



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA  
DE MÉXICO**

**FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES  
ACATLÁN**

**DISEÑO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO  
REFORZADO CON SISTEMA DUAL MARCO – MURO**

**T E S I S**

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

**INGENIERO CIVIL**

PRESENTA:

**VAZQUEZ VILLEDA BRAYAN**

Asesor:

**DR. DARÍO RIVERA VARGAS**

MAYO 2023

Santa Cruz Acatlán, Naucalpan, Estado de México





Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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

## **AGRADECIMIENTOS**

*A mí madre, María Elena Villeda Méndez por ser una mujer increíble que me dio su amor incondicional, apoyo total y se preocupó por mi cada día. Te amo mamá.*

*A mí padre, J. Félix Vazquez Martinez por su inmenso amor, por apoyarme en todo momento y brindarme todo lo necesario para cumplir este objetivo. Te amo papá.*

*A mis hermanos, Aldair, Arlet, Brenda y Olga por su cariño, por siempre estar a mi lado y darme momentos inolvidables.*

*A Alondra Juárez Jaramillo con todo mi corazón por su valiosa compañía, apoyo incondicional y amor. No sabes lo encantadora que eres.*

*A el Doctor Darío Rivera Vargas por brindarme su confianza, intelecto, dedicación y pasión por el diseño sísmico durante el desarrollo de este trabajo.*

*A familiares y amigos que me brindaron su apoyo, cariño y amistad. A todos los que compartieron palabras de aliento a mi persona.*

*A la Dirección General de Asuntos del Personal Académico de la UNAM (DGAPA) por el apoyo recibido para el desarrollo de este trabajo de investigación como parte del proyecto PAPIIT IT101921 "Enfoque multivariado para mejorar la estimación del riesgo sísmico de las construcciones"*

*A la Universidad Nacional Autónoma de México por brindarme las herramientas necesarias en mi formación académica, infinitamente agradecido con todos los profesores que compartieron su sabiduría a mi persona.*

# INDICE

## CAPÍTULO I

<b>INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>5</b>
1.1 Planteamiento del problema.....	5
1.2 Objetivo y alcance .....	6
1.3 Contenido del trabajo.....	6

## CAPÍTULO II

### **ASPECTOS BÁSICOS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO .....**

**6**

2.1 Daños observados por sismos en México .....	6
2.2 Sistemas estructurales de concreto reforzado .....	13
2.2.1 Edificios con marcos rígidos .....	14
2.2.2 Edificios con muros .....	15
2.2.3 Sistema dual marco - muro.....	19

## CAPÍTULO III

### **CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO .....**

**21**

3.1 Diseño sísmico basado en fuerzas .....	21
3.1.1 Análisis estático.....	22
3.1.2 Análisis dinámico modal .....	24
3.1.3 Análisis dinámico no lineal pasó a paso .....	25
3.2 Diseño sísmico basado en desempeño .....	26
3.2.1 Niveles de desempeño sísmico esperado.....	27
3.2.3 Objetivos de desempeño .....	28
3.2.4 Índices de desempeño .....	30
3.3 Diseño sísmico basado en desplazamientos.....	30

## CAPITULO IV

### **PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS.....**

**40**

4.1 Diseño directo basado en desplazamiento de estructuras de marcos y muros.....	40
4.1.1 Resistencia asignada al sistema dual .....	42
4.1.2 Deformaciones de fluencia de los muros y marcos.....	43
4.1.3 Perfil de desplazamiento de diseño de la estructura .....	43
4.1.4 Características del sistema equivalente SIGDL.....	44
4.1.5 Ductilidad de diseño .....	44

4.1.6	Periodo efectivo y amortiguamiento equivalente del sistema.....	45
4.1.7	Espectro de desplazamientos .....	46
4.1.8	Cortante basal de diseño y determinación de la resistencia de los elementos.....	47
4.2	Diseño sísmico de edificios con sistemas duales regulares basado en control de desplazamientos .....	47
4.3	Propuesta de procedimiento de diseño sísmico .....	49
4.3.1	Estados límite de diseño y objetivos de desempeño.....	49
4.3.2	Descripción del procedimiento de diseño.....	49
4.3.3	Etapa 1. Desplazamiento de diseño .....	50
4.3.4	Etapa 2. Sistema equivalente de 1GDL y obtención de los elementos mecánicos.....	50
4.3.5	Etapa 3. Diseño de los elementos estructurales .....	50
4.4	Ejemplo de aplicación de diseño .....	54
4.4.1	Descripción de la Estructura .....	54
4.4.2	Diseño de los edificios; sistema de marcos y sistema dual con base en el RCDF (2017) .....	56
4.4.3	Diseño sísmico basado en control de desplazamientos.....	104
4.4.4	Análisis y comparación de resultados .....	140
<b>CAPITULO V</b>		
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>		<b>144</b>
<b>REFERENCIAS .....</b>		<b>146</b>

# CAPÍTULO I

## INTRODUCCIÓN

### 1.1 Planteamiento del problema

Históricamente México es uno de los países en donde los eventos sísmicos han causado importantes daños a sus ciudades, particularmente en la Ciudad de México se ha buscado fortalecer los reglamentos de construcción, con el propósito de mitigar el riesgo de colapso de sus edificios. En este sentido, mejorar los criterios de diseño sísmico ha sido un reto para garantizar un buen comportamiento estructural, la principal razón por la que los edificios han presentado un comportamiento deficiente se ha debido a la mala caracterización de la respuesta sísmica, induciendo a diseños deficientes que han comprometido la integridad de sus usuarios.

Así, por ejemplo, los sismos ocurridos el 19 – Sep. – 1985 y 19 – Sep. – 2017 evidenciaron errores de diseño y deficientes procesos constructivos, las estructuras siguen teniendo costos elevados sin garantizar su seguridad. Eventos sísmicos como los mencionados anteriormente, hicieron notar la necesidad de tener diseños en donde se tenga un mayor control del daño. En los últimos años se le ha dado una amplia difusión a la filosofía de diseño basada en desempeño sísmico, la cual se apoya en dos enfoques: basados en desplazamiento y basados en conceptos de energía.

De los dos enfoques anteriores, el basado en desplazamientos parece ser el más factible de incorporar en la práctica del diseño estructural. Esta metodología relaciona el daño estructural con los desplazamientos que una estructura puede experimentar, para ello es necesario definir ciertos índices de daño o niveles de desempeño para la revisión de los objetivos de diseño.

El Reglamento de Construcciones para la Ciudad de México (RCDF, 2017) en sus Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC – Sismo, 2020) presta atención a estas metodologías, en su capítulo 11 menciona que podrán usarse criterios de diseño sísmico basados en el control del desplazamiento lateral de la edificación si se demuestra, a satisfacción de la administración, la pertinencia de la metodología utilizada. Lo anterior requerirá del planteamiento de criterios basados en el análisis dinámico no lineal paso a paso de la respuesta sísmica, que establezcan con claridad los valores aceptables de los desplazamientos laterales y del daño estructural para el sismo de diseño. No obstante, estos métodos requieren de una mayor consideración conceptual y práctica por parte del proyectista, por lo que su aplicación resulta más compleja.

Lo anterior implica la necesidad de métodos simplificados que permitan obtener diseños estructurales confiables, es decir, un equilibrio entre simplicidad y precisión. Por otra parte, estos métodos tienen que ser aplicables a sistemas estructurales que buscan brindar un mejor desempeño sísmico a los edificios.

De esta forma, en la industria de la construcción se han implementado sistemas estructurales, tales como: marcos rígidos, muros, sistema dual (marcos – muros), así como la incorporación de dispositivos de control de la respuesta sísmica (aisladores y amortiguadores viscosos). De estos sistemas estructurales, el correspondiente al sistema dual ha cobrado mayor relevancia en los proyectos de edificios altos.

En consecuencia, sería deseable disponer de un procedimiento de diseño sísmico de edificios con sistema dual, de tal forma, que se puedan revisar diferentes niveles de desempeño con base en conceptos basados en desplazamientos con la finalidad de tener estructuras con un mejor control del daño, es necesario que bajo este enfoque se tengan criterios prácticos para su correcta aplicación.

## 1.2 Objetivo y alcance

En esta investigación se propone un procedimiento de diseño sísmico basado en desplazamientos para edificios de concreto reforzado, estructurados a base de marcos y muros, llamado sistema dual, a fin de que su aplicación resulte simple y practica en el diseño sísmico de edificios.

La investigación considerara los siguientes alcances:

- El procedimiento considera el análisis en el plano, por lo que no se toman en cuenta efectos de torsión;
- Se aplica a estructuras de planta regular y numero de entrepisos inferior a 20 niveles;
- Los edificios se consideran ubicados en la zona de transición de la Ciudad de México.

## 1.3 Contenido del trabajo

En el primer capítulo se hace el planteamiento del problema entorno a la importancia del conocer un procedimiento de diseño sísmico para edificios de concreto reforzado con sistema dual marco – muro, así mismo, se comenta el objetivo y alcance de la investigación.

El segundo capítulo se enfoca a debatir los aspectos básicos del comportamiento sísmico de edificios de concreto reforzado, enfatizando los daños observados por sismos ocurridos en México. Por otra parte, se analiza el comportamiento sísmico de diferentes sistemas estructurales, tales como: edificios con marcos rígidos, edificios con muros y edificios con sistema dual marco- muro.

En tanto, en el tercer capítulo se describen los criterios de diseño sísmico de edificios de concreto reforzado. Para ello se hace referencia al diseño sísmico basado en fuerzas, así como el diseño sísmico basado en desempeño, en donde, para fines de este trabajo se trató en especial esta filosofía bajo el enfoque basado en conceptos de desplazamientos.

El cuarto capitulo está orientado a desarrollar la propuesta de procedimiento de diseño sísmico basado en desplazamientos, tomando en consideración trabajos desarrollados en la literatura sobre el tema. En especial, se retoman los criterios de diseño de la metodología basada en desplazamientos directos para sistemas duales de concreto (Sullivan *et al.*, 2006) y se reflexiona sobre su adaptación en la práctica del diseño sísmico. Se presenta el

procedimiento, en donde, se definen cada una de las etapas de diseño y criterios que son aplicables.

En el último capítulo se presenta un ejemplo de aplicación para ilustrar el procedimiento de diseño, en donde, se diseña un edificio de 10 niveles con sistema dual marco – muro. Adicionalmente, a manera de comparar los resultados se diseña la misma estructura y un edificio de 10 niveles con sistema de marcos rígidos de concreto reforzado con el método tradicional del Reglamento de construcciones para la Ciudad de México (RCDF, 2017) y sus Normas técnicas complementarias (NTC). Se valoran las ventajas y desventajas de cada uno de los procedimientos de diseño, así como la comparación de las secciones finales y cantidad de acero de refuerzo destinada en el diseño.

Finalmente se comentan las principales conclusiones derivadas de la investigación, así como las recomendaciones para estudios futuros.



## CAPÍTULO II

### ASPECTOS BÁSICOS DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS DE CONCRETO REFORZADO

#### 2.1 Daños observados por sismos en México

Históricamente, México, es uno de los países donde los eventos sísmicos han causado importantes daños a sus edificaciones, es por lo que se ha buscado mejorar los reglamentos de construcción para contrarrestar los efectos a nuestras Ciudades. Los criterios de diseño no han sido lo suficientemente adecuados para garantizar un buen comportamiento sísmico, de tal forma que este fenómeno los ha llevado a tener daños estructurales y no estructurales que incluso en algunas situaciones ha provocado el colapso de los edificios con pérdida de vidas.

En particular, la Ciudad de México se ha visto severamente afectada con daños importantes en sus inmuebles, debido principalmente a un efecto de sitio en las zonas de transición y de lago, en donde, suele amplificarse las ondas sísmicas. Esto ha quedado en evidencia en los sismos que han ocurrido, por lo que se han tenido que implementar diversos sistemas estructurales con las propiedades globales de diseño que se recomiendan en el Reglamento de Construcciones con objeto de mitigar daños en los edificios.

En la figura 1 se presenta el fenómeno anteriormente mencionado, en donde, se puede ver los acelerogramas medidos en diferentes sitios del sismo, ocurrido el 25 – Abril – 1989. De esta manera se puede observar que los registros medidos en zonas de lago son considerablemente mayores a los medidos en zonas de terreno firme.

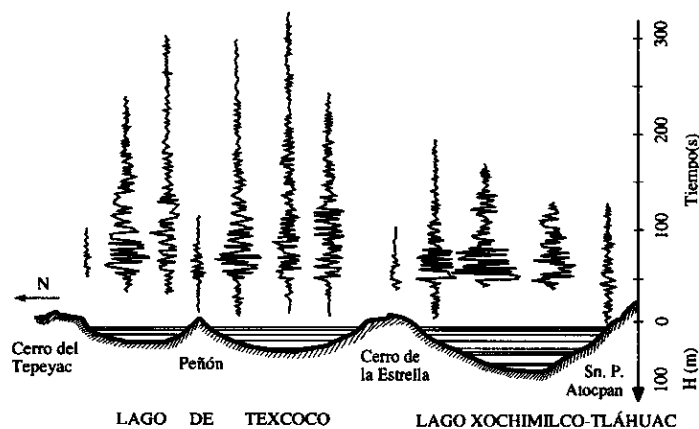


Figura 1. Corte del Valle de México N-S, perfil esquemático que muestra los depósitos profundos, la zona de lago y sus acelerogramas medidos en el evento 25 - Abril -1989. (Bazán & Meli, 2002)

A continuación se describirán los daños observados en edificios de la Ciudad de México durante la ocurrencia de algunos de los sismos más devastadores.

### Sismo de 1957

Este sismo ocurrió en la madrugada del día 28 – Julio - 1957, también llamado el sismo del Ángel debido al colapso del monumento que representa la Victoria Alada en honor a la independencia de México, que se encuentra en la capital. Este sismo tuvo una magnitud de 7.7 grados en la escala de Richter, con epicentro en el municipio de Acapulco, Guerrero, en donde se registraron una gran cantidad de daños.

La Ciudad de México tuvo daños importantes debido a la conocida amplificación de las ondas sísmicas que se generan en los suelos lacustres. En este sismo se reportaron alrededor de 40 muertos y 1000 edificios con daños menores y graves. (Narváez y Reinoso, 2007). Entre los daños más importantes en edificios fueron el colapso de la Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura del IPN, este edificio estaba estructurado a base de marcos de concreto y falló por un comportamiento de piso débil en el primer nivel.

Así también, el colapso de un edificio de viviendas en la esquina de las calles Frontera y Álvaro Obregón que estaba estructurado a base de marcos de concreto reforzado de 5 pisos, el cual aparentemente tuvo una falla en planta baja débil que generó un desplome en escalera, en este edificio se registró la muerte de 31 personas siendo el caso más grave en la Ciudad de México. En la figura 2 se muestran parte de estos daños observados.



a)



b)

Figura 2. a) Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura, IPN y b) Edificio en esquina de las calles de Frontera y Álvaro Obregón. (Narváez y Reinoso, 2007).

Este evento dio lugar a la publicación de emergencia para la actualización del reglamento que era obsoleto y no había sido modificado desde 1942. La implementación de dispositivos de medición en la Torre Latinoamericana fue de gran ayuda en esta actualización, gracias a esto se propusieron valores de desplazamientos límite. Así mismo, se incorporó la zona de transición a la clasificación geotécnica del valle de México.

## Sismo de 1985

El evento sísmico del 19 – Septiembre – 1985 causó los mayores daños en la Ciudad de México, teniendo una magnitud de 8.1 en escala de Richter y epicentro en Caleta de Campos Michoacán, fue generado por la ruptura entre la placa de cocos y la norteamericana, siendo este de subducción. Este sismo dio lugar al desarrollo de investigación en ingeniería sísmica, así como a mejorar el Reglamento de Construcciones, sobre todo al considerar que este terremoto en algunas zonas tuvo una duración de 180 s (3 minutos).

Tabla 1. Resumen estadístico de daños en edificios. (Meli et al., 2019).

Estructuración	Tipo de Daño	Año de construcción			Núm. De pisos				TOTAL
		Anterior a 1957	1957 – 1976	Posterior a 1976	Menos de 5	6 a 10	11 a 15	Más de 15	
Marcos de concreto	Colapso	27	51	4	27	46	8	1	82
	Grave	16	23	6	10	28	6	1	45
Marcos de acero	Colapso	7	3	0	4	3	1	2	10
	Grave	1	1	0	0	0	2	0	2
Losa plana	Colapso	8	62	21	36	49	5	1	91
	Grave	4	22	18	5	26	12	1	44
Mampostería	Colapso	6	5	2	11	2	0	0	13
	Grave	9	13	1	22	1	0	0	23
Otros	Colapso	4	8	2	12	2	0	0	14
	Grave	0	4	2	2	4	0	0	6
Total	Colapso y graves	82	192	56	129	161	34	6	330

Los daños fueron incalculables y miles de personas fallecieron en este sismo, en la tabla 1 se muestra un análisis estadístico de los edificios dañados en el sismo de 1985, en la cual se puede ver que el número de edificios estructurados a base de marcos de concreto fueron los más propensos a fallas, esto debido a mecanismos de falla como:

- Falla frágil en columnas, se pudo observar que el colapso de muchos edificios fue originado por la falla de las columnas por flexocompresión o por cortante o la combinación de sus efectos, lo anterior fue propiciado en gran medida por la escasez de refuerzo transversal y su excesiva separación en las columnas, lo que dio lugar al pandeo de las barras de refuerzo y a un confinamiento muy pobre del concreto contenido en el núcleo de la columna.

- Efecto de muros divisorios de mampostería, un gran número de edificios de altura considerable contenían una densidad de muros alta que en algunos casos resulto beneficiosa debido a su aportación ante cargas laterales, mientras que, en algunos casos debido a la distribución asimétrica en planta, efectos de primer piso débil y perdida de resistencia por daño provocaron el colapso o daño grave de los edificios. Daños por sismos anteriores generaron una pérdida de la resistencia a cargas laterales que debido al sismo provoco la inminente falla de los elementos estructurales lo que genero el probable o inminente colapso.

En la tabla 2 se resumen los factores que influyen en la falla de los edificios durante este evento sísmico. De acuerdo con el trabajo de Meli *et al.* (2019), las propiedades dinámicas de los edificios no habían sido tomadas en cuenta a detalle para poder predecir un comportamiento adecuado ante un sismo de grande intensidad, adicionalmente la amplificación de los efectos sísmicos debido al suelo y el mal diseño de las cimentaciones fueron características que propiciaron daños importantes, de tal forma que la Ciudad de México se convirtió en un laboratorio gigantesco de ingeniería sísmica.

Tabla 2. Factores que influyeron en la falla de edificios. (Meli *et al.*, 2019).

<b>Porcentajes de casos en que se observó las características</b>	
Asimetría notable de la rigidez	15%
Edificio de esquina	42%
Primer piso flexible	8%
Columnas cortas	3%
Sobrecarga excesiva	9%
Hundimientos diferenciales previos	2%
Problemas de cimentación	13%
Choque con edificios cercanos	15%
Daños previos por sismo	5%
Punzonamiento de losas reticulares	4%
Falla en pisos superiores	38%
Falla en pisos intermedios	40%

## Sismo de 2017

Recientemente ocurrió otro evento sísmico importante, el 19 – Septiembre – 2017, con epicentro a 12 km al sureste de Axochiapan, Morelos y a 120 km de la Ciudad de México con una magnitud de 7.1 en la escala de Richter.

El sismo causó el colapso de aproximadamente 50 edificaciones en su mayoría de menos de 10 niveles, sociedades técnicas como la Sociedad Mexicana de Ingeniería Estructural (SMIE) coordinada por el Colegio de Ingenieros Civiles de México (CICM) organizaron brigadas de inspección para identificar las colonias, edificios y daños presentes en la ciudad de México. En lo personal, se tuvo la oportunidad de participar en las brigadas organizadas por el CICM y se pudieron observar los daños que tuvieron edificaciones de la zona de la Colonia Roma Sur, en donde se presentaron gran cantidad de daños en elementos no estructurales.

Este sismo causó un gran número de daños en edificios estructurados a base de marcos de concreto que fueron construidos antes del sismo de 1985; no presentaban una rehabilitación, ni mucho menos un diseño acorde a las normas actuales de diseño. Otro de los daños frecuentes fue la falla de planta baja débil, así como fugas en instalaciones de agua y gas, caída de instalaciones eléctricas, falsos plafones y equipo de trabajo. Gran cantidad de muros presentaron daños por compresión y tensión diagonal por cortante, columnas presentaron fallas por cortante debido al poco confinamiento en zonas de concentración de esfuerzos en conexiones.

Tabla 3. Configuración estructural de los edificios colapsados. (CICM, 2017).

<b>Configuración estructural</b>	<b>Casos</b>
Primer piso utilizado para comercio o estacionamiento	16
Irregularidades en planta o elevación	6
Edificios de esquina	12
Losas planas	7
Golpeteo	1
Falta de resistencia lateral y/o mantenimiento	10
Número de pisos	4 a 8 (26) 1 a 3 (6)

En la tabla 3 se puede ver que la mayor cantidad de edificios que colapsaron fueron de 4 a 8 pisos con problemas de planta baja débil, principalmente por uso del primer piso como comercio o estacionamiento. En la figura 3 se muestra la distribución geográfica de los edificios colapsados, que de acuerdo con el reporte del Colegio de Ingenieros Civiles de México (CICM, 2017), la mayoría se concentraron en las zonas II, III a y III b.

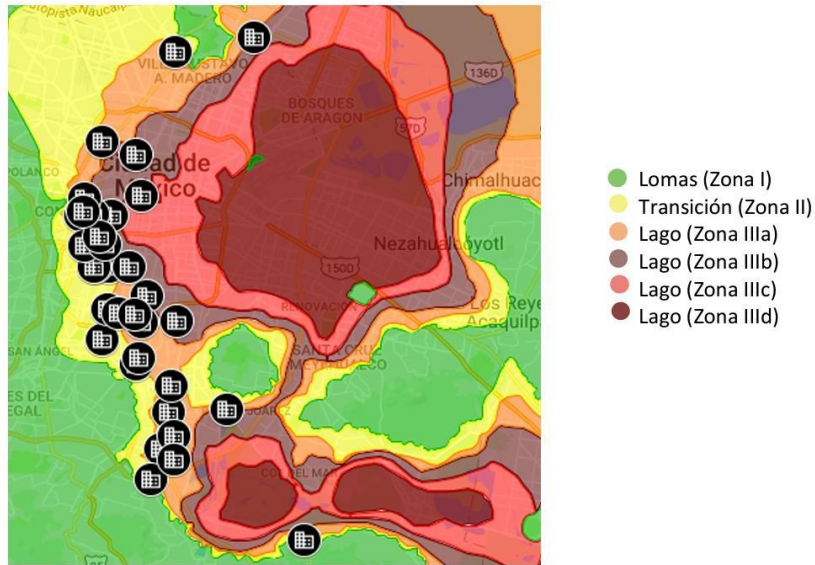


Figura 3. Distribución geográfica de los edificios colapsados. (CICM, 2017).

En la figura 4, se resumen el número de edificios por tipo de daño conforme con el informe del CICM (2017). Los daños denominados a, b, c, d, e, f son aquellos que comprometen la estabilidad de la estructura, el daño tipo f se presentó en un mayor número de edificios y corresponde al daño de un elemento estructural como lo son columnas, vigas o muros de carga con un total de 322 casos. El daño tipo e se refiere a la notoria inclinación del edificio o de algún nivel con respecto a los demás, teniendo 178 casos. En ese sentido, el daño tipo d se refiere a asentamientos diferenciales con 156 edificios. El daño tipo c se observó solo en 18 edificios y se debe a que la estructura se separó de su cimentación. El daño tipo b se observó en 141 edificios provocado por colapsos parciales en los edificios. Finalmente el daño tipo a se observó en 13 edificios provocado por derrumbes parciales.

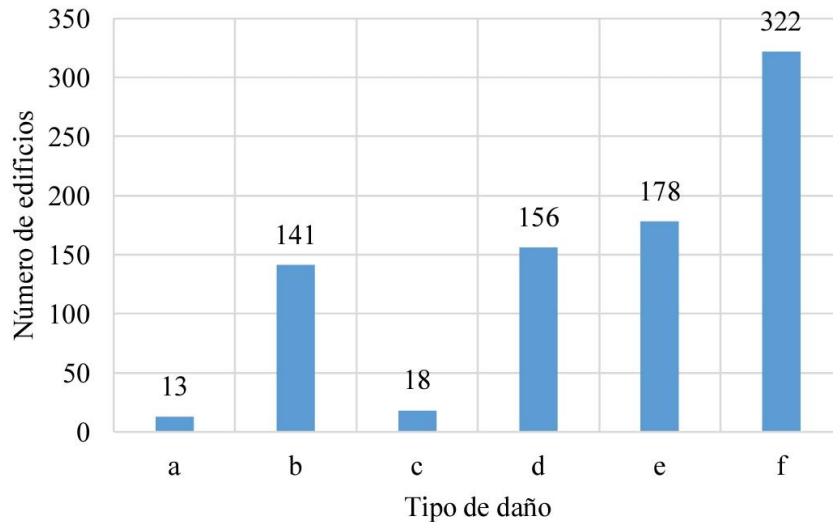


Figura 4. Número de edificios con los diferentes tipos de daño identificados en la forma de inspección rápida del gobierno de la CDMX. (CICM, 2017).

En las imágenes de la figura 5 se ilustran ejemplos de los tipos de daño mencionado anteriormente, cabe destacar que no se encontró información sobre edificios con daños en muros de concreto reforzado y los mayores daños se concentraron en edificios diseñados con reglamentos anteriores al vigente en el año 2017.

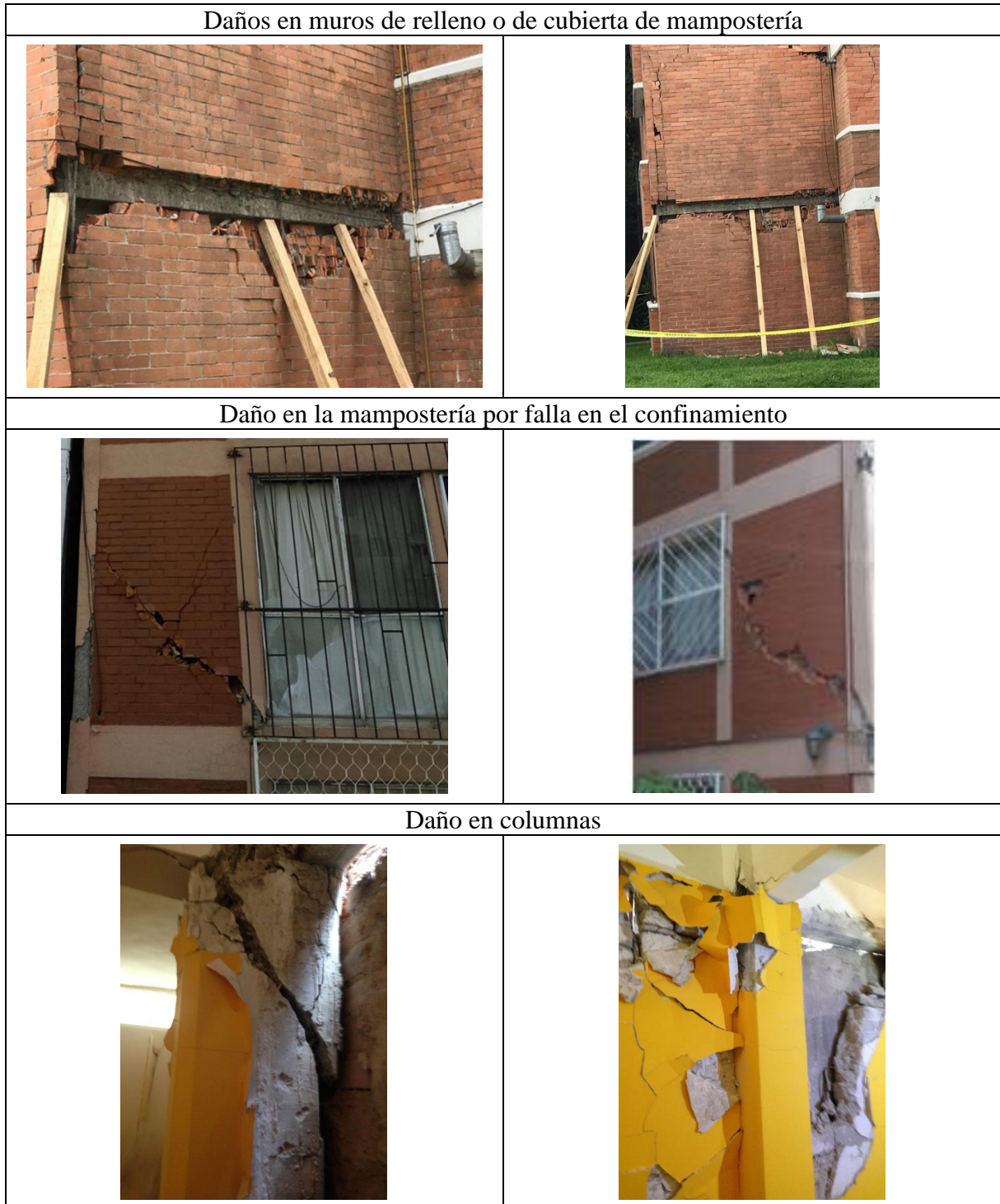


Figura 5. Daños en estructuras por sismo de septiembre del 2017. (CICM, 2017).

## 2.2 Sistemas estructurales de concreto reforzado

Las edificaciones están expuestas a diversas solicitaciones de carga tales como: permanentes y accidentales, en consecuencia, para brindarle seguridad adecuada a la construcción se han desarrollado diferentes sistemas estructurales. En la figura 6, se muestran algunos sistemas estructurales típicos que se suelen usar en edificios de concreto reforzado.

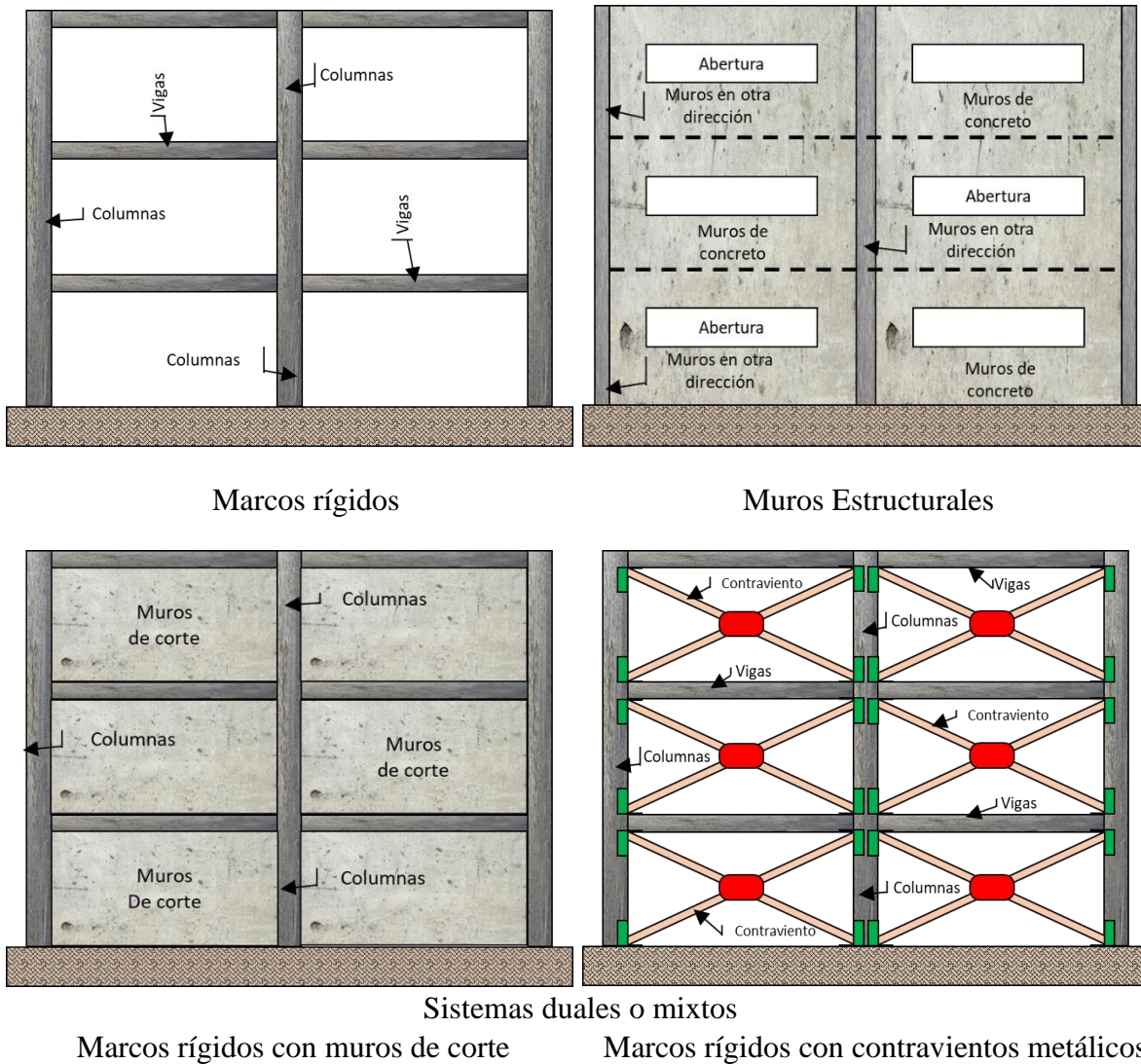


Figura 6. Sistemas estructurales en edificios de concreto reforzado.

Como se podrá notar en la figura 6, para resistir de una mejor forma las cargas gravitacionales (carga muerta y carga viva) y las acciones accidentales debidas a sismo y viento, por citar algunas, se han desarrollado sistemas resistentes como son: marcos rígidos, muros estructurales, sistemas duales, entre otros, con los cuales se busca satisfacer los requerimientos arquitectónicos. A continuación se hará una descripción breve de estos sistemas estructurales, resaltando sus bondades en cuanto a la acción sísmica.



### 2.2.1 Edificios con marcos rígidos

Este sistema estructural se compone por columnas y vigas que dan lugar a la configuración de marcos resistentes del edificio, tal como se muestra en la figura 7, mientras que los muros únicamente cumplen la función de dividir espacios. Es un sistema que puede resultar flexible y no se recomienda para edificios altos debido a que pueden experimentar grandes deformaciones, sin embargo, son recomendables para edificios de mediana y baja altura.

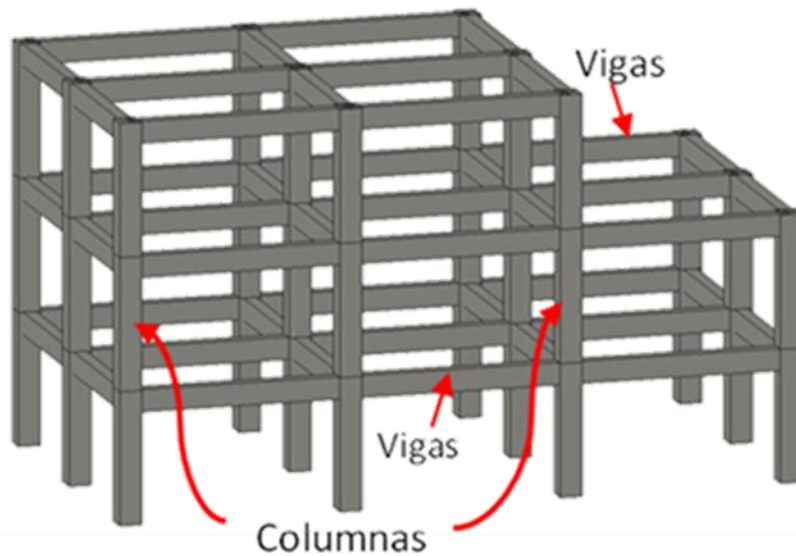


Figura 7. Marcos rígidos de concreto reforzado.

El uso de marcos rígidos en el diseño estructural de edificios se ha implementado a gran escala en la construcción. El estudio de su comportamiento se ha enriquecido bastante a lo largo de los años en la que se ha podido apreciar que por su flexibilidad en zonas sísmicas puede presentar daños importantes ante demandas de desplazamiento excesivas, lo cual podría llevarla al colapso. Con la finalidad de mejorar su resistencia los códigos y reglamentos a nivel mundial han prestado atención en el correcto diseño de cada elemento componente del marco, así como las conexiones viga – columna, en donde, se ha promovido el concepto de diseño viga débil – columna fuerte, como un mecanismo para mejorar el desempeño estructural. Alternativas conjuntas entre este y otros sistemas estructurales como son la incorporación de muros y contravientos se han utilizado con afán de contrarrestar el daño sísmico en las estructuras y reducir los desplazamientos laterales.

En México este sistema es de los más usados en edificios, aunque como se mostró en la tabla 1 este sistema estructural ha propiciado graves daños y hasta el colapso durante sismos importantes como el de 1985.

### 2.2.2 Edificios con muros

Los muros estructurales están especialmente diseñados para resistir fuerzas de corte, cargas axiales, así como momentos flexionantes de gran intensidad. Generalmente se les denomina muros de cortante o muros de corte a causa de que resisten gran parte de la fuerza cortante lateral. No obstante, es importante destacar que los muros pueden tener otro tipo de demandas, como puede ser por flexión provocando fallas de tipo dúctil. (Alcocer, 1995).

En la figura 8, se ilustra las acciones a las que está expuesto un muro estructural. Son construidos de concreto reforzado y debido a su gran resistencia ante cargas laterales son utilizados para contrarrestar los efectos generados por sismo, este tipo de sistema es muy eficaz cuando se trata de estructuras esbeltas, en donde, se debe tener un mayor control de los desplazamientos laterales particularmente en edificios de gran altura.

En México el uso de muros en la estructuración de edificios ha ido en aumento en especial en edificios de gran altura, en donde se requiere un mayor control de los desplazamientos para evitar daños en caso de sismo. Estos elementos están generalmente diseñados para soportar las fuerzas cortantes y es de vital importancia ser cuidadosos al usarlos en zonas sísmicas, su uso puede beneficiar o perjudicar la estructuración.

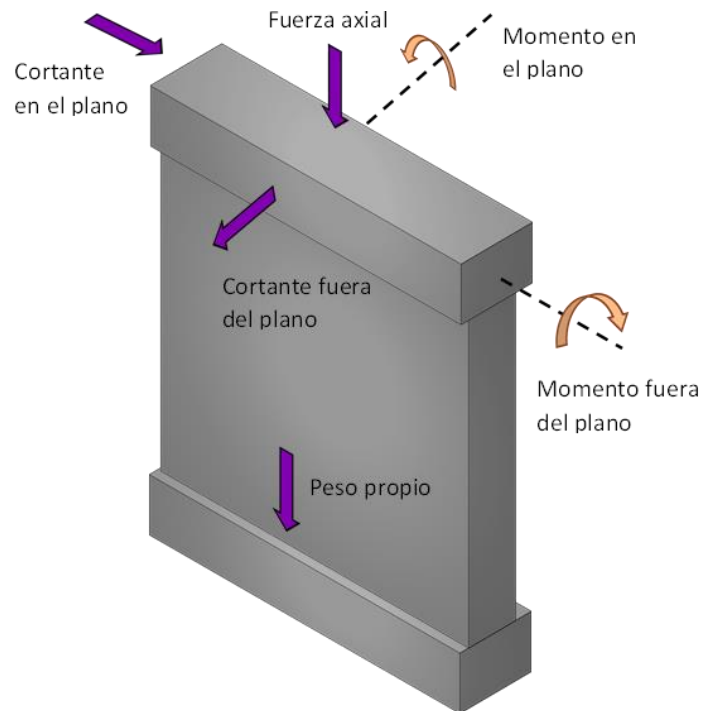


Figura 8. Fuerzas dentro y fuera del plano. (ACI 318-19).

En adición, el buen diseño de este tipo de sistema puede hacer que tengan gran capacidad de disipar energía sísmica por medio del daño de estos, previniendo el daño en elementos no estructurales. Las características geométricas y mecánicas de los materiales con la que son construidos los muros determinan en gran medida su rigidez ante cargas laterales, es por ello por lo que deben clasificarse en función de estas características.

La ubicación de los muros de concreto en la estructuración de un edificio es de gran relevancia, estos elementos aportan gran rigidez al edificio y su ubicación tendrá un impacto importante en la localización del centro de rigidez, por lo que la ubicación deberá ser estratégica logrando que el centro de masa y de rigidez estén lo más cercanos posible con el propósito de evitar grandes excentricidades. En la figura 9, se muestran algunas configuraciones de muros en planta tomado del trabajo de Arnold y Reitherman (1982). En dicha figura se ilustra por un lado diferentes esquemas de distribución de muros y por el otro los elementos resistentes para fuerzas sísmicas, así como los elementos resistentes para torsión.

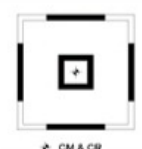

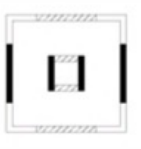


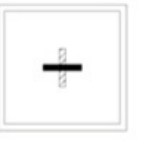











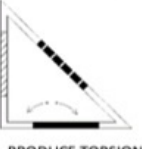
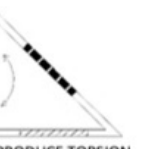

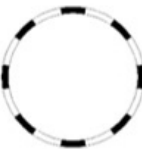
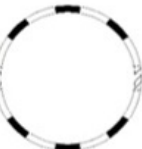


CONFIGURACION ESQUEMATICA	ELEMENTOS RESISTENTES PARA ←→ FUERZAS SISMICAS	ELEMENTOS RESISTENTES PARA ↑↓ FUERZAS SISMICAS	ELEMENTOS RESISTENTES PARA ↻ TORSION
 + CM & CR			
 CM & CR			 PRINCIPAL PROBLEMA: NO HAY RESISTENCIA A LA TORSION
 CM CR	 PRODUCE TORSION	 PRODUCE TORSION	 POCA RESISTENCIA A LA TORSION (BRAZO DE PALANCA PEQUEÑO)
			
EL ANALISIS SOBRE DOS EJES NO ES SUFICIENTE: PARA LAS FUERZAS A LO LARGO DE CADA EJE DIAGONAL → NO HAY ELEMENTOS RESISTENTES			
	 PRODUCE TORSION	 PRODUCE TORSION	
AUNQUE LOS TRIANGULOS PUEDAN PARECER INTUITIVAMENTE MUY BUENAS FORMAS ESTRUCTURALES, TIENDEN A PRODUCIR PLANTAS DESCOMPENSADAS			
			

Figura 9. Configuración esquemática de muros en planta. (Arnold & Reitherman, 1982).

En México no se tiene suficiente información sobre sismos que hayan dañado considerablemente edificios con muros de concreto reforzado. Sin embargo, en sismos como el de Chile (2010) se pudo observar que edificios con sistemas estructurales a base de muros tuvieron daños considerables y dichos daños tenían patrones repetitivos, como lo fueron las fallas por cortante, fallas por flexión y fallas por deslizamiento. (San Bartolomé et al., 2011).

En la figura 10 se muestra una falla por cortante la cual ocurre cuando la resistencia a carga lateral es considerablemente menor a la resistencia a flexión del muro, presentando grietas diagonales que pueden causar un trituramiento de la parte baja del muro, observándose un pandeo del refuerzo vertical por ausencia de confinamiento.



Figura 10. Falla por corte en un edificio en Viña del Mar (Chile), con trituración de los extremos y pandeo del refuerzo vertical no confinado. (San Bartolomé et al., 2011).

Mientras que la falla por flexión se genera cuando la resistencia a flexión es considerablemente menor a la de cortante, generándose grietas por tracción a lo largo del muro, en donde, el refuerzo vertical al trabajar en tracción o compresión trata de expulsar al concreto, causando su trituración en los bordes no confinados. Se observó que la presencia de aberturas como ventanas y puertas, causan una concentración de esfuerzos por flexión en las partes más débiles del muro, tal como se muestra en la figura 11.



Figura 11. Fallas en muros por la presencia de ventanas, generando muros cortos en Chile. (San Bartolomé et al., 2011).

La falla por deslizamiento se genera por la intersección de grietas de flexión en los extremos del muro, debido a no considerar el refuerzo vertical necesario para la demanda simultánea de esfuerzos de cortante y flexión, provocando grietas generalmente en las juntas de construcción del muro.

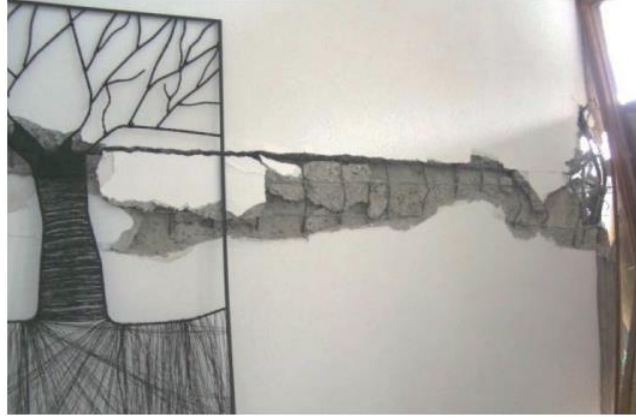


Figura 12. Falla por deslizamiento en la junta de construcción. Edificio Obispo Salas, Concepción en Chile. (San Bartolomé et al., 2011).

Esta falla se debe evitar totalmente, porque al formarse la falla en el extremo superior la losa de entrepiso tiende a arrastrar al muro en la dirección transversal a su plano, haciéndolo girar en torno al borde longitudinal del plano de falla. En la figura 12, se ilustra un mecanismo de falla de este tipo en la junta de construcción.

### 2.2.3 Sistema dual marco - muro

La implementación de muros en un sistema estructural a base de marcos de concreto reforzado ha ido en aumento, se le conoce como sistema mixto o dual el cual busca aprovechar las ventajas de ambos sistemas, en donde, los marcos pueden desarrollar una gran ductilidad y los muros le proporcionan la suficiente rigidez para no superar los desplazamientos relativos límite de entrepiso. (Alcocer, 1995).

Es importante mencionar que al incorporar muros de concreto para resistir fuerzas cortantes y momentos flexionantes generados por sismos, se debe prestar gran atención a su diseño, debido a su gran capacidad de disipar energía bajo comportamiento dúctil

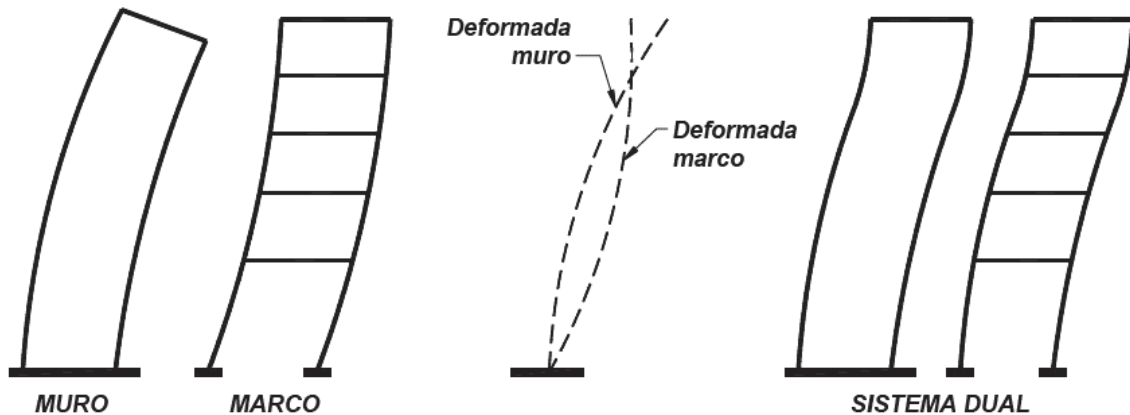


Figura 13. Sistema dual marco - muro. (Sánchez, 2008).

En la figura 13 se ilustra el comportamiento del sistema dual, en donde, se aprecia que dicho sistema se deforma de manera que los marcos y muros interactúan de manera distinta en elevación, los muros tienden a controlar la deformación en los niveles inferiores provocando que los marcos se deformen, en cambio en los niveles superiores los marcos controlan la acción sísmica reduciendo en gran manera los desplazamientos laterales generados.

La interacción marco – muro repercute en la distribución de los momentos de volteo en elevación dando como resultado un diagrama como el mostrado en la figura 14 (d) podemos ver que debido a la combinación de esfuerzos se genera un efecto de inversión de signos en los niveles superiores que debe tomarse en cuenta al definir el desplazamiento de diseño de los muros, tal como se comenta ampliamente en el trabajo de Priestley et al. (2007).

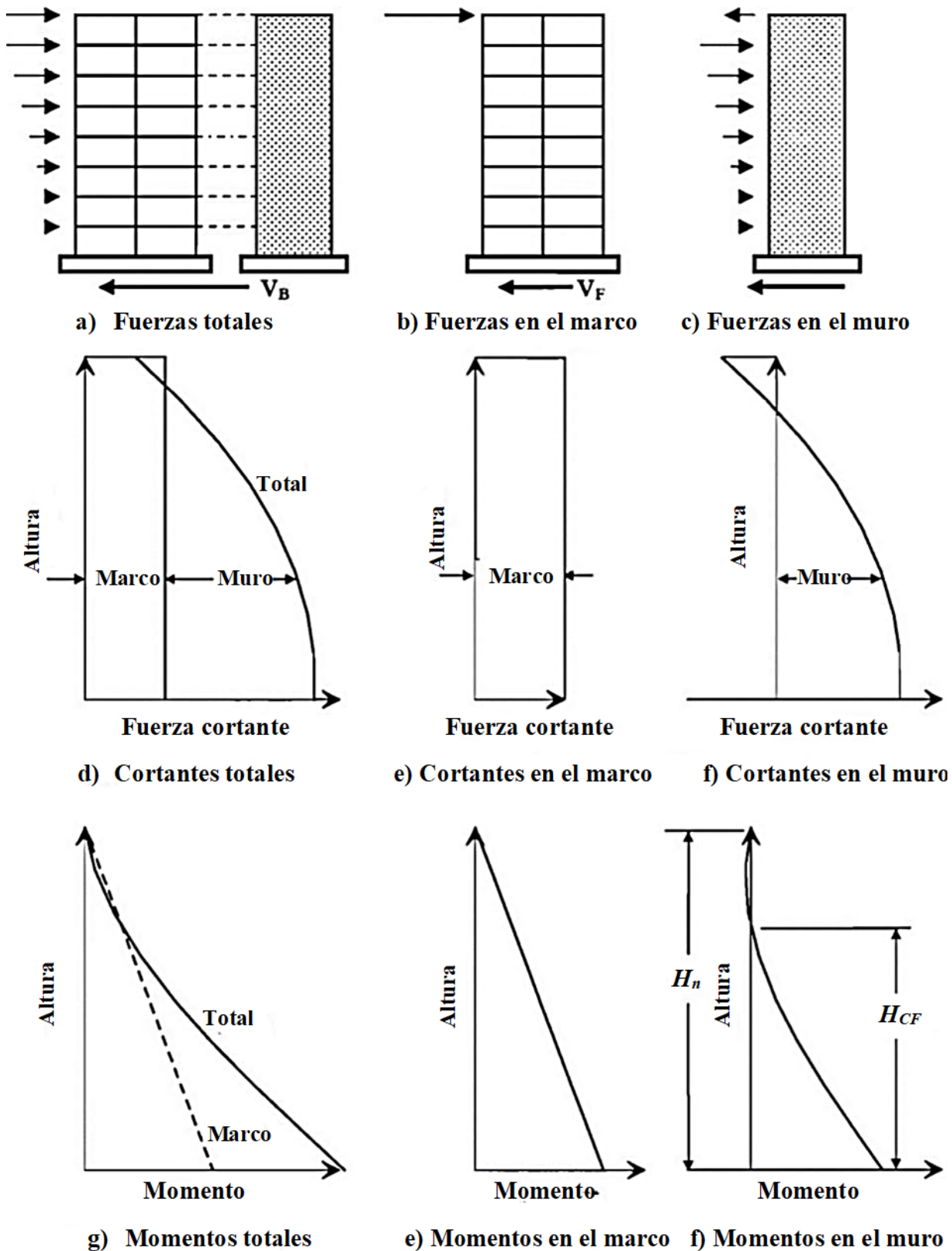


Figura 14. Distribución del cortante basal y momento de volteo. (Priestley *et al.*,2007).

## CAPÍTULO III

### CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO

#### 3.1 Diseño sísmico basado en fuerzas

El enfoque de diseño sísmico más utilizado en la actualidad es el método basado en fuerzas pues ha resultado ser de aplicación práctica y relativamente sencillo de comprender. De esta manera, el Reglamento de Construcciones de la Ciudad de México (RCDF, 2017) sigue esta filosofía de diseño, en donde, bajo un análisis elástico, considerando factores de carga y factores de reducción de resistencia buscan proveer el nivel de seguridad adecuado a las estructuras. En el caso particular del sismo, la forma en la que consideraran el comportamiento no lineal de las estructuras (daño) es al reducir las fuerzas que emanan de un espectro elástico de diseño y con ello revisar si la estructura satisface los objetivos de diseño del estado límite de prevención de colapso. Sin embargo, el RCDF (2017) define dos estados límite de comportamiento los cuales son:

Estado límite de seguridad contra colapso: cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

Estado límite de limitación de daños ante sismos frecuentes: ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas. Los valores específicos de estos estados límite se definen en las normas.

En este sentido, el RCDF (2017) en sus Normas Técnicas Complementarias de Diseño por Sismo (NTC – Sismo, 2020) establece que para la revisión de los estados límite se deberán determinar las distorsiones de entrepiso que se definen como la diferencia entre los desplazamientos laterales de los pisos consecutivos que lo delimitan dividida entre la diferencia de elevaciones de los niveles. Los desplazamientos laterales se obtienen del análisis realizado con las fuerzas sísmicas de diseño, y deberá considerarse la mayor distorsión de las que se calculan para cada elemento o subsistema vertical contenido en el entrepiso (marcos, muros y cualquier otro elemento vertical).

a) Para el cumplimiento del estado límite de prevención de colapso, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño definido y multiplicadas por  $QR$ , no excedan los valores especificados para la distorsión límite ( $\gamma_{max}$ ) según el sistema estructural que se haya adoptado.  $Q$  es el factor de comportamiento sísmico. El valor de  $R$  corresponde a la sobre-resistencia que ofrece el sistema estructural. Los desplazamientos



laterales y las distorsiones para esta condición se emplearán también para revisar los requisitos de separación de edificios colindantes de la sección, así como para el cálculo de los efectos de segundo orden.

b) Para el cumplimiento del requisito de limitación de daños ante sismos frecuentes, se revisará que las distorsiones de entrepiso determinadas no excedan 0.002, salvo que todos los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones apreciables o estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite será 0.004.

Otro aspecto importante dentro del diseño sísmico basado en fuerzas son los métodos de análisis sísmicos, por lo que se hará una breve descripción de estos, con base en los que establecen las NTC - Sismo (2020).

### 3.1.1 Análisis estático

Representa la acción sísmica por fuerzas horizontales que actúan en el centro de masas, distribuyéndose de los diafragmas (sistemas de piso) a los elementos resistentes ante carga lateral.

- Aplica para estructuras regulares menores a 30 m de altura, estructuras irregulares menores a 20 m de altura. Para estructuras desplantadas en zona I estos valores pueden llegar a 40 m y 30 m;
- No aplica para estructuras del Grupo A;
- Tampoco podrá usarse para establecer aceleraciones de piso en estructuras cuyos sistemas de piso no cumplan las condiciones de diafragma rígido y de planta sensiblemente simétrica establecidas en su sección 2.7.1.

Las fuerzas cortantes de diseño para cada entrepiso de la estructura en cuestión podrán determinarse como un conjunto de fuerzas horizontales que actúan sobre cada uno de los puntos donde se supone se concentran las masas de los pisos. Respectivamente, la fuerza lateral que actúa en el  $i$ -ésimo nivel,  $F_i$ , resulta de aplicar la ecuación 3.1.

$$F_i = \frac{c}{Q'R} W_i h_i \frac{\sum W_i}{\sum W_i h_i} \quad (3.1)$$

Dónde  $W_i$  es el peso de la  $i$ -ésima masa;  $h_i$  es la altura de la  $i$ -ésima masa sobre el desplante;  $c$  es el coeficiente sísmico se obtendrá del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID);  $Q'$  es el factor de reducción por comportamiento sísmico; y  $R$  es el factor de sobre - resistencia.

**Factor de comportamiento sísmico**

El factor de comportamiento sísmico Q, considera la capacidad de ductilidad que desarrolla un sistema estructural, la cual se puede considerar de ductilidad alta Q = 4, media Q = 3 y baja Q = 2, según los requisitos de detallado de los elementos estructurales y de sus conexiones, conforme a las normas correspondientes al material de construcción. En la tabla 4 se ilustra los valores de Q y de  $\gamma_{max}$  para el caso de estructuras de concreto reforzado.

Tabla 4. Factores de comportamiento sísmico y las distorsiones límite para estructuras de concreto, NTC- Sismo (2020).

Estructuración	Ductilidad	Condición	Q	$\gamma_{max}$
Marcos	Alta	----	4	0.030
	Media	----	3	0.020
	Baja	----	2	0.015
Sistema dual formado por marcos y muros de concreto	Alta	Con muros de ductilidad alta	4	0.020
	Media	Con muros de ductilidad media	3	0.015
	Baja	Con muros de ductilidad baja	2	0.010
Sistema formado por muros de concreto	Alta	Muros de ductilidad alta	4	0.020
	Media	Muros de ductilidad media	3	0.015
	Baja	Muros de ductilidad baja	2	0.010
Sistema dual formado por marcos y muros acoplados de concreto	Media	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de ductilidad media	3	0.015
	Baja	Con muros de concreto y trabes de acoplamiento de ductilidad baja	2	0.010
Sistema formado por marcos y muros diafragma no desligados	Alta	Marcos de ductilidad alta	4	0.020
	Media	Marcos de ductilidad media	3	0.015
	Baja	Marcos de ductilidad baja	2	0.010
Sistema dual formado por columnas y marcos o muros interconectados con losas planas	Media	Con marcos o muros de ductilidad alta	3	0.015
	Baja	Con marcos o muros de ductilidad media	2	0.010

**Factor de reducción por comportamiento sísmico**

El factor de reducción por comportamiento sísmico Q', se determinará con las ecuaciones 3.2 en función de las propiedades de la estructura.

$$Q' = \begin{cases} 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k} \frac{T}{T_a}}; & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta}{k}}; & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q - 1) \sqrt{\frac{\beta p}{k}}; & \text{si } T > T_b \end{cases} \quad (3.2)$$

Dónde Q es el factor de comportamiento sísmico, los mencionados en la tabla 4 para estructuras de concreto reforzado, T es el periodo del edificio;  $T_a$  y  $T_b$  son los periodos característicos que delimitan la meseta del espectro de diseño,  $\beta$  es el factor evaluado para efectos de interacción, k es el cociente entre desplazamientos máximos del suelo y de la estructura; y p se determina según la sección 3.1.2 de esta norma.

### Factor de sobre resistencia

El factor de sobre resistencia R, se deberá determinar con la ecuación 3.3:

$$R = k_1 R_0 + k_2 \quad (3.3)$$

Donde,  $R_0$  es un factor básico de sobre - resistencia del sistema estructural, que será igual a:

2.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que cumplen con los requisitos para adoptar un factor de comportamiento Q de 3 o mayor;

1.75 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se asigna Q menor que 3.

$k_1$ , factor de corrección por hiperestaticidad, que es igual a:

0.8 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan menos de tres crujías resistentes a sismo en la dirección de análisis y dos o menos crujías resistentes a sismo en la dirección normal a la de análisis;

1.0 para estructuras de mampostería, y para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos que tengan tres o más crujías resistentes a sismo en las dos direcciones de análisis;

1.25 para los sistemas estructurales duales.

$k_2$ , factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene con la expresión:

$$k_2 = 0.5 \left[ 1 - (T/T_a)^{1/2} \right] > 0 \quad (3.4)$$

### 3.1.2 Análisis dinámico modal

El análisis dinámico modal permite estimar la respuesta total a partir de la superposición de las respuestas modales. Los alcances de dicho método de análisis son los siguientes:

- Aplica para cualquier tipo de estructura;
- Limitación de altura para zona II y III, estructuras regulares hasta 120 m, Irregulares hasta 100 m y muy irregulares hasta 80 m.

El análisis modal deberá usar un modelo tridimensional elástico e incluir el efecto de los modos naturales que, ordenados según valores decrecientes de sus periodos de vibrar, sean necesarios para que la suma de los pesos efectivos en cada dirección de análisis sea mayor o igual a 90 por ciento del peso total de la estructura.

### **3.1.3 Análisis dinámico no lineal pasó a paso**

El análisis dinámico no lineal paso a paso deberá considerar un modelo tridimensional detallado del sistema estructural que considere la participación de todos los elementos constructivos que puedan tener influencia significativa en la respuesta sísmica, el modelo será sujeto a la acción de un movimiento de terreno considerando una pareja de acelerogramas de sismos reales, de movimientos simulados o de combinaciones de estos. Este método de análisis aplica para cualquier tipo de estructura y no tiene limitación de altura.

Cuando el periodo  $T_s$ , en el sitio sea menor que 2 s, deben usarse no menos de ocho parejas de movimientos representativos. Para  $T_s$  igual o mayor que 2 s, deben usarse no menos de doce parejas. Los movimientos representativos deben ser independientes entre sí, y tener intensidades, duraciones y contenidos de frecuencias similares a las de los movimientos del terreno registrados durante sismos con intensidades iguales a las supuestas para el diseño, según las NTC – Sismo (2020).

### 3.2 Diseño sísmico basado en desempeño

El diseño sísmico de edificios ha evolucionado debido al aprendizaje que han dejado los terremotos de gran intensidad con un impacto significativo en los edificios. Por consiguiente se ha buscado mejorar los métodos de diseño a nivel mundial, con objeto de lograr un comportamiento sísmico satisfactorio en las estructuras. Así, en los últimos años se ha promovido la filosofía de diseño sísmico basado en el desempeño (FDSBD) estructural, que surge como una necesidad de innovar los reglamentos de diseño sísmico, en este sentido esta filosofía propone un procedimiento en el cual se plantean los objetivos de diseño desde la fase conceptual del proyecto hasta la fase de implementación. En la figura 15 se muestran las etapas que forman parte del diseño sísmico basado en desempeño.

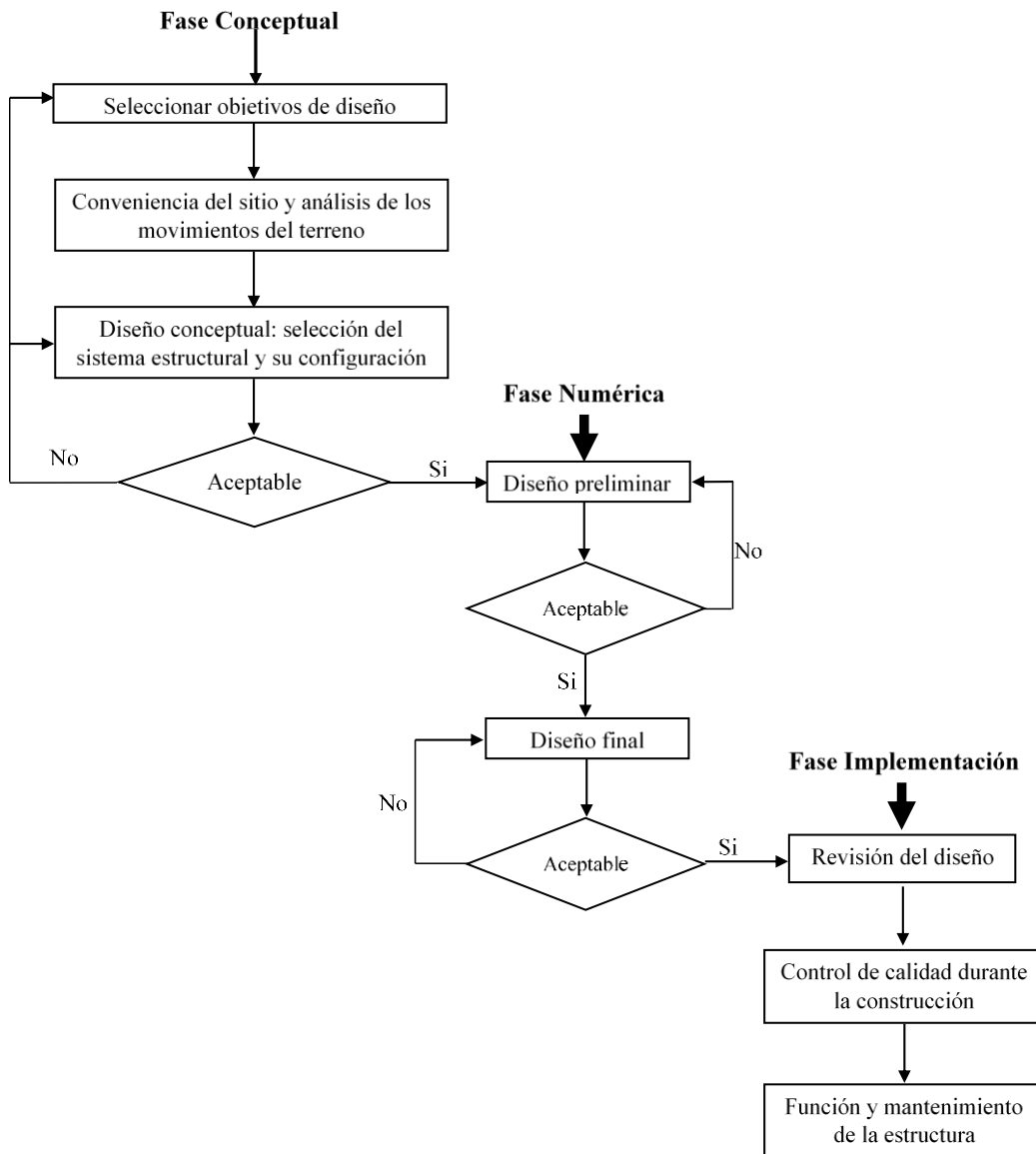


Figura 15. Diagrama conceptual del diseño basado en desempeño sísmico. (SEAOC, 1995).

La Asociación de Ingenieros Estructuristas de California (SEAOC, por sus siglas en inglés) mediante su comité VISION 2000 publicaron los lineamientos, recomendaciones y procedimientos que lleven a diseñar estructuras con comportamiento estructural predecible ante un evento sísmico, destacando la definición de niveles de desempeño esperado, niveles de peligro sísmico y objetivos de desempeño.

VISION 2000 (SEAOC, 1995), define la FDSBD como la selección de todos aquellos parámetros o esquemas que permiten que las estructuras experimenten un desempeño estructural predecible durante la ocurrencia de un sismo de cierta intensidad. Con esto se busca garantizar que el edificio cumpla con los estados límite de diseño ante sismos de diferente intensidad relacionados a ciertos niveles de daño. En consecuencia se deberá tomar en cuenta el sistema estructural resistente y su configuración, los criterios de diseño tanto en el dimensionamiento y detallado de los elementos estructurales y no estructurales, así como los procedimientos durante los procesos constructivos del edificio y su mantenimiento a largo plazo.

### 3.2.1 Niveles de desempeño sísmico esperado

La definición de los niveles de desempeño es clave para los métodos basados en conceptos de desempeño, estos establecen el comportamiento deseado que se busca alcanzar gracias al diseño sísmico. Los niveles de desempeño nos indican el nivel de daño que una estructura puede tener tal como se ilustra en la figura 16, cuya descripción es la siguiente:

- Operación completa: el nivel de daño estructural es nulo y en elementos no estructurales es muy bajo o nulo, por lo que la ocupación de la edificación es segura y no se requiere de alguna reparación para que la edificación sea completamente funcional.
- Ocupación Inmediata: El nivel de daño es moderado en elementos no estructurales y muy bajo en elementos estructurales, el daño no compromete la seguridad de la edificación por lo que esta deberá ser funcional en condiciones normales inmediatamente después del evento sísmico, aunque los daños en elementos no estructurales puedan interrumpir parcialmente alguna función requiriendo reparaciones menores.
- Seguridad de vida: El nivel de daño en elementos estructurales y no estructurales es moderado, existe una degradación en la rigidez lateral. Los daños hacen que la ocupación no sea inmediata y se requiera de una inspección y reparaciones importantes. Existirán interrupciones en instalaciones tales como: hidrosanitarias, eléctricas y mecánicas, dejando las instalaciones fuera de servicio por un tiempo determinado según las evaluaciones pertinentes,
- Prevención del colapso: El nivel de daño es grave en elementos estructurales y no estructurales, la degradación de rigidez lateral y capacidad resistente del sistema pone en riesgo la estabilidad de la estructura siendo probable el colapso, pero garantizando la seguridad de los ocupantes. La funcionalidad del edificio es interrumpida completamente y la edificación es insegura para los habitantes, las evaluaciones

determinaran si las reparaciones son económicamente factibles o se requerirá de una demolición de la estructura.

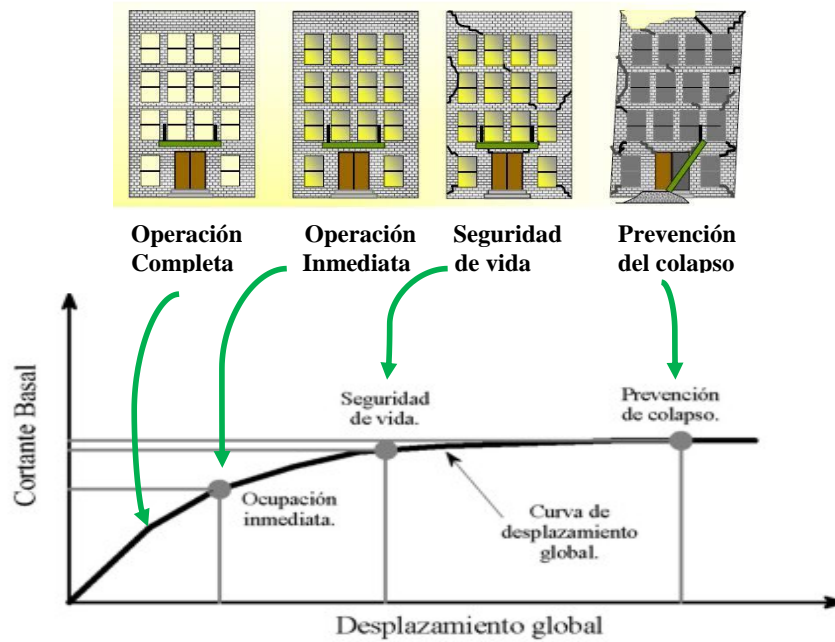


Figura 16. Curva de capacidad y Niveles de desempeño estructural. (Moehle, 2015).

### 3.2.2 Nivel de peligro sísmico

Definir los niveles de peligro sísmico en el análisis estructural para un correcto diseño sísmico es fundamental. Debido a que los fenómenos sísmicos no se pueden predecir, su probabilidad de ocurrencia está ligada a datos históricos y/o estadísticos de la región, es por ello, que se definen en función del tiempo o intervalo de ocurrencia.

De esta manera, VISION 2000 (SEAOC, 1995), propuso cuatro niveles de peligro sísmico para el estado de California, USA, lo cual se plasma en la tabla 5.

Tabla 5. Niveles de peligro sísmico (SEAOC, 1995)

Nivel de peligro sísmico	Periodo de retorno	Probabilidad de ocurrencia
Frecuente	43 años	50 % en 30 años
Ocasional	72 años	50 % en 50 años
Raro	475 años	10 % en 50 años
Muy raro	970 años	10% en 100 años

### 3.2.3 Objetivos de desempeño

Conforme al documento VISION 2000 los objetivos de desempeño correlacionan los niveles de desempeño y el peligro sísmico, tal como se describe a continuación.

- Objetivo básico:
  - Ante un sismo frecuente con baja intensidad la estructura sea completamente funcional;

- Ante un sismo ocasional de intensidad moderada la estructura tenga una operación inmediata;
- Ante un sismo raro de alta intensidad, la seguridad de los habitantes sea primordial y el edificio se pueda rehabilitar,
- Ante un sismo muy raro de muy alta intensidad, el objetivo básico es la seguridad de los habitantes y la prevención del colapso de la estructura, para construcciones nuevas el colapso es inaceptable y para construcciones que ya han perdido capacidad de resistencia lateral sean demolidas sin causar alguna pérdida de vidas humanas.
- **Objetivo esencial**
  - Ante un sismo ocasional de intensidad moderada, la estructura sea completamente funcional;
  - Ante un sismo raro de alta intensidad, la estructura tenga una operación inmediata con pequeñas reparaciones;
  - Ante un sismo muy raro de muy alta intensidad, el objetivo esencial es la seguridad de los habitantes y se pueda rehabilitar.
- **Objetivo de seguridad crítica**
  - Ante un sismo raro de alta intensidad, la estructura sea completamente funcional;
  - Ante un sismo muy raro de muy alta intensidad, la estructura tenga una operación inmediata con pequeñas reparaciones.

En la figura 17 se condensan estos objetivos de desempeño en lo que se conoce como matriz de desempeño.

		<u>Nivel de Desempeño Sísmico Esperado</u>			
		Completamente Funcional	Operación inmediata	Seguridad de vida	Prevención del colapso
Nivel del Sismo de Diseño	Frecuente (Tr=43 años)	●	✗	✗	✗
	Ocasional (Tr= 72 años)	●	●	✗	✗
	Raro (Tr= 475 años)	●	●	●	✗
	Muy raro (Tr= 970 años)	●	●	●	●

**DESEMPEÑO INACEPTABLE**  
 Para construcciones nuevas

**OBJETIVO BASICO**  
**OBJETIVO ESENCIAL**  
**OBJETIVO DE SEGURIDAD**

Figura 17. Matriz de desempeño sísmico. (SEAOC, 1995)



### 3.2.4 Índices de desempeño

La manera en que los métodos basados en desempeño estiman el nivel de daño estructural y no estructural es por medio de los índices de desempeño, de esta manera se puede medir o cuantificar el desempeño estructural que una estructura puede tener ante un sismo.

Los índices más utilizados en la práctica del diseño sísmico de estructuras son ductilidad, desplazamiento, distorsiones de entrepiso, energía disipada, aceleración y velocidades máximas.

### 3.3 Diseño sísmico basado en desplazamientos

El diseño basado en desplazamientos surge a partir de los índices de desempeño y objetivos de diseño establecidos por los métodos basados en desempeño. Este tipo de metodologías relacionan valores límite de desplazamientos con los niveles de desempeño, en donde, se pretende que el desplazamiento demandado por el sismo no sea mayor que el desplazamiento límite para determinado nivel de daño deseado. Con lo anterior se revisa que la estructura no se dañe más del límite deseado.

En la tabla 6, se hace una reflexión sobre las diferencias entre el diseño basado en desplazamientos con respecto al basado en resistencia, que como se podrá notar, se toman en cuenta diferentes objetivos de diseño para realizar dichas diferencias.

Tabla 6. Comparativa del diseño sísmico basado en resistencia y diseño basado en desplazamiento. (Godho, 2010)

Objetivo	Diseño basado en resistencia	Diseño basado en desplazamientos
<b>Niveles de desempeño</b>	Aunque este método prevé niveles de desempeño, estos no son completamente explícitos en su definición y se logran a partir de una sola etapa de análisis. Esto provoca simplificaciones drásticas y no siempre bien fundadas que son motivo de controversia.	Este método, evalúa cada nivel de desempeño con su correspondiente nivel sísmico. Logrando así, una definición explícita de los requisitos para cada nivel de desempeño.
<b>Estado Limite de falla</b>	Al evaluar la estructura dentro del rango elástico, no incluye una revisión explícita de la seguridad ante el colapso, supone que al obedecer ciertos requisitos de ductilidad dispondrá de la suficiente capacidad de disipar energía, para prevenir el colapso.	Para el estado límite de falla el DBD, se considera el comportamiento plástico de la estructura. Con lo que se tiene una mejor definición de los posibles daños que pudiesen presentarse ante un evento extraordinario.

<b>Objetivo</b>	<b>Diseño basado en resistencia</b>	<b>Diseño basado en desplazamientos</b>
<b>Control de daño</b>	El RCDF establece: "cada sismo que resiste una estructura le resta un 10 % de su capacidad de carga".	Posterior a un sismo las deformaciones estarán relacionadas con el daño, con lo que se podrá determinar las condiciones de la estructura al paso de uno o más sismos.
<b>Factores de sobrerresistencia</b>	Desventaja económica por factores de sobrerresistencia conservadores.	Al tener un mejor manejo de los factores de sobrerresistencia se obtienen ventajas económicas.
<b>Ductilidad</b>	Mayor simplicidad además de ser aplicado a estructuras con asimetría en planta como en elevación.	Mayor complejidad, hasta el momento se aplica a estructuras regulares en el plano.

En el trabajo de Sullivan *et al.* (2003), propone una clasificación de los métodos basados en desplazamientos que tiene que ver con el tipo de enfoque y el papel que desempeña el desplazamiento en los métodos, tales como:

- Basados en cálculo de la deformación (DCB, por sus siglas en inglés);
- Basados en la especificación de la deformación iterativa (IDSB, por sus siglas en inglés); y
- Basados en la especificación de la deformación directa (DDSB, por sus siglas en inglés).

De manera general se pueden dosificar los métodos de diseño basado en desplazamientos, conforme a lo que se presenta en la tabla 7, en donde, además de tomar en cuenta el papel que toma el desplazamiento también se considera el tipo de análisis sísmico.

El método más aceptado a nivel mundial es el de Diseño Basado en Desplazamiento Directo (DBDD) de Priestley and Kowalsky (2000), dado que se ha utilizado para estudiar diferentes tipos de edificios, relacionando valores apropiados de rigidez y estimaciones acertadas de los desplazamientos de fluencia de las estructuras.

Tabla 7. Métodos de diseño basado en conceptos de desplazamiento. (Sullivan *et al.*, 2003).

		Papel que desempeña el desplazamiento		
		Cálculo de la deformación	Especificación de la deformación iterativa	Especificación de la deformación directa
Tipo de análisis	<b>Espectro de respuesta basado en rigidez inicial</b>	Moehle (1992) FEMA (1997) UBC (1997) Panagiotakos (1999) Albanesi et al. (2000) Fajfar (2000)	Browning (2001)	SEAOC (1999) Ascheim (2000) Chopra et al. (2001)
	<b>Espectro de respuesta basado en la rigidez secante</b>	Freeman (1978) ATC (1996) Paret et al. (1996) Chopra et al. (1999)	Gulkan et al. (1974)	Kowalsky (1995) SEAOC (1999) Priestley et al. (2000)
	<b>Análisis de historia del tiempo</b>	Kappos et al. (2000)	N/A	N/A

Comentando un poco sobre el método de diseño sísmico basado en desplazamiento directo (DBDD), se basa en analizar estructuras de múltiples grados de libertad (MGDL) sometidas a sismo, por medio del concepto de la estructura sustituta desarrollado por Shibata y Sozen (1976). Es decir, la estructura con comportamiento inelástico es remplazada por un sistema elástico de un grado de libertad equivalente tomando en cuenta la rigidez secante al punto de respuesta máxima. En la figura 18, se ilustra el procedimiento general del DBDD.

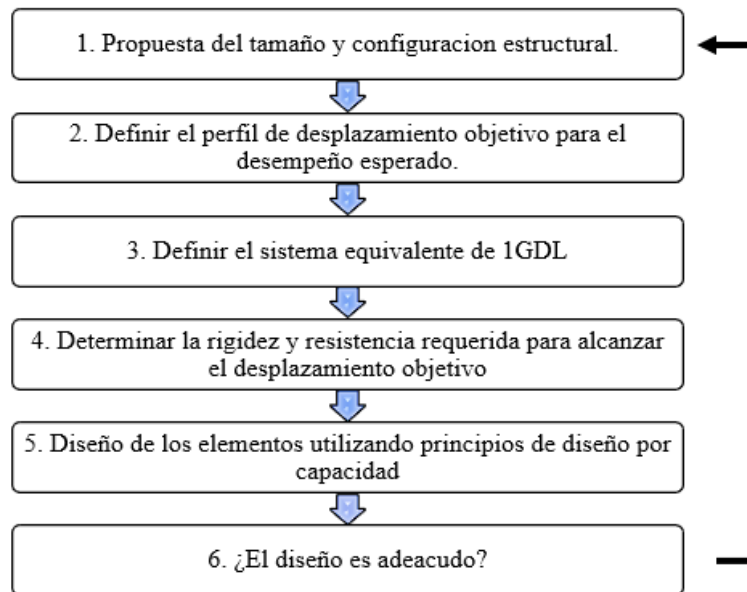
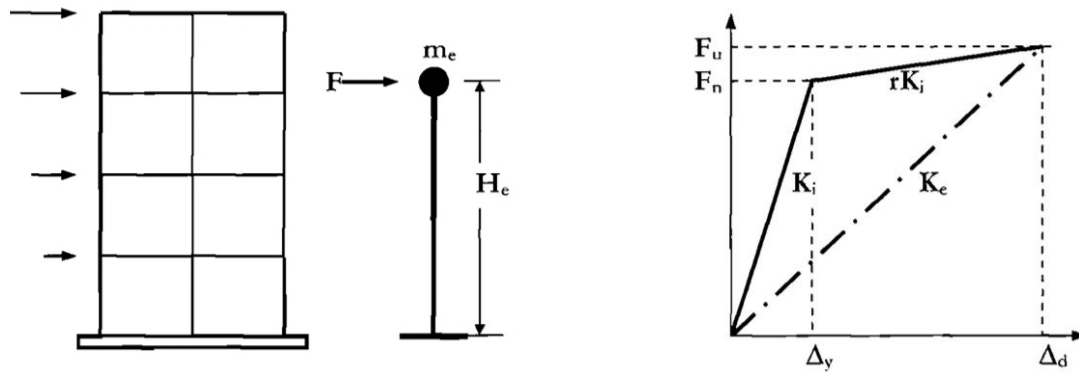


Figura 18. Procedimiento general del DBDD.

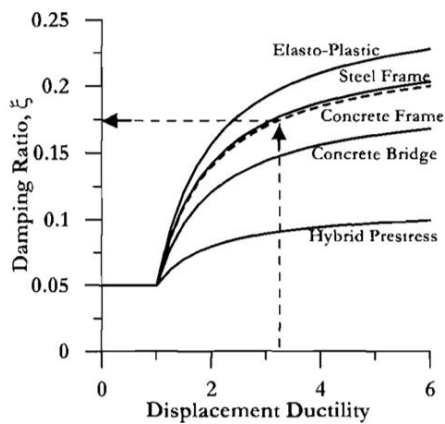
Es importante mencionar que a diferencia de los métodos basados en fuerza el DBDD toma en cuenta el amortiguamiento equivalente ( $\zeta$ ) en condiciones inelásticas tomando en cuenta el comportamiento histórico desarrollado por el material, lo anterior está vinculado a la ductilidad de desplazamiento de la estructura en general ( $\mu$ ). A partir del amortiguamiento equivalente calculado se determina el espectro de desplazamiento en el cual a partir del desplazamiento de diseño obtenido de la formulación del método se puede obtener el periodo efectivo del SIGDL. En la figura 19 se muestran los fundamentos del DBDD.

En consecuencia, se puede calcular la rigidez efectiva asociada al desplazamiento de diseño y periodo efectivo, en donde, una vez obtenido el desplazamiento de diseño obtendremos el córtate basal de la estructura. Este método fue adoptado para el diseño de puentes, diseño de estructuras a base de marcos de concreto, diseño de estructuras a base de muros y sistemas duales de concreto reforzado.

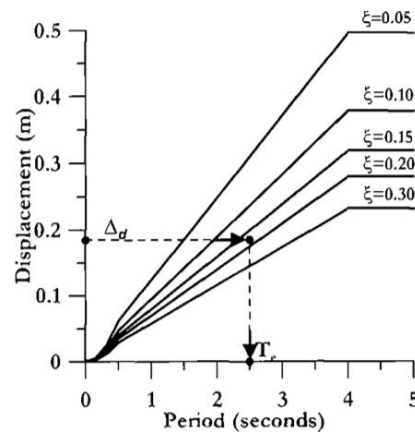


a) Reemplazo por SIGDL.

b) Rigidez efectiva,  $K_e$ .



c) Amortiguamiento equivalente vs ductilidad



d) Espectro de desplazamiento de diseño

Figura 19. Fundamentos del DBDD. (Priestley *et al.*, 2007)

En México se han hecho algunas propuestas de procedimientos de diseño sísmico para estructuras de concreto reforzado basado en desplazamientos. A continuación se describirán brevemente algunos de ellos que se consideran de interés para los fines de este trabajo de investigación

En el trabajo de Ortiz S. (2014) sugiere recomendaciones para el diseño sísmico de muros de concreto reforzado basado en desplazamientos, este método sigue el criterio de diseño por capacidad, basándose en lograr un modo de falla por flexión antes de la ocurrencia del modo de falla por cortante.

La falla por flexión está asociada al pandeo de barras de refuerzo longitudinal o que se alcance la capacidad de deformación del concreto confinado antes de la ocurrencia del pandeo. Los pasos que seguir en este procedimiento se resumen a continuación:

1. Se define la demanda de distorsión global  $D_r$ , que corresponde a las demandas sísmicas de diseño empleadas;

2. Se calcula la demanda de desplazamientos en el extremo superior del muro,  $\Delta$ , empleando la siguiente ecuación:

$$D_r = \frac{\Delta}{h_w} \quad (3.5)$$

3. Se define la cantidad y la distribución del refuerzo horizontal y vertical del muro para resistir demandas sísmicas;

4. Se revisa si es necesario confinar el concreto en los bordes del muro empleando los requisitos de confinamiento de estos bordes especificados en el capítulo 21 del ACI – 318;

5. Se calcula la curvatura última,  $\phi_u^*$  correspondiente al inicio del pandeo de la barra de refuerzo longitudinal más crítica del muro;

$$\phi_u^* = \frac{\varepsilon_{sc} + \varepsilon_{st}}{\gamma l w} = \frac{\varepsilon_p^*}{\gamma l w} \quad (3.6)$$

$$\varepsilon_p^* = \frac{11 - \frac{5}{4} \frac{s}{d_b}}{100} \leq \frac{\varepsilon_{su}}{2} \quad (3.7)$$

6. Para revisar si el modo de falla de la sección del muro se debe al pandeo del refuerzo longitudinal o a la fractura del refuerzo transversal se emplean las ecuaciones:

$$|\varepsilon_{cu}^*| = \varepsilon_{cu} \quad (3.8)$$

$$|\varepsilon_{cu}^*| \leq \varepsilon_{cu} \quad (3.9)$$

Si se cumple la ecuación 3.9, implica que el modo de falla es de pandeo de la barra crítica, y la curvatura última de la sección del muro sería  $\phi_u^*$ ;

7. Si la condición dada por la ecuación 3.9 no se cumple, implica que el modo de falla de la sección del muro está asociado a la fractura del refuerzo transversal, para la deformación máxima en el concreto igual a  $\varepsilon_{cu}^*$ . Se calcula la curvatura de la sección del muro correspondiente a  $\varepsilon_{cu}^*$ , la cual será menor que  $\phi_u^*$ ;

8. Si la condición de diseño que rige es la de pandeo, ver paso (6), se calcula  $\Delta_p^*$  con la ecuación 3.10, y se revisa si cumple la ecuación 3.11:

$$\Delta_p^* = \left( \frac{M_{max}}{M_{ACI}} - 1 \right) \Delta_y + L_p (\phi_u^* - \phi_y) (h_w - 0.5L_p) \quad (3.10)$$

$$\Delta \leq \Delta_p^* \quad (3.11)$$

Si la expresión anterior no se cumple se deberá aumentar el valor de  $\epsilon_p^*$  disminuyendo la relación  $s/d_b$  y se repite el ciclo de diseño;

9. Si el modo de falla de la sección del muro se debe a la fractura del refuerzo transversal, en la ecuación 3.10 se reemplaza  $\phi_u^*$  por  $\phi_u^c$  y  $\Delta_p^*$  por  $\Delta_p^c$ , y con la nueva expresión se encuentra el valor de  $\Delta_p^c$  correspondiente.

Se revisa la siguiente condición:

$$\Delta \leq \Delta_p^c \quad (3.12)$$

Si se cumple la ecuación 3.12, el diseño de confinamiento del muro es adecuado, en caso contrario se debe aumentar el confinamiento del muro o ( $\epsilon_{cu}$ ), o de ser necesario, aumentar las dimensiones de la sección del muro, y se repite el ciclo de revisión hasta llegar a cumplir la ecuación.

10. Al finalizar los pasos anteriores, se tendría que la capacidad de desplazamiento lateral del muro se podría considerar adecuada para la demanda de desplazamiento requerida por las secciones sísmicas consideradas.

También se dispone del trabajo de Rivera *et al.* (2017) en el que se propone un método basado en criterios de desplazamiento para edificios de concreto reforzado bajo la revisión de dos estados límite siguiendo lo establecido por el Reglamento de construcciones de la Ciudad de México (RCDF, 2004): Estado límite de servicio y Estado límite de falla o supervivencia.

El método se divide en dos planteamientos:

- Primero se toma en cuenta la demanda de desplazamiento en términos de distorsiones de entrepiso;
- Posteriormente se determina la capacidad de desplazamiento necesaria para dicha demanda y se propone una distribución del acero de refuerzo longitudinal y transversal.

#### *Estado límite de Servicio (ELS)*

Se parte de una ecuación para satisfacer la demanda de desplazamiento máxima de fluencia, con la finalidad de cumplir con el ELS. Esta ecuación se dedujo de simulaciones numéricas de diferentes estructuras a base de marcos regulares de concreto reforzado, la cual se muestra en la expresión 3.13.

$$P_{LT} = \phi_0 + \gamma_y \phi_1 + \Psi \phi_2 + N \phi_3 + P_{LC} \phi_4 \quad (3.13)$$

En donde,  $P_{LT}$  es la cuantía de acero de refuerzo longitudinal en traveses, en porcentaje;  $P_{LC}$  es la cuantía de acero de refuerzo longitudinal en columnas, en porcentaje;  $\gamma_y$  es la distorsión máxima elástica o de fluencia, adimensional;  $N$  es el número de niveles del edificio;  $\Psi$  es la relación de rigidez trabe – columna. Los factores de correlación de parámetros  $\phi_0, \phi_1, \phi_2, \phi_3, \phi_4$  son obtenidos del trabajo de Rivera *et al.* (2017).

La ecuación 3.13 permite determinar la cuantía de acero longitudinal necesaria que garantice las demandas de distorsión calculadas. Así mismo, permitirá calcular la capacidad de distorsión elástica de los elementos, únicamente despejando esta variable, correspondiendo a la ecuación 3.14.

$$\gamma_y = \frac{P_{LT} - \phi_0 - \Psi \phi_2 - N \phi_3 - P_{LC} \phi_4}{\phi_1} \quad (3.14)$$

#### *Estado límite de falla o supervivencia*

En esta parte del diseño se pretende detallar el refuerzo de confinamiento a fin de que la estructura tenga suficiente capacidad de deformación inelástica y resista esfuerzo cortante. Para conocer la capacidad de distorsión última ( $\gamma_u$ ), en este procedimiento se dispone de la ecuación 3.15 que asocia la capacidad de deformación última con las dichas cuantías de refuerzo transversal o de confinamiento en traveses y columnas.

$$\gamma_u = \frac{P_{TC} - \phi_0 - \Psi \phi_2 - N \phi_3 - P_{TT} \phi_4}{\phi_1} \quad (3.15)$$

En donde,  $P_{TT}$  es la cuantía de acero de refuerzo transversal en traveses en la zona de articulación plásticas, en porcentaje;  $P_{TC}$  es la cuantía de acero de refuerzo transversal en columnas en la zona de articulación plásticas, en porcentaje;  $N$  es el número de niveles del edificio;  $\Psi$  es la relación de rigidez trabe – columna (anteriormente mencionada). De igual manera los parámetros de correlación se obtendrán del trabajo de Rivera *et al.* (2017).

La ecuación 3.15 permite determinar las cuantías transversales en traveses y columnas a partir de la demanda de distorsión última a la que será sometida una edificación o bien la máxima estipulada en las NTC - Sismo (2020) para marcos dúctiles de concreto, al despejar esta variable obtenemos la ecuación 3.16 la cual queda de la siguiente manera:

$$P_{TC} = \phi_0 + \gamma_u \phi_1 + \Psi \phi_2 + N \phi_3 + P_{TT} \phi_4 \quad (3.16)$$

En las figuras 20 y 21 se resume el procedimiento de este método.

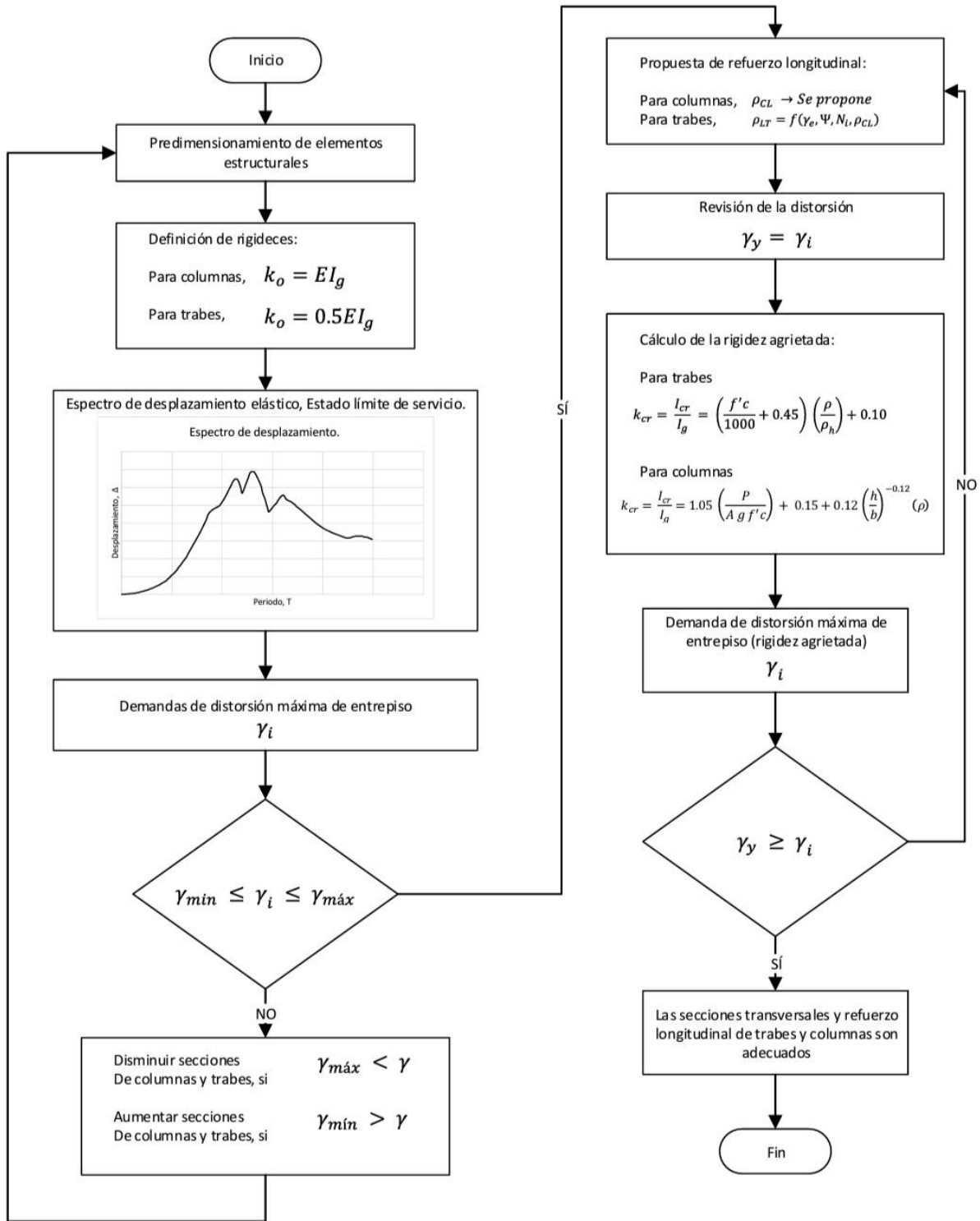


Figura 20. Diseño sísmico de marcos de concreto reforzado por estado límite de servicio. (Rivera et al., 2017).



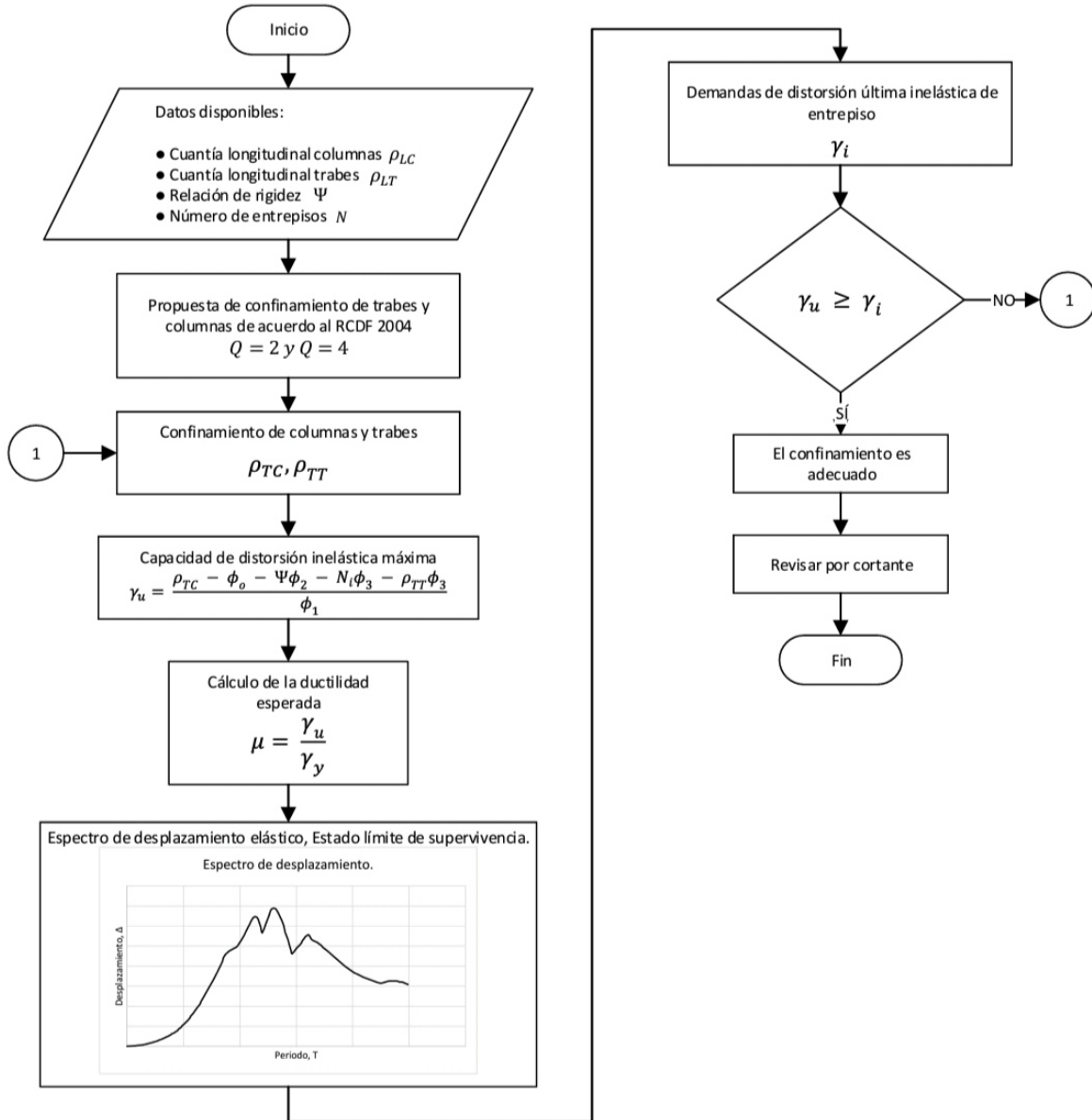


Figura 21. Diseño sísmico de marcos de concreto reforzado por estado límite de supervivencia. (Rivera *et al.*, 2017).

Otro trabajo importante a este respecto es el de Sánchez (2013), que determino ecuaciones para estimar la demanda de desplazamientos y capacidad de desplazamiento para muros de concreto de viviendas en México.

Con base en el estudio paramétrico de casas modeladas por elementos finitos, ecuaciones como la de FEMA 356 (2000), desplazamiento estático y utilizando espectros de desplazamiento, se propuso una ecuación 3.17 para estimar la demanda de desplazamiento elástica para muros de concreto reforzado.

$$\delta = 0.0006 + 0.54 \frac{H}{D} c \tag{3.17}$$

En donde,  $\delta$  es igual a la demanda de desplazamiento elástico en mm; H es la altura de la estructura (m); D es la densidad de muros para cada dirección de análisis expresada en porcentaje; y c es el coeficiente de diseño sísmico. Para efectos de practicidad se puede aplicar la ecuación de la figura 22.

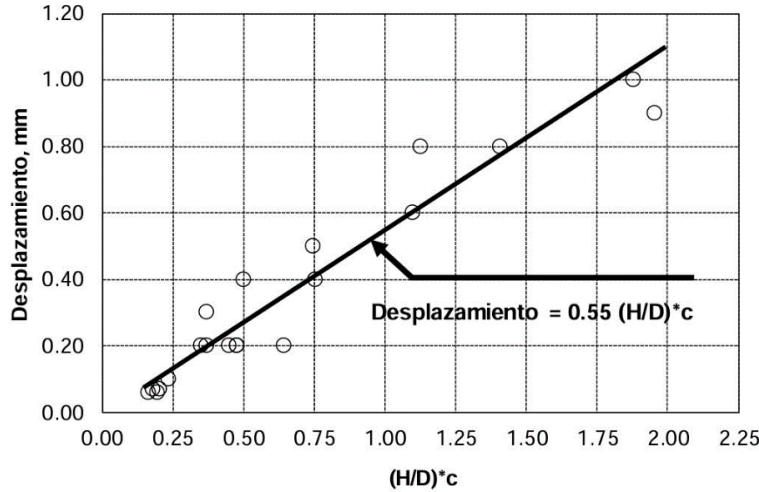


Figura 22. Desplazamientos obtenidos para viviendas con análisis de elemento finito con relación  $(H/D) * c$ . (Sánchez Alejandre, 2013)

En dicho trabajo se reconoce que existen pocos estudios en donde se evalué la capacidad de desplazamiento de muros de concreto que presenten falla por cortante, mencionando solo a estudios realizados por FEMA 356 (2000), Hidalgo et al. (2002) y Tu et al. (2006), del mismo modo, menciona la necesidad del desarrollo del diseño por desempeño.

En este trabajo también se establecieron ecuaciones para determinar la capacidad de desplazamiento de los muros ensayados para tres estados límite de comportamiento: agrietamiento diagonal, resistencia y capacidad ultima. En la tabla 8, se resumen las ecuaciones para estimar la capacidad de desplazamiento de muros para diferentes estados límite de diseño.

Tabla 8. Capacidad de desplazamiento según Sánchez Alejandre (2013).

Estado límite	Ecuación propuesta
Agrietamiento Diagonal, $\%R_{agr}$ (3.18)	$\%R_{agr} = 0.025 + 0.13M/VL$
Desplazamiento a la resistencia, $R_{max}$ (3.19)	$R_{max} = \delta_{max} = \delta_f + \delta_s$ $\delta_f = \frac{VH^3}{3EI} \quad \delta_s = \frac{VL}{A\sqrt{f'c}} 0.033 e^{1.33M/VL}$
Desplazamiento Ultimo, $R_u$ (3.20)	$R_u = \delta_u = (\delta_f + \delta_s + \delta_{ph})\mu \geq 1.2\delta_{max}$ $\delta_{ph} = 9/\rho_{hfy} \leq 9 \quad \mu = 0.6 M/VL + 0.5$

## CAPITULO IV

# PROPUESTA DE PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SÍSMICO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS

Los métodos basados en desplazamientos se han centrado en el estudio de sistemas a base de marcos rígidos, son pocos los trabajos que se han generado para sistemas en donde la resistencia a corte sea aportada por sistemas duales de concreto reforzado por muros y marcos. En México se cuenta con el trabajo de Sánchez (2008), en donde, describe un procedimiento de diseño sísmico de edificios con sistema dual regular de concreto reforzado, empleando envolventes de cortante y momento de volteo. Otros trabajos han promovido la necesidad de un diseño sísmico basado en desplazamientos para sistemas duales de concreto, son: Sullivan *et al.* (2006), Salawdeh S. (2009), Córdova R. (2017), y Morales A. (2020), entre otros.

### 4.1 Diseño directo basado en desplazamiento de estructuras de marcos y muros

Este tipo de sistemas cobran relevancia en zonas de alta sismicidad, dado que el sistema dual permite reducir el daño sísmico de los edificios, en donde, los muros controlan la respuesta y reciben mayor daño. Los marcos restringen la deformación en los pisos superiores y ofrecen una disipación de energía, adicionalmente los marcos permiten cubrir grandes espacios, lo que genera una ventaja estética con respecto a los muros. Uno de los trabajos que ha tenido mayor avance sobre el diseño sísmico basado en desplazamientos aplicado a sistemas duales (marcos – muros) es el referente a Sullivan *et al.* (2006).

En la figura 23, se ilustra la metodología propuesta por Sullivan *et al.* (2006) para el diseño de sistemas duales de edificios de concreto reforzado basado en conceptos de desplazamientos. A continuación se describirán brevemente los aspectos fundamentales de este procedimiento de diseño.

En este procedimiento se determina el perfil de desplazamiento de diseño en función de la distribución de momentos en los muros, utilizando una proporción asignada de resistencia. Para garantizar que el sistema equivalente tenga las características adecuadas representativas de la estructura, las proporciones de resistencia asignadas al marco y muros se realizan al inicio del procedimiento. Es decir, se asigna una parte de la fuerza cortante o el momento de volteo en la base a los marcos y muros.

En este sentido el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema se obtiene de manera específica para los marcos y muros de acuerdo con la resistencia asignada de manera inicial y el perfil de desplazamiento obtenido a partir de las características propias de la estructura.

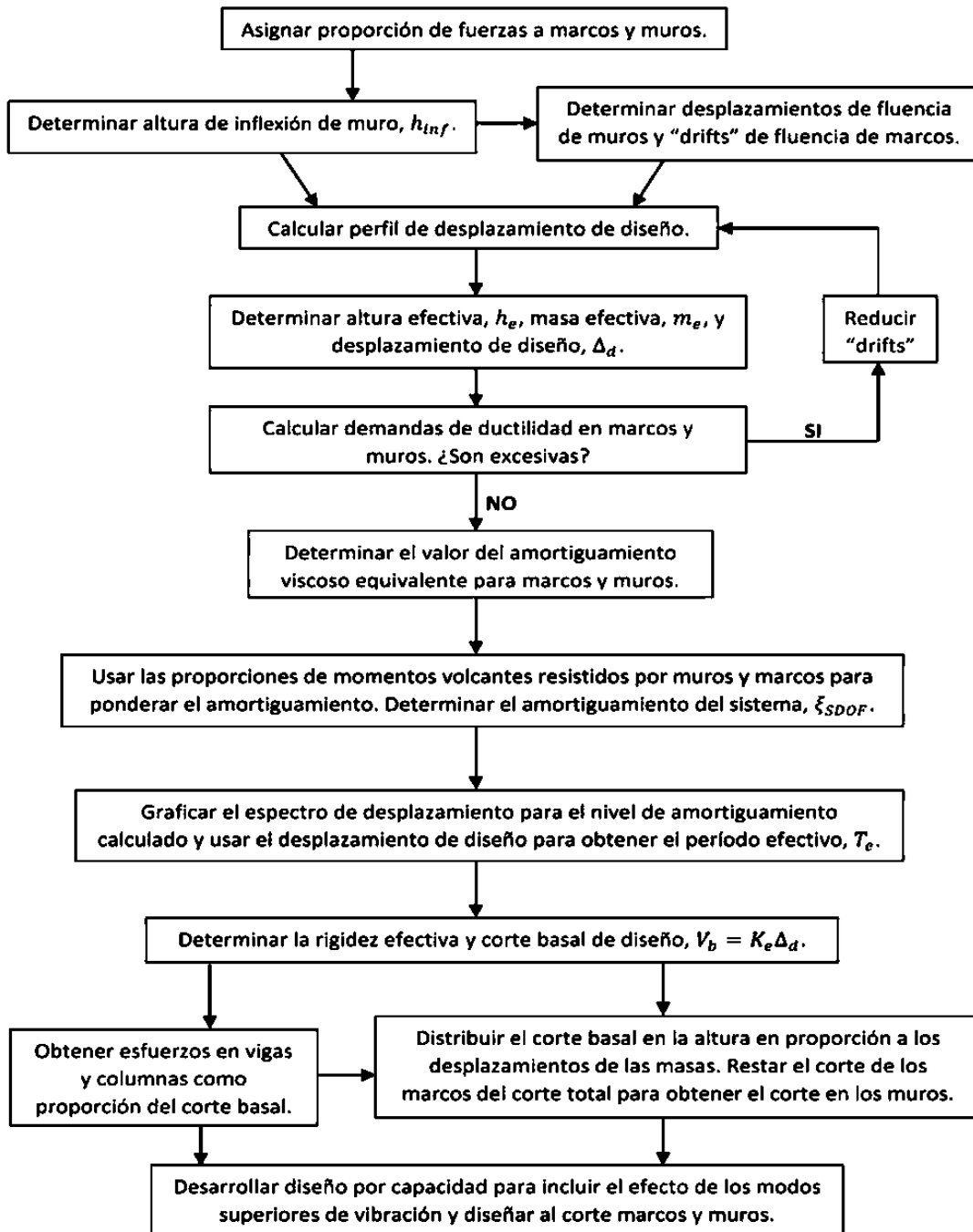


Figura 23. Diagrama de flujo del DBDD para sistemas duales de concreto. (Morales A., 2020).

La altura de inflexión o altura de contraflexión ( $H_{inf}$ ) es una característica que se presenta en sistemas duales y que tiene que ver con la proporción asignada a los marcos, ya que, si los marcos tienen una gran aportación a resistir la fuerza cortante, el diagrama de momentos de la estructura sufre una inflexión, es decir, cambia de signo en algún punto de la altura como se muestra en la figura 24. Este efecto es más susceptible de apreciar en estructuras de gran altura.

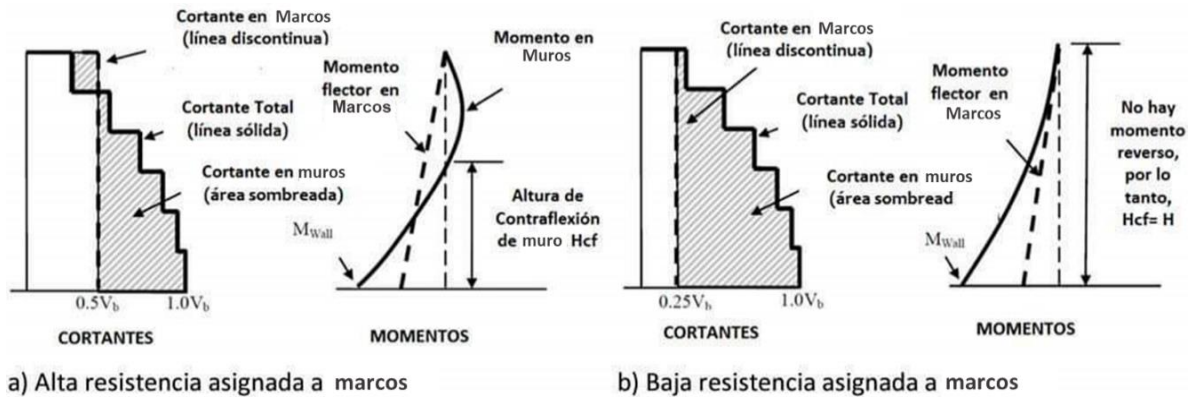


Figura 24. Proporción asignada en el perfil de momentos del sistema de muros y altura de inflexión. (Córdova R., 2017).

Es importante mencionar que la proporción asignada en la etapa inicial estará relacionada con las fuerzas previstas en la formación de un mecanismo plástico del primer modo, las fuerzas máximas esperadas se verán afectadas por la sobre resistencia del sistema y los efectos de los modos superiores que son establecidos dentro de un diseño por capacidad después del DBDD.

#### 4.1.1 Resistencia asignada al sistema dual

El cortante del muro se puede obtener de la diferencia entre el cortante basal de diseño y el cortante asignado a los marcos (Ecuación 4.1). El cortante de los marcos depende únicamente de la resistencia de las vigas a la altura del edificio por lo que la relación de cortante resistido por los muros en el nivel  $i$  ( $V_{i,muro}$ ) y el cortante basal de diseño ( $V_b$ ), se puede obtener con:

$$\frac{V_{i,muro}}{V_b} = \frac{V_{i,nivel}}{V_b} - \frac{V_{i,marco}}{V_b} \tag{4.1}$$

En donde,  $V_b$  es el cortante basal de diseño;  $V_{i,nivel}$  es el cortante total del nivel  $i$ ;  $V_{i,muro}$  es el cortante resistido por los muros del nivel  $i$ ; y  $V_{i, marco}$  es el cortante resistido por los marcos del nivel  $i$ .

La altura de inflexión se puede determinar suponiendo una distribución triangular de fuerzas correspondientes al modo fundamental que incrementa en función de la altura de la estructura, esta estimación permite obtener el cortante total del nivel en función del cortante basal de diseño, dado por:

$$\frac{V_{i,nivel}}{V_b} = 1 - \frac{i(i-1)}{n(n+1)} \tag{4.2}$$

En donde,  $V_b$  es el cortante basal de diseño;  $V_{i, nivel}$  es el cortante total del nivel  $i$ ; y  $n$  es el número total de niveles de la estructura. El cortante resistido por los marcos en el nivel  $i$ , también se puede obtener con la siguiente expresión:

$$V_{i,marco} = \frac{(\sum M_{v,i} + \sum M_{v,i-1})}{2(h_i - h_{i-1})} = \frac{\sum M_{v,i}}{h_{col}} \tag{4.3}$$

### 4.1.2 Deformaciones de fluencia de los muros y marcos

Los muros generalmente controlan la respuesta del sistema dual, en consecuencia, es importante determinar la curvatura y desplazamiento de fluencia del muro para determinar el perfil de desplazamiento de diseño. El desplazamiento de fluencia del marco o distorsión de entrepiso a la fluencia es también importante para el proceso de diseño, ya que ésta puede indicar la cantidad de energía absorbida por medio de su comportamiento histerético.

La curvatura de fluencia del muro,  $\phi_{yMuro}$ , se puede obtener utilizando la ecuación 4.4 propuesta por Priestley (2003):

$$\phi_{yMuro} = \frac{2\varepsilon_y}{L_m} \quad (4.4)$$

En donde,  $\phi_{yMuro}$  es la curvatura de fluencia del muro;  $\varepsilon_y$  es la deformación unitaria del acero de refuerzo longitudinal en el muro; y  $L_m$  es la longitud del muro. Mientras que el perfil de desplazamiento de fluencia del muro,  $\Delta_{iy}$ , se puede obtener con las siguientes ecuaciones:

$$\Delta_{iy} = \phi_{yMuro} \left( \frac{H_{inf} h_i}{2} - \frac{H_{inf}^2}{6} \right) \quad \text{Si } h_i \geq H_{inf} \quad (4.5 a)$$

$$\Delta_{iy} = \phi_{yMuro} \left( \frac{h_i^2}{2} - \frac{h_i^3}{6H_{inf}} \right) \quad \text{Si } h_i < H_{inf} \quad (4.5 b)$$

Adicionalmente, la distorsión de fluencia del marco ( $\theta_{y Marco}$ ) permitirá estimar la ductilidad y amortiguamiento equivalente, la cual se puede obtener con (Priestley, 2003):

$$\theta_{y Marco} = \frac{0.5l_b\varepsilon_y}{h_b} \quad (4.6)$$

En donde,  $\varepsilon_y$  es la deformación unitaria del acero de refuerzo longitudinal en las vigas;  $h_b$  es el peralte total de las vigas del marco; y  $l_b$  es la longitud total de la viga o la distancia eje a eje de las columnas del marco.

### 4.1.3 Perfil de desplazamiento de diseño de la estructura

El perfil de desplazamiento de diseño de la estructura se determina aplicando la ecuación 4.7 la cual está en función de los parámetros anteriormente mencionados:

$$\Delta_{Di} = \Delta_{iy} + \left( \theta_d - \frac{\phi_{yMuro} H_{inf}}{2} \right) h_i \quad (4.7)$$

En donde,  $\phi_{yMuro}$  es la curvatura de fluencia del muro;  $\Delta_{iy}$  es el perfil de desplazamiento del muro al nivel  $i$ ,  $H_{inf}$  es la altura de inflexión del muro;  $h_i$  es la altura del entrepiso; y  $\theta_d$  es la distorsión o deriva de entrepiso de diseño.

La distorsión o deriva de entrepiso de diseño se recomienda tomarla conforme el reglamento de diseño para daños en elementos no estructurales y reducida para efectos de

daño más altos según la ecuación 4.8, surge a partir de la amplificación generada por modos superiores en edificios altos según Sullivan (2005):

$$\theta d = \theta d_{limite} \left[ 1 - \frac{(N-5)}{100} \left( \frac{M_{OT, Marco}}{M_{OT, Total}} + 0.25 \right) \right] \leq \theta d_{limite} \quad (4.8)$$

En donde, N es el número de niveles;  $M_{OT, Marco}$  es la resistencia a momento de los marcos;  $M_{OT, Total}$  es la resistencia a momento de la estructura;

#### 4.1.4 Características del sistema equivalente S1GDL

Las características del sistema equivalente de 1GDL deben tomar en cuenta las masas de cada nivel ( $M_i$ ), su altura ( $h_i$ ) y el perfil de desplazamientos de diseño definido a la estructura ( $\Delta_{Di}$ ). De esta manera el desplazamiento de diseño del sistema equivalente se determina de la siguiente manera:

$$\Delta_{De} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{Di}^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{Di}} \quad (4.9)$$

La masa efectiva del sistema equivalente será igual a:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{Di}}{\Delta_D} \quad (4.10)$$

Y su altura efectiva:

$$h_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{Di} h_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_{Di}} \quad (4.11)$$

#### 4.1.5 Ductilidad de diseño

El amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura sustituta depende de la ductilidad y del periodo efectivo ( $T_e$ ). Las demandas de ductilidad en los muros ( $\mu_{Muros}$ ) según el enfoque del método dependen del desplazamiento a la altura efectiva, en donde:

$$\mu_{muro} = \frac{\Delta_{De}}{\Delta_{y, h_e}} \quad (4.12)$$

Las demandas de ductilidad de los marcos en cada nivel hasta la altura de la estructura pueden determinarse según la ecuación 4.13:

$$\mu_{marco, i} = \frac{\Delta_i - \Delta_{i-1}}{h_i - h_{i-1}} * \frac{1}{\theta_{Marco, y}} \quad (4.13)$$

Cuando se utilicen vigas de igual resistencia en toda la altura de la estructura se podrá promediar la demanda de ductilidad del marco. Sullivan *et al.* (2006) menciona que cuando existan marcos ligados a muros por medio de vigas de acoplamiento, estas vigas tendrán una mayor demanda de ductilidad y deben de diseñarse por separado, así mismo, aclara que para obtener una mejor consideración de la demanda de ductilidad inelástica de los muros se puede

aplicar la siguiente ecuación con afán de representar de mejor manera al sistema en dichas condiciones:

$$\mu_{\phi_{muro}} = 1 + \frac{1}{L_p \phi_{yMuro}} \left( \theta_d - \frac{\phi_{yMuro} H_{inf}}{2} \right) \quad (4.14)$$

En donde,  $L_p$  es la longitud de articulación plástica del muro;  $\phi_{yMuro}$  es la curvatura de fluencia del muro;  $\theta_d$  es la distorsión o deriva de entrepiso de diseño; y  $H_{inf}$  es la altura de inflexión del muro. La longitud de articulación plástica del muro está en función del esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo longitudinal ( $f_y$ ), el diámetro de las barras ( $d_b$ ) y de la altura de inflexión del muro:

$$L_p = 0.022 f_y d_b + 0.05 H_{inf} \quad (4.15 a)$$

$$L_p = 0.2 L_M + 0.03 H_{inf} \quad (4.15 b)$$

De las dos ecuaciones anteriores se deberá tomar el valor menor para  $L_p$ .

La capacidad de ductilidad de curvatura de un muro de concreto reforzado dependerá de los límites de deformación seleccionados para el concreto en compresión ( $E_c$ ) y el refuerzo longitudinal en tensión ( $E_s$ ). Para valores conservadores de  $E_c = 0.018$  y  $E_s = 0.06$ , la curvatura última para muros se puede determinar de manera aproximada por:

$$\phi_u = \frac{0.072}{L_M} \quad (4.16)$$

#### 4.1.6 Periodo efectivo y amortiguamiento equivalente del sistema

Para estimar el amortiguamiento equivalente del sistema se deberá tomar en cuenta el periodo efectivo del sistema, sin embargo, al inicio del diseño se desconoce su valor por lo que se puede realizar una iteración a lo largo del proceso de diseño. Rescatando la ecuación de Priestley (2005) para estimar el periodo efectivo inicial del sistema equivalente, se tiene:

$$T_{e, inicial} = \frac{N}{6} \sqrt{\mu_{sis}} \quad (4.17)$$

En donde,  $N$  es el número de niveles; y  $\mu_{sis}$  es el amortiguamiento del sistema. La ecuación anterior puede presentar una diferencia del 30% del periodo efectivo final, aunque, al realizar dos iteraciones se encuentra convergencia entre los periodos. El amortiguamiento equivalente de los muros y marcos se puede obtener en función del periodo efectivo ya definido con las ecuaciones 4.18 y 4.19.

$$\xi_{hist, Muro} = \frac{95}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{\mu_{Muro}^{0.5}} - 0.1 r \mu_{Muro} \right) \left( 1 + \frac{1}{(T_{e, trial} + 0.85)^4} \right)^{\frac{1}{1.30}} \quad (4.18)$$

$$\xi_{hist, Marco} = \frac{120}{\pi} \left( 1 - \frac{1}{\mu_{Marco}^{0.5}} - 0.1 r \mu_{Marco} \right) \left( 1 + \frac{1}{(T_{e, trial} + 0.85)^4} \right)^{\frac{1}{1.30}} \quad (4.19)$$

En donde,  $r$  es el coeficiente de rigidez post – elástica, tomado como 0.05 típicamente para estructuras nuevas de concreto reforzado;  $\xi_{hist, Muro}$  es el amortiguamiento equivalente de los muros; y  $\xi_{hist, Marco}$  es el amortiguamiento equivalente de los marcos.



El amortiguamiento equivalente del Sistema 1GDL se determina con la siguiente expresión:

$$\tilde{\xi}_{S1GDL} = \frac{M_{Muro} \xi_{Muro} + M_{OTMarco} \xi_{Marco}}{M_{Muro} + M_{OTMarco}} \quad (4.20)$$

En donde,  $\xi_{hist,Muro}$  es el amortiguamiento equivalente de los muros;  $\xi_{hist,Marco}$  es el amortiguamiento equivalente de los marcos;  $M_{Muro}$  es el momento de volteo resistido por los muros;  $M_{OTMarco}$  es el momento de volteo resistido por los marcos; y  $\xi_{S1GDL}$  es el amortiguamiento equivalente del sistema equivalente.

#### 4.1.7 Espectro de desplazamientos

Una vez establecidas las características del sistema equivalente de 1GDL el espectro de desplazamiento se debe determinar para el nivel de amortiguamiento del sistema, para ello se aplican factores de escalamiento dependientes del amortiguamiento para las características del sismo de diseño de la región.

Según Sullivan *et al.* (2006), por ejemplo, el factor de escalamiento para determinar los espectros de desplazamiento de diseño para el amortiguamiento del sistema puede establecerse por medio de la ecuación recomendada por el Eurocódigo 8 (CEN, 1998):

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi_{S1GDL})}} \geq 0.55 \quad (4.21)$$

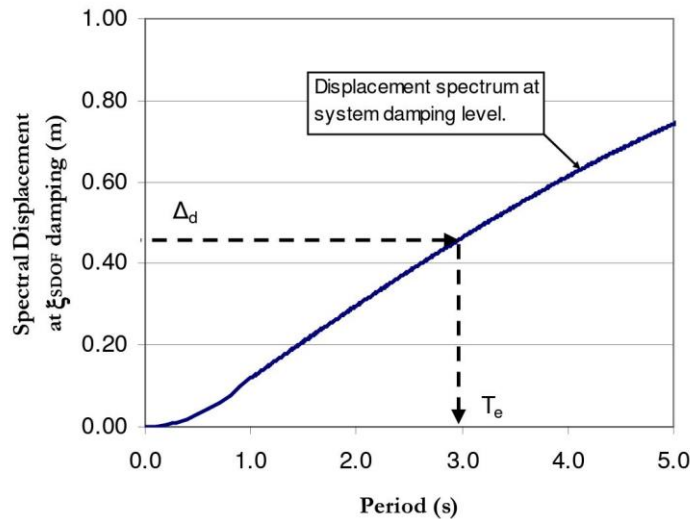


Figura 25. Obtención del periodo efectivo en el DBDD. Sullivan *et al.* (2006).

Es normal en la práctica de diseño sísmico utilizar espectros de diseño con amortiguamientos del 5%, por consiguiente, aplicar el factor de escalamiento nos permite obtener el periodo efectivo final como se ilustra en la figura 25. El periodo obtenido se podrá comparar con el periodo inicial.

#### 4.1.8 Cortante basal de diseño y determinación de la resistencia de los elementos

En primera instancia se determina la rigidez efectiva,  $K_e$ , por lo que aplicando la ecuación 4.22 se tiene:

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2} \quad (4.22)$$

En donde,  $K_e$  es la rigidez efectiva del S1GDL;  $M_e$  es la masa efectiva del S1GDL; y  $T_e$  es el periodo efectivo del S1GDL. La rigidez efectiva y el desplazamiento de diseño del S1GDL permite obtener el cortante basal de diseño, dado por:

$$V_b = K_e \Delta_D \quad (4.23)$$

Recordando que al inicio del diseño se realizó una asignación de resistencia a los marcos y muros, lo que permitirá obtener la resistencia de cada elemento. Sin embargo, si se emplea una distribución de acuerdo con la ecuación 4.24, la cual considera una distribución lateral triangular acorde al modo fundamental de la estructura se obtiene una estimación más acertada.

$$F_i = \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^N m_i \Delta_i} V_b \quad (4.24)$$

En donde,  $F_i$  es la fuerza cortante del nivel  $i$ ;  $m_i$  es la masa del nivel  $i$ ; y  $\Delta_i$  es el desplazamiento del nivel  $i$ .

#### 4.2 Diseño sísmico de edificios con sistemas duales regulares basado en control de desplazamientos

Sánchez (2008), propone un procedimiento simplificado para el diseño de edificios de concreto reforzado que implementan sistemas estructurales duales regulares, destaca la importancia de las nuevas filosofías de diseño sísmico basadas en desempeño y su incorporación a los reglamentos actuales, en donde, menciona las nuevas tendencias enfocadas al control de desplazamientos.

Presento propuestas para determinar envolventes de cortante y momento de volteo para este tipo de sistemas, adicionalmente se presenta un procedimiento para tener un adecuado control de los desplazamientos en un edificio de concreto reforzado con marcos y muros.

Estudio el comportamiento de sistemas estructurales duales al tomar en cuenta modelos analíticos de edificios representativos, adicionalmente se analizó el comportamiento de modelos experimentales ensayados en la Universidad de Illinois (1979 – 1989), Universidad de California en San Diego (2006) y se realizó un espécimen miniatura de tipo dual por Sánchez (2008). El procedimiento empleado inicia de manera simplificada asumiendo que la distorsión de entrepiso ( $d_r$ ) es aproximadamente igual en todos los niveles, en consecuencia, la distorsión global ( $D_r$ ) sería igual a  $d_r$ :

$$d_r = D_r \quad (4.25)$$

Se asume que el perfil de desplazamientos del sistema dual es correspondiente a una línea recta según lo mostrado en el estudio del comportamiento de los modelos de Sánchez (2008). Se usan las distorsiones límite de entrepiso ( $d_{rD}$ ) con base en las NTC – Sismo (1989) iguales a 0.006 y 0.012. Empleando la ecuación 4.25 y suponiendo que  $\delta = 1.5 S_d$  se puede obtener la ecuación 4.26.

$$d_r = D_r = \frac{\delta}{H} = \frac{1.5 * S_d}{H} \quad (4.26)$$

En donde,  $\delta$  es el desplazamiento del último nivel del edificio; H es la altura total; y  $S_d$  es el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad representativo del edificio estudiado y que se puede obtener del espectro de desplazamiento. Despejando  $S_d$  de la ecuación 4.26 podemos obtener:

$$S_d = \frac{d_r * H}{1.5} \quad (4.27)$$

Obteniendo el desplazamiento del sistema de 1GDL se puede ingresar al espectro de desplazamiento elástico, correspondiente a la zona en donde se ubica la estructura y obtener su periodo efectivo ( $T_{eff}$ ). Sin embargo, el periodo efectivo considera que la sección de los elementos estructurales se encuentra agrietada, por lo que, para el procedimiento establecido se deberá calcular el periodo sin agrietar ( $T_g$ ). Para determinar  $T_g$  se considera la ecuación 4.28 en función del  $T_{eff}$ :

$$T_{eff} = \sqrt{2} * T_g \quad (4.28)$$

Para continuar con el proceso se asume que los marcos no aportan rigidez lateral, que los muros soportan la masa total del edificio, las secciones de los muros son constantes y no están agrietados. Para determinar  $T_g$  se toma en cuenta el periodo fundamental de un solo muro representativo del edificio, con masa sísmica correspondiente al número de muros en el edificio suponiendo que no hay marcos y repartida uniformemente en su altura. La ecuación 4.29 nos permite determinar  $T_g$ :

$$T_g = \frac{2\pi}{3.5 \sqrt{\frac{E_c * I_g}{m_w * H^4}}} \quad (4.29)$$

En donde,  $E_c$  es el módulo de elasticidad del concreto;  $I_g$  es el momento de inercia de la sección bruta del muro;  $m_w$  es la masa correspondiente al muro; y H es la altura total del edificio. Para obtener la masa  $m_w$  se puede aplicar la ecuación 4.30 que toma en cuenta los criterios anteriormente establecidos:

$$m_w = \frac{W_T}{g * n_w * H} \quad (4.30)$$

En donde,  $W_T$  es el peso total del edificio;  $n_w$  es el número de muros en el sistema estructural; g es la gravedad; y H es la altura del edificio. Con las ecuaciones anteriores se definen las características necesarias del muro para garantizar el cumplimiento de las distorsiones de diseño y tener un adecuado control de los desplazamientos laterales.

### 4.3 Propuesta de procedimiento de diseño sísmico

Con base en la revisión de la literatura sobre los métodos de diseño sísmico de edificios de concreto reforzado basado en desplazamientos se propone un procedimiento de diseño para el caso de edificios duales, usando algunas recomendaciones del RCDF (2017), junto con las NTC – Concreto (2021) y las NTC – Sismo (2020), a fin de lograr un enfoque simple y fácil de implementar en la práctica profesional del diseño estructural.

Este procedimiento considera aspectos de los trabajos desarrollados por Sullivan *et al.* (2006), Priestley *et al.* (2007) y Sallawdeh (2009), dado que son de las pocas investigaciones que han establecido criterios para determinar la capacidad y demanda sísmica en el comportamiento conjunto de muros y marcos (sistema dual). Los conceptos vertidos en dichos estudios pueden combinarse con los criterios de diseño sísmico que se manejan en el reglamento como el de la Ciudad de México.

#### 4.3.1 Estados límite de diseño y objetivos de desempeño

En las nuevas filosofías de diseño sísmico a nivel mundial se han definido hasta cuatro niveles de desempeño sísmico, sin embargo, resulta complicado llevar varios análisis para que una estructura cumpla con diferentes niveles a la vez, por lo que en la práctica del diseño sísmico se ha visto conveniente revisar dos estados límite de diseño, tal como lo establecen varios reglamentos a nivel mundial, como lo son: operación inmediata y prevención del colapso.

En México, tomando como referencia las NTC – Sismo (2020) se establecen dos estados límite de diseño cuyas características de peligro sísmico y objetivos de desempeño se describen en la tabla 9.

Tabla 9. Definición de los estados límite de diseño conforme a las NTC – Sismo (2020)

Estado límite	Peligro sísmico	Objetivo de desempeño
Limitación de daños	Sismos frecuentes de baja intensidad	La estructura tenga operación inmediata
Seguridad contra colapso	Sismos raros de gran intensidad	Seguridad de los habitantes y prevención del colapso

#### 4.3.2 Descripción del procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño se divide en tres etapas, la primera etapa consiste en definir los desplazamientos de diseño, mientras que la segunda etapa radica en obtener las características del SIGDL y los elementos mecánicos de cada nivel en cada entrepiso, en tanto en la tercera etapa se procede con el diseño de los elementos estructurales que conforman el edificio con base en el RCDF (2017) y la NTC – Concreto (2021).

Cabe mencionar que en este procedimiento de diseño no se consideró el caso de vigas de acoplamiento en sistemas duales. En las figuras 26, 27 y 28 se muestran los diagramas de flujo del procedimiento con sus tres etapas.

### 4.3.3 Etapa 1. Desplazamiento de diseño

En esta parte del diseño se inicia con el predimensionamiento de los elementos estructurales, posteriormente se considera el momento de inercia agrietada en los elementos, columnas, traveses y muros, lo cual resulta fundamental en la estimación de las demandas sísmicas. De igual forma se contempla que los marcos deberán resistir al menos el 30% del cortante total conforme a las NTC – Sismo (2020).

Una vez realizado lo anterior, se está en condiciones de obtener la altura de inflexión ( $H_{inf}$ ), para ello es necesario determinar las fuerzas laterales en cada entrepiso ( $F_i$ ). En consecuencia, se procede con la definición del perfil de desplazamiento de diseño, para lo cual se requiere determinar el perfil de desplazamiento de fluencia del muro ( $\Delta_{yi}$ ), en este sentido se selecciona la distorsión de diseño ( $\theta_d$ ) con base en las NTC – Sismo (2020) para el estado límite en cuestión.

De esta manera, se determina la distorsión a la altura de inflexión ( $\theta_{inf}$ ) y se compara con la distorsión de diseño por el código de diseño ( $\theta_d$ ), tomando la menor de las dos para determinar el perfil de desplazamiento de diseño ( $\Delta_i$ ) tal como se ilustra en la figura 26.

### 4.3.4 Etapa 2. Sistema equivalente de 1GDL y obtención de los elementos mecánicos

Con objeto de que el sistema estructural dual cumpla el perfil de desplazamiento de diseño se tiene que definir un sistema equivalente de 1GDL, así como otros parámetros básicos en la estimación de la demanda de desplazamiento a partir de un espectro, como lo son la ductilidad y el amortiguamiento viscoso equivalente.

Cabe comentar que el espectro de desplazamiento se obtiene con base a las especificaciones de las NTC – Sismo (2020), así como su modificación para considerar el amortiguamiento viscoso equivalente de la estructura. Con dicho espectro se deduce el periodo efectivo ( $T_e$ ) y posteriormente la rigidez efectiva ( $K_e$ ), con la cual se establece el cortante basal que se distribuye en el resto de los entrepisos, para con ello definir los elementos mecánicos de diseño que deberán resistir las traveses, columnas y muros. En la figura 27 se ilustra todo el procedimiento de esta etapa.

### 4.3.5 Etapa 3. Diseño de los elementos estructurales

Con base en los elementos mecánicos deducidos en la etapa 2 se puede proceder con el diseño convencional de las traveses, columnas y muros, conforme a las disposiciones de las NTC – Concreto (2021).

Con lo anterior se muestra la forma de combinar los conceptos del diseño basado en desplazamientos y su implementación práctica con el Reglamento de construcción de la Ciudad de México (RCDF, 2017) como se muestra en la figura 28. En este sentido en esta investigación se busca una forma de implementar el diseño sísmico basado en desplazamientos de manera sencilla y entendible en la práctica profesional del diseño estructural.

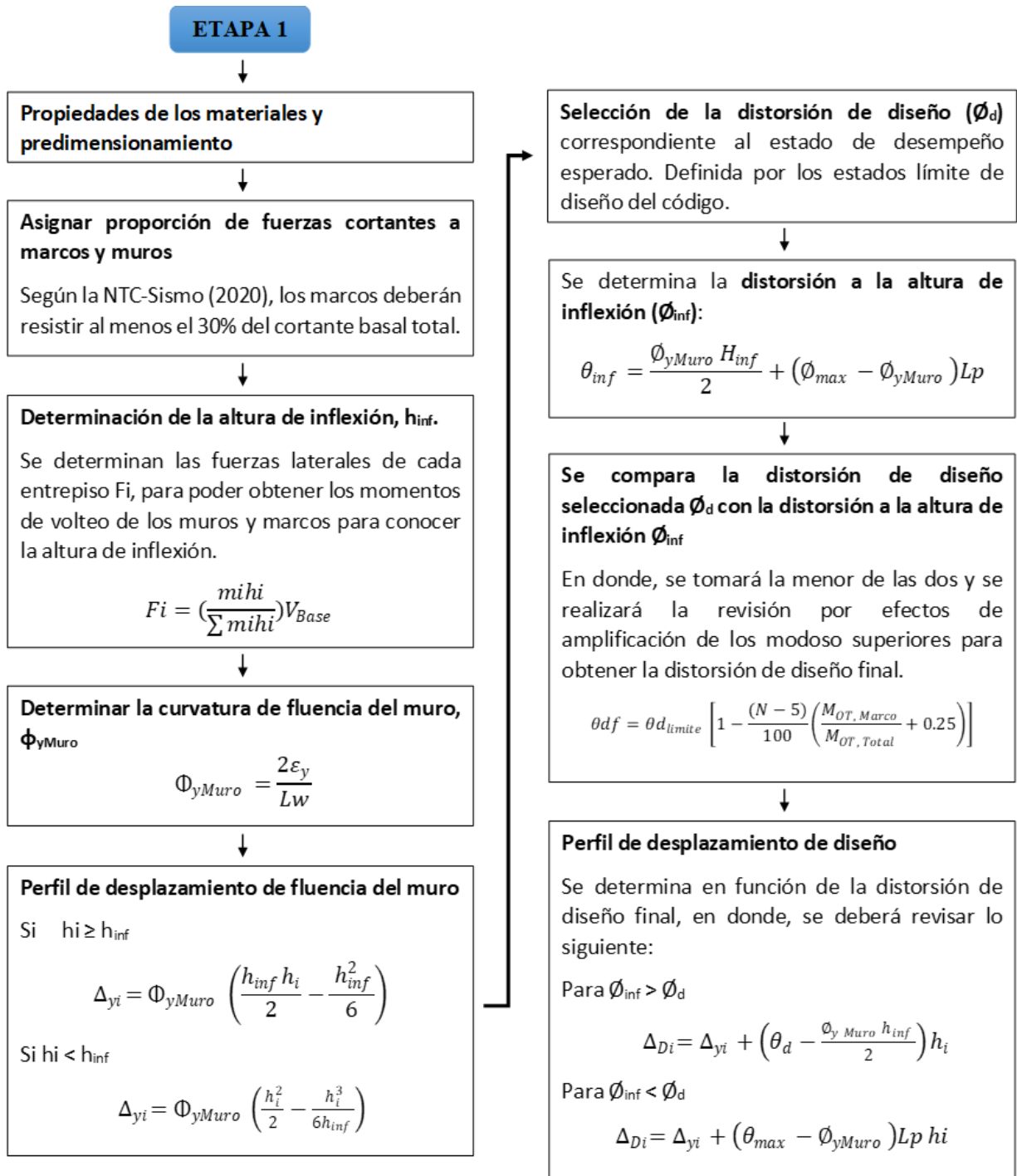
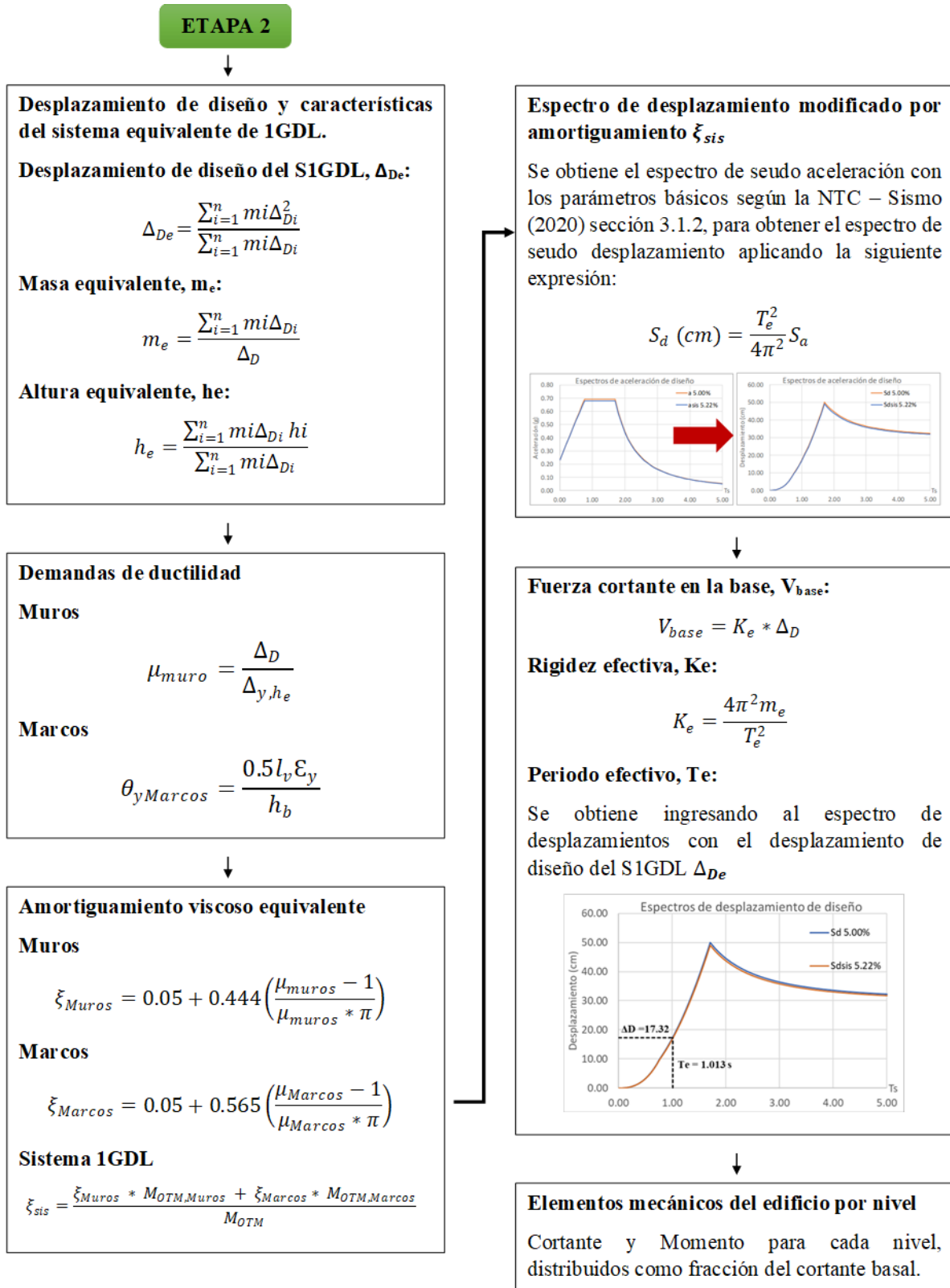


Figura 26. Propuesta de procedimiento de diseño para sistemas duales: Etapa 1. Desplazamientos de diseño



**Elementos mecánicos del edificio por nivel**

Cortante y Momento para cada nivel, distribuidos como fracción del cortante basal.

Figura 27. Propuesta de procedimiento de diseño para sistemas duales: Etapa 2. Sistema equivalente de 1GDL y obtención de los elementos mecánicos

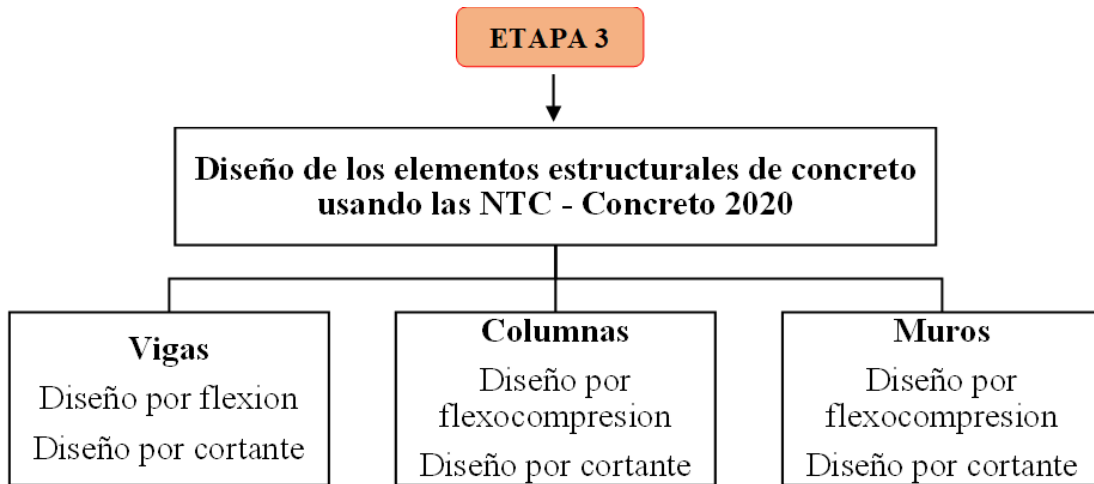


Figura 28. Propuesta de procedimiento de diseño para sistemas duales: Etapa 3. Diseño de los elementos estructurales



#### 4.4 Ejemplo de aplicación de diseño

A fin de ilustrar la aplicación del procedimiento de diseño sísmico basado en desplazamientos se realizará el diseño de un edificio con un sistema dual marcos – muros. No obstante, con la finalidad de enriquecer el contenido de este trabajo, se realizará el diseño de un sistema a base de marcos y otro con el sistema dual, ambos diseñados con el RCDF (2017) y sus normas técnicas complementaria, para con ello comparar las bondades del sistema dual con respecto al de marcos. Así mismo se hará la comparación del diseño dual con el reglamento en relación con el obtenido a partir del procedimiento propuesto en este trabajo para reflexionar sobre los dos enfoques de diseño.

##### 4.4.1 Descripción de la Estructura

Se trabajo con un edificio de 10 niveles, destinado a departamentos (Grupo B), sus dimensiones en planta son 18 m de ancho por 18 m de largo teniendo cuatro crujiás con claros de 6 m. En tanto la altura total es de 35 m, con alturas de entrepisos de 3.5 m, como se muestra en la figura 29.

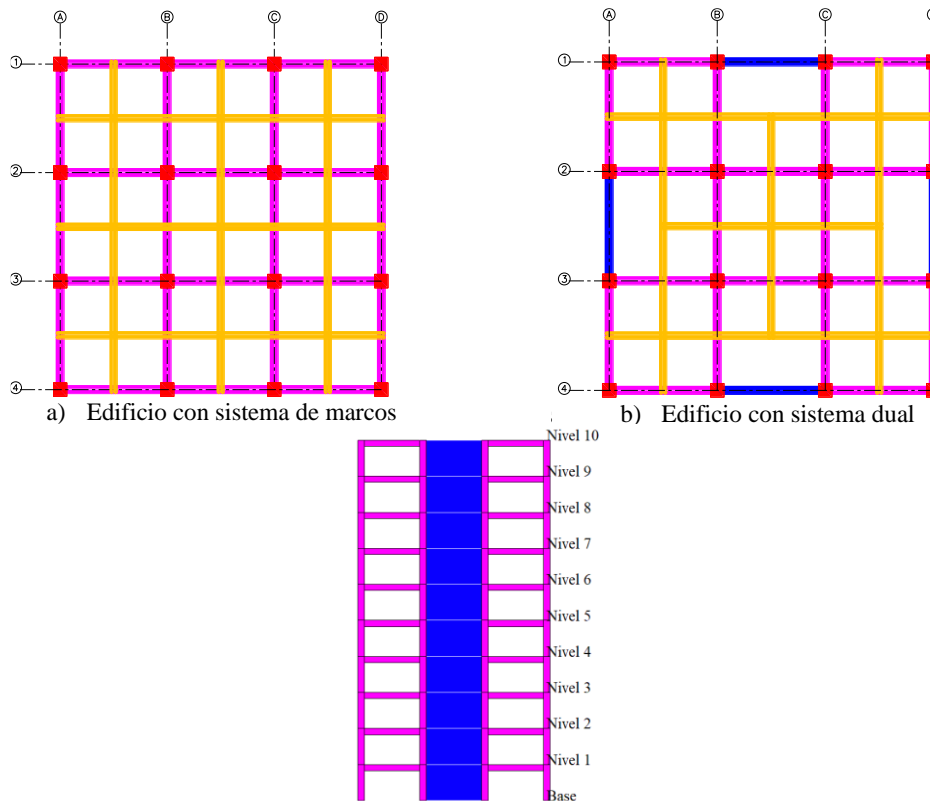


Figura 29. Planta arquitectónica y elevación.

El edificio se considera ubicado en la zona de transición (Zona II) de la Ciudad de México, en donde, las NTC - Cimentaciones (2017) se establece que la zona II está constituida mayormente por depósitos profundos estratificados predominantemente por suelos de tipo arcillosos y limo arenosos que se encuentran a una profundidad aproximada de 20 m, así mismo estos estratos están intercalados con capas de arcilla lacustre que tienen espesor variable pero generalmente están entre 10 a 100 cm.

Se ubicará específicamente en “Eje 7 Emiliano Zapata 915” en la delegación Benito Juárez, colonia Santa Cruz Atoyac, sitio donde se presentó el colapso de un edificio en el sismo de 2017, esto para poder obtener los espectros de diseño de un sitio representativo de la zona II. Esta zona permite ilustrar el cuidado que se debe tener en la revisión de edificios cuyas formas modales superiores pueden cobrar importancia cuando sus periodos de vibración coinciden con las ordenadas espectrales máximas del espectro de diseño.

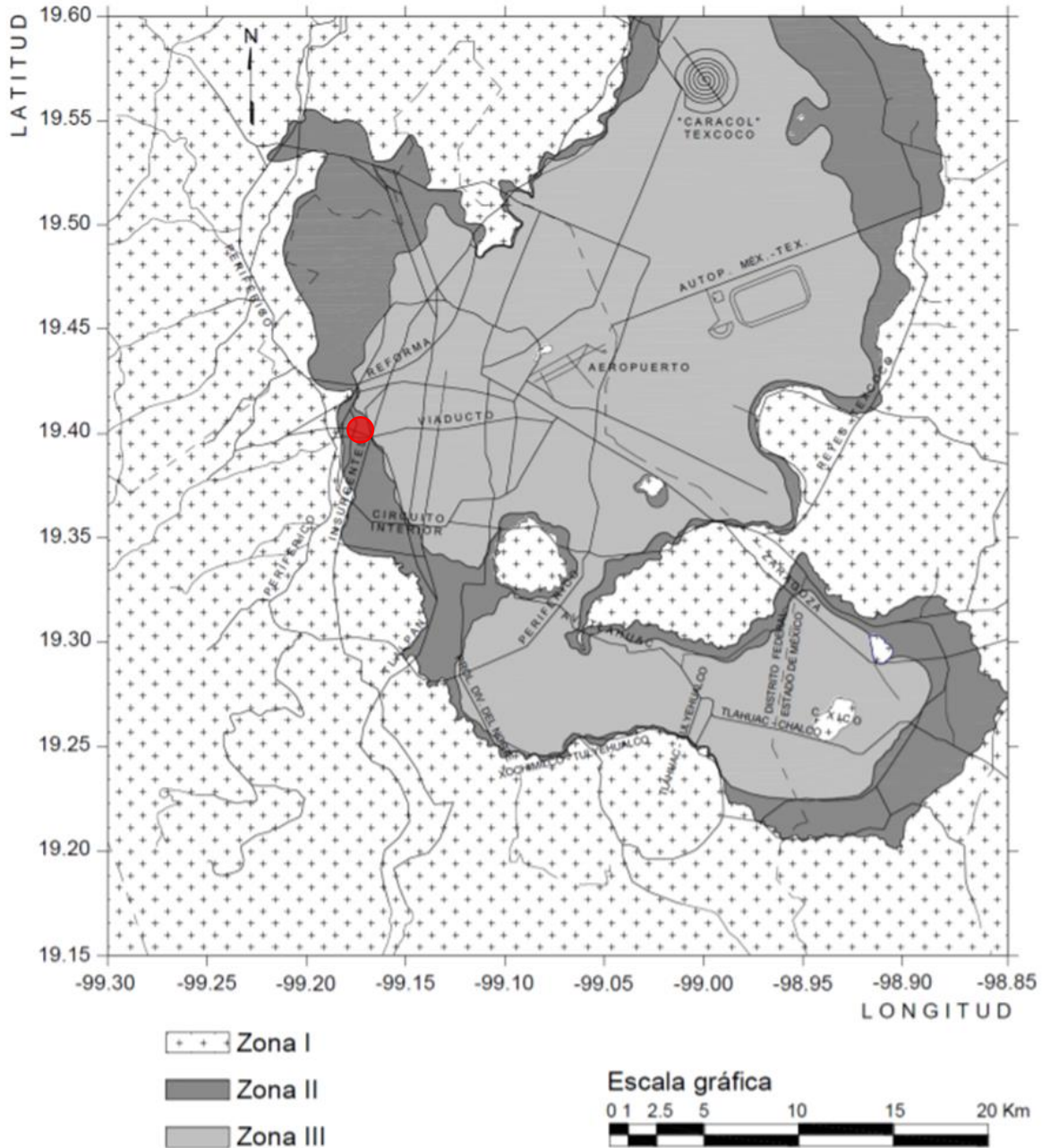


Figura 30. Zonificación geotécnica y ubicación del predio. (NTC – Cimentaciones, 2017).

#### 4.4.2 Diseño de los edificios; sistema de marcos y sistema dual con base en el RCDF (2017)

##### Propiedades de los materiales

##### Concreto

Para columnas, trabes y muros (Clase 1) .....  $f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ ;

Módulo de elasticidad del concreto .....  $E_c = 14000\sqrt{f'c}$ ;

##### Acero de refuerzo

Varillas corrugadas .....  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

##### Acciones de diseño

Las cargas muertas consideradas se muestran a continuación en las tablas 10 y 11.

Tabla 10. Análisis de cargas de entrepiso (Niveles 1-9)

Concepto	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
Losa maciza de 10 cm de espesor	240
Muros divisorios	150
Loseta vinílica	15
Mortero de 2 cm de espesor	42
Instalaciones y plafones	60
Sobre carga reglamentaria NTC - Criterios (2017)	40
<b>Total</b>	<b>547</b>

Tabla 11. Análisis de cargas de entrepiso (Nivel 10 Azotea)

Concepto	Peso (kg/m <sup>2</sup> )
Losa maciza de 10 cm de espesor	240
Enladrillado	30
Mortero de 2 cm de espesor	42
Tezontle relleno de 10 cm de espesor	125
Impermeabilizante	5
Sobre carga reglamentaria NTC - Criterios (2017)	40
<b>Total</b>	<b>482</b>

La aplicación de las cargas vivas unitarias deberá tomar en consideración las disposiciones de las NTC – Criterios (2017), las cargas consideradas se muestran en la tabla 12 a continuación.

Tabla 12. Cargas vivas consideradas en función a la funcionalidad del edificio.

Nivel	Carga muerta (kg/m <sup>2</sup> )	Carga viva máxima (kg/m <sup>2</sup> )	Carga viva instantánea (kg/m <sup>2</sup> )	Carga viva media (kg/m <sup>2</sup> )
Azotea	482	100	70	15
Entrepisos	547	190	100	80

### ***Pre-dimensionamiento de trabes y columnas***

Para el pre-dimensionamiento se considerarán las siguientes características:

- *Columnas*

Sistema de marcos: con una sección de 90 cm x 90 cm;

Sistema dual: con una sección de 65 cm x 65 cm;

- *Vigas*

Sistema de marcos: con una sección de 90 cm x 40 cm;

Sistema dual: con una sección de 60 cm x 30 cm;

- *Muros*

Espesor de 30 cm en toda la altura.

Cabe mencionar que esto solo es el pre-dimensionamiento y no necesariamente la sección del diseño final.

### ***Combinaciones de diseño***

La NTC - Criterios (2017) establece que la seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente, considerándose dos categorías de combinaciones:

Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales la más desfavorable se tomará con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

Para la combinación de carga muerta más carga viva, se empleará la intensidad máxima de la carga viva, considerándola uniformemente repartida sobre toda el área.

Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

En la tabla 13 se muestran las combinaciones consideradas para el diseño de estos edificios.

Tabla 13. Combinaciones de carga para diseño de los elementos estructurales.

Combinación	Desglose
Combinación 1	$1.3 C_M + 1.5 W_M$
Combinación 2	$1.1 (C_M + W_A + FS_{x1} + 0.3 FS_{y1})$
Combinación 3	$1.1 (C_M + W_A + FS_{x1} - 0.3 FS_{y1})$
Combinación 4	$1.1 (C_M + W_A - FS_{x1} + 0.3 FS_{y1})$
Combinación 5	$1.1 (C_M + W_A - FS_{x1} - 0.3 FS_{y1})$
Combinación 6	$1.1 (C_M + W_A + FS_{y1} + 0.3 FS_{x1})$
Combinación 7	$1.1 (C_M + W_A + FS_{y1} - 0.3 FS_{x1})$
Combinación 8	$1.1 (C_M + W_A - FS_{y1} + 0.3 FS_{x1})$
Combinación 9	$1.1 (C_M + W_A - FS_{y1} - 0.3 FS_{x1})$

### Factores de comportamiento sísmico y espectro de diseño

Se tomará un factor de comportamiento sísmico correspondiente a edificios que desarrollan una ductilidad baja ( $Q=2$ ) y se tomarán en cuenta los parámetros de la tabla 4 para ambas estructuraciones, se utilizará para definir el espectro de diseño por medio del Sistema de Acciones Sísmicas de Diseño (SASID), respectivamente en el análisis y diseño sísmico se tomará en cuenta las especificaciones de las NTC – Sismo (2020) y para el diseño de columnas, vigas y muros las NTC - Concreto (2021).

### Condiciones de irregularidad

Para determinar si una estructura es regular, irregular o muy irregular la NTC – Sismo (2020) establece los siguientes 13 criterios de revisión de regularidad, los cuales son aplicados a la estructura con sistema dual en la tabla 14.

Tabla 14. Revisión de regularidad NTC - Sismo (2020)

Requisito de regularidad	Revisión
1. Los diferentes muros, marcos y demás sistemas sismo-resistentes verticales son sensiblemente paralelos a los ejes ortogonales principales del edificio. Se considera que un plano o elemento sismo-resistente es sensiblemente paralelo a uno de los ejes ortogonales cuando el ángulo que forma en planta con respecto a dicho eje no excede 15 grados.	Cumple
2. La relación de su altura a la dimensión menor de su base no es mayor que cuatro. $H = 35 \text{ m}$ $D \text{ menor} = 18 \text{ m}$ $H / D \text{ menor} = 1.94 < 4$	Cumple
3. La relación de largo a ancho de la base no es mayor que cuatro. Largo = 18 m; Ancho = 18 m; $L / A = 1 < 4$	Cumple

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

Se puede ver que se cumplen todos los requisitos para considerar la estructura como regular, por lo que el factor de irregularidad será de 1. Esto se revisó para ambos sistemas estructurales, teniendo que ambas son regulares.

**Espectro de diseño**

El espectro de diseño utilizado para el análisis sísmico del edificio se obtuvo del SASID, al sistema se le proporcionó las condiciones de ubicación (Zona II) y las características de los dos edificios en estudio, por lo que se obtuvieron dos espectros diferentes. En las figuras 31 y 32 se muestran los espectros obtenidos al respecto.

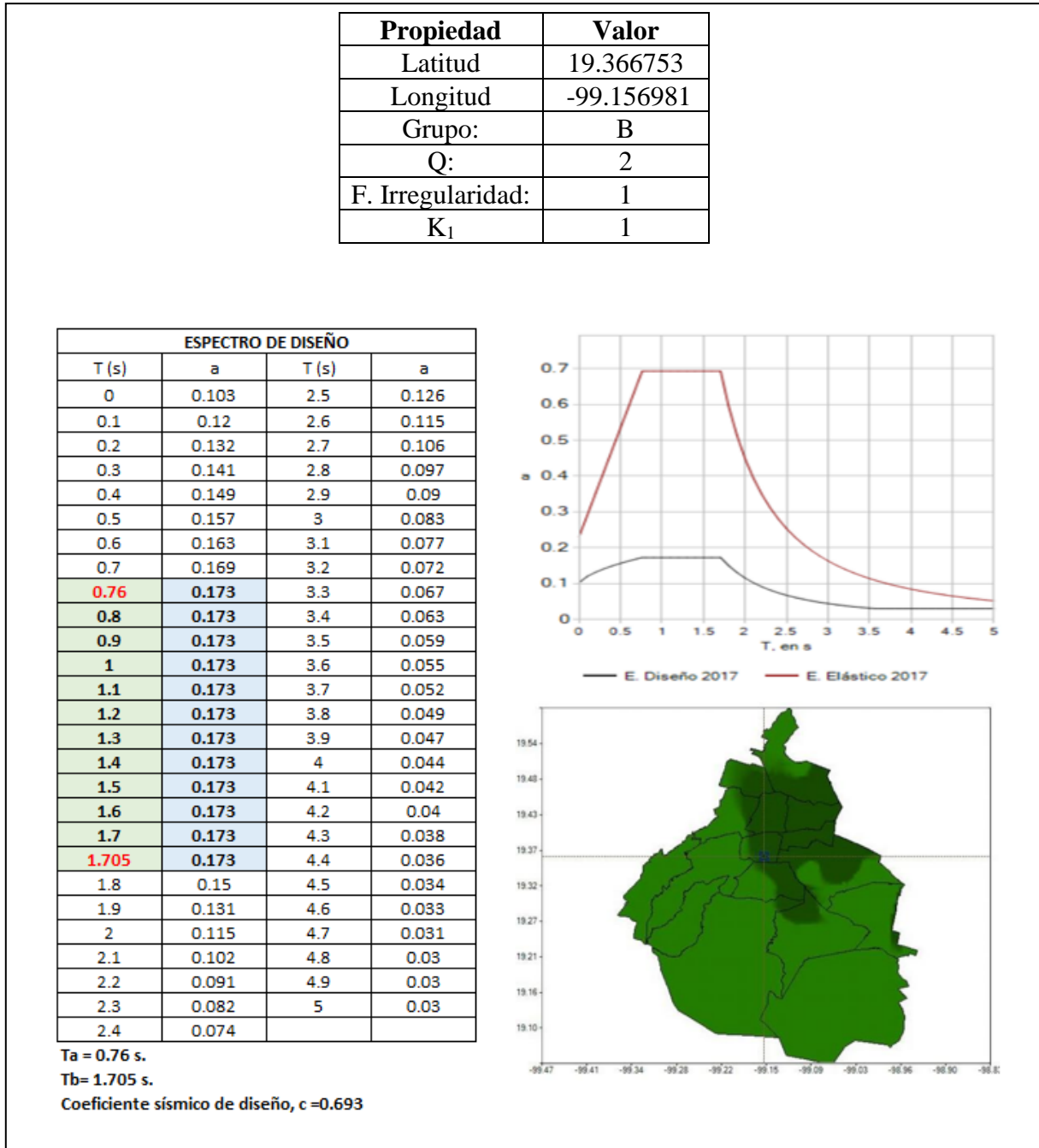


Figura 31. Espectro de diseño obtenido del SASID por el sistema a base de marcos de concreto.

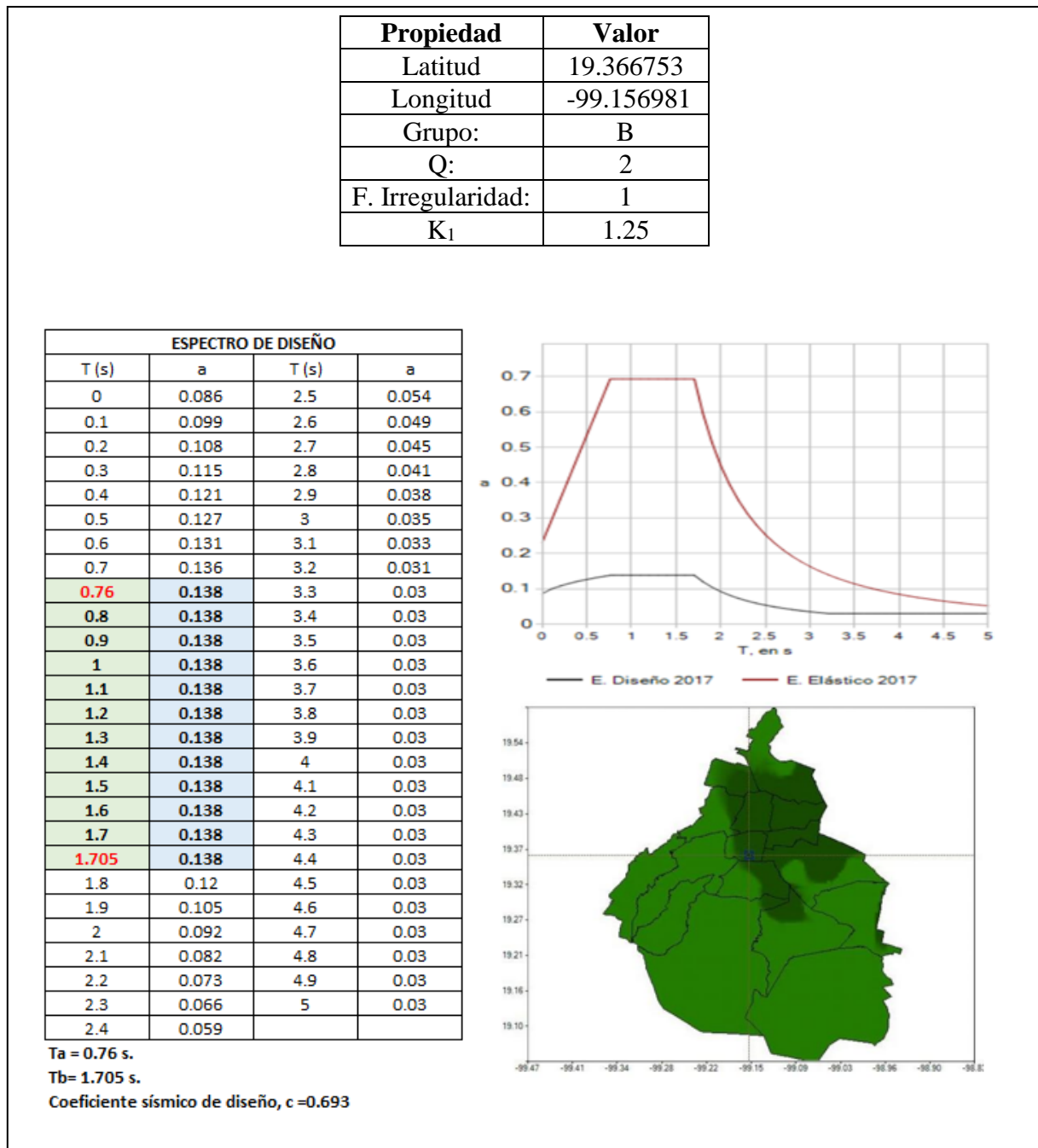


Figura 32. Espectro de diseño obtenido del SASID por el sistema a dual de concreto.



**Factor de reducción por sobre resistencia**

El factor de sobre resistencia,  $R$ , debe determinarse con la ecuación 3.3 definida en el capítulo 3:

$$R = k_1 R_o + K_2$$

Donde,  $R_o$  es un factor básico de sobre resistencia del sistema estructural que se tomará igual a 1.75 para sistemas estructurales de concreto, acero o compuestos a los que se asigna  $Q$  menor que 3;  $k_1$  es un factor de corrección por hiperestaticidad igual a 1.25 para los sistemas estructurales duales y 1 para sistemas estructurales de concreto o mixtos con al menos 3 crujeas resistentes en las dos direcciones de análisis;  $k_2$  es un factor de incremento para estructuras pequeñas y rígidas, que se obtiene con la expresión 3.4. El factor  $k_2$  no se aplicará dado que nuestra estructura no es pequeña y el resultado será menor a cero.

$$R_x = R_y = 1.75 \text{ (Sistema de marcos)}$$

$$R_x = R_y = 2.19 \text{ (Sistema dual)}$$

**Factor de reducción por comportamiento sísmico**

El factor de reducción por comportamiento sísmico denominado  $Q'$ , se determinará con las ecuaciones 3.2 del capítulo III. En tanto, los periodos característicos del espectro y el factor de comportamiento sísmico para ambas estructuraciones se muestran a continuación:

$$T_a = 0.76 \text{ s}$$

$$T_b = 1.705 \text{ s}$$

$$Q = 2$$

El periodo del edificio se obtuvo del modelo matemático considerando el agrietamiento de las secciones de concreto, con el cual se tiene:

$$T_e, \text{ sistema de marcos} = 1.22 \text{ s}$$

$$T_e, \text{ sistema dual} = 0.95 \text{ s}$$

Como en ambos casos  $T_e$  es mayor a  $T_a$  pero menor a  $T_b$  y no consideraremos los efectos de interacción suelo – estructura el factor de reducción por comportamiento sísmico se determinará de la siguiente manera:

$$Q' = 1 + (Q - 1) \\ Q' = 2$$

Este factor debe ser corregido, según el capítulo 5.5 de la NTC – Sismo (2020), por las condiciones de irregularidad del edificio, finalmente se obtiene:

$$Q_x' = Q_y' = 2.0, \text{ sistema marcos}$$

$$Q_x' = Q_y' = 2.0, \text{ sistema dual}$$

### Análisis modal espectral

Para realizar este análisis se empleó el software de análisis estructural MIDAS GEN v3.1. En la figura 33 se muestran los respectivos modelos matemáticos de los dos edificios con las propiedades geométricas derivadas del predimensionamiento.

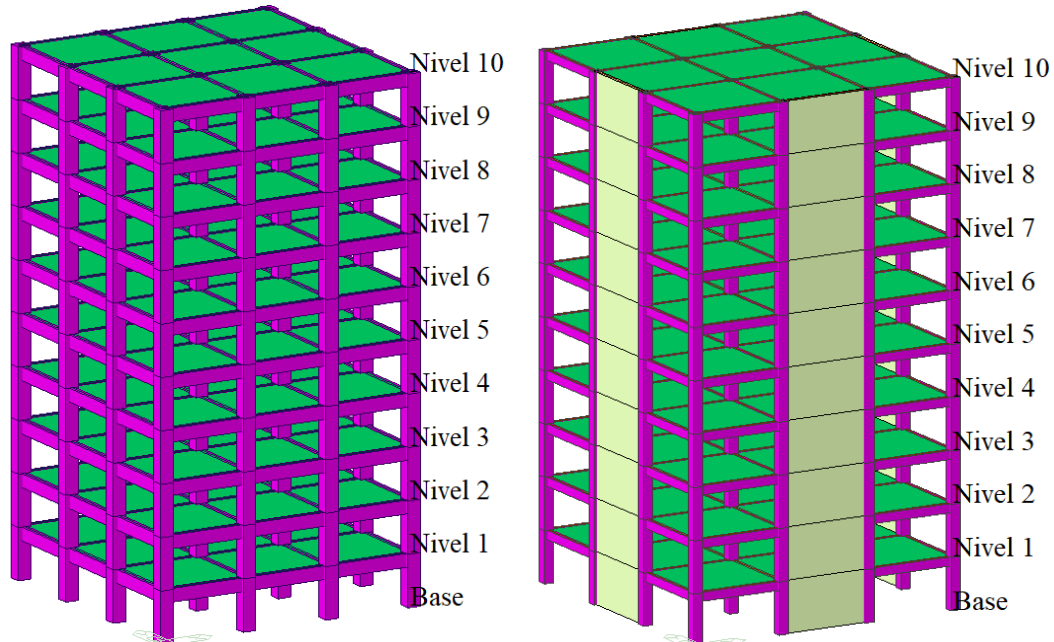


Figura 33. Modelo matemático de los dos sistemas estructurales: marcos y dual.

Para la combinación modal se consideró la opción CQC, como una combinación cuadrática completa para el análisis. De igual forma, se consideró el efecto de agrietamiento como lo indica la NTC – Concreto (2021), en donde, se debe modificar las inercias de los elementos estructurales (Tabla 15).

Tabla 15. Momentos de inercia para cálculo de rigideces NTC - Concreto (2021).

Elemento	Momento
Vigas y muros agrietados	$0.5 I_g$
Columnas agrietadas	$0.7 I_g$
Columnas y muros no agrietados	$I_g$

**Análisis de resultados**

Con este análisis se obtuvieron las propiedades dinámicas del edificio, los periodos y participación de masas, que de acuerdo con las NTC – Sismo (2020) indica que la participación de masa en las direcciones de análisis debe ser mayor al 90%. En la tabla 16 y 17 se muestran los periodos de vibración asociados a cada modo y su participación modal, tanto para el sistema de marcos como para el sistema dual, respectivamente.

Tabla 16. Propiedades dinámicas del edificio con sistema de marcos rígidos

Modo	Periodo	TRAN-X		TRAN-Y	
	(s)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	<u>1.22</u>	79.25	79.25	0.00	0.00
2	1.18	0.00	79.25	78.46	78.46
3	1.04	0.00	79.25	0.00	78.46
4	0.39	10.28	89.53	0.00	78.46
5	0.37	0.00	89.53	10.50	88.96
6	0.33	0.00	89.53	0.00	88.96
7	0.21	4.06	93.58	0.00	88.96
8	0.20	0.00	93.58	4.25	93.21
9	0.18	0.00	93.58	0.00	93.21
10	0.14	2.33	<u>95.91</u>	0.00	<u>93.21</u>

Tabla 17. Periodos y Frecuencias modales del sistema dual marco - muro

Modo	Periodo	TRAN-X		TRAN-Y	
	(s)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	<u>0.95</u>	68.35	68.35	0.00	0.00
2	0.95	0.00	68.35	68.32	68.32
3	0.67	0.00	68.35	0.00	68.32
4	0.22	19.94	88.28	0.00	68.32
5	0.22	0.00	88.28	19.87	88.19
6	0.15	0.00	88.28	0.00	88.19
7	0.10	6.39	94.67	0.00	88.19
8	0.10	0.00	94.67	6.39	94.57
9	0.09	0.00	94.67	0.00	94.57
10	0.09	0.00	<u>94.67</u>	0.00	<u>94.57</u>

Como se podrá observar en estas tablas el periodo fundamental del edificio con sistema de marcos es igual a 1.22 s, mientras que, el periodo fundamental del edificio con sistema dual marco - muro es igual a 0.95 s. También se aprecia que al considerar 10 formas modales en los análisis se está cumpliendo con el 90% de la participación de masas.

**Revisión de cortante basal mínimo**

La NTC - Sismo (2020) establece que cuando se realice un análisis dinámico modal, el cortante basal no deberá ser mayor de lo que resulte de la siguiente expresión:

$$V_o = a_{\min} W_o \quad (4.31)$$

donde,  $W_o$  es el peso total de la estructura al nivel del desplante,  $a_{\min}$  es la aceleración en función de la gravedad y se tomará igual a  $0.04/R$  cuando  $T_s < 0.5$  s y  $0.06/R$  si  $T_s \geq 1.0$  s, siendo  $T_s$  el periodo dominante más largo del terreno en el sitio de interés. Para valores de  $T_s$  comprendidos entre 0.5 y 1.0,  $a_{\min}$  se hará variar linealmente entre  $0.04/R$  y  $0.06/R$ .

Para la zona de estudio se tiene un periodo dominante del terreno igual a 0.959 s, por lo que para cada una de las estructuras se tiene la  $a_{\min}$  que se observa en las tablas 18 y 19. Así mismo el peso total de la estructura surge de la combinación de las cargas muertas, sobre cargas muertas y cargas vivas accidentales.

Tabla 18. Revisión de cortante basal mínimo en sistema de marcos rígidos

Variable	Dirección X	Dirección Y
$V_o$ (t):	<b>600.31</b>	<b>594.35</b>
$W_o$ (t):	4398.30	4398.3
$a_{\min}$ :	0.034	0.034
$a_{\min} * W_o$ :	<b>150.80</b>	<b>150.80</b>
<b>Revisión en X</b>	<b>No necesita corrección</b>	
<b>Revisión en Y</b>	<b>No necesita corrección</b>	

Tabla 19. Revisión de cortante basal mínimo en sistema dual marco – muro

Variable	Dirección X	Dirección Y
$V_o$ (t):	<b>359.1</b>	<b>358.9</b>
$W_o$ (t)	3756.54	3756.54
$a_{\min}$ :	0.027	0.027
$a_{\min} * W_o$ :	<b>103.04</b>	<b>103.04</b>
<b>Revisión en X</b>	<b>No necesita corrección</b>	
<b>Revisión en Y</b>	<b>No necesita corrección</b>	

De dichas tablas se observa que ambos edificios cumplen con el cortante basal mínimo, ya que el cortante dinámico es mayor al obtenido por  $a_{\min} * W_o$ .

**Revisión de los Estados límite para desplazamientos laterales***Estado límite de prevención del colapso*

Para el cumplimiento del estado límite de prevención de colapso, se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño multiplicadas por  $Q'R$ , no excedan los valores especificados para la distorsión límite ( $\gamma_{max}$ ) de las tablas de la sección 4.2 de las NTC – Sismo (2020) según el sistema estructural seleccionado. Es importante mencionar que en ambos edificios la regularidad nos permite considerar las mismas revisiones en las dos direcciones ortogonales por lo que los desplazamientos obtenidos en dirección x serán iguales a los obtenidos en la dirección y.

Para el edificio con sistema de marcos se tienen que la distorsión máxima permitida deberá ser igual a 0.015 para un edificio diseñado con  $Q = 2$  (Ductilidad baja). En tanto se tiene que los factores de este edificio son:

$$Q_x' = Q_y' = 2.0;$$

$$R_x = R_y = 1.75;$$

En la tabla 20 se resume la revisión de desplazamientos laterales en ambas direcciones.

Tabla 20. Revisión de desplazamientos laterales para colapso sistema de marcos, ambas direcciones

Nivel	H	Dx = Dy	Dx*Q'x*Rx (cm)	Revisión Límite		Distorsión $\gamma_x$	$\gamma_x*Q'x*Rx$ (cm)	Revisión Límite	
	cm	cm							
10	3500	10.11	1.3	5.25	Cumple	0.0010	0.004	0.015	Cumple
9	3150	9.75	2.0	5.25	Cumple	0.0016	0.006	0.015	Cumple
8	2800	9.18	2.7	5.25	Cumple	0.0022	0.008	0.015	Cumple
7	2450	8.40	3.5	5.25	Cumple	0.0028	0.010	0.015	Cumple
6	2100	7.40	4.1	5.25	Cumple	0.0034	0.012	0.015	Cumple
5	1750	6.22	4.7	5.25	Cumple	0.0038	0.013	0.015	Cumple
4	1400	4.88	5.0	5.25	Cumple	0.0041	0.014	0.015	Cumple
3	1050	3.44	5.1	5.25	Cumple	0.0042	0.015	0.015	Cumple
2	700	1.98	4.6	5.25	Cumple	0.0037	0.013	0.015	Cumple
1	350	0.68	2.4	5.25	Cumple	0.0019	0.007	0.015	Cumple

De la tabla anterior, se observa que el edificio con sistema de marcos rígidos cumple en cada uno de los entresijos la revisión por prevención del colapso.

Para el edificio con sistema dual se tienen que la distorsión máxima permitida deberá ser igual a 0.01 para un edificio diseñado con  $Q = 2$  (Ductilidad baja). En tanto se tiene que los factores de este edificio son:

$$Q_x' = Q_y' = 2.0;$$

$$R_x = R_y = 2.19;$$

En la tabla 21 se resume la revisión de desplazamientos laterales en ambas direcciones.

Tabla 21. Revisión de desplazamientos laterales para colapso sistema dual, ambas direcciones

Nivel	H	Dx = Dy	Dx*Qx*Rx (cm)	Revisión Límite		Distorsión Yx	Yx*Qx*Rx (cm)	Revisión Límite	
	cm	cm							
10	3500	5.07	2.6	3.50	Cumple	0.0017	0.007	0.010	Cumple
9	3150	4.47	2.7	3.50	Cumple	0.0018	0.008	0.010	Cumple
8	2800	3.86	2.7	3.50	Cumple	0.0018	0.008	0.010	Cumple
7	2450	3.23	2.8	3.50	Cumple	0.0018	0.008	0.010	Cumple
6	2100	2.60	2.7	3.50	Cumple	0.0018	0.008	0.010	Cumple
5	1750	1.99	2.5	3.50	Cumple	0.0016	0.007	0.010	Cumple
4	1400	1.41	2.3	3.50	Cumple	0.0015	0.006	0.010	Cumple
3	1050	0.89	1.9	3.50	Cumple	0.0012	0.005	0.010	Cumple
2	700	0.47	1.4	3.50	Cumple	0.0009	0.004	0.010	Cumple
1	350	0.16	0.7	3.50	Cumple	0.0004	0.002	0.010	Cumple

En la tabla 21, se observa que el edificio con sistema dual marco – muro cumple en cada uno de los entresijos la revisión por prevención del colapso.

En la figura 34, se ilustra un gráfico comparativo de las distorsiones obtenidas para ambos sistemas, en donde, se aprecia que el edificio con sistema dual marco – muro tiene menores desplazamientos, por lo que ofrece un mejor desempeño sísmico.

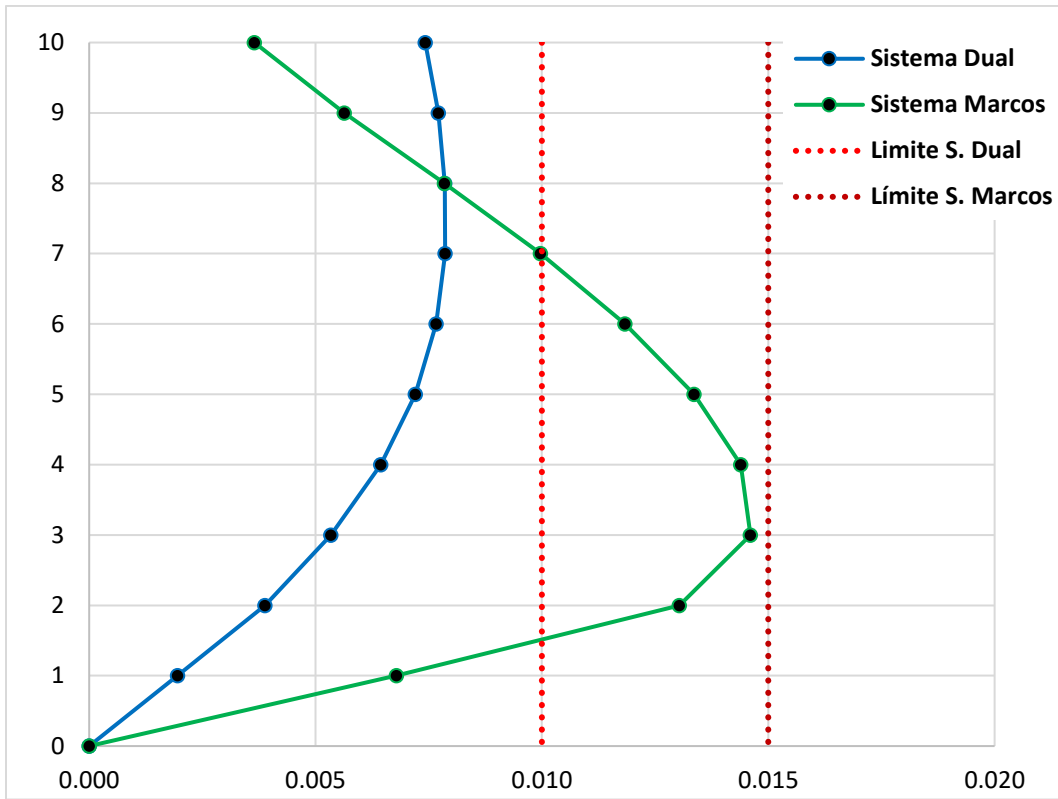


Figura 34. Distorsiones por colapso para edificio con sistema de marcos y Dual.

*Estado límite de servicio o limitación de daños ante sismos frecuentes*

Para el cumplimiento del estado límite de servicio o limitación de daños ante sismos frecuentes se revisará que las distorsiones obtenidas con el espectro de diseño multiplicadas por Q'R y por el factor Ks, no excedan 0.002, salvo que todos los elementos no estructurales sean capaces de soportar deformaciones o estén separados de la estructura principal de manera que no sufran daños por sus deformaciones. En tal caso, el límite en cuestión será 0.004. Para este trabajo se consideró como límite el valor de 0.004, al contemplar elementos no estructurales desligados de la estructura.

El factor Ks se determinó con la expresión 4.32, dado que el periodo dominante del sitio (Ts), está entre 0.5 y 1.0 por lo que Ks resultó igual a 0.24.

$$Ks = \frac{1}{6-4(Ts-0.5)} \tag{4.32}$$

$$Ts = 0.959 \text{ s}$$

$$Ks = 0.24$$

En las tablas 22 y 23 se presenta la revisión para el cumplimiento del estado límite de limitación de daños para el edificio con sistema de marcos rígidos y para el sistema dual, respectivamente. En ambas se observa que cumplen con este estado límite de diseño.

Tabla 22. Revisión de desplazamientos laterales para limitación de daños en sismos frecuentes sistema de marcos, ambas direcciones

Nivel	H	Dx =Dy	Dx*Q'x*Rx*ks (cm)	Revisión Límite		Distorsión Yx	Yx*Q'x*Rx*ks (cm)	Revisión Límite	
	cm	cm							
10	3500	8.7	0.3	1.4	Cumple	0.0009	0.001	0.004	Cumple
9	3150	8.4	0.4	1.4	Cumple	0.0014	0.001	0.004	Cumple
8	2800	7.9	0.6	1.4	Cumple	0.0019	0.002	0.004	Cumple
7	2450	7.2	0.7	1.4	Cumple	0.0024	0.002	0.004	Cumple
6	2100	6.4	0.8	1.4	Cumple	0.0029	0.002	0.004	Cumple
5	1750	5.4	1.0	1.4	Cumple	0.0033	0.003	0.004	Cumple
4	1400	4.2	1.0	1.4	Cumple	0.0035	0.003	0.004	Cumple
3	1050	3.0	1.1	1.4	Cumple	0.0036	0.003	0.004	Cumple
2	700	1.7	1.0	1.4	Cumple	0.0032	0.003	0.004	Cumple
1	350	0.6	0.5	1.4	Cumple	0.0017	0.001	0.004	Cumple

Tabla 23. Revisión de desplazamientos laterales para limitación de daños en sismos frecuentes sistema dual, ambas direcciones.

Nivel	H	Dx =Dy	Dx*Q'x*Rx*ks (cm)	Revisión Límite		Distorsión Yx	Yx*Q'x*Rx*ks (cm)	Revisión Límite	
	cm	cm							
10	3500	4.6	0.6	1.4	Cumple	0.0015	0.002	0.004	Cumple
9	3150	4.1	0.6	1.4	Cumple	0.0016	0.002	0.004	Cumple
8	2800	3.5	0.6	1.4	Cumple	0.0016	0.002	0.004	Cumple
7	2450	2.9	0.6	1.4	Cumple	0.0016	0.002	0.004	Cumple
6	2100	2.4	0.6	1.4	Cumple	0.0016	0.002	0.004	Cumple
5	1750	1.8	0.6	1.4	Cumple	0.0015	0.002	0.004	Cumple
4	1400	1.3	0.5	1.4	Cumple	0.0013	0.001	0.004	Cumple
3	1050	0.8	0.4	1.4	Cumple	0.0011	0.001	0.004	Cumple
2	700	0.4	0.3	1.4	Cumple	0.0008	0.001	0.004	Cumple
1	350	0.1	0.1	1.4	Cumple	0.0004	0.000	0.004	Cumple

En la figura 35, se ilustran las derivas obtenidas para ambos edificios, se puede observar que al igual que en la revisión del estado límite de prevención de colapso, el edificio que tiene menores desplazamientos es el que incorpora el sistema dual marco -muro.



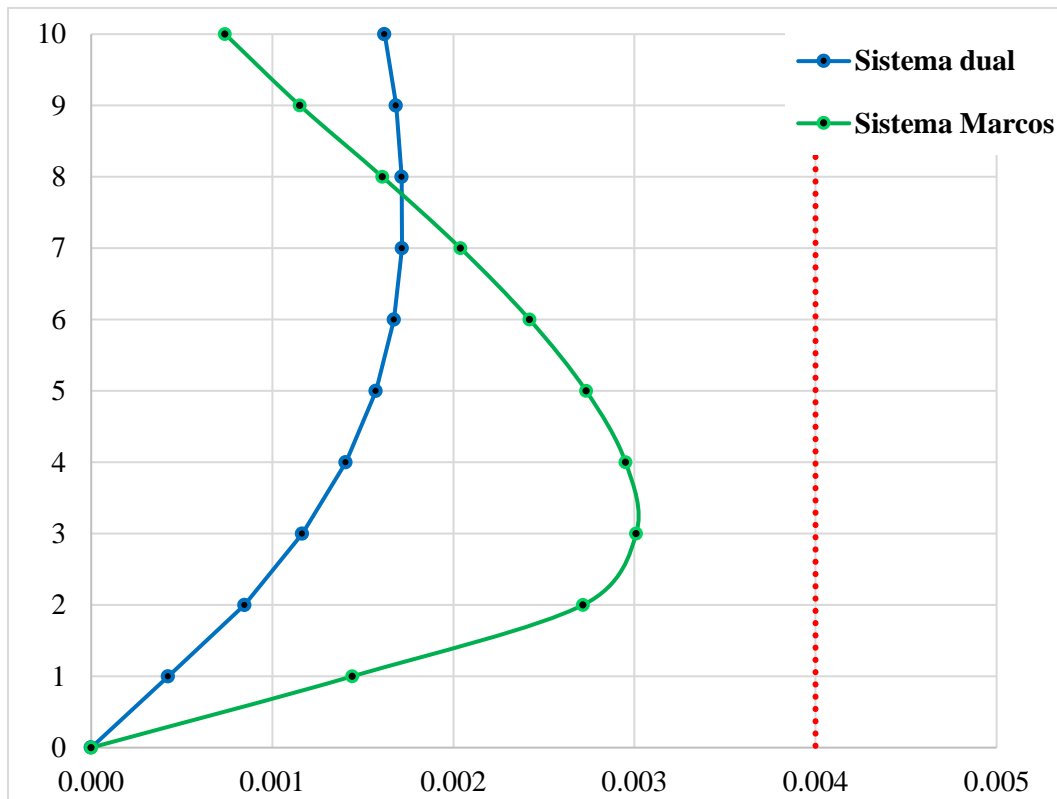


Figura 35. Distorsiones por limitación de daños en ambas direcciones Sistema marcos y dual.

### ***Diseño de los elementos estructurales***

El diseño de los elementos estructurales de ambos sistemas se realizó con las recomendaciones para estructuras de ductilidad baja  $Q = 2$ , conforme a las NTC – Concreto (2021) cubriendo los aspectos siguientes:

- a) Diseño por flexocompresión en columnas y muros;
- b) Diseño por flexión en vigas;
- c) Diseño por cortante y confinamiento en columnas y muros; y
- d) Diseño por cortante y confinamiento en vigas

### ***Diseño de edificio con sistema de Marcos***

Partiendo de las dimensiones de columnas y vigas que cumplen los estados límite de diseño, se tiene:

Columnas de 90 x 90 cm;

Vigas de 90 x 40 cm.

**Diseño de columnas por flexocompresión**

Se realizó la revisión de las condiciones geométricas y se obtuvieron las acciones de carga axial, cortante y momento flexionante de diseño columnas, en la tabla 24:

Tabla 24. Revisión de requisitos geométricos columnas – marcos

Nivel	$P_u$ (t)	$V_u$ (t)	$M_u$ (t-m)	$b \geq 20\text{cm}$	$h/b < 4$
10	34.90	12.50	34.90	Cumple	Cumple
9	55.80	18.60	47.70	Cumple	Cumple
8	118.20	26.90	65.60	Cumple	Cumple
7	161.20	32.90	76.90	Cumple	Cumple
6	204.00	39.10	86.00	Cumple	Cumple
5	246.40	44.30	90.50	Cumple	Cumple
4	289.00	48.30	94.60	Cumple	Cumple
3	340.06	50.82	99.00	Cumple	Cumple
2	383.11	52.36	119.60	Cumple	Cumple
1	423.16	46.44	161.10	Cumple	Cumple

La NTC - Concreto (2021) establece que para el diseño por flexocompresión debe tomarse en cuenta los efectos de esbeltez en columnas, así mismo menciona que para miembros catalogados como no restringidos no pueden despreciarse dichos efectos.

Considerando el método de amplificación de momentos para evaluar los efectos de esbeltez, se usaron las siguientes ecuaciones:

$$M_D = M_{Ib} + F_{as} M_{Is} \quad (4.33)$$

donde,  $M_{Ib}$  es igual al momento al inicio de la columna (análisis gravitacional),  $M_{Is}$  es igual al momento al final de la columna (análisis sísmico) y  $F_{as}$  será igual al resultado de la ecuación 4.34:

$$F_{as} = \frac{1}{1-\lambda} \quad (4.34)$$

Si  $F_{as}$  calculado con la ecuación 4.34 es mayor a 1.5 deberá realizarse un análisis de segundo orden (efectos P-Delta). El valor de  $\lambda$  se obtendrá con la siguiente expresión:

$$\lambda = \frac{W_u Q}{h K_i} \quad (4.35)$$

donde,  $W_u$  es la carga total en el entrepiso;  $Q$  igual al factor de comportamiento sísmico designado;  $h$  representa la longitud de la columna; y  $K_i$  es la rigidez a carga lateral del entrepiso.

En la tabla 25 se resume el cálculo del factor  $F_{as}$ , que como se podrá notar ninguno sobrepasa el valor de 1.5, por lo que no se realizó un análisis de segundo orden.

Tabla 25. Momentos de diseño para columnas considerando esbeltez – marcos.

Nivel	Carga (kg)	h (cm)	K <sub>i</sub> (kg/cm)	λ	f <sub>as</sub>	M <sub>1b</sub> (t-m)	M <sub>1s</sub> (t-m)	M <sub>D</sub> (t-m)
10	412128	350	284499	0.01	1.01	9.5	34.90	44.69
9	855036	350	391674	0.01	1.01	5	47.70	53.30
8	1297944	350	419416	0.02	1.02	5.2	65.60	71.98
7	1740852	350	430256	0.02	1.02	4.8	76.90	83.52
6	2183760	350	436646	0.03	1.03	4.6	86.00	93.13
5	2626668	350	442571	0.03	1.04	4.3	90.50	97.98
4	3069576	350	451397	0.04	1.04	3.9	94.60	102.32
3	3512484	350	471959	0.04	1.04	3.4	99.00	106.80
2	3955392	350	541954	0.04	1.04	2.9	119.60	127.71
1	4398300	350	1030735	0.02	1.02	1.9	161.10	167.03

Para el diseño por flexocompresión se usaron diagramas de interacción conforme a las NTC – Concreto (2021). En la figura 36 muestra el diagrama de interacción de la sección de 90 cm x 90 cm para los marcos de concreto.

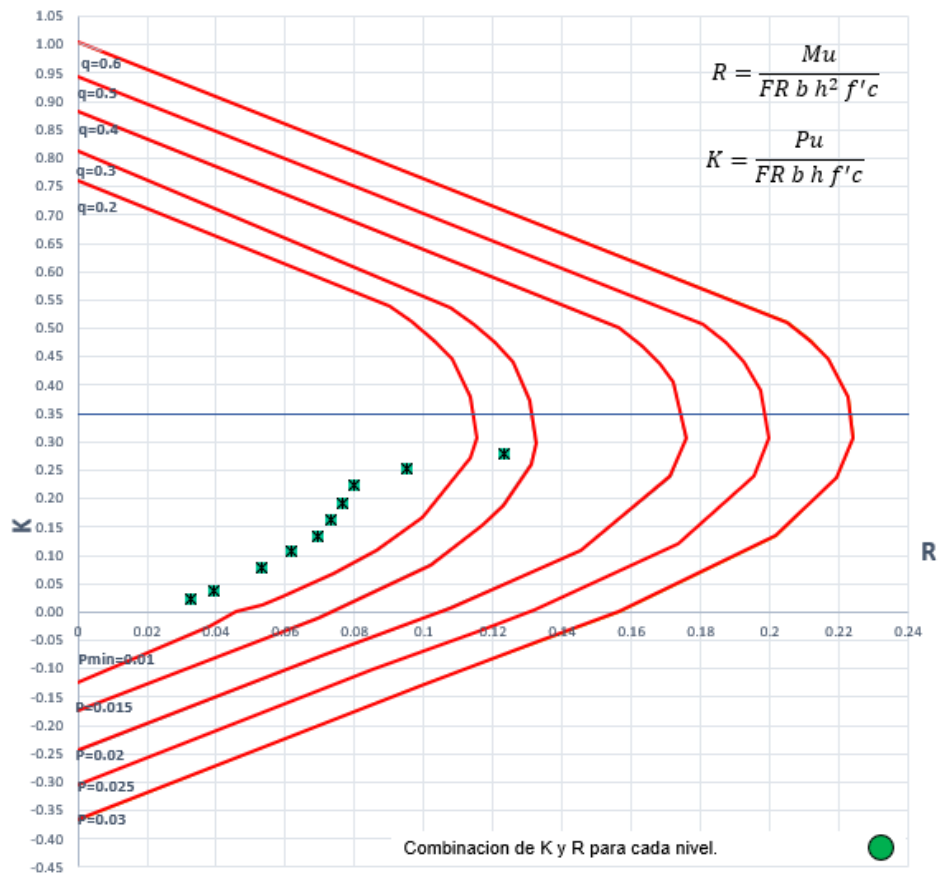


Figura 36. Diagrama de interacción de columnas NTC – Concreto (2021) sistema de marcos.

En la tabla 26 se muestran las cuantías obtenidas a partir del diagrama de interacción de la figura 36.

Tabla 26. Valores de K y R para diseño a flexocompresión de columnas – marcos.

Nivel	$P_u$ (t)	$M_u$ (t-m)	K	R	p
10	34.90	44.69	0.02	0.033	0.015
9	55.80	53.30	0.04	0.039	0.015
8	118.20	71.98	0.08	0.053	0.015
7	161.20	83.52	0.11	0.061	0.015
6	204.00	93.13	0.13	0.068	0.015
5	246.40	97.98	0.16	0.072	0.015
4	289.00	102.32	0.19	0.075	0.015
3	340.06	106.80	0.22	0.078	0.015
2	383.11	127.71	0.25	0.093	0.015
1	423.16	167.03	0.28	0.122	0.020

Mientras que en la tabla 27 se presentan las cantidades del refuerzo longitudinal en las columnas de cada nivel.

Tabla 27. Refuerzo longitudinal por flexocompresión en columnas – marcos.

Nivel	p	p <sub>min</sub>	p <sub>max</sub>	$A_s$ , necesaria (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ , proporcionada	
					Designación	(cm <sup>2</sup> )
10	0.015	0.01	0.06	121.5	16 Va. #10 =	126.7
9	0.015	0.01	0.06	121.5	16 Va. #10 =	126.7
8	0.015	0.01	0.06	121.5	16 Va. #10 =	126.7
7	0.015	0.01	0.06	121.5	16 Va. #10 =	126.7
6	0.015	0.01	0.06	121.5	16 Va. #10 =	126.7
5	0.015	0.01	0.06	121.5	16 Va. #10 =	126.7
4	0.015	0.01	0.06	121.5	16 Va. #10 =	126.7
3	0.015	0.01	0.06	121.5	16 Va. #10 =	126.7
2	0.015	0.01	0.06	121.5	16 Va. #10 =	126.7
1	0.020	0.01	0.06	157.9	20 Va. #10 =	158.3

**Diseño por cortante y confinamiento para columnas**

Para estructuras diseñadas con  $Q = 2$  el refuerzo transversal de toda columna no será menor que el necesario por resistencia a fuerza cortante y torsión, en su caso, y debe cumplir con los requisitos mínimos establecidos a continuación:

*Separación de estribos*

Todas las barras o paquetes de barras longitudinales deben restringirse contra el pandeo con estribos o zunchos con separación no mayor que:

- $850/\sqrt{f_y}$ , con  $f_y$  en  $\text{kg/cm}^2$ ;
- 48 diámetros de la barra del estribo; ni que
- La mitad de la menor dimensión de la columna.

La separación máxima de estribos se reducirá a la mitad de la antes indicada en una longitud no menor que:

- la dimensión transversal máxima de la columna;
- un sexto de su altura libre; ni que
- 600 mm

Esto arriba y abajo de cada unión de columna con traveses o losas, medida a partir del respectivo plano de intersección (zona confinada).

Para calcular la separación en la zona de cortante y confinamiento se decide utilizar estribos del número 4 (diámetro de 1.27 cm), en donde, se tomarán los valores mínimos de las separaciones conforme a las NTC – Concreto (2021), tal como se ilustra en la tabla 28.

Tabla 28. Separación mínima de estribos en zona central y zona confinada de columnas – marcos

<b>Requisitos en la zona central</b>	<b>Separación (cm)</b>
$850/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro barra longitudinal	$41.71 \approx 40$
48 veces el diámetro de la barra del estribo	$60.96 \approx 60$
La mitad de la menor dimensión de la columna	45
<b>Requisito en zona confinada</b>	<b>Separación (cm)</b>
$425/\sqrt{f_y}$ veces el diámetro barra longitudinal	$20.85 \approx 20$
24 diámetros de la barra del estribo	$30.48 \approx 30$
Un cuarto de la menor dimensión de la columna	$22.5 \approx 20$
<b>Longitud de confinamiento</b>	<b>Lc (cm)</b>
La dimensión transversal máxima de la columna	90
Un sexto de su altura libre	$350 / 6 = 58.33 \approx 55$
No menor que 60 cm	60

Ahora bien, se debe determinar el área de acero requerida en función del cortante de diseño.

*Contribución del concreto a cortante*

Para determinar la contribución del concreto a cortante ( $V_{cr}$ ) en miembros sujetos a flexocompresión se debe realizar la siguiente revisión:

$$P_u < F_R(0.7f'c A_g + 2000 A_s) \tag{4.36}$$

Si lo anterior se cumple la fuerza cortante que toma el concreto será igual a:

- Si  $p < 0.015$

$$V_{cr} = F_R(0.2 + 20p) * \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right) \sqrt{f'c} bd \tag{4.37}$$

- Si  $p > 0.015$

$$V_{cr} = F_R \left(1 + 0.007 \frac{P_u}{A_g}\right) 0.5 \sqrt{f'c} bd \tag{4.38}$$

O bien, si no se cumple la revisión de la ecuación 4.36,  $V_{cr}$  se hará variar linealmente en función de  $P_u$  hasta cero para cumplir la siguiente expresión:

$$P_u = F_R(f'c A_g + A_s f_y) \tag{4.39}$$

La tabla 29 muestra la revisión de la ecuación 4.36 y que ecuación aplicar para determinar  $V_{cr}$ .

Tabla 29. Revisión para la contribución del concreto a cortante en columnas - marcos

Nivel	Plc	$P_u$ (t)	$< F_R(0.7f'c A_g + 2000 A_s)$	
10	0.016	34.90	1253.14	aplica ecuación 4.38
9	0.016	55.80	1253.14	aplica ecuación 4.38
8	0.016	118.20	1253.14	aplica ecuación 4.38
7	0.016	161.20	1253.14	aplica ecuación 4.38
6	0.016	204.00	1253.14	aplica ecuación 4.38
5	0.016	246.40	1253.14	aplica ecuación 4.38
4	0.016	289.00	1253.14	aplica ecuación 4.38
3	0.016	340.06	1253.14	aplica ecuación 4.38
2	0.016	383.11	1253.14	aplica ecuación 4.38
1	0.020	423.16	1300.64	aplica ecuación 4.38

Para determinar el refuerzo a cortante la NTC – Concreto (2021) establece que:

$$V_u = V_{cr} + V_{sr} \quad (4.40)$$

donde,  $V_{sr}$  es la resistencia a fuerza cortante que aporta el refuerzo transversal que será igual a:

$$V_{sr} = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{S} \quad (4.41)$$

donde,  $F_R$  es el factor de reducción para fuerza cortante ( $F_R = 0.75$ ),  $A_v$  es el área transversal del refuerzo para fuerza cortante comprendido en una distancia  $s$  y  $\theta$  es el ángulo que dicho refuerzo forma con el eje de la pieza.

Evidentemente al conocer  $V_{cr}$  y  $V_u$ , podemos conocer  $V_{sr}$  de la diferencia de ambas, sin embargo, si  $V_{cr}$  es mayor a  $V_u$  utilizaremos los requisitos mínimos para refuerzo transversal de estructuras de ductilidad baja. En la tabla 30 se resume la revisión a este respecto.

Tabla 30. Cálculo de la contribución de concreto a cortante - marcos

Nivel	$P_u$ (t)	$V_u$ (t)	$V_{cr}$ (t)	$V_{sr, necesario}$ (t)
10	34.90	12.50	46.73	0.00
9	55.80	18.60	47.55	0.00
8	118.20	26.90	49.99	0.00
7	161.20	32.90	51.68	0.00
6	204.00	39.10	53.36	0.00
5	246.40	44.30	55.02	0.00
4	289.00	48.30	56.69	0.00
3	340.06	50.82	58.69	0.00
2	383.11	52.36	60.38	0.00
1	423.16	46.44	61.95	0.00

En la tabla 30 se muestra que en todos los niveles  $V_{cr}$  es mayor al cortante de diseño  $V_u$ , por lo que no se necesita acero de refuerzo, sin embargo, se debe emplear el refuerzo mínimo con las separaciones de la tabla 28. En la zona central de las columnas rige la separación de 40 cm, respectivamente en la zona de confinamiento se tiene una longitud confinada de 90 cm con una separación de estribos de 20 cm, así mismo se supondrán estribos del número 4, cumpliendo con la restricción de detallado de la NTC – Concreto (2021), en donde, cada barra longitudinal de esquina y una a cada dos consecutivas de la periferia deberán tener un soporte lateral (estribo o grapa), además ninguna barra que no tenga soporte lateral deberá distar de 15 cm del próximo soporte lateral.

En la figura 37 se muestra a detalle el resultado del diseño de columnas en los esquemas representativos de las secciones y en elevación, así mismo se agregaron grapas y estribos adicionales como se muestra en las imágenes para mejorar el detallado estructural.

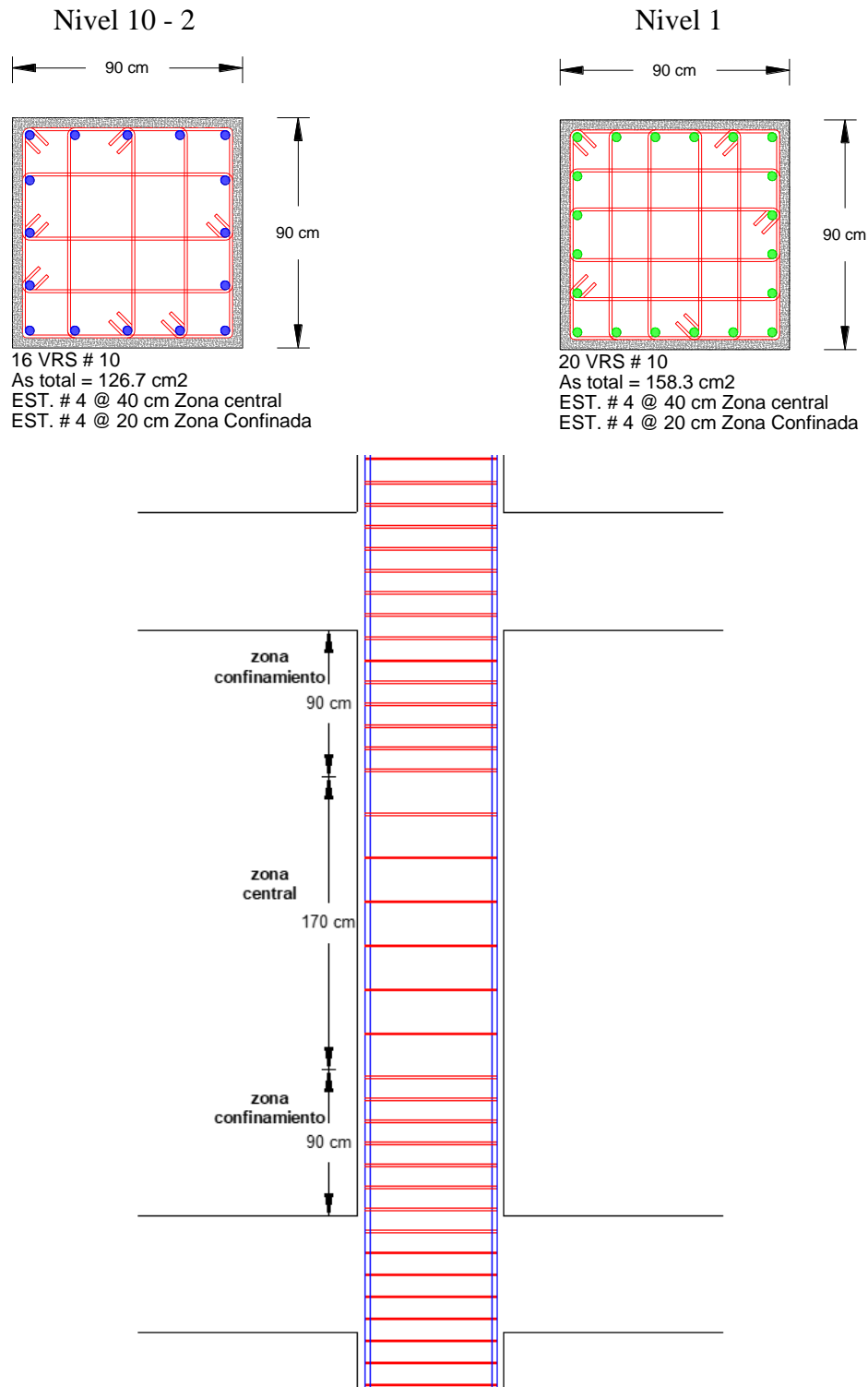


Figura 37. Detallado del refuerzo en columnas para el sistema de marcos



**Diseño de vigas por flexión**

Los requisitos generales para vigas en marcos diseñadas con  $Q = 2$  se muestran en la tabla 31:

Tabla 31. Requisitos geométricos para vigas - marcos

Nivel	$V_u$ (t)	$M_u$ (-) (t-m)	$M_u$ (+) (t-m)	$h/b < 6$
10	8.70	20.70	14.40	$80/40 = 2 < 6$
9	11.90	30.25	24.00	$80/40 = 2 < 6$
8	15.20	42.30	35.60	$80/40 = 2 < 6$
7	20.00	55.00	47.60	$80/40 = 2 < 6$
6	23.70	66.50	58.80	$80/40 = 2 < 6$
5	27.00	76.40	68.30	$80/40 = 2 < 6$
4	29.30	84.10	75.80	$80/40 = 2 < 6$
3	31.00	88.70	80.12	$80/40 = 2 < 6$
2	30.40	86.90	78.80	$80/40 = 2 < 6$
1	24.60	69.20	62.60	$80/40 = 2 < 6$

Para determinar la resistencia a flexión ( $M_R$ ), la NTC – Concreto (2021) establece las siguientes expresiones:

*Secciones rectangulares sin acero de compresión*

$$M_R = F_R A_s f_y d (1 - 0.5q) \quad (4.42)$$

$$q = \frac{A_s f_y}{b d f''c} \quad (4.43)$$

donde,  $b$  es el ancho de la sección,  $d$  es el peralte efectivo,  $f''c$  es el esfuerzo uniforme de compresión ( $f''c = 0.85 f'c$ ) y  $A_s$  es el área del refuerzo de tensión.

*Secciones rectangulares con acero de compresión*

$$M_R = F_R \left[ (A_s - A_s') f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) + A_s' f_y (d - d') \right] \quad (4.44)$$

$$a = \frac{(A_s - A_s') f_y}{f''c b} \quad (4.45)$$

donde,  $a$  es la profundidad del bloque equivalente de esfuerzos,  $A_s$  es el Área de acero a tensión,  $A_s'$  es el Área de acero a compresión y  $d'$  es la distancia entre el centroide del acero a compresión y la fibra extrema a compresión. La ecuación es válida sólo si el acero a compresión fluye cuando se alcanza la resistencia de la sección, si la ecuación 4.46 se cumple.

$$A_s - A_s' \geq \frac{6000 \beta_1}{6000 - f_y} \frac{f''c}{f_y} b d' \quad (4.46)$$

Para este caso se revisarán las vigas como simplemente armadas con la ecuación 4.42, como se muestra en la tabla 32, por proceso constructivo se considerará dos varillas del diámetro mayor en la zona de compresión. En vigas se utilizará un recubrimiento igual a 5 cm.

Tabla 32. Resistencia a flexión de vigas y acero de refuerzo - marcos

Nivel	Mu (-) (t-m)	pmin	pmax	As, proporcionada		plt	q	MR (-) (t-m)
				Designación	cm <sup>2</sup>			
10	20.70	0.003	0.023	4 Va. #8 =	20.27	0.006	0.12	61.29
9	30.25	0.003	0.023	4 Va. #8 =	20.27	0.006	0.12	61.29
8	42.30	0.003	0.023	4 Va. #8 =	20.27	0.006	0.12	61.29
7	55.00	0.003	0.023	4 Va. #8 =	20.27	0.006	0.12	61.29
6	66.50	0.003	0.023	6 Va. #8 =	30.40	0.009	0.18	89.05
5	76.40	0.003	0.023	6 Va. #8 =	30.40	0.009	0.18	89.05
4	84.10	0.003	0.023	6 Va. #8 =	30.40	0.009	0.18	89.05
3	88.70	0.003	0.023	6 Va. #8 =	30.40	0.009	0.18	89.05
2	86.90	0.003	0.023	6 Va. #8 =	30.40	0.009	0.18	89.05
1	69.20	0.003	0.023	6 Va. #8 =	30.40	0.009	0.18	89.05

Se observa que todas las vigas cumplen con la resistencia de diseño como simplemente armadas por lo que se tendrán dos armados diferentes que cambian según los siguientes niveles:

- Niveles 10 - 7
- Niveles 6 - 1

#### *Diseño por cortante en vigas*

En vigas en donde la relación claro a peralte total (L/h) sea no menor a 5, la fuerza cortante que toma el concreto ( $V_{cr}$ ) se calculará con la siguiente expresión:

Si  $p < 0.015$

$$V_{cr} = F_R(0.2 + 20p)\sqrt{f'c}bd \quad (4.47)$$

Si  $p \geq 0.015$

$$V_{cr} = F_R 0.5\sqrt{f'c}bd \quad (4.48)$$

Si L/h es menor que 4 y las cargas y reacciones comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga,  $V_{cr}$  será el valor obtenido con la siguiente ecuación:

$$V_{cr} = F_R \left( 3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u} \right) 0.5\sqrt{f'c}bd \quad (4.49)$$

donde,  $M_u$  es igual al momento flexionante de diseño,  $V_u$  es la fuerza cortante de diseño. Adicionalmente se deberá cumplir lo estipulado por la expresión 4.50.

$$\left(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u}\right) > 1.0 \quad (4.50)$$

Si las cargas y reacciones no comprimen directamente las caras superior e inferior de la viga, se aplicará la ecuación 4.48 sin modificar el resultado. Cuando  $L/h$  esté entre 4 y 5,  $V_{cr}$  se hará variar linealmente entre los valores dados por las ecuaciones 4.47 o 4.48 y la ecuación 4.49. Respectivamente, se revisará que  $V_{cr}$  cumpla la siguiente condición:

$$V_{cr} \leq F_R 1.5 \sqrt{f'c} bd \quad (4.51)$$

Por otro lado, para vigas diseñadas con ductilidad baja se establece que debe cumplirse con:

$$V_u < F_R 2.5 \sqrt{f'c} bd \quad (4.52)$$

#### Separación de estribos

- La separación,  $S$ , no debe ser menor de 60 mm.
- Si  $V_u$  es mayor que  $V_{cr}$ , pero menor o igual que el valor calculado con la ecuación 4.52, la separación de estribos perpendiculares al eje del elemento no deberá ser mayor que  $0.5d$ . En caso de que  $V_u$  sea mayor que el valor calculado con la ecuación 4.52, la separación de estribos no deberá ser mayor que  $0.25d$ .
- Deberá suministrarse un refuerzo mínimo por tensión diagonal cuando  $V_u$  sea menor que  $V_{cr}$ . El área de refuerzo mínimo ( $A_{vmin}$ ) para vigas será la calculada con la siguiente expresión:

$$A_{vmin} = 0.30 \sqrt{f'c} \frac{bS}{f_y} \quad (4.53)$$

- Este refuerzo estará formado por estribos verticales de diámetro no menor de 7.9 mm (número 2.5), cuya separación no excederá de medio peralte efectivo,  $d/2$ .

Para este caso las vigas tienen un claro de 6 m y un peralte total igual a 0.9 m, dado lo anterior se tiene que  $L/h = 6.7$ . Esto nos lleva a la revisión de la cuantía longitudinal y aplicación de las ecuaciones correspondientes para el cálculo de  $V_{cr}$  en la tabla 33:

Tabla 33. Contribución del concreto a cortante en vigas – marcos

Nivel	$V_u$ (t)	plt	Revisión plt	$V_{cr}$ (t)
10	8.70	0.006	Aplica ecuación 4.49	12.87
9	11.90	0.006	Aplica ecuación 4.49	12.87
8	15.20	0.006	Aplica ecuación 4.49	12.87
7	20.00	0.006	Aplica ecuación 4.49	12.87
6	23.70	0.009	Aplica ecuación 4.49	15.27
5	27.00	0.009	Aplica ecuación 4.49	15.27
4	29.30	0.009	Aplica ecuación 4.49	15.27
3	31.00	0.009	Aplica ecuación 4.49	15.27
2	30.40	0.009	Aplica ecuación 4.49	15.27
1	24.60	0.009	Aplica ecuación 4.49	15.27

Para determinar las separaciones y áreas de refuerzo transversal se debe revisar si  $V_u$  es mayor o menor al valor calculado con la ecuación 4.52 y de igual forma  $V_{cr}$  para la ecuación 4.51, esto se realizará en todos los niveles.

Como resultado del análisis estructural se obtuvieron los cortantes máximos a los cuales estarán sometidas las vigas para todas las combinaciones, en la tabla 34 se muestra la revisión mencionada anteriormente:

Tabla 34. Revisión de  $V_{cr}$  y  $V_u$  para vigas - marcos

Nivel	$V_{cr}$ (t)	$\leq F_R 1.5\sqrt{f'_c} bd$	$V_u$ (t)	$< F_R 2.5\sqrt{f'_c} bd$
10	12.87	Cumple	8.70	Cumple
9	12.87	Cumple	11.90	Cumple
8	12.87	Cumple	15.20	Cumple
7	12.87	Cumple	20.00	Cumple
6	15.27	Cumple	23.70	Cumple
5	15.27	Cumple	27.00	Cumple
4	15.27	Cumple	29.30	Cumple
3	15.27	Cumple	31.00	Cumple
2	15.27	Cumple	30.40	Cumple
1	15.27	Cumple	24.60	Cumple

Para determinar la resistencia necesaria que deberá aportar el acero transversal ( $V_{sr}$ ), los resultados se resumen en la tabla 35.

Tabla 35.  $V_{sr}$  necesario para las vigas - marcos

Nivel	$V_u$ (t)	$V_{cr}$ (t)	$V_{sr, necesario}$ (t)
10	8.70	12.87	0.00
9	11.90	12.87	0.00
8	15.20	12.87	2.33
7	20.00	12.87	7.13
6	23.70	15.27	8.43
5	27.00	15.27	11.73
4	29.30	15.27	14.03
3	31.00	15.27	15.73
2	30.40	15.27	15.13
1	24.60	15.27	9.33

Para calcular la separación se considera la expresión 4.41, en donde, decidimos optar por estribos del número 4, en este caso de dos ramas, en la tabla 36, se exponen los cálculos de separación,  $V_{sr, real}$  y la resistencia a fuerza cortante real de las vigas, es decir, la suma de  $V_{cr}$  y  $V_{sr}$  con los estribos propuestos.

Tabla 36. Resistencia a cortante por el acero de refuerzo en vigas - marcos

Nivel	$V_{sr, necesario}$ (t)	No. Ramas	Av Est. #4 (cm <sup>2</sup> )	$S_{necesaria}$ (cm)	$S_{min}$ (cm)	$S_{max}$ (cm)	$S_{real}$ (cm)	$V_{sr real}$ (t)
10	0.00	2	1.27	--	6	42.5	20	34.00
9	0.00	2	1.27	--	6	42.5	20	34.00
8	2.33	2	1.27	226.0	6	21.3	20	34.00
7	7.13	2	1.27	74.0	6	21.3	20	34.00
6	8.43	2	1.27	62.0	6	21.3	20	34.00
5	11.73	2	1.27	45.0	6	21.3	20	34.00
4	14.03	2	1.27	37.0	6	21.3	20	34.00
3	15.73	2	1.27	33.0	6	21.3	20	34.00
2	15.13	2	1.27	34.0	6	21.3	20	34.00
1	9.33	2	1.27	56.0	6	21.3	20	34.00

Con lo anterior se asegura que la resistencia a fuerza cortante de las vigas sea mayor a la demanda por el análisis sísmico realizado, por lo que se concluye el diseño estructural

En la figura 38, se ilustra el detallado del refuerzo en vigas. Bajo el diseño de ductilidad baja no se requiere detallar las vigas tomando una zona confinada, por lo que los estribos tendrán la misma separación a lo largo de los elementos.

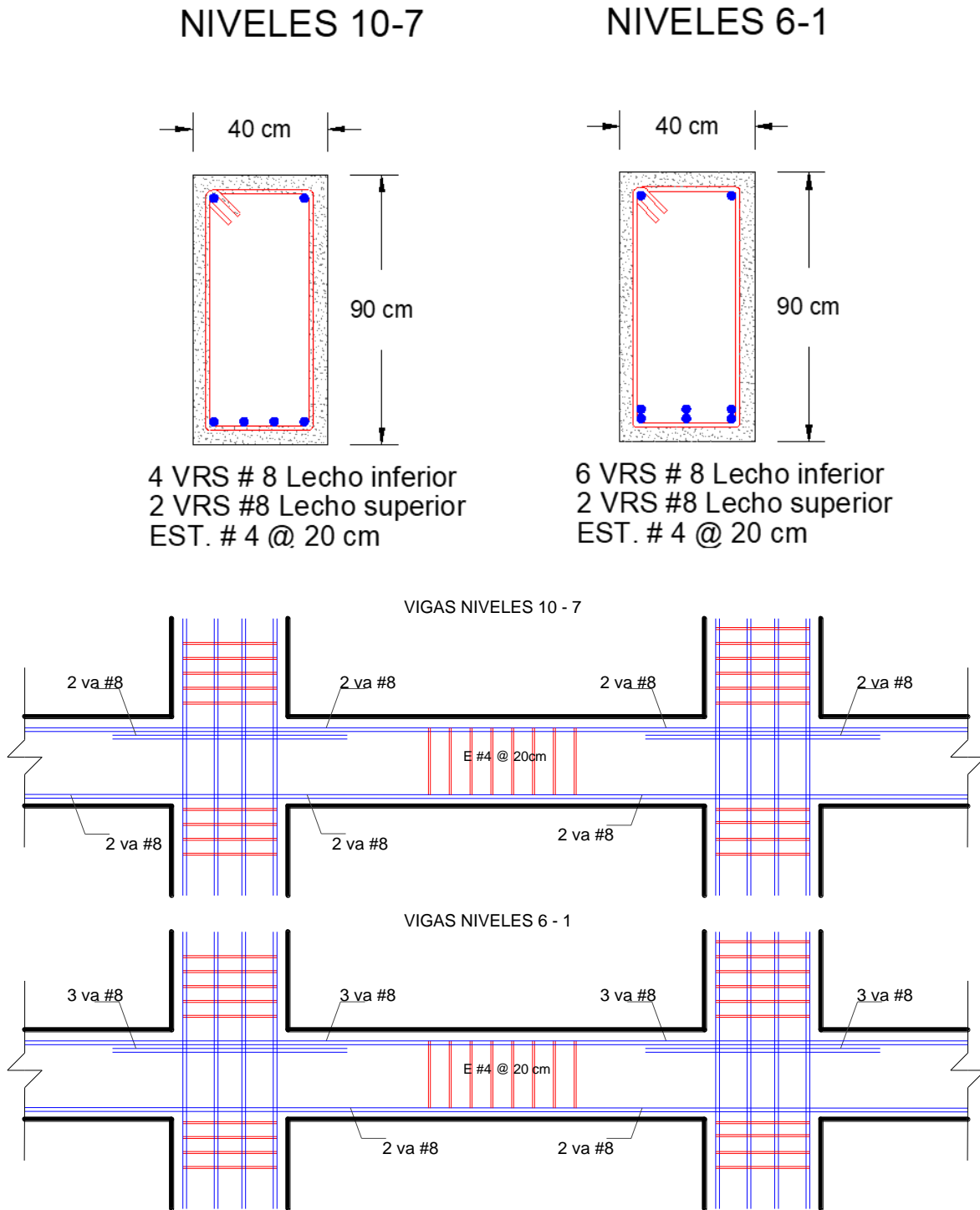


Figura 38. Detallado del refuerzo en vigas para el sistema de marcos

### **Diseño de edificio con sistema dual**

#### *Secciones de diseño*

Partiendo de las dimensiones de columnas y vigas que cumplen los estados límite de diseño, se tiene:

Columnas de 65 x 65 cm;

Vigas de 60 x 30 cm;

Muros con espesor de 30 cm en toda la altura del edificio.

#### **Diseño de columnas por flexocompresión**

Se realizó la revisión de las condiciones geométricas y se obtuvieron las acciones de carga axial, cortante y momento flexionante de diseño para columnas, en la tabla 37 se resumen estas revisiones.

Tabla 37. Revisión de requisitos geométricos columnas - sistema dual

<b>Requisitos geométricos para columnas sistema dual</b>					
<b>Nivel</b>	<b><math>P_u</math> (t)</b>	<b><math>V_u</math> (t)</b>	<b><math>M_u</math> (t-m)</b>	<b><math>b \geq 20\text{cm}</math></b>	<b><math>h/b &lt; 4</math></b>
10	25.80	10.50	22.71	Cumple	Cumple
9	63.20	7.10	13.00	Cumple	Cumple
8	92.82	7.86	14.60	Cumple	Cumple
7	166.90	7.72	9.09	Cumple	Cumple
6	211.00	7.52	9.40	Cumple	Cumple
5	255.50	7.05	9.72	Cumple	Cumple
4	300.30	6.30	11.10	Cumple	Cumple
3	345.62	5.50	12.40	Cumple	Cumple
2	391.50	5.90	13.90	Cumple	Cumple
1	438.10	5.70	14.70	Cumple	Cumple

#### *Método de aplicación de momentos*

El factor de amplificación de momentos para considerar los efectos de esbeltez se aplicará con las ecuaciones 4.33, 4.34 y 4.35, esto para columnas que están desligadas de los muros. En la tabla 38 se exponen los valores de  $f_{as}$  para cada nivel, cabe destacar que ninguno sobrepasa el valor de 1.5, por lo que no se realiza un análisis de segundo orden y únicamente se considerara la amplificación del momento flexionante de diseño.

Tabla 38. Momentos de diseño para columnas - sistema dual

Nivel	Carga (kg)	h (cm)	K <sub>i</sub> (kg/cm)	λ	f <sub>as</sub>	M <sub>1b</sub> (t-m)	M <sub>1s</sub> (t-m)	M <sub>D</sub> (t-m)
10	347952	350	117628	0.017	1.017	5.2	22.71	28.30
9	726684	350	236560	0.018	1.018	2.8	13.00	16.03
8	1105416	350	331594	0.019	1.019	3.0	14.60	17.88
7	1484148	350	412833	0.021	1.021	2.7	9.09	11.98
6	1862880	350	492264	0.022	1.022	2.4	9.40	12.01
5	2241612	350	581847	0.022	1.023	2.1	9.72	12.04
4	2620344	350	700156	0.021	1.022	1.8	11.10	13.14
3	2999076	350	887249	0.019	1.020	1.3	12.40	13.94
2	3377808	350	1257291	0.015	1.016	1.1	13.90	15.22
1	3756540	350	2532030	0.008	1.009	0.7	14.70	15.53

Posteriormente se determinó el diagrama de interacción de las columnas tal como se muestra en la figura 39 para las columnas de la sección adoptada de 65 cm x 65 cm.

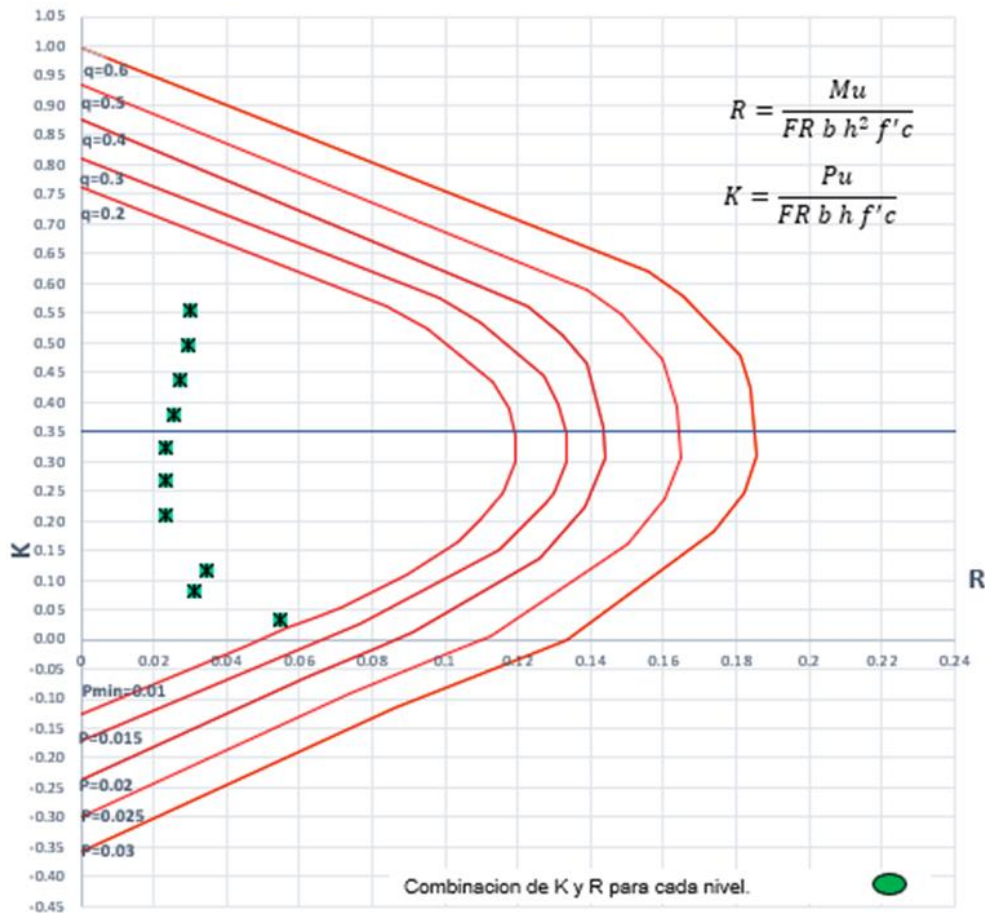


Figura 39. Diagrama de interacción de columnas NTC – Concreto (2021) sistema dual.



En la tabla 39 se muestran las cuantías obtenidas a partir del diagrama de interacción de la figura 39.

Tabla 39. Valores de K y R para diseño a flexocompresión de columnas – sistema dual

Nivel	$P_u$ (t)	$M_u$ (t-m)	K	R	p
10	25.80	28.30	0.03	0.055	0.014
9	63.20	16.03	0.08	0.031	0.014
8	92.82	17.88	0.12	0.035	0.014
7	166.90	11.98	0.21	0.023	0.014
6	211.00	12.01	0.27	0.023	0.014
5	255.50	12.04	0.32	0.023	0.014
4	300.30	13.14	0.38	0.026	0.014
3	345.62	13.94	0.44	0.027	0.014
2	391.50	15.22	0.49	0.030	0.014
1	438.10	15.53	0.55	0.030	0.014

Mientras que en la tabla 40 se presentan las cantidades del refuerzo longitudinal en las columnas de cada nivel.

Tabla 40. Refuerzo longitudinal por flexocompresión en columnas - sistema dual

Nivel	p	pmin	pmax	$A_s$ , necesario (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ , proporcionado		plc real
					Designación	(cm <sup>2</sup> )	
10	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
9	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
8	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
7	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
6	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
5	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
4	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
3	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
2	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
1	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014

**Diseño por cortante y confinamiento en columnas**

Para el refuerzo por cortante se optó por estribos del número 4 (diámetro igual a 1.27 cm), en la tabla 41 se resumen los requisitos de separación del refuerzo transversal, así como la longitud de confinamiento.

Tabla 41. Separación mínima de estribos en zona central y zona confinada de columnas – sistema dual

<b>Requisitos en la zona central</b>	<b>Separación (cm)</b>
850/ $\sqrt{f_y}$ veces el diámetro barra longitudinal	33.31 $\approx$ 30
48 veces el diámetro de la barra del estribo	60.96 $\approx$ 60
La mitad de la menor dimensión de la columna	32.5 $\approx$ 30
<b>Requisito en zona confinada</b>	<b>Separación (cm)</b>
425/ $\sqrt{f_y}$ veces el diámetro barra longitudinal	16.6 $\approx$ 15
24 diámetros de la barra del estribo	30.48 $\approx$ 30
Un cuarto de la menor dimensión de la columna	16.2 $\approx$ 15
<b>Longitud de confinamiento</b>	<b>Lc (cm)</b>
La dimensión transversal máxima de la columna	65
Un sexto de su altura libre	350 / 6 = 58.3 $\approx$ 60
No menor que 60 cm	60

**Contribución del concreto a cortante**

La tabla 42 muestra la revisión de la ecuación 4.36 y que ecuación aplicar para determinar  $V_{cr}$ .

Tabla 42. Revisión para la contribución del concreto a cortante en columnas - sistema dual

<b>Nivel</b>	<b>Plc</b>	<b>P<sub>u</sub> (t)</b>	<b>&lt; F<sub>R</sub>(0.7f'c A<sub>g</sub> + 2000 A<sub>s</sub>)</b>	
10	0.014	25.80	645.74	aplica ecuación 4.37
9	0.014	63.20	645.74	aplica ecuación 4.37
8	0.014	92.82	645.74	aplica ecuación 4.37
7	0.014	166.90	645.74	aplica ecuación 4.37
6	0.014	211.00	645.74	aplica ecuación 4.37
5	0.014	255.50	645.74	aplica ecuación 4.37
4	0.014	300.30	645.74	aplica ecuación 4.37
3	0.014	345.62	645.74	aplica ecuación 4.37
2	0.014	391.50	645.74	aplica ecuación 4.37
1	0.014	438.10	645.74	aplica ecuación 4.37

La contribución del concreto a cortante se reporta en la tabla 43.

Tabla 43. Revisión para la contribución del concreto a cortante en columnas - sistema dual

Nivel	$P_u$ (t)	$V_u$ (t)	$V_{cr}$ (t)	$V_{sr, necesario}$ (t)
10	25.80	10.50	22.56	0.00
9	63.20	7.10	22.56	0.00
8	92.82	7.86	22.56	0.00
7	166.90	7.72	22.56	0.00
6	211.00	7.52	22.56	0.00
5	255.50	7.05	22.56	0.00
4	300.30	6.30	22.56	0.00
3	345.62	5.50	22.56	0.00
2	391.50	5.90	22.56	0.00
1	438.10	5.70	22.56	0.00

En la tabla 43 se puede ver que en todos los niveles  $V_{cr}$  es mayor al cortante de diseño  $V_u$ , por lo que no se necesita acero de refuerzo, sin embargo se utilizará el refuerzo mínimo con la separación de la tabla 41. En la zona central de las columnas rige la separación de 30 cm, mientras que en la zona de confinamiento con una longitud de 65 cm la separación de estribos será de 15 cm.

En la figura 40 se muestra a detalle el resultado del diseño de columnas en los esquemas representativos de las secciones y en elevación, así mismo se agregaron grapas y estribos adicionales como se muestra en la figura para mejorar el detallado estructural.

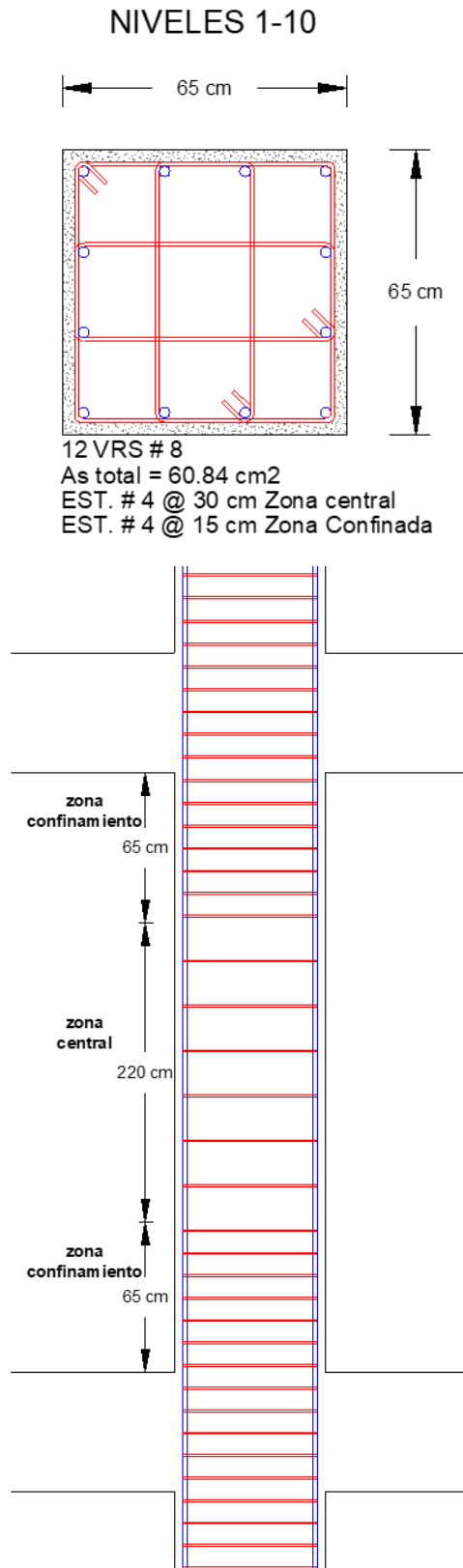


Figura 40. Detallado del refuerzo en columnas para el sistema dual

### Diseño de muros

La NTC – Concreto (2021) establece que los muros de concreto se deberán diseñar según la condición de esfuerzos que rija el diseño, es decir, muros sujetos solamente a cargas verticales axiales o excéntricas o bien cuando la función del muro es resistir fuerzas horizontales en su plano. Para saber qué condición rige nuestro diseño se debe revisar que:

- Muros sujetos únicamente a fuerzas verticales axiales o excéntricas

$$P_u > 0.3f'c A_g \text{ y la relación } L/t \text{ deberá ser menor igual a } 40;$$

- Muros sujetos a fuerzas horizontales en su plano

$$P_u < 0.3 f'c A_g \text{ y la relación } L/t \text{ deberá ser menor igual a } 70;$$

En donde, L será igual a la longitud del muro; y t, será igual a el espesor del muro.

Tabla 44. Revisión de cargas de diseño para muros – sistema dual

Nivel	$P_u$ (t)	$M_u$ (t-m)	$V_u$ (t)	H (cm)	t (cm)	L (cm)	$P_u \geq 0.3f'cA_g$		$L/t < 70$
10	32.8	35.8	11.3	350	30	600	1350	Rige corte	Cumple
9	72.3	93.0	46.4	350	30	600	1350	Rige corte	Cumple
8	91.5	150.8	72.9	350	30	600	1350	Rige corte	Cumple
7	123.5	257.5	97.3	350	30	600	1350	Rige corte	Cumple
6	143.0	374.3	117.7	350	30	600	1350	Rige corte	Cumple
5	172.2	504.8	135.1	350	30	600	1350	Rige corte	Cumple
4	201.3	647.7	149.9	350	30	600	1350	Rige corte	Cumple
3	230.4	800.8	161.8	350	30	600	1350	Rige corte	Cumple
2	260.0	970.3	174.1	350	30	600	1350	Rige corte	Cumple
1	288.7	1121.7	170.6	350	30	600	1350	Rige corte	Cumple

En la tabla 44 se realiza la revisión de la carga axial y la relación entre la longitud y espesor, en donde, se muestra cada condición de diseño. En este sentido, el espesor de los muros no será menor de 130 mm; tampoco será menor que 0.06 veces la altura no restringida lateralmente, en este caso en todos los niveles se cumple. Los muros diseñados con ductilidad baja no requieren elementos de refuerzo en los extremos como lo es para muros de ductilidad media y alta.

### Diseño por flexión y flexocompresión

#### Momento flexionante de diseño

La NTC – Concreto (2021) define que para muros, en donde,  $H_m/L$  sea mayor igual a 2, se considerara al momento flexionante constante igual calculado en la base del muro a lo largo de la altura crítica del muro ( $H_{cr}$ ). La altura crítica  $H_{cr}$  será igual al valor mayor de L o

$M_u/4V_u$ , a partir de la altura crítica  $H_{cr}$ , se usará un diagrama de momento flexionante lineal tal que sea paralelo a la línea que une los momentos calculados en la base y en la punta del muro. De esta manera, se tiene lo siguiente:

$$H_m = 35 \text{ m}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$H_m/L = 5.83$$

$$M_u/4V_u = 1.64 \text{ m}$$

Como  $H_m/L$  es mayor a 2 se debe determinar la altura crítica, respectivamente  $L$  es mayor que  $M_u/4V_u$  por lo tanto la altura crítica  $H_{cr}$  será igual  $L$ , por motivos prácticos se toma  $H_{cr}$  igual a 7 m considerando los dos primeros niveles. En la figura 41 se muestra el diagrama de momento flexionante de diseño de los muros.

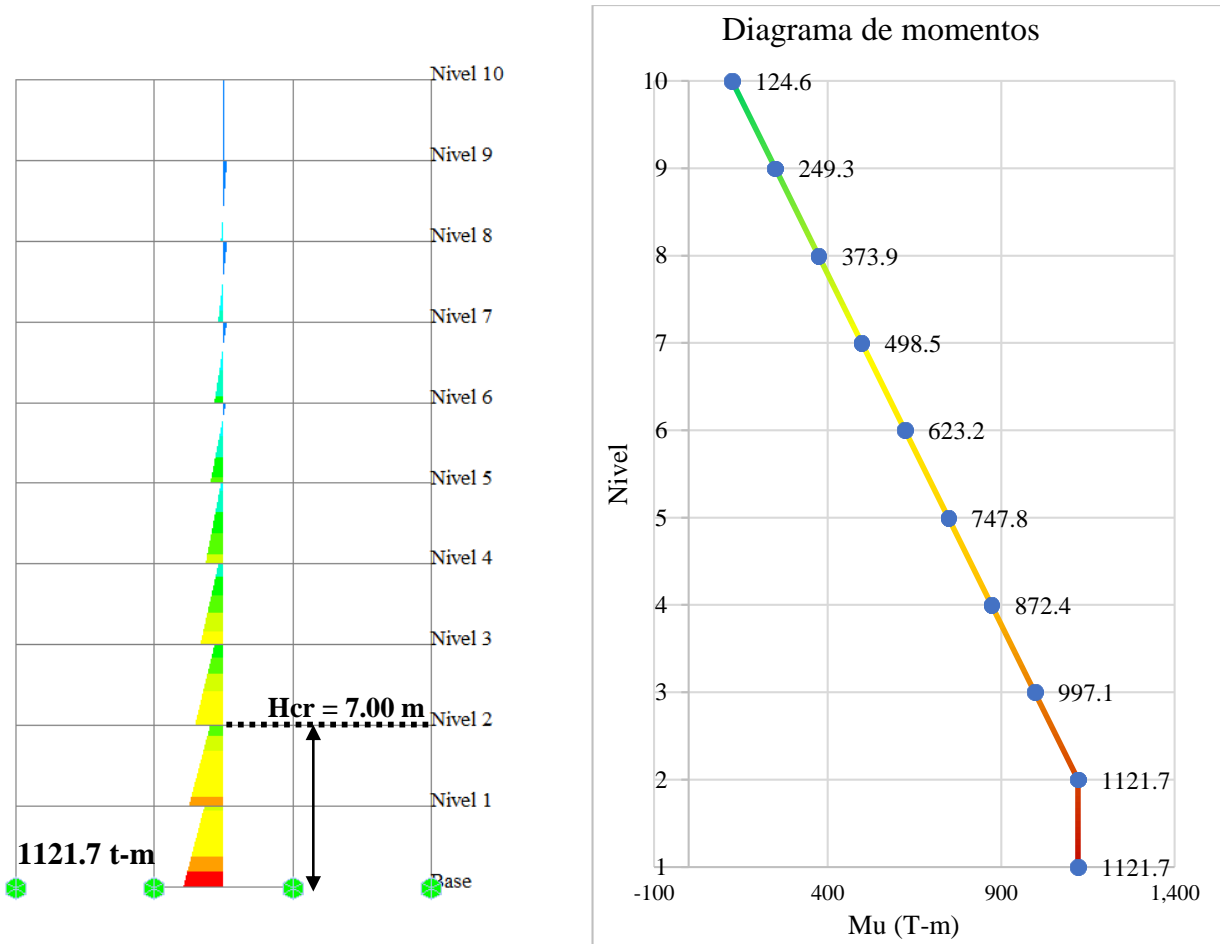


Figura 41. Diagrama de momento flexionante para muros – dual según NTC – Concreto (2021).

La resistencia a flexión o flexocompresión de muros se determinará como si fueran columnas, por lo que podríamos determinar su diagrama de interacción para asignar el acero de refuerzo. Opcionalmente, a resistencia de muros a flexión puede calcularse con la ecuación 4.55 si se cumple lo siguiente:

$$P_u < 0.3F_{Rt}Lf'c \tag{4.54}$$

$$M_R = F_R A_s f_y z \tag{4.55}$$

También se deberá cumplir que la cuantía del acero a tensión  $A_s/t_d$ , no exceda de 0.008. En esta expresión,  $A_s$  es el acero longitudinal del muro,  $z$  se deberá calcular con las ecuaciones 4.56 a 4.58; y  $d$  es el peralte efectivo del muro en dirección de la flexión

$$z = 1.2H_m \quad \text{si} \quad \frac{H_m}{L} \leq 0.5 \tag{4.56}$$

$$z = 0.4 \left( 1 + \frac{H_m}{L} \right) L \quad \text{si} \quad 0.5 < \frac{H_m}{L} < 1.0 \tag{4.57}$$

$$z = 0.8L \quad \text{si} \quad 1 \leq \frac{H_m}{L} \tag{4.58}$$

En la tabla 45 se muestra la revisión de  $P_u$  para todos los niveles, con base en la ecuación 4.54.

Tabla 45. Revisión de  $P_u$  para la aplicar ecuación 4.55

Nivel	$P_u$ (t)	$P_u < 0.3F_{Rt}Lf'c$	$M_u$ (t-m)
10	32.80	Cumple	124.63
9	72.30	Cumple	249.27
8	91.50	Cumple	373.90
7	123.50	Cumple	498.53
6	143.00	Cumple	623.17
5	172.20	Cumple	747.80
4	201.30	Cumple	872.43
3	230.40	Cumple	997.07
2	260.00	Cumple	1121.70
1	288.70	Cumple	1121.70

Para poder revisar que la cuantía de acero a tensión no exceda 0.008, se puede aplicar la ecuación 4.55 despejando  $A_s$  como se muestra a continuación:

$$A_s = \frac{M_R}{F_R f_y z} \tag{4.59}$$

En la tabla 46 se muestra que en todos niveles se cumple que la cuantía de acero de refuerzo a tensión sea menor que 0.008, por lo que a partir de estas obtendremos el acero real proporcionado.

Tabla 46. Revisión para aplicar la ecuación 4.55 en muros – sistema dual

Nivel	$M_u$ (t-m)	$t$ (cm)	$H_m/L$	$z$ (cm)	$A_s$ , necesaria (cm <sup>2</sup> )	$d = 0.85 L$ (cm)	$p = A_s/d*t$	$p < 0.008$
10	124.6	30	5.83	480	8.24	510	0.001	Cumple
9	249.3	30			16.49	510	0.001	Cumple
8	373.9	30			24.73	510	0.002	Cumple
7	498.5	30			32.97	510	0.002	Cumple
6	623.2	30			41.21	510	0.003	Cumple
5	747.8	30			49.46	510	0.003	Cumple
4	872.4	30			57.70	510	0.004	Cumple
3	997.1	30			65.94	510	0.004	Cumple
2	1121.7	30			74.19	510	0.005	Cumple
1	1121.7	30			74.19	510	0.005	Cumple

Los muros están interactuando con columnas en sus extremos que ya fueron diseñadas según la demanda de esfuerzos que reciben, sin embargo, estos elementos no serán tomados en cuenta en el diseño de los muros, pero si en el detallado del acero. El acero de refuerzo de los muros se deberá detallar según las recomendaciones de la NTC – Concreto (2021), en donde:

1. En muros con relación  $H_m/L$  menor que 1.2, el refuerzo vertical para flexocompresión necesario se prolongará recto y sin reducción en toda la altura del muro, distribuido en sus extremos en anchos iguales a  $(0.25-0.1H_m/L)$ , medido desde el borde, en todo caso no deberá ser mayor que  $0.4 H_m$ .
2. Cuando,  $H_m/L$  sea mayor a 1.2 el refuerzo vertical se colocará en anchos iguales a  $0.15L$  desde los bordes del muro. Cuando se esté por encima de la altura crítica  $H_{cr}$  el refuerzo puede variarse de acuerdo con diagramas de momentos y carga axial.

La revisión de las disposiciones anteriores se realizó en toda la altura del muro para la distribución del acero de refuerzo en sus extremos como se muestra en la tabla 47.



Tabla 47. Cálculo del ancho efectivo en los extremos para el acero de refuerzo en muros - dual

Nivel	t (cm)	L (cm)	$H_m/L < 1.2$	Ancho de refuerzo (cm)	$<0.4H_m$	d (cm)
10	30	600	No cumple	90	Cumple	510
9	30	600				510
8	30	600				510
7	30	600				510
6	30	600				510
5	30	600				510
4	30	600				510
3	30	600				510
2	30	600				510
1	30	600				510

Como se muestra en la tabla 47, la relación  $H_m/L$  es mayor a 1.2 por lo que el ancho para distribuir el acero de refuerzo en los extremos del muro será igual a  $0.15L$ , teniendo como ancho efectivo 90 cm. Por practicidad se tomará para todos los muros de 100 cm, en consecuencia en la tabla 48 se muestra el acero de refuerzo colocándolo en dos capas.

Tabla 48. Obtención del acero de refuerzo vertical en los extremos por flexión para muros - dual.

Nivel	t (cm)	$A_s$ , necesaria (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ , proporcionado		d (cm)	preal
			Designación	cm <sup>2</sup>		
10	30	8.24	<b>8 Va. #8</b>	40.54	510	0.003
9	30	16.49				
8	30	24.73				
7	30	32.97				
6	30	41.21	<b>10 Va. #8</b>	60.8	510	0.004
5	30	49.46				
4	30	57.70				
3	30	65.94	<b>10 Va. #10</b>	79.17	510	0.005
2	30	74.19				
1	30	74.19				

#### Refuerzo contra pandeo lateral

El refuerzo calculado para resistir los efectos de flexión y flexocompresión debe restringirse contra pandeo con estribos o grapas, con separación no mayor que las indicadas en la tabla 49 de acuerdo con las siguientes indicaciones:

- 1) 8 veces el diámetro de la barra o de la barra más delgada del paquete;
- 2) 24 diámetros de la barra del estribo;
- 3) Tampoco será menor a la mitad del espesor del muro.

Tabla 49. Estribos y grapas contra el pandeo lateral del refuerzo vertical en muros – dual.

Nivel	t (cm)	Condición 1	Condición 2	Condición 3
10	30	20.3	30.48	15
9	30			
8	30			
7	30			
6	30	20.3	30.48	15
5	30			
4	30			
3	30	25.4	30.48	15
2	30			
1	30			

De acuerdo con lo anterior podemos definir el acero contra pandeo lateral en los extremos, considerando la separación menor de 15 cm de la tabla 49.

### ***Diseño por cortante***

Para el diseño de los muros por cortante se revisan dos condiciones, la resistencia aportada por el concreto ( $V_{cr}$ ) y la resistencia que aportara el acero de refuerzo ( $V_{sr}$ ). De acuerdo con las NTC – Concreto (2021), para determinar  $V_{cr}$  se tienen los criterios siguientes:

- 1) Si la relación  $H_m/L$  del muro no excede de 1.5, se aplicará la ecuación 4.60.

$$V_{cr} = 0.85F_R\sqrt{f'c} tL \quad (4.60)$$

- 2) Si la relación  $H_m/L$  del muro es igual a 2.0 o mayor, se aplicarán las ecuaciones 4.61 o 4.62 en las que el peralte efectivo del muro se tomara igual a 0.8L, cuando el valor de  $H_m/L$  este comprendido entre 1.5 y 2 puede interpolarse linealmente.

Si  $p < 0.015$

$$V_{cr} = F_R(0.2 + 20p)\sqrt{f'c} td \quad (4.61)$$

Si  $p \geq 0.015$

$$V_{cr} = F_R 0.5\sqrt{f'c} td \quad (4.62)$$

- 3) En muros con aberturas, se evaluará  $V_{cr}$  en los segmentos verticales entre aberturas o entre una abertura y un borde, se tomará la mayor relación altura a longitud, entre la del muro completo y la del segmento considerado.

Para determinar la fuerza cortante que tomara el acero del alma ( $V_{sr}$ ), se aplicarán las expresiones 4.63 y 4.64, se deberán tener en cuenta los requisitos de refuerzo mínimo.

Se define  $p_m$  como la cuantía de refuerzo paralelo a la dirección de la fuerza cortante de diseño y  $p_n$  como la cuantía de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño, las cuales se determinarán con las siguientes expresiones:

$$p_m = \frac{V_u - V_{cr}}{F_R f_y A_{cm}} \quad (4.63)$$

$$p_n = 0.0025 + 0.5 \left( 2.5 - \frac{H_m}{L} \right) (p_m - 0.0025) \quad (4.64)$$

Para determinar el acero de refuerzo se asocia  $p_m$  y  $p_n$  al área de acero que se propone junto con su separación, por lo que con las expresiones 4.65 y 4.66 se podrá realizar la asignación del acero necesario.

$$p_m = \frac{A_{vm}}{s_m t} \quad (4.65)$$

$$p_n = \frac{A_{vn}}{s_n t} \quad (4.66)$$

donde,  $A_{vm}$  es el área de refuerzo paralelo a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia  $s_m$ ;  $A_{vn}$  es el área de refuerzo perpendicular a la fuerza cortante de diseño comprendida en una distancia  $s_n$ ;  $t$  es el espesor del muro; y  $A_{cm}$  de la ecuación 4.63 es igual al área bruta de la sección de concreto comprendida por el espesor del muro y la longitud de la sección en la dirección de la fuerza cortante de diseño.

No es necesario que  $p_n$  sea mayor que  $p_m$ . Si la relación  $H_m/L$  no excede de 2.0, la cuantía  $p_n$  no debe ser menor que  $p_m$ .

#### *Refuerzo mínimo, separación y anclaje del refuerzo*

- Las cuantías de refuerzo  $p_m$  y  $p_n$  no serán menores de 0.0025.
- El refuerzo se distribuirá uniformemente con una separación no mayor a 350 mm. Se dispondrá en dos capas, cada una próxima a una cara del muro, cuando el espesor de éste exceda 150 mm, o el esfuerzo cortante medio debido a las cargas de diseño sea mayor a  $0.6\sqrt{f'c}$  en  $\text{kg/cm}^2$ , en caso contrario, se podrá colocar una capa a medio espesor.
- Todas las barras horizontales y verticales deben estar ancladas de modo que sean capaces de alcanzar su esfuerzo de fluencia.

#### *Limitación para $V_u$*

En ningún caso la fuerza cortante de diseño,  $V_u$ , será mayor que:

$$V_u < 2F_R A_{cm} \sqrt{f'c} \quad (4.67)$$

De manera inicial se debe revisar que la fuerza cortante de diseño asignada sea menor que lo obtenido con la ecuación 4.67, como se muestra en la tabla 50.

Tabla 50. Revisión de la limitación para la fuerza cortante de diseño  $V_u$

Nivel	$V_u$ (t)	H (cm)	t (cm)	L (cm)	$H_m/L$	$V_u < 2F_R A_{cm} \sqrt{f'c}$
10	11.3	350	30	600	5.83	Cumple
9	46.41	350	30	600		Cumple
8	72.85	350	30	600		Cumple
7	97.3	350	30	600		Cumple
6	117.7	350	30	600		Cumple
5	135.1	350	30	600		Cumple
4	149.9	350	30	600		Cumple
3	161.8	350	30	600		Cumple
2	174.1	350	30	600		Cumple
1	170.6	350	30	600		Cumple

De acuerdo con lo anterior, el cortante de diseño es menor al máximo asignado a los muros por lo cual se puede determinar la resistencia a cortante aportada por el concreto  $V_{cr}$  y posteriormente el acero de refuerzo necesario para satisfacer  $V_{sr}$ .

Dado que la relación  $H_m/L$  es mayor a 2 y la cuantía longitudinal  $p$  es menor que 0.015 para determinar  $V_{cr}$  se usa la expresión 4.61 obteniendo los valores mostrados en la tabla 51.

Tabla 51. Resistencia a fuerza cortante aportada por el concreto

Nivel	$V_u$ (t)	H (cm)	t (cm)	L (cm)	$H_m/L$	P	d (cm)	$V_{cr}$ (t)
10	11.3	350	30	600	5.83	0.003	480	43.2
9	46.41	350	30	600			480	43.2
8	72.85	350	30	600			480	43.2
7	97.3	350	30	600			480	43.2
6	117.7	350	30	600		0.004	480	48.3
5	135.1	350	30	600			480	48.3
4	149.9	350	30	600			480	48.3
3	161.8	350	30	600		0.005	480	51.8
2	174.1	350	30	600			480	51.8
1	170.6	350	30	600			480	51.8

Al determinar  $V_{cr}$  se puede definir la fuerza cortante necesaria que debe aportar el acero de refuerzo  $V_{sr}$ .

Para el refuerzo del alma de los muros utilizaremos varilla del número 3 con un área de acero igual a  $0.71 \text{ cm}^2$ . En la tabla 52 se muestran las cuantías de refuerzo a fuerza cortante necesarias para satisfacer  $V_{sr}$ .

Tabla 52. Cuantías de refuerzo a fuerza cortante en ambas direcciones

Nivel	$V_u$ (t)	$V_{cr}$ (t)	$V_{sr}$ (t)	$A_{cm}$ (cm <sup>2</sup> )	$p_m$	$p_n$
10	11.3	43.2	0.0	18000	0.0025	0.0025
9	46.41	43.2	3.2	18000	0.0025	0.0025
8	72.85	43.2	29.6	18000	0.0025	0.0025
7	97.3	43.2	54.1	18000	0.0025	0.0025
6	117.7	48.3	69.4	18000	0.0025	0.0025
5	135.1	48.3	86.8	18000	0.0025	0.0025
4	149.9	48.3	101.6	18000	0.0025	0.0025
3	161.8	51.8	110.0	18000	0.0025	0.0025
2	174.1	51.8	122.3	18000	0.0025	0.0025
1	170.6	51.8	118.8	18000	0.0025	0.0025

Dado que para satisfacer las solicitaciones de fuerza cortante en los muros es necesaria una cuantía menor al mínimo, en la tabla 52 se muestra que las cuantías de refuerzo por cortante  $p_n$  y  $p_m$  se tomarán con el valor mínimo permitido de 0.0025. El espesor de los muros es de 30 cm por lo que el acero de refuerzo de varilla del número 3 será distribuido en dos capas. En la tabla 53 se muestra la separación del refuerzo a cortante en ambas direcciones.

Tabla 53. Separación del refuerzo a fuerza cortante en ambas direcciones

Nivel	$p_m$	$p_n$	$S_m$ (cm)	$S_n$ (cm)
10	0.0025	0.0025	19.0	19.0
9	0.0025	0.0025	19.0	19.0
8	0.0025	0.0025	19.0	19.0
7	0.0025	0.0025	19.0	19.0
6	0.0025	0.0025	19.0	19.0
5	0.0025	0.0025	19.0	19.0
4	0.0025	0.0025	19.0	19.0
3	0.0025	0.0025	19.0	19.0
2	0.0025	0.0025	19.0	19.0
1	0.0025	0.0025	19.0	19.0

Como se aprecia en la tabla 53 la separación en ambas direcciones es de 19 cm, sin embargo, para una mejor distribución del refuerzo se propone colocar a cada 15 cm. Con lo anterior se cumple con un refuerzo adecuado a una distribución menor a la máxima permitida por el reglamento. En la figura 42 se muestra el detallado del refuerzo que tendrán los muros en planta.

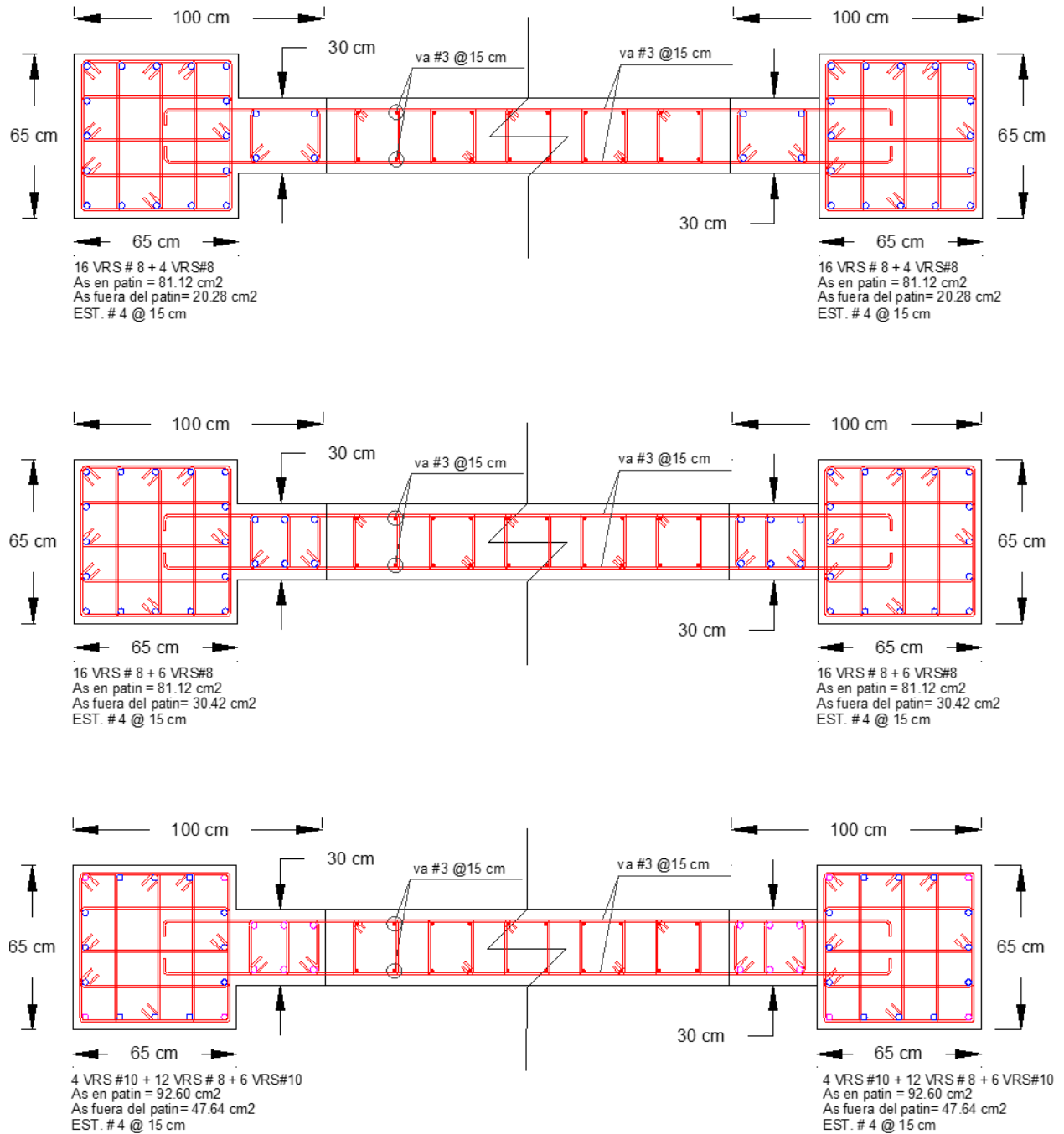


Figura 42. Detallado del refuerzo en los muros de muros del sistema dual.

**Diseño de vigas por flexión**

Los requisitos generales para vigas en marcos diseñadas con  $Q = 2$  se muestran en la tabla 54, se muestra que se cumplen las condiciones geométricas.

Tabla 54. Requisitos geométricos en vigas – sistema dual

Nivel	$V_u$ (t)	$M_u$ (-) (t-m)	$M_u$ (+) (t-m)	$h/b < 6$
10	5.80	14.70	12.00	$60/30 = 2 < 6$
9	6.29	15.82	12.82	$60/30 = 2 < 6$
8	6.15	15.72	12.85	$60/30 = 2 < 6$
7	6.16	15.70	12.90	$60/30 = 2 < 6$
6	6.10	15.40	12.60	$60/30 = 2 < 6$
5	5.84	14.65	11.84	$60/30 = 2 < 6$
4	5.44	13.50	10.60	$60/30 = 2 < 6$
3	4.83	11.70	8.85	$60/30 = 2 < 6$
2	4.10	9.25	6.42	$60/30 = 2 < 6$
1	3.10	6.35	3.50	$60/30 = 2 < 6$

Se revisarán las vigas como simplemente armadas, en la tabla 55 se resume el proceso de revisión con la expresión 4.42. Por proceso constructivo se consideraran dos varillas del diámetro mayor en la zona de compresión. En las vigas se utilizará un recubrimiento igual a 5 cm.

Tabla 55. Resistencia a flexión de vigas y acero de refuerzo – sistema dual

Nivel	$M_u$ (-) (t-m)	pmin	pmax	$A_s$ , proporcionada		plt	q	$M_R$ (-) (t-m)
				Designación	cm <sup>2</sup>			
10	14.70	0.003	0.023	3 Va. #6	8.55	0.005	0.10	16.87
9	15.82	0.003	0.023	3 Va. #6	8.55	0.005	0.10	16.87
8	15.72	0.003	0.023	3 Va. #6	8.55	0.005	0.10	16.87
7	15.70	0.003	0.023	3 Va. #6	8.55	0.005	0.10	16.87
6	15.40	0.003	0.023	3 Va. #6	8.55	0.005	0.10	16.87
5	14.65	0.003	0.023	3 Va. #6	8.55	0.005	0.10	16.87
4	13.50	0.003	0.023	3 Va. #6	8.55	0.005	0.10	16.87
3	11.70	0.003	0.023	3 Va. #6	8.55	0.005	0.10	16.87
2	9.25	0.003	0.023	3 Va. #6	8.55	0.005	0.10	16.87
1	6.35	0.003	0.023	3 Va. #6	8.55	0.005	0.10	16.87

En la tabla 55 se muestran los resultados de diseño por flexión de las vigas como simplemente armadas, como se podrá notar se tendrá un armado constante en todos los niveles y al finalizar el diseño por cortante se presentará el armado final.

**Diseño por cortante en vigas**

Inicialmente se revisa la resistencia por cortante aportada por el concreto y determinar que ecuación es la se emplea, tal como se reporta en la tabla 56.

Tabla 56. Contribución del concreto a cortante en vigas – sistema dual.

Nivel	$V_u$ (t)	$\rho_{lt}$	Revisión $\rho_{lt}$	$V_{cr}$ (t)
10	5.80	0.005	Aplica ecuación 4.47	5.94
9	6.29	0.005	Aplica ecuación 4.47	5.94
8	6.15	0.005	Aplica ecuación 4.47	5.94
7	6.16	0.005	Aplica ecuación 4.47	5.94
6	6.10	0.005	Aplica ecuación 4.47	5.94
5	5.84	0.005	Aplica ecuación 4.47	5.94
4	5.44	0.005	Aplica ecuación 4.47	5.94
3	4.83	0.005	Aplica ecuación 4.47	5.94
2	4.10	0.005	Aplica ecuación 4.47	5.94
1	3.10	0.005	Aplica ecuación 4.47	5.94

Para determinar las separaciones y áreas de refuerzo transversal se debe revisar si  $V_u$  es mayor o menor al valor calculado con la ecuación 4.52 y de igual forma  $V_{cr}$  para la ecuación 4.51.

En la tabla 57 se reporta el resultado de la revisión anteriormente mencionada para ambos casos.

Tabla 57. Revisión de  $V_{cr}$  y  $V_u$  para vigas – sistema dual

Nivel	$V_{cr}$ (t)	$\leq F_R 1.5\sqrt{f'_c} bd$	$V_u$ (t)	$< F_R 2.5\sqrt{f'_c} bd$
10	5.94	Cumple	5.80	Cumple
9	5.94	Cumple	6.29	Cumple
8	5.94	Cumple	6.15	Cumple
7	5.94	Cumple	6.16	Cumple
6	5.94	Cumple	6.10	Cumple
5	5.94	Cumple	5.84	Cumple
4	5.94	Cumple	5.44	Cumple
3	5.94	Cumple	4.83	Cumple
2	5.94	Cumple	4.10	Cumple
1	5.94	Cumple	3.10	Cumple

En la tabla 58 se muestra la resistencia necesaria que deberá aportar el acero transversal ( $V_{sr}$ ).



Tabla 58.  $V_{sr}$  necesario para las vigas – sistema dual.

Nivel	$V_u$ (t)	$V_{cr}$ (t)	$V_{sr, necesario}$ (t)
10	5.80	5.94	0.00
9	6.29	5.94	0.35
8	6.15	5.94	0.21
7	6.16	5.94	0.22
6	6.10	5.94	0.16
5	5.84	5.94	0.00
4	5.44	5.94	0.00
3	4.83	5.94	0.00
2	4.10	5.94	0.00
1	3.10	5.94	0.00

En la tabla 59 se exponen los cálculos de separación,  $V_{sr}$  real y la resistencia a fuerza cortante real de las vigas, es decir, la suma de  $V_{cr}$  y  $V_{sr}$  con los estribos propuestos.

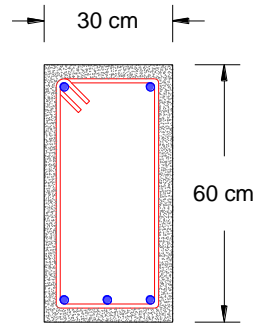
Tabla 59. Resistencia a cortante por el acero de refuerzo en vigas – sistema dual

Nivel	$V_{sr, necesario}$ (t)	No. Ramas	$A_v$ Est. #4 (cm)	$S_{necesaria}$ (cm)	$S_{min}$ (cm)	$S_{max}$	$S_{real}$ (cm)	$V_{sr, real}$ (t)
10	0.00	2	1.27	--	6	27.5	20	22.00
9	0.35	2	1.27	1514.4	6	27.5	20	22.00
8	0.21	2	1.27	2530.2	6	27.5	20	22.00
7	0.22	2	1.27	2414.5	6	27.5	20	22.00
6	0.16	2	1.27	3327.3	6	27.5	20	22.00
5	0.00	2	1.27	--	6	27.5	20	22.00
4	0.00	2	1.27	--	6	27.5	20	22.00
3	0.00	2	1.27	--	6	27.5	20	22.00
2	0.00	2	1.27	--	6	27.5	20	22.00
1	0.00	2	1.27	--	6	27.5	20	22.00

Con lo anterior se asegura que la resistencia a fuerza cortante de las vigas sea mayor a la demanda por el análisis sísmico, por lo que se concluye el diseño estructural.

En la figura 43 se ilustra el detallado del refuerzo en vigas. Bajo el diseño de ductilidad baja no se requiere detallar las vigas tomando una zona confinada, por lo que los estribos tendrán la misma separación a lo largo de los elementos.

NIVELES 10-1



2 VRS # 6 Lecho superior  
 3 VRS #6 Lecho inferior  
 EST. # 4 @ 20 cm

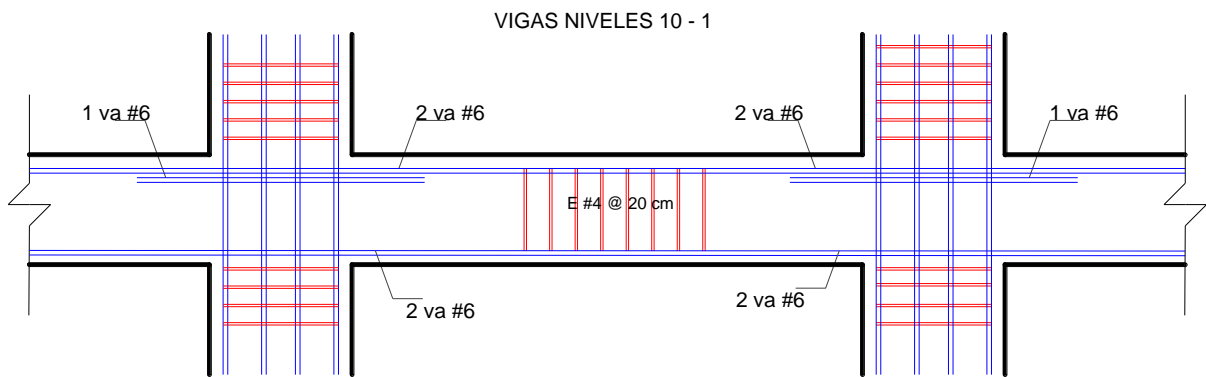


Figura 43 . Detallado del refuerzo en vigas para el sistema dual

### 4.4.3 Diseño sísmico basado en control de desplazamientos

En esta sección se ilustra la aplicación del procedimiento de diseño sísmico para sistemas duales basado en el control de desplazamientos, retomando el mismo edificio descrito previamente. El diseño presentado corresponde a ambas direcciones de análisis dado que existe simetría tanto en planta como en elevación en el edificio.

#### *Etapa 1. Desplazamiento de diseño*

##### *Paso 1. Propiedades de los materiales y predimensionamiento*

Concreto

Para columnas, trabes y muros .....  $f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ ;

Módulo de elasticidad del concreto.....  $E_c = 14000 \sqrt{f'_c}$  ;

Acero de refuerzo

Varillas corrugadas.....  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Esfuerzo de fluencia efectivo.....  $f_{ye} = 1.1 f_y$

Para el pre-dimensionamiento se considerarán las siguientes características:

Columnas con una sección de 65 cm x 65 cm;

Muros con espesor de 30 cm en toda la altura y una longitud de 6 m; y

Vigas con una sección de 60 cm x 30 cm en todos los niveles.

En el nivel de azotea se deberá reducir el peralte de la sección para garantizar que el cortante tenga incrementos constantes en toda la altura, conforme a los que establece Priestley *et al.*, 2007.

##### *Paso 2. Asignar proporción de fuerzas cortantes a marcos y muros*

Se toma en consideración que la NTC- Sismo (2020) menciona que en sistemas estructurales duales los marcos resistentes deben ser capaces de resistir por lo menos el 30% de la fuerza cortante actuante en cada nivel. Dicho lo anterior los muros deberán resistir el cortante restante generado.

##### *Paso 3. Determinación de la altura de inflexión, $H_{inf}$*

Esta metodología supone una distribución de fuerzas sísmicas lineales acorde al modo fundamental de la estructura, en donde, se puede determinar con la ecuación 4.24 y permitirá obtener la altura de inflexión sustituyendo la masa por peso. En algunos casos se pueden tener variaciones debido a la relevancia de los modos superiores, sin embargo, considerarlo solo llevara más tiempo de análisis y las modificaciones no serán significativas, (Priestley *et al.*, 2007).

La tabla 60 permite conocer la altura de inflexión con base en los diagramas de momento de los muros.

Tabla 60. Fuerza cortante y momentos relativos para calcular la altura de inflexión

(1) Nivel	(2) $h_i$ (m)	(3) $W_i$ (t)	(4) $W_i \cdot h_i$ (t-m)	(5) $F_i$	(6) $V_{ti}$	(7) $M_{OTM}$	(8) $V_{i, \text{marcos}}$	(9) $V_{i, \text{muros}}$	(10) $M_{i, \text{marcos}}$	(11) $M_{i, \text{muros}}$
10	35.0	348.0	12178.3	0.170	0.170	0.0	0.30	-0.13	0.00	0.00
9	31.5	378.7	11930.1	0.166	0.336	0.59	0.30	0.04	1.05	-0.46
8	28.0	378.7	10604.5	0.148	0.483	1.77	0.30	0.18	2.10	-0.33
7	24.5	378.7	9278.9	0.129	0.612	3.46	0.30	0.31	3.15	0.31
6	21.0	378.7	7953.4	0.111	0.723	5.60	0.30	0.42	4.20	1.40
5	17.5	378.7	6627.8	0.092	0.815	8.13	0.30	0.52	5.25	2.88
4	14.0	378.7	5302.2	0.074	0.889	10.99	0.30	0.59	6.30	4.69
3	10.5	378.7	3976.7	0.055	0.945	14.10	0.30	0.64	7.35	6.75
2	7.0	378.7	2651.1	0.037	0.982	17.41	0.30	0.68	8.40	9.01
1	3.5	378.7	1325.6	0.018	1.000	20.84	0.30	0.70	9.45	11.39
0	0.0	0.0	0.0	0.000	1.000	24.34	0.30	0.70	10.50	13.84
Total	--	3756.5	71828.6	1.00	--	--	--	--	--	--

donde,  $h_i$  es igual a la elevación del nivel  $i$ ,  $W_i$  es el peso del nivel  $i$ ,  $F_i$  es la fuerza sísmica relativa en el nivel  $i$ ,  $V_{ti}$  es el cortante sísmico relativo en el nivel  $i$ ,  $M_{OTM}$  es el momento de volteo generado por la fuerza sísmica  $V_{ti}$ ,  $V_{i, \text{marcos}}$  es el cortante sísmico relativo asignado a los marcos,  $V_{i, \text{muros}}$  es el cortante sísmico relativo asignado a los muros,  $M_{i, \text{marcos}}$  es el momento de volteo de los marcos, y  $M_{i, \text{muros}}$  es el momento de volteo de los muros.

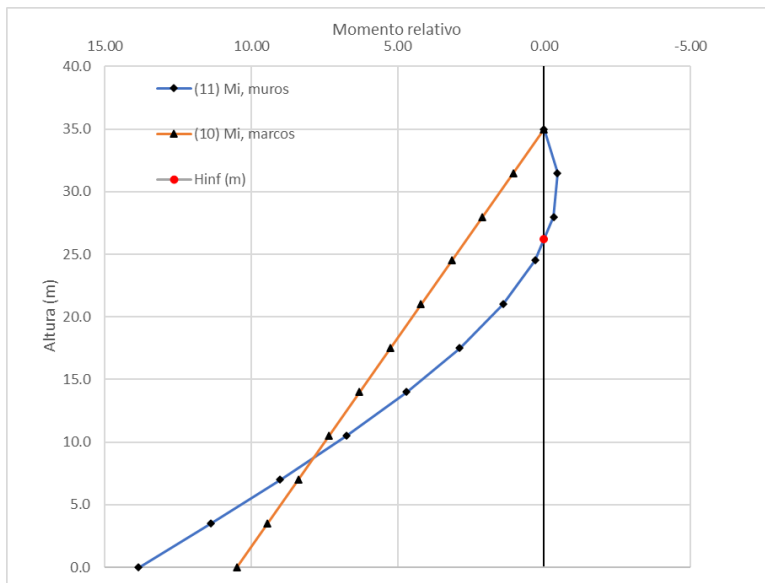


Figura 44. Diagrama de momentos relativos para marcos y muros en el DBDD.

La Fuerza sísmica generada en el nivel  $i$  se obtiene con la ecuación 4.24 considerando  $m_i \Delta_i = W_i h_i$ , el cortante basal total no se puede determinar inicialmente por lo que se considera un valor relativo igual a 1, en donde, este representa el 100% o el cortante total.

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^N W_i h_i} V_b$$

Así, por ejemplo, en el nivel 10 se tiene las siguientes condiciones:  $W_i = 348.0$  t,  $h_i = 35$  m,  $W_i h_i = 12178.3$  t\*m,  $\sum_{i=1}^N W_i h_i = 71828.6$  t\*m, por lo que:

$$F_i = \frac{12178.3 \text{ t*m}}{71828.6 \text{ t*m}} * V_b = 0.170 V_b$$

El cortante sísmico relativo del nivel  $i$  ( $V_{i,i}$ ) se obtiene sumando las fuerzas sísmicas  $F_i$  de cada nivel acumuladas de manera descendente.

El Momento relativo generado en el nivel  $i$ , se determina a partir del producto entre el cortante sísmico y la altura del nivel  $i$ , de igual manera se deberán sumar los momentos del nivel anterior. Así por ejemplo en el nivel 8 se tiene las siguientes condiciones:

$M_{OTM-N10} = 0$ ; debido a que es el nivel azotea;

$$M_{OTM-N9} = V_{i-N10} * (H_{i-N10} - H_{i-N9}) + M_{OTM-N10} = 0.170 * (35 - 31.5) + 0 = 0.59$$

$$M_{OTM-N8} = V_{i-N9} * (H_{i-N9} - H_{i-N8}) + M_{OTM-N9} = 0.336 * (31.5 - 28) + 0.59 = 1.77$$

El cortante sísmico relativo asignado a los marcos ( $V_{i,marcos}$ ), inicialmente se consideró un 30 por ciento del cortante generado en cada nivel.

El cortante sísmico relativo asignado a los muros, se obtiene a partir de la resta del cortante sísmico del nivel ( $V_{i,i}$ ) y el cortante sísmico asignado a los marcos ( $V_{i,marcos}$ ). Los valores negativos permiten identificar que se presentará un punto de inflexión en los diagramas de momento de los muros en determinada elevación del edificio. Así mismo, se considera que las vigas conectadas a los muros están articuladas por lo que no transmitirán momentos al centro del muro y no se modificarán los momentos obtenidos.

El momento relativo generado en el nivel  $i$  asignado a los marcos ( $M_{i,marcos}$ ), determinado a partir del producto entre el cortante sísmico y la altura del nivel  $i$ , de igual manera se deberán sumar los momentos del nivel anterior.

El momento relativo generado en el nivel  $i$  asignado a los muros ( $M_{i,muros}$ ), determinado a partir del producto entre el cortante sísmico y la altura del nivel  $i$ , de igual manera se deberán sumar los momentos del nivel anterior.

Como se muestra en la tabla 60 y la figura 44, la altura de inflexión se encuentra entre los niveles 7 y 8 por lo tanto  $H_{inf}$  deberá estar entre 28 m y 24.5 m. Al ser una distribución lineal podemos interpolar linealmente hasta conocer el valor de  $H_{inf}$  como se muestra a continuación:

$$H_{inf} = 24.5 \text{ m} + (28.0 \text{ m} - 24.5 \text{ m}) * (0.31/0.64) = 26.189 \text{ m}$$

*Paso 4. Curvatura de fluencia del muro*

Se deberá determinar la curvatura de fluencia del muro ( $\phi_{yMuros}$ ) con la expresión 4.4, dado que los desplazamientos de diseño están directamente relacionados con ella:

$$\phi_{yMuros} = \frac{2\varepsilon_y}{L_m}$$

donde,  $L_m$  es la longitud del muro y  $\varepsilon_y$  es la deformación de fluencia del acero, siendo igual a 0.0022. La curvatura de fluencia de los muros del edificio es:

$$\phi_{yMuros} = \frac{2\varepsilon_y}{L_m} = \frac{2*(0.0022)}{6\text{ m}} = 0.000733/m$$

*Paso 5. Perfil de desplazamiento de fluencia*

El perfil de desplazamiento de fluencia del muro se puede obtener con las ecuaciones 4.5a y 4.5b, teniendo que para niveles donde  $h_i$  sea mayor a la altura de inflexión se usará la ecuación 4.5a y cuando  $h_i$  sea menor a la altura de inflexión se tomará  $h_i$  aplicando la ecuación 4.5b.

$$\Delta_{yi} = \phi_{yMuros} \left( \frac{H_{inf} h_i}{2} - \frac{H_{inf}^2}{6} \right) \quad \text{Si } h_i \geq H_{inf}$$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yMuros} \left( \frac{h_i^2}{2} - \frac{h_i^3}{6H_{inf}} \right) \quad \text{Si } h_i < H_{inf}$$

En la tabla 61 se resume el cálculo del perfil de desplazamiento de fluencia del muro para cada nivel.

Así, por ejemplo, en el nivel 10 tenemos que  $h_i = 35$  m por lo que es mayor a la altura de inflexión de 26.189 m, por lo tanto, aplica la ecuación 4.5a teniendo el siguiente desarrollo:

$$\Delta_{y-N10} = \phi_{yMuros} \left( \frac{H_{inf} h_i}{2} - \frac{H_{inf}^2}{6} \right) = 0.000733/m \left( \frac{26.189m * 35\text{ m}}{2} - \frac{26.189\text{ m}^2}{6} \right) = 0.252\text{ m}$$

Al contrario en el nivel 3, se tiene que  $h_i = 10.5$  m por lo que es menor a la altura de inflexión, por lo tanto aplica la ecuación 4.5b teniendo el siguiente desarrollo:

$$\Delta_{y-N3} = \phi_{yMuros} \left( \frac{h_i^2}{2} - \frac{h_i^3}{6H_{inf}} \right) = 0.000733/m \left( \frac{10.5\text{ m}^2}{2} - \frac{10.5\text{ m}^3}{6*26.189\text{ m}} \right) = 0.035\text{ m}$$

Tabla 61. Perfil de desplazamiento de fluencia de los muros

Nivel	h <sub>i</sub> (m)	Δ <sub>yi</sub> (m)
10	35.0	0.252
9	31.5	0.219
8	28.0	0.185
7	24.5	0.151
6	21.0	0.118
5	17.5	0.087
4	14.0	0.059
3	10.5	0.035
2	7.0	0.016
1	3.5	0.004
0	0.0	0.000

#### Paso 6. Perfil de desplazamiento de diseño

El perfil de desplazamiento de diseño para cada nivel se puede obtener con la expresión 4.7, teniendo que:

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + \left( \theta_d - \frac{\phi_{yMuros} H_{inf}}{2} \right) h_i \quad \text{si } \Theta_d < \Theta_{inf}$$

donde, la distorsión  $\Theta_d$  deberá definirse para el estado limite que desee cumplirse.

Priestley *et al.* (2007) menciona que se deberá revisar que la distorsión del código no sea mayor que la distorsión máxima por tensión en el acero en los muros asociada al estado limite que se desee cumplir, en consecuencia, al tener que la distorsión del código es mayor a la distorsión máxima por tensión el desplazamiento de diseño se determinará a partir de la ecuación 4.68:

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\phi_{max} - \phi_{yMuros}) L_p H_i \quad \text{si } \Theta_d > \Theta_{inf} \quad (4.68)$$

La distorsión máxima por tensión en el acero se presenta a la altura de inflexión ( $\Theta_{inf}$ ) y se puede determinar con la expresión 4.69:

$$\theta_{inf} = \frac{\phi_{yMuros} H_{inf}}{2} + (\phi_{max} - \phi_{yMuros}) L_p \quad (4.69)$$

donde,  $\phi_{max}$  es la curvatura máxima por tensión y  $L_p$  es la longitud de articulación plástica del muro. La curvatura máxima por tensión  $\phi_{max}$  se puede tomar igual a las siguientes condiciones acorde al límite de diseño:

$$\text{Curvatura de servicio } \phi_s = \frac{0.0175}{L_m}$$

$$\text{Curvatura de control de daño } \phi_{cd} = \frac{0.072}{L_m}$$

En nuestro caso nos corresponde tomar la curvatura de control de daño, dado que se está diseñando para un estado límite de control del daño, por lo tanto tendremos:

$$\phi_{\max} = \phi_{cd} = \frac{0.072}{L_m} = \frac{0.072}{6 \text{ m}} = 0.012 / \text{m}$$

Así mismo la longitud de articulación plástica ( $L_p$ ) del muro la podemos obtener a partir de la expresión 4.70:

$$L_p = KH_{inf} + 0.1L_m + L_{sp} \quad (4.70)$$

donde,  $L_m$  es la longitud del muro,  $L_{sp}$  es la longitud de penetración por deformación  $k$  es un valor adimensional y será igual a el resultado de la expresión 4.71:

$$k = 0.2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \quad (4.71)$$

Teniendo que  $f_u/f_y$  es aproximadamente igual a 1.35,  $k$  será igual a:

$$k = 0.2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) = 0.2(1.35 - 1) = 0.070$$

La longitud de penetración por deformación se obtiene con la expresión 4.72:

$$L_{sp} = 0.022f_{ye}d_{bl} \quad (4.72)$$

donde,  $f_{ye}$  es el esfuerzo efectivo de fluencia en MPa y  $d_{bl}$  es el diámetro de la barra longitudinal más gruesa. Teniendo que  $f_{ye}$  es igual a  $1.1f_y$  y se utilizara varilla del número 8 con un diámetro igual a 2.54 cm, podemos definir la longitud de penetración como:

$$L_{sp} = 0.022*(1.1*411.88 \text{ Mpa})*(0.0254 \text{ m}) = 0.253 \text{ m}$$

La longitud de articulación plástica  $L_p$  será igual a:

$$L_p = 0.070*(26.189 \text{ m}) + 0.1*(6 \text{ m}) + 0.253 \text{ m} = 2.686 \text{ m}$$

En consecuencia la distorsión a la altura de inflexión será igual a:

$$\theta_{inf} = \frac{\phi_{yMuros}H_{inf}}{2} + (\phi_{\max} - \phi_{yMuros})L_p$$

$$\theta_{inf} = \frac{0.000733/\text{m} * 26.189 \text{ m}}{2} + (0.0127/\text{m} - 0.000733/\text{m}) * 2.686 \text{ m} = 0.0399$$

Ahora bien de acuerdo con trabajos experimentales sobre ensayo sísmico de muros de concreto reforzado se ha encontrado que para relaciones de aspecto, alto / largo, mayor a dos, se puede alcanzar distorsiones previas a la falla del orden de 0.030 (Tena, 2012).

En consecuencia, en este trabajo se considerara como distorsión limite asociada a prevención del colapso de 0.0175, un poco inferior al valor reportado a la literatura sobre ensayos de muros como se verá más adelante esta distorsión de diseño permitirá a la estructura tener una ductilidad global cercana a dos, esto nos ayudara a poder comparar de mejor manera con el diseño basado en fuerza que fue diseñado con  $Q=2$ .



La distorsión de diseño igual a 0.0175 es menor que la distorsión máxima a la altura de inflexión de 0.0399, por lo cual para determinar el perfil de desplazamiento de diseño  $\Delta_{Di}$  se hará uso de la expresión 4.7.

Por otra parte se deberá de realizar una corrección de la distorsión de diseño debido a que el estado límite para el cual se está diseñando es mayor que un estado límite de servicio, adicionalmente considerar los efectos de los modos superiores con la ecuación 4.8:

$$\theta_d = \theta_{d_{limite}} \left[ 1 - \frac{(N - 5)}{100} \left( \frac{M_{OT, Marcos}}{M_{OT, Total}} + 0.25 \right) \right] \leq \theta_{d_{limite}}$$

$$\theta_{d_{limite}} = 0.015$$

$$\theta_d = 0.0175 \left[ 1 - \frac{(10-5)}{100} \left( \frac{10.5}{24.34} + 0.25 \right) \right] = 0.0169$$

En la tabla 62 se resume el cálculo del perfil de desplazamiento de diseño con la distorsión corregida de 0.0169:

Tabla 62. Perfil de desplazamiento de diseño

Nivel	h <sub>i</sub> (m)	Δ <sub>yi</sub> (m)	Δ <sub>Di</sub> (m)
10	35.0	0.252	0.508
9	31.5	0.219	0.449
8	28.0	0.185	0.389
7	24.5	0.151	0.330
6	21.0	0.118	0.272
5	17.5	0.087	0.215
4	14.0	0.059	0.161
3	10.5	0.035	0.112
2	7.0	0.016	0.067
1	3.5	0.004	0.030
0	0.0	0.000	0.000

Así por ejemplo, en el nivel 10 se tiene lo siguiente:

$$\Delta_{D-N10} = \Delta_{y-N10} + \left( \theta_d - \frac{\phi_{yMuros} H_{inf}}{2} \right) h_i$$

$$\Delta_{D-N10} = 0.252 + \left( 0.0169 - \frac{0.000733/m * 26.189 m}{2} \right) * 35.0 m = 0.508 m$$

**Etapa 2. Sistema equivalente de 1GDL y elementos mecánicos**

**Paso 7. Desplazamiento de diseño y características del sistema equivalente de 1GDL**

Para determinar el desplazamiento de diseño del sistema equivalente de 1GDL ( $\Delta_{De}$ ) se aplicará la expresión 4.9, por lo cual en la tabla 63 se resume el cálculo del producto de las masas de cada nivel por su desplazamiento de diseño obtenidos en la etapa 1.

$$\Delta_{De} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \Delta_{Di}^2}{\sum_{i=1}^n W_i \Delta_{Di}}$$

Tabla 63. Masas y desplazamientos de diseño para definir las características del sistema equivalente

Nivel	h <sub>i</sub> (m)	W <sub>i</sub> (t)	Δ <sub>yi</sub> (m)	Δ <sub>Di</sub> (m)	W <sub>i</sub> *Δ <sup>2</sup> <sub>Di</sub>	W <sub>i</sub> *Δ <sub>Di</sub>	W <sub>i</sub> *Δ <sub>Di</sub> *h <sub>i</sub>
10	35.0	348.0	0.252	0.508	89.72	176.69	6184.20
9	31.5	378.7	0.219	0.449	76.23	169.91	5352.31
8	28.0	378.7	0.185	0.389	57.45	147.51	4130.21
7	24.5	378.7	0.151	0.330	41.33	125.11	3065.17
6	21.0	378.7	0.118	0.272	27.98	102.94	2161.75
5	17.5	378.7	0.087	0.215	17.51	81.45	1425.30
4	14.0	378.7	0.059	0.161	9.85	61.08	855.12
3	10.5	378.7	0.035	0.112	4.72	42.30	444.13
2	7.0	378.7	0.016	0.067	1.72	25.55	178.88
1	3.5	378.7	0.004	0.030	0.34	11.30	39.56
0	0.0	0.0	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00
<b>Total</b>	--	<b>3756.54</b>	--	--	<b>326.87</b>	<b>943.85</b>	<b>23836.65</b>

Al aplicar la expresión 4.9 obtenemos que  $\Delta_{De}$  es igual a:

$$\Delta_{De} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \Delta_{Di}^2}{\sum_{i=1}^n W_i \Delta_{Di}} = \frac{326.87}{23836.65} = 0.3463 \text{ m}$$

Ahora deberemos determinar el peso efectivo del sistema equivalente el cual será igual al resultado de aplicar la expresión 4.10 considerando peso en lugar de masa.

$$W_e = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \Delta_{Di}}{\Delta_D} = \frac{943.85 \text{ t} \cdot \text{m}}{0.3463 \text{ m}} = 2725.42 \text{ t}$$

Finalmente determinamos la altura equivalente aplicando la expresión 4.11:

$$h_e = \frac{\sum_{i=1}^n W_i \Delta_{Di} h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \Delta_{Di}} = \frac{23836.65 \text{ t} \cdot \text{m}^2}{943.85 \text{ t} \cdot \text{m}} = 25.25 \text{ m}$$

**Paso 8. Demandas de ductilidad**

Se determina la demanda de ductilidad de los muros haciendo uso de la expresión 4.12, teniendo que:

$$\mu_{Muros} = \frac{\Delta_{De}}{\Delta_{y,h_e}}$$

donde,  $\Delta_{y,h_e}$  es el desplazamiento de fluencia a la altura efectiva del sistema equivalente el cual se puede obtener con las expresiones 4.5a y 4.5b, en nuestro caso aplicaría la expresión 4.5b dado que la altura efectiva  $h_e$  es menor a  $H_{inf}$ , por lo tanto:

$$\Delta_{y,h_e} = \phi_{yMuros} \left( \frac{h_e^2}{2} - \frac{h_e^3}{6H_{inf}} \right) = 0.000733/m \left( \frac{25.25 m^2}{2} - \frac{25.25 m^3}{6 \cdot 26.189 m} \right) = 0.159 m$$

Lo anterior permite determinar la ductilidad de los muros aplicando la ecuación 4.12, quedando como:

$$\mu_{Muros} = \frac{\Delta_{De}}{\Delta_{y,h_e}} = \frac{0.3463 m}{0.159 m} = 2.182$$

La ductilidad de los marcos puede determinarse con buena precisión con la siguiente expresión:

$$\mu_{Marcos} = \frac{\Delta_{De}}{h_e \cdot \theta_{yMarcos}} \quad (4.73)$$

donde,  $\theta_{yMarcos}$  es la distorsión de fluencia de los marcos y se puede obtener de acuerdo con la expresión 4.74:

$$\theta_{yMarcos} = \frac{0.5l_v \varepsilon_y}{h_v} \quad (4.74)$$

donde,  $l_v$  es la longitud de la viga,  $\varepsilon_y$  es la deformación unitaria del acero longitudinal y  $h_v$  es el peralte de la viga, por lo tanto, aplicando dicha ecuación se tiene que:

$$\theta_{yMarcos} = \frac{0.5l_v \varepsilon_y}{h_v} = \frac{0.5 \cdot (6 m) \cdot (0.022)}{0.6 m} = 0.011$$

Por lo tanto la demanda de ductilidad de los marcos será igual a:

$$\mu_{Marcos} = \frac{\Delta_{De}}{h_e \cdot \theta_{yMarcos}} = \frac{0.3463 m}{25.25 m \cdot 0.011} = 1.247$$

Lo anterior muestra que los muros tienen un comportamiento inelástico y los marcos tienen comportamiento elástico con un poco de comportamiento inelástico.

#### Paso 9. Amortiguamiento viscoso equivalente

Para determinar el amortiguamiento viscoso del sistema equivalente ( $\xi_{sis}$ ), se deberá considerar el amortiguamiento presentado por los muros y marcos, así como los momentos relativos asignados. Lo anterior se puede realizar por medio de las siguientes expresiones:

$$\xi_{sis} = \frac{\xi_{Muros} \cdot M_{OTM,Muros} + \xi_{Marcos} \cdot M_{OTM,Marcos}}{M_{OTM}} \quad (4.75)$$

donde,  $\xi_{Muros}$  es el amortiguamiento viscoso equivalente en los muros,  $\xi_{Marcos}$  es el amortiguamiento viscoso equivalente en los marcos,  $M_{OTM,Muros}$  es el momento relativo en la base de los muros y  $M_{OTM,Marcos}$  es el momento relativo en la base de los marcos.

El amortiguamiento viscoso equivalente en los muros se puede determinar por la expresión 4.76:

$$\xi_{Muros} = 0.05 + 0.444 \left( \frac{\mu_{Muros}^{-1}}{\mu_{Muros} * \pi} \right) \quad (4.76)$$

$$\xi_{Muros} = 0.05 + 0.444 \left( \frac{\mu_{Muros}^{-1}}{\mu_{Muros} * \pi} \right) = 0.05 + 0.444 \left( \frac{2.182^{-1}}{2.182 * \pi} \right) = 0.1266 = 12.66 \%$$

El amortiguamiento viscoso equivalente en los marcos se puede determinar por la expresión 4.77:

$$\xi_{Marcos} = 0.05 + 0.565 \left( \frac{\mu_{Marcos}^{-1}}{\mu_{Marcos} * \pi} \right) \quad (4.77)$$

$$\xi_{Marcos} = 0.05 + 0.565 \left( \frac{\mu_{Marcos}^{-1}}{\mu_{Marcos} * \pi} \right) = 0.05 + 0.565 \left( \frac{1.247^{-1}}{1.247 * \pi} \right) = 0.0856 = 8.56 \%$$

En este sentido, el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema equivalente será igual a:

$$\xi_{sis} = \frac{\xi_{Muros} * M_{OTM,Muros} + \xi_{Marcos} * M_{OTM,Marcos}}{M_{OTM}}$$

$$\xi_{sis} = \frac{0.1266 * 13.84 + 0.0856 * 10.50}{24.34} = 0.1089 = 10.89\%$$

#### *Paso 10. Espectro de desplazamiento modificado por amortiguamiento*

Se definirá el espectro de desplazamiento de diseño elástico e inelástico, en este caso para un amortiguamiento de 5% y el amortiguamiento del sistema equivalente de 10.89 % para el caso de la estructura bajo análisis. Cabe mencionar que la mayoría de los espectros de diseño generados a partir de códigos o reglamentos son bajo ordenadas de pseudo aceleración como fracción de la gravedad, por lo tanto, para fines de esta metodología se obtendrán espectros de desplazamiento.

Para determinar el espectro de desplazamiento se aplica la siguiente expresión de la dinámica estructural:

$$S_d = \frac{T_s^2}{4\pi^2} S_a \quad (4.78)$$

donde,  $S_d$  es el desplazamiento espectral en cm,  $T_s$  es el periodo dominante del suelo y  $S_a$  la pseudo aceleración espectral.

La NTC – Sismo (2020) en su apartado 3.1.2 permite conocer espectros de pseudo aceleración para la Ciudad de México considerando los efectos de sitio y diferentes niveles de amortiguamiento efectivo, con ayuda de las siguientes expresiones:

$$a = \begin{cases} a_0 + (\beta c - a_0) \frac{T}{T_a}; & \text{si } T < T_a \\ \beta c; & \text{si } T_a \leq T < T_b \\ \beta c p \left(\frac{T_b}{T}\right)^2; & \text{si } T \geq T_b \end{cases} \quad (4.79)$$

donde,  $\beta$  es el factor de reducción por amortiguamiento,  $p$  es un factor relacionado con la caída del espectro cuando  $T$  es mayor a  $T_b$  y se pueden obtener a partir de las expresiones 4.80 y 4.81,

$$p = k + (1 - k)(T_b/T)^2 \quad (4.80)$$

$$\beta = \begin{cases} 1 - \left[1 - \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^\lambda\right] \frac{T}{T_a}; & \text{si } T \leq T_a \\ \left(\frac{0.05}{\xi}\right)^\lambda; & \text{si } T_a < T < \tau T_b \\ 1 + \left[\left(\frac{0.05}{\xi}\right)^\lambda - 1\right] \left(\frac{\tau T_b}{T}\right)^\varepsilon; & \text{si } T \geq \tau T_b \end{cases} \quad (4.81)$$

donde,  $c$  es el coeficiente sísmico de la zona de estudio,  $a_0$  es el coeficiente de aceleración del terreno, y  $T_a$  y  $T_b$  son los periodos característicos de la meseta espectral,  $k$  es un factor que relaciona el desplazamiento máximo del suelo y el desplazamiento espectral máximo, se deberán obtener del SASID cuando no se tenga estudios geotécnicos que indiquen la presencia de anomalías en las características del suelo.

El factor  $\beta$  permite modificar el espectro de diseño para obtener ordenadas con valores de amortiguamiento mayores al 5%, dado que estos espectros son determinados implícitamente por este valor. Donde,  $\xi$  es la fracción de amortiguamiento crítico para la que se establece el espectro de diseño, y los valores de  $\lambda$ ,  $\varepsilon$  y  $\tau$  se listan en la tabla 64. Para conocer más a detalle la razón de ser del factor de modificación  $\beta$  se puede consultar el artículo de Castillo, T., & Ruiz, S. (2014).

Tabla 64. Valores de  $\lambda$ ,  $\varepsilon$  y  $\tau$  en función de  $T_s$

Periodo del sitio (s)			$\lambda$	$\varepsilon$	$\tau$
--	$T_s$	$\leq 0.5$	0.40	0.8	2.5
0.5 <	$T_s$	< 1.0	0.45	0.2	1
1.0 <	$T_s$	< 1.5	0.45	0.3	1
1.5 <	$T_s$	< 2.0	0.50	1.2	1
2.0 <	$T_s$	< 2.5	0.50	1.8	1
2.5 <	$T_s$	< 3.0	0.55	3	1
3.0 <	$T_s$	< 4.0	0.50	4	1

El uso de las expresiones anteriores permite determinar el espectro de diseño para edificios ubicados en la Ciudad de México, tanto para el comportamiento elástico como inelástico. De esta manera, tomando en cuenta que el edificio estará localizado en la misma

ubicación que el diseñado por el Método basado en fuerzas, los parámetros para el espectro de diseño son los mostrados en la tabla 65:

Tabla 65. Parámetros del espectro de diseño

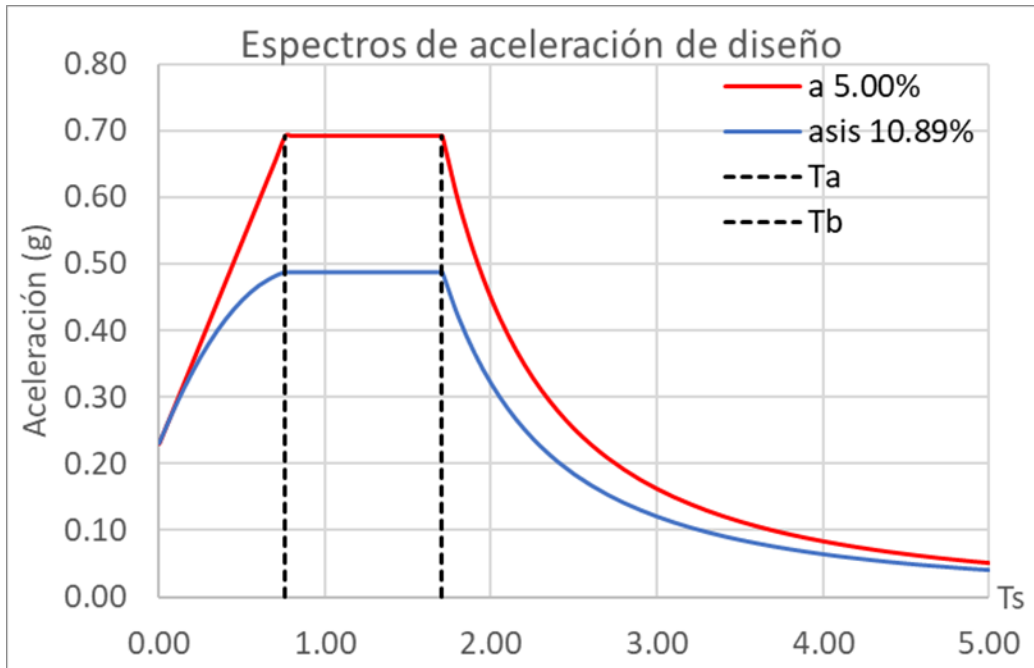
<b>Zona</b>	II
<b>Ts (s)</b>	0.959
<b>Ta (s)</b>	0.76
<b>Tb (s)</b>	1.705
<b>c</b>	0.693
<b>ao</b>	0.231
<b>k</b>	0.599
$\xi_{elastico}$	5.00%
$\xi_{sis}$	10.89%
$\lambda$	0.450
$\varepsilon$	0.200
$\tau$	1.000

Así bien aplicadas las ecuaciones para determinar los espectros de diseño se obtienen los valores de la tabla 66, tanto para un diseño elástico ( $\xi_{elastico} = 5.00\%$ ) como para el diseño inelástico considerando el amortiguamiento del sistema equivalente ( $\xi_{sis} = 10.89\%$ ). En la figura 45 se muestran los dos espectros obtenidos, el primero en términos de seudo aceleración y el segundo en términos de desplazamiento para fines de este método aplicando la expresión 4.78.

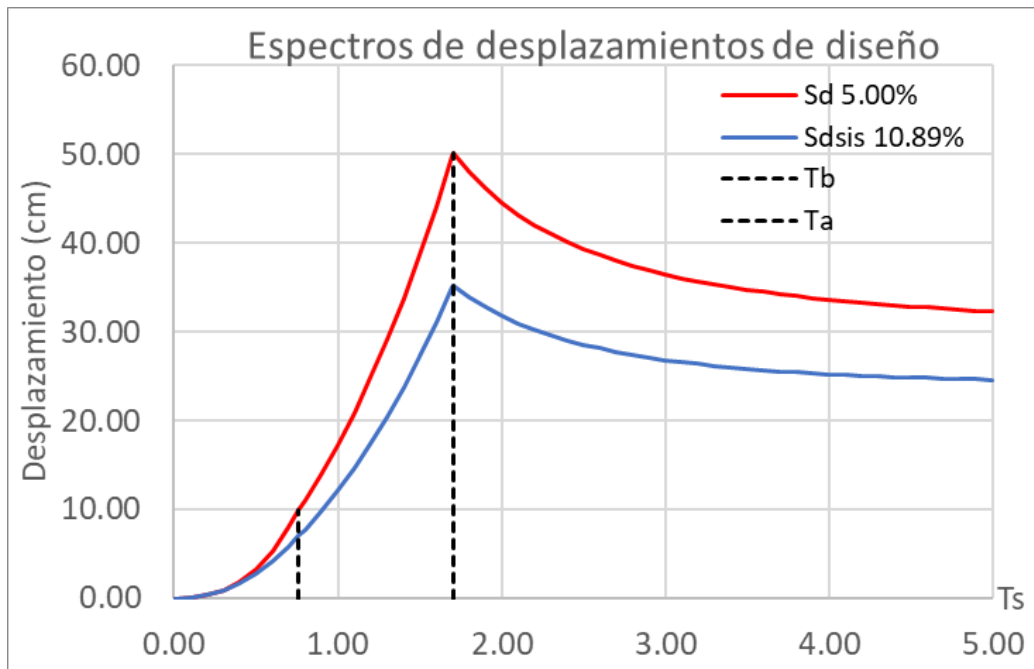
Tabla 66. Resumen del cálculo de los espectros de diseño para la estructura

<b>T</b> (s)	<b>p</b> (ambos)	<b><math>\beta</math></b> (5.00%)	<b><math>\beta</math></b> (8.77%)	<b>a</b> (5.00%)	<b>asis</b> (10.89%)	<b>Sd</b> (5.00%)	<b>Sdsis</b> (10.89%)
0.00	0.00	1.00	1.00	0.23	0.23	0.00	0.00
0.10	117.17	1.00	0.96	0.29	0.29	0.07	0.07
0.20	29.74	1.00	0.92	0.35	0.34	0.35	0.34
0.30	13.55	1.00	0.88	0.41	0.38	0.92	0.85
0.40	7.88	1.00	0.84	0.47	0.42	1.88	1.66
0.50	5.26	1.00	0.81	0.53	0.45	3.32	2.77
0.60	3.84	1.00	0.77	0.60	0.47	5.33	4.19
0.70	2.98	1.00	0.73	0.66	0.48	7.99	5.88
0.76	2.62	1.00	0.70	0.69	0.49	9.94	7.01
0.80	2.42	1.00	0.70	0.69	0.49	11.02	7.76
0.90	2.04	1.00	0.70	0.69	0.49	13.94	9.82
1.00	1.76	1.00	0.70	0.69	0.49	17.21	12.13
1.10	1.56	1.00	0.70	0.69	0.49	20.83	14.67
1.20	1.41	1.00	0.70	0.69	0.49	24.79	17.46
1.30	1.29	1.00	0.70	0.69	0.49	29.09	20.50

<b>T</b> <b>(s)</b>	<b>p</b> <b>(ambos)</b>	<b><math>\beta</math></b> <b>(5.00%)</b>	<b><math>\beta</math></b> <b>(8.77%)</b>	<b>a</b> <b>(5.00%)</b>	<b>a<sub>sis</sub></b> <b>(10.89%)</b>	<b>S<sub>d</sub></b> <b>(5.00%)</b>	<b>S<sub>dis</sub></b> <b>(10.89%)</b>
1.40	1.19	1.00	0.70	0.69	0.49	33.74	23.77
1.50	1.12	1.00	0.70	0.69	0.49	38.73	27.29
1.60	1.05	1.00	0.70	0.69	0.49	44.07	31.05
1.70	1.00	1.00	0.70	0.69	0.49	49.75	35.05
1.705	1.00	1.00	0.70	0.69	0.488	50.04	35.26
1.80	0.96	1.00	0.71	0.60	0.42	47.98	33.96
1.90	0.92	1.00	0.71	0.51	0.37	46.14	32.80
2.00	0.89	1.00	0.71	0.45	0.32	44.56	31.81
2.10	0.86	1.00	0.72	0.39	0.28	43.20	30.96
2.20	0.84	1.00	0.72	0.35	0.25	42.03	30.23
2.30	0.82	1.00	0.72	0.31	0.23	41.00	29.59
2.40	0.80	1.00	0.72	0.28	0.20	40.10	29.04
2.50	0.79	1.00	0.73	0.25	0.18	39.31	28.55
2.60	0.77	1.00	0.73	0.23	0.17	38.61	28.12
2.70	0.76	1.00	0.73	0.21	0.15	37.98	27.74
2.80	0.75	1.00	0.73	0.19	0.14	37.42	27.41
2.90	0.74	1.00	0.73	0.18	0.13	36.91	27.10
3.00	0.73	1.00	0.74	0.16	0.12	36.46	26.84
3.10	0.72	1.00	0.74	0.15	0.11	36.05	26.60
3.20	0.71	1.00	0.74	0.14	0.10	35.67	26.38
3.30	0.71	1.00	0.74	0.13	0.10	35.33	26.18
3.40	0.70	1.00	0.74	0.12	0.09	35.02	26.01
3.50	0.69	1.00	0.74	0.11	0.08	34.74	25.85
3.60	0.69	1.00	0.75	0.11	0.08	34.48	25.70
3.70	0.68	1.00	0.75	0.10	0.08	34.24	25.57
3.80	0.68	1.00	0.75	0.09	0.07	34.02	25.45
3.90	0.68	1.00	0.75	0.09	0.07	33.81	25.34
4.00	0.67	1.00	0.75	0.08	0.06	33.62	25.25
4.10	0.67	1.00	0.75	0.08	0.06	33.45	25.15
4.20	0.67	1.00	0.75	0.08	0.06	33.28	25.07
4.30	0.66	1.00	0.75	0.07	0.05	33.13	24.99
4.40	0.66	1.00	0.76	0.07	0.05	32.99	24.93
4.50	0.66	1.00	0.76	0.07	0.05	32.86	24.86
4.60	0.65	1.00	0.76	0.06	0.05	32.73	24.80
4.70	0.65	1.00	0.76	0.06	0.05	32.62	24.75
4.80	0.65	1.00	0.76	0.06	0.04	32.51	24.70
4.90	0.65	1.00	0.76	0.05	0.04	32.41	24.65
5.00	0.65	1.00	0.76	0.05	0.04	32.31	24.61



(a) Espectros de diseño en términos de seudo aceleración



b) Espectros de diseño en términos de seudo desplazamiento

Figura 45. Espectros de diseño para el sistema dual en el DBDD.

En la figura 45 se muestra que el espectro de desplazamiento alcanza sus valores picos para diferentes amortiguamientos en el periodo característico  $T_b$ , por lo que las demandas de desplazamiento no se presentan para periodos largos, tal como ocurre en los espectros que se usan en los procedimientos de diseño basado en desplazamientos que se ilustran en los trabajos de Priestley *et al.* (2007).



Lo anterior llama la atención, toda vez que para posibles desplazamientos de diseño mayores a los aquí considerados, no se puede determinar un valor del periodo equivalente debido a la forma que guardan los espectros típicos de la Ciudad de México

*Paso 11. Fuerza cortante en la base*

Finalmente, se obtiene la fuerza cortante en la base ( $V_b$ ) con ayuda de los espectros de desplazamiento, en donde, con la expresión 4.23:

$$V_b = K_e \Delta_D$$

donde,  $\Delta_D$  es el desplazamiento de diseño y  $K_e$  es la rigidez efectiva del sistema de 1GDL obtenida a partir de la ecuación 4.22:

$$K_e = 4\pi^2 \frac{W_e}{T_e^2}$$

donde  $W_e$  es el peso efectivo del sistema de 1GDL; y  $T_e$  es el periodo efectivo del sistema de 1GDL, el periodo efectivo es igual al periodo cuando se genera el desplazamiento de diseño, por lo tanto, se obtiene al ingresar al espectro de desplazamientos para el amortiguamiento del sistema equivalente como se muestra en la figura 46.

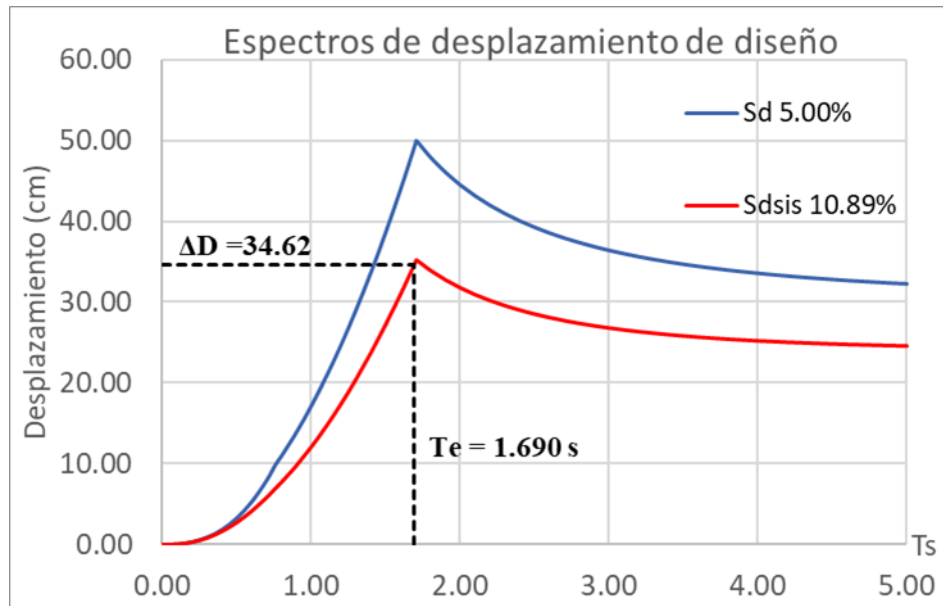


Figura 46. Periodo efectivo para el desplazamiento de diseño

De esta manera el periodo efectivo  $T_e$  es igual a 1.690 segundos, aplicando la expresión 4.22 se obtiene la rigidez efectiva:

$$K_e = 4\pi^2 \frac{2725.42 t}{1.69s^2} = 37689.46 \text{ KN/m} = 3843.26 \text{ t/m}$$

Mientras que el cortante basal obtenido es:

$$V_b = K_e \Delta_D = 3843.26 \text{ t/m} * 0.3463 \text{ m} = 1330.97 \text{ t}$$

Es importante mencionar que en caso de tener uno de los dos sistemas con comportamiento puramente elástico se debe realizar una corrección del cortante basal, dado que bajo la conceptualización del sistema equivalente de 1GDL todos los elementos deben tener un comportamiento inelástico para que desarrollen correctamente la resistencia asignada de manera inicial (Gómez, 2015). El cortante basal de diseño no logrará que se cumpla con el desplazamiento de diseño teniendo un déficit de cortante, se deberá corregir con ayuda de las siguientes expresiones:

$$V_{b\text{corregido}} = V_b * (1 + \Delta V_b) \quad (4.82)$$

$$\Delta V_b = V_{\text{sistema}} \left( 1 - \frac{\Delta_d}{\Delta_{\text{sistema}}} \right) \quad (4.83)$$

donde,  $\Delta V_b$  es el incremento de cortante para garantizar el desplazamiento de diseño,  $V_{\text{sistema}}$  es el cortante asignado al sistema con comportamiento elástico,  $\Delta_d$  es el desplazamiento de diseño del sistema equivalente y  $\Delta_{\text{sistema}}$  es el desplazamiento de fluencia del sistema con comportamiento elástico a la altura equivalente.

En este caso tanto los muros como los marcos tienen un comportamiento inelástico por lo que no realizaremos la corrección del cortante basal. Finalmente se puede observar que el cortante basal es igual a el 35.43 % del peso total.

#### *Paso 12. Reducción por sobrerresistencia*

Los códigos y reglamentos de diseño sísmico a nivel mundial consideran que se deberá tener en cuenta la sobrerresistencia que pueda tener el sistema estructural, por lo que además de la reducción por ductilidad se considera una reducción por sobre resistencia. En este caso se toman los criterios de las NTC – Sismo (2020), por lo que para nuestro edificio correspondería un valor de sobre resistencia (R) igual a 2.19. Por lo tanto el cortante basal de diseño ( $V_{bd}$ ), se toma igual a:

$$V_{bd} = \frac{V_b}{R} = \frac{1330.97 \text{ t}}{2.19} = 607.75 \text{ t}$$

#### *Paso 13. Elementos mecánicos del edificio por cada nivel*

Priestley *et al.* (2007) menciona que para obtener los elementos mecánicos de diseño se puede hacer uso de un modelo tridimensional lineal con rigideces ajustadas o bien por condiciones de equilibrio. La primera opción resulta ser la que más se acerca a lo que se tiene acostumbrado en la práctica del diseño estructural como lo vimos en el ejemplo de diseño basado en fuerza se usaron modelos con rigideces reducidas por los valores de la tabla 15.

Obtener los elementos mecánicos por condiciones de equilibrio puede llevar mayor tiempo de análisis, conlleva varias suposiciones que pueden generar diseños con cuantías elevadas. Es por lo que en este ejemplo se va a proponer un modelo tridimensional con rigideces ajustadas aplicando las fuerzas sísmicas ( $F_i$ ), no obstante el diseñador es libre de optar por la solución que le resulte más adecuada. Para ello haremos uso de las siguientes consideraciones establecidas por Priestley *et al.* (2007).

Para las vigas podría tomarse la rigidez agrietada de la sección ( $I_{cr}$ ), sin embargo, se espera que las vigas tengan la mayor demanda de ductilidad para cumplir con el criterio viga débil – columna fuerte, esto podría subestimar la rigidez de las vigas en los niveles superiores y sobrestimar la de los inferiores, lo anterior se debe a que la ductilidad disminuye en altura.

En consecuencia de manera simplificada se propone usar una reducción lineal en altura igual a la rigidez agrietada ( $I_{cr}$ ) dividida por la ductilidad, se puede obtener una buena estimación considerando lo siguiente:

$$I_{Red} = I_{cr} / \mu$$

Donde,  $I_{Red}$  es la rigidez de diseño reducida por ductilidad,  $I_{cr}$  es la rigidez reducida por agrietamiento que puede tomarse igual a 0.35 de la rigidez inicial y  $\mu$  es la ductilidad de las vigas que puede tomarse igual a 1.33 en el primer nivel y 0.67 en el último, considerando para los niveles intermedios una variación lineal de ductilidad.

Para las columnas se deberá usar el 50% de la rigidez agrietada sin reducción por ductilidad ya que se considera que estas deberán permanecer elásticas y solo se podrán formar articulaciones en el primer nivel situadas en 0.6 la altura del nivel o columna.

Para muros se deberá considerar el 50% de su rigidez agrietada sin reducción por ductilidad. En la tabla 60 se muestran los valores de rigidez utilizada en este ejemplo de diseño para vigas, columnas y muros:

Tabla 60. Rigidez reducida para modelo tridimensional en el DBDD

<b>Nivel</b>	<b>Vigas <math>I_{Red}</math></b>	<b>Columnas <math>I_{Red}</math></b>	<b>Muros <math>I_{Red}</math></b>
10	0.52	0.5	0.5
9	0.49	0.5	0.5
8	0.47	0.5	0.5
7	0.45	0.5	0.5
6	0.42	0.5	0.5
5	0.39	0.5	0.5
4	0.37	0.5	0.5
3	0.34	0.5	0.5
2	0.32	0.5	0.5
1	0.26	0.5	0.5

En la tabla 67 se muestran los valores de cortante y momento por nivel, obtenidos de multiplicar los valores relativos de la tabla 60 por el cortante basal de diseño igual 607.75 t, así por ejemplo:

Columna 5:  $F_9 = 607.09 \text{ t} (0.166) = 100.94 \text{ t}$

Columna 6:  $V_{t-9} = 607.09 \text{ t} (0.336) = 204.0 \text{ t}$

Columna 7:  $M_{OTM-9} = 607.75 \text{ t} (0.59) = 360.6 \text{ t-m}$

Tabla 67. Fuerza cortante y momentos flexionantes de diseño por nivel

(1) Nivel	(2) h <sub>i</sub> (m)	(3) W <sub>i</sub> (t)	(5) F <sub>i</sub> (t)	(6) V <sub>ü</sub> (t)	(7) M <sub>OTM</sub> (t-m)
10	35.0	348.0	103.04	103.0	0.0
9	31.5	378.7	100.94	204.0	360.6
8	28.0	378.7	89.73	293.7	1074.6
7	24.5	378.7	78.51	372.2	2102.6
6	21.0	378.7	67.29	439.5	3405.3
5	17.5	378.7	56.08	495.6	4943.6
4	14.0	378.7	44.86	540.5	6678.2
3	10.5	378.7	33.65	574.1	8569.8
2	7.0	378.7	22.43	596.5	10579.1
1	3.5	378.7	11.22	607.7	12667.0
Total	--	3756.5	--	--	--

Priestley *et al.* (2007) menciona que no se deberán combinar las acciones sísmicas con gravitacionales, ya que aunque la mayoría de los reglamentos actuales lo hacen no existe una justificación lógica, esto provoca una superposición de los diagramas de momento y cortante teniendo como resultado diagramas poco coherentes.

Dicho lo anterior, los elementos mecánicos obtenidos sin realizar combinaciones de cargas se muestran en la tabla 68 y 69.

Tabla 68. Fuerzas de diseño por sismo para muros, columnas y vigas en el DBDD.

Nivel	Muros			Columnas			Vigas	
	Pu (t)	Mu (t-m)	Vu (t)	Pu (t)	Mu (t-m)	Vu (t)	Mu (t-m)	Vu (t)
10	-7.6	-67.6	-14.4	-9.1	27.3	16	25.5	10.1
9	-15.7	50.1	60.6	-18.5	16	10.8	25.3	10.3
8	-23.7	168.1	102.7	-27.7	18	11.9	24.7	10
7	-31.4	330.8	146	-36.7	16.5	11.4	23.8	9.7
6	-38.8	524.3	183.5	-45.1	16.5	10.8	22.4	9.2
5	-45.5	747.6	216.9	-52.8	16.2	9.9	20.3	8.4
4	-51.3	997.7	246.3	-59.5	15.6	8.6	17.6	7.3
3	-56.2	1268.7	270.3	-65	15.2	7.1	14.3	6
2	-59.7	1569.5	294.8	-68.9	11.9	4.4	10.2	4.2
1	-61.7	1847.6	295.6	-70.9	19.6	5.4	5.3	2.3

Tabla 69. Fuerzas de diseño por gravitacional para muros, columnas y vigas en el DBDD.

Nivel	Muros			Columnas			Vigas	
	Pu (t)	Mu (t-m)	Vu (t)	Pu (t)	Mu (t-m)	Vu (t)	Mu (t-m)	Vu (t)
10	33.1	10.5	6.9	34.5	6.2	3.9	14.1	4.9
9	72.8	9	4.9	76.5	4.2	2.8	16.6	5.5
8	112.3	9.2	5.3	119.1	4.5	3.1	15.6	6
7	151.6	8.8	5.1	162	4.3	3	15.5	6
6	190.7	8.6	4.9	205.4	4.3	3	14.8	6
5	229.5	8.3	4.8	249.3	4.2	2.9	14.2	6
4	268	8.1	4.6	293.8	4.2	2.9	13.5	6
3	306.2	7.4	4.3	338.9	4.2	2.8	12.7	6
2	344	8.5	4.6	384.6	4.6	3	12	6
1	381.6	3	2.6	431	3.9	2.1	11.1	6

Con esto se concluye la etapa 2 de diseño, en este caso debido a la regularidad del edificio se obtiene el mismo resultado en las dos direcciones de análisis; sin embargo, en edificios irregulares se debe realizar la etapa 1 y 2 en ambas direcciones.

### Etapa 3. Diseño de los elementos de concreto

Priestley *et al.* (2007) menciona que el diseño de los elementos de concreto reforzado deberá realizarse por capacidad, en donde, se pretende tener control en los mecanismos de falla, considerando la ocurrencia de articulaciones plásticas en los elementos de concreto y así evitar fallas frágiles. Sin embargo, en esta investigación el diseño de los elementos de concreto se realizará bajo las recomendaciones de las NTC – Concreto (2021) con los criterios que garantizan un comportamiento dúctil de la estructura. Así mismo, se deberá considerar la amplificación por efecto de los modos superiores para el diseño de los elementos.

#### Paso 14. Ductilidad del sistema

Para hacer uso de las recomendaciones de diseño de las NTC – Concreto (2021) se deberá conocer la ductilidad general del sistema, Priestley *et al.* (2007) establece que la ductilidad del sistema se puede obtener con la siguiente expresión:

$$\mu_{sis} = \frac{\mu_{muros}V_{b,muros} + \mu_{marcos}V_{b,marcos}}{V_b} \quad (4.84)$$

En este caso se tiene que:

$$\mu_{sis} = \frac{\mu_{muros}V_{b,muros} + \mu_{marcos}V_{b,marcos}}{V_b} = \frac{(2.18)*(0.7) + (1.25)*(0.3)}{1} = 1.90$$

En este sentido, se puede catalogar nuestra estructura como de ductilidad baja por lo cual el diseño del edificio seguirá las recomendaciones de las NTC – Concreto (2021) para estructuras con dicha ductilidad.

*Paso 15. Diseño por flexocompresión y cortante de los muros*

Para el diseño de los muros se deberá considerar una envolvente bilineal de diseño bajo los efectos de deformaciones por flexión a partir de la formación de articulación plástica en la base del muro, obteniéndose bajo los criterios de las NTC – Concreto (2021).

Los momentos y cortantes se tomaran del caso sísmico de la tabla 68 dado que se tienen las mayores solicitaciones de diseño, por lo que se tiene lo siguiente:

$$M_{bm} = 1847.6 \text{ t-m}$$

$$V_{bm} = 295.6 \text{ t}$$

$$H_m = 35 \text{ m}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$H_m/L = 5.84$$

$$M_{bm}/4V_{bm} = 1.57 \text{ m}$$

Como  $H_m/L > 2$  se debe determinar la altura crítica, respectivamente  $L > M_{bm}/4V_{bm}$  por lo tanto la altura crítica ( $H_{cr}$ ) será igual  $L$ . Por motivos prácticos se tomara  $H_{cr} = 7 \text{ m}$  considerando los dos primeros niveles. En la figura 47 se muestra el diagrama de momento flexionante de diseño para los muros.

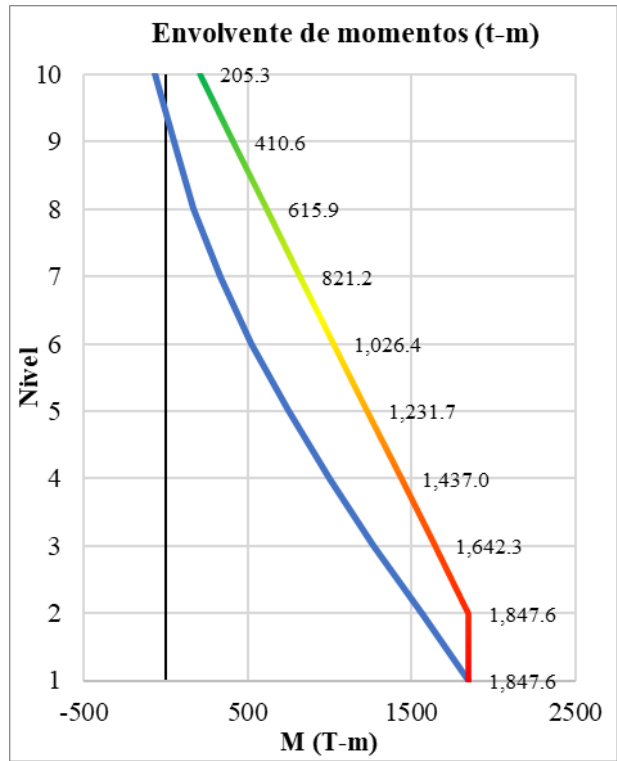


Figura 47. Envlovente de momentos flexionantes para el diseño por desplazamientos.

De esta manera se deberá realizar la revisión de  $P_u$  tal como lo indica la NTC – Concreto (2021), esto se resume en la tabla 70.

Tabla 70. Revisión de  $P_u$  para el DBDD.

Nivel	$P_u$ (t)	$P_u < 0.3FR_t L f'_c$
10	33.10	Cumple
9	72.80	Cumple
8	112.30	Cumple
7	151.60	Cumple
6	190.70	Cumple
5	229.50	Cumple
4	268.00	Cumple
3	306.20	Cumple
2	344.00	Cumple
1	381.60	Cumple

Retomando el procedimiento de diseño de la NTC – Concreto (2021) expuesto en la sección del diseño basado en fuerzas, aplicando la expresión 4.58 se obtiene que el área de acero necesaria es la mostrada en la tabla 71.

Tabla 71. Revisión para aplicar la ecuación 4.55 en muros del DBDD.

Nivel	$M_u$ (t-m)	$t$ (cm)	$H_m/L$	$z$ (cm)	$A_s$ , necesaria (cm <sup>2</sup> )	$d = 0.85 L$ (cm)	$p = A_s/d*t$	$p < 0.008$
10	205.3	30	5.83	480	13.58	510	0.001	Cumple
9	410.6	30			27.15	510	0.002	Cumple
8	615.9	30			40.73	510	0.003	Cumple
7	821.2	30			54.31	510	0.004	Cumple
6	1026.4	30			67.89	510	0.004	Cumple
5	1231.7	30			81.46	510	0.005	Cumple
4	1437.0	30			95.04	510	0.006	Cumple
3	1642.3	30			108.62	510	0.007	Cumple
2	1847.6	30			122.20	510	0.008	Cumple
1	1847.6	30			122.20	510	0.008	Cumple

En consecuencia en la tabla 72 se muestra la designación de acero vertical distribuido según las disposiciones de la tabla 47 y en un ancho efectivo de 1.0 m como se mencionó en el diseño basado en fuerza considerando el área de acero de la tabla 71.

Tabla 72. Acero de refuerzo vertical en los extremos por flexión en muros para el DBDD.

Nivel	t (cm)	As, necesaria (cm <sup>2</sup> )	As proporcionado		d (cm)	preal
			Designación	(cm <sup>2</sup> )		
10	30	13.58	<b>12 Va. #8</b>	60.84	510	0.004
9	30	27.15				
8	30	40.73				
7	30	54.31				
6	30	67.89	<b>12 Va. #10</b>	95.28	510	0.006
5	30	81.46				
4	30	95.04				
3	30	108.62	<b>16 Va. #10</b>	127.04	510	0.008
2	30	122.20				
1	30	122.20				

*Refuerzo contra pandeo lateral*

El refuerzo contra pandeo lateral para restringir el acero vertical en los extremos se usará varilla del número 4, en la tabla 73 se muestran las condiciones de separación de estos estribos y grapas bajo las condiciones de las NTC – Concreto (2021) mencionadas anteriormente.

Tabla 73. Refuerzo contra pandeo lateral del refuerzo vertical en los extremos para el DBDD.

Nivel	t (cm)	Condición 1	Condición 2	Condición 3
10	30	25.4	30.48	15
9	30			
8	30			
7	30			
6	30	25.4	30.48	15
5	30			
4	30			
3	30	25.4	30.48	15
2	30			
1	30			

De acuerdo con lo anterior se define que el acero contra pandeo lateral proporcionado con estribos y grapas del número 4 se colocará a una separación de 15 cm según la tabla 71.

Para el diseño por cortante se deberán seguir las recomendaciones de las NTC – Concreto (2021), sin embargo, debido a la forma en la que se obtuvieron los elementos mecánicos se deberá considerar una envolvente de diseño lineal Priestley *et al.* (2007) establece que se deberán tomar en cuenta los efectos de amplificación dinámica y



sobrerresistencia, sin embargo, en su propuesta se obtienen ampliaciones que duplican los valores de cortante. Lo anterior puede resultar excesivo y llevar a diseños con mucho acero por cortante.

Dicho lo anterior se propone una envolvente lineal considerando un factor de sobrerresistencia igual a 1.2 si se consideró el acero por deformación, el cortante del último nivel se tomara igual a 40% del cortante en la base, es decir:

$$V_{DB} = \phi^0 V_{m,base} \tag{4.85}$$

$$V_{DA} = 0.4V_D \tag{4.86}$$

donde,  $\phi^0$  es el factor de sobrerresistencia considerando el endurecimiento por deformación en el refuerzo a flexión igual a 1.2,  $V_{DB}$  es el cortante en la base del muro y  $V_{DA}$  es el cortante en el ultimo nivel del edificio.

En la figura 48 se muestra la envolvente de cortante para el diseño de los muros, se observa que tanto los momentos como el cortante obtenidos con el método por desplazamientos son superiores a los obtenidos en el diseño basado en fuerza.

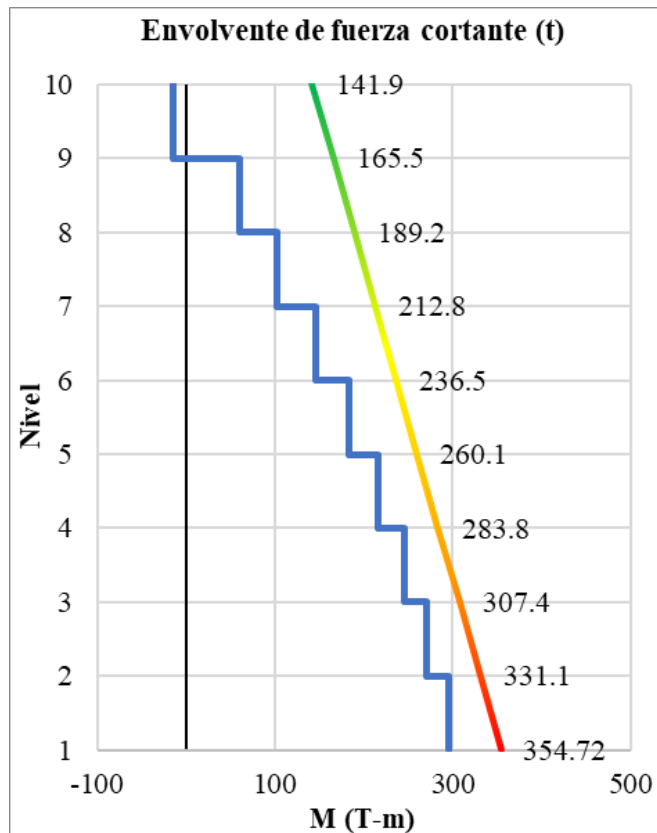


Figura 48. Envolvente de fuerza cortante para el diseño de muros en el DBDD.

Ya definida la fuerza cortante de diseño se determina el refuerzo por cortante para los muros. En la tabla 74 se muestra la revisión del cortante de diseño según la NTC – Concreto (2021).

Tabla 74. Revisión de fuerza cortante de diseño  $V_u$  en el DBDD.

Nivel	$V_u$ (t)	H (cm)	t (cm)	L (cm)	Hm/L	$V_u < 2F_R A_c m \sqrt{f'c}$
10	141.9	350.0	30	600	5.83	Cumple
9	165.5	350.0	30	600		Cumple
8	189.2	350.0	30	600		Cumple
7	212.8	350.0	30	600		Cumple
6	236.5	350.0	30	600		Cumple
5	260.1	350.0	30	600		Cumple
4	283.8	350.0	30	600		Cumple
3	307.4	350.0	30	600		Cumple
2	331.1	350.0	30	600		Cumple
1	354.7	350.0	30	600		Cumple

Dado que la relación  $H_m / L$  es mayor a 2 y la cuantía longitudinal  $p$  es menor que 0.015 para determinar  $V_{cr}$  usaremos la expresión 4.61 obteniendo los valores mostrados en la tabla 75.

Tabla 75. Resistencia a fuerza cortante aportada por el concreto en el DBDD.

Nivel	$V_u$ (t)	H (cm)	t (cm)	L (cm)	Hm/L	P	d (cm)	$V_{cr}$ (t)
10	141.9	350.0	30	600	5.83	0.004	480	47.7
9	165.5	350.0	30	600			480	47.7
8	189.2	350.0	30	600			480	47.7
7	212.8	350.0	30	600			480	47.7
6	236.5	350.0	30	600		0.006	480	55.4
5	260.1	350.0	30	600			480	55.4
4	283.8	350.0	30	600			480	55.4
3	307.4	350.0	30	600		0.008	480	62.5
2	331.1	350.0	30	600			480	62.5
1	354.7	350.0	30	600			480	62.5

Para el refuerzo del alma vertical en los muros se usaran dos capas con varillas del número 3 para los niveles 10 a 7 y número 4 para los niveles 6 a 1.

Para el refuerzo del alma transversal se tomarán varillas del número 3 en dos capas en todos los niveles, en la tabla 76 se muestran las cuantías  $p_n$  y  $p_m$  para satisfacer la  $V_{sr}$  necesaria.

Tabla 76. Cuantías del refuerzo a fuerza cortante en ambas direcciones en el DBDD

Nivel	Vu (t)	Vcr (t)	Vsr (t)	Acm (cm <sup>2</sup> )	p <sub>m</sub>	p <sub>n</sub>
10	141.9	47.7	94.2	18000	0.0025	0.0025
9	165.5	47.7	117.8	18000	0.0025	0.0025
8	189.2	47.7	141.5	18000	0.0025	0.0025
7	212.8	47.7	165.1	18000	0.0029	0.0025
6	236.5	55.4	181.1	18000	0.0032	0.0025
5	260.1	55.4	204.7	18000	0.0036	0.0025
4	283.8	55.4	228.4	18000	0.0040	0.0025
3	307.4	62.5	244.9	18000	0.0043	0.0025
2	331.1	62.5	268.6	18000	0.0047	0.0025
1	354.7	62.5	292.2	18000	0.0052	0.0025

En la tabla 77 se presenta la separación  $s_n$  y  $s_m$  obtenida con las expresiones 4.65 y 4.66 únicamente despejándolas.

Tabla 77. Separación del refuerzo a fuerza cortante en ambas direcciones en el DBDD.

Nivel	p <sub>m</sub>	p <sub>n</sub>	S <sub>m</sub> (cm)	S <sub>n</sub> (cm)
10	0.0025	0.0025	33.8	19.0
9	0.0025	0.0025	19.0	19.0
8	0.0025	0.0025	19.0	19.0
7	0.0029	0.0025	16.3	19.0
6	0.0032	0.0025	26.4	19.0
5	0.0036	0.0025	23.4	19.0
4	0.0040	0.0025	21.0	19.0
3	0.0043	0.0025	19.6	19.0
2	0.0047	0.0025	17.8	19.0
1	0.0052	0.0025	16.4	19.0

Considerando lo presentado en la tabla 77 y para tener una mejor distribución del refuerzo se tomarán las separaciones de la tabla 78 para los niveles que se muestran.

Tabla 78. Distribución del acero de refuerzo por cortante en el DBDD.

Niveles	Distribución vertical	Distribución Horizontal
Nivel 10 a 7	Varilla del número 3 a cada 15 cm	Varilla del número 3 a cada 15 cm
Nivel 6 a 4	Varilla del número 4 a cada 15 cm	Varilla del número 3 a cada 15 cm
Nivel 3 a 1	Varilla del número 4 a cada 15 cm	Varilla del número 3 a cada 15 cm

Para finalizar el diseño de los muros en la figura 49 se presenta el detallado del acero de refuerzo obtenido en el diseño basado en desplazamientos para los muros.

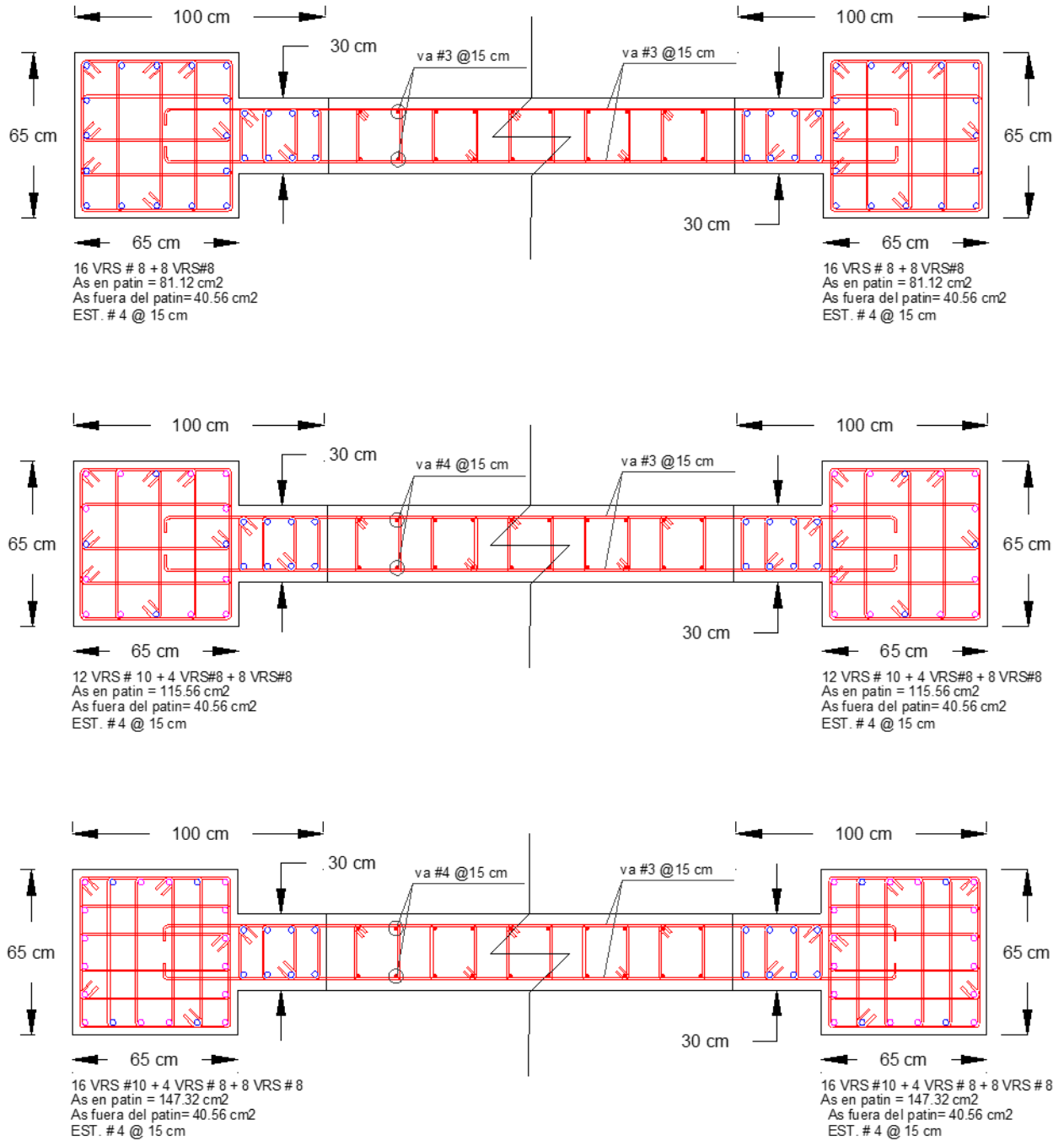


Figura 49. Detallado del refuerzo en muros obtenido en el diseño por desplazamientos.

Paso 16. Diseño por flexocompresión y cortante de las columnas

Como se mencionó anteriormente para el diseño de columnas se obtuvieron los elementos mecánicos mostrados en la tablas 68 y 69, así también como vimos en la tabla 37 del diseño basado en fuerzas todas las secciones cumplen las condiciones geométricas establecidas por las NTC – Concreto (2021).

Como se tienen las mismas dimensiones de columnas, trabes y muros que en el diseño basado en fuerza, la amplificación de momentos por efectos de esbeltez tendrá los mismos factores de incremento como se muestra en la tabla 79.

Nivel	fas	M <sub>1b</sub> (t-m)	M <sub>1s</sub> (t-m)	Mu (t-m)
10	1.017	6.20	27.30	33.97
9	1.018	4.20	16.00	20.49
8	1.019	4.50	18.00	22.85
7	1.021	4.30	16.50	21.15
6	1.022	4.30	16.50	21.16
5	1.023	4.20	16.20	20.76
4	1.022	4.20	15.60	20.14
3	1.020	4.20	15.20	19.70
2	1.016	4.60	11.90	16.69
1	1.009	3.90	19.60	23.67

Así bien para que se cumpla con el criterio columna fuerte – viga débil la NTC – Concreto (2021) menciona que todas las columnas deberán satisfacer la siguiente condición:

$$\sum M_c \geq 1.2 \sum M_{vg} \tag{4.95}$$

donde,  $\sum M_c$  es la suma del momento flexionante de las columnas que llegan a la intersección viga – columnas,  $\sum M_{vg}$  es la suma del momento flexionante de diseño de las vigas que llegan a la intersección vigas – columnas. En la figura 50 se muestra un ejemplo de la revisión para una intersección viga – columna del primer nivel.

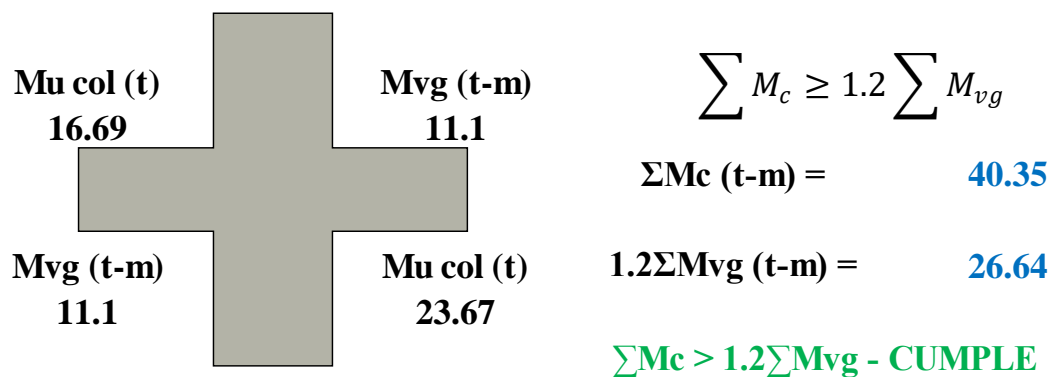


Figura 50. Revisión de momento para cumplir viga débil – columna fuerte en el DBDD.

En la tabla 80 se muestran las revisiones para cada nivel considerando los momentos máximos de las vigas, es decir, el mayor del análisis gravitacional o sísmico. Para la condición de las columnas en azotea no es necesario cumplir con la ecuación 4.95.

Tabla 80. Revisión de momentos flexionantes en columnas en el DBDD.

Nivel	M <sub>u</sub> (t)	M <sub>vg</sub> (t)	1.2ΣM <sub>vg</sub> (t)	Revisión	M <sub>Dcu</sub> (t)	Nueva Revisión
10	33.97	12.75	--	--	33.97	--
9	20.49	25.3	60.72	No cumple	28.68	Cumple
8	22.85	24.7	59.28	No cumple	30.62	Cumple
7	21.15	23.8	57.12	No cumple	27.49	Cumple
6	21.16	22.4	53.76	No cumple	26.46	Cumple
5	20.76	20.3	48.72	No cumple	24.92	Cumple
4	20.14	17.6	42.24	No cumple	24.17	Cumple
3	19.70	14.3	34.32	Cumple	19.70	Cumple
2	16.69	12	28.8	Cumple	16.69	Cumple
1	23.67	11.1	26.64	Cumple	23.67	Cumple

En la tabla 80 se muestra que en algunos niveles no se cumple la condición de la ecuación 4.95, en este caso se incrementaron los momentos para cumplir dicha condición y garantizar que las columnas equilibren el momento de las vigas. A continuación en la figura 51 se muestra el diagrama de interacción de las columnas considerando la sección de 65 cm x 65 cm y diferentes cuantías, esto nos permitirá determinar la cuantía de diseño.

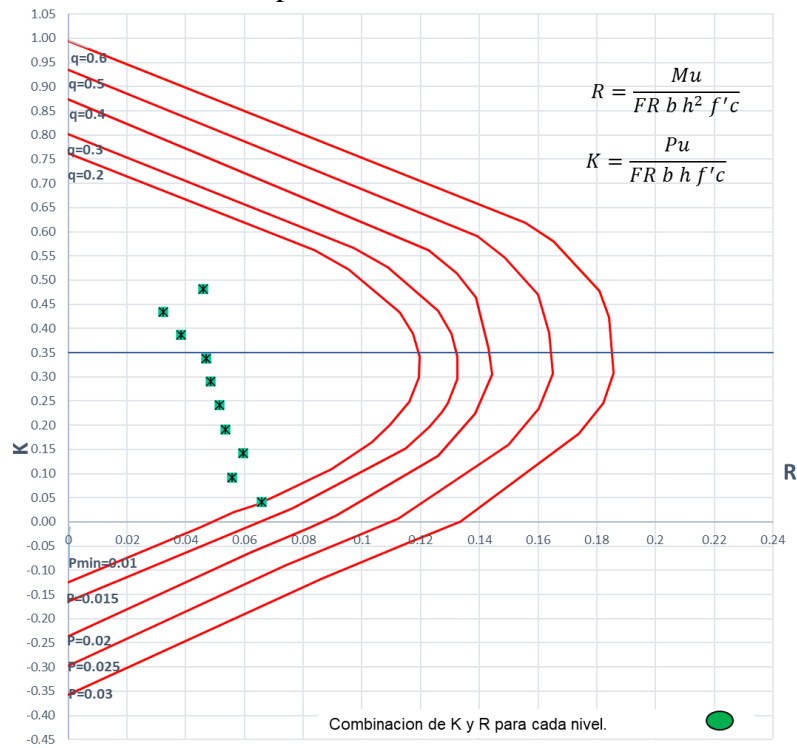


Figura 51. Diagrama de interacción de columnas NTC – Concreto (2021) en el DBDD.

De esta manera se obtienen las combinaciones de Carga – Momento flexionante que se muestran en la tabla 81, dicho esto podemos definir la cuantía de refuerzo con ayuda de diagramas de interacción como lo vimos en el diseño basado en fuerzas.

Tabla 81. Valores de K y R para diseño a flexocompresión de columnas en el DBDD.

Nivel	$P_u$ (t)	$M_u$ (t-m)	K	R	p
10	33.10	33.97	0.04	0.066	0.014
9	72.80	28.68	0.09	0.056	0.014
8	112.30	30.62	0.14	0.059	0.014
7	151.60	27.49	0.19	0.053	0.014
6	190.70	26.46	0.24	0.051	0.014
5	229.50	24.92	0.29	0.048	0.014
4	268.00	24.17	0.34	0.047	0.014
3	306.20	19.70	0.39	0.038	0.014
2	344.00	16.69	0.43	0.032	0.014
1	381.60	23.67	0.48	0.046	0.014

Mientras que en la tabla 82 se presentan las cantidades del refuerzo longitudinal en las columnas de cada nivel.

Tabla 82. Refuerzo longitudinal por flexocompresión en columnas en el DBDD.

Nivel	p	pmin	pmax	$A_s$ , necesario (cm <sup>2</sup> )	$A_s$ , proporcionado		plc real
					Designación	(cm <sup>2</sup> )	
10	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
9	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
8	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
7	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
6	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
5	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
4	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
3	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
2	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014
1	0.014	0.01	0.06	59.2	12 Va. #8 =	60.8	0.014

Se muestra que el armado es igual al obtenido con el diseño basado en fuerzas, ahora podemos determinar el refuerzo de acero por cortante y posteriormente se mostrara el detallado de la sección.

*Diseño por cortante y confinamiento para columnas*

Para el diseño por cortante y confinamiento se dispondrá de los requisitos que se mencionaron en el diseño basado en fuerzas considerando que se tomaran estribos del número 4, en la tabla 83 se muestran los requisitos de separación.

Tabla 83. Separación mínima de estribos en zona central y zona confinada de columnas en el DBDD.

<b>Requisitos en la zona central</b>	<b>Separación (cm)</b>
850/ $\sqrt{f_y}$ veces el diámetro barra longitudinal	33.31 $\approx$ 30
48 veces el diámetro de la barra del estribo	60.96 $\approx$ 60
La mitad de la menor dimensión de la columna	32.5 $\approx$ 35
<b>Requisito en zona confinada</b>	<b>Separación (cm)</b>
425/ $\sqrt{f_y}$ veces el diámetro barra longitudinal	16.6 $\approx$ 15
24 diámetros de la barra del estribo	30.48 $\approx$ 30
Un cuarto de la menor dimensión de la columna	16.2 $\approx$ 15
<b>Longitud de confinamiento</b>	<b>Lc (cm)</b>
La dimensión transversal máxima de la columna	65
Un sexto de su altura libre	350 / 6 = 58.3 $\approx$ 60
No menor que 60 cm	60

*Contribución del concreto a cortante*

La tabla 84 muestra la revisión de la ecuación 4.36 y que ecuación aplicar para determinar  $V_{cr}$ .

Tabla 84. Revisión para la contribución del concreto a cortante en columnas en el DBDD.

<b>Nivel</b>	<b>P<sub>lc</sub></b>	<b>P<sub>u</sub> (t)</b>	<b>&lt; F<sub>R</sub>(0.7f'c A<sub>g</sub> + 2000 A<sub>s</sub>)</b>	
10	0.014	33.10	643.26	aplica ecuación 4.37
9	0.014	72.80	643.26	aplica ecuación 4.37
8	0.014	112.30	643.26	aplica ecuación 4.37
7	0.014	151.60	643.26	aplica ecuación 4.37
6	0.014	190.70	643.26	aplica ecuación 4.37
5	0.014	229.50	643.26	aplica ecuación 4.37
4	0.014	268.00	643.26	aplica ecuación 4.37
3	0.014	306.20	643.26	aplica ecuación 4.37
2	0.014	344.00	643.26	aplica ecuación 4.37
1	0.014	381.60	643.26	aplica ecuación 4.37



La contribución del concreto a cortante se reporta en la tabla 85.

Tabla 85. Revisión para la contribución del concreto a cortante en columnas en el DBDD.

Nivel	$P_u$ (t)	$V_u$ (t)	$V_{cr}$ (t)	$V_{sr, necesario}$ (t)
10	33.10	16.00	22.56	0.00
9	72.80	10.80	22.56	0.00
8	112.30	11.90	22.56	0.00
7	151.60	11.40	22.56	0.00
6	190.70	10.80	22.56	0.00
5	229.50	9.90	22.56	0.00
4	268.00	8.60	22.56	0.00
3	306.20	7.10	22.56	0.00
2	344.00	4.40	22.56	0.00
1	381.60	5.40	22.56	0.00

En la tabla 85 se puede ver que en todos los niveles  $V_{cr}$  es mayor al cortante de diseño  $V_u$ , por lo que no se necesita acero de refuerzo, sin embargo, se utilizará el refuerzo mínimo con la separación de la tabla 83. En la zona central de las columnas rige la separación de 30 cm, mientras que en la zona de confinamiento con una longitud de 65 cm la separación de estribos será de 15 cm.

En la figura 52 se muestra a detalle el resultado del diseño de columnas en los esquemas representativos de las secciones y en elevación, así mismo se agregaron grapas y estribos adicionales como se muestra en la figura para mejorar el detallado estructural.

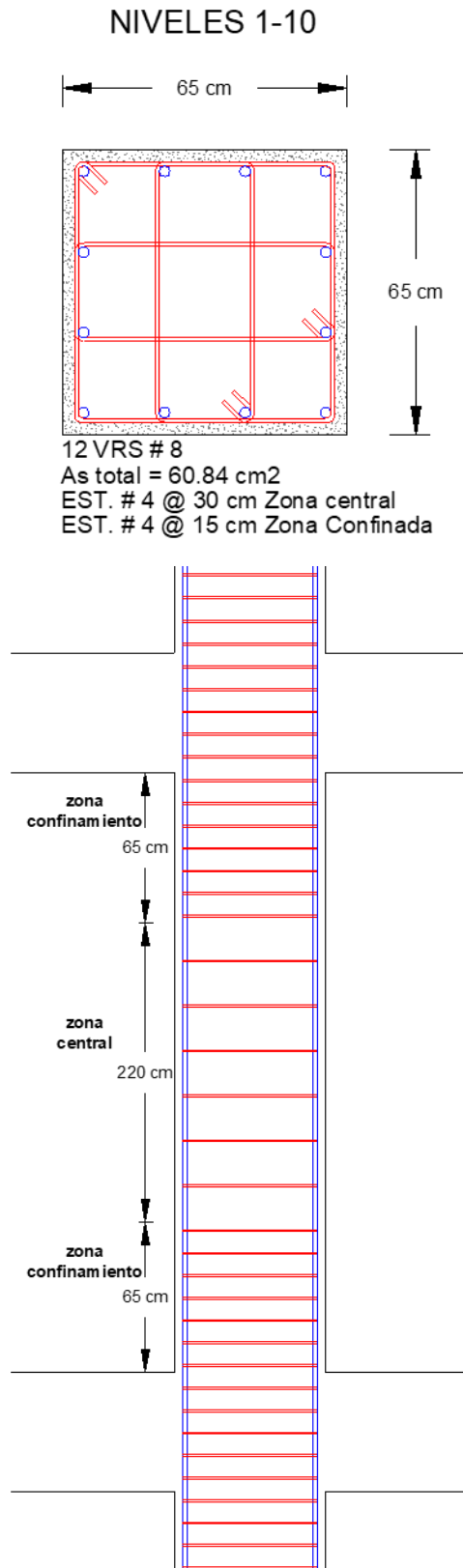


Figura 52. Detallado del refuerzo en columnas para el sistema dual en el diseño por desplazamiento.

## Paso 17. Diseño de vigas por flexión y cortante

Los requisitos generales para vigas se muestran en la tabla 86, en este caso se cumplen las condiciones geométricas.

Tabla 86. Requisitos geométricos en vigas en el diseño por desplazamientos.

Nivel	V <sub>u</sub> (t)	M <sub>u</sub> (-) (t-m)	M <sub>u</sub> (+) (t-m)	h/b <6
10	10.10	25.50	25.50	60/30= 2 <6
9	10.30	25.30	25.30	60/30= 2 <6
8	10.00	24.70	24.70	60/30= 2 <6
7	9.70	23.80	23.80	60/30= 2 <6
6	9.20	22.40	22.40	60/30= 2 <6
5	8.40	20.30	20.30	60/30= 2 <6
4	7.30	17.60	17.60	60/30= 2 <6
3	6.00	14.30	14.30	60/30= 2 <6
2	4.20	12.00	12.00	60/30= 2 <6
1	2.30	11.10	11.10	60/30= 2 <6

Las vigas se revisaran como simplemente armadas, sin embargo, en este caso como los momentos flexionantes de diseño son iguales se deberá colocar el mismo acero de refuerzo en ambos lechos. Se usara un recubrimiento de 5 cm.

Tabla 87. Resistencia a flexión en vigas y acero de refuerzo en el DBDD.

Nivel	M <sub>u</sub> (-) (t-m)	p <sub>min</sub>	p <sub>max</sub>	A <sub>s</sub> , proporcionada		p <sub>lt</sub>	q	M <sub>R</sub> (-) (t-m)
				Designación	cm <sup>2</sup>			
10	25.50	0.003	0.023	3 Va. #8	15.20	0.009	0.18	28.73
9	25.30	0.003	0.023	3 Va. #8	15.20	0.009	0.18	28.73
8	24.70	0.003	0.023	3 Va. #8	15.20	0.009	0.18	28.73
7	23.80	0.003	0.023	3 Va. #8	15.20	0.009	0.18	28.73
6	22.40	0.003	0.023	3 Va. #8	15.20	0.009	0.18	28.73
5	20.30	0.003	0.023	3 Va. #8	15.20	0.009	0.18	28.73
4	17.60	0.003	0.023	3 Va. #8	15.20	0.009	0.18	28.73
3	14.30	0.003	0.023	3 Va. #8	15.20	0.009	0.18	28.73
2	12.00	0.003	0.023	3 Va. #8	15.20	0.009	0.18	28.73
1	11.10	0.003	0.023	3 Va. #8	15.20	0.009	0.18	28.73

En la tabla 87 se presenta los resultados de diseño por flexión de las vigas, considerando un armado constante en todos los niveles y en ambos lechos.

*Diseño por cortante en vigas*

Se debe revisar la resistencia a cortante suministrada por el concreto, en la tabla 88 se reporta que condición aplica.

Tabla 88. Contribución del concreto a cortante en vigas en el DBDD.

Nivel	$V_u$ (t)	plt	Revisión plt	$V_{cr}$ (t)
10	10.10	0.009	Aplica ecuación 4.47	7.52
9	10.30	0.009	Aplica ecuación 4.47	7.52
8	10.00	0.009	Aplica ecuación 4.47	7.52
7	9.70	0.009	Aplica ecuación 4.47	7.52
6	9.20	0.009	Aplica ecuación 4.47	7.52
5	8.40	0.009	Aplica ecuación 4.47	7.52
4	7.30	0.009	Aplica ecuación 4.47	7.52
3	6.00	0.009	Aplica ecuación 4.47	7.52
2	4.20	0.009	Aplica ecuación 4.47	7.52
1	2.30	0.009	Aplica ecuación 4.47	7.52

En este sentido, se debe revisar si  $V_u$  es mayor o menor al valor calculado con la expresión 4.52 y de igual forma si  $V_{cr}$  con la expresión 4.51.

En la tabla 89 se muestra el resultado de las revisiones anteriormente mencionadas, ambas condiciones se cumplen.

Tabla 89. Revisión de  $V_u$  y  $V_{cr}$  para vigas en el DBDD.

Nivel	$V_{cr}$ (t)	$\leq F_R 1.5 \sqrt{f'c} bd$	$V_u$ (t)	$\leq F_R 2.5 \sqrt{f'c} bd$
10	7.52	Cumple	10.10	Cumple
9	7.52	Cumple	10.30	Cumple
8	7.52	Cumple	10.00	Cumple
7	7.52	Cumple	9.70	Cumple
6	7.52	Cumple	9.20	Cumple
5	7.52	Cumple	8.40	Cumple
4	7.52	Cumple	7.30	Cumple
3	7.52	Cumple	6.00	Cumple
2	7.52	Cumple	4.20	Cumple
1	7.52	Cumple	2.30	Cumple

En consecuencia en la tabla 90 se reporta la resistencia necesaria que deberá aportar el acero de refuerzo transversal ( $V_{sr}$ ).

Tabla 90.  $V_{sr}$  necesario para las vigas en el DBDD.

Nivel	$V_u$ (t)	$V_{cr}$ (t)	$V_{sr, necesario}$ (t)
10	10.10	7.52	2.58
9	10.30	7.52	2.78
8	10.00	7.52	2.48
7	9.70	7.52	2.18
6	9.20	7.52	1.68
5	8.40	7.52	0.88
4	7.30	7.52	0.00
3	6.00	7.52	0.00
2	4.20	7.52	0.00
1	2.30	7.52	0.00

Así bien, en la tabla 91 se exponen los cálculos de separación, la resistencia aportada por el acero suministrado y la resistencia a fuerza cortante total de las vigas.

Tabla 91. Resistencia a cortante por el acero de refuerzo en vigas en el DBDD.

Nivel	$V_{sr, necesario}$ (t)	No. Ramas	Av Est. #4 (cm)	$S_{necesaria}$ (cm)	$S_{min}$ (cm)	$S_{max}$ (cm)	$S_{real}$ (cm)	$V_{sr, real}$ (t)
10	2.58	2	1.27	204.6	6	27.5	20	22.00
9	2.78	2	1.27	189.9	6	27.5	20	22.00
8	2.48	2	1.27	212.8	6	27.5	20	22.00
7	2.18	2	1.27	242.1	6	27.5	20	22.00
6	1.68	2	1.27	314.1	6	27.5	20	22.00
5	0.88	2	1.27	599.1	6	27.5	20	22.00
4	0.00	2	1.27	--	6	27.5	20	22.00
3	0.00	2	1.27	--	6	27.5	20	22.00
2	0.00	2	1.27	--	6	27.5	20	22.00
1	0.00	2	1.27	--	6	27.5	20	22.00

De esta manera se asegura que la resistencia a fuerza cortante de las vigas sea mayor a la demanda por el análisis sísmico basado en desplazamientos.

En la figura 53 se presenta el detallado del refuerzo en vigas, los estribos como ya se menciono en el diseño basado en fuerzas tendrán la misma separación a lo largo de las vigas.

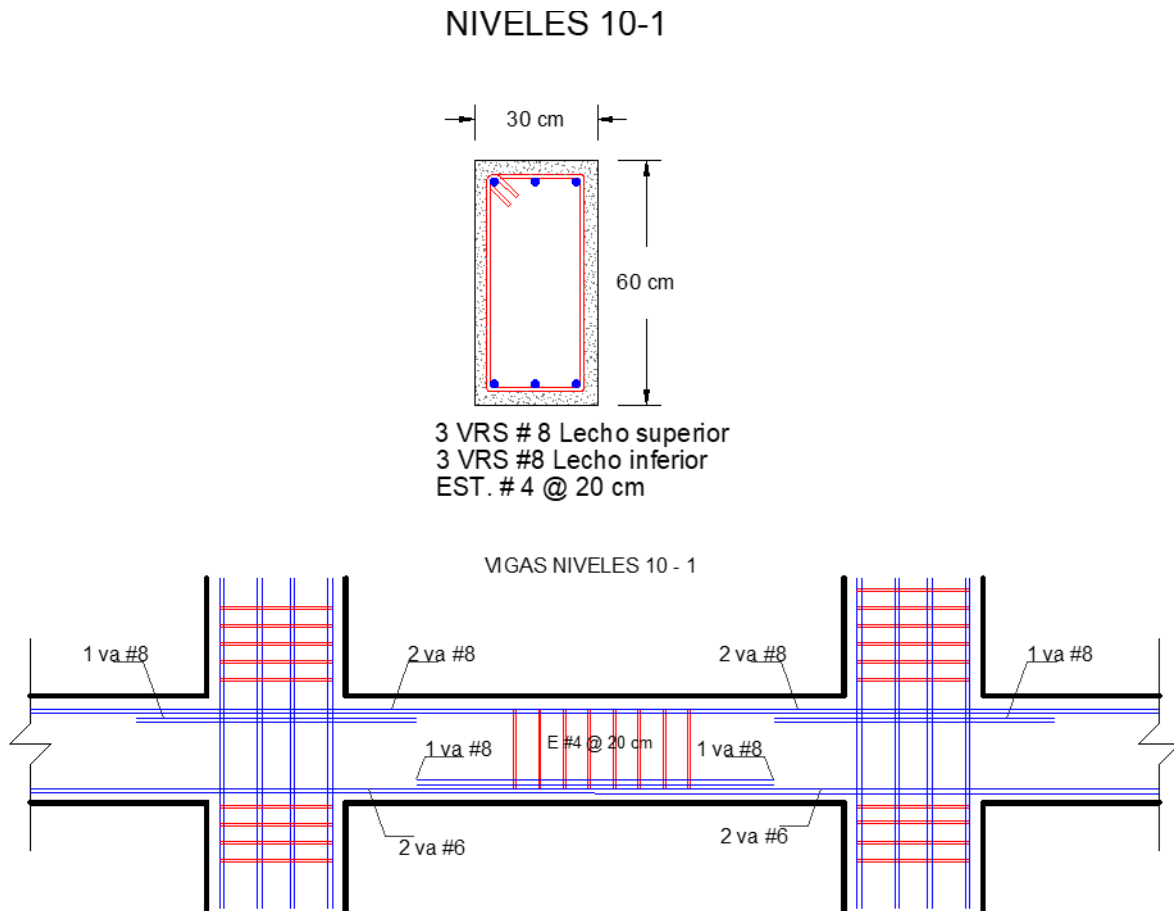


Figura 53. Detallado del refuerzo en vigas en el diseño por desplazamientos.

Con lo anterior se concluye en diseño basado en desplazamientos, es importante mencionar que en este ejemplo de aplicación se tomaron en cuenta las consideraciones de las NTC – Concreto (2021) para el diseño de los elementos estructurales y poder aplicar la metodología en la práctica mexicana.

#### 4.4.4 Análisis y comparación de resultados

En este trabajo se han expuesto tres ejemplos de aplicación, en donde, se diseñaron tres edificios de 10 niveles para su uso como departamentos ubicados en la Ciudad de México, específicamente en la zona de transición como ya se mencionó con anterioridad. En la tabla 92 se presentan las características de diseño de los edificios.

Tabla 92. Características de ejemplos de aplicación al diseño

Caso	Estructuración	Análisis sísmico	Columnas	Vigas	Muros
			Dimensiones	Dimensiones	Dimensiones
Edificio 1	Marcos rígidos	Basado en fuerzas RCDF (2017)	90 cm x 90 cm	90 cm x 40 cm	No aplica
Edificio 2	Sistema dual marcos - muros	Basado en fuerzas RCDF (2017)	65 cm x 65 cm	60 cm x 30 cm	Largo: 600 cm Espesor: 30 cm
Edificio 3	Sistema dual Marcos - muros	Basado en desplazamientos DBDD	65 cm x 65 cm	60 cm x 30 cm	Largo: 600 cm Espesor: 30 cm

Los edificios diseñados por la filosofía de fuerzas se analizaron con análisis modal espectral obteniendo los espectros de diseño correspondientes según las NTC – Sismo (2020), el edificio diseñado por desplazamientos se analizó bajo la metodología basada en desplazamiento directo. En la figura 54 se muestran las distorsiones obtenidas para cada caso de estudio.

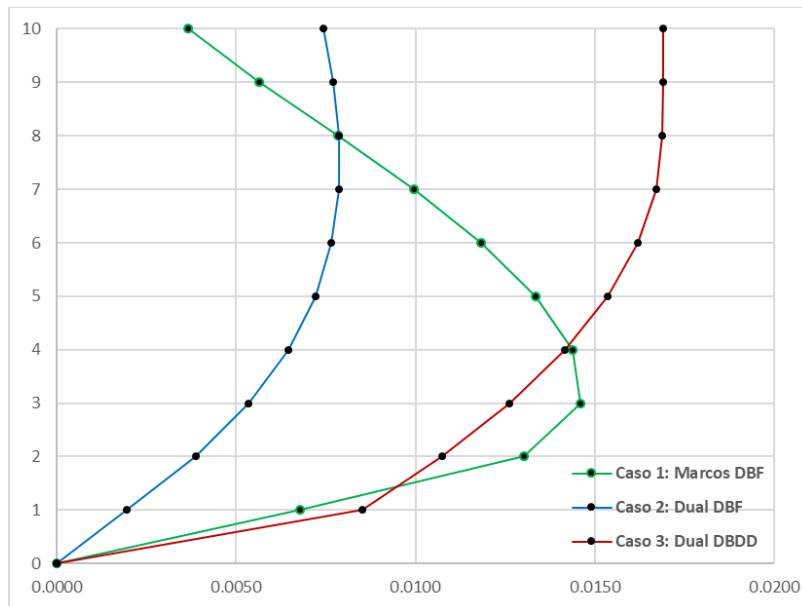


Figura 54. Distorsiones de entrepiso para cada caso de estudio.

En todos los casos de estudio se cumple con los estados límite de diseño, en la figura 54 se aprecia que en el diseño basado en fuerzas se tienen menores distorsiones que en el diseño basado en desplazamientos, sin embargo, en el diseño basado en fuerzas no se tiene

certeza de que estas distorsiones se puedan cumplir bajo el sismo de diseño. En cambio en el diseño basado en desplazamientos se sabe que la estructura tendrá dichos desplazamientos ya que se considero la capacidad de desplazamiento de los sistemas.

En la tabla 93 se muestra el acero de refuerzo obtenido en el diseño basado en fuerzas de sistema con marcos rígidos.

Tabla 93. Acero de refuerzo en el diseño basado en fuerzas del sistema de marcos.

Nivel	Columnas 90 cm x 90 cm		Trabes 90 cm x 40 cm	
	Acero Longitudinal	Acero transversal	Acero Longitudinal	Acero transversal
10	16 Va. #10	Est. #4 @40	6 Va. #8	Est. #4 @20
9	16 Va. #10	Est. #4 @40	6 Va. #8	Est. #4 @20
8	16 Va. #10	Est. #4 @40	6 Va. #8	Est. #4 @20
7	16 Va. #10	Est. #4 @40	6 Va. #8	Est. #4 @20
6	16 Va. #10	Est. #4 @40	8 Va. #8	Est. #4 @20
5	16 Va. #10	Est. #4 @40	8 Va. #8	Est. #4 @20
4	16 Va. #10	Est. #4 @40	8 Va. #8	Est. #4 @20
3	16 Va. #10	Est. #4 @40	8 Va. #8	Est. #4 @20
2	16 Va. #10	Est. #4 @40	8 Va. #8	Est. #4 @20
1	20 Va. #10	Est. #4 @40	8 Va. #8	Est. #4 @20

En la tabla 94 se muestra el acero de refuerzo obtenido en el diseño basado en fuerzas del sistema dual con marcos y muros.

Tabla 94. Acero de refuerzo en el diseño basado en fuerzas del sistema dual.

Nivel	Columnas 65 cm x 65 cm		Trabes 60 cm x 30 cm		Muros 30 cm de espesor			
	Acero Longitudinal	Acero transversal	Acero Longitudinal	Acero transversal	Vertical extremos	Transversal Extremos	Vertical alma	Transversal alma
10	12 Va. #8	Est. #4 @30	5 Va. #6	Est. #4 @20	8 Va. #8	Est. #4 @15	Va. #3 @ 15	Va. #3 @ 15
9	12 Va. #8	Est. #4 @30	5 Va. #6	Est. #4 @20	8 Va. #8	Est. #4 @15	Va. #3 @ 15	Va. #3 @ 15
8	12 Va. #8	Est. #4 @30	5 Va. #6	Est. #4 @20	8 Va. #8	Est. #4 @15	Va. #3 @ 15	Va. #3 @ 15
7	12 Va. #8	Est. #4 @30	5 Va. #6	Est. #4 @20	8 Va. #8	Est. #4 @15	Va. #3 @ 15	Va. #3 @ 15
6	12 Va. #8	Est. #4 @30	5 Va. #6	Est. #4 @20	10 Va. #8	Est. #4 @15	Va. #3 @ 15	Va. #3 @ 15
5	12 Va. #8	Est. #4 @30	5 Va. #6	Est. #4 @20	10 Va. #8	Est. #4 @15	Va. #3 @ 15	Va. #3 @ 15
4	12 Va. #8	Est. #4 @30	5 Va. #6	Est. #4 @20	10 Va. #8	Est. #4 @15	Va. #3 @ 15	Va. #3 @ 15
3	12 Va. #8	Est. #4 @30	5 Va. #6	Est. #4 @20	10 Va. #10	Est. #4 @15	Va. #3 @ 15	Va. #3 @ 15
2	12 Va. #8	Est. #4 @30	5 Va. #6	Est. #4 @20	10 Va. #10	Est. #4 @15	Va. #3 @ 15	Va. #3 @ 15
1	12 Va. #8	Est. #4 @30	5 Va. #6	Est. #4 @20	10 Va. #10	Est. #4 @15	Va. #3 @ 15	Va. #3 @ 15



En la tabla 95 se muestra el acero de refuerzo obtenido en el diseño basado en desplazamientos directos del sistema dual con marcos y muros.

Tabla 95. Acero de refuerzo en el diseño basado en desplazamientos del sistema dual.

Nivel	Columnas 65 cm x 65 cm		Trabes 60 cm x 30 cm		Muros 30 cm de espesor			
	Acero Longitudinal	Acero transversal	Acero Longitudinal	Acero transversal	Vertical extremos	Transversal Extremos	Vertical alma	Transversal alma
10	12 Va. #8	Est. #4 @30	6 Va. #6	Est. #4 @20	12 Va. #8	Est. #4 @15	Va. #3 @ 15	Va. #3 @ 15
9	12 Va. #8	Est. #4 @30	6 Va. #6	Est. #4 @20	12 Va. #8	Est. #4 @15	Va. #3 @ 15	Va. #3 @ 15
8	12 Va. #8	Est. #4 @30	6 Va. #6	Est. #4 @20	12 Va. #8	Est. #4 @15	Va. #3 @ 15	Va. #3 @ 15
7	12 Va. #8	Est. #4 @30	6 Va. #6	Est. #4 @20	12 Va. #8	Est. #4 @15	Va. #3 @ 15	Va. #3 @ 15
6	12 Va. #8	Est. #4 @30	6 Va. #6	Est. #4 @20	12 Va. #10	Est. #4 @15	Va. #4 @ 15	Va. #3 @ 15
5	12 Va. #8	Est. #4 @30	6 Va. #6	Est. #4 @20	12 Va. #10	Est. #4 @15	Va. #4 @ 15	Va. #3 @ 15
4	12 Va. #8	Est. #4 @30	6 Va. #6	Est. #4 @20	12 Va. #10	Est. #4 @15	Va. #4 @ 15	Va. #3 @ 15
3	12 Va. #8	Est. #4 @30	6 Va. #6	Est. #4 @20	16 Va. #10	Est. #4 @15	Va. #4 @ 15	Va. #3 @ 15
2	12 Va. #8	Est. #4 @30	6 Va. #6	Est. #4 @20	16 Va. #10	Est. #4 @15	Va. #4 @ 15	Va. #3 @ 15
1	12 Va. #8	Est. #4 @30	6 Va. #6	Est. #4 @20	16 Va. #10	Est. #4 @15	Va. #4 @ 15	Va. #3 @ 15

Finalmente en la tabla 96 se muestran las cantidades totales de acero y concreto de cada uno de los edificios. Se puede observar que en los edificios con sistema dual se reduce considerablemente la cantidad de concreto y acero en columnas y trabes, así también para el edificio diseñado por desplazamiento tiene un incremento en la cantidad de acero comparado con el diseñado por fuerzas, esta situación se atribuye a que la demanda de desplazamientos resultan ser muy generosos, de tal forma, que el buscar controlar el desplazamiento en periodo largo conllevó a implementar mayor acero de refuerzo en comparación con un diseño basado en fuerzas.

Tabla 96. Resumen de cantidad de material para los ejemplos de diseño

Caso	Columnas		Vigas		Muros	
	Concreto (m <sup>3</sup> )	Acero de refuerzo (kg)	Concreto (m <sup>3</sup> )	Acero de refuerzo (kg)	Concreto (m <sup>3</sup> )	Acero de refuerzo (kg)
Marcos DBF	453.60	89,299.05	518.40	68,836.61	No aplica	No aplica
Dual DBF	118.30	22,983.18	216.00	27,895.32	315.70	50,775.85
Dual DBDD	118.30	22,983.18	216.00	45,283.32	315.70	62,087.35

En la figura 55 se muestran dos gráficos comparativos de las cantidades totales de concreto y acero de refuerzo, se observa que los edificios con sistema dual presentan menores cantidades tanto en concreto como en acero.

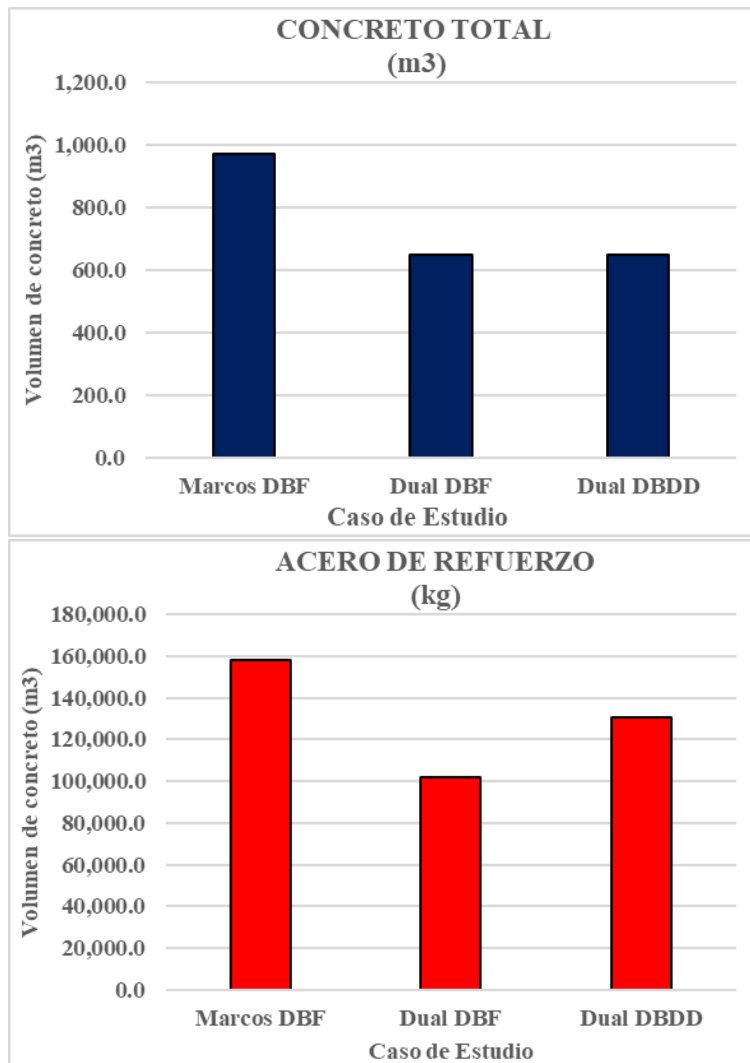


Figura 55. Cantidades totales de concreto y acero para cada caso de estudio.

El DBDD permitió combinar ciertos criterios con las especificaciones de las NTC – Concreto (2021) y su proceso resultó práctico, obteniendo un diseño favorable y con mayor comprensión del desempeño estructural.

## CAPITULO V

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Los criterios de diseño sísmico actuales buscan que durante el sismo de diseño los edificios tengan un control del daño, de tal forma que se garantice su buen desempeño sísmico. De esta manera, los métodos basados en desplazamientos permiten obtener diseños que satisfacen los niveles de desempeño deseados de manera explícita, partiendo de distorsiones objetivo.

Cómo se vio en el desarrollo de este trabajo se expusieron algunas metodologías de diseño sísmico basado en desplazamientos para sistemas duales de concreto reforzado, en donde, se apreció que el método más aceptado es el Diseño Sísmico Basado en Desplazamiento Directo (DBDD).

En este trabajo se propuso un procedimiento de diseño sísmico basado en desplazamiento directo para edificios de concreto reforzado con sistema dual marco – muro, en combinación con algunos conceptos aplicados en el RCDF (2017) y sus Normas Técnicas Complementarias, por lo que con ello se buscó una aplicación sencilla.

Se presentó un ejemplo de aplicación para un edificio destinado a departamentos ubicado en la zona de transición de la Ciudad de México y se comparó con el diseño de un edificio con sistema dual de concreto reforzado bajo el enfoque tradicional del RCDF (2017), además se comparó con el diseño de un edificio de marcos de concreto bajo el enfoque del RCDF (2017). En el análisis de resultados se muestra que el edificio diseñado por desplazamientos tiene una mayor capacidad de deformación, además de conocer su ductilidad real; el edificio con marcos rígidos diseñado por fuerzas tiene la mayor cantidad de concreto y acero que los otros dos; el edificio con sistema dual, diseñado por fuerzas, tiene la misma cantidad de concreto que el diseñado por desplazamientos, sin embargo en el edificio diseñado por desplazamientos se requiere mayor cantidad de acero.

Es importante comentar que para la aplicación del diseño sísmico basado en desplazamientos es fundamental el espectro de diseño en términos de desplazamiento. En este sentido, son pocos los reglamentos a nivel mundial que cuentan con la propuesta directa y explícita de este tipo de espectros. Además la forma del espectro en términos de desplazamiento juega un papel importante, dado que los espectros que se deducen de suelos típicos de transición o de suelo blando de la Ciudad de México son totalmente distintos en su forma a los que se emplean en métodos como el de Priestley *et al.* (2007). Así, por ejemplo, para el caso particular de la Ciudad de México, los espectros de desplazamiento generados pueden tener tres casos; el primero se presenta cuando  $k$  es menor a 1 y la rama después del periodo  $T_b$  desciende, esto da lugar a que se podrían tener dos periodos para un mismo

desplazamiento; el segundo caso es cuando  $k$  es mayor a 1, en donde después del periodo  $T_b$  la rama asciende; el tercer caso es cuando  $k$  es igual a 1 y la rama después del periodo  $T_b$  se mantiene lineal, que es el que se asemeja al que se usa en el método de Priestley *et al.* (2007). En el ejemplo de aplicación desarrollado en este trabajo, se usó el primer caso de los espectros, lo cual conllevó a una gran demanda de desplazamiento y en consecuencia una mayor cantidad de acero para controlar el daño.

Por lo anterior en un futuro habrá que examinar de manera rigurosa como puede influir la forma del espectro de desplazamiento en el diseño sísmico basado bajo este enfoque, de tal manera, que se puedan evaluar posibles ajustes en la metodología del diseño sísmico basado en desplazamiento directo. También se tendrá que trabajar en procedimientos para edificios irregulares, considerando efectos de torsión o excentricidades accidentales que puedan generarse.

El diseño sísmico basado en desplazamientos es un enfoque que permite realizar diseños racionales y confiables, teniendo una mayor comprensión del desempeño estructural del edificio que se quiera proyectar.

## REFERENCIAS

- Alcocer, S. (1995). *Comportamiento y Diseño de estructuras de concreto reforzado: Muros Estructurales*. Centro Nacional de Prevención de Desastres (CENAPRED). Distrito Federal, México.
- American Concrete Intitute, (2019). *Building Code Recomerdings for Structural Concrete*. ACI 318-19.
- Arnold, C., & Reitherman, R. (1982). *Building configuration and seismic design*. John Wiley & Sons.
- Bazán, E., & Meli, R. (2002). *Diseño sísmico de edificios*. Limusa / Noriega Editores.
- Castillo, T., & Ruiz, S. (2014). *Reduction factors for seismic design spectra for structures with viscous energy dampers*. Journal of Earthquake Engineering, 18(3), 323-349.
- CEN (1998). *Eurocode 8 - Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures*. prEN-1998-1:200X, Revised Final PT Draft (preStage 49), Comite Europeen de Normalization, Brussels, Belgium.
- Colegio de Ingenieros Civiles de México (2017). *Resumen preliminar de daños de los inmuebles inspeccionados por las brigadas del CICM del sismo del 19/09/2017*. Ciudad de México, México.
- Córdova Shedan, R. (2017). *Diseño sísmico directo basado en desplazamientos de un sistema estructural dual*. Tesis de Maestría. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Peru.
- Federal Emergency Management Asociation, FEMA., (2000). *Prestandard and commemoration for the seismic rehabilitation of buildings*. November.
- Godho G. A. (2010). *Aspectos Básicos del diseño sísmico de edificios basado en desplazamiento*. Tesis de licenciatura. FES Acatlán. UNAM, México.
- Godho G. A. (2014). *Propuesta de diseño sísmico de edificios basado en desplazamiento*. Tesis de Maestría. FES Acatlán. UNAM, México.
- Gómez Hurtado, C. A. (2015). *Análisis comparativo entre la metodología de diseño basada en fuerzas y la metodología de diseño basada en desplazamientos para sistemas combinados*. Tesis de doctorado. Escuela Colombiana de Ingeniería.
- Hidalgo, P. A., Jordan, R. M., & Martinez, M. P. (2002). *An analytical model to predict the inelastic seismic behavior of shear-wall, reinforced concrete structures*. Engineering Structures, 24(1), 85-98.
- Manual de Diseño de Obras Civiles: Diseño por Sismo (2015)*, Comisión Federal de Electricidad (CFE), Ciudad de México.
- Meli Piralla, R., Miranda Mijares, E., López Navarrete, C., & López Bátiz, Ó. (2019). *Evaluación de los efectos de los sismos de septiembre de 1985 en los edificios de la CDMX*.

- Moehle, J. (2015). *Seismic design of reinforced concrete buildings*. McGraw-Hill Education.
- Morales, A. (2020). *Método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD) aplicado a sistemas mixtos de hormigón armado*. *Obras y proyectos*, (28), 45-57.
- Narváez, V. O., & Angulo, E. R. (2007). *Revisión a 50 años de los daños ocasionados en la Ciudad de México por el sismo del 28 de julio de 1957 con ayuda de investigaciones recientes y sistemas de información geográfica*. *Revista de Ingeniería Sísmica*, (76).
- NTC – Cimentaciones (2017). *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de cimentaciones*. Gaceta oficial de la Ciudad de México, 2017.
- NTC – Concreto (2021). *Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto*. Gaceta oficial de la Ciudad de México, 2021.
- NTC – Criterios y Acciones de Diseño (2017). *Normas técnicas complementarias sobre criterios y acciones para el diseño estructural de las edificaciones*. Gaceta oficial de la Ciudad de México, diciembre, 2017.
- NTC – Sismo (2020). *Normas técnicas complementarias para diseño por sismo*. Gaceta oficial de la Ciudad de México, 2020.
- Ortiz Sánchez, A. (2014). *Diseño sísmico de muros de concreto reforzado. bases para el diseño por desplazamiento*. Tesis de Maestría. Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Paulay, T. y Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons Inc., N.Y., EE.UU.
- Priestley, M. N. (2003). *Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited: The ninth mallet Milne lectura*. 2003 (p. 119). Pavia, Italy: IUSS press.
- Priestley, M. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). *Displacement based seismic design of structures*. IUSS.
- RCDF (2017). *Reglamento de Construcción para la Ciudad de México*. Gaceta oficial de la federación del distrito federal. México.
- Rivera D., Gonzales L. y Godho G. (2017). *Procedimiento simplificado de diseño sísmico de edificios de concreto reforzado basado en conceptos de desplazamiento*. Artículo aceptado para su publicación en el XXI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica.
- San Bartolomé, Á., Quiun, D., & Silva, W. (2011). *Comentarios relativos al tipo de falla en los muros de concreto de edificios chilenos en el sismo del 27 de febrero de 2010*. *Concreto y cemento*. Investigación y desarrollo, 3(1), 36-48.
- Sánchez, R. (2008). *Diseño sísmico de edificios con sistemas duales regulares*. Tesis de Doctorado. Facultad de ingeniería, UNAM, México.

- Sánchez, A. (2013). *Comportamiento sísmico de muros de concreto para vivienda*. División de estudios de posgrado, Facultad de ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, Tesis de Maestría, México, DF., Junio.
- Salawdeh S. (2009). *Displacement based design of vertically irregular frame – wall structures*. Master thesis. Institute Universitario di Studi Superiori di Pavia. Università degli Studi di Pavia, Italy.
- SEAOC. (1995). *Vision 2000 Report on performance based seismic engineering of buildings*. Sacramento, California, USA.
- Sullivan, T. J., Calvi, G. M., Priestley, M. J. N., & Kowalsky, M. J. (2003). *The limitations and performances of different displacement-based design methods*. Journal of Earthquake Engineering.
- Sullivan, T.J. (2005). *Seismic design of frame-wall structures*. PhD thesis, ROSE school, Università degli studi di Pavia, Italy.
- Sullivan, T. J., Priestley, M. J. N. y Calvi, G. M. (2006), *Direct displacement – based design of frame - wall structures*. Journal of earthquake engineering.
- Tu Y. S., Hwang S. J. y Yu H. W. (2006). *Prediction of Load Deflection Response of Low-Rise Shear Walls*. Eighth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, 8NCEE, San Francisco, California.
- Vallejo, L. F. (2018). *Método simplificado para diseño sísmico de edificios de concreto basado en desempeño*. Tesis de Licenciatura. FES Acatlán. UNAM, México.