



**ESPE**  
**UNIVERSIDAD DE LAS FUERZAS ARMADAS**  
**INNOVACIÓN PARA LA EXCELENCIA**

**Análisis, diseño y evaluación del desempeño sísmico de una edificación dual de concreto reforzado de mediana altura, basado en el Método Directo de Desplazamientos**

Andrango Pachacama, Jessica Michelle y Gilces Alcívar, María Guadalupe

Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción

Carrera de Ingeniería Civil

Trabajo de Integración Curricular, previo a la obtención del título de Ingeniera Civil

Ing. Haro Báez, Ana Gabriela PhD.

31 de agosto de 2023



## Plagiarism and AI Content Detection Report

MIC 1\_Andrango Jessica\_Gilces Guada...

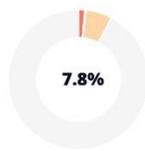
### Scan details

Scan time:  
August 29th, 2023 at 12:44 UTC

Total Pages:  
80

Total Words:  
19786

### Plagiarism Detection



Types of plagiarism		Words
Identical	1.3%	255
Minor Changes	0.2%	38
Paraphrased	5.4%	1066
Omitted Words	12%	2369

### AI Content Detection



Text coverage		Words
AI text	0%	0
Human text	100%	17417

[Learn more](#)

### Plagiarism Results: (53)

#### 4.EDIFICIOS MUROS-PILARES

1.7%

<https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/1232...>

sergio bono

EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICIOS ALTOS  
DIMENSIONADOS MEDIANTE EL MÉTODO DE DISEÑO POR...

#### MTOP\_NEC-SE-DS.pdf

1.5%

<https://amevirtual.gob.ec/wp-content/uploads/2017/05/mto...>

mathieu

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC NEC-SE-DS CARGAS  
SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE 1 CONTENIDO Índice de figuras .....

#### NEC-SE-DS.pdf

1.5%

<http://cici.org.ec/wp-content/uploads/2017/12/nec-se-ds.pdf>

mathieu

NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN - NEC NEC-SE-DS CARGAS  
SÍSMICAS DISEÑO SISMO RESISTENTE 1 CONTENIDO Índice de figuras .....





**Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción**

**Carrera de Ingeniería Civil**

**Certificación**

Certifico que el trabajo de integración curricular: **“Análisis, diseño y evaluación del desempeño sísmico de una edificación dual de concreto reforzado de mediana altura, basado en el Método Directo de Desplazamientos”** fue realizado por las señoritas **Andrango Pachacama, Jessica Michelle y Gilces Alcívar, María Guadalupe**; el mismo que cumple con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, además fue revisado y analizado en su totalidad por la herramienta de prevención y/o verificación de similitud de contenidos; razón por la cual me permito acreditar y autorizar para que se lo sustente públicamente.

**Sangolquí, 31 de agosto de 2023**



**Ing. Haro Báez, Ana Gabriela PhD**

C. C. 1713500302



**Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción**

**Carrera de Ingeniería Civil**

**Responsabilidad de Autoría**

Nosotras, **Andrango Pachacama, Jessica Michelle** y **Gilces Alcívar, María Guadalupe**, con cédulas de ciudadanía n°1724683808 y n°1751182864, declaramos que el contenido, ideas y criterios del trabajo de integración curricular: **“Análisis, diseño y evaluación del desempeño sísmico de una edificación dual de concreto reforzado de mediana altura, basado en el Método Directo de Desplazamientos”** es de nuestra autoría y responsabilidad, cumpliendo con los requisitos legales, teóricos, científicos, técnicos, y metodológicos establecidos por la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE, respetando los derechos intelectuales de terceros y referenciando las citas bibliográficas.

**Sangolquí, 31 de agosto de 2023**

.....  
**Andrango Pachacama, Jessica Michelle**

C.C.: 1724683808

.....  
**Gilces Alcívar, María Guadalupe**

C.C.: 1751182864



**Departamento de Ciencias de la Tierra y de la Construcción**

**Carrera de Ingeniería Civil**

**Autorización de Publicación**

Nosotras, **Andrango Pachacama, Jessica Michelle y Gilces Alcívar, María Guadalupe**, con cédulas de ciudadanía n°1724683808 y n°1751182864, autorizamos a la Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE publicar el trabajo de integración curricular: **“Análisis, diseño y evaluación del desempeño sísmico de una edificación dual de concreto reforzado de mediana altura, basado en el Método Directo de Desplazamientos”** en el Repositorio Institucional, cuyo contenido, ideas y criterios son de nuestra responsabilidad.

**Sangolquí, 31 de agosto de 2023**

**Andrango Pachacama, Jessica Michelle**

C.C.: 1724683808

**Gilces Alcívar, María Guadalupe**

C.C.: 1751182864

### **Dedicatoria**

A Dios, porque me permitió mantenerme fuerte durante mis etapas difíciles.

A mis padres Jorge y Mónica por el cariño y apoyo incondicional que me brindan, por inculcar en mi valores y principios que han forjado mi personalidad.

A mi hermana Joselyn, por ser mi compañía tan preciada y motivación, quien ha sido un apoyo fundamental para alcanzar mis metas.

A mis abuelitos Adelaida y José que tengo la bendición de tenerlos conmigo, quienes me han cuidado y han estado pendiente de mí. Y a mis abuelitos maternos, que la vida no me permitió tenerlos conmigo, pero sé que desde el cielo me protegen.

A mis padrinos Ana y Gustavo que me han cuidado desde la niñez y me han motivado a seguir adelante y no rendirme.

A mi amiga Margarita por ser una amiga incondicional.

A toda mi familia por brindarme su apoyo.

*Jessica Andrango*

### **Dedicatoria**

A mis padres Andrés y Aida, por ser los pilares fundamentales de mi vida y que sin importar mis logros, caídas y tropiezos siempre han estado presentes brindándome su amor, apoyo y paciencia sin considerar el momento o las circunstancias presentadas.

A mi hermano Maykel, por enseñarme que a pesar de las dificultades que nos da la vida siempre va a existir una chispa de alegría que hace que todos los esfuerzos realizados tengan un sentimiento de gran regocijo en nuestros corazones.

A mis abuelitos Rigoberto e Isabel, que sin importar la distancia que nos separa siempre han estado pendientes de mis pasos, por su incondicional amor y por obsequiarme los mejores momentos de mi vida a lo largo de esta travesía.

*Guadalupe Gilces*

## Agradecimiento

A Dios por la vida y por ser mi fortaleza.

A mis amados padres Jorge y Mónica por el trabajo y esfuerzo diario que han realizado para permitirme alcanzar una meta más, por ser mi motivo de superación.

A mi hermana Joselyn, gracias por cada momento compartido, por ser ejemplo de constancia y dedicación. Te amo hermana, Jess y Joss siempre estarán para cuidarse.

A mis queridos abuelitos Adelaida y José verlos cada día realizando alguna actividad me motiva a seguir esforzándome y no rendirme porque las cosas se logran con trabajo duro.

A mis padrinos Ana y Gustavo, por estar presente en todo el transcurso de mi vida estudiantil sus palabras de motivación han sido el empujón que necesitaba para no rendirme.

A toda mi familia por su apoyo, a mis mascotas Dante y Leo por su compañía.

A mis queridas amigas de la universidad Margarita y Grace a quienes tuve la bendición de conocer y compartir hermosos momentos. Margarita gracias por todo, con tu apoyo has logrado que siga esforzándome y no me deje caer durante todo este proceso.

A mi amiga y compañera Lupita, gracias por todos los momentos compartidos eres un ejemplo de dedicación, juntas hemos logrado superar la etapa final para alcanzar la meta.

A Cinthya, Jheff, Fer, Alexander, Dani, Luis, Anthony, Santi, a los amigos y amigas que la universidad me ha permitido conocer y a quienes aprecio tanto, por el trabajo en equipo para superar momentos difíciles y por todos los recuerdos que hemos creado entre nosotros.

A mi estima tutora Dra. Anita Haro quien fue nuestra guía para la realización de este trabajo, gracias por el tiempo brindado para solventar nuestras dudas.

Finalmente, a mi querida Universidad de las Fuerzas Armadas ESPE y a todos los docentes que han sido parte de mi formación académica.

*Jessica Andrango*

## Agradecimiento

A Dios por darme la oportunidad de seguir esta hermosa carrera y por poner en mi camino a excelentes personas que a pesar de todos los buenos y malos momentos me ha dado el coraje y las fuerzas para continuar.

Mi más profundo agradecimiento a mis padres por su inmenso apoyo, a Maykel, Joshelyn, Lady y Alan por los buenos recuerdos y apoyo incondicional.

A mi prima Elizabeth por todas las enseñanzas que aportaron a mi formación académica y a mi primo Jonathan por ser mi consejero y guía en los momentos de duda e inseguridad.

Agradezco infinitamente a mis tíos y primos que me alentaron y brindaron una sonrisa en los momentos más difíciles de mi vida sin importar las circunstancias.

A mi amiga Jess por ofrecerme su amistad, paciencia y apoyo incondicional en el desarrollo de este trabajo y sobre todo por compartir conmigo buenos momentos que no olvidaré.

A mis amigos Alex, Anthony, Bryan, Kevin y Luis, amistades con las que inicie este viaje, a mi querido dúo Cinthya y Jhefferson, a mis amigos Alexander, Dani, Margarita, Ricardo y Santi, les agradezco a todos por darme un lugar en sus corazones, por su cálida y sincera amistad, por las incontables noches de desvelo y las grandes experiencias en los viajes y visitas realizadas.

A mis amigas Carito, Haitana y Katia, gracias por ser una pieza fundamental de mi vida, por haberse cruzado en mi camino, por sus buenos deseos y grandes momentos que han compartido conmigo.

A los ingenieros Jorge Zúñiga y Estuardo Peñaherrera por infundir en mí, amor y curiosidad por esta hermosa carrera en base a sus experiencias y conocimientos impartidos en clase, gracias por enseñarme que cada problema es una nueva oportunidad para seguir.

A nuestra tutora Dra. Anita Haro, por compartir con nosotras sus conocimientos durante la realización de este proyecto, por todo el corazón y esmero que pone en cada una de sus clases y por enseñarnos que todo es posible con esfuerzo y dedicación.

*Guadalupe Gilces*

## Índice de Contenidos

Dedicatoria .....	6
Dedicatoria .....	7
Agradecimiento .....	8
Agradecimiento .....	9
Resumen.....	20
Abstract .....	21
Capítulo I.....	22
Generalidades.....	22
Introducción.....	22
Antecedentes .....	23
Planteamiento del problema .....	25
Justificación e importancia .....	25
Objetivos.....	26
Objetivo General.....	26
Objetivos Específicos .....	26
Descripción de contenido.....	27
Capítulo I.....	27
Capítulo II .....	27
Capítulo III .....	27
Capítulo IV .....	27

	11
Capítulo V .....	27
Capítulo VI .....	28
Capítulo II .....	29
Marco Teórico .....	29
Espectro de respuesta para diseño .....	29
Espectro de desplazamiento.....	32
Establecimiento de los parámetros de análisis que contempla el DDBD .....	33
Relación del cortante del pórtico.....	33
Distribución vertical de la resistencia de la viga .....	33
Perfiles de momento para pórticos y muros .....	35
Perfiles de momento cuando los pórticos y muros están unidos por vigas de enlace .....	37
Perfiles de desplazamiento.....	39
Perfil de desplazamiento de fluencia .....	39
Perfil de desplazamiento de diseño .....	40
Deriva de piso.....	42
Muros de respuesta elástica y límites de ductilidad de diseño .....	44
Amortiguación viscosa equivalente .....	45
Fuerza cortante base de diseño .....	49
Modelo de rigidez reducida para efectos de modo más alto .....	50
Estimación simplificada de efectos de modo superior para el diseño .....	51
Momentos de las columnas.....	52

	12
Cortantes de la columna .....	53
Envolvente de capacidad de momento del muro.....	53
Envolvente de capacidad de fuerza cortante del muro .....	54
Capítulo III.....	55
Metodología .....	55
Espectro de aceleración.....	55
Espectro de desplazamiento.....	55
Procedimiento de diseño con el método DDBD .....	56
Establecer la fuerza cortante.....	56
Altura de contraflexión del muro ( $H_{CF}$ ) .....	56
Perfil de desplazamiento de fluencia del muro ( $\Delta_{yi}$ ).....	57
Perfil de desplazamiento de diseño ( $\Delta_{Di}$ ).....	58
Deformaciones del material del muro .....	58
Límites de deriva .....	59
Deriva de piso .....	60
Desplazamiento SDOF de diseño ( $\Delta_D$ ).....	60
Altura efectiva ( $H_e$ ) .....	60
Amortiguamiento viscoso equivalente .....	61
Muros.....	61
Pórticos.....	61
Fuerza cortante basal .....	62

Periodo efectivo ( $T_e$ ).....	62
Masa efectiva ( $m_e$ ).....	63
Rigidez efectiva ( $K_e$ ).....	63
Cortante basal.....	63
Fuerzas laterales por piso.....	63
Diseño a flexión de la base del muro.....	63
Diseño a flexión de la viga del pórtico.....	64
Base de la columna.....	64
Diseño por capacidad para muros.....	65
Momento a mediana altura.....	65
Fuerza cortante en el muro.....	65
Diseño por capacidad para columnas.....	66
Capítulo IV.....	68
Caso de estudio.....	68
Materiales.....	70
Cargas.....	70
Secciones.....	71
Espectro de respuesta de aceleración.....	73
Espectro de respuesta de desplazamiento.....	74
Capítulo V.....	77
Guía práctica.....	77

Análisis en sentido transversal (sentido Y).....	77
Opciones de diseño.....	78
Altura de contraflexión del muro .....	78
Desplazamiento de fluencia del muro.....	81
Perfil de desplazamiento de diseño .....	82
Deriva de piso.....	85
Desplazamiento SDOF de diseño.....	86
Altura efectiva.....	86
Amortiguamiento equivalente.....	87
Fuerza cortante en la base.....	88
Fuerzas laterales por piso.....	90
Diseño a flexión de la base del muro.....	91
Diseño a flexión de la viga del pórtico .....	91
Base de la columna.....	92
Diseño por capacidad de muros .....	92
Análisis en sentido longitudinal (sentido X) .....	94
Opciones de diseño.....	95
Altura de contraflexión del muro .....	95
Desplazamiento de fluencia del muro.....	97
Perfil de desplazamiento de diseño .....	98
Deriva.....	100

Desplazamiento SDOF de diseño.....	102
Altura efectiva.....	102
Amortiguamiento equivalente.....	102
Fuerza cortante en la base.....	103
Fuerzas laterales por piso.....	105
Diseño a flexión de la base del muro.....	106
Diseño a flexión de la viga del pórtico.....	106
Base de la columna.....	107
Diseño por capacidad de muros.....	107
Diseño por capacidad para columnas.....	108
Capítulo VI.....	110
Consideraciones base para plantear la solución estructural.....	110
Cortantes y momentos para pórticos y muros.....	110
Capacidad de momento para vigas.....	111
Fuerzas cortantes y momentos de columnas.....	112
Diseño por capacidad de muros.....	112
Diseño por capacidad para columnas.....	113
Conclusiones.....	114
Recomendaciones.....	116
Bibliografía.....	118
Apéndices.....	121

### Índice de tablas

<b>Tabla 1</b> Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada .....	31
<b>Tabla 2</b> Tipo de suelo y coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto, $F_a$ .....	31
<b>Tabla 3</b> Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del suelo, $F_s$ .....	31
<b>Tabla 4</b> Tipo de suelo y amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca, $F_d$ .....	32
<b>Tabla 5</b> Valores de deriva máxima, $\Delta_M$ .....	43
<b>Tabla 6</b> Cargas que recibe cada losa .....	70
<b>Tabla 7</b> Altura de losa de entrepiso y cubierta en base a las indicaciones del ACI-318.....	71
<b>Tabla 8</b> Dimensiones de columnas por pisos .....	71
<b>Tabla 9</b> Dimensiones de vigas principales y secundarias.....	72
<b>Tabla 10</b> Dimensiones de muros .....	72
<b>Tabla 11</b> Parámetros para determinar el espectro de respuesta de aceleración de acuerdo a la NEC (2015) .....	73
<b>Tabla 12</b> Valores del periodo fundamental de vibración de la estructura T y la aceleración espectral $S_a$ .....	74
<b>Tabla 13</b> Valores del periodo fundamental de vibración de la estructura T y desplazamiento en metros $S_d$ .....	75
<b>Tabla 14</b> Cálculos para determinar $H_{CF}$ en sentido Y.....	80
<b>Tabla 15</b> Valores a interpolar .....	81
<b>Tabla 16</b> Desplazamiento de diseño en sentido transversal.....	84
<b>Tabla 17</b> Valores de desplazamiento y derivas por nivel en sentido Y.....	85
<b>Tabla 18</b> Valores del periodo fundamental de vibración de la estructura T y desplazamiento en metros $S_d$ para un amortiguamiento viscoso equivalente del sistema del 12% .....	89
<b>Tabla 19</b> Valores de fuerzas relativas y fuerzas laterales en sentido Y .....	90
<b>Tabla 20</b> Cálculos para determinar $H_{CF}$ en sentido X.....	96

<b>Tabla 21</b> Valores a interpolar .....	97
<b>Tabla 22</b> Desplazamiento de diseño en sentido longitudinal .....	100
<b>Tabla 23</b> Valores de desplazamiento y derivas por nivel en sentido X.....	101
<b>Tabla 24</b> Valores del periodo fundamental de vibración de la estructura T y desplazamiento en metros $S_d$ para un amortiguamiento viscoso equivalente del sistema del 9,9 %.....	104
<b>Tabla 25</b> Valores de fuerzas relativas y fuerzas laterales en sentido X .....	105
<b>Tabla 26</b> Tabla resumen con los valores de cortantes y momentos para pórticos y muros en sentido Y .....	110
<b>Tabla 27</b> Tabla resumen con los valores de cortantes y momentos para pórticos y muros en sentido X .....	111
<b>Tabla 28</b> Tabla resumen con los valores de capacidad de momento para vigas en sentido Y	111
<b>Tabla 29</b> Tabla resumen con los valores de capacidad de momento para vigas en sentido X	112
<b>Tabla 30</b> Tabla resumen con los valores de las fuerzas cortantes y momentos de las columnas. .....	112
<b>Tabla 31</b> Tabla resumen del diseño por capacidad de muros para el sentido Y, sentido X ....	112
<b>Tabla 32</b> Tabla resumen con los valores para el diseño por capacidad para columnas.....	113

## Índice de figuras

<b>Figura 1</b> Espectro de respuesta elástico de aceleraciones .....	29
<b>Figura 2</b> Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z .....	30
<b>Figura 3</b> Espectro sísmico elástico de desplazamiento para diseño .....	33
<b>Figura 4</b> Distribución sugerida de fuerzas laterales y momentos de vuelco en una edificación dual pórtico-muro sin vigas de enlace.....	34
<b>Figura 5</b> Momentos y cortantes de pórtico para cortante de pórtico constante, $V_F$ .....	36
<b>Figura 6</b> Momentos en muro-pórtico con vigas de enlace .....	39
<b>Figura 7</b> Deriva de piso.....	43
<b>Figura 8</b> Ductilidades máximas de diseño para muros en voladizo ( $\epsilon_y=0,00225$ ) en función de los límites de deriva especificados.....	44
<b>Figura 9</b> Desplazamientos de fluencia de muro para $\epsilon_y=0,00225$ en comparación con desplazamientos de meseta.....	45
<b>Figura 10</b> Respuesta sísmica de un marco irregular .....	47
<b>Figura 11</b> Modelos para estimar la respuesta modal más alta utilizando la rigidez posterior a la fluencia en ubicaciones de rótulas plásticas .....	50
<b>Figura 12</b> Envolvente de capacidad de momento para muros en voladizo.....	53
<b>Figura 13</b> Estructura de análisis en 3D. ....	68
<b>Figura 14</b> Dimensiones en planta.....	69
<b>Figura 15</b> Vista en elevación de la estructura en el sentido Y .....	69
<b>Figura 16</b> Vista en elevación de la estructura en el sentido X.....	70
<b>Figura 17</b> Dimensiones de muros tipo canal.....	72
<b>Figura 18</b> Espectro de respuesta de aceleración.....	74
<b>Figura 19</b> Espectro de respuesta de desplazamiento.....	76
<b>Figura 20</b> Pórtico del eje A - sentido transversal .....	77
<b>Figura 21</b> Pórtico del eje B - sentido transversal .....	78

<b>Figura 22</b>	Proporción del cortante de pórticos, muros y total en sentido Y .....	80
<b>Figura 23</b>	Proporción de los momentos totales, de pórticos y de muros en sentido Y .....	81
<b>Figura 24</b>	Perfil de desplazamientos por niveles en sentido Y .....	84
<b>Figura 25</b>	Derivas por nivel en sentido Y.....	86
<b>Figura 26</b>	Espectro de desplazamiento en sentido Y.....	89
<b>Figura 27</b>	Fuerzas laterales por piso en el sentido Y.....	91
<b>Figura 28</b>	Pórtico del eje 1 - sentido longitudinal .....	94
<b>Figura 29</b>	Pórtico del eje 2 - sentido longitudinal .....	94
<b>Figura 30</b>	Proporción de los cortantes totales, de pórticos y de muros en sentido X .....	96
<b>Figura 31</b>	Proporción de los momentos totales, de pórticos y de muros en sentido X .....	97
<b>Figura 32</b>	Perfil de desplazamientos por niveles en sentido X.....	100
<b>Figura 33</b>	Derivas por nivel en sentido X.....	101
<b>Figura 34</b>	Espectro de desplazamiento en sentido X.....	104
<b>Figura 35</b>	Fuerzas laterales por piso en el sentido X.....	106

## Resumen

El presente documento contempla la elaboración de una guía paso a paso para el análisis y diseño de una edificación dual (combinación de dos sistemas estructurales conformado por pórticos y muros estructurales) de concreto reforzado de mediana altura aplicando el método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD). El estudio se realizó con la finalidad de facilitar la aplicación de la metodología a estructuras duales mediante una serie de procedimientos y recomendaciones debido a que el método da a conocer un comportamiento más real de la estructura ante movimientos sísmicos y con ello permite controlar respuestas inelásticas cuando se combinan con diseños basados por capacidad, para ello se ha analizado una estructura conformada por 12 niveles con una configuración regular en planta cuyas luces van cada 8,00 m en el sentido X y Y.

Para el respectivo análisis y diseño de la estructura mencionada se consideraron las investigaciones realizadas por Priestley, Calvi y Kowalsky, cuyos análisis estructurales se basan en el método de desplazamientos mostrando un procedimiento más apropiado que el método tradicional basado en fuerzas (DBF), además para ciertos parámetros necesarios y en base a las nuevas actualizaciones de la norma que rige en el país en lo que se refiere al método de desplazamientos se ha considerado las indicaciones de la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-DS: Cargas Sísmicas y Diseño Sismo Resistente.

*Palabras Clave:* Diseño directo basado en desplazamientos, edificio de concreto armado, edificación dual, guía práctica.

### **Abstract**

This document provides a step-by-step guide for the analysis and design of a medium-rise reinforced concrete dual building (combination of two structural systems consisting of portal frames and structural walls) using the direct displacement-based design (DDBD) method. The study was carried out with the purpose of facilitating the application of the methodology to dual structures through a series of procedures and recommendations, since the method provides a more realistic behavior of the structure in the face of seismic movements and thus allows controlling inelastic responses when combined with capacity-based designs. For this purpose, a structure consisting of 12 levels with a regular plan configuration and spans every 8m in the X and Y directions has been analyzed.

For the respective analysis and design of the mentioned structure, the research carried out by Priestley, Calvi and Kowalsky was considered, whose structural analysis is based on the displacement method showing a more appropriate procedure than the traditional method based on forces (DBF). In addition, for certain necessary parameters and based on the new updates of the standard in force in the country regarding the displacement method, the indications of the Ecuadorian Construction Standard NEC-SE-DS: Seismic Loads and Earthquake Resistant Design have been considered.

*Keywords:* Direct design based on displacements, reinforced concrete building, dual construction, practical guide.

## Capítulo I

### Generalidades

#### Introducción

El Ecuador al ubicarse dentro del Cinturón o Anillo de Fuego está expuesto a una intensa actividad sísmica y volcánica, ocasionando así grandes eventos que han marcado considerablemente la historia a lo largo del tiempo, debido a las enormes cifras de víctimas y terribles pérdidas económicas que han causado al país.

Los efectos que los eventos sísmicos causan son un gran impacto para los seres vivos por lo que es de vital importancia que se busquen formas de minimizarlos y como respuesta a ello se han realizado metodologías de diseño sismorresistentes, en el caso del Ecuador se ha elaborado la “Norma Ecuatoriana de la Construcción” (NEC), que a su vez con el paso del tiempo ha ido actualizando su conjunto de criterios y recomendaciones en base a las investigaciones realizadas, además al igual que otros países la metodología adoptada principalmente por esta Norma es el Método de Diseño Basado en Fuerzas (DBF).

El DBF es un método mediante el cual se analiza las fuerzas internas y externas que actúan en una estructura ante un sismo. El método de Diseño Basado en Fuerzas tiene su gran relevancia en el análisis sismorresistente de edificaciones, pero a su vez presenta ciertas deficiencias que evitan saber el comportamiento real de la estructura analizada, como respuesta a esta situación ha surgido una metodología que cubre los aspectos importantes que no considera el método DBF, la cual corresponde al Método Directo de Diseño Basado en Desplazamientos (DDBD).

El método de desplazamientos se basa en analizar el comportamiento de la estructura enfocándose en controlar sus desplazamientos y deformaciones ante una carga sísmica, por lo que emplea un sistema equivalente con un solo grado de libertad (SDOF) en el rango no lineal y parte del perfil de desplazamiento máximo deseado produciendo la rigidez y resistencia requerida para lograr el desempeño propuesto (Bono, 2011).

## Antecedentes

El método de diseño directo basado en desplazamientos se ha desarrollado con el objetivo de reducir las deficiencias que presenta el método actual de diseño basado en fuerzas. Esta metodología fue propuesta por Priestley, Calvi y Kowalsky (2007), cuyas investigaciones dan a conocer los procedimientos a seguir aplicando el método según el tipo de estructura.

Para determinar el desplazamiento máximo de la estructura se acoge las primeras investigaciones realizadas a principios del siglo pasado por Jacobsen (1930) el cual representa un sistema lineal equivalente en base a la respuesta de un amortiguador viscoso no lineal. Gülkan y Sozen (1974) consideran una rigidez secante efectiva equivalente mediante la cual determinan que la rigidez y capacidad de disipación de energía influyen directamente en el desplazamiento máximo.

Un principio fundamental del método de desplazamientos es que se basa en una “Estructura Sustituta”, lo que significa que se emplea un sistema equivalente de un grado de libertad y un enfoque de análisis no lineal (Shibata & Sozen, 1976).

Priestley y Kowalsky (2000) desarrollaron un procedimiento de diseño sísmico en edificios regulares de hormigón con el fin de alcanzar un nivel aceptable de daño de la estructura ante un sismo, donde las propiedades elásticas, la rigidez, resistencia y periodo son el resultado del diseño mas no los parámetros iniciales, además realizan una comparación de los desplazamientos con los resultados del análisis inelástico tiempo-historia.

Sullivan, Priestley y Calvi (2006) elaboraron el procedimiento para analizar una estructura dual de hormigón armado tomando como metodología de diseño el método de desplazamientos para dos tipos de estructuras, en la primera considerando muros en paralelos y la segunda donde las vigas de enlace se conectan desde los pórticos directamente a los muros. Priestley et. al. (2007) recopilaron los conceptos, conocimientos y procedimientos en diferentes sistemas estructurales empleando el método de diseño directo basado en desplazamientos.

Como progresos de las investigaciones realizadas Priestley et. al. (2007), Sullivan, Priestley y Calvi (2012) codificaron la metodología del diseño directo basado en desplazamientos.

En lo que respecta a la aplicación del método DDBD en sistemas duales de hormigón armado. Córdova (2017) realiza una comparación entre los métodos DBF y DDBD en un edificio dual de 5 plantas de configuración regular, además apoyándose en el software ETABS realiza un análisis dinámico tiempo historia.

En Chile, Morales (2021) determinó el comportamiento estructural de muros y pórticos mediante el método directo de diseño basado en desplazamientos a una estructura de hormigón armado conformada por 12 pisos y finalmente presentó los resultados del análisis no lineal haciendo uso del programa RUAUMOKO 2D.

En Perú, Sucapuca (2021) realizó una evaluación real de un edificio dual de concreto armado ubicado en la ciudad de Tacna aplicando el método directo basado en desplazamientos en un edificio de 3 niveles con una configuración regular y Montufar (2022) realizó un contraste entre el método de diseño basado en fuerzas y el método directo de diseño basado en desplazamientos enfocado a una edificación dual de hormigón armado de 7 niveles.

En el caso de Ecuador existen pocas investigaciones que emplean el método de desplazamientos a una estructura de hormigón armado, debido a que la metodología se está incorporando poco a poco en las nuevas actualizaciones de la Norma Ecuatoriana, como en el caso de Suárez (2018) que realiza una comparación entre el método tradicional de diseño basado en fuerzas y el método de diseño directo basado en desplazamientos de un edificio aporticado de 6 pisos de hormigón armado y Urrutia (2023) que realiza una comparación entre el método DBF y DDBD aplicados a una estructura dual de hormigón armado de geometrías típicas y estructuras de 5 a 20 pisos con el objetivo de demostrar las falencias que presenta el método de fuerzas tanto en su procedimiento como en sus resultados.

## **Planteamiento del problema**

La construcción de edificaciones sismorresistentes en el país se encuentra regulada por la Norma Ecuatoriana de la Construcción, código donde se establecen los principios mínimos de diseño sismorresistente de edificaciones, misma que implementa dos metodologías, el método de diseño basado en fuerzas (DBF) que consiste en analizar las fuerzas internas generadas debido a las cargas y fuerzas externas en los elementos estructurales con el objetivo de que las fuerzas internas no superen los límites de resistencia de la estructura; y el método de desplazamientos (DBD) el cual parte de un desplazamiento de diseño en función del desempeño deseado en la estructura. Aunque se mencionan dos métodos de diseño en la norma, el método de diseño basado en fuerzas (DBF) se indica como obligatorio para todo tipo de estructuras NEC (2015).

El método DBF presenta ciertas deficiencias ya que utiliza factores de reducción de resistencia sísmica ( $R$ ) constantes para cada modelo estructural y asume que no cambia con el periodo y tipo de suelo, lo que significa que la demanda de ductilidad y la sobre resistencia son las mismas para todos los edificios que se encuentran en una determinada categoría. También supone que la rigidez es independiente de la resistencia, en otras palabras, la rigidez y el periodo pueden estimarse antes de conocer el refuerzo de las secciones de hormigón armado o en el caso del acero sin determinar el espesor final de las placas de los elementos NEC (2015).

El método de desplazamientos permite calcular la rigidez y no ser asumida al inicio del diseño como sucede con el DBF. El método de DDBD requiere de una serie de procedimientos que deben ser considerados en orden para la aplicación correcta de la metodología, por lo cual es necesario tener una guía que contenga las directrices a seguir para su ejecución.

## **Justificación e importancia**

Es importante considerar que los daños estructurales en edificaciones a causa de sismos se han producido debido al desplazamiento de los elementos estructurales, razón por la cual es necesario implementar un método de diseño que considere dichos desplazamientos y

permita que la edificación sufra menores daños, para reducir las pérdidas materiales y asegurar la vida de las personas.

El método de diseño basado en desplazamientos a diferencia del método basado en fuerzas se centra en cómo se deforma la estructura en vez de considerar las fuerzas internas, proporciona información sobre la rigidez relativa de los diferentes elementos, maneja de mejor manera los cambios geométricos de la estructura sin realizar una reevaluación completa de fuerzas internas y es de gran beneficio cuando se espera que la estructura experimente deformaciones significativas como en el caso de estructuras flexibles o sistemas de cables.

El DDBD es una metodología muy eficaz al analizar estructuras con un comportamiento no lineal, pero en algunos casos puede ser menos intuitivo para los diseñadores o ingenieros ocasionando así gran dificultad en la comprensión del método es por ello que surge la necesidad de elaborar una guía clara y fácil de entender con el proceso de diseño del DDBD.

## **Objetivos**

### ***Objetivo General***

Analizar y diseñar una edificación dual tipo de concreto reforzado de mediana altura, aplicando el método del DDBD.

### ***Objetivos Específicos***

- Establecer los parámetros de análisis que contempla el DDBD.
- Realizar el análisis estructural y determinar los parámetros para el diseño por capacidad de una edificación dual tipo de mediana altura de concreto reforzado mediante la metodología de desplazamientos.
- Desarrollar una guía práctica para el diseño de edificaciones duales de concreto reforzado, basada en el método de desplazamientos.

## **Descripción de contenido**

### ***Capítulo I***

Se realiza una introducción breve donde se da a conocer los métodos de diseño para estructuras sismorresistentes establecidas en la NEC (2015), en el apartado de antecedentes se da a conocer las investigaciones existentes que contemplan el método de DDBD, se presenta el problema que incita a la realización del presente trabajo junto con su importancia y objetivos.

### ***Capítulo II***

Se presenta el marco teórico que reúne los conceptos necesarios para la comprensión del método de desplazamientos, se encuentran citadas las normas utilizadas para el desarrollo de este proyecto y se detallan las fórmulas a utilizar en el desarrollo del método con sus respectivas variables.

### ***Capítulo III***

Se desarrolla la metodología donde se plantea en orden los pasos a seguir para la aplicación del método de desplazamientos en edificaciones duales de mediana altura de hormigón armado, de modo que se presentan las fórmulas con sus respectivas variables y recomendaciones.

### ***Capítulo IV***

En este apartado se da a conocer el caso de estudio que es una edificación de 12 pisos, su configuración en planta y elevación, se describe los materiales empleados en la estructura dual muro-pórticos de concreto reforzado. También se presentan los cálculos para el espectro de respuesta de aceleración y el espectro de respuesta de desplazamiento.

### ***Capítulo V***

Se lleva a cabo el desarrollo de la guía paso a paso con el análisis de la estructura en el sentido transversal y longitudinal aplicando las fórmulas y recomendaciones mencionadas en la metodología.

## **Capítulo VI**

En este capítulo se presentan las consideraciones base para plantear la solución estructural con la finalidad de ofrecer de una manera clara y sencilla los resultados del análisis realizado en la estructura planteada como caso de estudio, por ello se presentan tablas de resumen con los valores de cortantes y momentos para pórticos y muros, la capacidad de momento para las vigas, la fuerza cortante y capacidad de momentos para las columnas y el diseño por capacidad de muros.

## Capítulo II

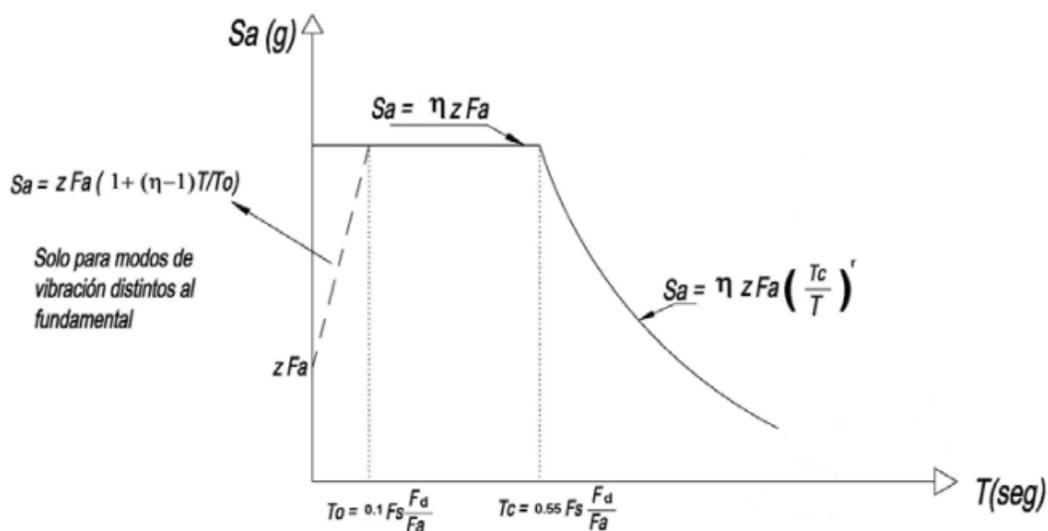
### Marco Teórico

#### Espectro de respuesta para diseño

El espectro de diseño con un amortiguamiento del 5% es un espectro de tipo elástico, su representación se realiza con un espectro de respuesta basado en las condiciones geológicas, tectónicas, sismológicas y el tipo de suelo donde se encuentra la estructura NEC (2015).

#### Figura 1

*Espectro de respuesta elástico de aceleraciones*



*Nota.* Tomada de NEC (2015).

El espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$  se realiza de acuerdo a los parámetros establecidos en la NEC (2015), dicho espectro se obtiene mediante las ecuaciones:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (\text{Ec. 1})$$

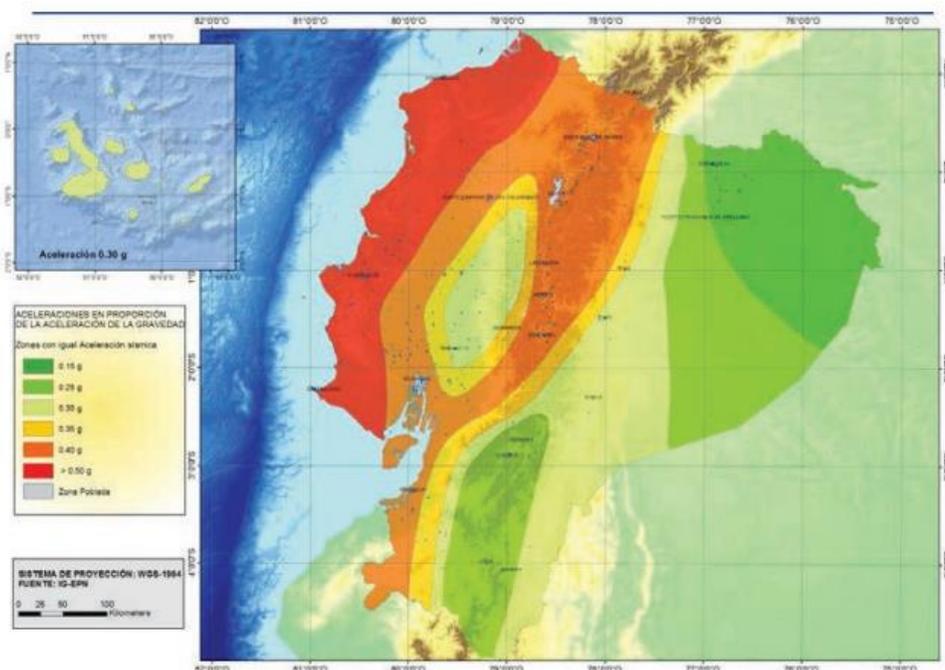
$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (\text{Ec. 2})$$

$$T_c = 0,55 F_s \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde  $\eta$  es la relación de amplificación espectral según la provincia, para las provincias de la Costa  $\eta = 1,80$ , para las provincias de la Sierra  $\eta = 2,48$  y para las provincias del Oriente  $\eta = 2,60$ ;  $Z$  es el factor de zona en función de la zona sísmica donde se ubica la estructura,  $F_a$  es el coeficiente de aumento de suelo en la zona de periodo corto,  $T_c$  es el periodo límite de vibración en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño, depende de  $F_s$  el factor de comportamiento inelástico del suelo,  $F_d$  es el coeficiente de expansión de suelo y  $F_a$ ;  $T$  es el periodo fundamental de vibración de la estructura y  $r$  el factor usado en el espectro de diseño elástico que depende de la ubicación geográfica del proyecto, para todos los suelos excepto el suelo de tipo E es  $r = 1$  y para suelos tipo E el valor es  $r = 1,5$  NEC (2015).

## Figura 2

*Zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z*



*Nota.* Tomada de NEC (2015).

**Tabla 1**

Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Nota. Tomada de NEC (2015)

**Tabla 2**

Tipo de suelo y coeficiente de aumento de suelo en la zona de periodo corto,  $F_a$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,40	1,30	1,25	1,23	1,20	1,18
D	1,60	1,40	1,30	1,25	1,20	1,12
E	1,80	1,40	1,25	1,10	1,00	0,85

Nota. Tomada de NEC (2015)

**Tabla 3**

Tipo de suelo y factores del comportamiento inelástico del suelo,  $F_s$

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
B	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
C	0,85	0,94	1,02	1,06	1,11	1,23
D	1,02	1,06	1,11	1,19	1,28	1,40
E	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00

Nota. Tomada de NEC (2015)

**Tabla 4**

*Tipo de suelo y coeficiente de expansión de suelo,  $F_d$*

Tipo de perfil del subsuelo	Zona sísmica y factor Z					
	I	II	III	IV	V	VI
	0,15	0,25	0,30	0,35	0,40	$\geq 0,50$
A	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
B	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
C	1,36	1,28	1,19	1,15	1,11	1,06
D	1,62	1,45	1,36	1,28	1,19	1,11
E	2,10	1,75	1,70	1,65	1,60	1,50

*Nota.* Tomada de NEC (2015)

### **Espectro de desplazamiento**

En la definición de los desplazamientos espectrales elásticos para diseño, en relación al nivel del sismo de diseño se utiliza el espectro elástico de diseño de desplazamientos  $S_d$  en metros, el cual se establece a partir del espectro de aceleraciones  $S_a$ .

$$S_d = S_a(g) \left( \frac{T}{2\pi} \right)^2 \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_L \quad (\text{Ec. 4})$$

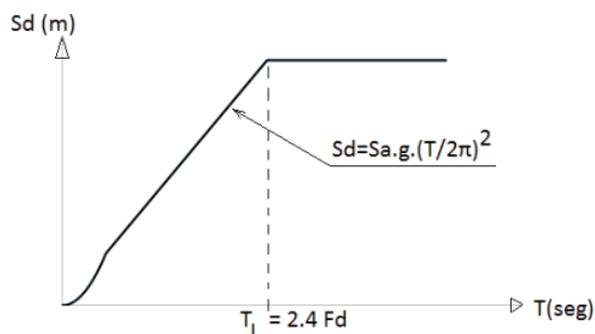
$$S_d = S_a(g) \left( \frac{T_L}{2\pi} \right)^2 \quad \text{para } T > T_L \quad (\text{Ec. 5})$$

$$T_L = 1 + 2,5 (M_w - 5,7) \quad (\text{Ec. 6})$$

Donde  $g$  la gravedad igual a  $9,81 \text{ m/s}^2$ ,  $T$  es el periodo fundamental de vibración de la estructura,  $T_L$  el límite para el periodo de vibración y  $M_w$  la magnitud máxima esperada del sismo siendo  $M_w > 5,7$ .

**Figura 3**

*Espectro sísmico elástico de desplazamiento para diseño*



*Nota.* Tomada de NEC (2015)

### **Establecimiento de los parámetros de análisis que contempla el DDBD**

Se realizan dos elecciones de diseño subjetivas asociadas a la relación del esfuerzo cortante y a la distribución vertical de la resistencia de vigas.

#### ***Relación del cortante del pórtico***

El diseñador elige la proporción de la fuerza del cortante basal soportada por los pórticos  $\beta_F$  en base a la experiencia y juicio, dicha proporción estará entre el 15% y el 50% del cortante basal total  $V_{base}$  (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

$$V_F = \beta_F V_{base} \quad (\text{Ec. 7})$$

$V_F$  es la fuerza cortante basal soportada por los pórticos y

$$V_W = (1 - \beta_F) V_{base} \quad (\text{Ec. 8})$$

$V_W$  es la fuerza cortante basal soportada por los muros.

#### ***Distribución vertical de la resistencia de la viga***

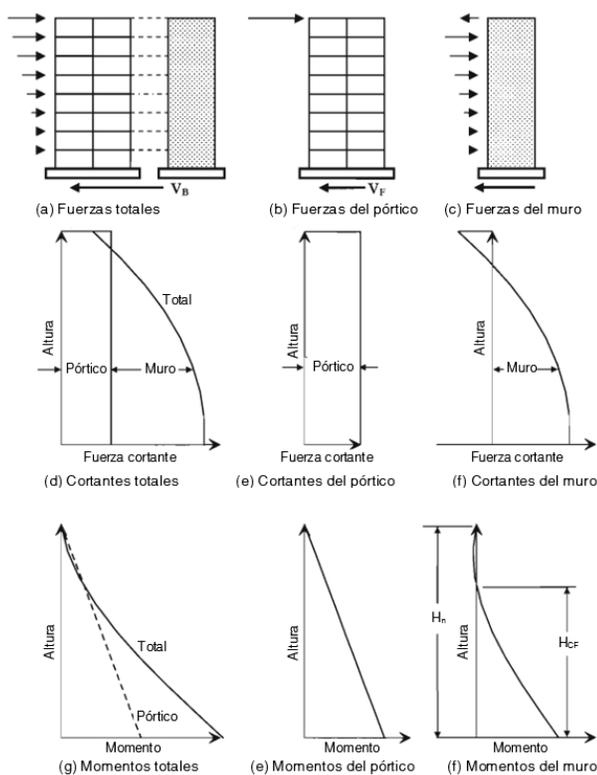
Corresponde a como se distribuye verticalmente la resistencia del pórtico. La respuesta de desplazamiento es moderada por la rigidez de los muros, lo que aminora el peligro del desarrollo de un mecanismo de desplazamiento de pórtico de piso blando y otorga más opciones disponibles para el diseñador. Se ha sugerido una distribución de la resistencia de la viga dando como resultado un cortante de pórtico constante en todos los niveles, lo cual implica

que todos los pórticos están cargados lateralmente por una carga de un solo punto al nivel del techo, igual a la fuerza de cortante basal soportada por los pórticos, esto se logra diseñando vigas en todos los niveles para igual resistencia excepto al nivel del techo, donde la fuerza de la viga debe ser el 50% de la fuerza en otros niveles (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

Las fuerzas laterales soportadas por los muros son el resultado de la resta entre la fuerza lateral del pórtico y las fuerzas laterales totales, esto implica fuerzas laterales iguales a las fuerzas totales en todos los niveles, excepto en el nivel de techo, donde la fuerza lateral normalmente estará en la dirección opuesta (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

#### Figura 4

*Distribución sugerida de fuerzas laterales y momentos de vuelco en una edificación dual pórtico-muro sin vigas de enlace*



*Nota.* En la imagen se presentan las fuerzas, cortantes y momentos que generan el pórtico y muro de forma individual y en la estructura general. Tomada de Displacement – Based Seismic Design of Structures, por (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

### Perfiles de momento para pórticos y muros

De forma esquemática se muestran los momentos de vuelco totales resultantes de las fuerzas laterales junto con la distribución vertical del momento de vuelco de los pórticos. Para obtener la distribución vertical de los momentos del muro se resta del total la distribución lineal de los momentos de los pórticos, esto implica un punto de contraflexión del muro a una altura ( $H_{CF}$ ). La altura de contraflexión es un parámetro importante para determinar los desplazamientos de diseño del muro.

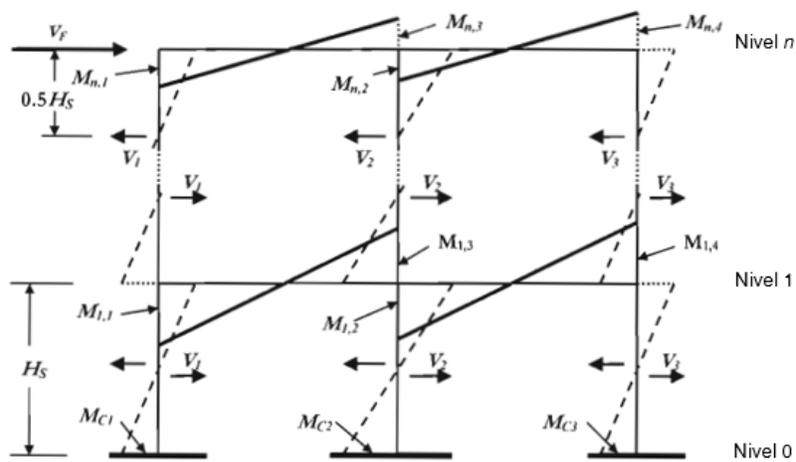
En esta etapa es útil considerar la distribución de momentos inducidos en el pórtico por la fuerza cortante basal soportada por los pórticos, como se ilustra en la Figura 5. En la cual se estima que todos los pórticos en una dirección establecida son similares y los cálculos se enlazan con la fuerza combinada en todos los muros. De la misma manera se asume en la mitad de la altura de la columna un punto de contraflexión en cada piso. Para partir se considera que las alturas en todos los pisos son iguales ( $H_S$ ). La suma de los cortantes de la columna en cada piso es:

$$\sum V_C = V_1 + V_2 + V_3 = V_F \quad (\text{Ec. 9})$$

Donde,  $V_1, V_2, V_3, \dots, V_i$  son los cortantes de cada columna presentes en el piso.

**Figura 5**

*Momentos y cortantes de pórtico para cortante de pórtico constante,  $V_F$*



*Nota.* Tomada de Displacement – Based Seismic Design of Structures, por (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

En los centros de las uniones de vigas y columnas el equilibrio de momentos necesita que la suma de los momentos en los extremos de las vigas de todos los niveles fuera del nivel de techo, medidos en los ejes de las columnas sea:

$$\sum M_{bi} = M_{i,1} + M_{i,2} + M_{i,3} + M_{i,4} = \sum V_C H_S \quad (\text{Ec. 10})$$

Donde,  $M_{i,1}, M_{i,2}, M_{i,3}, M_{i,4}, \dots, M_{i,n}$  son los momentos de los extremos de las vigas de cada piso,  $V_C$  corresponde a los cortantes de las columnas y  $H_S$  es una altura de piso constante.

A nivel de techo, la suma de los momentos de las vigas debería ser la mitad de lo que se expresa en la (Ec. 10), ya que la entrada de momento de las columnas en los centros de las juntas es el 50% de la entrada en otros niveles. Los momentos en la base de la columna se rigen por las siguientes ecuaciones:

$$\sum M_C = \sum V_C H_S / 2 = 0,5 V_F H_S \quad (\text{Ec. 11})$$

$$M_{Ci} = 0,5 V_i H_S \quad (\text{Ec. 12})$$

Donde,  $V_C$  corresponde a los cortantes de las columnas,  $H_S$  es una altura de piso constante,  $V_F$  es la fuerza cortante basal soportado por los pórticos,  $M_{Ci}$  son los momentos de la base de las columnas del pórtico y  $V_i$  son los cortantes de los centros de las columnas.

La uniformidad requerida entre el cortante del pórtico y la altura se debe mantener. Como se mencionó antes el diseñador puede seleccionar la forma en que la fuerza cortante total se distribuye en las diferentes columnas. Si las alturas de los pisos varían a lo largo de la altura de la estructura, se modifican los momentos de diseño de vigas, sustituyendo al  $H_S$  de la (Ec. 10) por la fórmula de la (Ec. 13).

$$0,5 (H_i + H_{i+1}) \quad (\text{Ec. 13})$$

Donde  $H_i$  es la altura del piso inferior de la viga considerada. Para los momentos de las vigas a nivel de techo y para los momentos de la base de las columnas se usa la altura del piso adyacente.

### **Perfiles de momento cuando los pórticos y muros están unidos por vigas de enlace**

Cuando los pórticos y los muros no están unidos por vigas de enlace su cálculo se aplica en la dirección corta de la estructura, pero a su vez se debe modificar para la dirección larga en la que las vigas se insertan en los bordes de los muros. En el caso de que se conecte un pórtico en ambos lados de un muro mediante vigas de enlace, se puede notar que esto no representa la dirección larga.

En la Figura 6 se presenta la unión de un pórtico con un muro mediante una viga de enlace, el cortante soportado por los pórticos este dado por la (Ec. 7), el equilibrio en las uniones muestra que la (Ec. 10) debe ser modificada agregando el momento  $M_{br}$  en el extremo derecho de la viga de enlace, debido a que este contribuye al equilibrio de la unión de la columna izquierda. Para capacidades de momento positivas y negativas iguales en las vigas, la capacidad de momento de viga necesaria medida en los centros de unión es:

$$M_b = V_F H_S / n_{be} \quad (\text{Ec. 14})$$

Donde,  $H_S$  es una altura de piso constante,  $V_F$  es la fuerza cortante basal soportada por los pórticos y  $n_{be}$  es el número de extremos de viga que forman las uniones viga-columna.

Como consecuencia si en la viga de enlace, especialmente en sus extremos se desarrolla la capacidad de momento aumenta el momento del muro, el cual se expresa notoriamente en su línea central, por lo que se tiene:

$$M_{b,wall} = M_{bl} + (M_{bl} - M_{br}) l_{W,CL} / L_b \quad (\text{Ec. 15})$$

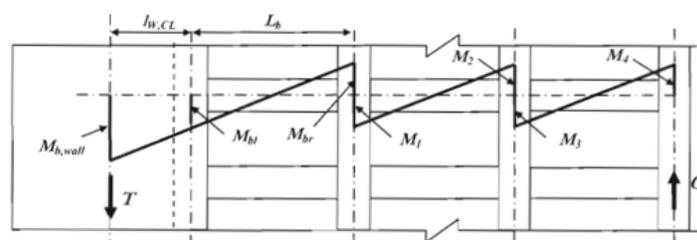
Donde,  $M_{br}$  es el momento en el extremo derecho de la viga de enlace,  $M_{bl}$  es el momento de la viga de enlace en la línea central de la columna,  $L_b$  es la longitud de la luz de la viga de enlace entre las líneas centrales de las columnas y  $l_{W,CL}$  es la distancia que existe entre el eje de la columna hasta el eje del muro.

Como resultado los momentos presentes en los extremos contrapuestos de la viga de enlace tendrán signos opuestos y los incrementos de momento de esta reducen la demanda de momento sobre el muro en su zona inferior, pero a su vez aumenta en las zonas superiores, además el punto de contraflexión también disminuye.

En la Figura 6 se analiza la influencia de las vigas de enlace en los perfiles de momento del muro y momento de la viga total, con un  $l_W = L_b$ , se observa que las vigas de enlace presentan una disminución de la demanda de momento base para el muro en el nivel cero la misma que se compensa por el momento de restricción resultante de la fuerza axial (T) que se desarrolla en el muro debido a la fuerza cortante sísmica de la viga, esta se equilibra por una fuerza (C) igual y opuesta que se desarrolla en la columna externa, con ello se puede determinar que el brazo de palanca entre la línea de acción de las fuerzas axiales sísmicas se incrementa, aumentando con ello el momento de vuelco.

## Figura 6

### Momentos en muro-pórtico con vigas de enlace



(a) Incremento del momento del muro desde la viga de enlace



(b) Influencia de las vigas de enlace en los perfiles de momento del muro

*Nota.* En la figura (a) se observa el incremento del momento del muro cuando existe una viga de enlace, mientras que en la figura (b) se presenta el perfil de momento cuando se presentan o no las vigas de enlace. Tomada de Displacement – Based Seismic Design of Structures, por (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

Como el diseñador elige la proporción de  $\beta_F$ , los momentos de los muros se desconocen durante el proceso inicial del diseño, otro de los factores que influyen son las resistencias de las vigas conectadas a los muros cuando se emplean las vigas de enlace.

## Perfiles de desplazamiento

### Perfil de desplazamiento de fluencia

El modelo de desplazamiento de fluencia está dado por el perfil de momento del muro en el caso donde el muro soporta al menos el 50% de la fuerza cortante total de la base del edificio, en el punto de contraflexión desde la curvatura de fluencia en la base hasta cero es moderado representar el perfil de curvatura del muro como lineal. De la misma manera la

curvatura por encima del punto de contraflexión es cero al determinar los desplazamientos de fluencia del piso (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007)

Ante lo mencionado, el perfil de desplazamiento de fluencia  $\Delta_{yi}$  se puede encontrar a partir del análisis del área de momento estándar con las siguientes ecuaciones:

Para  $h_i \leq H_{CF}$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yW} \left( \frac{h_i^2}{2} - \frac{h_i^3}{6 H_{CF}} \right) \quad (\text{Ec. 16})$$

Para  $h_i > H_{CF}$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yW} \left( \frac{H_{CF} \cdot h_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) \quad (\text{Ec. 17})$$

Donde  $h_i$  es la altura a la que se encuentra el piso,  $\phi_{yW}$  es la curvatura de fluencia en la base del muro y  $H_{CF}$  es la altura de contraflexión del muro.

### **Perfil de desplazamiento de diseño**

Al definir el perfil de desplazamiento de diseño es razonable pensar que los límites de deformación del pórtico no serán críticos. Por ende, las deformaciones del material en las rotulas plásticas del muro o las limitaciones de deriva son las que restringen los desplazamientos de diseño, teniendo en consideración que en la altura de contraflexión  $H_{CF}$  las derivas serán máximas (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

**Las deformaciones del material base del muro gobiernan.** Para obtener el perfil de desplazamiento de diseño  $\Delta_{Di}$ , se emplea:

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\phi_{dc} - \phi_{yW}) L_P h_i \quad (\text{Ec. 18})$$

Donde  $\Delta_{yi}$  es el perfil de desplazamiento de fluencia,  $\phi_{dc}$  es la curvatura de control de daños,  $\phi_{yW}$  es la curvatura de fluencia en la base del muro,  $h_i$  es la altura a la que se encuentra el piso y  $L_P$  es la longitud de la rótula plástica que se obtiene mediante la (Ec. 19) que incluye  $H_{CF}$  la altura de contraflexión del muro,  $l_W$  la longitud del muro,  $L_{SP}$  la longitud de

penetración por deformación; y el coeficiente  $k$  que está dado por la (Ec. 20) donde se utiliza el límite de fluencia del acero ( $f_y$ ) y la resistencia última ( $f_u$ ).

$$L_P = k H_{CF} + 0,1 l_W + L_{SP} \quad (\text{Ec. 19})$$

$$k = 0,2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0,08 \quad (\text{Ec. 20})$$

Finalmente, la deriva correspondiente a la altura de contraflexión  $\theta_{CF}$  es:

$$\theta_{CF} = \phi_{yW} \frac{H_{CF}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yW}) L_P \quad (\text{Ec. 21})$$

**La deriva del código gobierna.** Si la deriva a la altura de contraflexión dada en la (Ec. 21) excede el límite de deriva del código  $\theta_C = 0,02$  indica que la deriva del código gobierna el diseño y el perfil de desplazamiento de diseño  $\Delta_{Di}$  será:

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + \left( \theta_{CD} - \phi_{yW} \frac{H_{CF}}{2} \right) h_i \quad (\text{Ec. 22})$$

Siendo  $\Delta_{yi}$  el perfil de desplazamiento de fluencia,  $\theta_{CD}$  límite de deriva reducido,  $\phi_{yW}$  la curvatura de fluencia en la base del muro,  $H_{CF}$  la altura de contraflexión del muro y  $h_i$  la altura a la que se encuentra el piso.

**Corrección para la amplificación de la deriva.** Para edificaciones con un considerable número de pisos y donde  $\beta_F$  es alto, las derivas pueden amplificarse sobre los objetivos de diseño implicados por el perfil de desplazamiento de diseño del primer modo debido a los efectos de modo superior. Para estos casos se recomienda que el límite de deriva que se utilizará en la (Ec. 22) se reduzca multiplicando por un factor de reducción de deriva  $\omega_\theta$ , el cual será despreciable para  $n \leq 10$ .

$$\theta_{CD} = \omega_\theta \theta_C = \left[ 1 - \left( \frac{n-5}{100} \right) \left( \frac{M_{OTM,F}}{M_{OTM}} + 0,25 \right) \right] \theta_C \quad (\text{Ec. 23})$$

En el cual el número de pisos es representado por  $n$ , el momento resistente total de los pórticos en la base por  $M_{OTM,F}$ , el momento de vuelco total en la base por  $M_{OTM}$  y el límite de deriva del código por  $\theta_C$  (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

**Desplazamiento de estructura sustituta de diseño.** El desplazamiento de diseño  $\Delta_D$  del SDOF la estructura sustituta viene dado por:

$$\Delta_D = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_{Di}^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_{Di})} \quad (\text{Ec. 24})$$

Siendo  $m_i$  la masa y  $\Delta_{Di}$  el perfil de desplazamiento de diseño para cada piso.

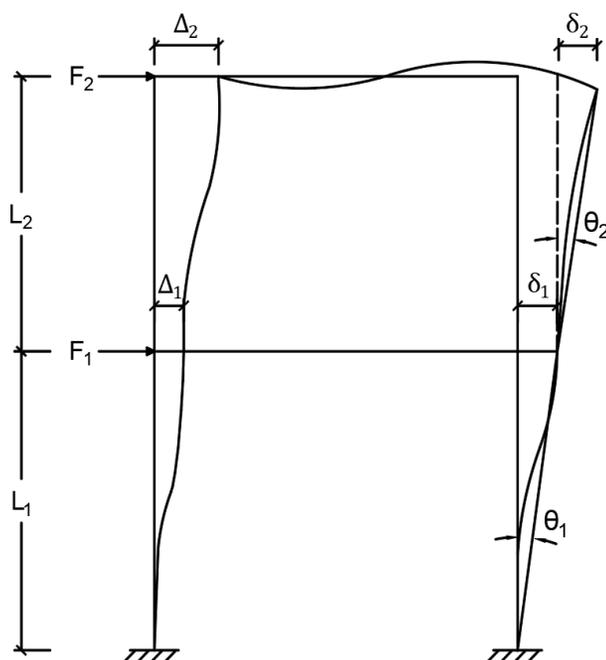
### **Deriva de piso**

La deriva de piso se determina como la diferencia de las deflexiones en los centros de masa del nivel superior e inferior del entrepiso considerado. En el caso de que se presenten centros de masa no alineados verticalmente se puede calcular la deflexión en el nivel inferior del piso en función de la proyección vertical del centro de masa en el nivel superior del piso. (ASCE/SEI 7-16, 2017)

Para obtener las derivas por cada nivel de la estructura ( $\theta_i$ ) se emplea la siguiente expresión:

$$\theta_i = \frac{\delta_i}{L_i} = \frac{\Delta_{Di} - \Delta_{Di-1}}{L_i} \quad (\text{Ec. 25})$$

Donde,  $\Delta_{Di+1}$  corresponde al desplazamiento del nivel superior al piso analizado,  $\Delta_{Di}$  es el desplazamiento del nivel considerado y  $L_i$  es la altura de entrepiso.

**Figura 7***Deriva de piso*

*Nota.* En la imagen se presenta una estructura de dos pisos, donde  $\delta_i$  corresponde a la diferencia entre los perfiles de desplazamientos de las alturas del piso superior al considerado y el desplazamiento del piso a determinar.

Respecto a la deriva máxima para cualquier piso la NEC (2015) establece que no exceda los límites especificados en la Tabla 5.

**Tabla 5**

Valores de deriva máxima,  $\Delta_M$

Estructuras de:	$\Delta_M$ máxima (sin unidad)
Hormigón armado, estructuras metálicas y de madera	0,02
De mampostería	0,01

*Nota.* Tomada de NEC (2015)

### Muros de respuesta elástica y límites de ductilidad de diseño

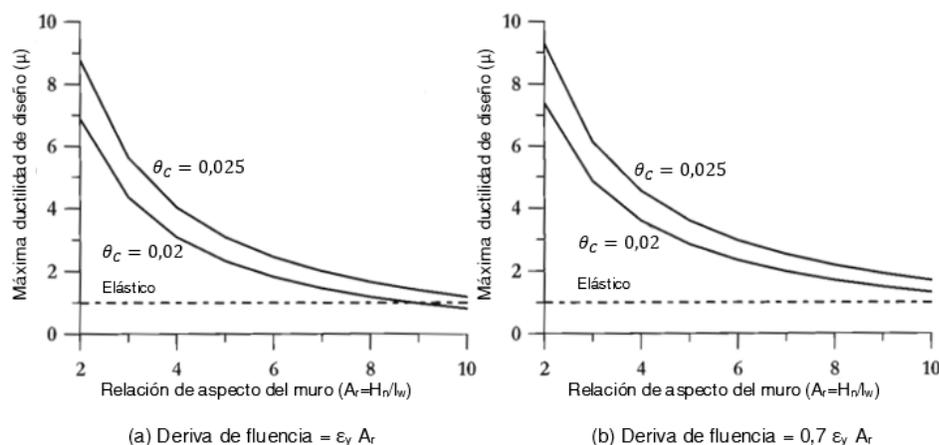
La relación de aspecto por encima de la cual debe diseñarse un muro para niveles de fuerza de respuesta elástica está dada por la altura de contraflexión del muro  $H_{CF}$ , la longitud del muro  $l_w$ , el límite de deriva del código  $\theta_c$  y la deformación de fluencia del refuerzo a flexión  $\varepsilon_y$ :

$$\frac{H_{CF}}{l_w} = \frac{\theta_c}{\varepsilon_y} \quad (\text{Ec. 26})$$

En lugar de la altura total del edificio la relación de aspecto se encuentra relacionada con la altura de contraflexión. Para un determinado límite de deriva del código no es posible definir de una sola forma la relación entre el aspecto del muro y la demanda máxima de ductilidad de diseño, como sucede en el caso de muros en voladizo de la Figura 8 ya que la relación también depende de la altura de contraflexión. No obstante, los datos de la Figura 8 forman un límite inferior conservador para un sistema dual muro – pórtico (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

### Figura 8

Ductilidades máximas de diseño en función de los límites de deriva especificados para muros en voladizo ( $\varepsilon_y = 0,00225$ )



*Nota.* Tomada de Displacement – Based Seismic Design of Structures, por (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

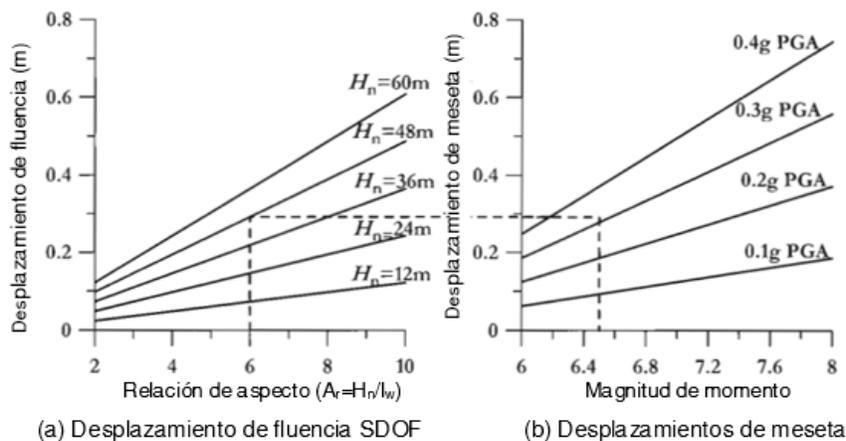
Similarmente los datos de la Figura 9 que relacionan la respuesta elástica con la intensidad sísmica son demasiado conservadores para el caso de muro – pórticos. Para una altura de contraflexión  $H_{CF}$  igual a:

$$H_{CF} = 0,5 H \quad (\text{Ec. 27})$$

con  $H$  altura del edificio, los desplazamientos de fluencia serán aproximadamente  $2/3^{er}$  de los representados en la figura (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

### Figura 9

*Desplazamientos de fluencia de muro para  $\varepsilon_y=0,00225$  en comparación con desplazamientos de meseta*



*Nota.* Tomada de Displacement – Based Seismic Design of Structures, por (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

### Amortiguación viscosa equivalente

En lo que se refiere a la amortiguación viscosa equivalente al emplear el método de desplazamientos se realiza una media ponderada entre la amortiguación proporcionada por los muros y por los pórticos, esto es debido a que cada elemento estructural tiene demandas de ductilidad de desplazamiento diferentes. Sullivan (2006) determinó que para hallar dicha media ponderada para la amortiguación viscosa equivalente se emplea el momento resistente

de la base total que proporciona el pórtico y el muro. El amortiguamiento elástico equivalente  $\xi_{sys}$  que se debe utilizar en el cálculo esta dado por:

$$\xi_{sys} = \frac{\xi_W M_{OTM,W} + \xi_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}} \quad (\text{Ec. 28})$$

Donde,  $\xi_W$  y  $\xi_F$  son el amortiguamiento asociado a la respuesta dúctil del muro y del pórtico respectivamente,  $M_{OTM,W}$  es el momento resistente proporcionado por los muros,  $M_{OTM,F}$  es el momento resistente proporcionado por los pórticos y  $M_{OTM}$  es el momento de vuelco total en la base.

La demanda de ductilidad del muro  $\mu_W$  viene dada por la (Ec. 29).

$$\mu_W = \frac{\Delta_D}{\Delta_{yW}} \quad (\text{Ec. 29})$$

Donde,  $\Delta_D$  es el desplazamiento de diseño y  $\Delta_{yW}$  es el desplazamiento de fluencia de la estructura equivalente con un solo grado de libertad,  $\Delta_{yW}$  se obtiene sustituyendo la altura efectiva  $H_e$  en lugar de  $h_i$  en la ecuación de perfiles de desplazamiento de fluencia (Ec. 16) y (Ec. 17). La altura efectiva  $H_e$  que viene dada por la ecuación:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_{Di} h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_{Di})} \quad (\text{Ec. 30})$$

Siendo  $m_i$  la masa,  $\Delta_{Di}$  el perfil de desplazamiento de diseño y  $h_i$  la altura de cada piso.

El amortiguamiento del muro  $\xi_{eq}$  se encuentra con la demanda dúctil del muro  $\mu_W$ :

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,444 \left( \frac{\mu_W - 1}{\mu_W \pi} \right) \quad (\text{Ec. 31})$$

La demanda de ductilidad del pórtico  $\mu_F$  puede ser estimada dividiendo el desplazamiento de diseño  $\Delta_D$  para la deriva de fluencia del pórtico  $\theta_{yF}$  por la altura efectiva  $H_e$ , como se indica en la siguiente expresión.

$$\mu_F = \frac{\Delta_D}{\theta_{yF} H_e} \quad (\text{Ec. 32})$$

Donde  $\theta_{yF}$  es la deriva de fluencia del pórtico y está dado por la (Ec. 33) y (Ec. 34), para pórticos de concreto y acero respectivamente,  $\Delta_D$  es el desplazamiento de diseño y  $H_e$  es la altura efectiva.

$$\theta_{yF} = \frac{0,5 \varepsilon_y L_b}{h_b} \quad (\text{Ec. 33})$$

$$\theta_{yF} = \frac{0,65 \varepsilon_y L_b}{h_b} \quad (\text{Ec. 34})$$

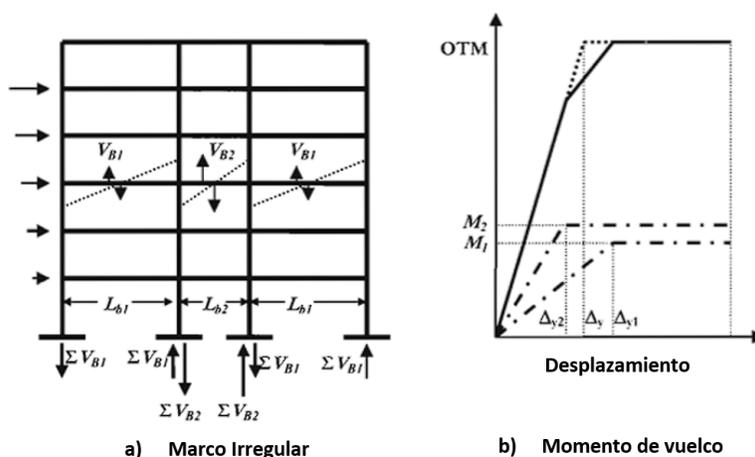
Siendo,  $\varepsilon_y$  la deformación de fluencia unitaria del acero,  $L_b$  la luz de la viga y  $h_b$  peralte de la viga.

Para pórticos irregulares se determina la deriva de fluencia efectiva y se consideran dos cuestiones, la estimación del desplazamiento de fluencia y la distribución de cizallamiento de la base de diseño de diferentes elementos de la estructura irregular.

Considerando la primera cuestión en el caso de tener una estructura con vanos de diferente luz como la Figura 10, la deriva de fluencia en los vanos de mayor luz (externos) presentan una deriva de fluencia mayor que los de menor luz (central).

### Figura 10

*Respuesta sísmica de un marco irregular*



*Nota.* Tomada de Displacement – Based Seismic Design of Structures, por (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

En la gráfica (b) de la Figura 10 se presenta la contribución de los vanos al momento de vuelco, considerando que se representa frente al desplazamiento a la altura efectiva de la estructura sustituta y sus derivas de fluencia se calculan aplicando las siguientes expresiones:

$$\theta_{y1} = 0,5 \varepsilon_y \frac{L_{b1}}{h_{b1}} \quad (\text{Ec. 35})$$

$$\theta_{y2} = 0,5 \varepsilon_y \frac{L_{b2}}{h_{b2}} \quad (\text{Ec. 36})$$

Donde,  $\theta_{y1}$  y  $\theta_{y2}$  son la deriva de fluencia del pórtico,  $L_{b1}$  y  $L_{b2}$  son las luces de las vigas contiguas,  $h_{b1}$  y  $h_{b2}$  son los peraltes de las vigas.

Con ello se establece que las derivas de fluencias son proporcionales a las longitudes de los vanos y en el caso de la figura el cálculo del momento total de vuelco y el desplazamiento de fluencia se calcula mediante las siguientes ecuaciones:

$$M_{OTM,sys} = 2M_1 + M_2 \quad (\text{Ec. 37})$$

$$\Delta_y = \left( \frac{2M_1\theta_{y1} + M_2\theta_{y2}}{2M_1 + M_2} \right) (H_e) \quad (\text{Ec. 38})$$

Donde,  $M_1$  y  $M_2$  son las contribuciones al momento de vuelco de un vano exterior e interior respectivamente,  $\theta_{y1}$  y  $\theta_{y2}$  son la deriva de fluencia del pórtico y  $H_e$  es la altura efectiva.

En el cizallamiento sísmico  $V_{B1}$  y  $V_{B2}$ , son inversamente proporcionales a las longitudes de los tramos y están dados por:

$$V_{B1} = \frac{M_{+ve} + M_{-ve}}{L_{b1}} \quad (\text{Ec. 39})$$

$$V_{B2} = \frac{M_{+ve} + M_{-ve}}{L_{b2}} \quad (\text{Ec. 40})$$

Siendo,  $M_{+ve}$  la capacidad de momento positivo y  $M_{-ve}$  la capacidad de momento negativo,  $L_{b1}$  y  $L_{b2}$  son las luces de las vigas.

Los momentos de vuelco están dados por las siguientes ecuaciones:

$$M_1 \approx \sum_{i=1}^n V_{B1,i} \cdot L_{b1} = \sum_{i=1}^n (M_{+ve,i} + M_{-ve,i}) \quad (\text{Ec. 41})$$

$$M_2 \approx \sum_{i=1}^n V_{B2,i} \cdot L_{b2} = \sum_{i=1}^n (M_{+ve,i} + M_{-ve,i}) \quad (\text{Ec. 42})$$

De tal forma que  $M_{+ve}$  es la capacidad de momento positivo y  $M_{-ve}$  es la capacidad de momento negativo.

También se debe tomar en cuenta que si se da el caso en que los momentos sísmicos calculados elásticamente son mayores a los momentos gravitatorios (estructuras tubulares), el diseño convencional requerirá que la capacidad de momento de las vigas cortas se incremente.

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,565 \left( \frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \quad (\text{Ec. 43})$$

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,577 \left( \frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \quad (\text{Ec. 44})$$

$$M_{OTM} - M_{OTM,W} \quad (\text{Ec. 45})$$

$\xi_{eq}$  de la (Ec. 43) y (Ec. 44) corresponden al amortiguamiento viscoso equivalente en vigas de concreto reforzado y acero respectivamente.

El amortiguamiento del pórtico se calcula sustituyendo  $\mu_F$  en la (Ec. 43), para pórticos de hormigón o en (Ec. 44) para pórticos de acero. El amortiguamiento elástico equivalente  $\xi_{sys}$  de la (Ec. 28) puede ser usada en muros y pórticos independiente como para muros conectados a pórticos con vigas de enlace, pero en este caso el momento resistente del pórtico debe ser sustituido por la (Ec. 45), donde el momento del muro ha sido reducido por la viga de enlace y a su vez donde los incrementos de momento de la viga de enlace han sido reducidos.

### **Fuerza cortante base de diseño**

Para su respectivo diseño se implica el cálculo de la masa efectiva, periodo efectivo, rigidez efectiva y fuerza cortante en la base. El cortante basal se distribuye entre los muros y

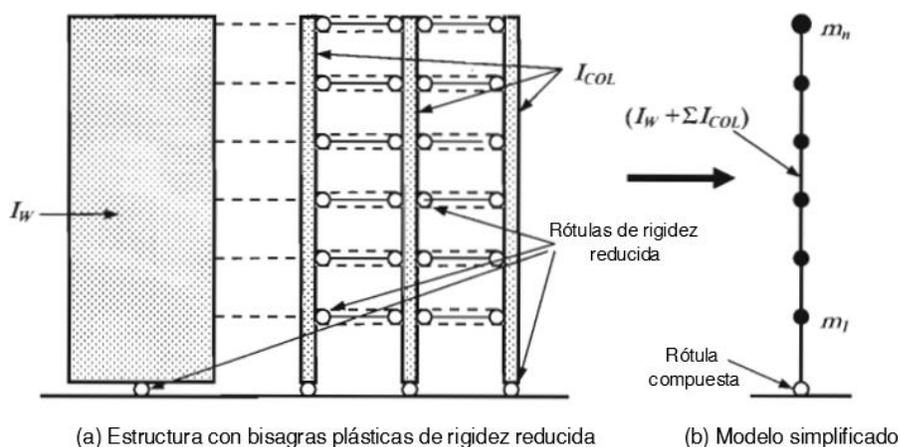
los pórticos según la elección inicial del  $\beta_F$  que se le dé y las ubicaciones requeridas de las rotulas plásticas.

### Modelo de rigidez reducida para efectos de modo más alto

Para una edificación dual muro-pórtico, el modelo adecuado para realizar el análisis modal se puede simplificar de acuerdo a las figuras mostradas a continuación, en la Figura 11-(a) la rigidez de la base del muro, la base de la columna y las rótulas plásticas de los extremos de las vigas ha disminuido a los valores adecuados de rigidez posterior a la fluencia. En la Figura 11-(b) se muestra un modelo simplificado donde se reconoce que la rigidez posterior a la fluencia del extremo de la viga comúnmente será baja, por lo cual es aceptable tratarlos como si tuvieran rigidez nula, por lo que se puede utilizar un modelo lineal simple en el que la rótula plástica de la base tiene la suma de las rigideces posteriores a la fluencia de todos los muros y columnas, además el elemento vertical tiene la suma de las rigideces elásticas de los mismos (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

### Figura 11

*Modelos para estimar la respuesta modal más alta en ubicaciones de rotulas plásticas empleando la rigidez posterior a la fluencia*



*Nota.* Tomada de Displacement – Based Seismic Design of Structures, por (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

El uso de este método es muy similar al método de superposición modal modificada (SMM) para el diseño de fuerzas en muros cantiléver. Para ajustar la distribución de la fuerza cortante del muro con la altura se usa:

$$V_{MMS,i} = \left( V_{1D,i}^2 + V_{2E,i}^2 + V_{3E,i}^2 + \dots \right)^{0,5} \quad (\text{Ec. 46})$$

Siendo  $V_{MMS,i}$  el cortante en el nivel  $i$ ,  $V_{1D,i}$  es la menor respuesta de primer modo elástico o dúctil (valor DDBD) en el nivel  $i$ , y  $V_{2E,i}$ ,  $V_{3E,i}$ , etc., son los cortantes modales elásticos en el nivel  $i$  para los modos 2, 3, etc., donde las fuerzas cortantes de los modos 2 y superiores se encuentran utilizando uno de los modelos de la figura antes presentada. Las envolventes de momento de diseño  $M_{MMS,i}$  se determinan utilizando una ecuación análoga a la anterior en la que los cortantes  $V_{1D,i}$ ,  $V_{2E,i}$ ,  $V_{3E,i}$ , etc., se sustituyen por los momentos modales  $M_{1D,i}$ ,  $M_{2E,i}$ ,  $M_{3E,i}$ , etc. Por lo que el factor 1,1 de la ecuación:

$$M_{MMS,i} = 1,1 \left( M_{1D,i}^2 + M_{2E,i}^2 + M_{3E,i}^2 + \dots \right)^{0,5} \quad (\text{Ec. 47})$$

se sustituye por la unidad y la ecuación se aplica a toda la altura del muro:

$$M_{MMS,i} = \left( M_{1D,i}^2 + M_{2E,i}^2 + M_{3E,i}^2 + \dots \right)^{0,5} \quad (\text{Ec. 48})$$

Los efectos de los modos superiores son mejor representados con este modelo, en particular para las fuerzas de las columnas y cortantes de los muros, aunque para los momentos de muros tendió a ser demasiado conservador y para sus cortantes poco conservador (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

### **Estimación simplificada de efectos de modo superior para el diseño**

La interacción de muros y pórticos requiere que una proporción significativa del cortante basal total sea soportado por cada uno de estos, por lo que se recomienda que solo se apliquen cuando la proporción del cortante basal asignado a los pórticos se encuentre dentro del rango  $0,2 \leq \beta_F \approx \leq 0,6$ .

### **Momentos de las columnas**

Los pórticos pueden diseñarse de modo que las resistencias a la flexión de las vigas sean iguales en todos los niveles excepto en el techo, donde la resistencia a la flexión de las vigas debe reducirse en un 50%. Lo cual es compatible con la suposición de una fuerza cortante del pórtico entre los niveles 1 y el techo. Es importante que la resistencia a la flexión en la base de la columna satisfaga las (Ec. 11) y (Ec. 12), con ello se consigue que la fuerza de corte de diseño del nivel inferior sea el mismo que en los demás. Tomando estas medidas, entonces la resistencia a la flexión de la columna requerida para satisfacer los requisitos de diseño por capacidad es:

$$\phi_f M_C \geq M^{\circ} = 1,3 \phi^{\circ} M_{CE} \quad (\text{Ec. 49})$$

Donde  $\phi_f$  es un factor de reducción de resistencia por flexión en columnas igual a 0,9,  $M_C$  momento en la base de la columna,  $M^{\circ}$  es el momento base,  $M_{CE}$  es el momento de la columna correspondiente resultante de la fuerza cortante del pórtico de diseño, suponiendo que los momentos de la columna son iguales por encima y por debajo del nudo, y  $\phi^{\circ}$  es el factor de sobrerresistencia asociado con la articulación de la viga. Dado que los niveles de ductilidad de la viga suelen ser bajo ( $\mu_F < 2,5$ ), se puede suponer un valor de  $\phi^{\circ} = 1,1$  ya que las consecuencias de la fluencia de la columna son menores. Los momentos de las columnas dependen de la demanda de ductilidad y como consecuencia no es necesaria incluirla.

Considerar que las disposiciones anteriores pueden no proporcionar una seguridad total contra el impacto de las columnas a niveles por encima de la base. No obstante, esto no es crítico, pues la rigidez de los muros que se mantendrá esencialmente elástica por encima de la articulación de la base protegerá al edificio contra la formación de un mecanismo de piso blando (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

### **Cortantes de la columna**

Los cortantes de la columna no están influenciados por la demanda de ductilidad, ni por la variación en las características del acelerograma. Un valor medio de:

$$\phi_V V_C \geq V^o = 1,3 \phi^o V_{CE} \quad (\text{Ec. 50})$$

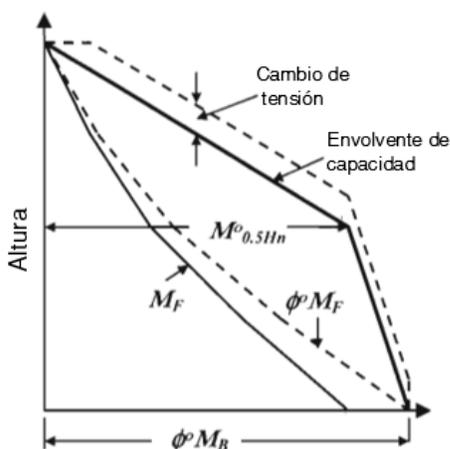
puede usarse para el diseño, donde  $\phi_V$  es el factor de reducción de resistencia por cortante equivalente a 0,85,  $V_C$  es el cortante de la columna,  $\phi^o$  es el factor de sobre resistencia asociado con la articulación de la viga,  $V^o$  es el cortante de sobre resistencia y  $V_{CE}$  es el esfuerzo cortante del pórtico de diseño.

### **Envolvente de capacidad de momento del muro**

La envolvente de momento bilineal de la forma recomendada en la Figura 12 es adecuada, siendo evidente la dependencia de la demanda de ductilidad.

#### **Figura 12**

*Envolvente de capacidad de momento para muros en voladizo*



*Nota.* Tomada de Displacement – Based Seismic Design of Structures, por (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

La ecuación (Ec. 51) se puede aplicar directamente, siempre que se tome como sistema la demanda de ductilidad, en lugar de la demanda de ductilidad del muro. A pesar que

esto en ocasiones no es conservador, brinda un buen acuerdo promedio con la demanda de momento de altura media del muro (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

$$M_{0,5 Hn}^{\circ} = C_{1,T} \phi^{\circ} M_B \quad (\text{Ec. 51})$$

$$C_{1,T} = 0,4 + 0,075 T_i \left( \frac{\mu}{\phi^{\circ}} - 1 \right) \geq 0,4 \quad (\text{Ec. 52})$$

Donde  $M_{0,5 Hn}^{\circ}$  es el momento de sobre resistencia a media altura,  $C_{1,T}$  es un coeficiente dado por la (Ec. 52),  $\phi^{\circ} M_B$  es la capacidad de momento base de sobre resistencia,  $T_i$  es el periodo elástico fundamental del muro y  $\mu/\phi^{\circ}$  es el factor de ductilidad de desplazamiento efectivo en la sobre resistencia.

### **Envolvente de capacidad de fuerza cortante del muro**

La envolvente de la fuerza cortante lineal para muros en voladizo era muy conservadora en la base, mientras que era un poco no conservadora en la parte superior. El diseño a cortante por capacidad en la base del muro  $V_{BASE}^0$ , viene dado por la siguiente expresión:

$$V_{BASE}^0 = \phi^{\circ} \omega_V V_{W,BASE} \quad (\text{Ec. 53})$$

Siendo  $\phi^{\circ}$  el factor de sobre resistencia,  $\omega_V$  el coeficiente de amplificación dado por la (Ec. 54) y  $V_{W,Base}$  la fuerza cortante del muro.

$$\omega_V = 1 + \frac{\mu_{sys}}{\phi^{\circ}} C_{2,T} \quad (\text{Ec. 54})$$

En la expresión anterior  $\mu_{sys}$  es la ductilidad de desplazamiento del sistema,  $C_{2,T}$  es un coeficiente dado por la (Ec. 55) y  $T_i$  es el periodo fundamental elástico.

$$C_{2,T} = 0,4 + 0,2(T_i - 0,5) \leq 1,15 \quad (\text{Ec. 55})$$

En lo que se refiere a la fuerza cortante de diseño en la parte superior del muro  $V_n^0$  puede tomarse como el 40% del cortante basal del muro amplificada  $V_B^0$ :

$$V_n^0 = 0,4 V_B^0 \quad (\text{Ec. 56})$$

## Capítulo III

### Metodología

#### Espectro de aceleración

Para establecer los parámetros a utilizar en el espectro de respuesta elástico de aceleraciones  $S_a$  se debe conocer la ubicación y tipo de suelo donde se implantará la edificación. Las ecuaciones necesarias de acuerdo a la NEC (2015) son:

$$S_a = \eta Z F_a \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_c \quad (\text{Ec. 1})$$

$$S_a = \eta Z F_a \left(\frac{T_c}{T}\right)^r \quad \text{para } T > T_c \quad (\text{Ec. 2})$$

$$T_c = 0,55 F_S \frac{F_d}{F_a} \quad (\text{Ec. 3})$$

Donde  $\eta$  es la relación de amplificación espectral según la provincia,  $Z$  es el factor de zona en función de la zona sísmica donde se ubica la estructura,  $F_a$  es el coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto, en el espectro sísmico elástico de aceleraciones que representa el sismo de diseño  $T_c$  es el periodo límite de vibración que depende de  $F_S$  el factor de comportamiento inelástico del suelo,  $F_d$  es el coeficiente de expansión del suelo y  $F_a$ ;  $T$  es el periodo fundamental de vibración de la estructura y  $r$  el factor usado en el espectro de diseño elástico que depende de la ubicación geográfica del proyecto.

#### Espectro de desplazamiento

Las siguientes ecuaciones se emplean para el cálculo del espectro elástico de diseño de desplazamientos  $S_d$  en metros:

$$S_d = S_a(g) \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_L \quad (\text{Ec. 4})$$

$$S_d = S_a(g) \left(\frac{T_L}{2\pi}\right)^2 \quad \text{para } T > T_L \quad (\text{Ec. 5})$$

$$T_L = 1 + 2,5 (M_w - 5,7) \quad (\text{Ec. 6})$$

Donde  $g$  la gravedad igual a  $9,81 \text{ m/s}^2$ ,  $T$  es el periodo fundamental de vibración de la estructura,  $T_L$  el límite para el periodo de vibración y  $M_w$  la magnitud máxima esperada del sismo siendo  $M_w > 5,7$ .

### **Procedimiento de diseño con el método DDBD**

El método DDBD parte con la asignación de una fuerza cortante y el desplazamiento de diseño. Para el análisis de la estructura se presenta un sistema de un grado de libertad (SDOF) equivalente. A continuación, se detallan los pasos a seguir con las fórmulas respectivas para la resolución de un edificio dual tipo de concreto reforzado.

#### **Establecer la fuerza cortante**

Dependiendo del número de pórticos y las dimensiones de los muros se asigna una proporción del cortante basal a los pórticos  $\beta_F$ , del cual depende la fuerza cortante en el pórtico  $V_F$  y la fuerza cortante en el muro  $V_W$ .

$$V_F = \beta_F V_{\text{base}} \quad (\text{Ec. 7})$$

$$V_W = (1 - \beta_F) V_{\text{base}} \quad (\text{Ec. 8})$$

#### **Altura de contraflexión del muro ( $H_{CF}$ )**

Se parte asumiendo que el vector de desplazamiento es lineal con la altura para calcular la altura de contraflexión, con lo cual las fuerzas laterales serán proporcionales a:

$$F_{lp} = m_i \cdot h_i \quad (\text{Ec. 57})$$

Siendo  $m_i$  la masa y  $h_i$  la altura de cada piso. Las fuerzas relativas  $F_i$  en los distintos niveles son proporcionales a:

$$F_i = \frac{m_i h_i}{\sum(m_i h_i)} \quad (\text{Ec. 58})$$

utilizando las fuerzas relativas  $F_i$  se encuentra la fuerza cortante total  $V_{Ti}$  por nivel, partiendo con los valores del último piso se tiene:

$$V_{Ti \text{ último piso}} = F_i \text{ último piso} \quad (\text{Ec. 59})$$

$$V_{Ti} = V_{Ti+1} + F_i \quad (\text{Ec. 60})$$

El momento de vuelco total en el último piso es  $M_{OTM} = 0$ , para los demás pisos se encuentra dado por la ecuación:

$$M_{OTM,i} = M_{OTM,i+1} + V_{Ti+1}(h_{i+1} - h_i) \quad (\text{Ec. 61})$$

Donde  $h_i$  es la altura de cada piso. El cortante en el pórtico  $V_{F,i}$  es asignado por  $\beta_F$  y el cortante en el muro  $V_{W,i}$  para cada piso es el resultado de:

$$V_{W,i} = V_{T,i} - V_{F,i} \quad (\text{Ec. 62})$$

y el momento del muro en el último piso es  $M_W = 0$ , para los otros pisos el valor viene dado por la ecuación:

$$M_{W,i} = M_{W,i+1} + V_{W,i+1}(h_{i+1} - h_i) \quad (\text{Ec. 63})$$

Siendo  $M_{W,i}$  el momento del muro,  $V_{W,i}$  el cortante del muro y  $h_i$  la altura de cada piso.

Una vez obtenidos los valores en cada piso se identifica la altura donde existe un cambio de signo en el  $M_{W,i}$ , para proceder con el cálculo de la altura de contraflexión con una interpolación lineal entre los valores de  $h_i$  y  $M_{W,i}$ .

$$H_{CF} = h_{i+1} + \frac{h_i - h_{i+1}}{M_{W,i} - M_{W,i+1}} (0 - M_{W,i+1}) \quad (\text{Ec. 64})$$

### **Perfil de desplazamiento de fluencia del muro ( $\Delta_{yi}$ )**

Dado a que la respuesta en sistemas duales (muro - pórtico) tiende a ser controlada por los muros es necesario definir el perfil de desplazamiento de diseño de la edificación con la curvatura y desplazamiento de fluencia del muro (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007).

El límite elástico esperado del acero de refuerzo  $f_{ye}$  viene dado por  $f_y$  el límite de fluencia del acero con la ecuación:

$$f_{ye} = 1,1 f_y \quad (\text{Ec. 65})$$

La deformación de fluencia del refuerzo a flexión  $\varepsilon_y$ , se calcula con el módulo de elasticidad del acero representado por  $E_s$ , según:

$$\varepsilon_y = \frac{f_{ye}}{E_s} \quad (\text{Ec. 66})$$

Para los muros rectangulares de hormigón la curvatura de fluencia en la base  $\phi_{yW}$  se establece según:

$$\phi_{yW} = \frac{2 \varepsilon_y}{l_w} \quad (\text{Ec. 67})$$

con la deformación de fluencia del refuerzo a flexión  $\varepsilon_y$  y la longitud del muro en el sentido de análisis  $l_w$ . En el caso de muros de hormigón en forma de “C”, “T” o “L” la curvatura de fluencia  $\phi_{yW}$  viene dada por:

$$\phi_{yW} = \frac{1,5 \varepsilon_y}{l_w} \quad (\text{Ec. 68})$$

Con la curvatura de fluencia  $\phi_{yW}$ , la altura de cada piso  $h_i$  y  $H_{CF}$  la altura de contraflexión se determina el perfil de desplazamiento de fluencia del muro  $\Delta_{yi}$ :

$$\text{Para } h_i \leq H_{CF} \quad \Delta_{yi} = \phi_{yW} \left( \frac{h_i^2}{2} - \frac{h_i^3}{6 H_{CF}} \right) \quad (\text{Ec. 16})$$

$$\text{Para } h_i > H_{CF} \quad \Delta_{yi} = \phi_{yW} \left( \frac{H_{CF} \cdot h_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) \quad (\text{Ec. 17})$$

### **Perfil de desplazamiento de diseño ( $\Delta_{Di}$ )**

Para el perfil de desplazamiento de diseño se consideran las deformaciones del material del muro y los límites de deriva para ver cuál de estas opciones gobierna el diseño.

### **Deformaciones del material del muro**

La curvatura de control de daños  $\phi_{dc}$  depende de la longitud del muro en el sentido de análisis  $l_w$ , se define con:

$$\phi_{dc} = \frac{0,072}{l_w} \quad (\text{Ec. 69})$$

La longitud de la rótula plástica  $L_P$  se determina con el coeficiente  $k$ , la altura de contraflexión  $H_{CF}$ , la longitud del muro en el sentido de análisis  $l_w$  y la longitud de penetración por deformación  $L_{SP}$ , cuyas ecuaciones se indican a continuación:

$$k = 0,2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0,08 \quad (\text{Ec. 20})$$

$$L_{SP} = 0,022 f_{ye} d_{bl} \quad (f_{ye} \text{ en MPa}) \quad (\text{Ec. 70})$$

$$L_{SP} = 0,15 f_{ye} d_{bl} \quad (f_{ye} \text{ en ksi}) \quad (\text{Ec. 71})$$

$$L_P = k H_{CF} + 0,1 l_w + L_{SP} \quad (\text{Ec. 19})$$

Donde  $f_u$  es la resistencia última,  $f_y$  es el límite de fluencia del acero,  $f_{ye}$  es el límite elástico esperado del acero de refuerzo y  $d_{bl}$  es el diámetro de la varilla. Se verifica la deriva correspondiente a la altura de contraflexión  $\theta_{CF}$  obtenida con los valores de la curvatura de fluencia  $\phi_{yW}$ , la altura de contraflexión  $H_{CF}$ , la curvatura de control de daños  $\phi_{dc}$  y la longitud de la rótula plástica  $L_P$ .

$$\theta_{CF} = \phi_{yW} \frac{H_{CF}}{2} + (\phi_{dc} - \phi_{yW}) L_P \quad (\text{Ec. 21})$$

Si supera el límite de deriva  $\theta_C = 0,02$ , entonces la deriva del código regirá el diseño.

### **Límites de deriva**

Para edificios cuyo número de pisos es mayor a 10 se aplica un factor de reducción de deriva  $\omega_\theta$ , que depende del momento resistente total proporcionado por los pórticos en la base  $M_{OTM,F}$ , el momento de vuelco total en la base  $M_{OTM}$ , el momento del muro  $M_w$  y  $n$  el número de pisos, lo cual se detalla a continuación:

$$M_{OTM,F} = M_{OTM} - M_w \quad (\text{Ec. 72})$$

$$\omega_\theta = \left[ 1 - \left( \frac{n-5}{100} \right) \left( \frac{M_{OTM,F}}{M_{OTM}} + 0,25 \right) \right] \quad (\text{Ec. 23})$$

La deriva de diseño se reduce a:

$$\theta_{CD} = \omega_\theta \theta_C \quad (\text{Ec. 73})$$

Dado que la deriva del código rige el diseño, el perfil de desplazamiento del diseño  $\Delta_{Di}$  se define por:

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + \left( \theta_{CD} - \phi_{yW} \frac{H_{CF}}{2} \right) h_i \quad (\text{Ec. 22})$$

En caso de que las deformaciones del material del muro gobiernen el diseño, el perfil de desplazamiento del diseño  $\Delta_{Di}$  es:

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + (\phi_{dc} - \phi_{yW}) L_P h_i \quad (\text{Ec. 18})$$

Siendo  $\Delta_{yi}$  el perfil de desplazamiento de fluencia del muro,  $\theta_{CD}$  el límite de deriva reducido,  $\phi_{yW}$  la curvatura de fluencia,  $H_{CF}$  la altura de contraflexión,  $h_i$  la altura de cada piso,  $\phi_{dc}$  la curvatura de control de daños y  $L_P$  la longitud de la rótula plástica.

### Deriva de piso

Para obtener las derivas elásticas por piso ( $\theta_i$ ) se emplea la siguiente expresión:

$$\theta_i = \frac{\Delta_{Di} - \Delta_{Di-1}}{h_i} \quad (\text{Ec. 25})$$

Donde,  $\Delta_{Di+1}$  corresponde al desplazamiento del nivel superior al piso analizado,  $\Delta_{Di}$  es el desplazamiento del nivel considerado y  $h_i$  es la altura del piso.

### Desplazamiento SDOF de diseño ( $\Delta_D$ )

El desplazamiento de diseño de la estructura equivalente con un solo grado de libertad  $\Delta_D$  depende de los valores de  $m_i$  la masa y  $\Delta_{Di}$  el perfil de desplazamiento del diseño por pisos:

$$\Delta_D = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_{Di}^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_{Di})} \quad (\text{Ec. 24})$$

### Altura efectiva ( $H_e$ )

La altura efectiva para la estructura equivalente se obtiene con:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_{Di} h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_{Di})} \quad (\text{Ec. 30})$$

### Amortiguamiento viscoso equivalente

Se debe evaluar primero las demandas de ductilidad por desplazamiento de los muros y pórticos.

#### Muros

El desplazamiento de fluencia de la estructura sustituta SDOF  $\Delta_{yW}$  se encuentra de acuerdo a la altura efectiva  $H_e$ , la curvatura de fluencia  $\phi_{yW}$  y la altura de contraflexión  $H_{CF}$  según las ecuaciones:

$$\text{Para } H_e \leq H_{CF} \quad \Delta_{yW} = \phi_{yW} \left( \frac{H_e^2}{2} - \frac{H_e^3}{6 H_{CF}} \right) \quad (\text{Ec. 74})$$

$$\text{Para } H_e > H_{CF} \quad \Delta_{yW} = \phi_{yW} \left( \frac{H_{CF} H_e}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) \quad (\text{Ec. 75})$$

La ductilidad del muro  $\mu_W$  se define con el desplazamiento de diseño  $\Delta_D$  y el desplazamiento de fluencia de la estructura equivalente con un solo grado de libertad  $\Delta_{yW}$ :

$$\mu_W = \frac{\Delta_D}{\Delta_{yW}} \quad (\text{Ec. 29})$$

Y el amortiguamiento para muros  $\xi_{eq}$  viene dado por:

$$\xi_{eq} = 0,05 + 0,444 \left( \frac{\mu_W^{-1}}{\mu_W \pi} \right) \quad (\text{Ec. 31})$$

#### Pórticos

La deriva de fluencia para pórticos de hormigón  $\theta_{yF}$  viene dada por:

$$\theta_{yF} = \frac{0,5 \varepsilon_y L_b}{h_b} \quad (\text{Ec. 33})$$

Donde  $\varepsilon_y$  es la deformación de fluencia del refuerzo a flexión,  $L_b$  es la longitud más crítica de la viga y  $h_b$  es el peralte de la viga. Luego se encuentra la demanda de ductilidad del pórtico  $\mu_F$  con el desplazamiento de diseño  $\Delta_D$ , la altura efectiva  $H_e$ ; para con dicho valor calcular el amortiguamiento del pórtico  $\xi_F$ :

$$\mu_F = \frac{\Delta_D}{\theta_{yF} H_e} \quad (\text{Ec. 32})$$

$$\xi_F = 0,05 + 0,565 \left( \frac{\mu_F - 1}{\mu_F \pi} \right) \quad (\text{Ec. 43})$$

Finalmente, el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema  $\xi_{sys}$  viene dado por:

$$\xi_{sys} = \frac{\xi_W M_{OTM,W} + \xi_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}} \quad (\text{Ec. 28})$$

donde  $\xi_W$  y  $\xi_F$  son el amortiguamiento asociado a la respuesta dúctil del muro y del pórtico respectivamente,  $M_{OTM,W}$  es el momento resistente proporcionado por los muros,  $M_{OTM,F}$  es el momento resistente proporcionado por los pórticos y  $M_{OTM}$  es el momento de vuelco total en la base.

### Fuerza cortante basal

El factor de reducción del desplazamiento espectral  $R_\xi$  para el amortiguamiento viscoso equivalente con un  $\alpha = 0,5$  es:

$$R_\xi = \left( \frac{0,07}{0,02 + \xi_{sys}} \right)^\alpha \quad (\text{Ec. 76})$$

### Periodo efectivo ( $T_e$ )

El periodo efectivo se calcula con  $T_L$  el límite para el periodo de vibración correspondiente a un amortiguamiento del 5% y el desplazamiento de esquina  $\Delta_{C,5\%}$  se obtiene del espectro de respuesta de desplazamiento.

$$T_L = 1 + 2,5 (M_w - 5,7) \quad (\text{Ec. 6})$$

Considerando que la magnitud máxima esperada  $M_w$  del sismo debe ser mayor a 5,7.

El desplazamiento de esquina para el amortiguamiento elástico equivalente  $\Delta_{C,\xi_{sys}\%}$  viene dado por el factor de reducción del desplazamiento espectral  $R_\xi$  y el desplazamiento de esquina  $\Delta_{C,5\%}$ :

$$\Delta_{C,\xi_{sys}\%} = R_\xi \cdot \Delta_{C,5\%} \quad (\text{Ec. 77})$$

Así el periodo efectivo  $T_e$  se calcula con el desplazamiento de diseño  $\Delta_D$ :

$$T_e = \frac{T_L \Delta_D}{\Delta_{C,5\%} R_\xi} \quad (\text{Ec. 78})$$

Para la gráfica del espectro de desplazamiento con un amortiguamiento viscoso equivalente del sistema ( $\xi_{sys}$ ) se deben multiplicar los valores del espectro elástico de diseño de desplazamientos ( $S_d$ ) por el factor de reducción del desplazamiento espectral ( $R_\xi$ ).

$$S_{d-\xi_{sys}} = S_d \cdot R_\xi \quad (\text{Ec. 79})$$

### **Masa efectiva ( $m_e$ )**

La masa efectiva en la estructura sustituta SDOF es calculada con la ecuación:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_{Di})}{\Delta_D} \quad (\text{Ec. 80})$$

### **Rigidez efectiva ( $K_e$ )**

La rigidez efectiva en la estructura sustituta es igual a:

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2} \quad (\text{Ec. 81})$$

### **Cortante basal**

El cortante basal viene dado por rigidez efectiva  $K_e$  y el desplazamiento de diseño  $\Delta_D$ :

$$V_{BASE} = K_e \Delta_D \quad (\text{Ec. 82})$$

### **Fuerzas laterales por piso**

La distribución de fuerzas laterales se realiza de acuerdo a las fuerzas relativas  $F_i$  y el cortante basal calculado  $V_{BASE}$ , deben aplicarse en dirección horizontal.

$$F_{L,i} = F_i V_{BASE} \quad (\text{Ec. 83})$$

### **Diseño a flexión de la base del muro**

El momento total en la base del muro es:

$$M_{W,BASE} = M_W V_{BASE} \quad (\text{Ec. 84})$$

Para obtener el momento de diseño se divide el  $M_{W,BASE}$  para el número de muros en el sentido de análisis.

### Diseño a flexión de la viga del pórtico

La fuerza cortante total que deben soportar los pórticos con el cortante basal calculado  $V_{BASE}$  es:

$$V_F = \beta_F V_{BASE} \quad (\text{Ec. 85})$$

Para obtener la fuerza cortante por pórtico  $V_f$ , se debe dividir  $V_F$  para el número de pórticos en el eje de análisis. La capacidad de momento para las vigas  $M_{bi}$  depende de la fuerza cortante por pórtico  $V_f$ , la altura de entrepiso (segundo piso)  $H_s$  y el número de rótulas plásticas por pórtico en el sentido de análisis.

$$M_{bi} = \frac{V_f H_s}{n_{rótulas}} \quad (\text{Ec. 86})$$

### Base de la columna

La fuerza cortante de diseño para las columnas exteriores  $V_{Col.Exterior}$  e interiores  $V_{Col.Interior}$  en la dirección de análisis se encuentra dada según:

$$V_{Col.Exterior} = \frac{V_f}{n_{rótulas}} \quad (\text{Ec. 87})$$

$$V_{Col.Interior} = \frac{V_f}{n_{rótulas}/2} \quad (\text{Ec. 88})$$

La capacidad de momento de las columnas en la base  $M_{CB}$  depende de la fuerza cortante de diseño para las columnas  $V_{Col.}$ , la altura del primer piso  $H_{01}$ , la capacidad de momento para las vigas  $M_{bi}$  cómo se indica a continuación:

$$M_{CB \text{ externa}} = V_{Col.Exterior} H_{01} - 0,5 M_{bi} \quad (\text{Ec. 89})$$

$$M_{CB \text{ interna}} = V_{Col.Interior} H_{01} - 0,5 M_{bi} \quad (\text{Ec. 90})$$

### Diseño por capacidad para muros

La ductilidad de desplazamiento del sistema se encuentra con:

$$\mu_{sys} = \frac{\mu_w V_{w,Base} + \mu_F V_{F,Base}}{V_{base}} \quad (\text{Ec. 91})$$

Donde  $\mu_w$  es la ductilidad del muro,  $\mu_F$  la ductilidad del pórtico,  $V_{w,Base}$  es la fuerza cortante en el muro,  $V_{F,Base}$  la fuerza cortante en el pórtico y  $V_{Base}$  cortante en base total.

### Momento a mediana altura

Con un periodo elástico  $T_i$  determinado por el periodo efectivo  $T_e$  y ductilidad de desplazamiento del sistema  $\mu_{sys}$  se tiene:

$$T_i \approx \frac{T_e}{\mu_{sys}} \quad (\text{Ec. 92})$$

La capacidad de momento que se requiere en el muro a media altura  $M_{0,5Hn}$ , con un  $\phi^\circ = 1$  viene dado por:

$$C_{1,T} = 0,4 + 0,075 T_i \left( \frac{\mu_{sys}}{\phi^\circ} - 1 \right) \geq 0,4 \quad (\text{Ec. 52})$$

$$M_{0,5 Hn}^\circ = C_{1,T} \phi^\circ M_B \quad (\text{Ec. 51})$$

Siendo  $T_i$  el periodo elástico,  $\mu_{sys}$  la ductilidad de desplazamiento del sistema,  $C_{1,T}$  un coeficiente y  $\phi^\circ M_B$  la capacidad de momento base de sobre resistencia.

### Fuerza cortante en el muro

Para la fuerza cortante en el muro se parte asumiendo  $\phi^\circ = 1,2$  se continua con las ecuaciones:

$$C_{2,T} = 0,4 + 0,2(T_i - 0,5) \leq 1,15 \quad (\text{Ec. 55})$$

$$\omega_V = 1 + \frac{\mu_{sys}}{\phi^\circ} C_{2,T} \quad (\text{Ec. 54})$$

$$V_{W,BASE} = (1 - \beta_F) V_{BASE} \quad (\text{Ec. 8})$$

Donde  $T_i$  es el periodo elástico,  $\omega_V$  es el coeficiente de amplificación,  $\mu_{sys}$  la ductilidad de desplazamiento del sistema,  $C_{2,T}$  es un coeficiente,  $V_{W,BASE}$  es la fuerza cortante en el muro,  $\beta_F$  es la proporción de la fuerza del cortante basal soportada por los pórticos,  $V_{BASE}$  es el cortante en base total calculado. La fuerza cortante de los muros  $V_{BASE}^0$  es:

$$V_{BASE}^0 = \phi^\circ \omega_V V_{W,BASE} \quad (\text{Ec. 53})$$

y la fuerza cortante para cada uno de los muros se obtiene al dividir  $V_{BASE}^0$  para el número de muros en el sentido de análisis:

$$V_{BASE,muro}^0 = \frac{V_{BASE}^0}{n_{muros}} \quad (\text{Ec. 93})$$

El cortante de diseño en la parte superior del muro  $V_n^0$  viene dado por:

$$V_n^0 = (0,4) V_{BASE,muro}^0 \quad (\text{Ec. 94})$$

Y el esfuerzo cortante máximo en cada muro se define por:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{V_{BASE,muro}^0}{L_w t_w} \quad (\text{Ec. 95})$$

Donde  $V_{BASE,muro}^0$  es la fuerza cortante para cada muro,  $L_w$  es la longitud del muro y  $t_w$  el espesor del muro en el sentido de análisis.

### Diseño por capacidad para columnas

Se requiere que las resistencias de diseño requeridas de la columna hayan sido determinadas en ambos sentidos. Para los momentos y cortantes de diseño de las columnas se calculan según:

$$\phi_f M_C \geq M^\circ = 1,3 \phi^\circ M_{CE} \quad (\text{Ec. 49})$$

$$\phi_V V_C \geq V^\circ = 1,3 \phi^\circ V_{CE} \quad (\text{Ec. 50})$$

Donde  $\phi_f$  es un factor de reducción de resistencia por flexión en columnas igual a 0,9,  $M_C$  momento en la base de la columna,  $M^\circ$  es el momento base,  $M_{CE}$  es el momento de la columna correspondiente resultante de la fuerza cortante del pórtico de diseño, suponiendo que

los momentos de la columna son iguales por encima y por debajo del nudo,  $\phi^o$  es el factor de sobre resistencia asociado con la articulación de la viga,  $\phi_V$  es el factor de reducción de resistencia por cortante equivalente a 0,85,  $V_C$  es el cortante de la columna,  $V^o$  es el cortante de sobre resistencia y  $V_{CE}$  es el esfuerzo cortante del pórtico de diseño. Se diseña para los momentos y cortantes resultantes de las fuerzas de diseño amplificadas por un factor de  $1,3 \phi^o = 1,3(1,2) = 1,56$ .

## Capítulo IV

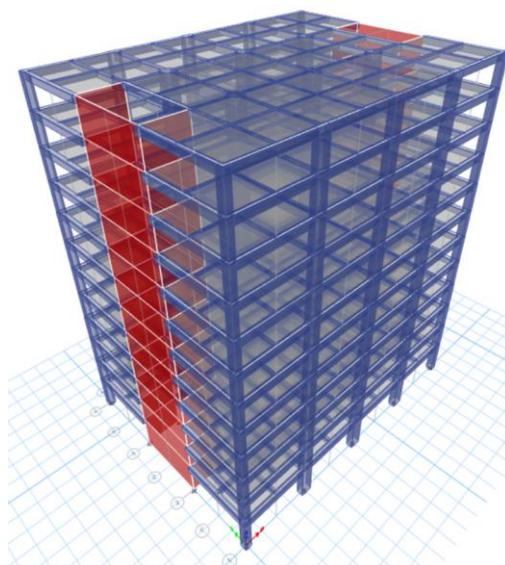
### Caso de estudio

En este capítulo se presenta la estructura que será analizada mediante el método DDBD, la misma que cuenta con doce pisos de altura y dos muros tipo canal de hormigón armado en cada extremo del edificio. La configuración en planta es regular, presenta distancias que van cada 8,00 m en ambos sentidos y con respecto a su configuración en elevación el primer piso cuenta con 4,00 m de altura, mientras que los demás niveles presentan una altura de 3,20 m, la estructura está ubicada en Quito cuya zona sísmica es alta, el suelo es tipo C y su uso está destinado para oficinas.

En la dirección transversal, hay tres pórticos de hormigón armado que actúan paralelo a los muros extremos. Las vigas de hormigón armado localizadas en ambos extremos de los muros los conectan a las columnas de las esquinas. En la dirección longitudinal, los pórticos de hormigón internos se conectan a los extremos de las alas de los muros con las vigas de hormigón armado y además se tiene vigas secundarias en ambos sentidos ubicadas cada 4,00 m como se presenta en la Figura 13, Figura 14, Figura 15 y Figura 16.

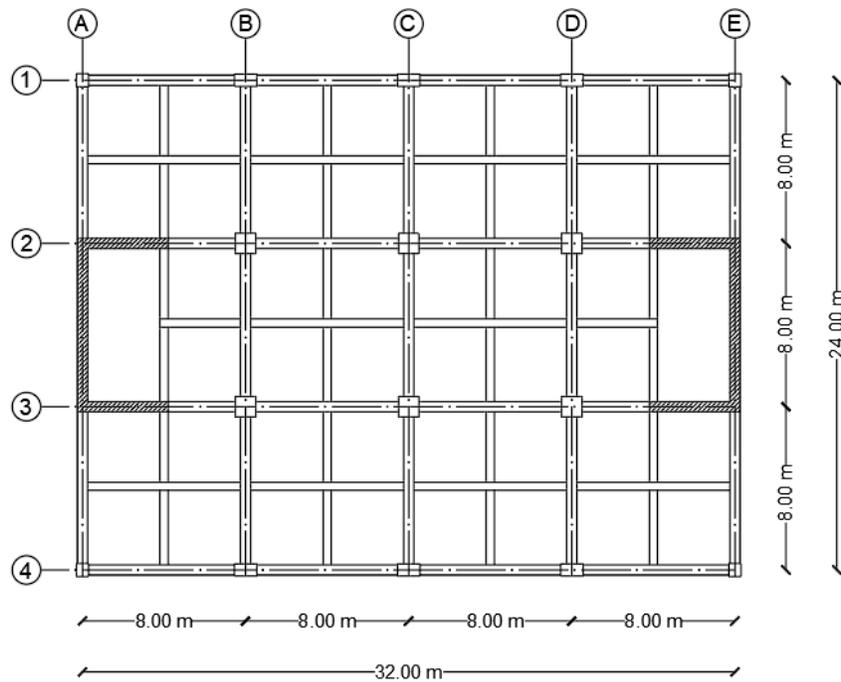
#### Figura 13

*Estructura de análisis en 3D.*



**Figura 14**

*Dimensiones en planta*



**Figura 15**

*Vista en elevación de la estructura - sentido Y*

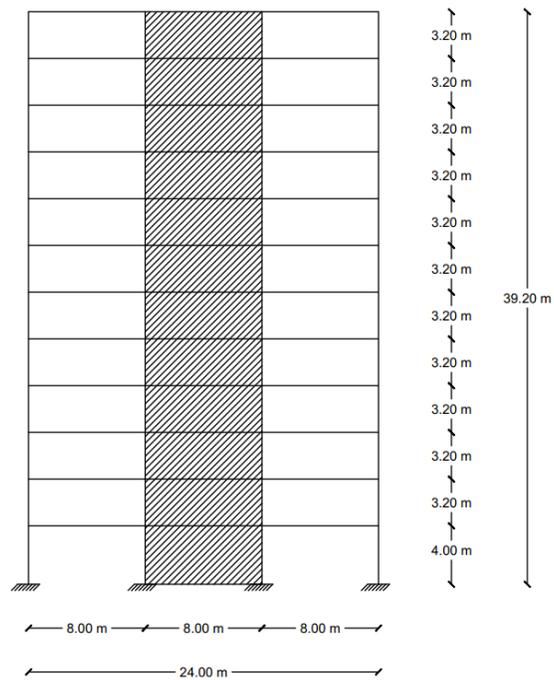
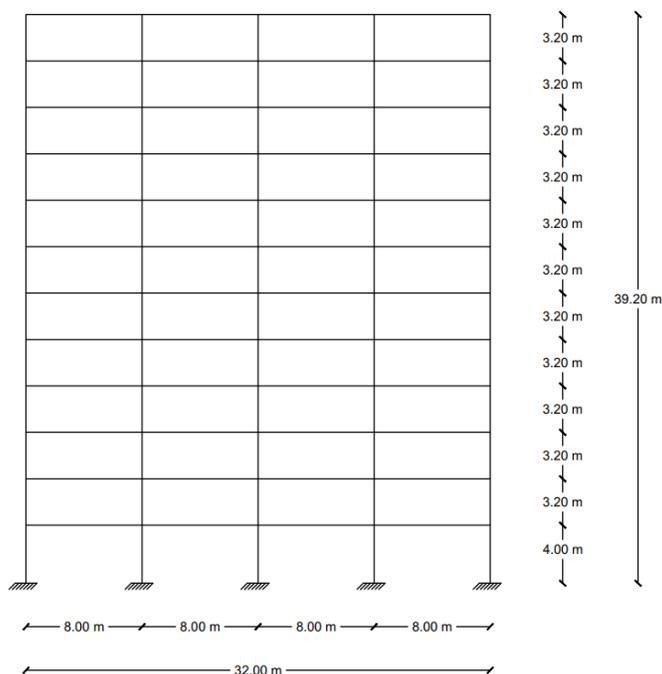


Figura 16

Vista en elevación de la estructura en el sentido X



### Materiales

- **Concreto:** Para el respectivo diseño de vigas y columnas de la estructura se manejará una resistencia a la compresión ( $f'c$ ) de 30 Mpa, una resistencia a la compresión esperada ( $f'ce$ ) de  $1,3 f'c$  MPa y un módulo de elasticidad dado por  $4700 \sqrt{f'c}$  en Mpa.
- **Acero:** El acero de refuerzo de fluencia ( $fy$ ) utilizado será de 420 MPa, con un módulo de elasticidad de 200000 Mpa, un límite de fluencia esperado de ( $f'ye$ ) de  $1,1 fy$  MPa y una resistencia última ( $fu$ ) de  $1,25 fy$ .

### Cargas

Tabla 6

Cargas que recibe cada losa

Losa aliviada bidireccional				
Piso	Carga viva (CV)		Carga muerta (CM)	Unidades
Entrepisos	240	Oficinas	1605.44	kg/m <sup>2</sup>
Cubierta	200	Cubierta accesible	975.44	kg/m <sup>2</sup>

## Secciones

Se colocaron vigas secundarias con el fin de disminuir la altura de la losa. Con respecto a las secciones de los elementos estructurales, tanto de cubierta como de entrepiso se consideraron las siguientes:

**Tabla 7**

*Altura de losa de entrepiso y cubierta en base a las indicaciones del ACI-318*

Altura de losa	
Piso	h_adop (m)
Entrepiso	0.15
Cubierta	0.15

**Tabla 8**

*Dimensiones de columnas por pisos*

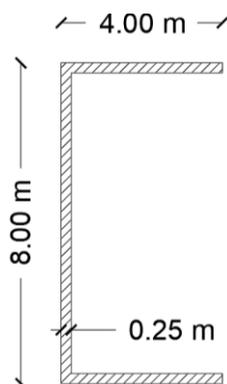
COLUMNAS			
Columna	Nivel 1 - 4 (cm)	Nivel 5 - 8 (cm)	Nivel 9 - 12 (cm)
A1	70x70	65x65	60x60
A4	70x70	65x65	60x60
B1	120x70	115x65	110x60
B2	120x120	115x115	110x110
B3	120x120	115x115	110x110
B4	120x70	115x65	110x60
C1	120x70	115x65	110x60
C2	120x120	115x115	110x110
C3	120x120	115x115	110x110
C4	120x70	115x65	110x60
D1	120x70	115x65	110x60
D2	120x120	115x115	110x110
D3	120x120	115x115	110x110
D4	120x70	115x65	110x60
E1	70x70	65x65	60x60
E4	70x70	65x65	60x60

**Tabla 9***Dimensiones de vigas principales y secundarias*

VIGAS PRINCIPALES			
Sentido	Eje	Entrepiso (cm)	Cubierta (cm)
Y	A-E	50x60	40x60
X	1-4	50x60	40x60
Y	B-C-D	60x65	50x60
X	2-3	60x65	50x60
VIGAS SECUNDARIAS			
Y	A'-B'-C'-D'	40x40	40x40
X	1'-2'-3'	40x40	40x40

**Tabla 10***Dimensiones de muros*

MURO			
Dimensión		Valor	Unidad
Longitud en Y	(Lw)	8.00	m
Longitud Ala	(Lwc)	4.00	m
Espesor en Y	(tw)	0.25	m
Espesor Ala	(twc)	0.25	m

**Figura 17***Dimensiones de muros tipo canal*

## Espectro de respuesta de aceleración

**Tabla 11**

*Parámetros para establecer el espectro de respuesta de aceleración conforme a la NEC (2015)*

Parámetros	Valores	Referencia
Factor de espectro de diseño	$r$ : 1,00	suelo tipo C
Relación de amplificación espectral	$\eta$ : 2,48	Quito - prov. Sierra
Zona sísmica	- V	Tabla 1
Factor de zona en función de la zona sísmica	$Z$ : 0,40	
Coefficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo corto	$F_a$ : 1,20	Tabla 2
Factor de comportamiento inelástico del suelo	$F_s$ : 1,11	Tabla 3
Amplificación de las ordenadas del espectro elástico de respuesta de desplazamientos para diseño en roca	$F_d$ : 1,11	Tabla 4

Una vez establecidos los parámetros se calcula  $T_C$  el periodo límite de vibración en el espectro elástico de aceleraciones con (Ec. 3):

$$T_C = 0,55 (1,11) \frac{1,11}{1,20} = 0,565 \text{ s}$$

Para obtener la gráfica del espectro de respuesta elástico de aceleración ( $S_a$ ), a continuación, se utilizan los valores de  $T = 0,565 \text{ s}$  y  $T = 2,66 \text{ s}$  como ejemplos de cálculo:

Con  $T = 0,565 \text{ s}$  el valor de  $S_a$  viene dado por (Ec. 1):

$$S_a = (2,48)(0,40)(1,20) = 1,190 \text{ g} \quad \text{para } 0 \leq T \leq T_C$$

Sea  $T = 4,25 \text{ s}$  el valor de  $S_a$  se determina con (Ec. 3):

$$S_a = (2,48)(0,40)(1,20) \left( \frac{0,565}{4,25} \right)^1 = 0,158 \text{ g} \quad \text{para } T > T_C$$

Siguiendo el mismo proceso, en la siguiente tabla se presentan los demás valores para realizar la gráfica del espectro de aceleración correspondiente a la Figura 18.

**Tabla 12**

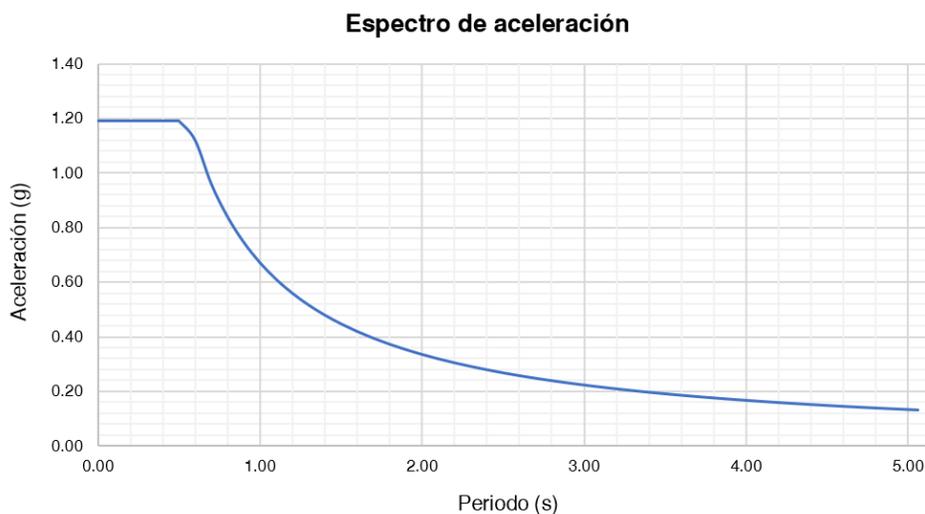
Valores del periodo fundamental de vibración de la estructura  $T$  y la aceleración espectral  $S_a$

$T$ (s)	$S_a$ (g)	$T$ (s)	$S_a$ (g)						
0,00	1,190	1,00	0,672	2,00	0,336	3,00	0,224	4,00	0,168
0,10	1,190	1,10	0,611	2,10	0,320	3,10	0,217	4,10	0,164
0,20	1,190	1,20	0,560	2,20	0,306	3,20	0,210	4,20	0,160
0,30	1,190	1,30	0,517	2,30	0,292	3,30	0,204	<b>4,25</b>	0,158
0,40	1,190	1,40	0,480	2,40	0,280	3,40	0,198	4,35	0,155
0,50	1,190	1,50	0,448	2,50	0,269	3,50	0,192	4,45	0,151
0,60	1,120	1,60	0,420	2,60	0,259	3,60	0,187	4,55	0,148
0,70	0,960	1,70	0,395	2,70	0,249	3,70	0,182	4,65	0,145
0,80	0,840	1,80	0,373	2,80	0,240	3,80	0,177	4,75	0,142
0,90	0,747	1,90	0,354	2,90	0,232	3,90	0,172	4,85	0,139

*Nota.* En la tabla se muestran algunos valores del período fundamental con sus respectivas aceleraciones obtenidos de los cálculos para el espectro de respuesta de aceleración.

**Figura 18**

*Espectro de respuesta de aceleración*



*Nota.* En la figura se presenta el espectro de aceleración elástico de la estructura, obtenido de acuerdo a las indicaciones de la Norma NEC (2015).

### Espectro de respuesta de desplazamiento

Para obtener la gráfica del espectro de respuesta de desplazamientos se parte del cálculo del periodo de esquina ( $T_L$ ) según la (Ec. 6) como la ubicación de la zona de estudio es

Quito la magnitud máxima esperada según las investigaciones actuales corresponde a  $M_w = 7$  (Aguar, Quizanga, & Chicaiza, 2017).

$$T_L = 1 + 2,5 (7 - 5,7) = 4,25 \text{ s}$$

Aplicando la (Ec. 4) para el periodo de esquina  $T_L$  el desplazamiento  $S_d$  es:

$$S_d = (0,158)(9,81) \left( \frac{4,25}{2\pi} \right)^2 = 0,709 \text{ m} \quad \text{para } T > T_L$$

Como ejemplo de cálculo de la gráfica de la Figura 19 para  $T = 0,35 \text{ s}$  se utiliza la (Ec. 5) cuyo desplazamiento es:

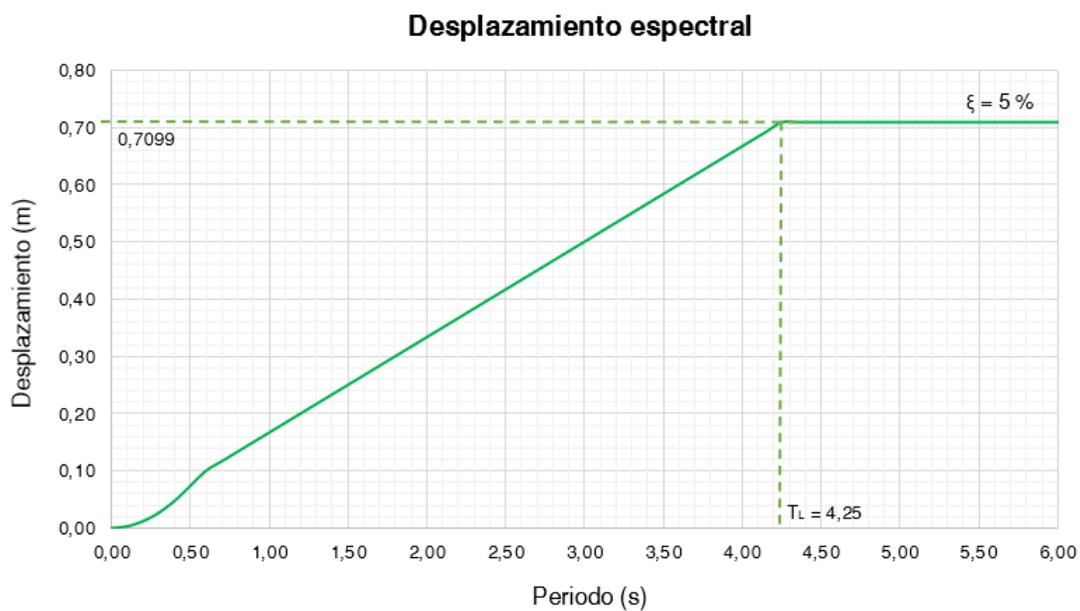
$$S_d = (0,158)(9,81) \left( \frac{4,25}{2\pi} \right)^2 = 0,709 \text{ m} \quad \text{para } T > T_L$$

**Tabla 13**

*Valores de T el periodo fundamental de vibración de la estructura y desplazamiento  $S_d$*

T (s)	Sd (m)	T (s)	Sd (m)						
0,00	0,0000	1,00	0,1670	2,00	0,3341	3,00	0,5011	4,00	0,6682
0,10	0,0030	1,10	0,1837	2,10	0,3508	3,10	0,5178	4,10	0,6849
0,20	0,0118	1,20	0,2005	2,20	0,3675	3,20	0,5345	4,20	0,7016
0,30	0,0266	1,30	0,2172	2,30	0,3842	3,30	0,5512	<b>4,25</b>	<b>0,7099</b>
0,40	0,0473	1,40	0,2339	2,40	0,4009	3,40	0,5679	4,35	0,7099
0,50	0,0740	1,50	0,2506	2,50	0,4176	3,50	0,5847	4,45	0,7099
0,60	0,1002	1,60	0,2673	2,60	0,4343	3,60	0,6014	4,55	0,7099
0,70	0,1169	1,70	0,2840	2,70	0,4510	3,70	0,6181	4,65	0,7099
0,80	0,1336	1,80	0,3007	2,80	0,4677	3,80	0,6348	4,75	0,7099
0,90	0,1503	1,90	0,3174	2,90	0,4844	3,90	0,6515	4,85	0,7099

*Nota.* En la tabla se muestran algunos de los valores de T y  $S_d$  obtenidos de los cálculos para el espectro de respuesta de desplazamiento.

**Figura 19***Espectro de respuesta de desplazamiento*

*Nota.* En la figura se presenta el espectro de desplazamiento de la estructura con un amortiguamiento de 5% y su desplazamiento.

## Capítulo V

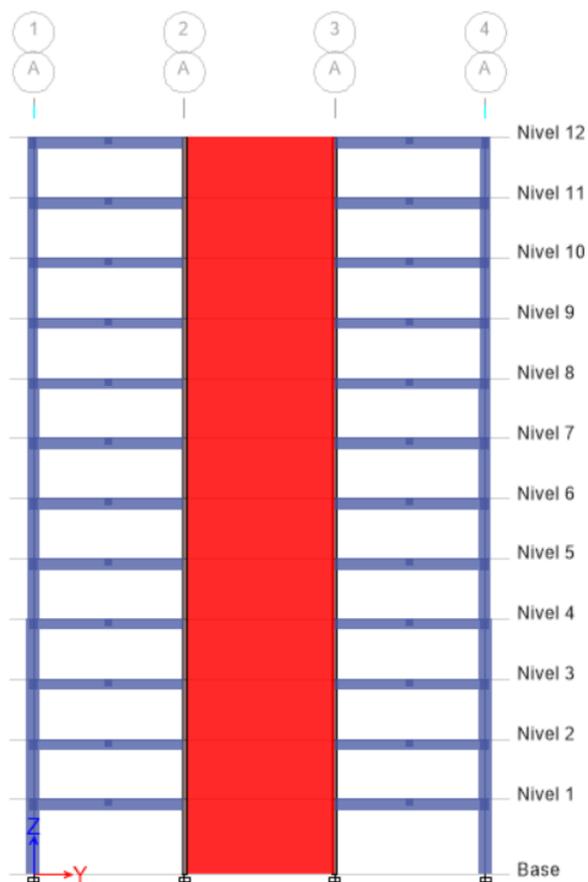
### Guía práctica

En este apartado se realiza un análisis de la edificación dual presentada en el Capítulo IV, como se mencionó anteriormente se aplicará el método directo basado en desplazamientos en los sentidos transversal y longitudinal de la estructura propuesta como se presenta a continuación.

#### Análisis en sentido transversal (sentido Y)

#### Figura 20

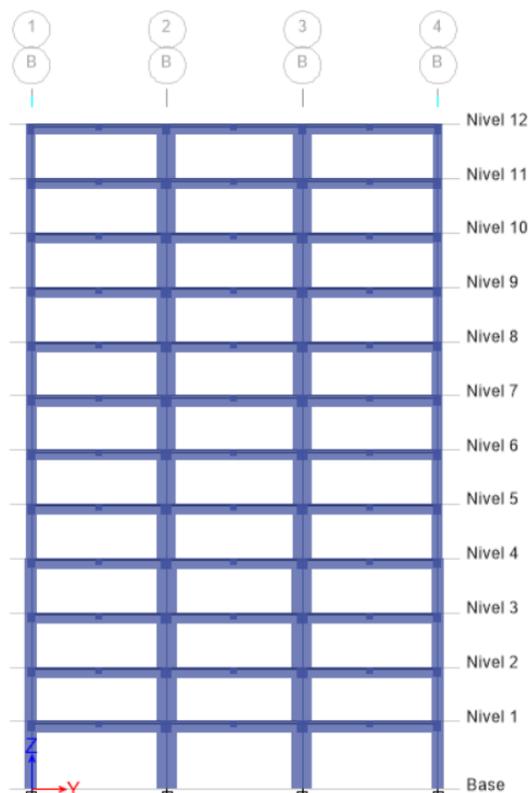
*Pórtico del eje A - sentido transversal*



*Nota.* En la figura se presenta el pórtico del eje A, mismo que cuenta con un muro estructural de 8,00 m de largo en su vano central.

**Figura 21**

*Pórtico del eje B - sentido transversal*



### **Opciones de diseño**

Según la cantidad de pórticos y tamaño de los muros con una configuración tipo canal se optó por tomar un cortante basal de pórticos del 40%, es decir  $\beta_F = 0,4$ . Además, se utilizará vigas de hormigón armado cuyas dimensiones se presentan en la Tabla 9.

### **Altura de contraflexión del muro**

Las fuerzas laterales (Tabla 14-columna 4) se obtienen de la (Ec. 57). Para los ejemplos de cálculo se utilizarán los datos del nivel 12, a continuación, las fuerzas laterales serán proporcionales a:

$$F_{lp} = m_{12} \cdot H_{12} = (64064,30 \text{ kg} \cdot \text{s}^2/\text{m})(39,20 \text{ m}) = 2511320,56 \text{ kg} \cdot \text{s}^2$$

Las fuerzas relativas (Tabla 14-columna 5) vienen de la (Ec. 58), como se muestra:

$$F_{12} = \frac{m_{12} \cdot H_{12}}{\sum m_i \cdot H_i} = \frac{2511320,56 \text{ kg} \cdot \text{s}^2}{19582980,39 \text{ kg} \cdot \text{s}^2} = 0,13$$

Utilizando las fuerzas relativas, se procede a encontrar la fuerza cortante total (Tabla 14-columna 6) con la (Ec. 60), la cual es:

$$V_{T,12} = F_{12} = 0,13$$

El momento de vuelco total (Tabla 14-columna 7), está dado por la (Ec. 61) pero para el último piso es:

$$M_{OTM,12} = 0$$

El cortante del pórtico (Tabla 14-columna 8) es el mismo para todos los pisos, de acuerdo a la (Ec. 7) su valor es:

$$V_{F,i} = (0,40)(1) = 0,40$$

El cortante del muro (Tabla 14-columna 9) se encuentra con la (Ec. 62):

$$V_{w,12} = V_{T,12} - V_{F,12} = 0,13 - 0,4 = -0,27$$

Los momentos del muro (Tabla 14-columna 10) se obtienen a partir de la (Ec. 63), en el caso del último nivel equivale a:

$$M_{W,12} = 0$$

Los resultados de los cálculos realizados en los diferentes niveles se encuentran en la siguiente tabla.

Tabla 14

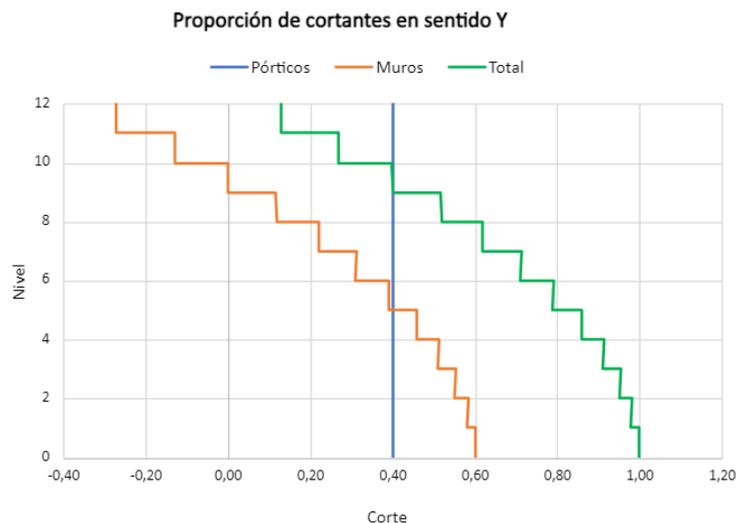
Cálculos para determinar  $H_{CF}$  en sentido Y

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Nivel	Altura $h_i$	Masa $m_i$	$m_i \cdot h_i$	$F_i$ (rel.)	$V_{T,i}$ (rel.)	$M_{OTM,i}$ (rel.)	$V_{F,i}$ pórtico	$V_{W,i}$ muro	$M_{W,i}$ muro
	[m]	[kg.s <sup>2</sup> /m]							
12	39,20	64064,30	2511320,56	0,13	0,13	0,00	0,40	-0,27	0,00
11	36,00	77110,48	2775977,28	0,14	0,27	0,41	0,40	-0,13	-0,87
10	32,80	77040,48	2526927,74	0,13	0,40	1,27	0,40	0,00	-1,29
9	29,60	77040,48	2280398,21	0,12	0,52	2,55	0,40	0,12	-1,29
8	26,40	77392,98	2043174,67	0,10	0,62	4,20	0,40	0,22	-0,92
7	23,20	77855,91	1806257,11	0,09	0,71	6,18	0,40	0,31	-0,22
6	20,00	77855,91	1557118,20	0,08	0,79	8,46	0,40	0,39	0,78
5	16,80	77855,91	1307979,29	0,07	0,86	11,00	0,40	0,46	2,04
4	13,60	78233,99	1063982,26	0,05	0,91	13,74	0,40	0,51	3,50
3	10,40	78722,49	818713,90	0,04	0,95	16,66	0,40	0,55	5,14
2	7,20	78722,49	566801,93	0,03	0,98	19,72	0,40	0,58	6,92
1	4,00	81082,31	324329,24	0,02	1,00	22,86	0,40	0,60	8,78
0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	26,86	0,40	0,60	11,18
<b>SUMA</b>		922977,73	19582980,39	1,00					

A continuación, en la Figura 22 se presenta un gráfico de la distribución del cortante de pórticos ( $V_{F,i}$ ), muros ( $V_{W,i}$ ) y total ( $V_{T,i}$ ) de la estructura, además de igual manera en la Figura 23 se presenta la distribución de los momentos de pórticos, muros ( $M_{W,i}$ ) y total ( $M_{OTM,i}$ ), tomando en cuenta que los momentos de pórticos corresponden a la diferencia entre los momentos totales y momentos de muros.

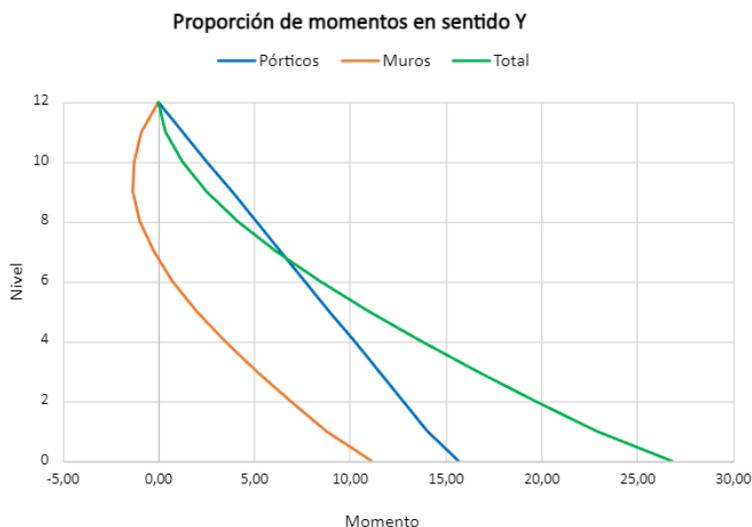
Figura 22

Proporción del cortante de pórticos, muros y total en sentido Y



**Figura 23**

Proporción de los momentos totales, de pórticos y de muros en sentido Y



En la columna 10 de la Tabla 14 se puede observar que el punto de contraflexión (cambio de signo en los momentos) se encuentra entre los niveles 6 y 7. Para encontrar  $H_{CF}$  se interpola linealmente con la (Ec. 64).

**Tabla 15**

Valores a interpolar

$h_7$	23,20	$M_{w,7}$	-0,22
$H_{CF}$	-	$M_w$	0
$h_6$	20,00	$M_{w,6}$	0,78

$$H_{CF} = h_7 + \frac{h_6 - h_7}{M_{w,6} - M_{w,7}} (0 - M_{w,7}) = 23,20 + \frac{20 - 23,20}{0,78 - (-0,22)} (0 + 0,22)$$

$$H_{CF} = 22,50 \text{ m}$$

### Desplazamiento de fluencia del muro

El límite elástico esperado del acero de refuerzo esta dado por (Ec. 65):

$$f_{ye} = 1,1 (4284 \text{ kg/cm}^2) = 4712,4 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, la deformación de fluencia del refuerzo a flexión esta dado por (Ec. 66):

$$\varepsilon_y = \frac{4712,4 \text{ kg/cm}^2}{2040000 \text{ kg/cm}^2} = 0,00231$$

La curvatura de fluencia para el muro está establecida por (Ec. 68):

$$\phi_{yw} = 1,5 \cdot \frac{0,00231}{8 \text{ m}} = 0,000433 \frac{1}{\text{m}}$$

Para el perfil de desplazamiento de fluencia del muro se emplean las ecuaciones (Ec. 16) y (Ec. 17), las mismas que dependen de la altura  $h_i$ , para el nivel 12 con  $h_{12} = 39,20 \text{ m}$  los cálculos son:

$$\text{sea } h_{12} > 22 \text{ m} \quad \Delta_{yi} = 0,000433 \frac{1}{\text{m}} \left[ \frac{(22,50)(39,20)}{2} - \frac{(22,50)^2}{6} \right] = 0,15 \text{ m}$$

Los demás valores de  $\Delta_{yi}$  para los distintos niveles se encuentran en la columna 4 de la Tabla 16.

### **Perfil de desplazamiento de diseño**

Es necesario saber cuál es el diseño que gobierna por lo que se analizan dos casos, las deformaciones del material y los límites de deriva.

#### **Deformaciones del material del muro**

Como no se dispone de la deformación a la tensión máxima para el acero de refuerzo del muro, se asume de forma conservadora un  $\varepsilon_{su} = 0,10$ . Por lo que se reduce de en un 10% la curvatura de control de daños, por lo que se emplea la (Ec. 69) como se indica a continuación:

$$\phi_{dc} = \frac{0,072}{8 \text{ m}} \cdot (0,90) = 0,0081 \frac{1}{\text{m}}$$

Con  $f_u = 1,25 f_y$  aplicando la (Ec. 20) se obtiene el siguiente valor de k:

$$k = 0,2(1,25 - 1) = 0,05$$

Con una varilla  $d_{bl} = 25 \text{ mm}$  se calcula la longitud de penetración por deformación según la (Ec. 70) es:

$$L_{SP} = 0,022 [(420 \text{ MPa}) 1,1] 25 \text{ mm} = 254,1 \text{ mm}$$

Luego se obtiene la longitud de la rótula plástica de acuerdo a la (Ec. 19) como se indica a continuación:

$$L_p = (0,05)(22,50 \text{ m}) + 0,1 (8 \text{ m}) + 0,2541 \text{ m} = 2,18 \text{ m}$$

Para verificar si se excede el límite de deriva en  $H_{CF}$  se aplica la ecuación (Ec. 21):

$$\theta_{CF} = 0,000433 \frac{1}{m} \cdot \frac{22,50 \text{ m}}{2} + \left( 0,0081 \frac{1}{m} - 0,000433 \frac{1}{m} \right) 2,18 \text{ m} = 0,0216$$

El valor obtenido excede el límite de deriva el mismo que corresponde a 0,02, lo que indica que los límites de deriva del código gobiernan el diseño del muro.

### Límites de deriva

Se debe considerar la amplificación de deriva debido a la altura considerable del edificio, partiendo del momento resistente total proporcionado por los pórticos en la base y empleando la (Ec. 72) se tiene:

$$M_{OTM,F} = 26,86 - 11,18 = 15,68$$

Para obtener el factor de reducción se aplica la (Ec. 23) siendo:

$$\omega_{\theta} = \left[ 1 - \left( \frac{12 - 5}{100} \right) \cdot \left( \frac{15,68}{26,86} + 0,25 \right) \right] = 0,942$$

Aplicando la (Ec. 73), la deriva de diseño se reduce con:

$$\theta_{CD} = \omega_{\theta} \cdot 0,02 = (0,942) \cdot 0,02 = 0,0188$$

El perfil de diseño (Tabla 16-columna 5) está establecido por (Ec. 22), para el nivel 12 se tiene:

$$\Delta_{D12} = 0,15 \text{ m} + \left( 0,0188 - 0,000433 \frac{1}{m} \cdot \frac{22,50 \text{ m}}{2} \right) (39,20 \text{ m}) = 0,70$$

Los cálculos realizados en los otros niveles se resumen en la siguiente tabla.

**Tabla 16**

*Desplazamiento de diseño en sentido transversal*

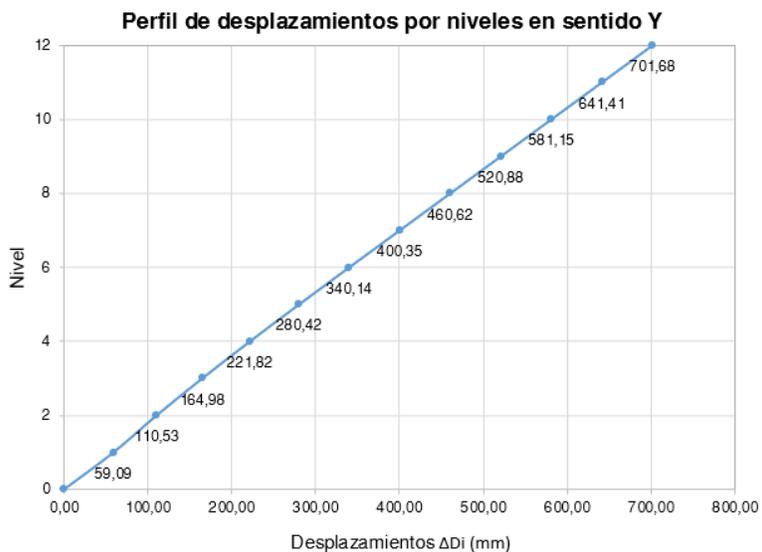
1	2	3	4	5	6	7	8
nivel	altura $H_i$ [m]	masa $m_i$ [kg.s <sup>2</sup> /m]	$\Delta y_i$ [m]	$\Delta D_i$ [m]	$m_i \Delta^2 D_i$ [kg.s <sup>2</sup> .m]	$m_i \Delta D_i$ [kg.s <sup>2</sup> ]	$m_i \Delta D_i H_i$ [kg.s <sup>2</sup> .m]
12	39,20	64064,30	0,15	0,70	31542,00	44952,38	1762133,17
11	36,00	77110,48	0,14	0,64	31723,85	49459,49	1780541,71
10	32,80	77040,48	0,12	0,58	26018,90	44771,74	1468512,96
9	29,60	77040,48	0,11	0,52	20902,35	40128,88	1187814,85
8	26,40	77392,98	0,09	0,46	16420,19	35648,39	941117,51
7	23,20	77855,91	0,08	0,40	12478,76	31169,62	723135,29
6	20,00	77855,91	0,06	0,34	9007,32	26481,57	529631,34
5	16,80	77855,91	0,05	0,28	6122,07	21832,07	366778,84
4	13,60	78233,99	0,03	0,22	3849,50	17354,02	236014,69
3	10,40	78722,49	0,02	0,16	2142,78	12987,87	135073,88
2	7,20	78722,49	0,01	0,11	961,74	8701,19	62648,57
1	4,00	81082,31	0,00	0,06	283,14	4791,42	19165,68
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>SUMA</b>		922977,73			161452,62	338278,65	9212568,50

*Nota.* En la tabla se presentan los valores obtenidos siguiendo el proceso indicado para el sentido transversal.

En base a los cálculos realizados anteriormente, considerando los valores obtenidos en el perfil de diseño ( $\Delta_{D_i}$ ) se determinó el perfil de desplazamientos por niveles en el sentido transversal, mismo que se presenta en la Figura 24.

**Figura 24**

*Perfil de desplazamientos por niveles en sentido Y*



### **Deriva de piso**

Para el cálculo de las derivas elásticas por piso se emplea la (Ec. 25), para el piso 11 se tiene lo siguiente:

$$\theta_{12} = \frac{\Delta_{D_{12}} - \Delta_{D_{11}}}{L_{12}} = \frac{(0,70 - 0,64)m}{3,20 m} = 0,018$$

Siguiendo el proceso indicado, en la Tabla 17 se presenta un resumen con los datos y resultados de las derivas por nivel de la edificación analizada en el sentido transversal, seguidamente en la Figura 25 se presenta la respectiva gráfica de los datos que resume la tabla mencionada.

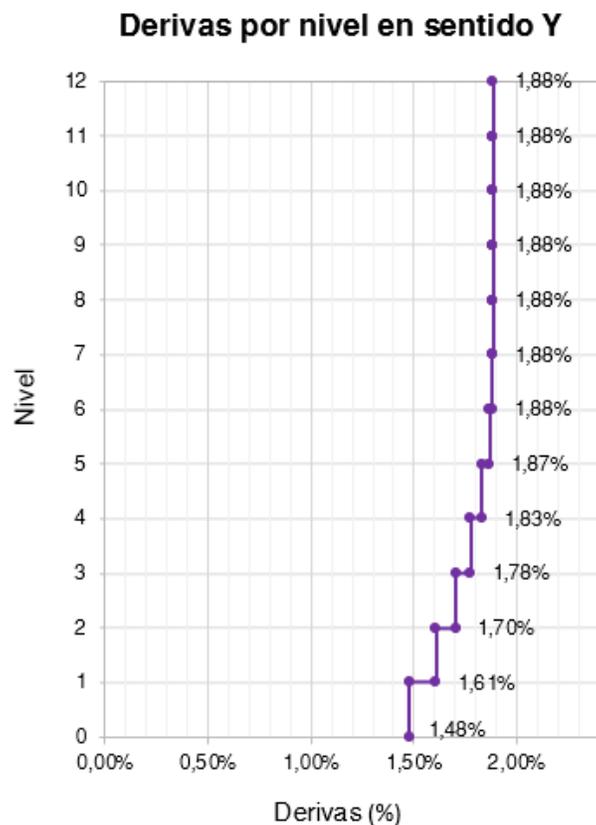
**Tabla 17**

*Valores de desplazamiento y derivas por nivel en sentido Y*

<b>Nivel</b>	<b>Entrepiso (m)</b>	<b><math>\Delta_{Dx}</math> (m)</b>	<b>Deriva relativa (%)</b>
12	3,20	0,70	1,88%
11	3,20	0,64	1,88%
10	3,20	0,58	1,88%
9	3,20	0,52	1,88%
8	3,20	0,46	1,88%
7	3,20	0,40	1,88%
6	3,20	0,34	1,87%
5	3,20	0,28	1,83%
4	3,20	0,22	1,78%
3	3,20	0,16	1,70%
2	3,20	0,11	1,61%
1	4,00	0,06	1,48%
Base	0,00	0,00	0,00%

Figura 25

Derivas por nivel en sentido Y



### Desplazamiento SDOF de diseño

Viene dado de acuerdo a la (Ec. 24):

$$\Delta_D = \frac{161452,62 \text{ kg} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}}{338278,65 \text{ kg} \cdot \text{s}^2} = 0,477 \text{ m}$$

### Altura efectiva

Establecida con la (Ec. 30) es:

$$H_e = \frac{9212568,50 \text{ kg} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}}{338278,65 \text{ kg} \cdot \text{s}^2} = 27,23 \text{ m}$$

## Amortiguamiento equivalente

### Muros

Para el desplazamiento de fluencia se emplea la (Ec. 74) o (Ec. 75), según el valor que tenga  $H_e$ .

Sea  $H_e = 27,23 \text{ m} > 22 \text{ m}$  se utiliza la (Ec. 75) como se indica:

$$\Delta_{yW} = 0,000433 \frac{1}{m} \left[ \frac{(22,50 \text{ m})(27,23 \text{ m})}{2} - \frac{(22,50 \text{ m})^2}{6} \right] = 0,096 \text{ m}$$

La ductilidad del sistema de muros viene dada por la (Ec. 29):

$$\mu_W = \frac{0,477 \text{ m}}{0,096 \text{ m}} = 4,97$$

Y el amortiguamiento en muros es definida por (Ec. 31) siendo:

$$\xi_W = 0,05 + 0,444 \left( \frac{4,97 - 1}{4,97 \cdot \pi} \right) = 0,163$$

### Pórticos

La deriva de fluencia para pórticos de hormigón viene dada por la (Ec. 33):

$$\theta_{yF} = \frac{(0,5)(0,00231)(8,00 \text{ m})}{0,65 \text{ m}} = 0,0142$$

Luego con la (Ec. 32) se encuentra la demanda de ductilidad del pórtico como se indica:

$$\mu_F = \frac{0,477 \text{ m}}{(0,0142)(27,23 \text{ m})} = 1,23$$

con el valor obtenido se calcula el amortiguamiento del pórtico con (Ec. 43):

$$\xi_F = 0,05 + 0,565 \left( \frac{1,23 - 1}{1,23 \cdot \pi} \right) = 0,084$$

El amortiguamiento viscoso equivalente del sistema es dado por la (Ec. 28):

$$\xi_{sys} = \frac{(0,163)(11,18) + (0,084)(15,68)}{26,86} = 0,12$$

### **Fuerza cortante en la base**

Se usa la (Ec. 76) para determinar el factor de reducción del desplazamiento espectral como se presenta a continuación:

$$R_{0,12} = \left( \frac{0,07}{0,02 + 0,12} \right)^{0,5} = 0,71$$

### **Periodo efectivo**

Se emplea la (Ec. 6) para determinar el periodo de esquina:

$$T_L = 1 + 2,5 (7 - 5,7) = 4,25 \text{ s}$$

Del espectro de respuesta de desplazamiento correspondiente a la Figura 19 se obtiene para un amortiguamiento del 5% un desplazamiento de  $\Delta_{C,5\%} = 0,7099 \text{ m}$ . Para el amortiguamiento elástico equivalente el desplazamiento de esquina se obtiene con la (Ec. 77):

$$\Delta_{C,12\%} = R_{0,12} \cdot \Delta_{C,5\%} = (0,71)(0,7099) = 0,315 \text{ m}$$

Y así el periodo efectivo es definido por la (Ec. 78):

$$T_e = \frac{(4,25 \text{ s})(0,477 \text{ m})}{(0,7099 \text{ m})(0,71)} = 4,02 \text{ s}$$

### **Espectro de respuesta de desplazamiento en sentido Y**

Como ejemplo de cálculo para la gráfica del espectro de desplazamiento que se indica en la Figura 26 con un amortiguamiento viscoso equivalente del sistema  $\xi_{sys} = 0,12 = 12\%$  se deben multiplicar los valores del espectro elástico de diseño de desplazamientos ( $S_d$ ) de la Tabla 13 por el factor de reducción de desplazamiento espectral  $R_{0,12} = 0,71$ .

Con  $T = 4,25$  el valor de  $S_{d-12\%}$  se calcula con (Ec. 79):

$$S_{d-12\%} = S_d \cdot R_\xi = (0,7099 \text{ m})(0,71) = 0,504 \text{ m}$$

Siguiendo el proceso anterior, en la Tabla 18 se presentan los valores del desplazamiento obtenido con los diferentes valores de T.

**Tabla 18**

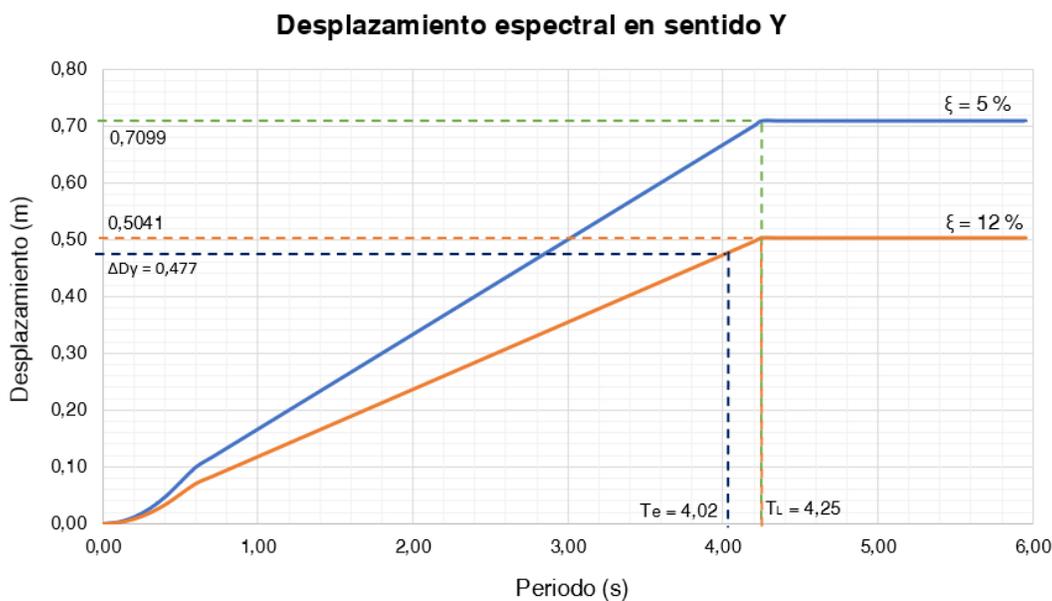
Valores del periodo fundamental de vibración de la estructura  $T$  y desplazamiento en metros  $S_d$  para un amortiguamiento viscoso equivalente del sistema del 12%

T (s)	sentido Y $S_d$ (m)	T (s)	sentido Y $S_d$ (m)						
0,00	0,0000	1,00	0,1186	2,00	0,2372	3,00	0,3558	4,00	0,4744
0,10	0,0021	1,10	0,1305	2,10	0,2491	3,10	0,3677	4,10	0,4863
0,20	0,0084	1,20	0,1423	2,20	0,2609	3,20	0,3795	4,20	0,4981
0,30	0,0189	1,30	0,1542	2,30	0,2728	3,30	0,3914	<b>4,25</b>	<b>0,5041</b>
0,40	0,0336	1,40	0,1660	2,40	0,2846	3,40	0,4032	4,35	0,5041
0,50	0,0525	1,50	0,1779	2,50	0,2965	3,50	0,4151	4,45	0,5041
0,60	0,0712	1,60	0,1898	2,60	0,3084	3,60	0,4270	4,55	0,5041
0,70	0,0830	1,70	0,2016	2,70	0,3202	3,70	0,4388	4,65	0,5041
0,80	0,0949	1,80	0,2135	2,80	0,3321	3,80	0,4507	4,75	0,5041
0,90	0,1067	1,90	0,2253	2,90	0,3439	3,90	0,4625	4,85	0,5041

Nota. En la tabla se muestran algunos de los valores de  $T$  y  $S_d$  con amortiguamiento del 12%.

**Figura 26**

Espectro de desplazamiento en sentido Y



Nota. En la gráfica se presenta los espectros de desplazamiento para un amortiguamiento de 5% y 12% con sus respectivos desplazamientos.

### Masa efectiva

Se obtiene con la aplicación de la (Ec. 80) siendo:

$$m_e = \frac{338278,65 \text{ kg} \cdot \text{s}^2}{0,477 \text{ m}} = 709179,56 \text{ kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}$$

### Rigidez efectiva

Para la rigidez efectiva en la estructura sustituta se aplica la (Ec. 81):

$$K_e = \frac{4 \pi^2 (709179,56 \text{ kg} \cdot \text{s}^2/\text{m})}{(4,02 \text{ s})^2} = 1732462,49 \text{ kg/m}$$

### Cortante basal

Es establecido con la (Ec. 82), como se indica a continuación:

$$V_{BASE} = (1732462,49 \text{ kg/m})(0,477 \text{ m}) = 826384,61 \text{ kg}$$

### Fuerzas laterales por piso

La distribución de las fuerzas laterales se calcula con la (Ec. 83), para el caso del piso 12 su valor es:

$$F_{L,12} = F_{12} V_{Base} = (0,13)(826384,61 \text{ kg}) = 107430 \text{ kg} = 107,43 \text{ t}$$

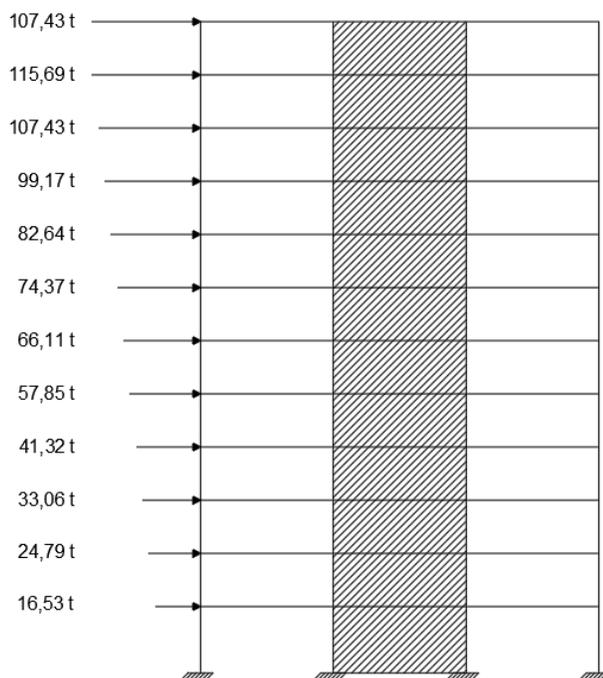
**Tabla 19**

*Valores de fuerzas relativas y fuerzas laterales en sentido Y*

Nivel	Altura hi [m]	Masa mi [kg.s <sup>2</sup> /m]	Fi (rel.)	Fuerzas laterales [t]
12,00	39,20	64064,30	0,13	107,43
11,00	36,00	77110,48	0,14	115,69
10,00	32,80	77040,48	0,13	107,43
9,00	29,60	77040,48	0,12	99,17
8,00	26,40	77392,98	0,10	82,64
7,00	23,20	77855,91	0,09	74,37
6,00	20,00	77855,91	0,08	66,11
5,00	16,80	77855,91	0,07	57,85
4,00	13,60	78233,99	0,05	41,32
3,00	10,40	78722,49	0,04	33,06
2,00	7,20	78722,49	0,03	24,79
1,00	4,00	81082,31	0,02	16,53
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Figura 27**

*Fuerzas laterales por piso en el sentido Y*



### **Diseño a flexión de la base del muro**

El momento total en la base del muro se determina con la (Ec. 84):

$$M_{W,BASE} = (11,18)(826384,61 \text{ kg}) = 9238979,92 \text{ kg.m}$$

Este valor se comparte entre los 2 muros de los extremos, lo que da como resultado un momento de diseño de  $4619489,96 \text{ kg.m/muro}$

### **Diseño a flexión de la viga del pórtico**

La fuerza cortante total que deben soportar los pórticos según la (Ec. 85) es:

$$V_F = (0,4)(826384,61 \text{ kg}) = 330553,84 \text{ kg}$$

Por lo tanto, cada pórtico soporta  $(330553,84 \text{ kg})/3 = 110184,61 \text{ kg}$

En cada pórtico hay 6 rótulas plásticas por nivel, todas las rótulas plásticas de las vigas tienen la misma resistencia, con ello la capacidad de momento para las vigas se obtiene mediante la (Ec. 86) como se indica:

$$M_{bi} = \frac{(110184,61 \text{ kg})(3,20 \text{ m})}{6} = 58765,13 \text{ kg.m}$$

### **Base de la columna**

Como se mencionó anteriormente en cada pórtico hay 6 rótulas plásticas de cuales una llega a las columnas exteriores y dos a las columnas interiores.

La fuerza cortante de diseño para las columnas exteriores viene dada por la (Ec. 87):

$$V_{col \text{ exterior}} = \frac{1}{6} \cdot (110184,61 \text{ kg}) = 18364,10 \text{ kg}$$

y para las columnas interiores por la (Ec. 88):

$$V_{col \text{ interior}} = \frac{2}{6} \cdot (110184,61 \text{ kg}) = 36728,20 \text{ kg}$$

La capacidad de momento de las columnas exteriores en la base es determinada por la (Ec. 89):

$$M_{CB \text{ exterior}} = (18364,10 \text{ kg})(4,00 \text{ m}) - 0,5(58765,13 \text{ kg.m}) = 44073,84 \text{ kg.m}$$

y para las columnas interiores es de acuerdo a (Ec. 90):

$$M_{CB \text{ interior}} = (36728,20 \text{ kg})(4,00 \text{ m}) - 0,5(58765,13 \text{ kg.m})(2) = 88147,67 \text{ kg.m}$$

### **Diseño por capacidad de muros**

Partiendo con la ductilidad de desplazamiento del sistema (Ec. 91):

$$\mu_{sys} = \frac{(4,96)(1 - 0,40) + (1,23)(0,40)}{1} = 3,47$$

### **Momento a mediana altura**

Con un periodo elástico determinado por la (Ec. 92):

$$T_i = \frac{4,02 \text{ s}}{\sqrt{3,47}} = 2,16 \text{ s}$$

Para determinar la capacidad de momento se parte de la (Ec. 52)

$$C_{1,T} = 0,4 + 0,075 (2,16 s) \left( \frac{3,47}{1} - 1 \right) = 0,800$$

con el valor obtenido se aplica la (Ec. 51) para la capacidad de momento que se requiere en el muro a media altura:

$$M_{0,5 H_n}^0 = (0,800)(1) M_{WB} = 0,80 M_{WB}$$

### Fuerza cortante del muro

El cálculo de la fuerza cortante del muro parte con las ecuaciones (Ec. 55), (Ec. 54) y (Ec. 8) considerando el cortante basal calculado  $V_{BASE}$ , como se detalla en seguida:

$$C_{2,T} = 0,4 + 0,2 (2,16 s - 0,5) = 0,73$$

$$\omega_V = 1 + \frac{3,47}{1,2} (0,73) = 3,11$$

$$V_{W,BASE} = (1 - 0,4)(826384,61 kg) = 495830,77 kg$$

La fuerza cortante de los muros con la (Ec. 53) es:

$$V_{BASE}^0 = (1,2)(3,11)(495830,77 kg) = 1850440,43 kg$$

y la fuerza cortante para cada muro viene dada por la (Ec. 93):

$$V_{BASE,muro}^0 = \frac{1850440,43 kg}{2} = 925220,22 kg$$

La (Ec. 94) determina el cortante de diseño en la parte superior del muro:

$$V_n^0 = (0,4)(925220,22 kg) = 370088,09 kg$$

Y el esfuerzo cortante máximo en cada muro acorde a la (Ec. 95) es:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{925220,22 kg}{(800 cm)(30 cm)} = 38,55 kg/cm^2$$

Esto representa un 9,69 % de la resistencia a la compresión esperada, la misma que equivale a  $397,8 kg/cm^2$ .

## Análisis en sentido longitudinal (sentido X)

Figura 28

*Pórtico del eje 1 - sentido longitudinal*

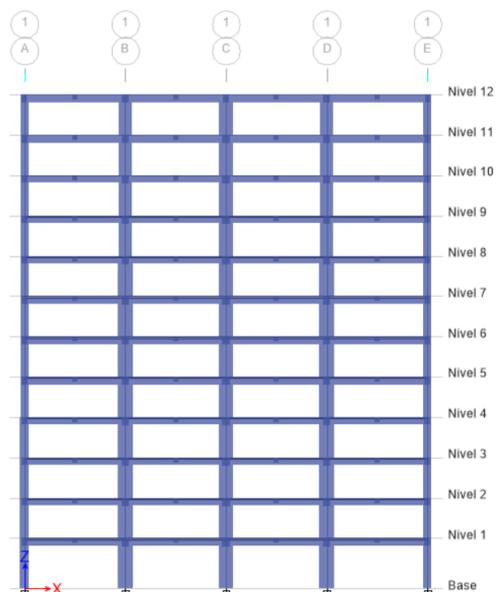
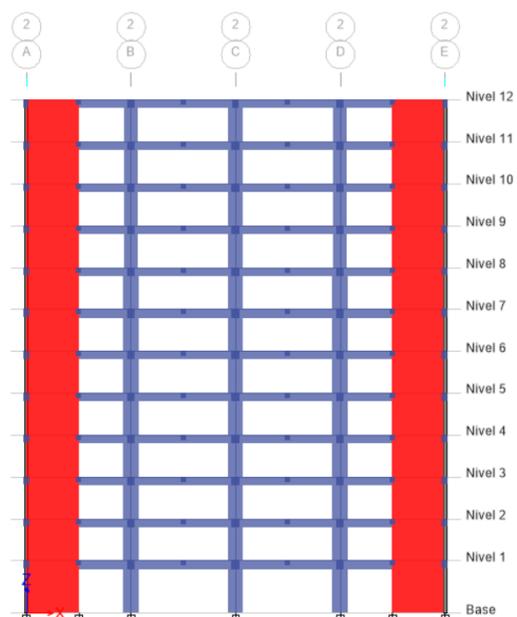


Figura 29

*Pórtico del eje 2 - sentido longitudinal*



### Opciones de diseño

De acuerdo al número de pórticos, se decide asignar para el sentido longitudinal el 50% del cortante basal de los pórticos,  $\beta_F = 0,50$ .

### Altura de contraflexión del muro

Las fuerzas laterales (Tabla 20-columna 4) se obtienen de la (Ec. 57). Se tomarán los datos del nivel 6 para los ejemplos de cálculo, las fuerzas laterales serán proporcionales a:

$$F_{lp} = m_6 \cdot H_6 = (77855,91 \text{ kg} \cdot \text{s}^2/\text{m})(20 \text{ m}) = 1557118,20$$

Las fuerzas relativas (Tabla 20-columna 5) vienen de la (Ec. 58), como se muestra:

$$F_6 = \frac{m_6 \cdot H_6}{\sum m_i \cdot H_i} = \frac{1557118,20}{19582980,39} = 0,08$$

Utilizando las fuerzas relativas, se procede a encontrar la fuerza cortante total (Tabla 20-columna 6) con la (Ec. 60), la cual es:

$$V_{T,6} = V_{T,7} + F_6 = 0,71 + 0,08 = 0,79$$

El momento de vuelco total (Tabla 20-columna 7) con la (Ec. 61) es:

$$M_{OTM,6} = M_{OTM,7} + V_{T,7}(h_7 - h_6) = 6,18 + 0,71(23,20 - 20)m = 8,45$$

El cortante del pórtico (Tabla 20-columna 8) es el mismo para todos los pisos, de acuerdo a la (Ec. 7) su valor es:

$$V_{F,i} = (0,50)(1) = 0,50$$

El cortante del muro (Tabla 20-columna 9) se encuentra con la (Ec. 62):

$$V_{W,6} = V_{T,6} - V_{F,6} = 0,79 - 0,5 = 0,29$$

Los momentos del muro (Tabla 20-columna 10) se obtienen a partir de la (Ec. 63) como se detalla a continuación:

$$M_{W,6} = M_{W,7} + V_{W,7}(h_7 - h_6) = -1,82 + 0,21(23,20 - 20)m = -1,14$$

Los resultados de los cálculos realizados en los diferentes niveles se encuentran en la siguiente tabla.

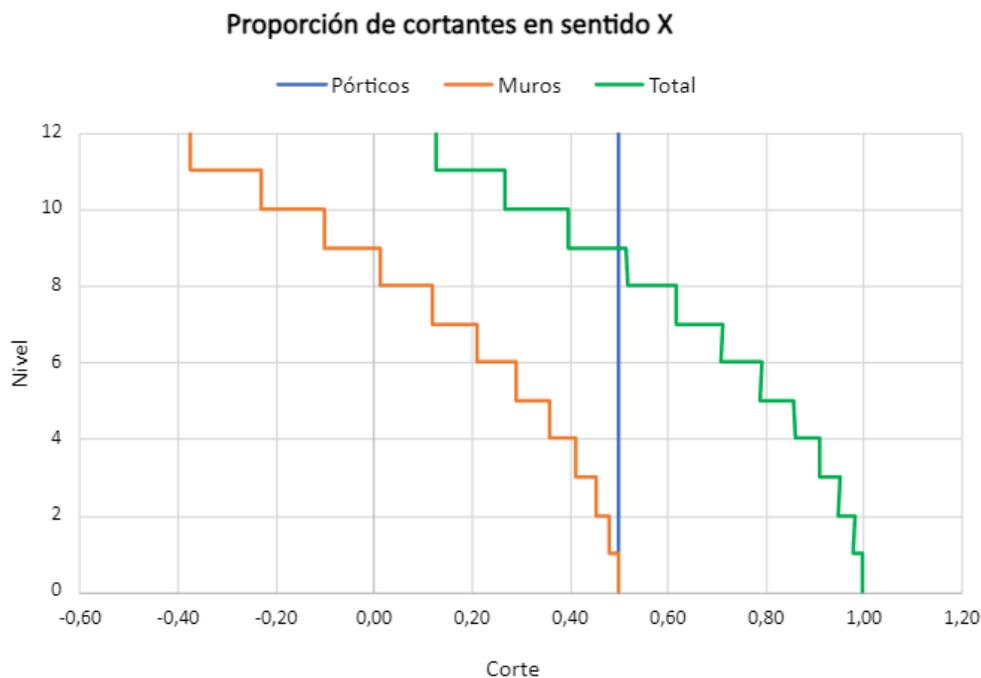
**Tabla 20**

*Cálculos para determinar  $H_{CF}$  en sentido X*

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
nivel	altura $h_i$	masa $m_i$	$m_i \cdot h_i$	$F_i$ (rel.)	$VT_i$ (rel.)	$MOTM_i$ (rel.)	$VF_i$ pórtico	$VW_i$ muro	$MW_i$ muro
	[m]	[kg.s <sup>2</sup> /m]							
12	39,20	64064,30	2511320,56	0,13	0,13	0,00	0,50	-0,37	0,00
11	36,00	77110,48	2775977,28	0,14	0,27	0,41	0,50	-0,23	-1,19
10	32,80	77040,48	2526927,74	0,13	0,40	1,27	0,50	-0,10	-1,93
9	29,60	77040,48	2280398,21	0,12	0,52	2,55	0,50	0,02	-2,25
8	26,40	77392,98	2043174,67	0,10	0,62	4,20	0,50	0,12	-2,20
7	23,20	77855,91	1806257,11	0,09	0,71	6,18	0,50	0,21	-1,82
6	20,00	77855,91	1557118,20	0,08	0,79	8,46	0,50	0,29	-1,14
5	16,80	77855,91	1307979,29	0,07	0,86	11,00	0,50	0,36	-0,20
4	13,60	78233,99	1063982,26	0,05	0,91	13,74	0,50	0,41	0,94
3	10,40	78722,49	818713,90	0,04	0,95	16,66	0,50	0,45	2,26
2	7,20	78722,49	566801,93	0,03	0,98	19,72	0,50	0,48	3,72
1	4,00	81082,31	324329,24	0,02	1,00	22,86	0,50	0,50	5,26
0	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	<b>26,86</b>	0,50	0,50	<b>7,26</b>
<b>SUMA</b>		922977,73	19582980,39	1,00					

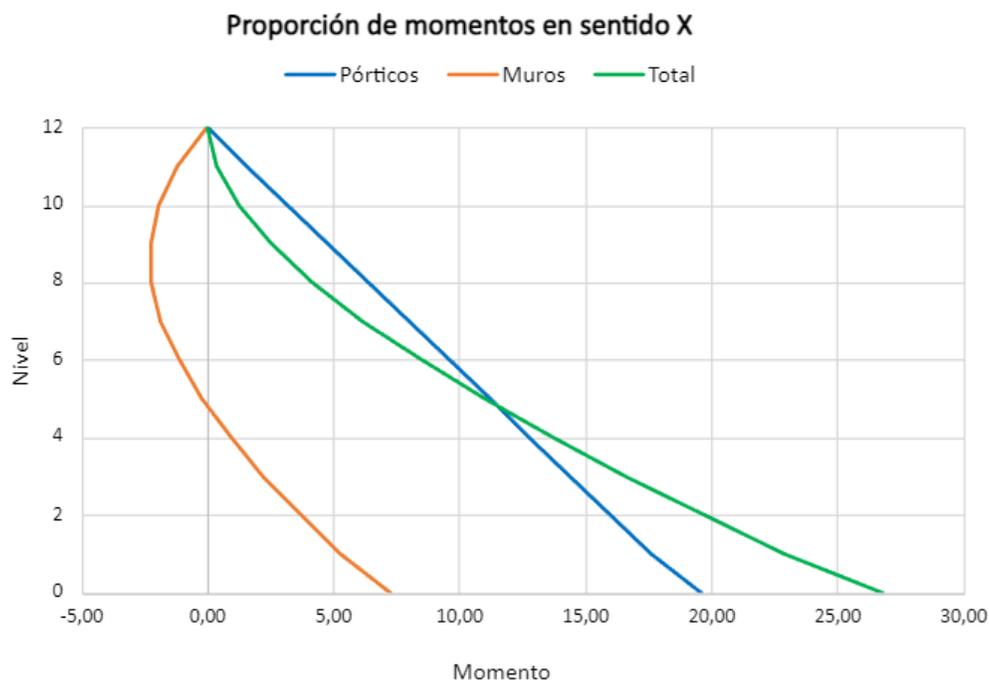
**Figura 30**

*Proporción de los cortantes totales, de pórticos y de muros en sentido X*



**Figura 31**

Proporción de los momentos totales, de pórticos y de muros en sentido X



En la columna 10 de la Tabla 20 se puede observar que el punto de contraflexión se encuentra entre los niveles 5 y 4. Para encontrar  $H_{CF}$  se interpola linealmente con la (Ec. 64).

**Tabla 21**

Valores a interpolar

$h_5$	16,80	$M_{W,5}$	-0,20
$H_{CF}$	-	$M_W$	0
$h_4$	13,60	$M_{W,4}$	0,94

$$H_{CF} = h_5 + \frac{h_4 - h_5}{M_{W,4} - M_{W,5}} (0 - M_{W,5}) = 16,80 \text{ m} + \frac{13,60 \text{ m} - 16,80 \text{ m}}{0,94 - (-0,20)} [0 - (-0,20)]$$

$$H_{CF} = 16,24 \text{ m}$$

### Desplazamiento de fluencia del muro

El límite elástico esperado del acero de refuerzo establecido con la (Ec. 65) es:

$$f_{ye} = 1,1(4284 \text{ kg/cm}^2) = 4712,4 \text{ kg/cm}^2$$

Por lo tanto, la deformación de fluencia del refuerzo a flexión viene dado en la (Ec. 66):

$$\varepsilon_y = \frac{4712,4 \text{ kg/cm}^2}{2040000 \text{ kg/cm}^2} = 0,00231$$

La curvatura de fluencia para el muro está establecida por (Ec. 68):

$$\phi_{yW} = 1,5 \cdot \frac{0,00231}{4,00 \text{ m}} = 0,000866 \frac{1}{\text{m}}$$

Para el perfil de desplazamiento de fluencia del muro se tienen las ecuaciones (Ec. 16) y (Ec. 17) que dependen de la altura  $h_i$ , para el nivel 6 con  $h_6 = 20,00 \text{ m}$  los cálculos son:

$$\text{sea } h_6 \leq 22 \text{ m} \quad \Delta_{y6} = 0,000866 \frac{1}{\text{m}} \left[ \frac{(20 \text{ m})^2}{2} - \frac{(20 \text{ m})^3}{6 (16,24 \text{ m})} \right] = 0,10 \text{ m}$$

Los demás valores de  $\Delta_{yi}$  para los distintos niveles se encuentran en la columna 4 de la Tabla 22.

### **Perfil de desplazamiento de diseño**

Se consideran primero las deformaciones del material, luego los límites de deriva para verificar cual gobierna el diseño.

#### **Deformaciones del material del muro**

Al no tener información de la deformación a la tensión máxima para el acero de refuerzo del muro, se asume de manera conservadora un  $\varepsilon_{su} = 0,10$ . Por lo que se reduce de manera conservadora en un 10% la curvatura de control de daños (Ec. 69) como se indica a continuación:

$$\phi_{dc} = \frac{0,072}{4 \text{ m}} \cdot (0,90) = 0,016 \frac{1}{\text{m}}$$

Con  $f_u = 1,25 f_y$  aplicado en la (Ec. 20) para obtener el valor de k:

$$k = 0,2(1,25 - 1) = 0,05$$

teniendo en cuenta la varilla  $d_{bl} = 25 \text{ mm}$  se calcula la longitud de penetración por deformación según la (Ec. 70) es:

$$L_{SP} = 0,022 [(420 \text{ MPa}) 1,1] 25 \text{ mm} = 254,1 \text{ mm}$$

luego se obtiene la longitud de la rótula plástica de acuerdo a la (Ec. 19) como se indica:

$$L_P = (0,05)(16,24 \text{ m}) + 0,1 (4 \text{ m}) + 0,2541 \text{ m} = 1,47 \text{ m}$$

Para verificar si se excede el límite de deriva en  $H_{CF}$  se aplica la ecuación (Ec. 21):

$$\theta_{CF} = 0,000866 \frac{1}{m} \cdot \frac{16,24 \text{ m}}{2} + \left(0,016 \frac{1}{m} - 0,000866 \frac{1}{m}\right) 1,47 \text{ m} = 0,029$$

El valor obtenido excede el límite de deriva del 0,02 lo que indica que los límites de deriva del código gobiernan el diseño del muro.

### Límites de deriva

Se debe considerar la amplificación de deriva debido a la altura considerable del edificio, partiendo del momento resistente total proporcionado por los pórticos en la base (Ec. 72) se tiene:

$$M_{OTM,F} = 26,86 - 7,26 = 19,60$$

Para el factor de reducción se aplica la (Ec. 23) siendo:

$$\omega_{\theta} = \left[1 - \left(\frac{12 - 5}{100}\right) \left(\frac{19,60}{26,86} + 0,25\right)\right] = 0,931$$

La deriva de diseño se reduce con (Ec. 73):

$$\theta_{CD} = (0,931)(0,02) = 0,0186$$

El perfil de diseño (Tabla 22-columna 5) en este caso está establecido por (Ec. 22), para el nivel 6 es:

$$\Delta_{D6} = 0,10 \text{ m} + \left(0,0186 - 0,000866 \frac{1}{m} \cdot \frac{16,24 \text{ m}}{2}\right) (20 \text{ m}) = 0,33 \text{ m}$$

Los cálculos realizados en los otros niveles se resumen en la siguiente tabla.

**Tabla 22**

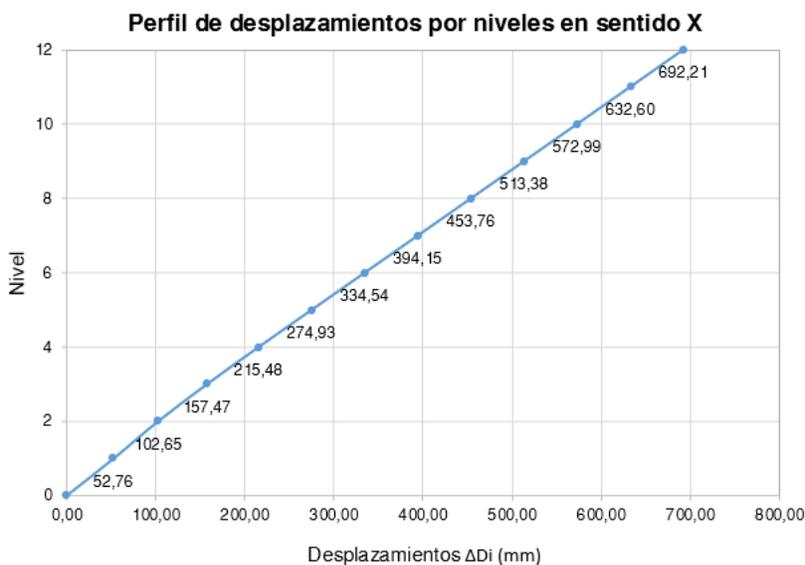
*Desplazamiento de diseño en sentido longitudinal*

1	2	3	4	5	6	7	8
nivel	altura hi [m]	masa mi [kg.s <sup>2</sup> /m]	$\Delta y_i$ [m]	$\Delta Di$ [m]	$mi \Delta^2 Di$ [kg.s <sup>2</sup> .m]	$mi \Delta Di$ [kg.s <sup>2</sup> ]	$mi \Delta Di hi$ [kg.s <sup>2</sup> .m]
12	39,20	64064,30	0,24	0,69	30696,69	44345,94	1738360,66
11	36,00	77110,48	0,22	0,63	30858,12	48779,96	1756078,61
10	32,80	77040,48	0,19	0,57	25293,47	44143,19	1447896,48
9	29,60	77040,48	0,17	0,51	20304,35	39550,69	1170700,45
8	26,40	77392,98	0,15	0,45	15935,35	35118,15	927119,12
7	23,20	77855,91	0,13	0,39	12095,40	30687,11	711940,86
6	20,00	77855,91	0,10	0,33	8713,46	26046,00	520920,05
5	16,80	77855,91	0,08	0,27	5884,84	21404,90	359602,31
4	13,60	78233,99	0,06	0,22	3632,53	16857,86	229266,95
3	10,40	78722,49	0,04	0,16	1952,05	12396,39	128922,48
2	7,20	78722,49	0,02	0,10	829,43	8080,50	58179,57
1	4,00	81082,31	0,01	0,05	225,67	4277,61	17110,46
0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
<b>SUMA</b>		<b>922977,73</b>			<b>156421,37</b>	<b>331688,30</b>	<b>9066098,01</b>

*Nota.* En la tabla se realiza los cálculos de los parámetros necesarios el diseño en sentido longitudinal.

**Figura 32**

*Perfil de desplazamientos por niveles en sentido X*



### **Deriva**

Para el cálculo de las derivas elásticas por piso se emplea la (Ec. 25), para el piso 6 es:

$$\theta_7 = \frac{\Delta_{D_7} - \Delta_{D_6}}{L_7} = \frac{(0,39 - 0,33)m}{3,20 m} = 0,018$$

A continuación, se presenta una tabla resumen con los datos y resultados para la gráfica de derivas por nivel en sentido X.

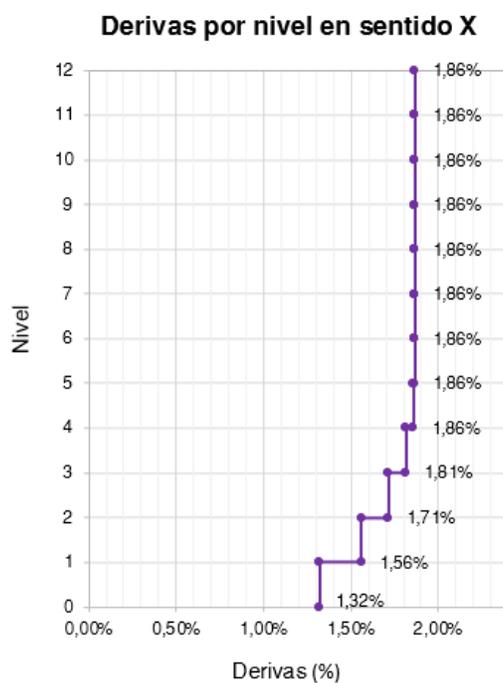
**Tabla 23**

*Valores de desplazamiento y derivas por nivel en sentido X*

Nivel	Entrepiso (m)	$\Delta_{Di}$ (m)	Deriva relativa (%)
12	3,20	0,69	1,86%
11	3,20	0,63	1,86%
10	3,20	0,57	1,86%
9	3,20	0,51	1,86%
8	3,20	0,45	1,86%
7	3,20	0,39	1,86%
6	3,20	0,33	1,86%
5	3,20	0,27	1,86%
4	3,20	0,22	1,81%
3	3,20	0,16	1,71%
2	3,20	0,10	1,56%
1	4,00	0,05	1,32%
Base	0,00	0,00	0,00%

**Figura 33**

*Derivas por nivel en sentido X*



### **Desplazamiento SDOF de diseño**

Viene dado de acuerdo a la (Ec. 24):

$$\Delta_D = \frac{156421,37 \text{ kg} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}}{331688,30 \text{ kg} \cdot \text{s}^2} = 0,472 \text{ m}$$

### **Altura efectiva**

Establecida con la (Ec. 30) es:

$$H_e = \frac{9066098,01 \text{ kg} \cdot \text{s}^2 \cdot \text{m}}{331688,30 \text{ kg} \cdot \text{s}^2} = 27,33 \text{ m}$$

### **Amortiguamiento equivalente**

#### **Muros**

Sea  $H_e = 27,33 \text{ m} > 22 \text{ m}$  se utiliza la (Ec. 75) como se indica:

$$\Delta_{yW} = 0,000866 \frac{1}{m} \left[ \frac{(16,24 \text{ m})(27,33 \text{ m})}{2} - \frac{(16,24 \text{ m})^2}{6} \right] = 0,154 \text{ m}$$

La ductilidad del sistema de muros viene dada por la (Ec. 29):

$$\mu_W = \frac{0,472 \text{ m}}{0,154 \text{ m}} = 3,06$$

Y el amortiguamiento en muros es definida por (Ec. 31) siendo:

$$\xi_W = 0,05 + 0,444 \left( \frac{3,06 - 1}{3,06 \pi} \right) = 0,145$$

#### **Pórticos**

La deriva de fluencia para pórticos de hormigón viene dada por la (Ec. 33):

$$\theta_{yF} = \frac{(0,5)(0,00231)(8,00 \text{ m})}{0,65 \text{ m}} = 0,0142$$

Luego con la (Ec. 32) se encuentra la demanda de ductilidad del pórtico como se indica:

$$\mu_F = \frac{0,472 \text{ m}}{(0,0142)(27,33 \text{ m})} = 1,22$$

con el valor obtenido se calcula el amortiguamiento del pórtico con (Ec. 43):

$$\xi_F = 0,05 + 0,565 \left( \frac{1,22 - 1}{1,22 \pi} \right) = 0,082$$

Finalmente, el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema es dado por la (Ec. 28):

$$\xi_{sys} = \frac{(0,145)(7,26) + (0,082)(19,60)}{26,86} = 0,099$$

### **Fuerza cortante en la base**

El factor de reducción del desplazamiento espectral dado por la (Ec. 76):

$$R_{0,099} = \left( \frac{0,07}{0,02 + 0,099} \right)^{0,5} = 0,77$$

### **Periodo efectivo**

Parte con el cálculo del límite para el periodo de vibración con la (Ec. 6)

$$T_L = 1 + 2,5(7 - 5,7) = 4,25 \text{ s}$$

Del espectro de respuesta de desplazamiento Figura 19 se obtiene para un amortiguamiento del 5% un desplazamiento de  $\Delta_{C,5\%} = 0,7099 \text{ m}$ . Para el amortiguamiento elástico equivalente el desplazamiento de esquina se obtiene con la (Ec. 77):

$$\Delta_{C,9,9\%} = R_{0,099} \cdot \Delta_{C,5\%} = (0,77)(0,7099) = 0,5466 \text{ m}$$

Y así el periodo efectivo es definido por la (Ec. 78):

$$T_e = \frac{(4,25 \text{ s})(0,472 \text{ m})}{(0,7099 \text{ m})(0,77)} = 3,67 \text{ s}$$

### **Espectro de respuesta de desplazamiento en sentido X**

Como ejemplo de cálculo para determinar la gráfica del espectro de desplazamiento con un amortiguamiento viscoso equivalente del sistema  $\xi_{sys} = 0,099 = 9,9 \%$  se deben multiplicar los valores del espectro elástico de diseño de desplazamientos ( $S_d$ ) de la Tabla 13 por el factor de reducción de desplazamiento espectral  $R_{0,099} = 0,77$ .

Como ejemplo en  $T = 0,60$  el valor de  $S_{d-9,9\%}$  se calcula con (Ec. 79):

$$S_{d-9,9\%} = (0,1002 \text{ m})(0,77) = 0,0772 \text{ m}$$

**Tabla 24**

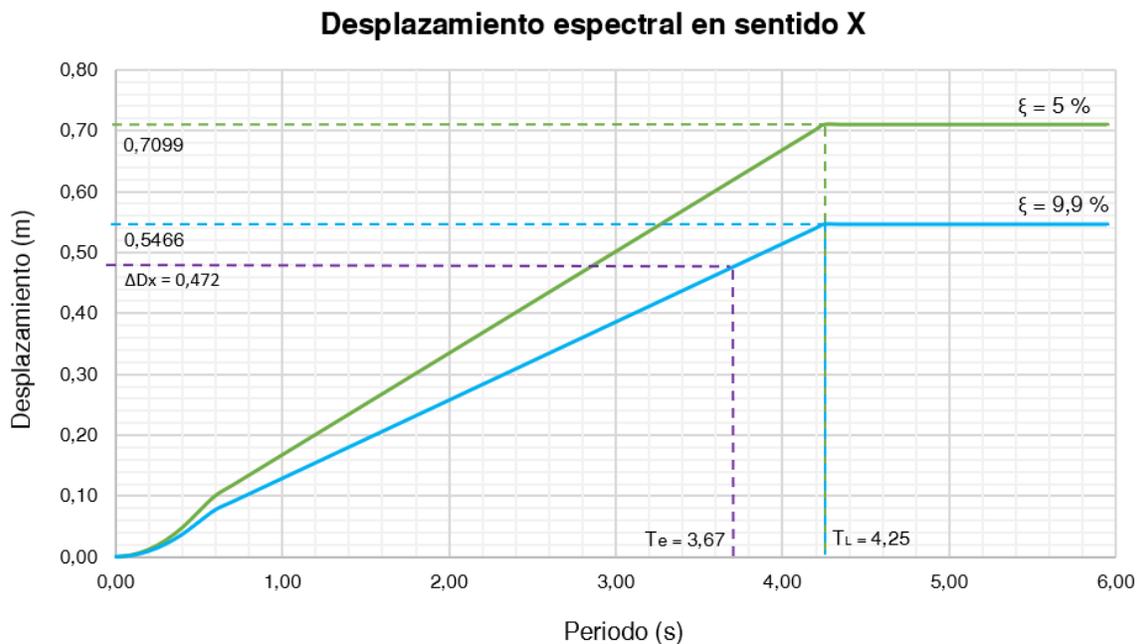
Valores del periodo fundamental de vibración de la estructura  $T$  y desplazamiento en metros  $S_d$  para un amortiguamiento viscoso equivalente del sistema del 9,9 %

T (s)	sentido X Sd (m)	T (s)	sentido X Sd (m)						
0,00	0,0000	1,00	0,1286	2,00	0,2572	3,00	0,3859	4,00	0,5145
0,10	0,0023	1,10	0,1415	2,10	0,2701	3,10	0,3987	4,10	0,5274
0,20	0,0091	1,20	0,1543	2,20	0,2830	3,20	0,4116	4,20	0,5402
0,30	0,0205	1,30	0,1672	2,30	0,2958	3,30	0,4245	<b>4,25</b>	<b>0,5466</b>
0,40	0,0364	1,40	0,1801	2,40	0,3087	3,40	0,4373	4,35	0,5466
0,50	0,0569	1,50	0,1929	2,50	0,3216	3,50	0,4502	4,45	0,5466
0,60	0,0772	1,60	0,2058	2,60	0,3344	3,60	0,4630	4,55	0,5466
0,70	0,0900	1,70	0,2187	2,70	0,3473	3,70	0,4759	4,65	0,5466
0,80	0,1029	1,80	0,2315	2,80	0,3601	3,80	0,4888	4,75	0,5466
0,90	0,1158	1,90	0,2444	2,90	0,3730	3,90	0,5016	4,85	0,5466

Nota. En la tabla se muestran algunos de los valores de  $T$  y  $S_d$  con amortiguamiento del 9,9%.

**Figura 34**

Espectro de desplazamiento en sentido X



Nota. En la gráfica se presenta los espectros de desplazamiento para un amortiguamiento de 5% y 9,9% con sus respectivos desplazamientos.

### Masa efectiva

Se obtiene con la aplicación de la (Ec. 80) siendo:

$$m_e = \frac{331688,30 \text{ kg} \cdot \text{s}^2}{0,472 \text{ m}} = 702729,45 \text{ kg} \cdot \text{s}^2/\text{m}$$

### Rigidez efectiva

Para la rigidez efectiva en la estructura sustituta se aplica la (Ec. 81):

$$K_e = \frac{4 \pi^2 (702729,45 \text{ kg} \cdot \text{s}^2/\text{m})}{(3,67 \text{ s})^2} = 2059755,93 \text{ kg/m}$$

### Cortante basal

Es establecido con la (Ec. 82), como se indica a continuación:

$$V_{BASE} = (2059755,93 \text{ kg/m})(0,472 \text{ m}) = 972204,80 \text{ kg}$$

### Fuerzas laterales por piso

La distribución de las fuerzas laterales se calcula con la (Ec. 83), para el caso del piso 6 su valor es:

$$F_{L,6} = F_6 V_{Base} = (0,08)(972204,80 \text{ kg}) = 77776,38 \text{ kg} = 77,78 \text{ t}$$

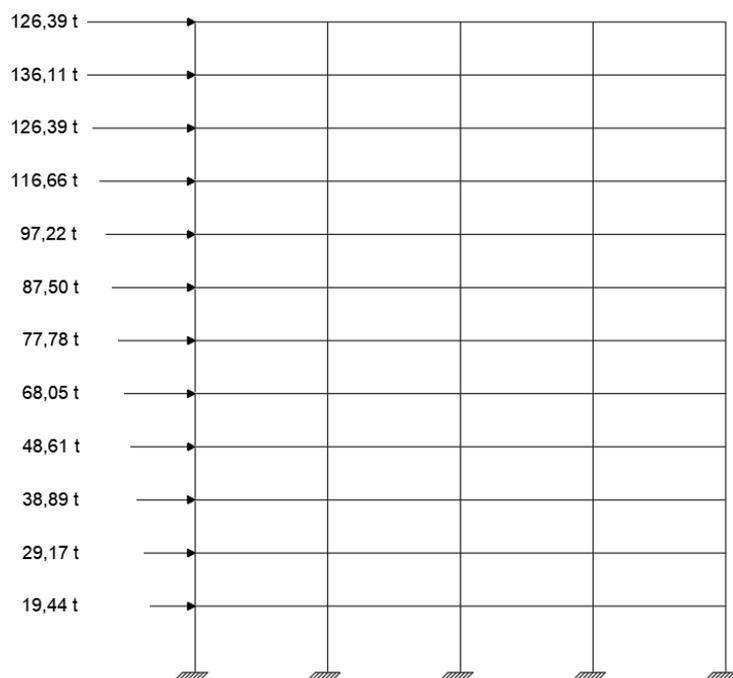
### Tabla 25

Valores de fuerzas relativas y fuerzas laterales en sentido X

Nivel	Altura hi [m]	Masa mi [kg.s <sup>2</sup> /m]	Fi (rel.)	Fuerzas laterales [t]
12,00	39,20	64064,30	0,13	126,39
11,00	36,00	77110,48	0,14	136,11
10,00	32,80	77040,48	0,13	126,39
9,00	29,60	77040,48	0,12	116,66
8,00	26,40	77392,98	0,10	97,22
7,00	23,20	77855,91	0,09	87,50
6,00	20,00	77855,91	0,08	77,78
5,00	16,80	77855,91	0,07	68,05
4,00	13,60	78233,99	0,05	48,61
3,00	10,40	78722,49	0,04	38,89
2,00	7,20	78722,49	0,03	29,17
1,00	4,00	81082,31	0,02	19,44
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

**Figura 35**

*Fuerzas laterales por piso en el sentido X*



### **Diseño a flexión de la base del muro**

El momento total en la base del muro se determina con la (Ec. 84):

$$M_{W,BASE} = (7,26)(972204,80 \text{ kg}) = 7058206,85 \text{ kg.m}$$

Este valor se comparte entre las 4 alas del canal de los muros, lo que da como resultado un momento de diseño de  $1764551,71 \text{ kg.m/muro}$ .

### **Diseño a flexión de la viga del pórtico**

La fuerza cortante total que deben soportar los pórticos según la (Ec. 85) es:

$$V_F = (0,50)(972204,80 \text{ kg}) = 486102,40 \text{ kg}$$

Por lo tanto, cada pórtico soporta  $V_f = (486102,40 \text{ kg})/2 = 243051,20 \text{ kg}$

En cada pórtico hay 8 rótulas plásticas por nivel, todas las rótulas plásticas de las vigas tienen la misma resistencia, así la capacidad de momento para las vigas viene dada en la (Ec. 86) como se indica:

$$M_{bi} = \frac{(243051,20 \text{ kg})(3,20 \text{ m})}{8} = 97220,48 \text{ kg.m}$$

### **Base de la columna**

La fuerza cortante de diseño para las columnas exteriores viene dada por la (Ec. 87):

$$V_{col \text{ exterior}} = \frac{243051,20 \text{ kg}}{8} = 30381,40 \text{ kg}$$

y para las columnas interiores por la (Ec. 88):

$$V_{col \text{ interior}} = \frac{243051,20 \text{ kg}}{8/2} = 60762,80 \text{ kg}$$

La capacidad de momento de las columnas exteriores en la base es determinada por la (Ec. 89):

$$M_{CB \text{ exterior}} = (30381,40 \text{ kg})(4,00 \text{ m}) - 0,5(97220,48 \text{ kg.m}) = 72915,36 \text{ kg.m}$$

y para las columnas interiores es de acuerdo a (Ec. 90):

$$M_{CB \text{ interior}} = (60762,80 \text{ kg})(4,00 \text{ m}) - 0,5(97220,48 \text{ kg.m})(2) = 145830,72 \text{ kg.m}$$

### **Diseño por capacidad de muros**

Partiendo con la ductilidad de desplazamiento del sistema (Ec. 91):

$$\mu_{sys} = \frac{(3,06)(1 - 0,50) + (1,22)(0,50)}{1} = 2,14$$

### **Momento a mediana altura**

Con un periodo elástico determinado por la (Ec. 92):

$$T_i = \frac{3,67 \text{ s}}{\sqrt{2,14}} = 2,51 \text{ s}$$

Para determinar la capacidad de momento se parte de la (Ec. 52):

$$C_{1,T} = 0,4 + 0,075 (2,51 \text{ s}) \left( \frac{2,14}{1} - 1 \right) = 0,61$$

con el valor obtenido se aplica la (Ec. 51) para la capacidad de momento que se requiere en el muro a media altura:

$$M_{0,5 H_n}^0 = (0,61)(1) M_{WB} = 0,61 M_{WB}$$

### **Fuerza cortante del muro**

El cálculo de la fuerza cortante del muro parte con las ecuaciones (Ec. 55), (Ec. 54) y (Ec. 8) con  $V_{BASE}$  el cortante basal calculado así:

$$C_{2,T} = 0,4 + 0,2 (2,51 - 0,5) = 0,80$$

$$\omega_V = 1 + \frac{2,14}{1,2} (0,80) = 2,43$$

$$V_{W,BASE} = (1 - 0,50)(972204,80 \text{ kg}) = 486102,40 \text{ kg}$$

La fuerza cortante de los muros con la (Ec. 53) es:

$$V_{BASE}^0 = (1,2)(2,43)(486102,40 \text{ kg}) = 1417474,60 \text{ kg}$$

y la fuerza cortante para cada muro viene dada por la (Ec. 93):

$$V_{BASE,muro}^0 = \frac{1417474,60 \text{ kg}}{4} = 354368,65 \text{ kg}$$

La (Ec. 94) determina el cortante de diseño en la parte superior del muro:

$$V_n^0 = (0,4)(354368,65 \text{ kg}) = 141747,46 \text{ kg}$$

Y el esfuerzo cortante máximo en cada muro acorde a la (Ec. 95) es:

$$V_{m\acute{a}x} = \frac{354368,65 \text{ kg}}{(400 \text{ cm})(25 \text{ cm})} = 35,44 \text{ kg/cm}^2$$

### **Diseño por capacidad para columnas**

Una vez determinado los valores de momento y cortantes de diseño para las columnas, se diseñan para los momentos y cortantes resultantes de las fuerzas de diseño amplificadas con un factor de  $1,3 \phi^0 = 1,3(1,2) = 1,56$ .

Momentos de columnas exteriores de acuerdo a la (Ec. 49):

$$1,3 \phi^{\circ} M_{CE} = 1,3(1,2)(44073,84 + 72915,36)kg.m = 182503,15 kg.m$$

Momentos de columnas interiores de acuerdo a la (Ec. 49):

$$1,3 \phi^{\circ} M_{CE} = 1,3(1,2)(88147,67 + 145830,72)kg.m = 365006,29 kg.m$$

Cortantes de columnas exteriores aplicando la (Ec. 50):

$$1,3 \phi^{\circ} V_{CE} = 1,3(1,2)(18364,10 + 30381,40)kg = 76042,98 kg$$

Cortantes de columnas interiores aplicando la (Ec. 50):

$$1,3 \phi^{\circ} V_{CE} = 1,3(1,2)(36728,20 + 60762,80)kg = 152085,96 kg$$

## Capítulo VI

### Consideraciones base para plantear la solución estructural

#### Cortantes y momentos para pórticos y muros

Para la obtención de los cortantes y momentos que actúan en cada piso se debe multiplicar el cortante basal respectivo para cada sentido por las proporciones de cortante y momento obtenidas en la Tabla 14 para el sentido Y, para el sentido en X los valores de la Tabla 20.

$$V_{BASE,sentido Y} = 826384,61 \text{ kg}$$

$$V_{BASE,sentido X} = 972204,80 \text{ kg}$$

**Tabla 26**

*Tabla resumen con los valores de cortantes y momentos para pórticos y muros en sentido Y*

Nivel	Altura hi [m]	V <sub>F,i</sub> pórtico	M <sub>F,i</sub> pórtico	V <sub>w,i</sub> muro	M <sub>w,i</sub> muro	V <sub>F,i</sub> pórtico kg	M <sub>F,i</sub> pórtico kg.m	V <sub>w,i</sub> muro kg	M <sub>w,i</sub> muro kg.m
12	39,20	0,40	0,00	-0,27	0,00	330553,84	0,00	-223123,84	0,00
11	36,00	0,40	1,28	-0,13	-0,87	330553,84	1057772,30	-107430,00	-718954,61
10	32,80	0,40	2,56	0,00	-1,29	330553,84	2115544,60	0,00	-1066036,15
9	29,60	0,40	3,84	0,12	-1,29	330553,84	3173316,90	99166,15	-1066036,15
8	26,40	0,40	5,12	0,22	-0,92	330553,84	4231089,20	181804,61	-760273,84
7	23,20	0,40	6,40	0,31	-0,22	330553,84	5288861,50	256179,23	-181804,61
6	20,00	0,40	7,68	0,39	0,78	330553,84	6346633,80	322290,00	644580,00
5	16,80	0,40	8,96	0,46	2,04	330553,84	7404406,11	380136,92	1685824,60
4	13,60	0,40	10,24	0,51	3,50	330553,84	8462178,41	421456,15	2892346,14
3	10,40	0,40	11,52	0,55	5,14	330553,84	9519950,71	454511,54	4247616,90
2	7,20	0,40	12,80	0,58	6,92	330553,84	10577723,01	479303,07	5718581,50
1	4,00	0,40	14,08	0,60	8,78	330553,84	11635495,31	495830,77	7255656,88
0	0,00	0,40	15,68	0,60	11,18	330553,84	12957710,68	495830,77	9238979,94

**Tabla 27**

*Tabla resumen con los valores de cortantes y momentos para pórticos y muros en sentido X*

Nivel	altura hi [m]	V <sub>F,i</sub> pórtico	M <sub>F,i</sub> pórtico	V <sub>w,i</sub> muro	M <sub>w,i</sub> muro	V <sub>F,i</sub> pórtico [kg]	M <sub>F,i</sub> pórtico [kg.m]	V <sub>w,i</sub> muro [kg]	M <sub>w,i</sub> muro [kg.m]
12	39,20	0,50	0,00	-0,37	0,00	486102,40	0,00	-359715,78	0,00
11	36,00	0,50	1,60	-0,23	-1,19	486102,40	1555885,32	-223607,10	-1156923,71
10	32,80	0,50	3,20	-0,10	-1,93	486102,40	3115284,84	-97220,48	-1876355,26
9	29,60	0,50	4,80	0,02	-2,25	486102,40	4667799,39	19444,10	-2187460,80
8	26,40	0,50	6,40	0,12	-2,20	486102,40	6222874,23	116664,58	-2138850,56
7	23,20	0,50	8,00	0,21	-1,82	486102,40	7781710,97	204163,01	-1769412,74
6	20,00	0,50	9,60	0,29	-1,14	486102,40	9335837,78	281939,39	-1108313,47
5	16,80	0,50	11,20	0,36	-0,20	486102,40	10884563,34	349993,73	-194440,96
4	13,60	0,50	12,80	0,41	0,94	486102,40	12446640,42	398603,97	913872,51
3	10,40	0,50	14,40	0,45	2,26	486102,40	14002750,45	437492,16	2197182,85
2	7,20	0,50	16,00	0,48	3,72	486102,40	15552817,02	466658,30	3616601,86
1	4,00	0,50	17,60	0,50	5,26	486102,40	17115152,33	486102,40	5113797,25
0	0,00	0,50	19,60	0,50	7,26	486102,40	19059561,93	486102,40	7058206,85

### Capacidad de momento para vigas

En el caso de las vigas, una vez determinada la fuerza cortante por pórtico se necesita la altura de entrepiso y el número de rotulas plásticas para calcular la capacidad de momento.

**Tabla 28**

*Tabla resumen con los valores de capacidad de momento para vigas en sentido Y*

Nivel	Altura hi [m]	M <sub>bi</sub> viga [kg.m]
12	39,20	58765,13
11	36,00	58765,13
10	32,80	58765,13
9	29,60	58765,13
8	26,40	58765,13
7	23,20	58765,13
6	20,00	58765,13
5	16,80	58765,13
4	13,60	58765,13
3	10,40	58765,13
2	7,20	58765,13
1	4,00	73456,41
0	0,00	0,00

**Tabla 29**

Tabla resumen con los valores de capacidad de momento para vigas en sentido X

Nivel	altura hi [m]	Mbi viga [kg.m]
12	39,20	97220,48
11	36,00	97220,48
10	32,80	97220,48
9	29,60	97220,48
8	26,40	97220,48
7	23,20	97220,48
6	20,00	97220,48
5	16,80	97220,48
4	13,60	97220,48
3	10,40	97220,48
2	7,20	97220,48
1	4,00	121525,60
0	0,00	0,00

### Fuerzas cortantes y momentos de columnas

En la siguiente tabla se resume la fuerzas cortantes y momentos de diseño para las columnas exteriores e interiores.

**Tabla 30**

Tabla resumen con los valores de las fuerzas cortantes y momentos de las columnas.

Columnas	Sentido	Cortante [kg]	Momento [kg.m]
Externas	Y	18364.10	44073.84
	X	30381.40	72915.36
Internas	Y	60762.80	145830.72
	X	36728.20	88147.67

### Diseño por capacidad de muros

**Tabla 31**

Tabla resumen del diseño por capacidad de muros para el sentido Y, sentido X

	sentido Y	sentido X	
Ductilidad de desplazamiento del sistema	3,17	2,14	
Momento a mediana altura	0,80	0,61	M <sub>WB</sub>
Fuerza cortante por muro	925220,22	354368,65	kg
Cortante de diseño en la parte superior del muro	370088,09	141747,46	kg
Esfuerzo cortante máximo por muro	38,55	33,44	kg/cm <sup>2</sup>

### Diseño por capacidad para columnas

Después de obtener las fuerzas de diseño de las columnas de ambos sentidos, a continuación, en la Tabla 32 se presenta los valores a considerar para en el diseño por capacidad para columnas.

**Tabla 32**

*Tabla resumen con los valores para el diseño por capacidad para columnas.*

Columnas	Sentido	Cortante amplificado [kg]	Momento amplificado [kg·m]
Externas	Y	76042.98	182503.15
	X		
Internas	Y	152085.96	365006.29
	X		

## Conclusiones

El método de diseño directo basado en desplazamientos (DDBD) fue desarrollado por Priestley, Calvi y Kowalsky (2007) con el fin de brindar una opción más acertada para el diseño de edificaciones, dado que el método de diseño basado en fuerzas (DBF) considera que la rigidez es independiente de la resistencia, asumiendo que la rigidez y el periodo pueden estimarse sin antes conocer el refuerzo de las secciones de hormigón armado o en el caso del acero sin conocer el espesor final de las placas de los elementos. También influye en los resultados obtenidos por el método DBF el uso del factor R que reduce la resistencia sísmica según la categoría de la estructura sin considerar el tipo de suelo y el periodo, lo que agrega defectos al método.

La asignación de la proporción de cortante basal que van a soportar los pórticos y muros es el punto de partida del método DDBD, el cual estudia el comportamiento de la estructura por medio de un sistema equivalente de un grado de libertad (SDOF) con una altura efectiva, masa efectiva y rigidez efectiva lograda al conseguir el desplazamiento de diseño.

El capítulo III presenta la metodología de diseño con el método de DDBD, donde se establecen en orden las ecuaciones y la representación de cada variable a utilizar para el diseño de la edificación permitiendo así tener una guía paso a paso para el diseño de una edificación dual de concreto reforzado.

La estructura analizada se encuentra en Quito sobre un suelo de tipo C, cuenta con 12 pisos y una configuración en planta regular, formada por pórticos y muros de concreto reforzado. La asignación del cortante basal se da de acuerdo a la cantidad de pórticos y el tamaño de los muros; es así que para el sentido transversal el cortante basal de los pórticos es  $\beta_F = 0,40$  y en el sentido longitudinal de  $\beta_F = 0,50$ .

En el análisis de la estructura la deriva correspondiente a la altura de contraflexión  $\theta_{CF}$  en el sentido transversal es  $\theta_{CF} = 0,0216$  y en el sentido longitudinal  $\theta_{CF} = 0,0290$ , en ambos casos se superó el límite de deriva correspondiente al 2%, por lo cual fue necesario reducir la

deriva de diseño con un factor  $\omega_\theta$  que depende del número de pisos de la edificación, el momento resistente total de los pórticos en la base, y el momento de vuelco total en la base. El factor de reducción en sentido transversal fue  $\omega_\theta = 0,942$  y en sentido longitudinal  $\omega_\theta = 0,931$ , para obtener derivas de diseño  $\theta_{CD} = 0,0188$  en sentido transversal y  $\theta_{CD} = 0,0186$  en sentido longitudinal.

El cortante basal en el sentido transversal obtenido corresponde a 826384,61 kg, lo que representa el 89,53% del peso total de la estructura, en el caso del sentido longitudinal el cortante basal que se obtuvo corresponde a 972204,80 kg, lo que corresponde a un 105,33% del peso total.

En lo que se refiere al esfuerzo cortante máximo de cada muro en el caso del sentido transversal se obtuvo un valor de 38,55 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que en el sentido longitudinal se obtuvo un valor de 35,44 kg/cm<sup>2</sup>, lo que corresponde a 9,69% en sentido transversal y 8,91% en sentido longitudinal de la resistencia a la compresión esperada, la misma que es de 397,8 kg/cm<sup>2</sup>.

Los requisitos de sobre resistencia al emplear el método de desplazamientos no se basan en las resistencias de las columnas, si no que en las resistencias de las vigas es por ello que en el método se emplea un sistema de colapso con rótulas plásticas en las vigas y en las bases de los muros y columnas.

En lo que se refiere al análisis de una edificación dual mediante el método directo basado en desplazamientos, en este tipo de construcciones se tienen mayores desplazamientos de diseño que de un pórtico o muro por separado y en el caso de los momentos de diseño de vigas y columnas, estos se reducen en comparación con las edificaciones conformados únicamente por un sistema de pórticos.

En lo referente al diseño por capacidad de los elementos estructurales se concluye que las columnas internas presentan un mayor cortante y momento en comparación con las columnas externas. Los muros en sentido Y presentan una mayor ductilidad en comparación

con los muros en sentido X, cuyos valores son de 3,17 y 2,14 respectivamente. En el caso de las vigas se evidencia que existe mayor capacidad de momento en el sentido en X con un valor de 97220,48 kg.m, mientras que en el sentido Y se obtuvo un valor de 58765,13 kg.m para los niveles con altura de entrepiso constante.

Partiendo del espectro de respuesta de desplazamiento con un amortiguamiento del 5% considerando de manera conservadora un  $T_L$  basado en la magnitud máxima esperada se tiene un desplazamiento de 0,7099 m y aplicando la corrección con un factor de reducción se obtuvo para los sentidos X y Y un amortiguamiento de 9,9% y 12% respectivamente, cuyos desplazamientos fueron de 0,5466 m y 0,5041 m. En lo que se refiere a los desplazamientos de diseño en X para un periodo efectivo de 3,67 s se tiene un valor de 0,472 m y para un periodo efectivo de 4,02 s para el sentido Y se tiene un desplazamiento de 0,477 m por lo que se determina que estos valores están por debajo de los desplazamientos mencionados.

### **Recomendaciones**

Dentro del ejemplo de diseño de una edificación dual por el método DDBD planteado en el texto "Displacement-Based Seismic Design of Structures" (Priestley, Calvi, & Kowalsky, 2007) el paso 13 correspondiente al diseño de capacidad para columnas se requiere del análisis en ambos sentidos. Dicho paso se volvió confuso al no contar con un ejemplo detallado como en los demás pasos, es por ello que se recomienda buscar otras bibliografías que permitan una mejor comprensión.

El método DDBD para el diseño de edificaciones sismorresistentes aún es desconocido, aun cuando sus resultados han sido verificados. Por lo cual se recomienda implementar dicho método a la planificación educativa para brindar una alternativa al método DBF.

Para futuras investigaciones se recomienda realizar un análisis y diseño de una edificación dual de concreto reforzado aplicando el método de diseño directo basado en desplazamientos en estructuras irregulares puesto que el edificio que se analizó presenta una

configuración regular y además durante la investigación se observó que en el texto que sirvió de guía se nombraban algunos de los detalles a considerar en estos casos.

En lo que a educación se refiere es necesario implementar el uso de programas para el análisis y diseño de edificaciones aplicando el método de desplazamientos, puesto que en su mayoría se implementa el método de fuerzas, esto con el fin de aprender otros métodos de análisis para la toma de decisiones al momento de diseñar edificaciones.

La NEC (2015) menciona dos métodos de diseño de edificaciones sismorresistentes, el diseño basado en fuerzas y el basado en desplazamientos. Se recomienda un estudio referente a la obtención del periodo de esquina en la Normativa Ecuatoriana, puesto que al seguir las recomendaciones planteadas se obtuvo un desplazamiento superior en comparación con el periodo basado en la magnitud máxima esperada que se utilizó en el presente trabajo.

## Bibliografía

- Aguiar, R., Quizanga, D., & Chicaiza, A. (2017). Espectros de control para el Valle de los Chillos. *Revista CIENCIA*, 77-93.
- ASCE/SEI 7-16. (2017). *Minimum Desing Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston: American Society of Civil Engineers.
- Bono, V. (2011). *Evaluación del Comportamiento sísmico de edificios altos dimensionados mediante el método de diseño por desplazamientos*. Obtenido de <https://upcommons.upc.edu/bitstream/handle/2099.1/12325/3.MÉTODO+DE+DISEÑO+POR+DESPLAZAMIENTOS.pdf?sequence=5>
- Córdova, S. (6 de Septiembre de 2017). *PUCP*. Obtenido de Diseño sísmico directo basado en desplazamientos de un sistema estructural dual: <https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/20.500.12404/9315>
- Gülkan, P., & Sozen, M. (1974). *Inelastic Responses of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions*. ACI JOURNAL.
- Instituto Geofísico - EPN. (2023). *Preguntas más frecuentes - Sismos*. Obtenido de <https://www.igeptn.edu.ec/component/fsf/?view=faq&catid=2#:~:text=%C2%BFPor%20qu%C3%A9%20se%20producen%20los,las%20placas%20continental%20y%20oce%C3%A1nica.>
- Jacobsen, L. (1930). *Steady Forced Vibration as Influenced by Damping: An Approximate Solution of the Steady Forced Vibration of a System of One Degree of Freedom Under the Influence of Various Types of Damping*. ASME Transactione.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2015). *NEC-SE-DS Peligro sísmico, diseño sismo resistente*.
- Montufar, K. (Febrero de 2022). Obtenido de Análisis comparativo entre el método de diseño basa en fuerzas (FBD) y el método directo basado en desplazamientos (DDBD) para un

edificio de concreto armado de sistema estructural dual de 7 niveles:

[https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/22165/MONTUFAR\\_CANAL\\_KEVIN\\_ANALISIS\\_COMPARATIVO\\_ENTRE.pdf?sequence=1&isAllowed=y](https://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/22165/MONTUFAR_CANAL_KEVIN_ANALISIS_COMPARATIVO_ENTRE.pdf?sequence=1&isAllowed=y)

Morales, A. (Enero de 2021). *ResearchGate*. Obtenido de Método directo de diseño basado en desplazamientos (DDBD) aplicado a sistemas mixtos de hormigón armado:

[https://www.researchgate.net/publication/348578913\\_Metodo\\_directo\\_de\\_diseno\\_basado\\_en\\_desplazamientos\\_DDBD\\_aplicado\\_a\\_sistemas\\_mixtos\\_de\\_hormigon\\_armado](https://www.researchgate.net/publication/348578913_Metodo_directo_de_diseno_basado_en_desplazamientos_DDBD_aplicado_a_sistemas_mixtos_de_hormigon_armado)

Priestley, M., & Kowalsky, M. (December de 2000). *ResearchGate*. Obtenido de Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings:

[https://www.researchgate.net/publication/245933971\\_Direct\\_Displacement-Based\\_Seismic\\_Design\\_of\\_Concrete\\_Buildings](https://www.researchgate.net/publication/245933971_Direct_Displacement-Based_Seismic_Design_of_Concrete_Buildings)

Priestley, M., Calvi, G., & Kowalsky, M. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Pavia: IUSS PRESS.

Shibata, A., & Sozen, M. (Enero de 1976). *ASCE*. Obtenido de Substitute-Structure Method for Seismic Design in R/C: <https://ascelibrary.org/doi/10.1061/JSDEAG.0004250>

Suárez, J. (2018). *UNESUM*. Obtenido de ANÁLISIS SÍSMICO COMPARATIVO ENTRE EL MÉTODO DE DISEÑO BASADO EN FUERZAS Y EL MÉTODO DE DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS:

<http://repositorio.unesum.edu.ec/bitstream/53000/1410/1/UNESUM-ECUADOR-ING.CIVIL-2018-56.pdf>

Suárez, V. (Noviembre de 2009). *Diseño Basado en Desplazamientos, una Alternativa Racional al Diseño Basado en Fuerzas*. Obtenido de

<http://www.rte.espol.edu.ec/index.php/tecnologica/article/view/130/74>

Sucapuca, L. (2021). Obtenido de EVALUACIÓN SÍSMICA DE UN EDIFICIO DUAL DE CONCRETO ARMADO UBICADO EN LA CIUDAD DE TACNA, MEDIANTE UN

ENFOQUE BASADO EN DESPLAZAMIENTOS :

<https://repositorio.upt.edu.pe/bitstream/handle/20.500.12969/1675/Sucapuca-Rojas-Luis.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

Sullivan, T., Priestley, M., & Calvi, G. (Enero de 2006). *ResearchGate*. Obtenido de Direct displacement design of frame-wall structures:

[https://www.researchgate.net/publication/232867175\\_Direct\\_displacement\\_design\\_of\\_frame-wall\\_structures](https://www.researchgate.net/publication/232867175_Direct_displacement_design_of_frame-wall_structures)

Sullivan, T., Priestley, M., & Calvi, G. (2012). *A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures*. Italia: IUSS Press.

Urrutia, M. (Marzo de 2023). Obtenido de APLICACIÓN DEL DDBD (DIRECT DISPLACEMENT BASE DESIGN) Y COMPARACIÓN CON EL FBDD (FORCE BASED DESIGN) EN ESTRUCTURAS REGULARES ESTRUCTURALES DUALES DE MUROS Y PÓRTICOS DE HORMIGÓN ARMADO (DE 5 A 20 PISOS):

<https://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/24336/1/CD%2013255.pdf>

## Apéndices