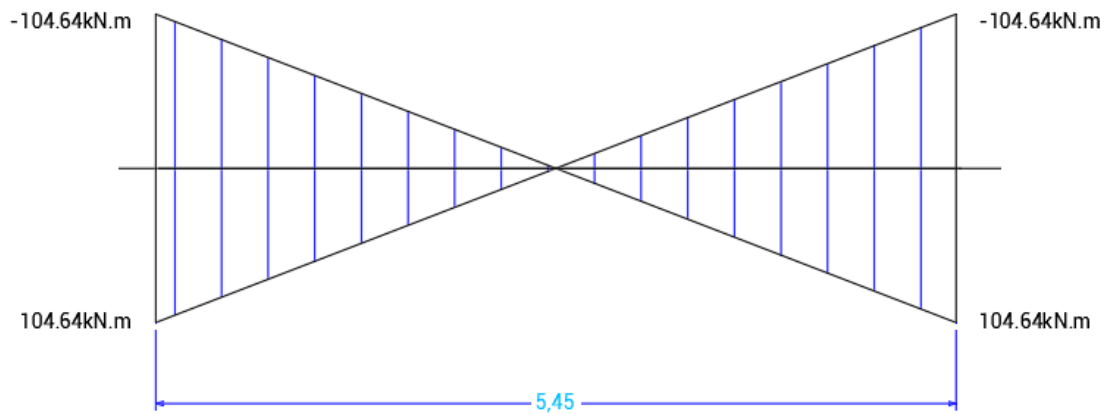
d) D.B.F N+5.40m



e) D.D.B.D N+5.40m



f) D.B.F N+8.10m



g) D.D.B.D N+8.10m

El diagrama de momentos es uno de los datos de mayor relevancia a la hora de diseñar el despiece de una viga, en el caso del D.B.F. se pueden apreciar en la figura 11 (a), (c) y (e), los cuales se toman de ETABS, el momento 3-3 con la combinación de carga envolvente, la cual toma las combinaciones de carga sugeridas por la norma colombiana NSR-10 (NSR-10, Título B), para el caso del D.D.B.D. en la figura 11 (b), (d) y (f), tal como se explica en la metodología, no se combinaron las cargas gravitacionales con las sísmicas, por lo cual se obtienen diagramas simétricos, con solicitaciones iguales para momento positivo y negativo (Priestley, 2007), a diferencia de los diagramas obtenidos en el D.B.F.

Como era de esperar, las solicitaciones en el D.D.B.D. fueron mayores, esto alude de nuevo a que la energía no se disipa a través de deformaciones permanentes, pero cabe notar en la tabla 12, como la diferencia va disminuyendo según se aumenta de nivel.

Tabla 12

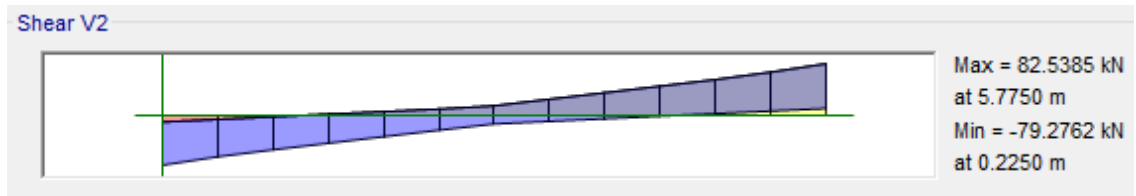
Comparación de momentos máximos por piso

Nivel	D.B.F.	D.D.B.D.	D.D.B.D / D.B.F.
	Momentos máximos (kN.m)		
N+2.70	45.71	216.09	473%
	-93.01	-216.09	232%
N+5.40	44.77	178.94	400%
	-91.38	-178.94	196%
N+8.10	47.34	104.64	221%
	-80.95	-104.64	129%

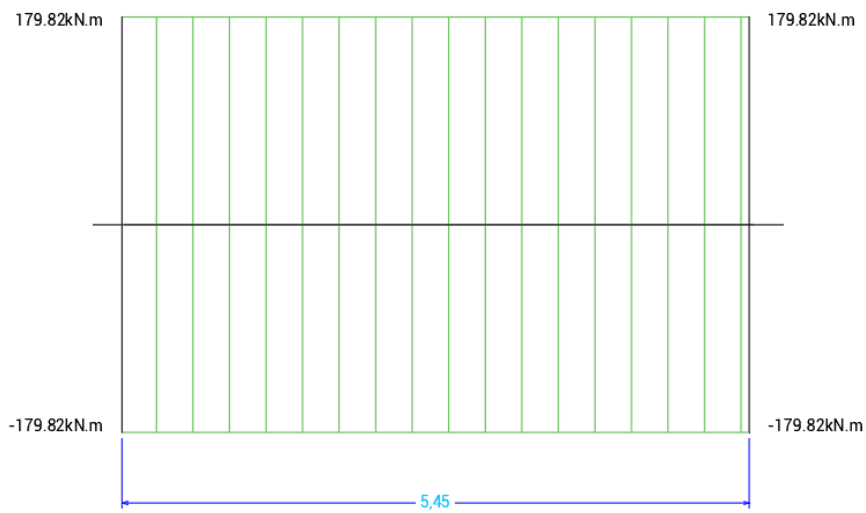
3.5. Cortante máximo en vigas por nivel

Figura 12

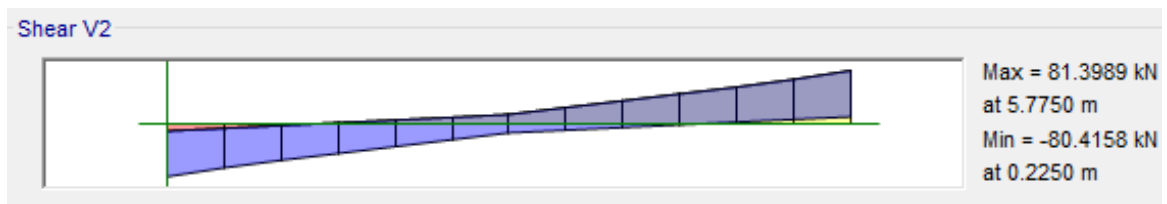
Diagramas de cortante máximos de vigas por nivel



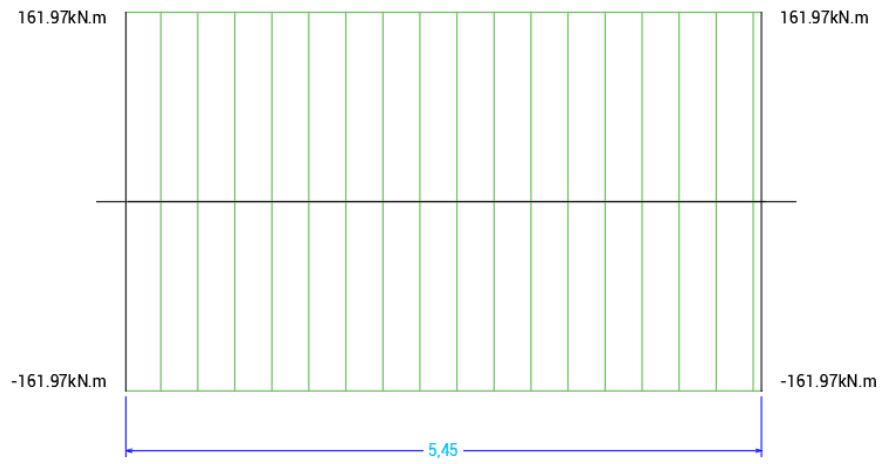
a) D.B.F N+2.70m



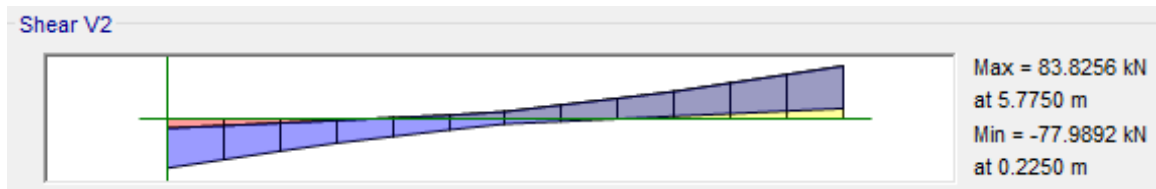
b) D.D.B.D N+2.70m



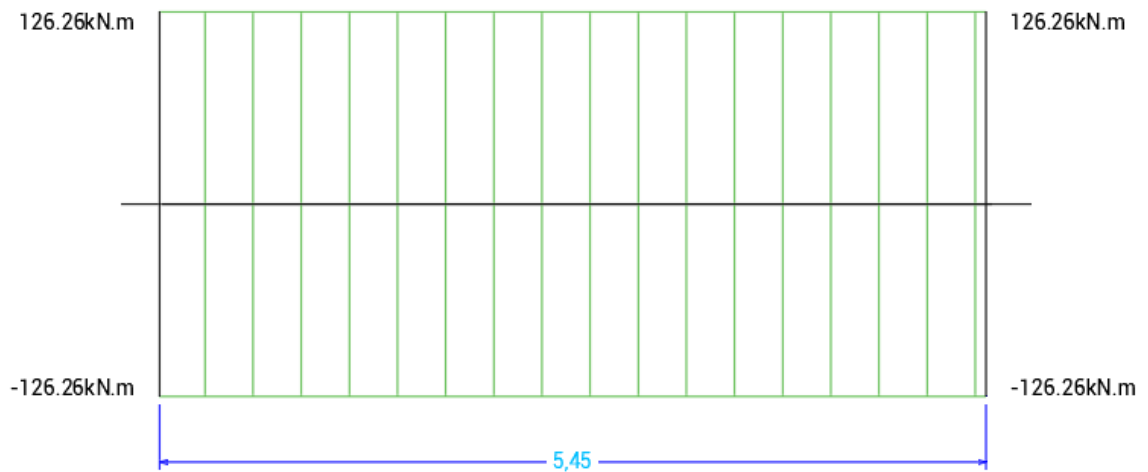
c) D.B.F N+5.40m



d) D.D.B.D N+5.40m



e) D.B.F N+8.10m



f) D.D.B.D N+8.10m

Al igual que el momento, el cortante en el D.B.F. en la figura 12 (a), (c) y (e), se toma del modelo realizado en ETABS, en este caso, en el cortante 2-2, usando las mismas combinaciones de carga, para el cortante en el D.D.B.D. si se tiene en cuenta las amplificaciones por cargas gravitacionales, en la figura 12 (b), (d) y (f), obteniendo de nuevo solicitaciones mayores para el D.D.B.D. en este caso, estas solicitaciones definieron la cantidad de refuerzo transversal para los niveles +2.70 y +5.40, a diferencia del D.B.F. donde los límites normativos dictan el mínimo de este refuerzo en todos los niveles.

Tal como en los momentos, se observa en la tabla 13 una disminución de la diferencia entre ambos resultados al aumentar el nivel en que son evaluados, aunque no de manera tan marcada como en los momentos, donde de nuevo el trabajar en el rango elástico aumenta las solicitaciones en la estructura diseñada por el método de D.D.B.D

Tabla 13

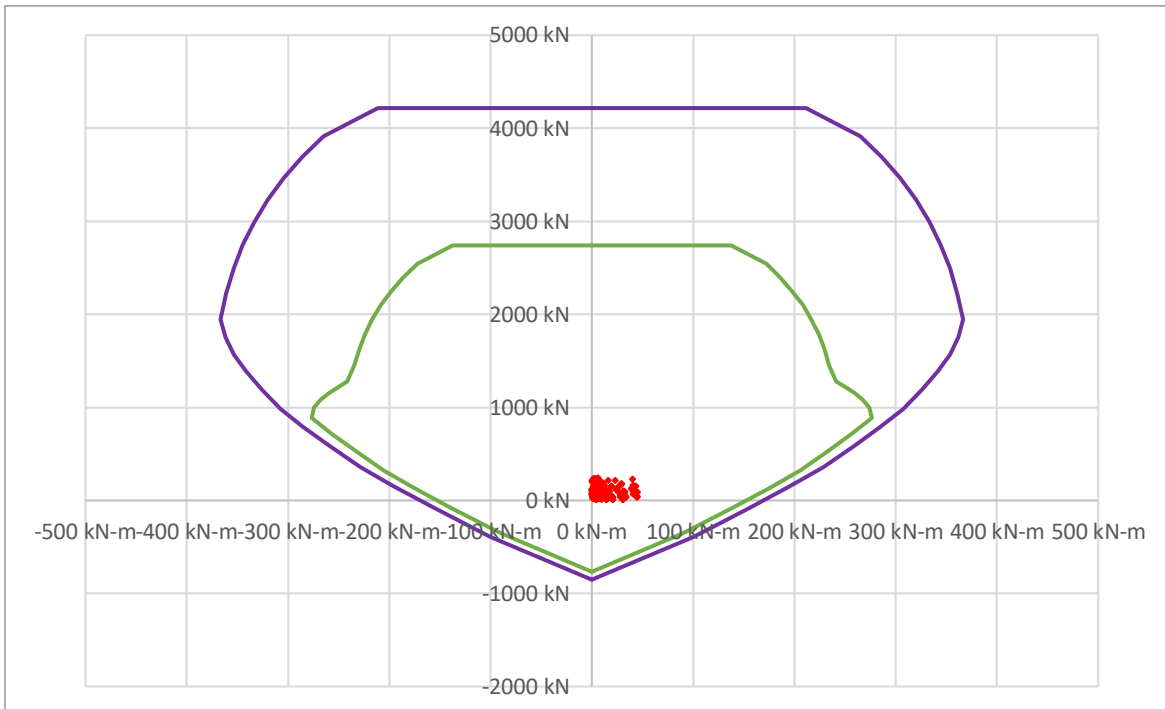
Comparación de cortantes máximos por piso

Nivel	D.B.F.	D.D.B.D.	D.D.B.D / D.B.F.
	Cortantes máximos (kN)		
N+2.70	82.54	179.82	218%
	-79.28	-179.82	227%
N+5.40	81.40	161.97	199%
	-80.42	-161.97	201%
N+8.10	83.83	126.26	151%
	-77.99	-126.26	162%

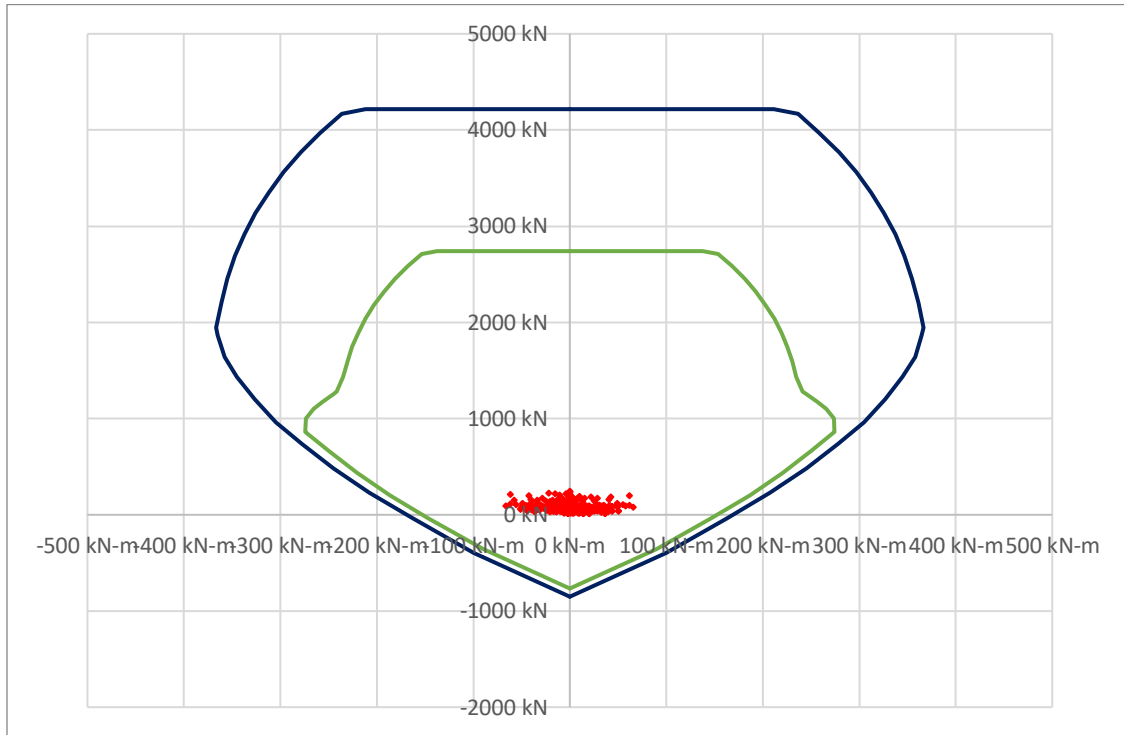
3.6. Diagramas de flexo-compresión

Figura 13

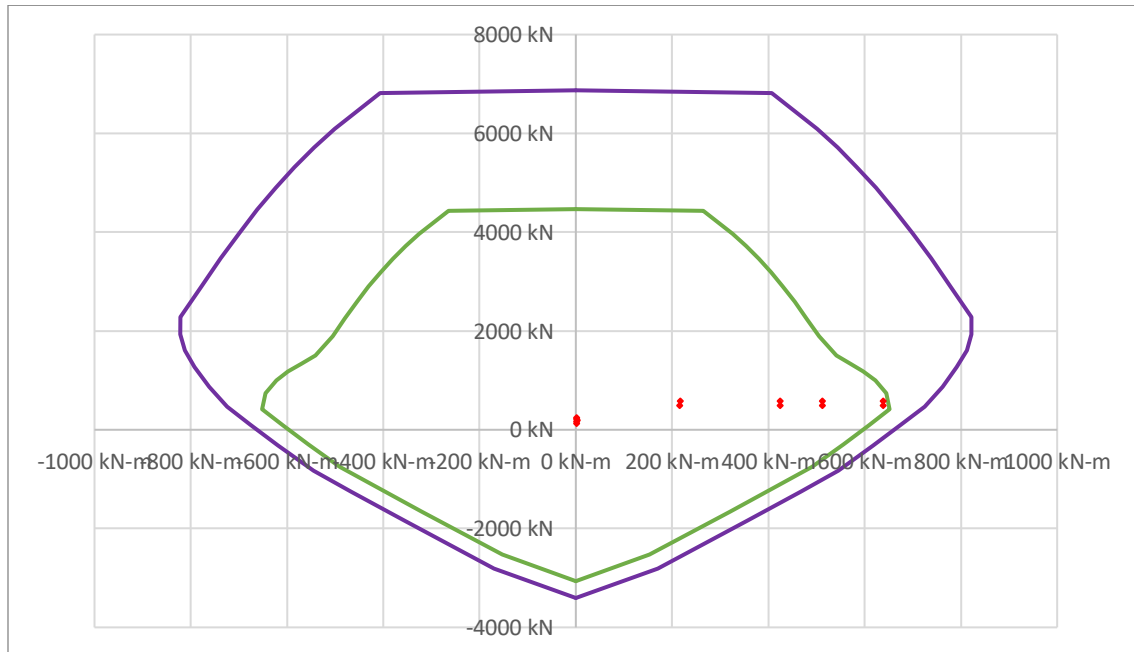
Diagramas de momentos máximos de vigas por nivel



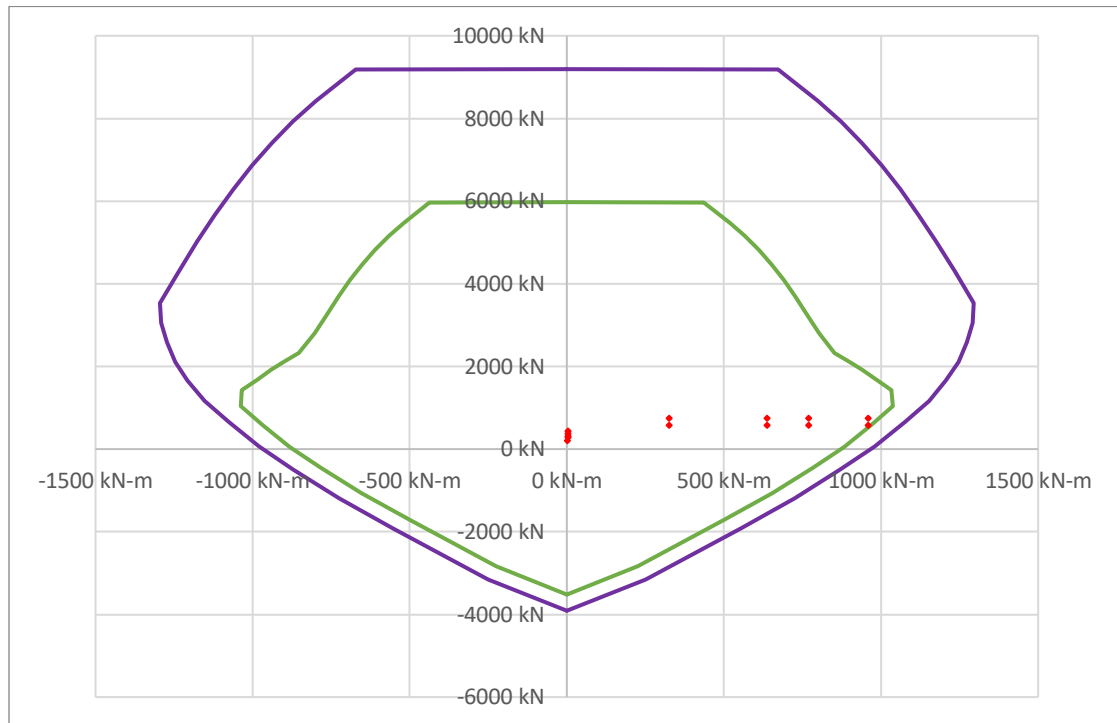
h) D.B.F. $M_{n,x}$ vs P_n C45x45C28



i) D.B.F. $M_{n,y}$ vs P_n C45x45C28



j) D.D.B.D. Mn vs Pn C50x50C28



k) D.D.B.D. Mn vs Pn C60x60C28

En el caso del D.B.F. se obtienen dos diagramas de flexo-compresión, los cuales se pueden apreciar en la figura 13 (a) y (b), dado que el modelo provee datos en ambas direcciones ortogonales principales con notables diferencias, debido a que, al combinar las cargas gravitacionales con las sísmicas, en uno de los sentidos ortogonales principales, las solicitaciones se ven afectadas de mayor manera por las primeras. En el caso del D.D.B.D. no es pertinente mostrar ambos, dado que manejan los mismos datos.

Para el D.B.F., la sección obtenida en la revisión de derivas junto con el refuerzo mínimo para cumplir la norma colombiana NSR-10 [13], tal como se indica con detalle en la metodología, lleva a que las solicitaciones por flexo-compresión no definan el refuerzo, como se puede apreciar

en el diagrama, las solicitaciones no están cerca de sus máximos para la resistencia de la columna, mientras para las columnas diseñadas por el método de D.D.B.D., las solicitaciones están más cercanas a sus límites, tal como se aprecia en la figura 13(c) y (d), obteniendo así, una mayor optimización en la relación solicitaciones con sección y refuerzo, en parte, porque las solicitaciones son mayores y no se cubren con los mínimos propuestos en la norma, pero también influye el hecho de que la sección se escoge para cumplir las solicitaciones generadas a partir de una deriva objetivo, en lugar de elegirse en la revisión del cumplimiento de esta.

4. Conclusiones

Se realizaron los diseños a partir del diseño basado en fuerzas sugerido por la norma colombiana sismo resistente NSR-10 y diseño directo basado en desplazamientos sugerido por Priestley, Calvi y Kowalsky en su libro “Displacement-Based Seismic Design of Structures”, la comparación de los resultados obtenidos lleva a las siguientes conclusiones:

- l) En el diseño basado en fuerzas, el acero de refuerzo lo dicta en gran cantidad de casos, los límites de la norma colombiana NSR-10, mientras en el diseño directo basado en desplazamientos, las solicitaciones de la estructura, son lo que dicta la cantidad mínima de acero necesario. En ambos casos, los diseños y despieces de elementos estructurales se revisaron bajo la NSR-10.
- m) El diseño y despiece de elementos a flexión (vigas), se realiza de manera más simple en el caso del diseño directo basado en desplazamientos, dado que, al no combinar las cargas de sismo con las gravitacionales, se mantiene una simetría en las solicitaciones de momentos en cada nivel, requiriendo menor número de despieces.
- n) Los modos de vibración no se pueden comparar de manera cuantitativa, dado que el método de diseño directo basado en desplazamientos, reduce el efecto de los modos mayores usando un factor de amplificación dinámica ω_f y el método basado en fuerzas los tiene en cuenta en el modelo matemático realizado en ETABS, según su participación de masa.
- o) En el diseño directo basado en desplazamientos, se obtienen solicitaciones de diseño sustancialmente mayores a las calculadas para el diseño basado en fuerzas, esto se puede

aludir a que la estructura no libera energía a través de las deformaciones permanentes, dado que trabaja en el rango elástico. Contrario al diseño basado en fuerzas, donde, según la norma colombiana, NSR-10, se asume un comportamiento plástico de la estructura, para lo cual maneja un coeficiente de dispersión de energía $R=7$, para edificaciones aperticadas en concreto reforzado.

- p) En el caso de estudio de este proyecto, la deriva máxima del 1%, determinada por la norma colombiana NSR-10, es un límite muy conservador para el método de diseño directo basado en desplazamientos. Esto se debe a que, dado que el desplazamiento de fluencia es mayor que el desplazamiento objetivo, se desarrolla una ductilidad menor a uno, esto indica un comportamiento elástico de la estructura. Lo anterior, lleva a secciones robustas y altas cantidades de refuerzo, para lograr la rigidez necesaria. Esto también limita la aplicación del diseño, al tener una ductilidad menor a 1, el espectro de desplazamientos se conserva para un amortiguamiento del 5%, conservando así, las condiciones iniciales que este pretende corregir. Un aumento a una deriva entre el 2 y 3%, tal como manejan otras normas sismorresistentes, permitiría que la estructura se comportara de manera plástica.

Bibliografía

- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010a). NSR-10 - Título A: Requisitos Generales de Diseño y Construcción Sismo Resistente. En Nsr-10: Vol. Titulo A
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010b). NSR-10 - Titulo B: Cargas. En Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente Nsr-10.
- Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica. (2010b). NSR-10 - Titulo C: Concreto estructural. En Reglamento Colombiano De Construcción Sismo Resistente Nsr-10.
- Ayala, A. G. (2001). Evaluación del desempeño sísmico de estructuras. *Internacional de métodos Numéricos para Cálculo y Diseño en Ingeniería*, 17(3), 285–303.
- Calderon, F., & Valderrama, R. (2017). Nuevas tendencias para el diseño de muros de concreto reforzado. Caso de estudio: Diseño por desplazamientos. En *Universidad Industrial de Santander* (Vol. 1, Número 0).
- Calvi, G., Priestley, N., & Kowalsky, M. J. (2008). Displacement-Based Seismic Design of Structures. *Earthquake Spectra*, 24(2), 555–557. <https://doi.org/10.1193/1.2932170>
- Fib. (2003). Displacement-based seismic design of reinforced concrete buildings. En *State-of-the-art report prepared by Task Group 7.2* (p. 196).
- Herrera, J. P., Bedoya-Ruiz, D., & Hurtado, J. E. (2020). Performance-based seismic assessment of precast ferrocement walls for one and two-storey housing. *Engineering Structures*, 214, 110589. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110589>
- Hube, M. A., Marihuén, A., de la Llera, J. C., & Stojadinovic, B. (2014). Seismic behavior of slender reinforced concrete walls. *Engineering Structures*, 80, 377–388. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.09.014>

- López, S., & Ayala Milián, G. (2013). Método De Diseño Sísmico Basado En Desplazamientos Para Marcos De Concreto Reforzado. *Revista de Ingeniería Sísmica*, 111(88), 91–111.
<https://doi.org/10.18867/ris.88.11>
- Priestley, N., Calvi, G., & Kowalsky, M. J. (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures. En *Earthquake Spectra* (Vol. 24, Número 2).
- Priestley, N. (1993). Myths and fallacies in earthquake engineering - Conflicts Between Design and Reality. *NZ National Society for Earthquake Engineering*, 26(3), 329–341.
<https://doi.org/10.5459/bnzsee.26.3.329-341>
- Priestley, N. (2000). Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, 33(3), 325–346. <https://doi.org/10.5459/bnzsee.33.3.325-346>
- Priestley, N. (2007). The need for displacement-based design and analysis. *CISM International Centre for Mechanical Sciences, Courses and Lectures*, 494, 121–132.
https://doi.org/10.1007/978-3-211-74214-3_7