

NO MARC
66601

7
Z962
2013

Universidad de Valparaíso
Facultad de Ingeniería
Escuela de Ingeniería Civil



Aplicación del Diseño Directo Basado en Desplazamientos
al Análisis y Diseño de un Sistema Mixto.
Comparación con Norma Vigente

Por

Francisco J. Zúñiga Videla

Trabajo de Título para optar al Grado de Licenciado en Ciencias de la Ingeniería
y al Título de Ingeniero Civil

Profesor Guía: Alejandro Morales Gómez

R. 16854

- Hormigón
- MASA.
- VIGAS

Diciembre, 2013

*Dedicado a mi Gabriela
por su infinito apoyo. A mis padres
por alimentarme y quererme. A mis amigos
que presenciaron este largo camino.
A mi gata Pilar por su compañía.*

AGRADECIMIENTOS

Agradecer la enseñanza, la voluntad y la oportunidad brindada por mi profesor guía Alejandro Morales, quien me entregó su apoyo al realizar este trabajo de título.

ÍNDICE GENERAL

ÍNDICE GENERAL.....	i
ÍNDICE DE TABLAS.....	v
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vi
INTRODUCCIÓN.....	1
OBJETIVOS.....	3
Objetivo general.....	3
Objetivos específicos.....	3
ALCANCES.....	3
CAPÍTULO I – SISTEMA MIXTO.....	4
1.1 Definición de la estructura.....	4
1.2 Modelo de análisis.....	6
1.2 Materiales seleccionados.....	7
1.2.1 Hormigón.....	7
1.2.2 Acero de la armadura.....	8
CAPÍTULO II – ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO SEGÚN PRÁCTICA CHILENA.....	9
2.1 Solicitaciones.....	9
2.2 Espectro de Diseño.....	10
2.3 Combinación de los estados de carga.....	12
2.4 Resultado del análisis sísmico.....	12
2.4.1 Limitaciones del corte basal.....	12
2.4.2 Desplazamiento lateral de entrepiso.....	15
2.4.3 Desplazamiento lateral máximo.....	17
2.5 Diseño de los elementos según ACI 318-08 y D.S. N° 60.....	22
2.5.1 Resistencia de diseño.....	16
2.5.2 Elementos sometidos a flexión.....	17
2.5.3 Resistencia al corte en vigas.....	21
2.5.4 Elementos sometidos a flexión y carga axial de marcos especiales.....	24

2.5.5 Resistencia al corte en columnas.....	29
2.5.6 Muros estructurales especiales a flexión y carga axial.....	30
2.5.7 Capacidad de deformación y elementos de borde del muro.....	33
2.5.8 Resistencia al corte del muro.....	37
CAPÍTULO III –DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD).....	39
3.1 Introducción.....	39
3.2 Formulación básica del método.....	39
3.3 Características de la estructura sustituta.....	41
3.3.1 Desplazamiento de diseño.....	41
3.3.2 Formas de desplazamiento.....	42
a) Edificio de marcos.....	42
b) Edificio de muros.....	42
3.3.3 Masa efectiva.....	44
3.3.4 Altura efectiva.....	44
3.3.5 Amortiguamiento viscoso equivalente.....	44
3.3.6 Distribución de la fuerza de corte basal de diseño.....	45
CAPÍTULO IV - ANÁLISIS Y DISEÑO SEGÚN EL MÉTODO DDBD.....	46
4.1.- Análisis en dirección X.....	48
4.1.1.- Asignación de la proporción de resistencia.....	48
4.1.2.- Perfil de momento y altura de inflexión del muro.....	48
4.1.3.- Perfil de desplazamiento de fluencia del muro.....	49
4.1.4.- Perfil de desplazamiento de diseño.....	50
4.1.5.- Desplazamiento de diseño sistema SDOF.....	51
4.1.6.- Altura efectiva.....	51
4.1.7.- Amortiguamiento equivalente.....	51
a) Muros.....	51
b) Marcos.....	52
4.1.8.- Fuerza de corte basal.....	53
a) Periodo efectivo.....	53
b) Masa efectiva.....	55
c) Rigidez efectiva.....	55
d) Corte basal.....	55

4.1.9.- Diseño a flexión de la base del muro.....	55
4.1.10.- Corte por capacidad en muros.....	56
4.1.11.- Diseño a flexión en vigas.....	58
4.1.12.- Corte por capacidad en vigas.....	60
4.1.13.- Diseño a flexión en columnas.....	61
4.1.14.- Corte por capacidad en columnas.....	62
4.2.- Análisis en dirección Y.....	63
4.2.1.- Asignación de la proporción de resistencia.....	63
4.2.2.- Perfil de momento y altura de inflexión del muro.....	63
4.2.3.- Perfil de desplazamiento de fluencia del muro.....	64
4.2.4.- Perfil de desplazamiento de diseño.....	64
4.2.5.- Desplazamiento de diseño sistema SDOF.....	65
4.2.6.- Altura efectiva.....	65
4.2.7.- Amortiguamiento equivalente.....	65
a) Muros.....	65
b) Marcos.....	66
4.2.8.- Fuerza de corte basal.....	67
a) Periodo efectivo.....	67
b) Masa efectiva.....	68
c) Rigidez efectiva.....	68
d) Corte basal.....	68
4.2.9.- Diseño a flexión de la base del muro.....	68
4.2.10.- Corte por capacidad en muros.....	68
4.2.11.- Diseño a flexión en vigas.....	70
4.2.12.- Corte por capacidad en vigas.....	72
4.2.13.- Diseño a flexión en columnas.....	73
4.2.14.- Corte por capacidad en columnas.....	75
4.3.- Armadura a flexión final del muro.....	75
CAPÍTULO V - ANÁLISIS NO LINEAL.....	78
5.1.- Parámetros del modelo.....	78
5.2.- Registros de Aceleraciones.....	78
5.2.2.- Propiedades de los elementos.....	79

5.2.1.- Nodos y elementos.....	81
CAPÍTULO VI – COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	81
6.1.- Concepción 27F.....	81
6.1.1.- Desplazamientos.....	81
6.1.2.- Demandas de ductilidad de curvatura.....	82
a) Vigas.....	83
b) Columnas.....	85
c) Muro.....	86
6.1.3.- Momentos y cortes en el muro.....	87
6.2.- Constitución 27F.....	88
6.2.1.- Desplazamientos.....	88
6.2.2.- Demandas de ductilidad de curvatura.....	89
a) Vigas.....	89
b) Columnas.....	90
c) Muro.....	90
6.2.3.- Momentos y cortes en el muro.....	91
6.3.- Valparaíso 27F.....	92
6.3.1.- Desplazamientos.....	92
6.3.2.- Demandas de ductilidad de curvatura.....	93
a) Vigas.....	93
b) Columnas.....	94
c) Muro.....	94
6.3.3.- Momentos y cortes en el muro.....	95
CAPÍTULO VII - CONCLUSIONES.....	96
BIBLIOGRAFÍA.....	97

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.1	: Clasificación de los hormigones por su resistencia especificada a la compresión según NCh170 Of 85.....	7
Tabla 1.2	: Propiedades mecánicas del hormigón H30.....	8
Tabla 1.3	: Propiedades mecánicas del acero estructural.....	8
Tabla 2.1	: Parámetros del espectro de aceleraciones y desplazamientos.....	11
Tabla 2.2	: Corte basal, masa y periodos fundamentales.....	12
Tabla 2.3	: Corte basal de diseño y factor de reducción en dirección X.....	13
Tabla 2.4	: Corte basal de diseño y factor de reducción en dirección Y.....	13
Tabla 2.5	: Desplazamiento lateral de diseño.....	15
Tabla 2.6	: Refuerzo longitudinal en vigas según número y eje asignado.....	20
Tabla 2.7	: Determinación y verificación del corte de diseño en vigas.....	23
Tabla 2.8	: Armadura longitudinal en columnas según número y eje asignado.....	24
Tabla 2.9	: Verificación de momentos nominales en nudo viga/columna.....	26
Tabla 2.10	: Determinación y verificación del corte de diseño en columnas.....	30
Tabla 2.11	: Valores del momento y la curvatura del muro.....	35
Tabla 2.12	: Valores para la determinación del confinamiento.....	36
Tabla 2.13	: Curvatura última y extensión del confinamiento.....	36
Tabla 2.14	: Corte de diseño y corte máximo por niveles.....	37
Tabla 4.1	: Cálculos preliminares para determinar H_{CF}	49
Tabla 4.2	: Desplazamientos de fluencia y de diseño.....	50
Tabla 4.3	: Corte por capacidad en la altura.....	57
Tabla 4.4	: Cálculos preliminares para determinar H_{CF}	63
Tabla 4.5	: Desplazamientos de fluencia y de diseño.....	65
Tabla 4.6	: Corte por capacidad en la altura.....	69

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1	: Planta tipo del sistema mixto.....	5
Figura 1.2	: Modelo de la estructura en Etabs.....	6
Figura 2.1	: Espectro elástico de pseudo aceleraciones.....	11
Figura 2.2	: Espectros inelásticos de diseño para las direcciones X e Y.....	13
Figura 2.3	: Desplazamiento lateral de entrepiso para el sistema mixto.....	14
Figura 2.4	: Desplazamiento lateral de diseño.....	15
Figura 2.5	: Valores de \emptyset para elementos sometidos a carga axial y flexión.....	17
Figura 2.6	: Distribución de las vigas y columnas en los ejes 1 y 2 en dirección X.....	18
Figura 2.7	: Distribución de las vigas y columnas en los ejes A y B en dirección Y.....	18
Figura 2.8	: Distribución de las vigas y columnas en el eje C en dirección Y.....	19
Figura 2.9	: Distribución de la armadura a flexión en las vigas en dirección X.....	20
Figura 2.10	: Distribución de la armadura a flexión en las vigas en dirección Y.....	21
Figura 2.11	: Esquema de momentos probables y cortes de diseño en vigas.....	22
Figura 2.12	: Distribución de la armadura longitudinal en columnas tipo.....	24
Figura 2.13	: Disposición de los momentos nominales en la unión viga/columna.....	25
Figura 2.14	: Curvas de interacción de las columnas centrales en sentido Y.....	27
Figura 2.15	: Curvas de interacción de las columnas centrales en sentido X.....	27
Figura 2.16	: Curvas de interacción de las columnas perimetrales en sentido Y.....	28
Figura 2.17	: Curvas de interacción de las columnas perimetrales en sentido X.....	28
Figura 2.18	: Esquema de momentos probables y cortes de diseño en columnas.....	29
Figura 2.19	: Distribución de la armadura longitudinal en alas y alma del muro.....	31
Figura 2.20	: Curvas de interacción del muro en sentido X.....	32
Figura 2.21	: Curvas de interacción del muro en sentido Y.....	32
Figura 2.22	: Mecanismo de colapso, curvatura y desplazamiento máximo en muros.....	34
Figura 2.23	: Curva de esfuerzo / deformación unitaria del acero A630-420H.....	34
Figura 2.24	: Diagrama Momento-Curvatura del muro en ambos sentido.....	35
Figura 2.25	: Corte de diseño por nivel y corte máximo en dirección X.....	38
Figura 2.26	: Corte de diseño por nivel y corte máximo en dirección Y.....	38

Figura 3.1	: Fundamentos del Diseño Basado en Desplazamiento Directo.....	40
Figura 3.2	: Desplazamiento de fluencia y de diseño para muros en voladizo.....	43
Figura 4.1	: Planta tipo para el DDBD.....	47
Figura 4.2	: Espectro de respuesta de desplazamientos.....	53
Figura 4.3	: Diagrama de corte por capacidad en la altura.....	58
Figura 4.4	: Disposición del refuerzo longitudinal en vigas.....	60
Figura 4.5	: Curva de interacción de columnas externas e internas.....	61
Figura 4.6	: Espectro de respuesta de desplazamientos.....	67
Figura 4.7	: Diagrama de corte por capacidad en la altura.....	70
Figura 4.8	: Disposición de la armadura en flexión del muro.....	72
Figura 4.9	: Curva de interacción de columnas externas e internas, Ejes A y F.....	73
Figura 4.10	: Curva de interacción de columnas externas, eje C.....	74
Figura 4.11	: Curva de interacción de columnas internas, eje C.....	74
Figura 4.12	: Disposición de la armadura en flexión del muro.....	76
Figura 4.13	: Curva de interacción del muro en dirección X.....	77
Figura 4.14	: Curva de interacción del muro en dirección Y.....	77
Figura 5.1	: Modelación en Ruaumoko 2D, ejes A, B y C.....	78
Figura 5.2	: Regla histerética TAKEDA Modificada.....	79
Figura 5.3	: Regla histerética SINA de degradación tri-lineal.....	79
Figura 5.4	: Superficie de interacción de fluencia para las columnas de hormigón.....	80
Figura 5.5	: Superficie de interacción de fluencia para el muro de hormigón.....	80
Figura 5.6	: Registros de aceleraciones de Concepción, Constitución y Valparaíso.....	81
Figura 6.1	: Desplazamientos de entrepiso y desplazamientos absolutos, DBF.....	82
Figura 6.2	: Desplazamientos de entrepiso y desplazamientos absolutos, DDBD.....	83
Figura 6.3	: Diagrama momento-curvatura Viga 35x70, DBF.....	84
Figura 6.4	: Diagrama momento-curvatura Viga 30x65, DBF.....	84
Figura 6.5	: Diagrama momento-curvatura Viga 35x70, DDBD.....	84
Figura 6.6	: Diagrama momento-curvatura Viga 30x65, DDBD.....	84
Figura 6.7	: Diagrama momento-curvatura Columna 65x65, DBF.....	85
Figura 6.8	: Diagrama momento-curvatura Columna 80x80, DBF.....	85

Figura 6.9	: Diagrama momento-curvatura Columna 65x65, DDBD.....	85
Figura 6.10	: Diagrama momento-curvatura Columna 80x80, DDBD.....	85
Figura 6.11	: Diagrama momento-curvatura del muro, DBF.....	86
Figura 6.12	: Diagrama momento-curvatura del muro, DDBD.....	86
Figura 6.13	: Diagramas de momento y corte del muro, DBF.....	87
Figura 6.14	: Diagramas de momento y corte del muro, DDBD.....	87
Figura 6.15	: Desplazamientos de entrepiso y desplazamientos absolutos, DBF.....	88
Figura 6.16	: Desplazamientos de entrepiso y desplazamientos absolutos, DDBD.....	88
Figura 6.17	: Diagrama momento-curvatura Viga 35x70, DBF.....	89
Figura 6.18	: Diagrama momento-curvatura Viga 30x65, DBF.....	89
Figura 6.19	: Diagrama momento-curvatura Viga 35x70, DDBD.....	89
Figura 6.20	: Diagrama momento-curvatura Viga 30x65, DDBD.....	89
Figura 6.21	: Diagrama momento-curvatura del muro, DBF.....	90
Figura 6.22	: Diagrama momento-curvatura del muro, DDBD.....	90
Figura 6.23	: Diagramas de momento y corte del muro, DBF.....	91
Figura 6.24	: Diagramas de momento y corte del muro, DDBD.....	91
Figura 6.25	: Desplazamientos de entrepiso y desplazamientos absolutos, DBF.....	92
Figura 6.26	: Desplazamientos de entrepiso y desplazamientos absolutos, DDBD.....	92
Figura 6.27	: Diagrama momento-curvatura Viga 35x70, DBF.....	93
Figura 6.28	: Diagrama momento-curvatura Viga 30x65, DBF.....	93
Figura 6.29	: Diagrama momento-curvatura Viga 35x70, DDBD.....	93
Figura 6.30	: Diagrama momento-curvatura Viga 30x65, DDBD.....	93
Figura 6.31	: Diagrama momento-curvatura del muro, DBF.....	94
Figura 6.32	: Diagrama momento-curvatura del muro, DDBD.....	94
Figura 6.33	: Diagramas de momento y corte del muro, DBF.....	95
Figura 6.34	: Diagramas de momento y corte del muro, DDBD.....	95

INTRODUCCIÓN.

En muchos casos la falla en puentes y edificios de hormigón armado se ha atribuido a la insuficiencia de sus columnas o muros estructurales en absorber las grandes demandas de deformación inelástica inducida por el sismo.

En la actualidad el diseño sísmico de estructuras, conocido como diseño por fuerzas, se realiza mediante la determinación de fuerzas equivalentes a la acción dinámica del sismo y en proporcionar la resistencia suficiente para poderlas sostener. Se ha observado que esta estrategia no es la que mejor representa el comportamiento sísmico de las estructuras ante un terremoto real, en la que la estructura se ve sometida a deformaciones inelásticas mediante las cuales disipa la energía que introduce el terremoto. Incursionar en el rango no lineal de la respuesta para la disipación de energía, implica la reducción de la fuerza a ser resistida en comparación a aquella fuerza elástica correspondiente al comportamiento lineal. En la práctica, el factor de reducción de fuerzas está predefinido en las normativas en función a la tipología estructural y al cumplimiento de ciertos requisitos respecto a los detalles constructivos.

Se reconoce que este procedimiento no da niveles de seguridad satisfactorios, pudiendo llegar incluso a estar del lado de la inseguridad. Por otro lado, no permite dimensionar estructuras ante eventos sísmicos para los que no sólo se requiere que la estructura no colapse, sino que además se requiere que el daño sufrido sea controlado y/o que pueda mantenerse en servicio después del evento.

Esta metodología no controla el daño que ha de sufrir la estructura ante la máxima demanda, obteniendo sólo una estimación muy poco sofisticada. Con el objeto de controlar el daño, varios investigadores han propuesto la metodología opuesta a la anterior, consistente en fijar el desplazamiento límite que ha de experimentar la estructura frente a la acción de un sismo.

En la actualidad existe amplio consenso sobre que el diseño de un sistema estructural sismo-resistente sea regido en primer lugar por los desplazamientos, deformaciones correspondientes y ductilidades.

Durante los últimos 30 años y más, se ha generado un importante cambio sobre la concepción de que al incrementar la resistencia se ha de aumentar la seguridad y se reduce el daño. Por lo tanto, algunos códigos de diseño sismo-resistente han sido actualizados haciendo énfasis en cambiar la concepción de resistencia por desempeño.

Hace ya algunos años se ha estado implementando el diseño basado en desplazamientos dentro del diseño sísmico de puentes y edificios motivando desde entonces numerosos trabajos de investigación a nivel internacional, aunque aún no forma parte de las normativas de proyectos sísmo-resistentes.

La razón de adoptar este procedimiento obedece a que los estados límites de daño pueden relacionarse adecuadamente con los límites de deformación, que a su vez son convertidos en desplazamientos equivalentes, con los cuales el daño estructural puede ser controlado eficientemente mejor que con límites de resistencia.

El procedimiento de diseño directo basado en desplazamientos se basa en modelar un sistema inelástico con propiedades elásticas equivalentes. Con este enfoque se busca proveer al miembro de las características apropiadas, en cuanto a tamaño de la sección, cantidad de refuerzo y detallamiento, para desarrollar un desplazamiento predeterminado para el sismo de diseño. Dentro de este procedimiento, generalmente se diseña para un comportamiento asociado a la respuesta última, por lo que se selecciona un desplazamiento objetivo.

Por lo anterior, en este trabajo de título se presenta un caso de estudio que desarrolla el procedimiento de diseño directo basado en desplazamientos en un sistema mixto, con el propósito de revisar de manera racional las diferencias comentadas anteriormente con respecto al tradicional procedimiento de análisis y diseño que se practica en Chile.

Para la verificación de los diseños se emplea la metodología conocida como Análisis No Lineal Tiempo Historia. El ANTH encuentra la respuesta de la estructura en cada instante de tiempo a lo largo de la duración de un sismo, es decir, se obtiene la historia de desplazamientos, fuerzas y momentos de cada uno de los elementos del sistema.

OBJETIVOS

Objetivo general

Aplicar la metodología del diseño basado en las fuerzas y del diseño directo basado en desplazamientos a un edificio de hormigón armado de estructuración mixta. Comparar ambas metodologías a partir de los resultados obtenidos del ANTH.

Objetivos específicos

- * Diseñar un sistema mixto de muros y marcos estructurales de hormigón armado.
- * Identificar las ventajas y limitaciones para ambos métodos.
- * Verificar los diseños empleando un Análisis No lineal Tiempo Historia.
- * Comparar esfuerzos, demandas de ductilidad y desplazamientos.

ALCANCES

- i. El caso de estudio para este trabajo se centra en un edificio de 12 pisos con marcos y muros estructurales, ubicado en la zona sísmica 3 y suelo tipo C.
- ii. El modelo matemático del edificio es formulado con programas computacionales; ETABS 9.7.2 [CSI, 2011], para el análisis lineal elástico y RUAMOKO 2D [Athol J. Carr, 2008], para el análisis no lineal de historia en el tiempo.
- iii. El diseño de los elementos por el método tradicional de las fuerzas será considerando las distintas Normas Chilenas y Decretos Supremos que intervienen en el proceso de diseño, junto con los requisitos del reglamento para el hormigón armado del Código ACI 318-08.
- iv. La metodología del DDBD se realizará mediante la propuesta planteada por Priestley, Calvi y Kowalsky (2007).

CAPITULO I

SISTEMA MIXTO

1.1 Definición de la estructura

La estructura escogida para el caso de estudio consiste en un edificio de hormigón armado de estructuración mixta, que consta de muros estructurales y marcos especiales. Se compone de 12 plantas idénticas cuya altura libre de entrepiso es de 3.2 [m] obteniendo así una altura total de 38.4 [m]. La planta es rectangular y cuenta con un largo total de 24 [m] y un ancho total de 22.5 [m].

La estructura vertical está compuesta de muros en forma de "T" con espesor de 0.30 [m] y se encuentran acoplados en el sentido Y a los marcos perimetrales del edificio. Las columnas perimetrales tienen una sección transversal de 65x65 [cm²] y las dos columnas centrales una sección de 80x80 [cm²].

En cuanto a la estructura horizontal; se compone de vigas de sección 30x65 [cm²], para las dispuestas en sentido X y para las que acoplan los muros al marco en sentido Y; y sección de 35x70 [cm²], para el resto de las vigas en sentido Y.

Frente a la acción del sismo se analiza la estructura en los ejes principales X e Y. A continuación en la Figura 1.1 se presenta el esquema de la planta estructural.

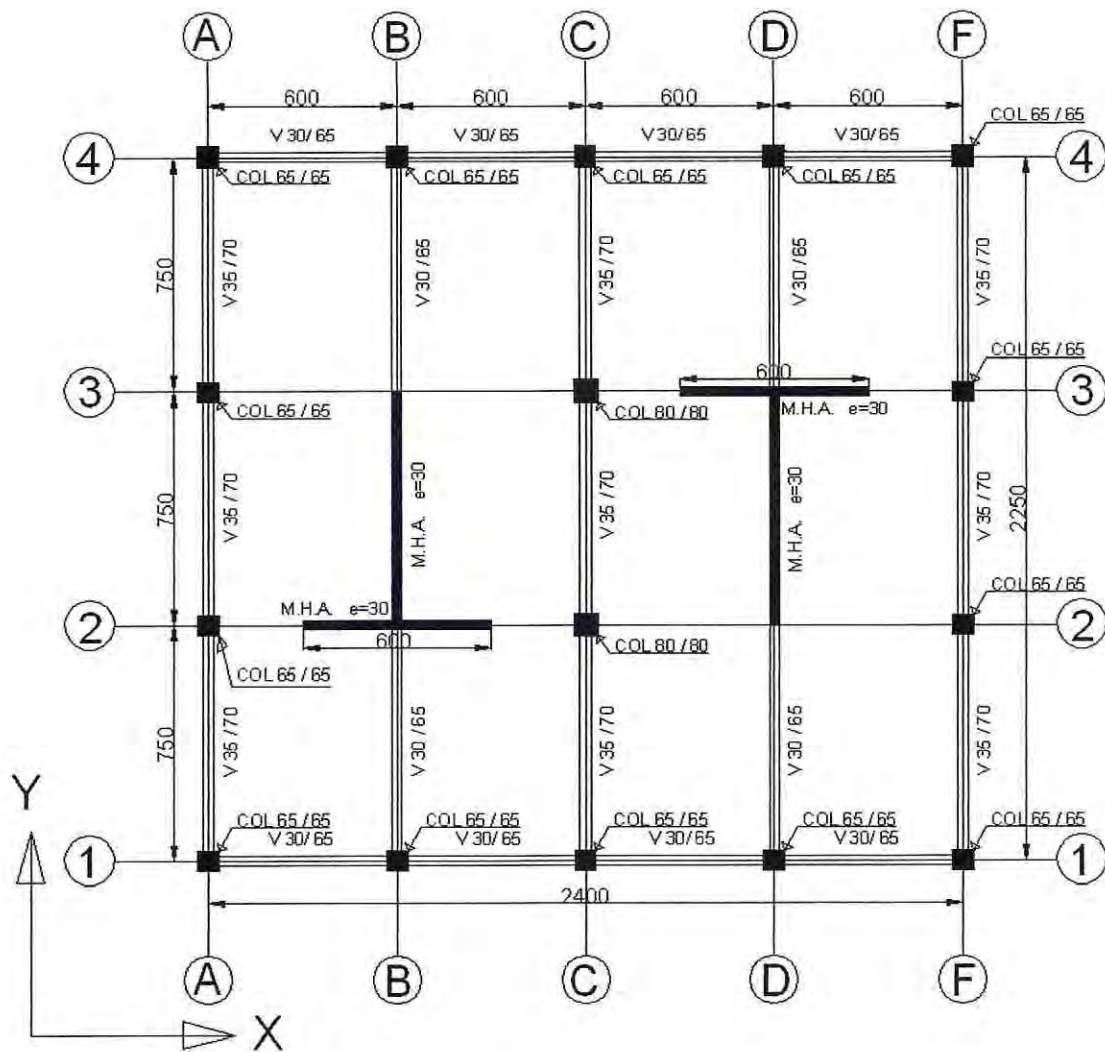


Figura 1.1: Planta tipo del sistema mixto.

1.2 Modelo de análisis

La modelación matemática para el sistema estructural es elaborada con el apoyo del programa Etabs 9.7.2 [CSI, 2011]. Con éste se efectúa el análisis lineal bajo las acciones sísmicas, y así, se encuentran los esfuerzos internos que se generan en la estructura y la deformación de esta. Los elementos son diseñados en base a los requisitos del Código ACI 318-08 y Decreto Supremo N° 60.

En cuanto al diseño de las losas bajo las cargas gravitacionales no se hace referencia, sin embargo, están implícitamente consideradas en el análisis sísmico al definir las como el diafragma rígido que compatibiliza las deformaciones a nivel de piso y traspasa los esfuerzos a los elementos resistentes a cargas laterales.

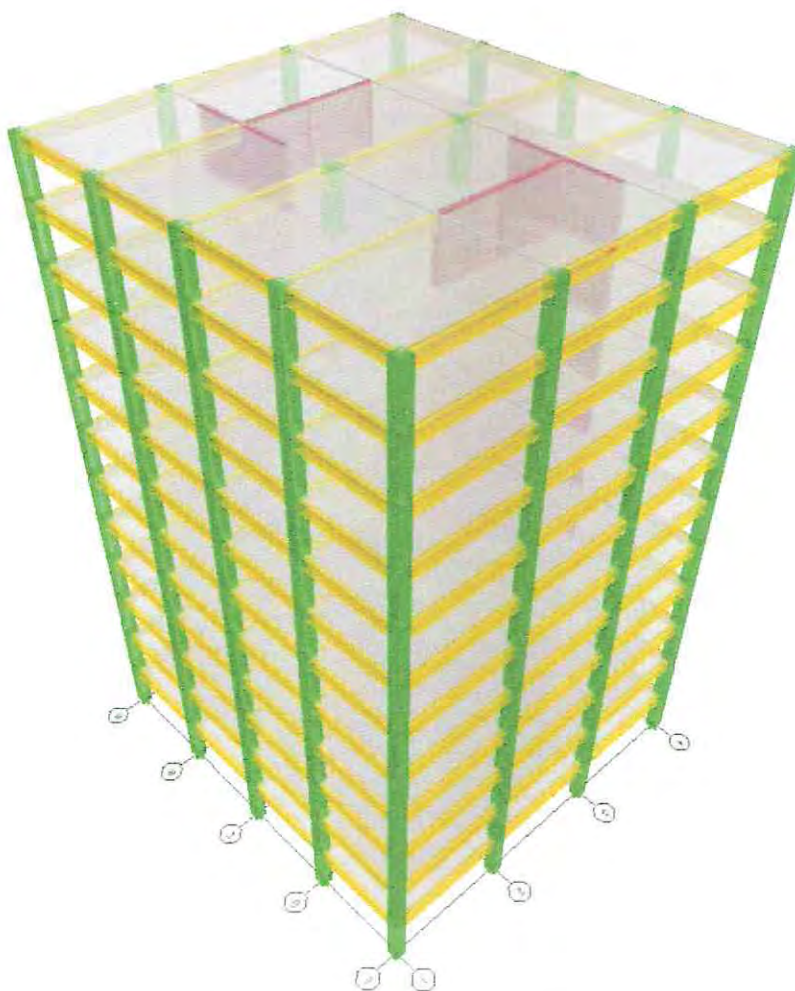


Figura 1.2: Modelo de la estructura en Etabs.

Tampoco se hace referencia al cálculo y diseño de las fundaciones, ya que está fuera de los objetivos de este trabajo, sólo cabe mencionar que como es habitual en la práctica, se considera un empotramiento perfecto de los elementos en la base al sistema de fundaciones.

La sobrecarga de diseño considerada para el edificio es de 250 [kgf/m²], según lo dispuesto en la norma NCh1537 Of. 2009 [INN, 2009]. Además se agrega una carga de peso propio adicional que representa el peso de la tabiquería, las sobrelosas y el pavimento de terminación, cuyo valor adoptado es de 150 [kgf/m²].

La Figura 1.2 muestra una vista tridimensional del modelo matemático elaborado en Etabs.

1.3 Materiales seleccionados

1.3.1 Hormigón

Para la totalidad de los componentes estructurales se utiliza un hormigón H-30, denominado de esta forma según su resistencia especificada a la compresión dispuesta en la Tabla 1.1, y sus propiedades mecánicas son resumidas en la Tabla 1.2.

Tabla 1.1: Clasificación de los hormigones por su resistencia especificada a la compresión según NCh170 Of 85.

Grado	Resistencia especificada f_c [kgf/cm ²]	Resistencia equivalente f_c' [kgf/cm ²]
H10	100	80
H15	150	120
H20	200	180
H25	250	200
H30	300	250
H35	350	300
H40	400	350
H45	450	400
H50	500	450

Tabla 1.2: Propiedades mecánicas del hormigón H30.

Propiedades	Valor	Unidades	Observación
Resistencia Cilíndrica (f_c')	250	[kgf/cm ²]	Según Tabla 1.1
Densidad	$2.548 \cdot 10^{-4}$	[kg/cm ³]	-
Peso Específico	$2.5 \cdot 10^{-3}$	[kgf/cm ³]	-
Módulo de Elasticidad (E_c)	238752	[kgf/cm ²]	Según Ecuación 1.1
Coefficiente de Poisson (ν)	0.2	-	-
Módulo de Corte (G)	99480	[kgf/cm ²]	Según Ecuación 1.2

Los valores correspondientes a los módulos de elasticidad y de corte presentados arriba en la Tabla 1.1 corresponden a los calculados según las ecuaciones 1.1 y 1.2 respectivamente.

$$E_c = 15100 \cdot \sqrt{f_c'} \text{ [kgf/cm}^2\text{]} \text{ (Según ACI 318-08 cap. 8.5)} \quad (1.1)$$

$$G = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad (1.2)$$

1.3.2 Acero de la armadura

El acero estructural tipo A630-420H es el escogido tanto para vigas, muros y columnas, cuyas propiedades mecánicas se muestran en la Tabla 1.3. Este tipo de acero para el refuerzo del hormigón es uno de los más utilizados en Chile.

Tabla 1.3: Propiedades mecánicas del acero estructural.

Propiedades	Valor	Unidades
Tensión de fluencia f_y	4200	[kgf/cm ²]
Tensión de rotura f_u	6300	[kgf/cm ²]
Densidad	7833	[kg/cm ³]
Módulo de Elasticidad (E_c)	$2.10 \cdot 10^6$	[kgf/cm ²]
Coefficiente de Poisson (ν)	0.25	[kg/cm ²]
Módulo de Corte (G)	800000	[kgf/cm ²]

CAPÍTULO II

ANÁLISIS SÍSMICO Y DISEÑO SEGÚN PRÁCTICA CHILENA

Este capítulo presenta el desarrollo del diseño sísmico actualmente vigente en Chile. Este contempla la utilización de la norma NCh433 Of.96 Mod.2009 y además del Decreto Supremo N°61 del 2011. Este decreto deroga al Decreto Supremo N°117, el cual nació ante la necesidad de modificar dicha norma chilena después del severo terremoto que afectó a gran parte de Chile.

La costa chilena es uno de los lugares más afectados por terremotos, por ende donde mayores aceleraciones del suelo se registran, es por esto que se escoge que el edificio esté situado en la zona sísmica 3 que representa toda esta área. También se define el suelo como tipo C que corresponde a un terreno denso y firme.

2.1 Solicitaciones

Es preciso definir los tipos de solicitaciones que están presentes en el edificio de acuerdo a lo siguiente:

Cargas permanentes: Corresponden a todas aquellas provenientes a las del peso propio de cada uno de los elementos estructurales, además del peso proveniente de elementos no estructurales tales como la tabiquería, sobrelosas y pavimentos.

Sobrecargas de uso: Dentro de este grupo de cargas se encuentran las que se generan por el uso que se le da a la estructura, estas cargas pueden tanto estar o no actuando en el sistema. Estas se definen en la normativa vigente NCh1537 Of.2009.

Cargas sísmicas: Se generan sobre la estructura por la acción dinámica del sismo, más bien induce deformaciones en el sistema que a su vez generan los esfuerzos internos. Estas fuerzas se definen a través de los espectros de respuesta que entrega actualmente el Decreto Supremo N°61.

Cabe mencionar que los tipos de solicitaciones argumentadas arriba deben ser combinadas de acuerdo a la norma de combinaciones de cargas NCh3171 Of.2010 para el correcto diseño de los elementos.

2.2 Espectro de Diseño

El espectro de diseño es el que determina la resistencia sísmica mínima de la estructura. Actualmente está predefinido en el Decreto Supremo N°61 en función de una serie de factores. La ecuación 2.1 define el valor para la aceleración espectral.

$$S_a = \frac{S \cdot A_0 \cdot \alpha}{(R^*/I)} \quad (2.1)$$

Donde:

R^* : Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el período del modo con mayor masa traslacional equivalente a la dirección de análisis. Ecuación 2.2.

I : Coeficientes relativos al edificio, definidos según categorías de ocupación que nacen de la importancia, uso y riesgo de falla del edificio. Cuando el edificio es destinado a la habitación privada el coeficiente de importancia toma el valor de 1.0.

α : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima. Ecuación 2.3.

A_0 : Aceleración efectiva máxima del suelo.

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10 \cdot T_o + \frac{T^*}{R_o}} \quad (2.2)$$

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_o}\right)^3} \quad (2.3)$$

R_o : Valor máximo del factor de modificación de respuesta estructural.

S, T_o, p : Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación.

T_n, T^* : Período de vibración, del modo n y del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis respectivamente.

Ya definidos todos los parámetros que intervienen en la formación del espectro de respuesta a continuación se resumen los valores que toman para el caso de estudio definido en el Capítulo 1.

Tabla 2.1: Parámetros del espectro de aceleraciones y desplazamientos.

Datos de Entrada	
Zona sísmica	3
Tipo de suelo	C
Categoría del edificio	II
R_o	11
R	7
Datos de salida	
Coef. De importancia	1.0
A_0	0.40g
S	1.05
T_o	0.4
p	1.6
n	1.4
$C_{máx}$	0.35

Finalmente el espectro de respuesta de pseudo aceleración elástico es graficado en la Figura 2.1.

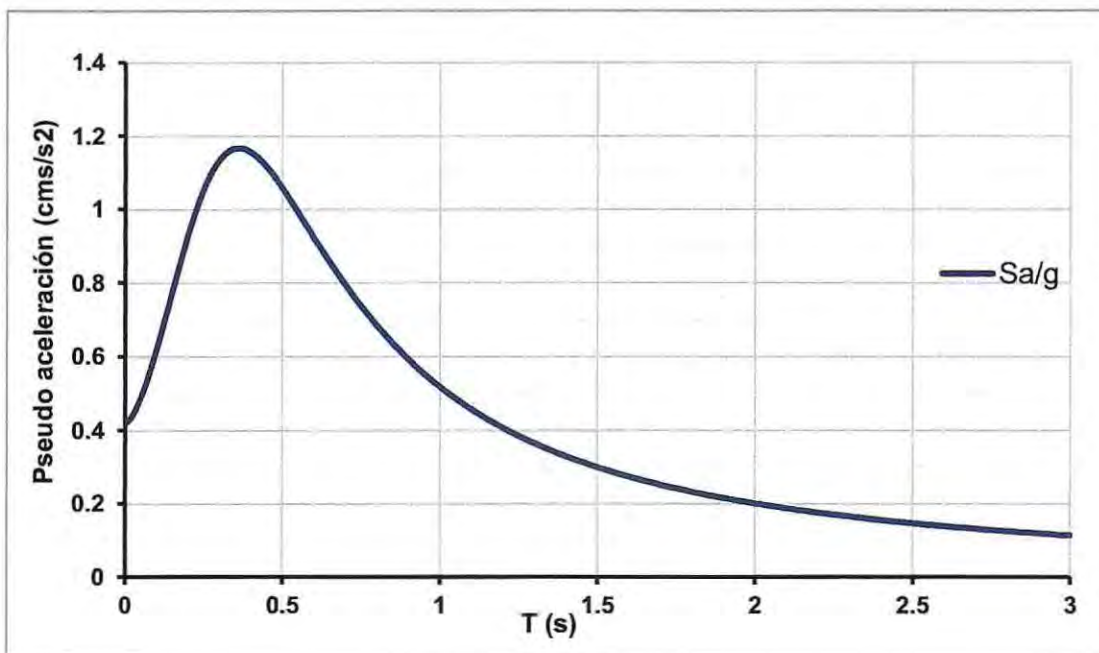


Figura 2.1: Espectro elástico de pseudo aceleraciones.

2.3 Combinación de los estados de carga

Como fue mencionado en la sección 2.1 las solicitaciones ahí definidas deben combinarse adecuadamente. De acuerdo a la norma NCh433, la combinación de las solicitaciones sísmicas con otras cargas como las cargas permanentes y/o las sobrecargas de uso se deben hacer usando las reglas de superposición indicadas en la norma NCh3171 Of.2010. En la sección 9.1 de dicha norma, indica que las resistencias de diseño de los elementos deben ser mayores o iguales que el efecto de las cargas mayoradas en las combinaciones siguientes:

$$U = 1.4 \text{ Cargas permanentes}$$

$$U = 1.2 \text{ Cargas permanentes} + 1.6 \text{ Sobrecargas de uso}$$

$$U = 1.2 \text{ Cargas permanentes} + 1.0 \text{ Sobrecargas de uso} \pm 1.4 \text{ Sismo}$$

$$U = 0.9 \text{ Cargas permanentes} \pm 1.4 \text{ Sismo}$$

Cabe destacar que el estado de carga "sismo" incluido en las combinaciones de carga de arriba corresponde al espectro elástico reducido, que incorpora el factor de reducción contemplado para definir el comportamiento inelástico de la estructura frente a la acción dinámica del terremoto. Este tema se revisa en el apartado 2.4 de este capítulo.

2.4 Resultados del análisis sísmico

Como se dijo recientemente el espectro elástico mostrado en la Figura 2.1, que fue generado en base a las consideraciones del Decreto Supremo N° 61 (sección 2.2), debe ser modificado por el factor de reducción R^* para cada dirección de análisis, convirtiéndolo así en el espectro de diseño inelástico. Al utilizar este espectro para el diseño se toma en cuenta que el sistema incurre en el rango inelástico del comportamiento y por lo tanto las fuerzas que debe resistir son menores.

2.4.1 Limitaciones del corte basal

En la Tabla 2.2 se resumen los resultados del corte basal derivados del espectro elástico, así también como la masa total del edificio y sus respectivos períodos de los modos fundamentales para las direcciones principales X e Y.

Tabla 2.2: Corte basal, masa y periodos fundamentales.

Dirección	Q Basal [Tonf]	Masa [Ton]	T* [s]	Modo
X	1757.2	610.0	1.50	1
Y	2843.8	610.0	0.84	3

Tomando en cuenta las limitaciones al corte basal dispuestas en la NCh433 y los respectivos factores de modificación de la respuesta espectral, las Tablas 2.3 y 2.4 muestran los resultados del corte basal de diseño y el factor de reducción efectivo R^{**} , para las dos direcciones principales de análisis.

Tabla 2.3: Corte basal de diseño y factor de reducción en dirección X.

S i s m o X										
Elástico		NCh433			Corte mínimo			Corte máximo		
Caso:	$R^* = 1$	Caso:	$R^* = 9.51$		Caso:	% Peso = 6.67		Caso:	% Peso = 14.7	
Q elástico	% Peso	Qe / R^*	% Peso	1 / R^*	Q mín.	% Peso	1 / R^{**}	Q máx.	% Peso	-
1757.23	29.39	184.79	3.09	0.105	398.5	6.67	0.227	878.79	14.70	-
$R^{**} = 4.41$					Controla corte mínimo					

Tabla 2.4: Corte basal de diseño y factor de reducción en dirección Y.

S i s m o Y										
Elástico		NCh433			Corte mínimo			Corte máximo		
Caso:	$R^* = 1$	Caso:	$R^* = 8.21$		Caso:	% Peso = 6.67		Caso:	% Peso = 14.7	
Q elástico	% Peso	Qe / R^*	% Peso	1 / R^*	Q mín.	% Peso	1 / R^{**}	Q máx.	% Peso	-
2843.76	47.57	346.17	5.79	0.12	398.54	6.67	0.14	878.79	14.70	-
$R^{**} = 7.14$					Controla corte mínimo					

Ante la reducción del esfuerzo de corte basal elástico por los debidos factores de reducción y luego comparados con los límites superior e inferior estipulados en la sección 6.3.7 de la NCh433, estos resultan menores que el corte basal mínimo para ambas direcciones; en este caso el corte basal mínimo corresponde al 6.67% del peso total de la estructura. La Figura 2.2 muestra el espectro inelástico de diseño para las direcciones X e Y.

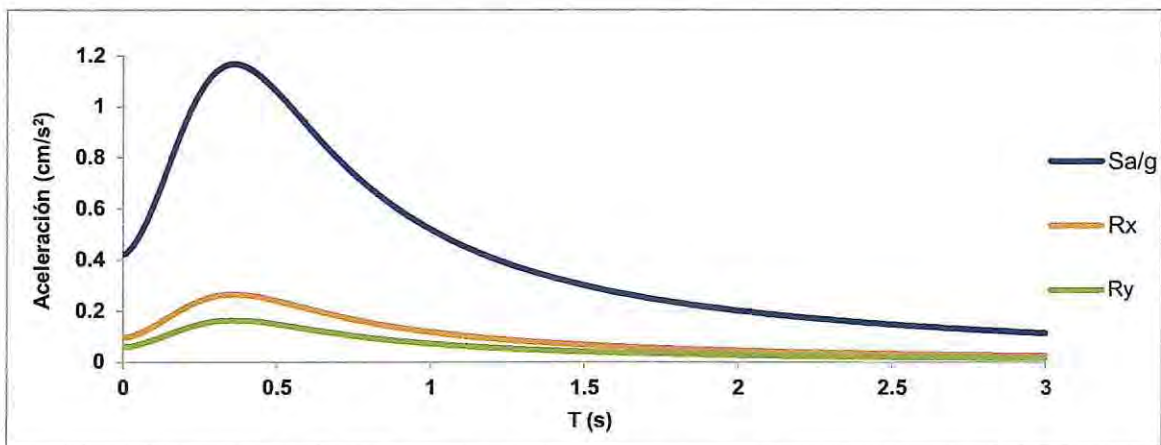


Figura 2.2: Espectros inelásticos de diseño para las direcciones X e Y.

2.4.2 Desplazamiento lateral de entrepiso

En cuanto a las deformaciones sísmicas la norma NCh433 Of96 Mod.2009 establece que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002.

En la Figura 2.3, se muestran los desplazamientos relativos de entrepiso del sistema mixto para ambas direcciones de análisis, además se adjunta el límite máximo definido por la normativa chilena.

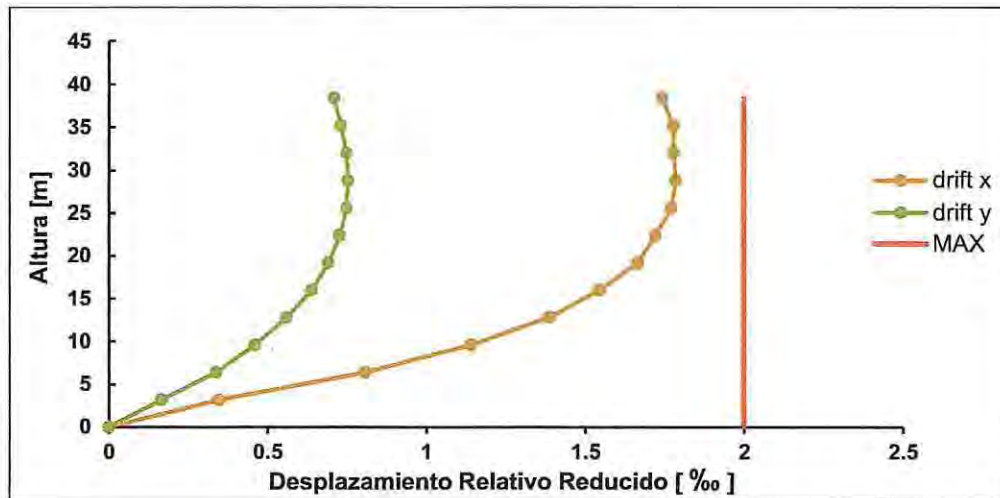


Figura 2.3: Desplazamiento lateral de entrepiso para el sistema mixto.

2.4.3 Desplazamiento lateral máximo

En el actual y antes mencionado Decreto Supremo N°61, se define el desplazamiento lateral de diseño en el techo δ_u , este se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamiento S_{de} , para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicado por un factor de 1.3. Esto se refleja en la ecuación 2.4.

$$\delta_u = 1.3 \cdot S_{de}(T_{ag}) \quad (2.4)$$

Donde T_{ag} corresponde al período con mayor masa traslacional en la dirección de análisis considerando la influencia del acero y los efectos de agrietamiento del hormigón y por lo tanto la pérdida de rigidez. Si el período fundamental con mayor masa traslacional no es calculado considerando estos efectos, el período agrietado debe aproximarse a 1.5 veces el período elástico de la estructura.

El espectro elástico de desplazamiento para el cálculo del desplazamiento lateral de diseño en el techo se obtiene según la ecuación 2.5.

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (2.5)$$

Donde:

S_{de} : Espectro elástico de desplazamientos en [cm].

A_0 : Expresada en [cm/s²].

C_d^* : Valor dependiente del tipo de suelo y rango de períodos.

T_n : Período fundamental de la estructura en la dirección de análisis.

El desplazamiento lateral de diseño a nivel del techo calculado considerando los efectos de agrietamiento del hormigón se grafica en la Figura 2.4 y se lista en la Tabla 2.5.

Tabla 2.5: Desplazamiento lateral de diseño.

Dirección	T_n [s]	T_{ag} [s]	S_{de} [cm]	δ_u [cm]	Demanda [%h]
X	1.50	2.26	34.40	44.72	1.16
Y	0.84	1.26	19.24	25.01	0.65

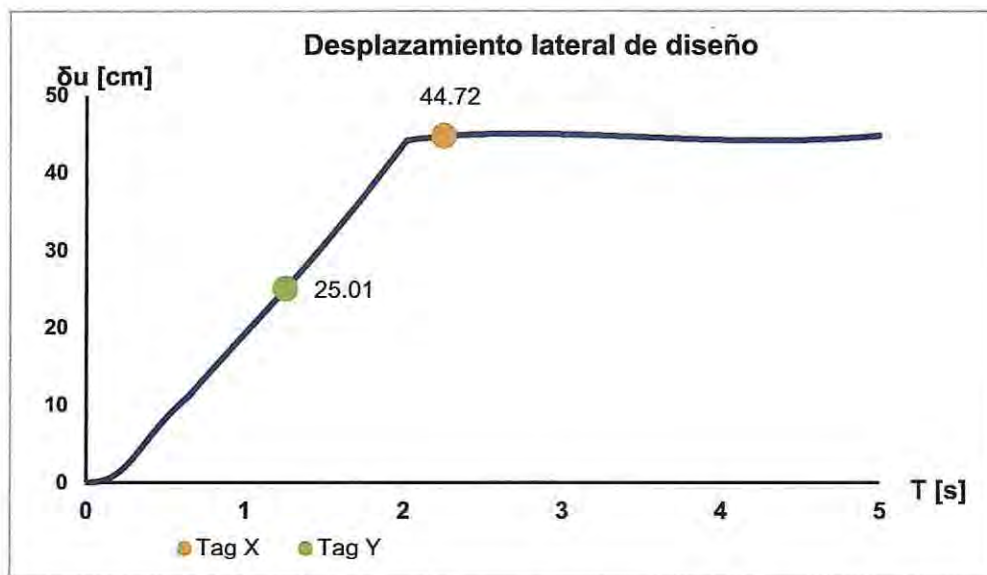


Figura 2.4: Desplazamiento lateral de diseño.

2.5 Diseño de los elementos según ACI 318-08 y D.S. N° 60

En Chile el diseño de edificios de hormigón armado está sujeto a los requisitos del reglamento para el hormigón armado del Código ACI 318-08 y al actual Decreto Supremo N°60.

El Código ACI 318-08 en su Capítulo 21 contiene disposiciones de diseño para estructuras sísmo-resistentes en las cuales las fuerzas de diseño, relacionadas con los movimientos sísmicos, se determinan considerando la incursión en el rango no lineal de la respuesta. En Chile todo el territorio nacional es catalogado como de elevado riesgo sísmico, según D.S. N°60, es por esto que todo elemento estructural es diseñado en base al Capítulo 21 del Código ACI. Es preciso entonces cumplir con las disposiciones de las secciones de pórticos especiales resistentes a momento y muros estructurales especiales.

2.5.1 Resistencia de diseño

La resistencia nominal de los elementos en términos de los distintos esfuerzos debe tomarse como la resistencia nominal calculada de acuerdo a los requisitos y suposiciones del reglamento ACI 318-08, multiplicada por un factor ϕ de reducción de resistencia, como lo muestra la ecuación 2.6.

$$R_{nominal} = \frac{R_{última}}{\phi} \quad (2.6)$$

Estos factores de reducción para los distintos esfuerzos se especifican en las secciones de la 9.3.2.1 a 9.3.2.7 en ACI 318-08 de la siguiente forma:

- | | |
|--|------|
| • Secciones controladas por tracción | 0.90 |
| • Secciones controladas por compresión con refuerzo espiral | 0.75 |
| • Secciones controladas por compresión en otros elementos reforzados | 0.65 |
| • Cortante y torsión | 0.75 |
| • Cortante sísmica | 0.60 |

Las secciones sometidas a carga axial y flexión, se determina las resistencias de diseño multiplicando tanto P_n como M_n por un único valor apropiado de ϕ . En la Figura 2.6 se muestran los valores que adopta ϕ con la deformación unitaria del acero en el extremo en tracción. El valor que toma el factor en la zona controlada por compresión es menor al de la zona controlada por tracción, esto se debe a la poca ductilidad de las estructuras controladas por compresión y es preciso prevenir una falla frágil, por otro lado las estructuras controladas por tracción tienen mayor ductilidad. En la zona de transición se debe realizar una interpolación lineal como lo señala la Figura 2.5.

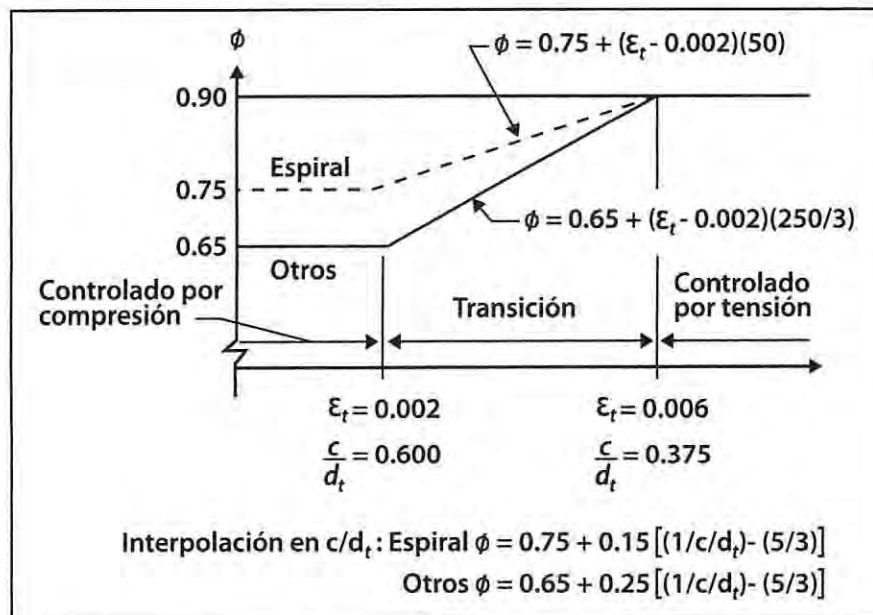


Figura 2.5: Variación de ϕ para elementos sometidos a carga axial y flexión.

Fuente: Código ACI 318-08.

2.5.2 Elementos sometidos a flexión

Compete a los elementos componentes de pórticos especiales resistentes a momento diseñados principalmente para resistir flexión, estas estructuras del pórtico deben satisfacer las condiciones de la sección 21.5 del Código ACI 318-08.

La disposición de los elementos sometidos a flexión sean estos vigas y columnas se muestran en las Figuras 2.6, 2.7 y 2.8. Los ejes que se presentan corresponden a los necesarios a diseñar, debido a la simetría el resto de los ejes son idénticos. En la dirección X estos ejes son el 1 y el 2, y en la dirección Y los ejes A, B y C.

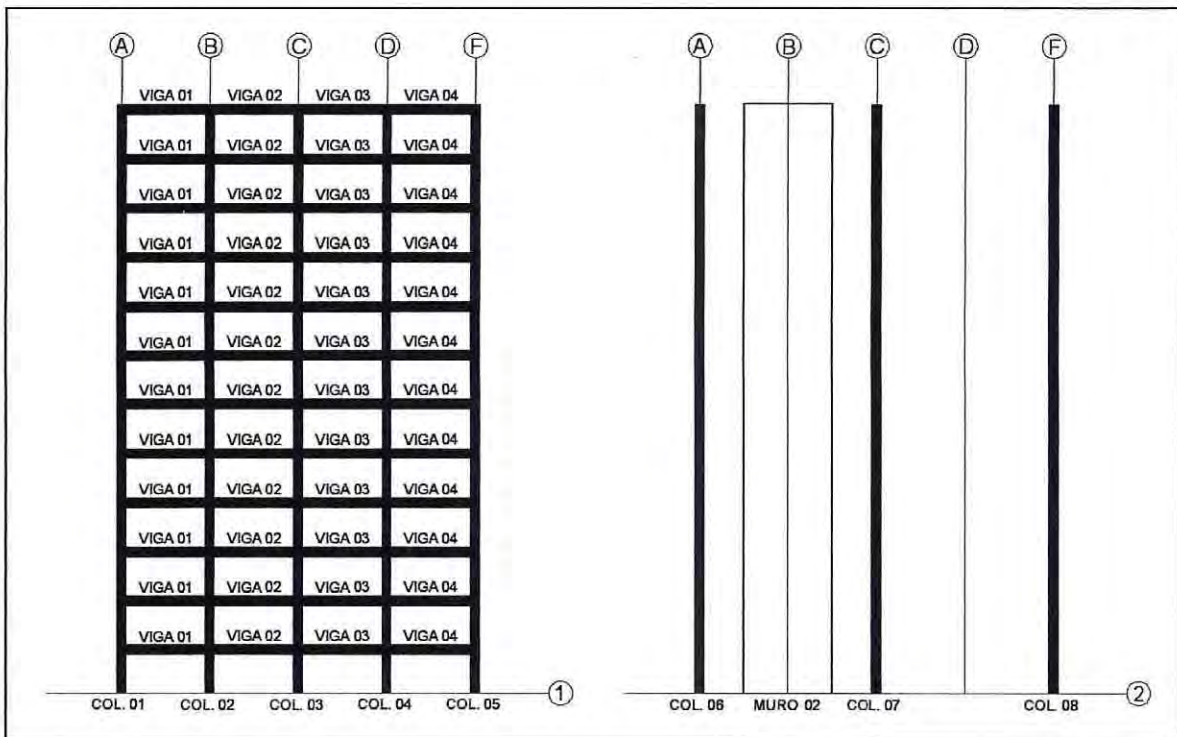


Figura 2.6: Distribución de las vigas y columnas en los ejes 1 y 2 en dirección X.

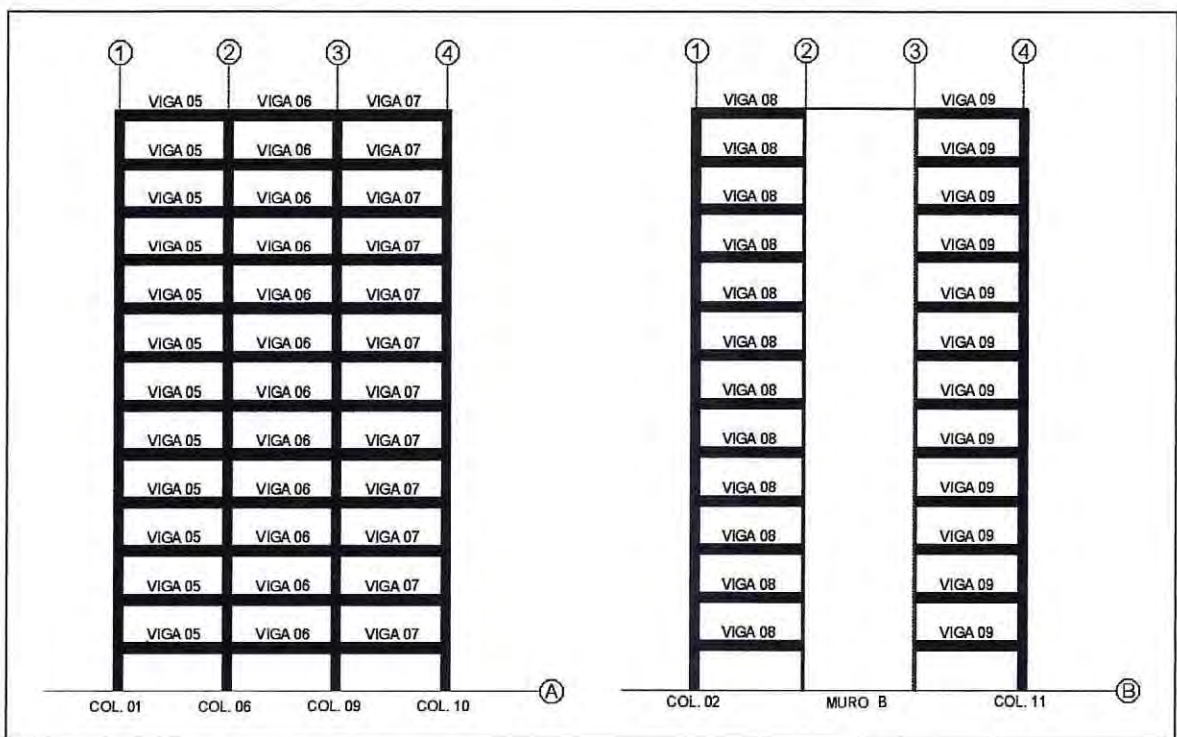


Figura 2.7: Distribución de las vigas y columnas en los ejes A y B en dirección Y.

Tabla 2.6: Refuerzo longitudinal en vigas según número y eje asignado.

Eje	Viga	Sección	A_s, min [cm ²]	Posición armadura	A_s, req	A_s, sum	A_s, req	A_s, sum	A_s, req	A_s, sum
					[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
					Inicio		Medio		Final	
1	01	30/65	6.00	Sup.	17.79	18.22	6.28	10.18	11.11	18.22
				Inf.	9.20	14.20	6.83	10.18	11.95	14.20
	02	30/65	6.00	Sup.	17.30	18.22	6.28	10.18	12.99	18.22
				Inf.	10.20	14.20	7.20	10.18	12.40	14.20
	03	30/65	6.00	Sup.	15.93	18.22	6.28	10.18	14.29	18.22
				Inf.	10.83	14.20	6.77	10.18	11.77	14.20
	04	30/65	6.00	Sup.	13.14	18.22	6.28	10.18	14.93	18.22
				Inf.	10.16	14.20	6.28	10.18	10.51	14.20
A	05	35/70	7.82	Sup.	8.45	10.18	3.03	5.09	9.37	10.18
				Inf.	5.53	8.04	5.74	8.04	6.12	8.04
	06	35/70	7.82	Sup.	8.59	10.18	3.20	5.09	9.91	10.18
				Inf.	5.62	8.04	5.40	8.04	6.46	8.04
	07	35/70	7.82	Sup.	7.91	10.18	3.90	5.09	12.17	14.20
				Inf.	6.19	8.04	6.14	8.04	7.90	8.04
B	08	30/65	6.00	Sup.	9.09	15.21	6.28	7.60	21.46	23.25
				Inf.	6.28	10.18	8.50	10.18	10.05	10.18
	09	30/65	6.00	Sup.	21.67	23.25	6.28	7.60	13.37	15.21
				Inf.	10.14	10.18	8.56	10.18	6.39	10.18
C	10	35/70	7.82	Sup.	12.88	15.21	4.12	7.60	11.69	15.21
				Inf.	7.91	8.04	7.91	8.04	7.59	8.04
	11	35/70	7.82	Sup.	12.85	15.21	4.11	7.60	12.85	15.21
				Inf.	7.91	8.04	7.91	8.04	7.91	8.04
	12	35/70	7.82	Sup.	11.69	15.21	4.12	7.60	12.88	15.21
				Inf.	7.59	8.04	7.91	8.04	7.91	8.04

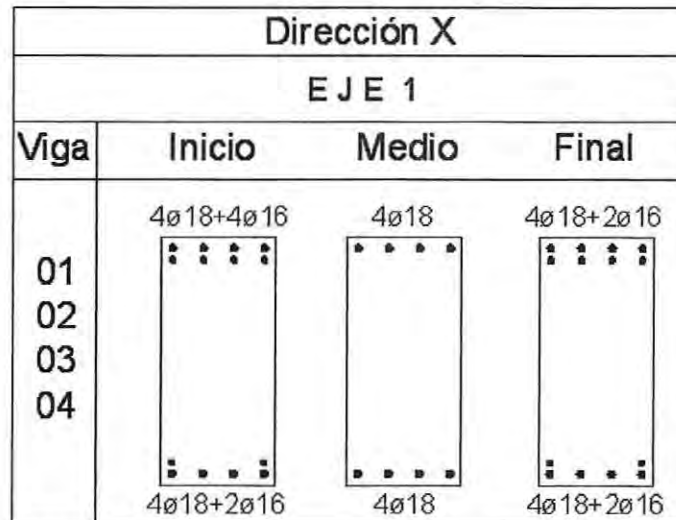


Figura 2.9: Distribución de la armadura a flexión en las vigas en dirección X.





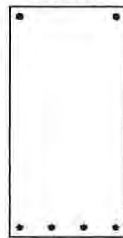

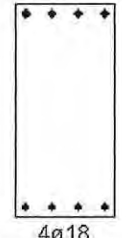

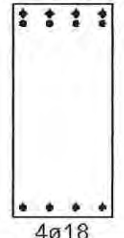

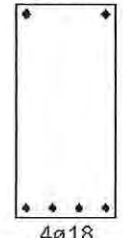



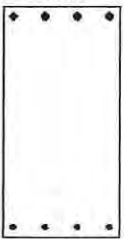
Dirección Y							
E J E A							
Viga	Inicio	Medio	Final	Viga	Inicio	Medio	Final
05 06	4 ϕ 18 	2 ϕ 18 	4 ϕ 18 	07	4 ϕ 18 	2 ϕ 18 	4 ϕ 18+2 ϕ 16 
	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16		4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16
E J E B							
Viga	Inicio	Medio	Final	Viga	Inicio	Medio	Final
08	4 ϕ 22 	2 ϕ 22 	4 ϕ 22+4 ϕ 16 	09	4 ϕ 22+4 ϕ 16 	2 ϕ 22 	4 ϕ 22 
	4 ϕ 18	4 ϕ 18	4 ϕ 18		4 ϕ 18	4 ϕ 18	4 ϕ 18
E J E C							
Viga	Inicio	Medio	Final				
10 11 12	4 ϕ 22 	2 ϕ 22 	4 ϕ 22 				
	4 ϕ 16	4 ϕ 16	4 ϕ 16				

Figura 2.10: Distribución de la armadura a flexión en las vigas en dirección Y.

2.5.3 Resistencia al corte en vigas

En esta sección el objetivo es sólo determinar si es o no posible diseñar las vigas para resistir los esfuerzos de corte, no es necesario detallar la armadura al corte puesto que no aporta al objetivo general de este trabajo.

El corte de diseño en la viga denominado como V_e corresponde a la suma del corte dado por el diseño por capacidad más el corte debido a la acción gravitacional de las cargas mayoradas, también debe ser una buena aproximación del corte máximo que se puede desarrollar en el elemento, por esto es de importancia determinar la resistencia requerida al corte en los elementos a partir de la resistencia a flexión, cuando se supone que la respuesta de las vigas es en el rango no lineal para un sismo severo. Diseñar las vigas por capacidad garantiza que no ocurra la falla frágil por corte y que primero el elemento fluya por flexión.

La obtención del corte por capacidad en las vigas está sujeta a la determinación de los momentos probables en las vigas M_{pr} , que se suponen actuando en los extremos del elemento y de signo opuesto, en donde se utilizan las propiedades mecánicas reales de los materiales, por ejemplo se considera que realmente el acero alcanza un 25% más de la tensión de fluencia f_y especificada anteriormente en la Tabla 1.3.

La Figura 2.11 muestra el esquema de los momentos probables que actúan en los extremos del elemento en ambos sentidos. Y a continuación la ecuación 2.7 muestra una aproximación del valor del momento probable, que además considera el endurecimiento por deformación del acero en un nudo sometido a grandes rotaciones, lo que implica usar el valor de $1.25 \cdot f_y$ para el refuerzo. El valor de V_e se obtiene de la ecuación 2.8 que considera en primera parte el corte obtenido por capacidad y luego sumado el corte debido a la acción gravitacional.

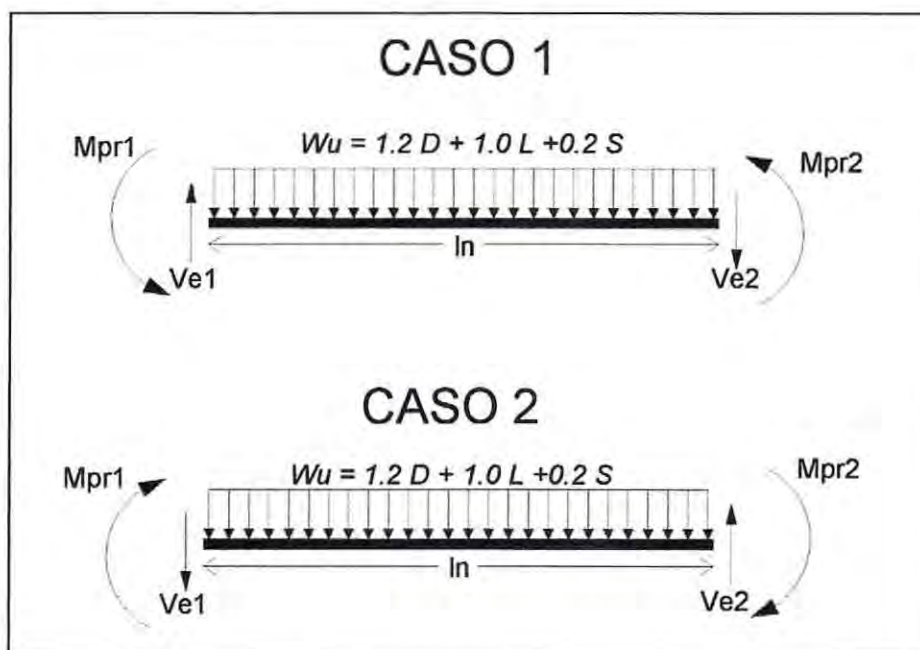


Figura 2.11: Esquema de momentos probables y cortes de diseño en vigas.
Fuente: Código ACI 318-08.

$$M_{prob.} = 1.25 f_y A_s \cdot \left(d - 0.59 \frac{1.25 f_y A_s}{f_c b} \right) \quad (2.7)$$

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2} \quad (2.8)$$

La Tabla 2.7 contiene los valores de los momentos probables para los dos casos de la Figura 2.11, se muestra también por separado los cortes por capacidad y gravitacionales. Se puede apreciar que los cortes de diseño obtenidos son todos menores al corte máximo dado por ACI 318-08. Este corte máximo evita que se genere el puntal de compresión en el elemento y este falle de forma frágil.

Por lo tanto es posible diseñar un refuerzo transversal para la totalidad de las vigas dispuestas anteriormente. La armadura resistente al corte debe ser capaz de asegurar una falla por flexión que se sabe que es dúctil y no una falla frágil por corte.

Tabla 2.7: Determinación y verificación del corte de diseño en vigas.

Eje	Viga	Sección	$A_{s,min}$ [cm ²]	Caso	$A_{s,sum}$ [cm ²]		M_{pr1} [Tonf·m]	M_{pr2} [Tonf·m]	V_{cap} [Tonf]	V_{grav} [Tonf]	$V_{e\ dis}$ [Tonf]	Corte máximo $2.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A$ [Tonf]
					Inicio	Final						
1	01	30/65	6.00	1	18.22	18.22	53.55	42.72	16.05	7.89	23.94	61.76
			6.00	2	14.2	14.2	53.55	42.72	16.05	7.89	23.94	61.76
	02	30/65	6.00	1	18.22	18.22	53.55	42.72	16.05	7.05	23.10	61.76
			6.00	2	14.2	14.2	53.55	42.72	16.05	7.05	23.10	61.76
	03	30/65	6.00	1	18.22	18.22	53.55	42.72	16.05	6.10	22.15	61.76
			6.00	2	14.2	14.2	53.55	42.72	16.05	6.10	22.15	61.76
	04	30/65	6.00	1	18.22	18.22	53.55	42.72	16.05	5.81	21.86	61.76
			6.00	2	14.2	14.2	53.55	42.72	16.05	5.81	21.86	61.76
A	05	35/70	7.82	1	10.18	10.18	34.27	27.32	8.21	8.83	17.04	77.86
			7.82	2	8.04	8.04	34.27	27.32	8.21	8.83	17.04	77.86
	06	35/70	7.82	1	10.18	10.18	34.27	27.32	8.21	8.92	17.13	77.86
			7.82	2	8.04	8.04	34.27	27.32	8.21	8.92	17.13	77.86
	07	35/70	7.82	1	10.18	14.2	46.95	27.32	9.90	10.56	20.46	77.86
			7.82	2	8.04	8.04	34.27	27.32	8.21	10.56	18.77	77.86
B	08	30/65	6.00	1	11.62	23.25	66.30	31.34	13.02	16.68	29.70	61.76
			6.00	2	10.18	10.18	35.48	31.34	8.91	16.68	25.59	61.76
	09	30/65	6.00	1	23.25	15.21	45.50	31.34	10.24	15.43	25.67	61.76
			6.00	2	10.18	10.18	66.30	31.34	13.02	15.43	28.45	61.76
C	10	35/70	7.82	1	15.21	15.21	50.06	27.32	10.32	14.72	25.04	77.86
			7.82	2	8.04	8.04	50.06	27.32	10.32	14.72	25.04	77.86
	11	35/70	7.82	1	15.21	15.21	50.06	27.32	10.32	14.27	24.59	77.86
			7.82	2	8.04	8.04	50.06	27.32	10.32	14.27	24.59	77.86
	12	35/70	7.82	1	15.21	15.21	50.06	27.32	10.32	14.72	25.04	77.86
			7.82	2	8.04	8.04	50.06	27.32	10.32	14.72	25.04	77.86

2.5.4 Elementos sometidos a flexión y carga axial de marcos especiales

Este apartado está orientado principalmente a columnas pertenecientes a pórticos especiales. Las columnas que se definen en las Figuras 2.6, 2.7 y 2.8 corresponden a los ejes de análisis seleccionados en ambas direcciones. La Tabla 2.8 resume la armadura longitudinal requerida en las columnas.

Tabla 2.8: Armadura longitudinal en columnas según número y eje asignado.

Eje	Columna	Sección	$A_s, \text{mín} [cm^2]$	$A_s, \text{sum} [cm^2]$	ρ
1	Col-1	65/65	42.25	45.75	1.08%
	Col-2				
	Col-3				
	Col-4				
	Col-5				
2	Col-7	80/80	64.00	65.25	1.02%
	Col-6	65/65	42.25	45.75	1.08%
	Col-8				
A	Col-9	65/65	42.25	45.75	1.08%
	Col-10				
B	Col-11	65/65	42.25	45.75	1.08%
C	Col-12	80/80	64.00	65.25	1.02%
	Col-13	65/65	42.25	45.75	1.08%

La siguiente Figura 2.12 muestra la distribución de la armadura longitudinal dispuesta en ambos tipos de columnas.

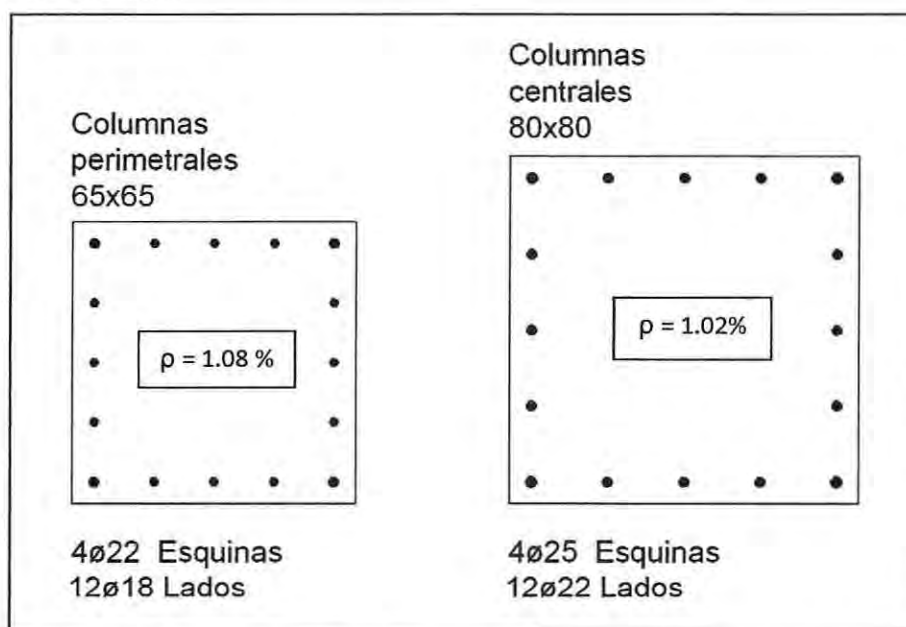


Figura 2.12: Distribución de la armadura longitudinal en columnas tipo.

Como propósito de reducir la posibilidad de fluencia de las columnas que forman parte del sistema de resistencia ante fuerzas sísmicas se establece una resistencia mínima de las columnas con tal de prevenir que las rótulas plásticas se sitúen en los extremos de éstas y se formen en los extremos de las vigas que llegan al nudo en la unión columna/viga. Este criterio se conoce como columna fuerte y viga débil.

Así la sumatoria de los momentos nominales tanto en vigas como columnas deben satisfacer la ecuación 2.9 estipulada en ACI 318-08 en el apartado 21.6.2.2 conjuntamente con la Figura 2.13 que muestra la disposición de los momentos que actúan en la unión viga/columna.

$$\sum M_{n, COLUMNAS} = 1.2 \sum M_{n, VIGAS} \quad (2.9)$$

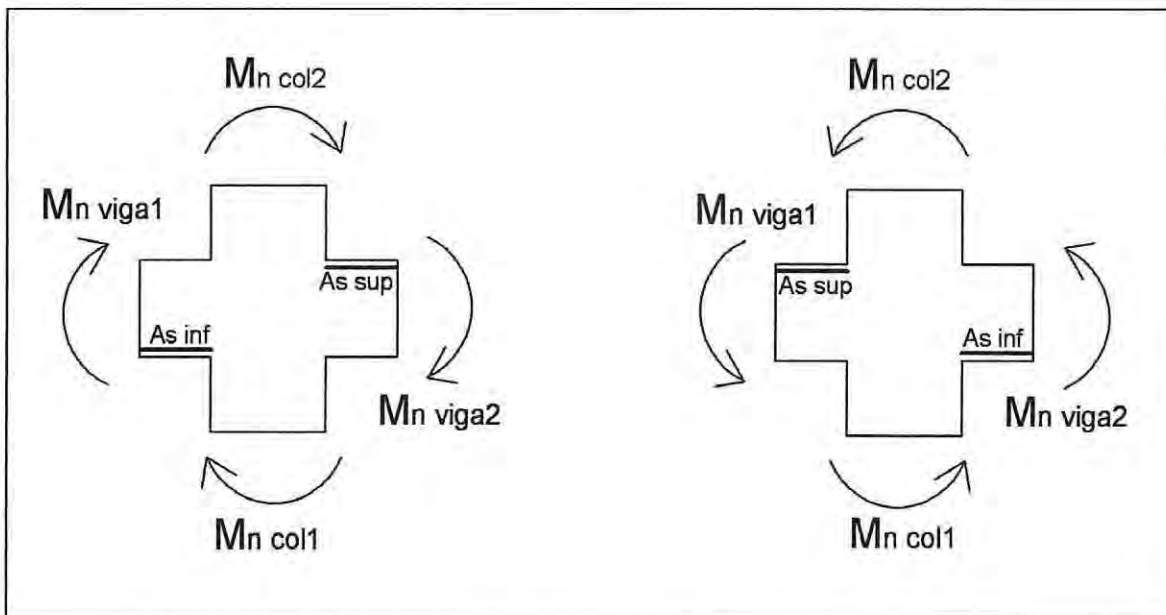


Figura 2.13: Disposición de los momentos nominales en la unión viga/columna.

El análisis de los momentos en los nudos descrito arriba se resume en la Tabla 2.9 que considera los nudos viga/columna correspondientes a los ejes de análisis presentados anteriormente en las Figuras 2.6, 2.7 y 2.8. Se simplifica el número de nudos a analizar debido a la igualdad de enfierradura tanto superior como inferior dispuesta en las vigas que llegan a los nudos por ambos lados. También la armadura dispuesta en las columnas arriba y abajo del nudo es idéntica.

Tabla 2.9: Verificación de momentos nominales en nudo viga/columna.

Eje	Nudo	$M_{n,sup VIGA}$ [Tonf · m]	$M_{n,inf VIGA}$ [Tonf · m]	$M_{n COL}$ [Tonf · m]	$\sum M_{n VIGA}$ [Tonf · m]	$1.2 \cdot \sum M_{n VIGA}$ [Tonf · m]	$\sum M_{n COL}$ [Tonf · m]
1	B 1	42.84	34.18	110.02	77.02	92.42	220.04
	C 1						
	D 1						
A	A 2	37.56	21.86	110.02	59.42	71.30	220.04
	A 3						
B	C 2	40.05	21.86	202.52	61.90	74.28	405.04
	C 3						

En la totalidad de los nudos analizados se cumple con la condición de columna fuerte y viga débil como fue expuesto más arriba.

Con esta armadura que se le proporcionó a los 2 tipos de secciones, se elaboran las curvas de interacción para las columnas y se grafican en ellas las distintas combinaciones de carga donde interactúan los esfuerzos correspondientes a la carga axial y a la flexión de los elementos.

Las curvas presentadas en las Figuras 2.14 y 2.15 corresponden a las curvas de interacción de momento y fuerza axial en ambas direcciones de análisis de las secciones de 65x65 [cm²] (correspondientes a columnas perimetrales) y las Figuras 2.16 y 2.17 corresponden a las curvas de interacción para ambas direcciones de las secciones de 80x80 [cm²] (correspondientes a las columnas centrales).

Todos los puntos permanecen dentro del área delimitada por las curvas de diseño, también estos están por debajo de la falla balanceada dada por el punto del momento máximo alcanzado en las curvas de la resistencia nominal. Esto es importante para evitar la falla repentina por aplastamiento del hormigón, si los puntos permanecen bajo este nivel de falla garantiza que el refuerzo fallará por tracción antes de que ocurra la falla por compresión.

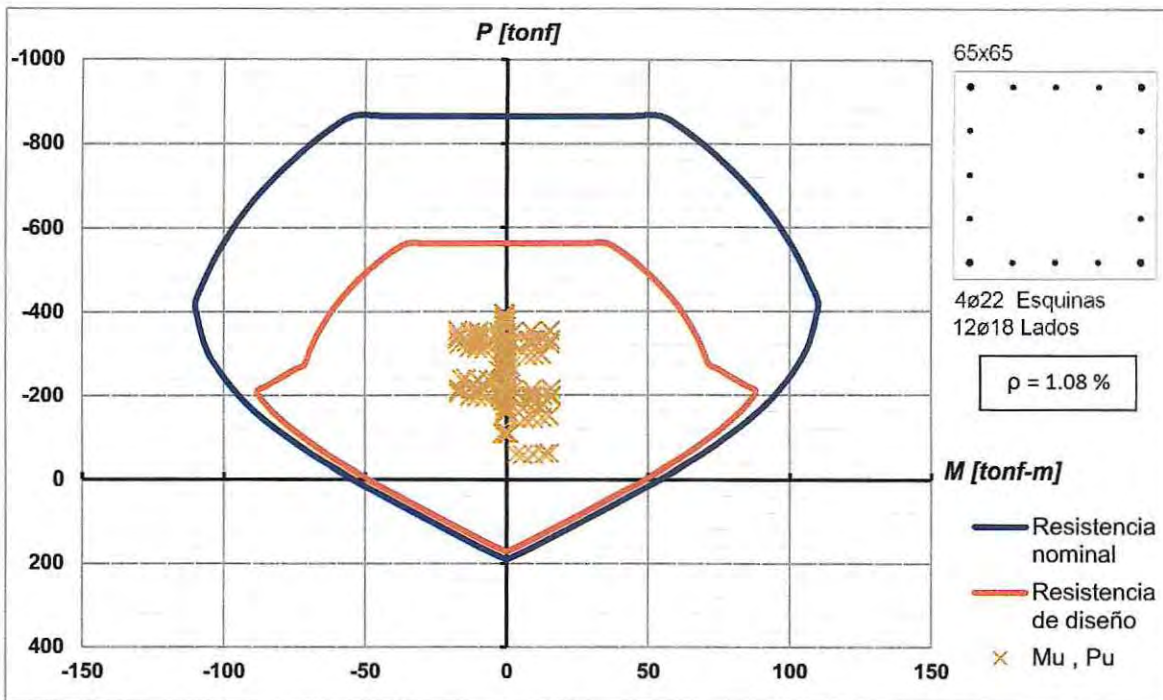


Figura 2.14: Curvas de interacción de las columnas perimetrales en sentido X.

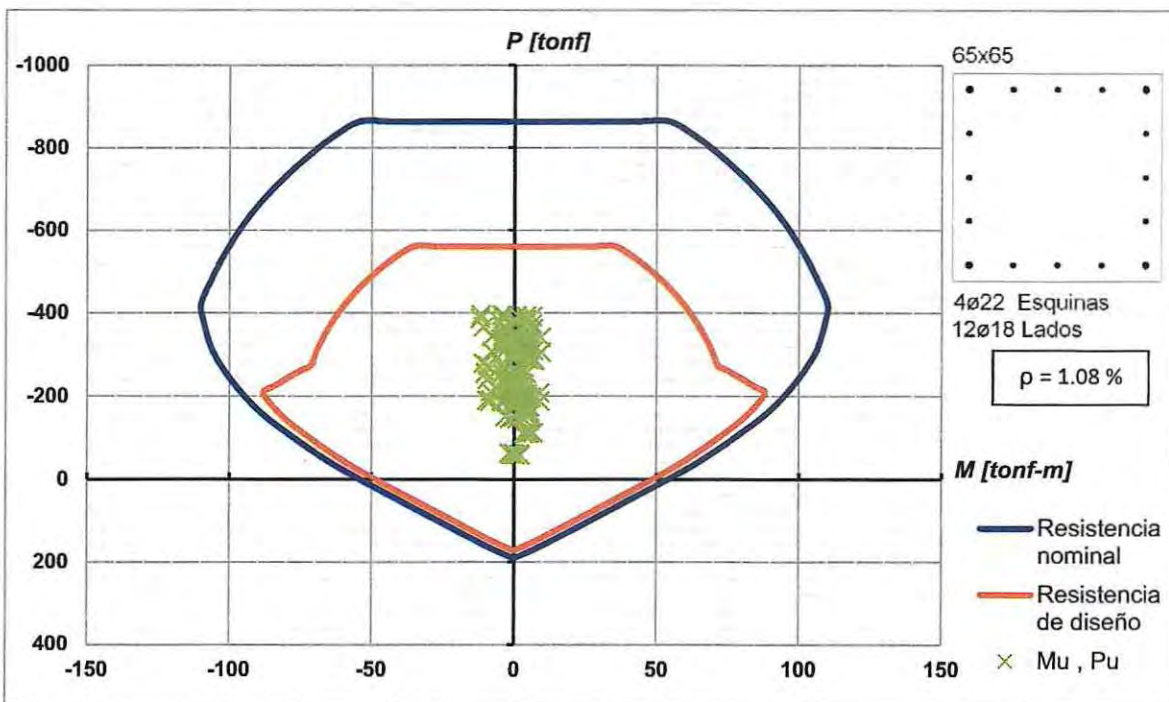


Figura 2.15: Curvas de interacción de las columnas perimetrales en sentido Y.

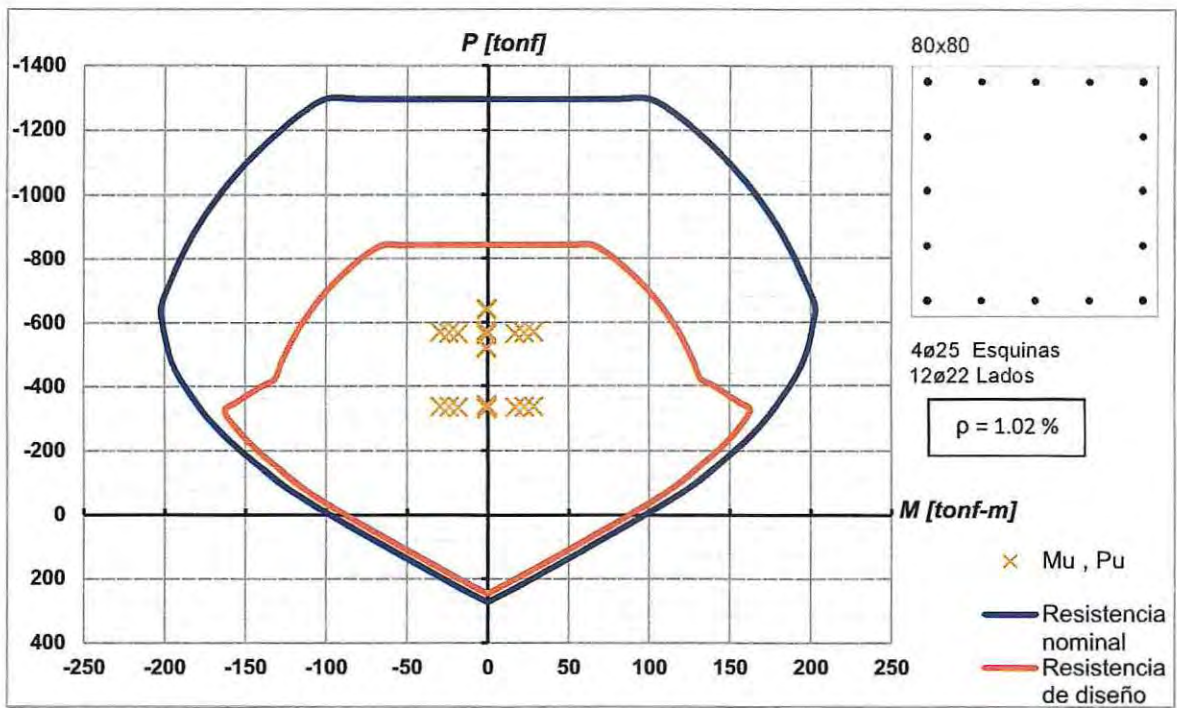


Figura 2.16: Curvas de interacción de las columnas centrales en sentido X.

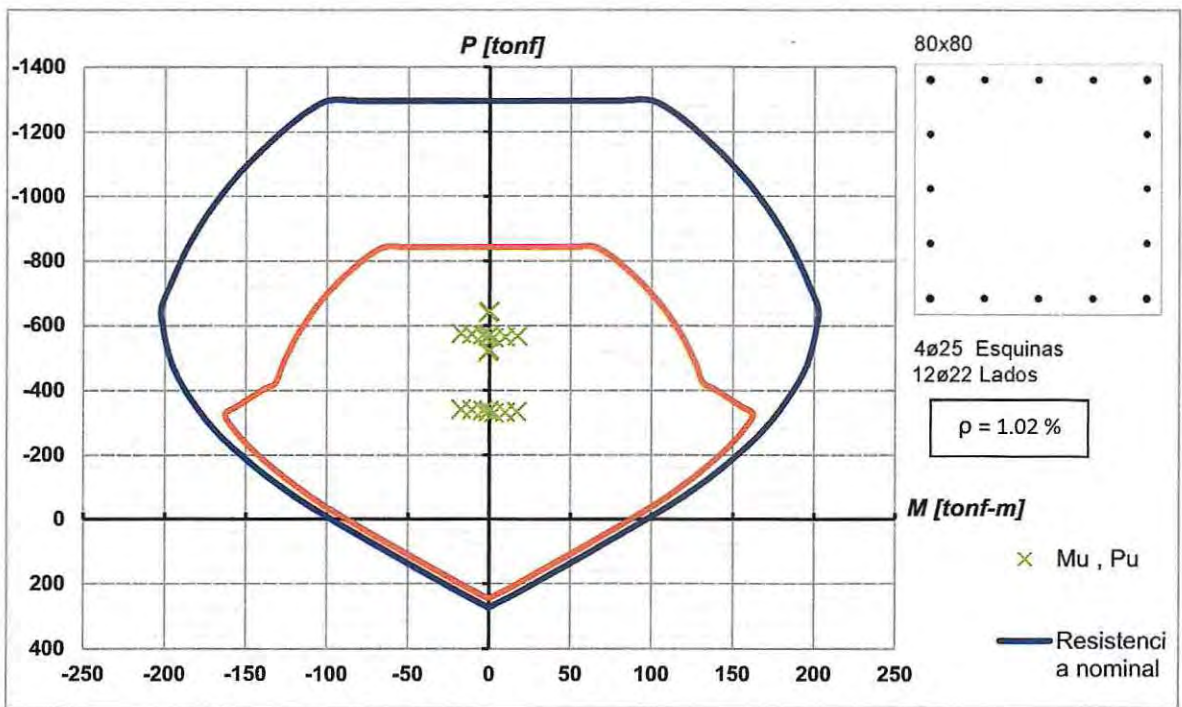


Figura 2.17: Curvas de interacción de las columnas centrales en sentido Y.

2.5.5 Resistencia al corte en columnas

Al igual como se define con las vigas, el corte de diseño V_e en columnas debe ser una buena aproximación del corte máximo que se puede desarrollar en el elemento, por esto es de importancia determinar la resistencia requerida al corte a partir de la resistencia a flexión, el cortante se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables M_{pr} en cada extremo del elemento, correspondientes al rango de cargas mayoradas P_u , que actúan en él. En la Figura 2.18 se ilustra la disposición de los momentos probables en las columnas.

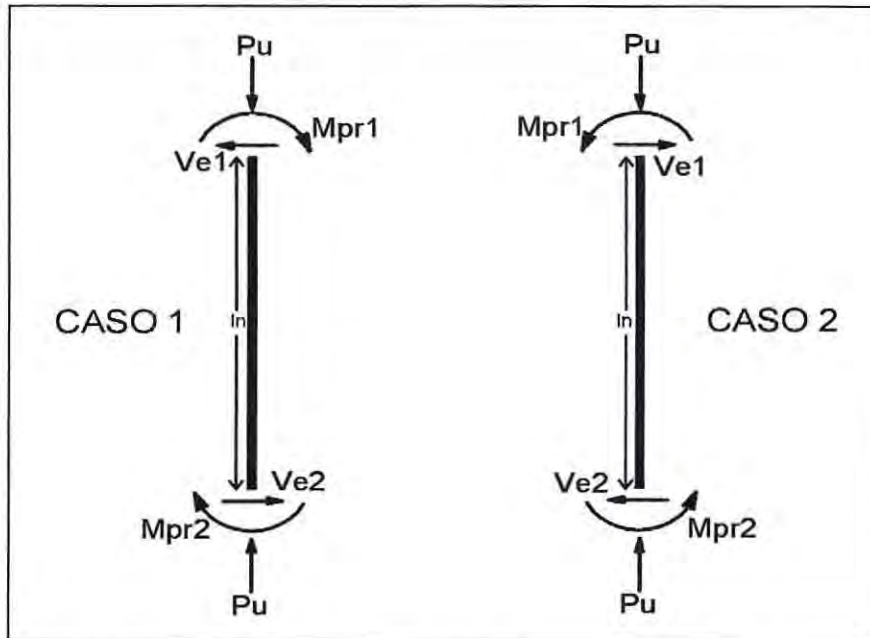


Figura 2.18: Esquema de momentos probables y cortes de diseño en columnas.

El corte obtenido por capacidad expresado en la ecuación 2.10 considera que el refuerzo alcanza el 25% más del esfuerzo de fluencia especificado $f_y = 4200$ [kgf/cm²].

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \quad (2.10)$$

Tabla 2.10: Determinación y verificación del corte de diseño en columnas.

Eje	Columna	Sección	$A_{s\text{SUM}}$	ρ	M_{pr1} [Tonf · m]	M_{pr2} [Tonf · m]	$V_{e\text{dis}}$ [Tonf]	Corte máximo $2.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A$ [Tonf]
1	Col-1	65/65	45.75	1.08%	110.02	110.02	85.95	140.29
	Col-2							
	Col-3							
	Col-4							
	Col-5							
2	Col-7	80/80	65.25	1.02%	202.52	202.52	158.22	212.51
	Col-6	65/65	45.75	1.08%	110.02	110.02	85.95	140.29
	Col-8							
A	Col-9	65/65	45.75	1.08%	110.02	110.02	85.95	140.29
	Col-10							
B	Col-11	65/65	45.75	1.08%	110.02	110.02	85.95	140.29
C	Col-12	80/80	65.25	1.02%	202.52	202.52	158.22	212.51
	Col-13	65/65	45.75	1.08%	110.02	110.02	85.95	140.29

Los cortes de diseño obtenidos en base a los momento probables máximos que actúan en los extremos consideran que al aumentar la resistencia a flexión aumenta la demanda de corte (corte por capacidad), estos cortes de diseño se deben comparar con el esfuerzo máximo permitido en el elemento, estos esfuerzos de corte se comparan en las últimas dos columnas de la Tabla 2.10, en ningún caso el corte último sobrepasa al corte máximo, es posible entonces proporcionar un refuerzo transversal que cumpla con los requisitos de ACI 318-08, pero para efectos de este trabajo no es necesario el detalle de la armadura.

2.5.6 Muros estructurales especiales a flexión y carga axial

El sistema mixto presentado en el primer capítulo de este trabajo, tiene como parte de su sistema estructural dos muros especiales en forma de "T", dado a la simetría de estos muros es sólo necesario el análisis de uno de estos. El muro tiene 6 [m] en sentido X y 7.5 [m] en sentido Y, y de espesor $e = 30$ [cm].

En la resistencia a flexión de un muro se debe determinar la resistencia considerando las fuerzas axiales y laterales aplicadas. En el cálculo se debe incluir la resistencia concentrada en los elementos de borde y en el refuerzo repartido en las alas y almas basándose en la compatibilidad de deformaciones.

La armadura proporcionada en el muro de análisis se muestra en la Figura 2.19, detallando el refuerzo en los bordes del elemento y el distribuido en el alma y alas.

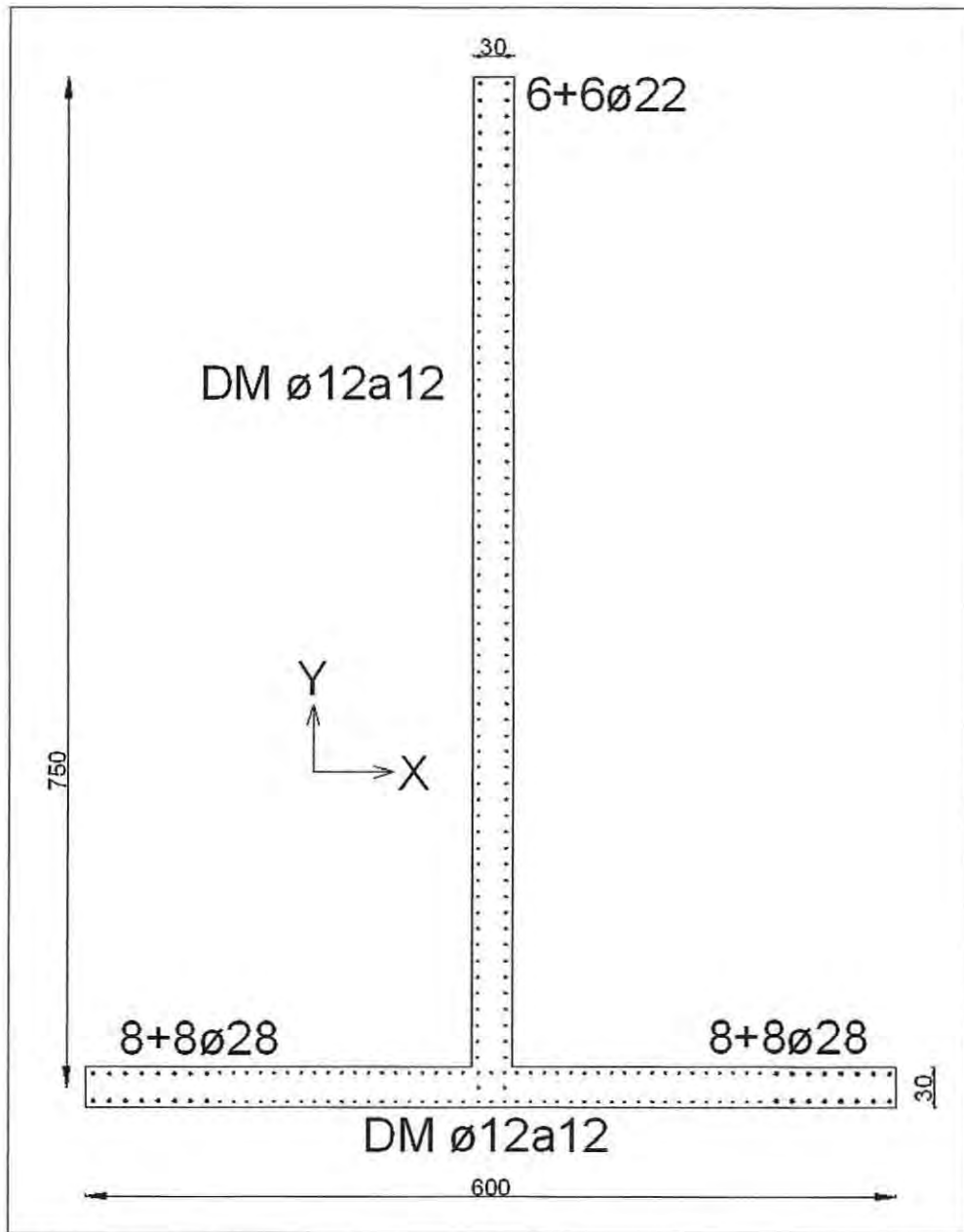


Figura 2.19: Distribución de la armadura longitudinal en alas y alma del muro.

Se aprecia que en los bordes de cada ala se dispuso una cantidad de refuerzo longitudinal correspondiente a 16 ø28 y en el borde del alma una cantidad de 12 ø22.

Las curvas de interacción de momento y carga axial para el muro son mostradas en las Figuras 2.20 y 2.21 correspondiente a las direcciones X e Y respectivamente, además de las sollicitaciones de estos esfuerzos para las distintas combinaciones de cargas descritas tempranamente en este capítulo. Todos los puntos permanecen dentro del área delimitada por las curvas de diseño.

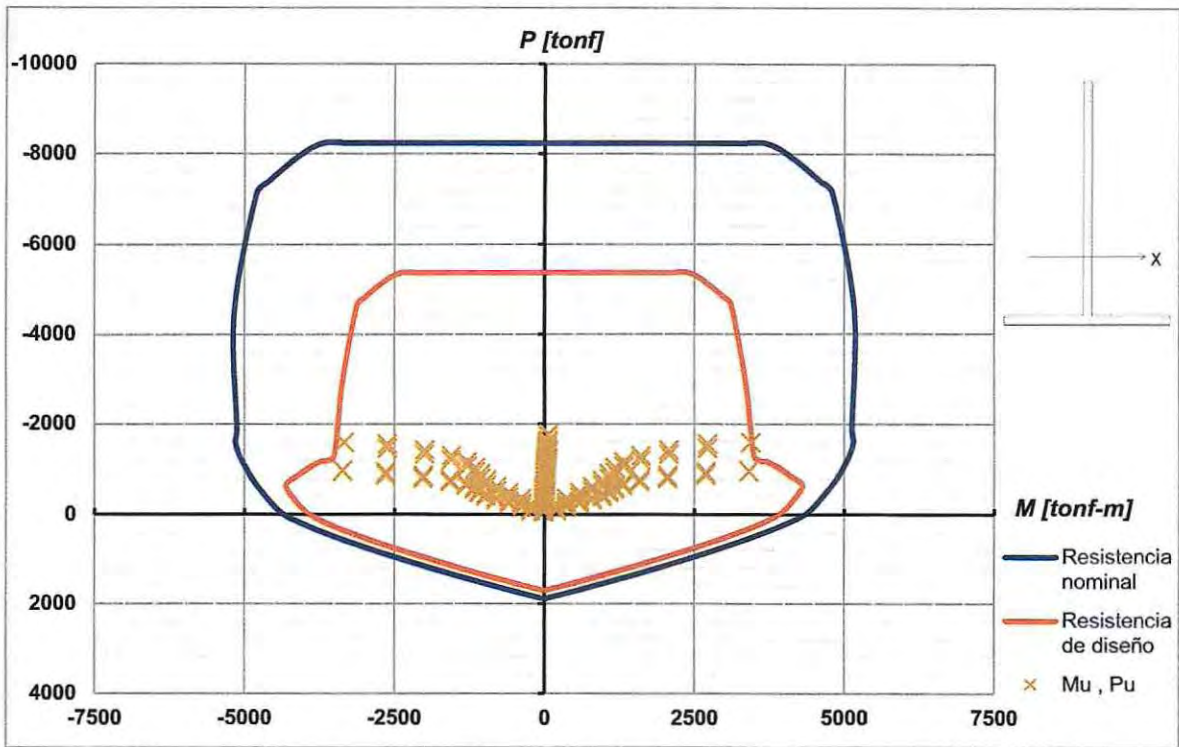


Figura 2.20: Curvas de interacción del muro en sentido X.

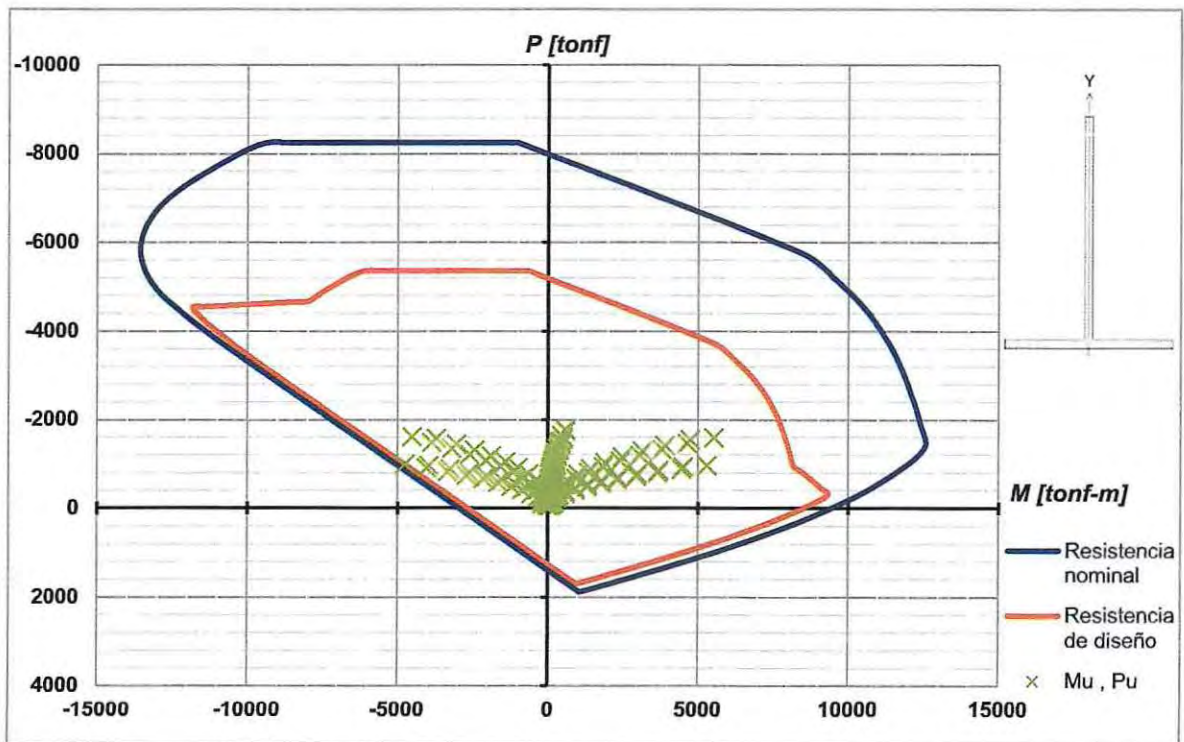


Figura 2.21: Curvas de interacción del muro en sentido Y.

2.5.7 Capacidad de deformación y elementos de borde del muro

En el actual Decreto Supremo N°60 se establece en una de sus cláusulas que la sección crítica de todo muro con razón de aspecto H_t/l_w mayor o igual a 3 debe tener una capacidad de curvatura ϕ , mayor que la demanda de curvatura ϕ_u , esta curvatura de demanda se puede calcular con la ecuación 2.11. Además se debe hacer esta verificación considerando la mayor carga axial P_u consistente con δ_u . La deformación unitaria ϵ_c , en la fibra más comprimida de la sección crítica del muro deberá ser menor o igual a 0.008.

$$\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p \left(H_t - \frac{l_p}{2} \right)} + \phi_e = \frac{\epsilon_c}{C} \leq \frac{0.008}{C} \quad (2.11)$$

Donde: ϕ_u , curvatura última; ϕ_e , curvatura de fluencia; δ_u , desplazamiento último; l_p , longitud de la rótula plástica; H_t , altura total del muro y C , distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.

El valor de l_p no debe ser superior a $l_w/2$, y los valores de ϕ_e y δ_e deben justificarse, estos valores corresponden a la curvatura de fluencia y desplazamiento de fluencia respectivamente.

Entonces así se debe verificar la sección crítica con la carga axial P_u , considerando todo el refuerzo longitudinal presente en esta. La capacidad de deformación debe ser verificada en el plano del muro y consistente con la dirección de análisis.

Para determinar la capacidad de deformación que una estructura puede admitir al considerar un desplazamiento máximo en su extremo superior, se puede tomar como referencia la capacidad de desplazamiento lateral de sus elementos, realizando un análisis límite, y considerando un posible mecanismo de colapso al aplicar cargas laterales en los distintos pisos.

En la ecuación 2.12 se presenta el cálculo para determinar el desplazamiento máximo $\delta_{máx}$ de un muro.

$$\delta_{máx} = \phi_u \cdot l_p \cdot h_w \quad (2.12)$$

Donde $\delta_{máx}$ máxima capacidad de desplazamiento de un muro en su extremo superior y h_w es la altura del muro.

En la Figura 2.22 se muestra el mecanismo de colapso anteriormente mencionado, junto a la curva idealizada de distribución de la curvatura en altura y la deformación del muro en voladizo.

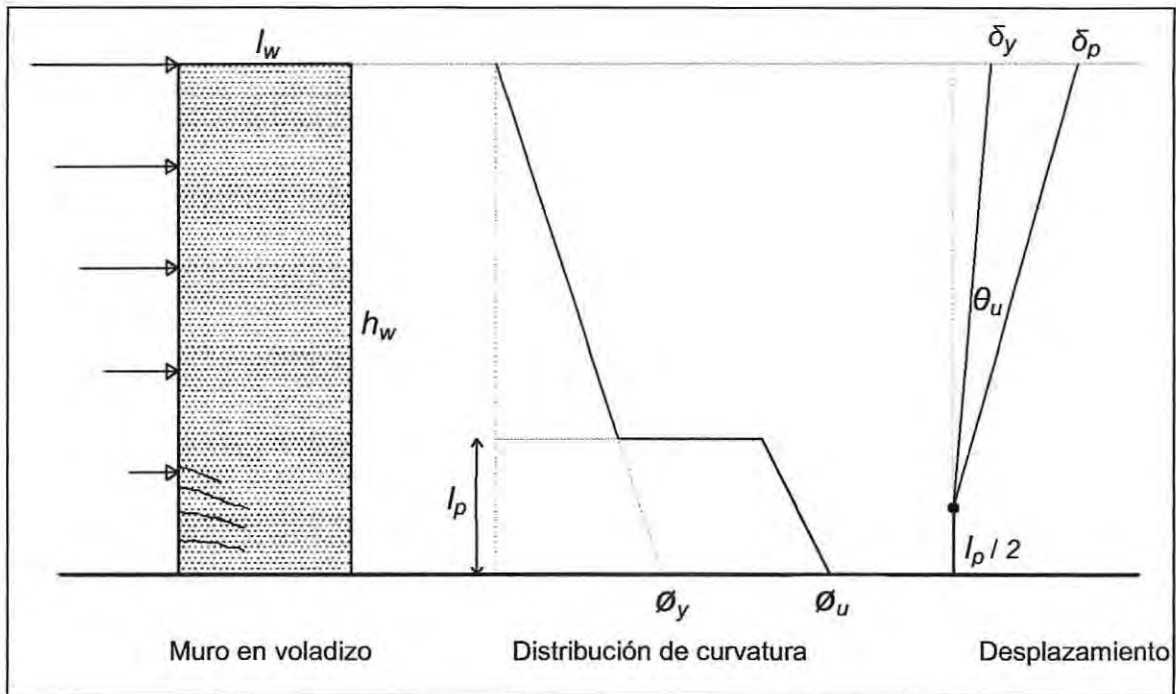


Figura 2.22: Mecanismo de colapso, curvatura y desplazamiento máximo en muros.

Fuente: Park y Paulay, Estructuras de concreto reforzado, 1988.

Para determinar la capacidad de deformación del muro se procede con la elaboración del diagrama de momento curvatura de la sección crítica. El acero del refuerzo tendrá un comportamiento bi-lineal y alcanza hasta el 6% de su deformación unitaria y fluye al 2% de esta. La Figura 2.23 muestra la curva representativa del acero del refuerzo con $f_y = 4200$ [Kgf/cm²].

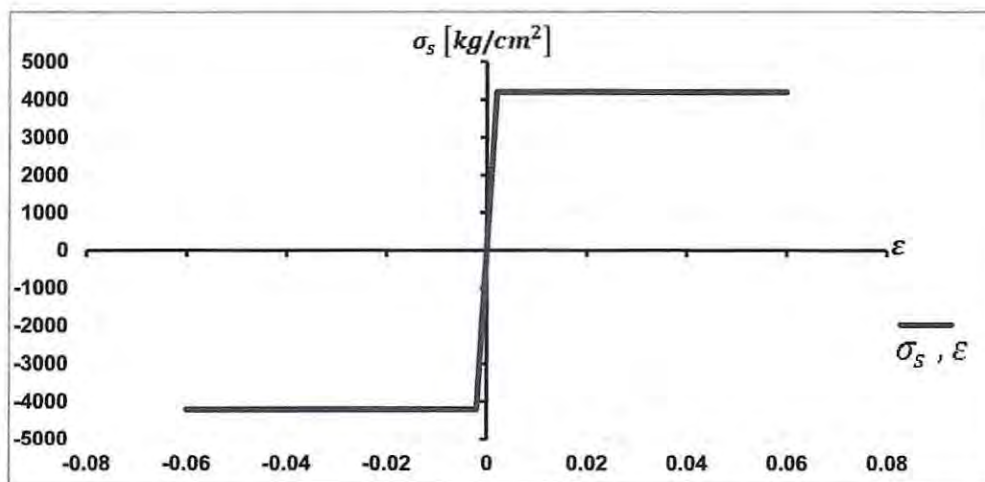


Figura 2.23: Curva de esfuerzo/deformación unitaria del acero A630-420H.

A continuación en la Figura 2.24 se grafican los diagramas de momento-curvatura del elemento muro que forma parte del sistema resistente del edificio para conocer su comportamiento en las direcciones de análisis.

Con respecto a la carga axial P_u utilizada en la obtención del diagrama se debe mencionar que debido a la simetría de la planta del edificio las cargas axiales correspondientes a la dirección de análisis son casi idénticas, por lo que es utilizada una sola carga axial $P_u = 1665$ [Tonf], correspondiente a la combinación de carga $U = 1.2$ Peso propio + 1.0 Sobre carga \pm 1.4 Sismo.

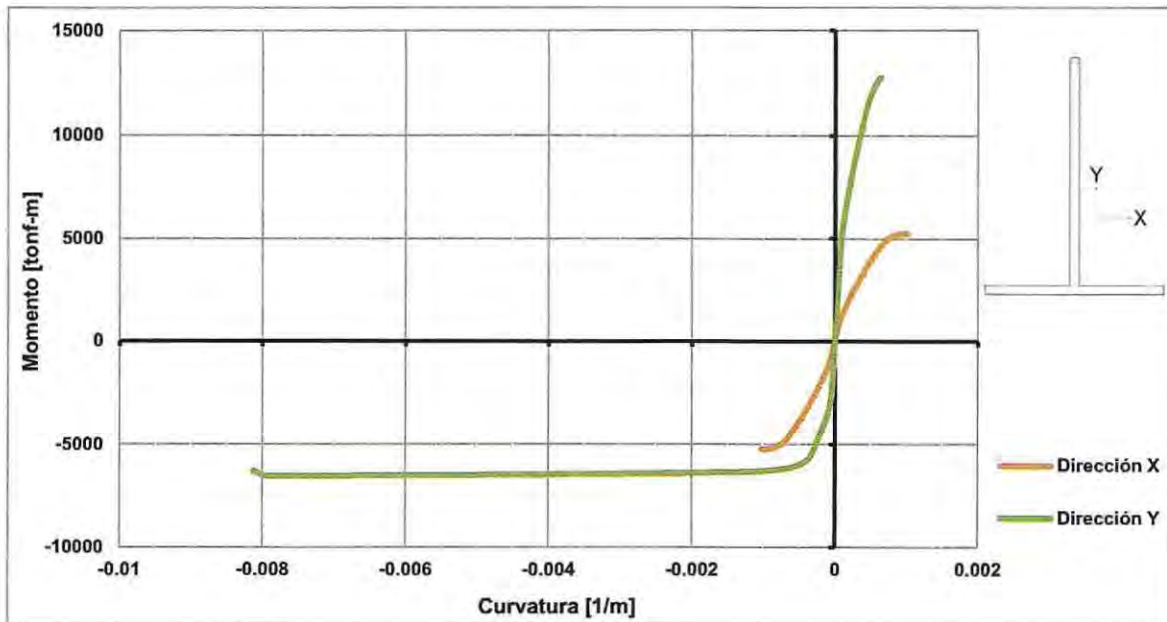


Figura 2.24: Diagrama Momento-Curvatura del muro en ambos sentido.

Debido a la simetría del muro en la dirección X las curvas del gráfico son idénticas para las direcciones en +X y -X. La curvatura en los +Y tiene muy poca capacidad de deformación puesto que es el caso en que se comprime la punta del alma del muro y es muy poco el hormigón que puede soportar la compresión, lo que limita la deformación en esta dirección, y muy por el contrario, cuando la deformación es en la dirección de -Y es un gran área de hormigón que soporta la compresión de las alas, es por esto que el muro alcanza una gran capacidad de deformación. La Tabla 2.11 resume los valores máximos para el momento y curvatura alcanzados por el muro.

Tabla 2.11: Valores del momento y la curvatura del muro.

	+X	+Y	-X	-Y
Momento [Tonf-m]	5227	12782	5227	6297
Curvatura [1/m]	1.02E-03	6.44E-04	1.02E-03	8.13E-03

Si la curvatura última es mayor que la capacidad de curvatura del muro es necesario confinar con elementos de borde donde sea necesario. Con los valores dispuestos en la siguiente Tabla 2.12 y con la utilización de la ecuación 2.11 se encuentra el valor de las curvaturas últimas.

Tabla 2.12: Valores para la determinación del confinamiento.

	+X	+Y	-X	-Y
ϕ [1/m]	1.02E-03	6.44E-04	1.02E-03	8.13E-03
l_w [m]	6.00	7.50	6.00	7.50
l_p [m]	3.00	3.75	3.00	3.75
H_t [m]	38.40	38.40	38.40	38.40
ϕ_e [1/m]	7.32E-04	6.44E-04	7.32E-04	3.80E-04
δ_u [m]	0.45	0.25	0.45	0.25
δ_e [m]	0.36	0.32	0.36	0.19

Donde δ_e es el desplazamiento de fluencia calculado como $\delta_e = \frac{\phi_e H_t^2}{3}$.

Los resultados que arroja la ecuación 2.11 se muestran en la Tabla 2.13, también en la última fila de esta tabla se muestra la distancia que se debe extender el confinamiento de borde para lograr la capacidad de deformación requerida por el muro ante la demanda sísmica.

Tabla 2.13: Curvatura última y extensión del confinamiento.

	+X	+Y	-X	-Y
ϕ_u [1/m]	1.52E-03	1.59E-04	1.52E-03	8.43E-04
C [m]	2.95	4.66	2.95	0.37
ϵ_c	0.0045	0.0007	0.0045	0.0003
C_c [m]	0.98	-	0.98	-

Donde C es la profundidad al eje neutro desde la fibra extrema en compresión y C_c es la extensión del elemento de borde.

Lo que indica la tabla anterior es que para las alas de este elemento muro es necesario confinar el hormigón en los bordes hasta una extensión de 0.98 [m], esto es necesario puesto que el hormigón sobrepasa la deformación unitaria última de aplastamiento $\epsilon_{cu} = 0.003$ y requiere llegar al 4.5 ‰. En cuanto al alma del muro según el análisis no es necesario confinar puesto que la capacidad de curvatura es mayor a la demandada.

2.5.8 Resistencia al corte del muro

Las cortantes de diseño para muros estructurales se obtienen del análisis para la carga lateral con los factores de carga apropiados. El código ACI 318-08 dice que para segmentos horizontales de muro el corte nominal V_n , no debe suponerse mayor que $2.65 A_{cv} \sqrt{f_c}$ [Kgf], donde A_{cv} representa el área de la sección de concreto del segmento horizontal de muro, el corte máximo se establece principalmente para evitar la falla por compresión diagonal.

Para el análisis se consideran sólo las combinaciones de carga que incluyan la carga eventual sísmica y correspondiente a la dirección que se encuentra la sección del muro. La Tabla 2.14 resume los valores del corte por nivel en las direcciones de interés, además del corte de diseño y del corte máximo.

Tabla 2.14: Corte de diseño y corte máximo por niveles.

Piso	Altura	Dirección X [Tonf]						Dirección Y [Tonf]					
		Comb. 3 máx.	Comb. 3 mín.	Comb. 4 máx.	Comb. 4 mín.	V_u diseño	V_u máximo	Comb. 5 máx.	Comb. 5 mín.	Comb. 6 máx.	Comb. 6 mín.	V_u diseño	V_u máximo
12	38.4	61.22	-62.61	61.53	-62.31	62.61	452.52	-11.14	-73.16	7.73	-54.28	73.16	565.65
	35.2	61.22	-62.61	61.53	-62.31	62.61	452.52	-11.14	-73.16	7.73	-54.28	73.16	565.65
11	35.2	71.47	-75.57	72.39	-74.65	75.57	452.52	24.87	-86.74	38.73	-72.88	86.74	565.65
	32.0	71.47	-75.57	72.39	-74.65	75.57	452.52	24.87	-86.74	38.73	-72.88	86.74	565.65
10	32.0	85.06	-87.11	85.52	-86.65	87.11	452.52	54.58	-116.38	68.42	-102.54	116.38	565.65
	28.8	85.06	-87.11	85.52	-86.65	87.11	452.52	54.58	-116.38	68.42	-102.54	116.38	565.65
9	28.8	85.89	-88.10	86.39	-87.61	88.10	452.52	83.02	-142.50	96.34	-129.18	142.50	565.65
	25.6	85.89	-88.10	86.39	-87.61	88.10	452.52	83.02	-142.50	96.34	-129.18	142.50	565.65
8	25.6	81.79	-84.25	82.34	-83.70	84.25	452.52	107.53	-164.58	120.31	-151.8	164.58	565.65
	22.4	81.79	-84.25	82.34	-83.70	84.25	452.52	107.53	-164.58	120.31	-151.8	164.58	565.65
7	22.4	85.81	-88.66	86.45	-88.02	88.66	452.52	130.96	-184.94	143.06	-172.84	184.94	565.65
	19.2	85.81	-88.66	86.45	-88.02	88.66	452.52	130.96	-184.94	143.06	-172.84	184.94	565.65
6	19.2	106.20	-109.55	106.95	-108.80	109.55	452.52	154.18	-204.37	165.43	-193.12	204.37	565.65
	16.0	106.20	-109.55	106.95	-108.80	109.55	452.52	154.18	-204.37	165.43	-193.12	204.37	565.65
5	16.0	138.23	-142.21	139.13	-141.32	142.21	452.52	177.42	-222.96	187.63	-212.75	222.96	565.65
	12.8	138.23	-142.21	139.13	-141.32	142.21	452.52	177.42	-222.96	187.63	-212.75	222.96	565.65
4	12.8	173.60	-178.38	174.68	-177.31	178.38	452.52	200.42	-240.32	209.36	-231.37	240.32	565.65
	9.6	173.60	-178.38	174.68	-177.31	178.38	452.52	200.42	-240.32	209.36	-231.37	240.32	565.65
3	9.6	206.07	-211.85	207.37	-210.55	211.85	452.52	221.98	-255.00	229.39	-247.59	255.00	565.65
	6.4	206.07	-211.85	207.37	-210.55	211.85	452.52	221.98	-255.00	229.39	-247.59	255.00	565.65
2	6.4	235.91	-242.43	237.37	-240.96	242.43	452.52	244.37	-269.03	249.90	-263.50	269.03	565.65
	3.2	235.91	-242.43	237.37	-240.96	242.43	452.52	244.37	-269.03	249.90	-263.50	269.03	565.65
1	3.2	247.53	-250.88	248.28	-250.13	250.88	452.52	251.37	-261.42	253.63	-259.17	261.42	565.65
	0.0	247.53	-250.88	248.28	-250.13	250.88	452.52	251.37	-261.42	253.63	-259.17	261.42	565.65

Para todos los niveles el corte de diseño es menor al corte máximo, esto dice que es entonces posible enfierrar el muro y darle la resistencia a cortante requerida. A continuación en las Figuras 2.25 y 2.26 se grafican los cortes para todos los niveles en ambas direcciones X e Y respectivamente, además del corte máximo.

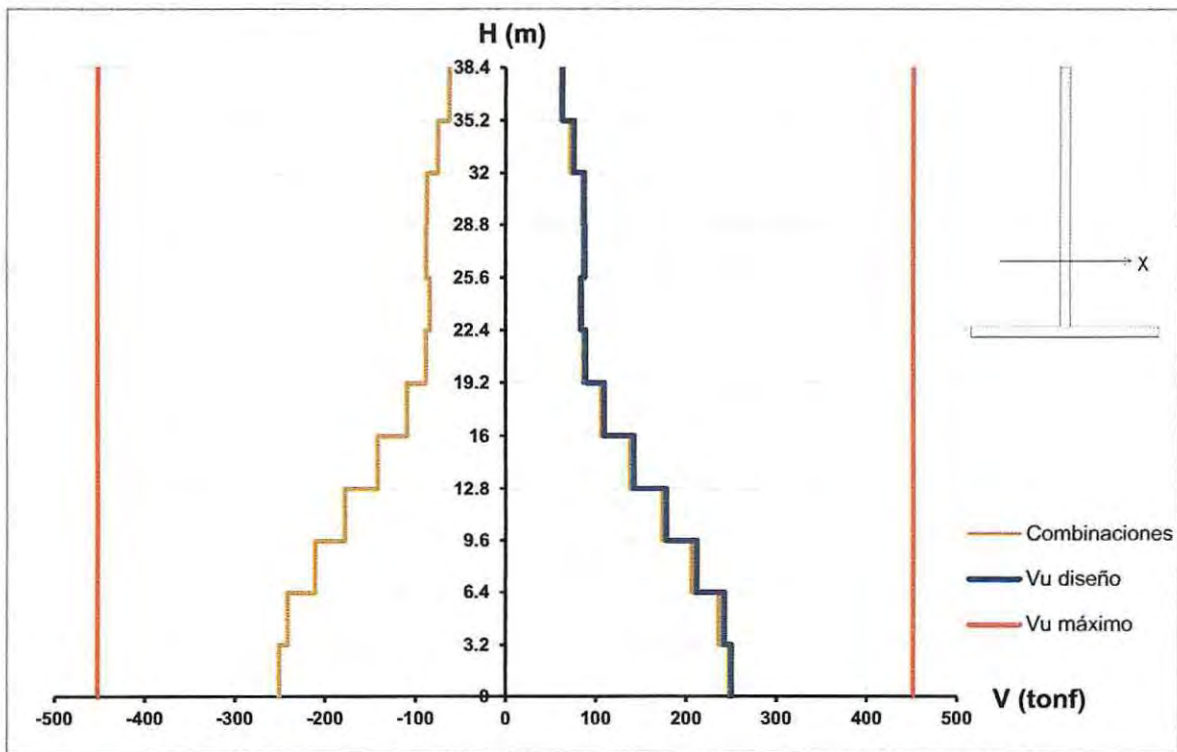


Figura 2.25: Corte de diseño por nivel y corte máximo en dirección X.

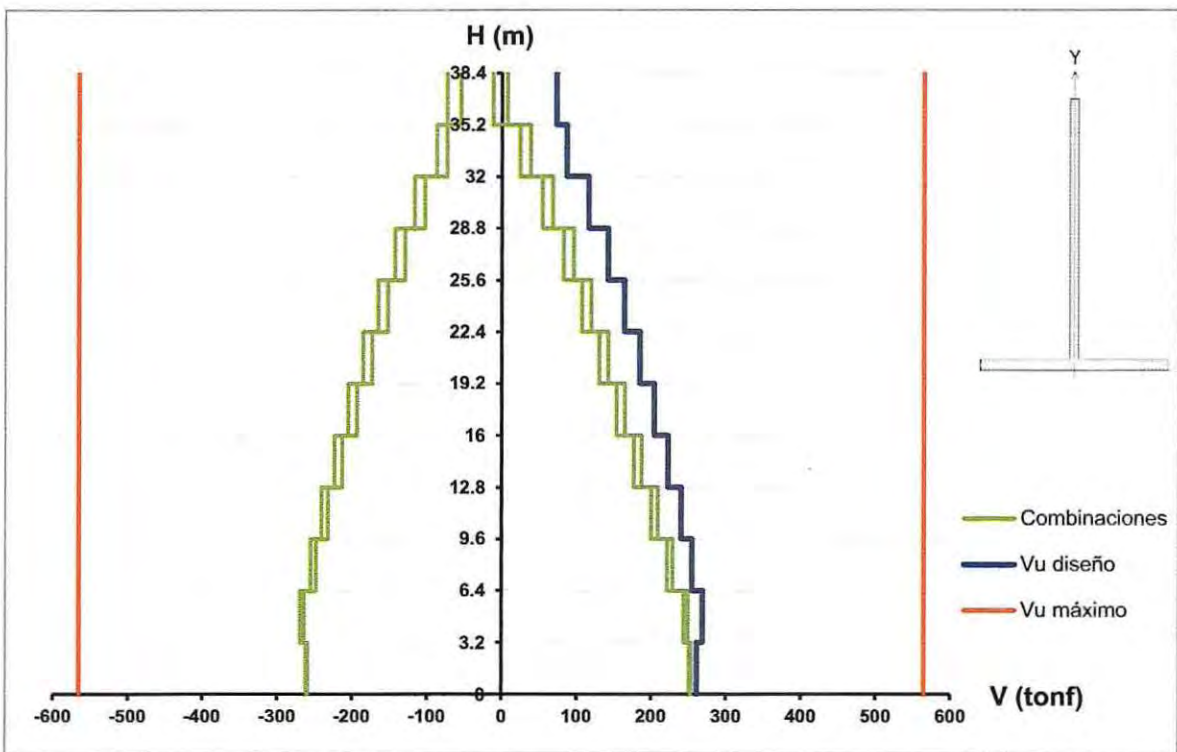


Figura 2.26: Corte de diseño por nivel y corte máximo en dirección Y.

CAPÍTULO III

DISEÑO DIRECTO BASADO EN DESPLAZAMIENTOS (DDBD)

3.1 Introducción

El procedimiento de diseño conocido como Diseño Directo Basado en Desplazamiento DDBD (por sus siglas en inglés Direct Displacement-Based Design) ha sido desarrollado en los últimos diez años con el objetivo de mitigar las deficiencias en el actual Diseño Basado en las Fuerzas.

El DDBD caracteriza a la estructura a diseñar como un sistema de un grado de libertad para representar el desempeño en la respuesta máxima de desplazamiento, más bien que por sus características elásticas iniciales. Con este método se pretende más bien lograr un estado límite de desempeño dado que ser limitado por este estado para una intensidad sísmica dada.

El procedimiento de diseño determina la resistencia requerida en las ubicaciones de potenciales rótulas plásticas para lograr los objetivos de diseño en términos de desplazamientos definidos. Esta metodología junto a los procedimientos del diseño por capacidad se utilizan en conjunto para asegurar que las rótulas plásticas se formen en las ubicaciones destinadas.

3.2 Formulación básica del método

El método de diseño es ilustrado con referencia a la Figura 3.1, el cual considera un sistema de un grado de libertad SDOF (por sus siglas en inglés Single-Degree-Of-Freedom) en representación del edificio de marcos de la Figura 3.1(a), aunque los fundamentos básicos aplican para todo tipo de estructuras.

La curva bilineal de la respuesta de fuerza lateral-desplazamiento de la representación del sistema SDOF es mostrada en la Figura 3.1 (b). La rigidez elástica K_i es seguida de una rigidez post-fluencia rK_i . El DDBD caracteriza a la estructura por su rigidez secante K_e en el desplazamiento máximo Δ_d y un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente ξ , que representa la combinación del amortiguamiento elástico y al debido a la absorción de la energía histerética durante la respuesta inelástica. La Figura 3.1(c) muestra que para un nivel de demanda de ductilidad se asigna un nivel de amortiguamiento viscoso equivalente que varía dependiendo de la estructura a diseñar debido a los ciclos de histéresis característicos de cada estructura.

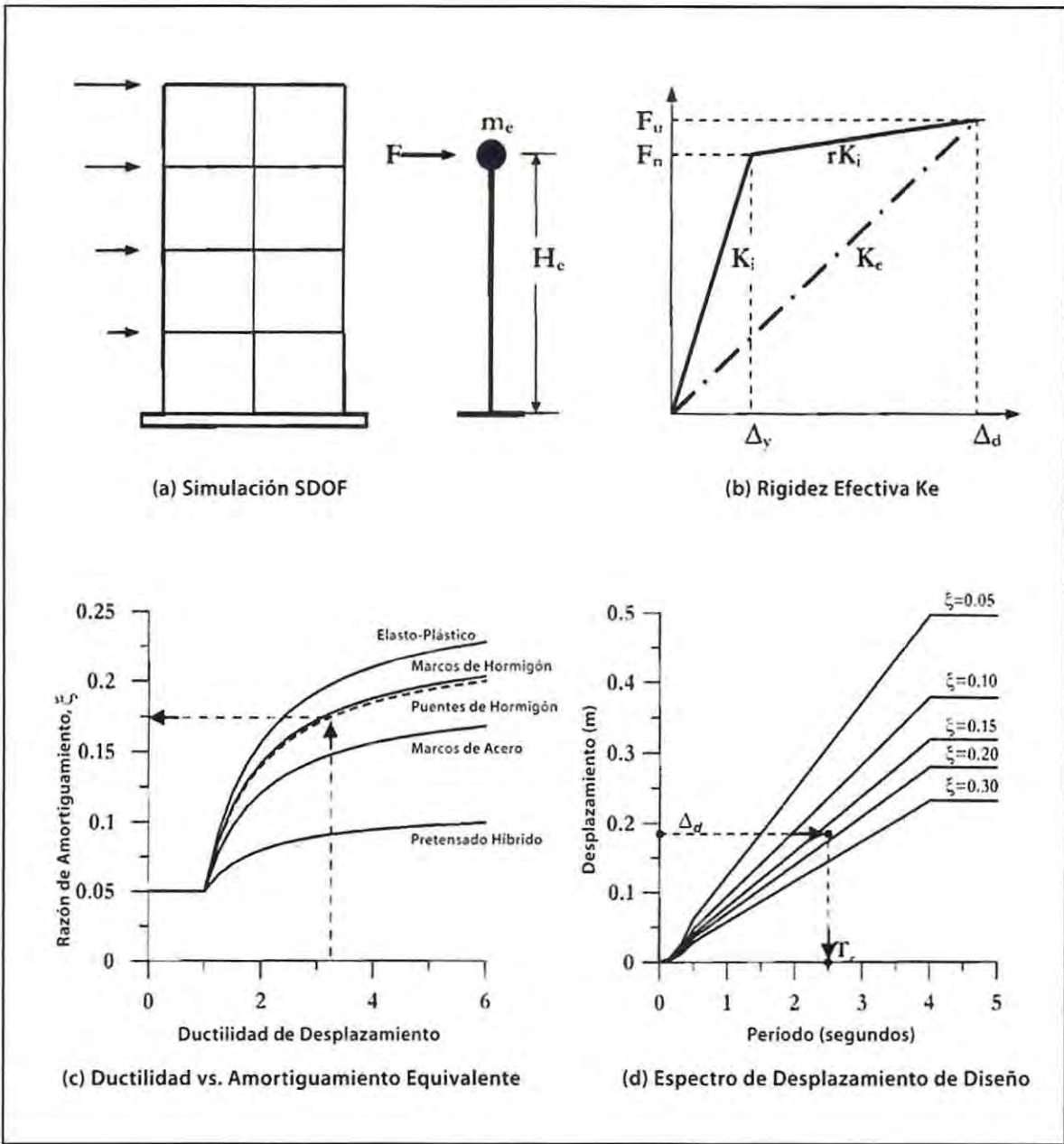


Figura 3.1: Fundamentos del Diseño Basado en Desplazamiento Directo.

Fuente: *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, 2007.

Con el desplazamiento de diseño en la respuesta máxima determinado y con el correspondiente amortiguamiento estimado de la demanda de ductilidad esperada, el período T_e en la respuesta máxima de desplazamiento, medido en la altura efectiva H_e puede ser leído de un conjunto de espectros de desplazamientos para distintos niveles de amortiguamiento, como se muestra en la Figura 3.1 (d).

La rigidez efectiva K_e del sistema equivalente SDOF en el desplazamiento máximo puede ser encontrada de la ecuación normal para un oscilador de un grado de libertad dada por:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (3.1)$$

Donde m_e es la masa efectiva de la estructura que participa en el modo fundamental de vibración. De la Figura 3.1 (b) la fuerza lateral de diseño, la cual también es la fuerza de corte de diseño en la base es dada en la ecuación 3.2.

$$F = V_{Base} = K_e \Delta_d \quad (3.2)$$

3.3 Características de la estructura sustituta

Para estructuras de varios grados de libertad MDOF (por sus siglas en ingles Multi-Degree-Of-Freedom) la parte inicial de proceso de diseño requiere la determinación de las características de la estructura sustituta equivalente SDOF como lo son la masa efectiva, el desplazamiento de diseño y el amortiguamiento efectivo. Cuando éstas han sido determinadas el corte basal de diseño de la estructura sustituta puede ser determinado. El corte basal de diseño es entonces distribuido entre las masas de los elementos de la estructura real como fuerzas de inercia para así bajo estas fuerzas determinar los momentos en las potenciales ubicaciones de rótulas plásticas.

3.5.1 Desplazamiento de diseño

El desplazamiento de diseño depende del estado límite de desplazamiento o drift del miembro más crítico de la estructura real. Para elementos estructurales el daño es relacionado a deformaciones y para elementos no estructurales generalmente el daño se considera relacionado a los drifts.

La forma del desplazamiento corresponde a la del primer modo inelástico en el nivel de diseño de la excitación sísmica. Representar el desplazamiento con la forma del primer modo inelástico más bien que con el elástico es consistente con caracterizar la estructura por su rigidez secante a la respuesta máxima. El desplazamiento de diseño (coordenada generalizada de desplazamiento) es así:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.3)$$

Donde m_i y Δ_i son la masa y desplazamiento de la n ubicación de masa.

Con conocimiento del desplazamiento del elemento crítico y la forma de desplazamiento de diseño, los desplazamientos individuales de las masas individuales son dados por:

$$\Delta_i = \delta_i \left(\frac{\Delta_c}{\delta_c} \right) \quad (3.4)$$

Donde δ_i es la forma del modo inelástico, Δ_c es el desplazamiento de diseño en la masa crítica C y δ_c es el valor de la forma del modo en la masa C.

3.5.2 Formas de desplazamiento

a) Edificio de marcos

$$\text{Para } n \leq 4 \quad \delta_i = \frac{H_i}{H_n} \quad (3.5a)$$

$$\text{Para } n \geq 4 \quad \delta_i = \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \cdot \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad (3.5b)$$

Donde H_i y H_n son altura del nivel i y altura del nivel del techo respectivamente.

b) Edificio de muros

Para los edificios de muros en voladizos el drift máximo ocurrirá en el piso de más arriba. El valor de este drift puede ser limitado por el máximo drift establecido por código o por la capacidad de rotación plástica de la rótula plástica en la base. Asumiendo una distribución triangular simple de la curvatura del primer modo con la altura en fluencia, como se muestra en la Figura 3.2, para compensar por la variación de esfuerzos y deformación por corte, el drift de fluencia θ_{yn} en el tope del muro es:

$$\theta_{yn} = \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w} \quad (3.6)$$

Como una aproximación razonable, la rotación plástica puede ser concentrada en la base del muro. El drift crítico en el tope del muro es:

$$\theta_{dn} = \theta_{yn} + \theta_{pn} = \frac{1.0 \varepsilon_y H_n}{l_w} + \left(\phi_m - \frac{2.0 \varepsilon_y}{l_w} \right) L_p \leq \theta_c \quad (3.7)$$

Donde θ_{pn} es la rotación plástica correspondiente al estado límite de diseño, ϕ_m es la correspondiente curvatura en la base y L_p es la longitud de la rótula plástica. El desplazamiento de fluencia en la altura H_i es dado por:

$$\Delta_{yi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n}\right) \quad (3.8)$$

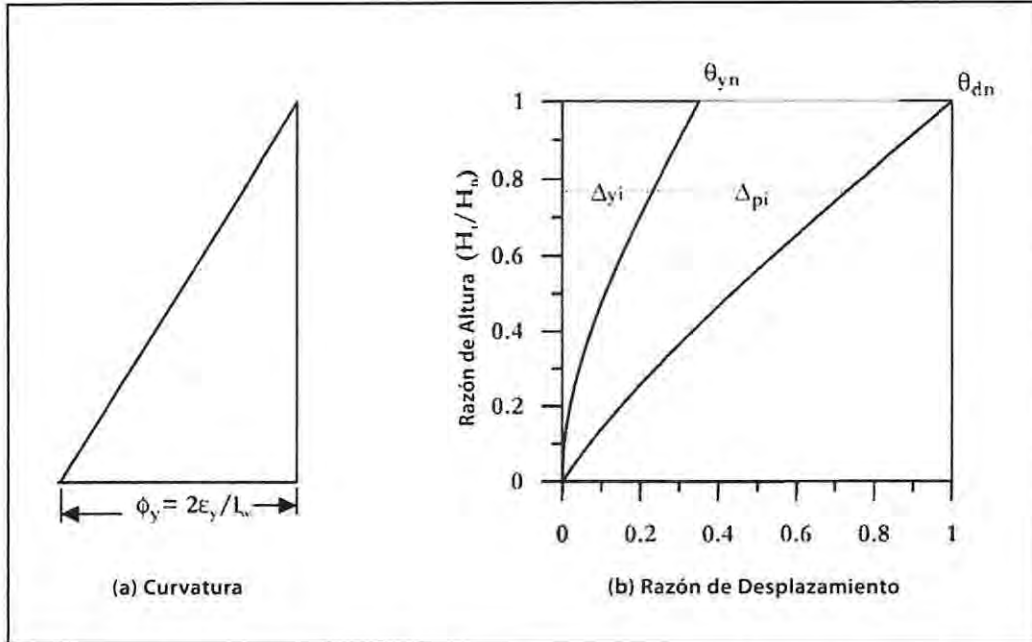


Figura 3.2: Desplazamiento de fluencia y de diseño para muros en voladizo.

Fuente: Displacement-Based Seismic Design of Structures, 2007.

Si el drift del techo es menor que el drift límite de código θ_c , entonces el perfil de desplazamiento de diseño es dado por:

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + \Delta_{pi} = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n}\right) + \left(\phi_m - \frac{2.0 \varepsilon_y}{l_w}\right) L_p H_i \quad (3.9a)$$

Y si el drift límite del código gobierna el drift del techo, el perfil de desplazamiento es dado por:

$$\Delta_i = \Delta_{yi} + (\theta_c - \theta_{yn}) H_i = \frac{\varepsilon_y}{l_w} H_i^2 \left(1 - \frac{H_i}{3H_n}\right) + \left(\theta_c - \frac{\varepsilon_y H_n}{l_w}\right) H_i \quad (3.9b)$$

3.5.3 Masa efectiva

De la consideración de la masa participante en el primer modo de vibración inelástico, la masa efectiva del sistema para la estructura sustituta es:

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (3.10)$$

Donde Δ_d es el desplazamiento de diseño dado por la ecuación 3.3.

3.5.4 Altura efectiva

Se requiere también del conocimiento de la altura efectiva de la estructura sustituta también ilustrada en la Figura 3.1(a) que puede ser tomada según la ecuación 3.11.

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.11)$$

3.5.5 Amortiguamiento viscoso equivalente

El amortiguamiento efectivo depende del sistema estructural y de la demanda de ductilidad de desplazamiento. Esto requiere la determinación de la ductilidad de desplazamiento de la estructura sustituta. En esta etapa del diseño el desplazamiento de diseño Δ_d ya ha sido determinado y el desplazamiento de fluencia Δ_y es interpolado del perfil de desplazamiento en fluencia.

$$\mu_d = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (3.12)$$

En el caso general, donde los diferentes elementos estructurales con diferentes resistencias y factores de amortiguamiento contribuyentes a la resistencia sísmica, el amortiguamiento global puede ser encontrado con un promedio ponderado del amortiguamiento proporcionado por los marcos y por los muro, cada uno de los cuales tienen diferentes demandas de ductilidad de desplazamiento. Para sistemas marco-muro la ponderación debe ser relacionada al momento resistente total en la base que es proporcionado por los diferentes elementos estructurales como se muestra a continuación.

$$\xi_{SISTEMA} = \frac{\xi_W M_{OTM,W} + \xi_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}} \quad (3.13)$$

Donde ξ_W y ξ_F son el amortiguamiento asociado a la respuesta dúctil del muro y marco respectivamente. $M_{OTM,W}$ y $M_{OTM,F}$ corresponden al valor del momento basal total resistente por el muro y marco respectivamente y M_{OTM} es el momento basal total del sistema.

Las siguientes ecuaciones corresponden al amortiguamiento para los diferentes elementos, estas contienen la porción de amortiguamiento elástico correspondiente a la rigidez tangente junto con el componente histerético de la respuesta no lineal.

Edificio de muros de hormigón:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad (3.14a)$$

Edificio de marcos de hormigón:

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu-1}{\mu\pi} \right) \quad (3.14b)$$

3.5.6 Distribución de la fuerza de corte basal de diseño

El corte basal de diseño establecido para el sistema MDOF, debe ser distribuido como fuerzas de diseño para las variadas masas discretizadas de la estructura, en orden que los momentos de diseño para las potenciales rótulas plásticas puedan ser establecidos.

Asumiendo una respuesta sinusoidal en el peak de respuesta, el corte basal debería ser distribuido en proporción a la masa y desplazamiento en las ubicaciones de las masas discretizadas. Así la fuerza de diseño en la masa i es:

$$F_i = \frac{V_{Base}(m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3.15)$$

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISEÑO SEGÚN EL MÉTODO DDBD

Este capítulo abarca el análisis completo de la estructura basándose en la aplicación del método de Diseño Directo Basado en Desplazamientos. El procedimiento de diseño sísmico será descrito paso a paso hasta encontrar las resistencias en las potenciales rótulas plásticas para el estado límite de desempeño establecido.

El primer conjunto de pasos tiene como objetivo definir el sistema de un grado de libertad "SDOF" equivalente a la estructura real de varios grados de libertad "MDOF". Esto es logrado asignando la proporción de la resistencia a los marcos y muros, y subsiguientemente usando el perfil de momento de los muros para establecer la forma desplazada de diseño. Con el perfil de desplazamientos encontrado, un conjunto de varias propiedades del sistema equivalente SDOF pueden ser obtenidas.

La planta tipo mostrada en la Figura 1.1 sufre algunas variaciones en los espesores de los muros debido a los requerimientos del corte por capacidad mostrados más adelante en la sección correspondiente.

La nueva planta tipo para el análisis con el método DDBD es mostrada en la Figura 4.1 a continuación. Las columnas conservan las dimensiones de 65x65 [cm²] para las perimetrales y 80x80 [cm²] para las columnas centrales. Los nuevos espesores para el muro son de 45 [cm] en dirección X y 50 [cm] en dirección Y. Las vigas en dirección X siguen siendo de sección 30x65 [cm²] y las vigas en sentido Y de sección 35x70 [cm²] a excepción de las vigas de los ejes B y D que tienen la misma sección de las vigas en sentido X.

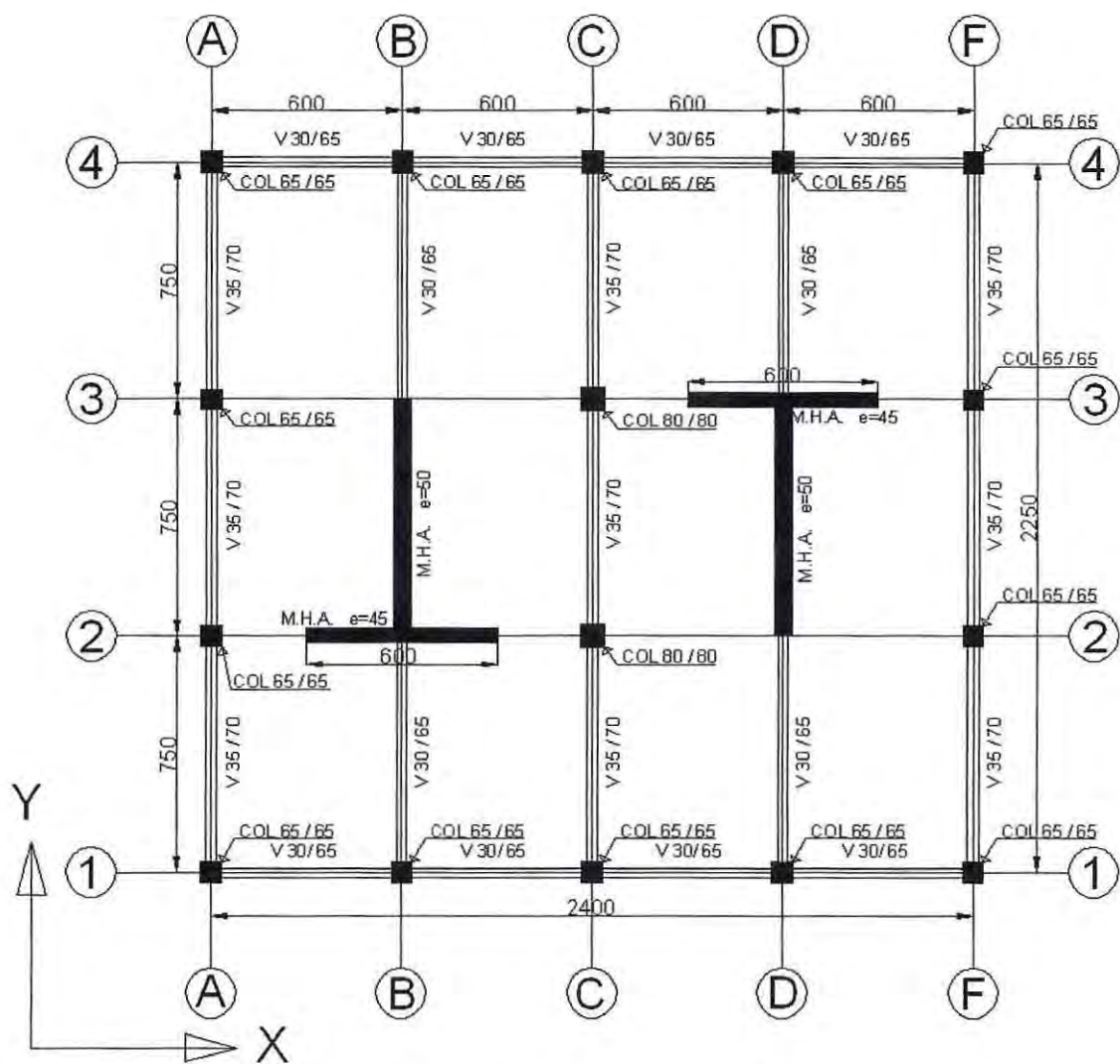


Figura 4.1: Planta tipo para el DDBD.

4.1.- Análisis en dirección X

4.1.1.- Asignación de la proporción de resistencia

Esto involucra la proporción del corte basal resistido por los marcos y muros. Al asignar esta proporción de resistencia, el perfil de corte y el perfil de momento en el muro pueden ser estimados, esto permite entonces la determinación de la altura de inflexión. La proporción β_F del corte basal total V_{Base} llevado por los marcos es seleccionado.

$$V_F = \beta_F V_{Base} \quad \text{y} \quad V_W = (1 - \beta_F) V_{Base} \quad (4.1)$$

Donde V_F y V_W son la fuerza de corte basal resistida por los marcos y muros respectivamente. En consideración del tamaño de los muros y de la cantidad de marcos se escoge una proporción del corte basal correspondiente a $\beta_F = 0.2$ para la dirección X. Como se dijo anteriormente con la proporción de resistencia asignada el siguiente paso es encontrar la altura de inflexión desde el perfil de momentos del muro.

4.1.2.- Perfil de momento y altura de inflexión del muro

En estas etapas iniciales del análisis es necesario determinar la altura de inflexión. Inicialmente se asume una distribución lineal del perfil de desplazamientos del sistema mixto, ya que los muros controlan los drifts en los pisos de más abajo restringiendo los drifts del marco, y por otra parte los marcos restringen los drifts de los muros en los pisos de más arriba, es por esto que la distribución lineal es una suposición válida en esta etapa del diseño y además no implica errores significantes. Con esta suposición las fuerzas laterales serán proporcionales a $m_i H_i$. Este producto es listado en la columna "4" de la Tabla 4.1. Las fuerzas relativas en los diferentes niveles son entonces proporcionales a $m_i H_i / \sum m_i H_i$ listadas en la columna "5". Usando estas fuerzas relativas F_i se puede encontrar la fuerza de corte total (columna "6"), momento volcante total (columna "7") y corte en el marco (columna "8"). El corte en el muro (columna "9") puede encontrarse al sustraer el valor de la fuerza corte llevado por los marcos del corte total (columna "8"- columna "6"). El perfil vertical de momentos en el muro se encuentra de la relación de la ecuación 4.2.

$$M_i = M_{i+1} + V_{i+1}(H_{i+1} - H_i) \quad (4.2)$$

Estos momentos son listados en la columna "10". Los valores finales para los momentos y cortes serán encontrados al multiplicar los valores de la Tabla 4.1 por la fuerza de corte basal V_{Base} .

Tabla 4.1: Cálculos preliminares para determinar H_{CF} .

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Piso	Altura H_i (m)	Masa m_i (ton)	$m_i H_i$	F_i (rel.)	V_i (rel.)	$M_{OTM,i}$ (rel.)	$V_{F,i}$ marco	$V_{W,i}$ muro	$M_{W,i}$ muro
12	38.4	46.0	1765.45	0.138	0.138	0.00	0.2	-0.062	0.00
11	35.2	52.2	1837.93	0.144	0.282	0.44	0.2	0.082	-0.20
10	32	52.2	1670.84	0.131	0.412	1.34	0.2	0.212	0.06
9	28.8	52.2	1503.76	0.118	0.530	2.66	0.2	0.330	0.74
8	25.6	52.2	1336.68	0.104	0.634	4.36	0.2	0.434	1.80
7	22.4	52.2	1169.59	0.091	0.726	6.39	0.2	0.526	3.19
6	19.2	52.2	1002.51	0.078	0.804	8.71	0.2	0.604	4.87
5	16	52.2	835.422	0.065	0.869	11.28	0.2	0.669	6.80
4	12.8	52.2	668.338	0.052	0.922	14.06	0.2	0.722	8.94
3	9.6	52.2	501.253	0.039	0.961	17.01	0.2	0.761	11.25
2	6.4	52.2	334.169	0.026	0.987	20.09	0.2	0.787	13.69
1	3.2	52.2	167.084	0.013	1.000	23.25	0.2	0.800	16.21
BASE	0	0	0	0.000	1.000	26.45	0.2	0.800	18.77
Σ		620.3	12793	1					

De la columna "10" el punto de inflexión del muro se encuentra entre los pisos 10 y 11, y la altura se encuentra interpolando linealmente como sigue a continuación:

$$H_{CF} = 32 + 3.2 \cdot \frac{0.06}{(0.20+0.06)} = 32.74 [m] \quad (4.3)$$

4.1.3.- Perfil de desplazamiento de fluencia del muro

Con el esfuerzo de fluencia del acero del refuerzo $f_y = 4200 [Kg/cm^2]$ y módulo de elasticidad $E_s = 2.1 \cdot 10^6 [Kg/cm^2]$ la deformación de fluencia del acero es $\varepsilon_y = 0.002$.

La curvatura de fluencia del muro es estimada con la ecuación 4.4 a continuación. El término l_w corresponde al largo de la sección del muro en la dirección de análisis.

$$\phi_{yw} = 2.0 \cdot \frac{\varepsilon_y}{l_w} = 2.0 \cdot \frac{0.002}{6} = 0.000667 [1/m] \quad (4.4)$$

El perfil de desplazamiento en fluencia en la altura es dado por las ecuaciones 4.5 y 4.6 dependiendo si la altura considerada está por sobre o bajo la altura de inflexión del muro. Este perfil de desplazamientos de fluencia es listado en la columna "4" de la Tabla 4.2.

Para $H_i \leq 32.74$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6 H_{CF}} \right) = 0.000667 \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6 \cdot 32.74} \right) \quad (4.5)$$

Para $H_i > 32.74$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_{CF} H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) = 0.000667 \left(\frac{32.74 H_i}{2} - \frac{32.74^2}{6} \right) \quad (4.6)$$

4.1.4.- Perfil de desplazamiento de diseño

El muro es el elemento que condiciona el desplazamiento de diseño, pues este es mucho más rígido que los marcos. Para que este análisis sea consecuente con el análisis basado en las fuerzas, el desplazamiento del techo debe ser idéntico. Para lograr esto se define un límite drift el cual proporcione dicho desplazamiento, con algunas iteraciones es posible encontrarlo, para este caso el valor que toma el drift es $\theta_c = 0.0148$.

El perfil de desplazamientos de diseño es dado así por la Ecuación 4.7 y se lista en la columna "5" de la Tabla 4.2 junto con otros valores utilizados para los cálculos de más adelante.

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + \left(\theta_c - \frac{\phi_{yw} H_{CF}}{2} \right) H_i \quad (4.7)$$

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + \left(0.0148 - \frac{0.000667 \cdot 32.74}{2} \right) H_i = \Delta_{yi} + 0.003887 H_i$$

Tabla 4.2: Desplazamientos de fluencia y de diseño.

1	2	3	4	5	6	7	8
Piso	Altura H_i (m)	Masa m_i (ton)	Δ_{yi} (m)	Δ_{Di} (m)	$m_i \Delta_{Di}^2$	$m_i \Delta_{Di}$	$m_i \Delta_{Di} H_i$
12	38.4	46.0	0.300	0.4472	9.195	20.560	789.51
11	35.2	52.2	0.265	0.400	8.354	20.885	735.16
10	32	52.2	0.230	0.353	6.498	18.420	589.45
9	28.8	52.2	0.195	0.306	4.882	15.966	459.82
8	25.6	52.2	0.162	0.260	3.519	13.555	347.02
7	22.4	52.2	0.129	0.215	2.412	11.222	251.38
6	19.2	52.2	0.099	0.172	1.552	9.002	172.85
5	16	52.2	0.071	0.133	0.920	6.930	110.88
4	12.8	52.2	0.048	0.097	0.486	5.040	64.51
3	9.6	52.2	0.028	0.064	0.217	3.367	32.32
2	6.4	52.2	0.013	0.037	0.073	1.946	12.46
1	3.2	52.2	0.003	0.016	0.013	0.812	2.60
BASE	0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
Σ		620.3			38.121	127.707	3567.95

4.1.5.- Desplazamiento de diseño sistema SDOF

Los cálculos necesarios son listados en las columnas "6" y "7" de la Tabla 4.2. El desplazamiento de diseño es dado por la ecuación 3.3 del capítulo anterior.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{38.121}{127.707} = 0.2985 [m] \quad (3.3)$$

4.1.6.- Altura efectiva

Los cálculos adicionales para la altura efectiva se listan en la columna "8" de la Tabla 4.2. De la ecuación 3.11 la altura efectiva es:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{3567.95}{127.707} = 27.94 [m] \quad (3.11)$$

4.1.7.- Amortiguamiento equivalente

Primero las demandas de ductilidad de los muros y marcos deben ser evaluadas.

a) *Muros*: El desplazamiento de fluencia de la estructura sustituta SDOF es encontrado sustituyendo H_e en la ecuación 4.5 ya que $H_e < H_{CF}$.

$$\Delta_{yW} = 0.000667 \left(\frac{27.94^2}{2} - \frac{27.94^3}{6 \cdot 32.74} \right) = 0.1862 [m] \quad (4.5)$$

De la ecuación 3.12 La demanda de ductilidad de desplazamiento para el muro es:

$$\mu_d = \frac{\Delta_d}{\Delta_{yW}} = \frac{0.2985}{0.1862} = 1.603 \quad (3.12)$$

De la ecuación 3.14a el amortiguamiento del muro es:

$$\xi_W = 0.05 + 0.444 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) = 0.05 + 0.444 \left(\frac{1.603 - 1}{1.603 \pi} \right) \quad (3.14a)$$

$$\xi_W = 0.1031$$

Este amortiguamiento corresponde al 10.31% del amortiguamiento crítico.

b) *Marcos*: Con el conocimiento del drift de fluencia θ_{yF} para marcos de hormigón armado se puede determinar el desplazamiento de fluencia para posteriormente encontrarse la ductilidad de desplazamiento.

$$\theta_{yF} = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} = 0.5 \cdot 0.002 \frac{6}{0.65} = 0.00923 \quad (4.8)$$

L_b y h_b corresponden al largo de la luz de la viga y a la profundidad de la viga respectivamente. La siguiente ecuación 4.9 define el desplazamiento de fluencia correspondiente al marco de hormigón. Posteriormente la ecuación 3.12 entrega la ductilidad de desplazamiento para el marco.

$$\Delta_{yF} = H_e \theta_{yF} = 27.94 \cdot 0.00923 = 0.2579 \text{ [m]} \quad (4.9)$$

$$\mu_d = \frac{\Delta_d}{\Delta_{yM}} = \frac{0.2985}{0.2579} = 1.157 \quad (3.12)$$

De la ecuación 3.14b el amortiguamiento del marco es:

$$\xi_F = 0.05 + 0.565 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) = 0.05 + 0.565 \left(\frac{1.157 - 1}{1.157 \pi} \right) \quad (3.14b)$$

$$\xi_F = 0.0745$$

Este amortiguamiento corresponde al 7.45% del amortiguamiento crítico. Así el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema es dado por la ecuación 3.13. El momento tomado por el muro y marco son extraídos desde la Tabla 4.1 correspondiente al valor en la base. El momento basal del muro es dado en la columna "10", y el momento basal del marco es obtenido al sustraer el momento en el muro del momento basal total.

$$\begin{aligned} \xi_{sistema} &= \frac{\xi_W M_{OTM,W} + \xi_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}} \quad (3.13) \\ &= \frac{0.1031 \cdot 18.77 + 0.0745 \cdot (26.45 - 18.77)}{26.45} = 0.0948 \end{aligned}$$

Donde $M_{OTM,W}$ y $M_{OTM,F}$ son el momento volcante en la base del muro y en la base del marco respectivamente, M_{OTM} es el momento volcante total. Finalmente el amortiguamiento del sistema corresponde al 9.48% del amortiguamiento crítico.

4.1.8.- Fuerza de corte basal

a) *Periodo efectivo:* En la Figura 4.2 se grafica el espectro de desplazamiento elástico entregado por el Decreto Supremo N°61 para los valores de entrada entregados en la Tabla 2.1. Para trazar el espectro de desplazamientos correspondiente a un amortiguamiento del 9.48% (Figura 4.2), es necesario encontrar el factor de reducción $R_{0.0948}$. Con este espectro ya trazado se encuentra el período efectivo del sistema entrando con el desplazamiento de diseño. La ecuación 4.10 muestra la expresión para calcular el factor de reducción.

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5} \quad (4.10)$$

$$R_{0.0948} = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.0948} \right)^{0.5} = 0.7808$$

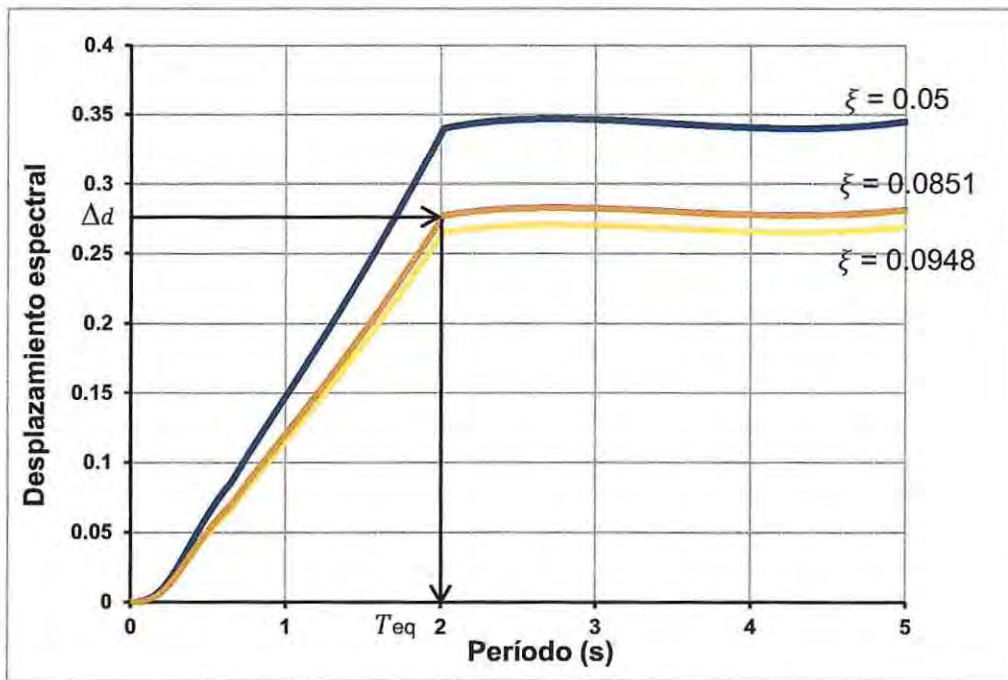


Figura 4.2: Espectro de respuesta de desplazamientos.

El desplazamiento máximo para el 5% de amortiguamiento es $\Delta_{c,5} = 0.3356 [m]$ con el respectivo periodo de esquina en $T_c = 2 [s]$. El desplazamiento en el período de esquina para el 9.48% de amortiguamiento se obtiene al reducir $\Delta_{c,5}$ por el factor de la ecuación 4.10.

$$\Delta_{c,9.48\%} = \Delta_{c,5} \cdot R_{0.0948} = 0.3356 \cdot 0.7808 = 0.2620 [m] \quad (4.11)$$

Este desplazamiento es menor al desplazamiento de diseño $\Delta_d = 0.2985$ [m], es decir, dado que el desplazamiento de fluencia $\Delta_{yW} = 0.2579$ [m] es menor al desplazamiento elástico en el período de esquina, la respuesta inelástica ocurrirá pero no en el nivel de ductilidad correspondiente. Un período efectivo final de $T > T_c$ será alcanzado, con un nivel de respuesta de desplazamiento que será compatible con el amortiguamiento implicado por ese desplazamiento. Para la solución se recomienda un método iterativo.

1. Se estima la respuesta de desplazamiento final Δ_{df} , esta estará entre el desplazamiento de esquina $\Delta_{c,9.48\%}$ y el desplazamiento de diseño Δ_d , es decir, entre 0.2620 y 0.2985 metros. La estimación inicial será en este caso $\Delta_{df} = 0.2780$ [m].
2. Se calcula la demanda de ductilidad de desplazamiento correspondiente a Δ_{df} tanto para el muro como para el marco. Esto es:

$$\mu_{muro} = \frac{\Delta_{df}}{\Delta_{yW}} = \frac{0.2780}{0.1862} = 1.493 \quad \text{y} \quad \mu_{marco} = \frac{\Delta_{df}}{\Delta_{yF}} = \frac{0.2780}{0.2579} = 1.078 .$$

3. Se calcula el amortiguamiento del muro ξ_W y del marco ξ_F correspondiente a las ductilidades mostradas arriba, para así obtener el amortiguamiento equivalente del sistema. Esto es:

$$\xi_W = 0.05 + 0.444 \left(\frac{1.493-1}{1.493 \pi} \right) = 0.0966 \quad \text{y} \quad \xi_F = 0.05 + 0.565 \left(\frac{1.078-1}{1.078 \pi} \right) = 0.0630 .$$

$$\xi_{sist.} = \frac{\xi_W M_{OTM,W} + \xi_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}} = \frac{0.0966 \cdot 18.77 + 0.0630 \cdot (26.45 - 18.77)}{26.45} = 0.0869 .$$

4. Calcular la respuesta de desplazamiento Δ en el período de esquina T_c correspondiente a $\xi_{sist.}$. El nuevo factor de reducción R es:

$$R_{0.0869} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5} = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.0869} \right)^{0.5} = 0.8093 .$$

Con esto, el desplazamiento es:

$$\Delta_{c,8.69\%} = \Delta_{c,5} \cdot R_{0.0869} = 0.3356 \cdot 0.8093 = 0.2716$$
 [m]

El desplazamiento de diseño sigue aun siendo mayor que el desplazamiento en el período de esquina, es por esto que se debe usar este valor como una nueva estimación para Δ_{df} hasta encontrar una solución estable.

Con un par de iteraciones más es suficiente. Finalmente los valores encontrados para un resultado estabilizado son:

$$\mu_{muro} = 1.471 , \quad \xi_W = 0.0952$$

$$\mu_{marco} = 1.062 , \quad \xi_F = 0.0605$$

$$\xi_{sist.} = 0.0851$$

$$\Delta_d = \Delta_{c,8.51\%} = \Delta_{c,5} \cdot R_{0.0851} = 0.3356 \cdot 0.8159 = 0.2738 [m]$$

Esto significa que el período efectivo del sistema es $T_{eq} = T_c = 2.0 [s]$. En la Figura 4.2 también se presenta el espectro de desplazamiento correspondiente a este nivel de amortiguamiento, junto con las flechas que indican el periodo equivalente que se obtiene al entrar con el desplazamiento de diseño y cruzar el espectro de desplazamiento para el amortiguamiento del sistema.

b) *Masa efectiva:* Se obtiene de la ecuación 3.10 y de la Tabla 4.2.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} = \frac{127.707}{0.2738} = 466.42 [Ton] \quad (3.10)$$

c) *Rigidez efectiva:* De la ecuación 3.1.

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} = \frac{4\pi^2 \cdot 466.42}{2.0^2} = 4603 [Tonf/m] \quad (3.1)$$

d) *Corte basal:* De la ecuación 3.2.

$$F = V_{Base} = K_e \Delta_d = 4603 \cdot 0.2738 = 1260 [Tonf] \quad (3.2)$$

4.1.9.- Diseño a flexión de la base del muro

De la Tabla 4.1 El momento total en la base del muro es dado por la ecuación 4.12.

$$M_{W,Base} = 18.77 V_{Base} = 18.77 \cdot 1260 = 23650 [Tonf \cdot m] \quad (4.12)$$

Este momento es compartido por dos muros según la planta de la Figura 4.1, resultando en el momento de diseño de la ecuación 4.13.

$$M_{W,c/muro} = \frac{M_{W,Base}}{2} = \frac{23650}{2} = 11825 [Tonf \cdot m] \quad (4.13)$$

La carga axial que está presente en el sismo en esta dirección es $P_{axial} = 1615 [Tonf]$, esta considera la fuerza axial proveniente del peso propio de la estructura más las sobre cargas de uso. El diseño en flexión del muro será abarcado más adelante en la sección 4.3 después de encontrar el momento de diseño en la dirección ortogonal, el cual afectará la distribución del refuerzo entre el alma y las alas del muro.

4.1.10.- Corte por capacidad en muros

Según el código ACI 318-08 es permitido aplicar el método de diseño por capacidad para muros especiales para el cálculo del corte, con el objetivo de diseñar un elemento muy flexible ante los desplazamientos inducidos por el sismo, evitando así el colapso a pesar de haber desarrollado su máxima resistencia. Tomando en cuenta esto, la expresión a continuación permite calcular la resistencia requerida al corte.

$$V_u = \omega \Omega_0 V_E \quad (4.14)$$

$$\text{Si } n < 6 \quad \omega = 0.9 + \frac{n}{10} \quad (4.15a)$$

$$\text{Si } 6 < n < 15 \quad \omega = 1.3 + \frac{n}{30} \quad (4.15b)$$

Donde:

ω : Factor de amplificación dinámica definido por la ecuación 4.15.

Ω_0 : Factor de sobre-resistencia a flexión, cociente entre el momento nominal y el momento de diseño encontrado por el método DDBD del elemento en la sección crítica.

V_E : Fuerza de corte del elemento en la sección crítica encontrada con el método DDBD.

n : Número de pisos a partir de la zona crítica de la estructura.

Este edificio de marcos y muros consta de 12 pisos, el factor de amplificación dinámica ω es un término que representa el incremento en el corte debido a la participación de los modos de vibrar mayores.

$$\omega = 1.3 + \frac{n}{30} = 1.3 + \frac{12}{30} = 1.7 \quad (4.15b)$$

El factor de sobre-resistencia a flexión en esta oportunidad, en que el muro será armado a un nivel tal que sea exigido al límite de su resistencia por las fuerzas de diseño, el cociente entre el momento nominal y momento de diseño del muro tenderá al valor 1.0, pero en esta ocasión en que la resistencia esperada para el acero será un 25% mayor a la especificada (Tabla 1.3) aumentando la resistencia nominal del elemento, el valor finalmente adoptado para este coeficiente será $\Omega_0 = 1.25$.

El perfil del corte en la altura, entregado por la columna "9" de la Tabla 4.1 corresponde a un corte basal unitario, el cual es compartido por ambos muros en dirección X. El perfil de corte correspondiente a un sólo muro es la mitad de este y debe ser multiplicado por el corte basal total V_{Base} encontrado por la ecuación 3.2. Este perfil de corte se multiplica por los dos factores descritos arriba y así se encuentra finalmente el corte por capacidad.

En la siguiente Tabla 4.3 se listan los cortes de diseño y cortes por capacidad del elemento en la altura, junto con el corte máximo permitido en la sección para evitar falla por compresión diagonal, el cual corresponde a $2.65 A_{cv} \sqrt{f_c}$ [Kgf].

Tabla 4.3: Corte por capacidad en la altura.

Altura H_i (m)	V_{DDBD-} (tonf)	V_{DDBD+} (tonf)	V_{CAP-} (tonf)	V_{CAP+} (tonf)	V_{MAX} (tonf)
38.4	39.1	-39.1	83.0	-83.0	1131.3
35.2	39.1	-39.1	83.0	-83.0	1131.3
35.2	-51.5	51.5	-109.4	109.4	1131.3
32.0	-51.5	51.5	-109.4	109.4	1131.3
32.0	-133.8	133.8	-284.3	284.3	1131.3
28.8	-133.8	133.8	-284.3	284.3	1131.3
28.8	-207.9	207.9	-441.7	441.7	1131.3
25.6	-207.9	207.9	-441.7	441.7	1131.3
25.6	-273.7	273.7	-581.6	581.6	1131.3
22.4	-273.7	273.7	-581.6	581.6	1131.3
22.4	-331.3	331.3	-704.1	704.1	1131.3
19.2	-331.3	331.3	-704.1	704.1	1131.3
19.2	-380.7	380.7	-809.0	809.0	1131.3
16.0	-380.7	380.7	-809.0	809.0	1131.3
16.0	-421.9	421.9	-896.4	896.4	1131.3
12.8	-421.9	421.9	-896.4	896.4	1131.3
12.8	-454.8	454.8	-966.4	966.4	1131.3
9.6	-454.8	454.8	-966.4	966.4	1131.3
9.6	-479.5	479.5	-1018.9	1018.9	1131.3
6.4	-479.5	479.5	-1018.9	1018.9	1131.3
6.4	-495.9	495.9	-1053.9	1053.9	1131.3
3.2	-495.9	495.9	-1053.9	1053.9	1131.3
3.2	-504.2	504.2	-1071.4	1071.4	1131.3
0.0	-504.2	504.2	-1071.4	1071.4	1131.3

Dado a los valores de corte por capacidad en la sección, el espesor del muro en esta dirección se tuvo que aumentar de 30 a 45 [cm] para satisfacer la condición del límite máximo del corte. Ahora todos los cortes por capacidad son menores al corte máximo, lo que permite diseñar el muro de tal forma de satisfacer las condiciones de diseño al corte. A continuación en el gráfico de la Figura 4.3 se muestra el conjunto de cortes abarcados en la tabla anterior.

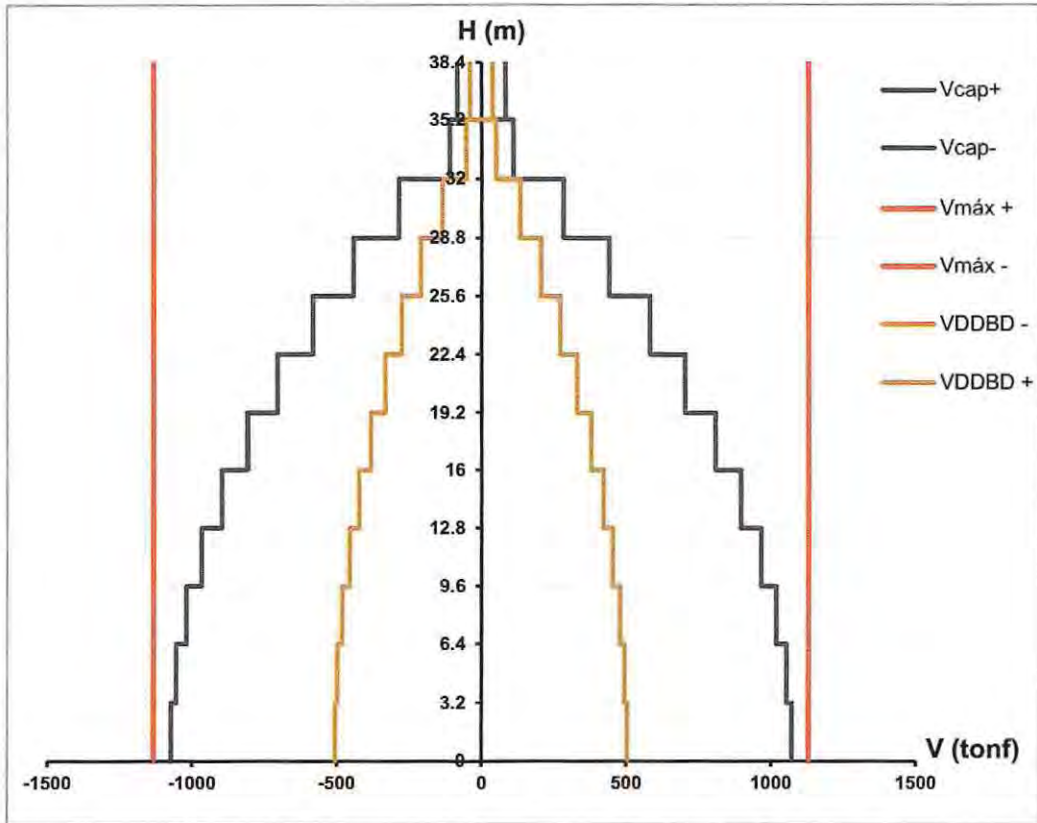


Figura 4.3: Diagrama de corte por capacidad en la altura.

4.1.11.- Diseño a flexión en vigas

El diseño fue basado en la suposición de igual resistencia proporcionada a cada viga en cada nivel a excepción del nivel del techo, donde la resistencia será la mitad de las correspondientes a los demás pisos.

La fuerza de corte basal soportada por los marcos corresponde al 20% del corte basal total, como fue asignado en la sección 4.1.1.

$$V_{F,Base} = 0.2 \cdot V_{Base} = 0.2 \cdot 1260 = 252 [Tonf] \quad (4.16)$$

En la dirección X son dos marcos los que comparten este corte basal, por lo tanto el corte basal de diseño para cada marco en dirección X toma el siguiente valor.

$$V_{F,c/marco} = \frac{V_{F,Base}}{2} = \frac{252}{2} = 126 \text{ [Tonf]} \quad (4.17)$$

En cada nivel hay 8 potenciales locaciones de rótula plástica en vigas para cada marco, por lo tanto la ecuación 4.18 entrega el momento de diseño en la viga, con todas las rótulas plásticas teniendo igual resistencia.

$$M_{bi} = \frac{V_F H_s}{n} = \frac{126 \cdot 3.2}{8} = 50.4 \text{ [Tonf} \cdot \text{m]} \quad (4.18)$$

Donde H_s corresponde a la altura de entrepiso y n al número de potenciales rótulas plásticas.

A nivel del techo, la capacidad de momento requerido será la mitad de este. Esta demanda de momento aplica en el centroide de la unión viga/columna, y será reducida para encontrar el momento de diseño en la cara de la columna en proporción a la razón ancho de columna / luz de la viga.

$$M_{bi} = 50.4 \cdot \left(1 - \frac{0.65}{6}\right) = 45.0 \text{ [Tonf} \cdot \text{m]} \quad (4.19)$$

Con un refuerzo longitudinal de 8 barras de 18 [mm] de diámetro, correspondiente a un área $A_s = 20.36 \text{ [cm}^2\text{]}$, la capacidad de momento satisface lo requerido y es calculada a continuación.

$$\begin{aligned} M_b &= f_y A_s \cdot \left(d - 0.59 \frac{f_y A_s}{f_c b}\right) \\ &= 4200 \cdot 20.36 \cdot \left(62 - 0.59 \cdot \frac{4200 \cdot 20.36}{250 \cdot 30}\right) = 47.27 \text{ [Tonf} \cdot \text{m]} \end{aligned} \quad (4.20)$$

Para el nivel del techo la resistencia proporcionada será la mitad de la definida para los demás pisos, es por esto que el refuerzo consistirá en 4 barras de 18 [mm] de diámetro, que corresponde a un área $A_s = 10.18 \text{ [cm}^2\text{]}$ y a una capacidad de momento $M_b = 25.07 \text{ [tonf} \cdot \text{m]}$.

La Figura 4.3 muestra la disposición del refuerzo longitudinal tanto para el nivel del techo como para el resto de los niveles.

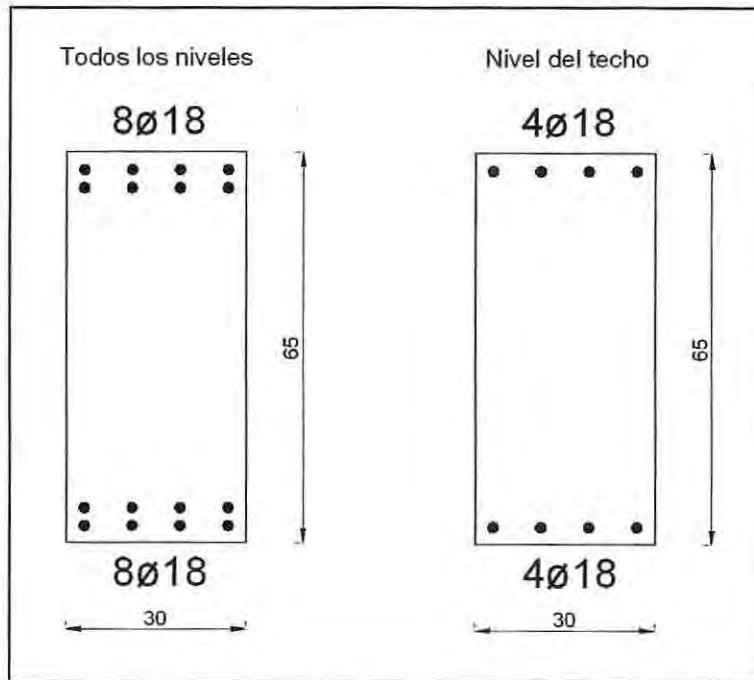


Figura 4.4: Disposición del refuerzo longitudinal en vigas.

4.1.12.- Corte por capacidad en vigas

Como se realizó en la sección 2.5.3, el corte por capacidad debe ser una buena aproximación del corte máximo que se generará en la viga, y corresponde a la suma del corte por capacidad más la acción gravitacional en la viga según la ecuación 2.8. El corte por capacidad es calculado así para las vigas de todos los niveles y para las correspondientes al nivel del techo considerando la sobre-resistencia del acero del refuerzo en 1.25 veces.

Para todos los niveles:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2} = \frac{1.25 \cdot (47.27 + 47.27)}{6} + 7.8 = 27.5 \text{ [Tonf]}$$

Para el nivel del techo:

$$V_e = \frac{1.25 \cdot (25.07 + 25.07)}{6} + 7.2 = 17.7 \text{ [Tonf]}$$

El corte máximo al que está permitido diseñar una viga es $V_e = 2.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A \text{ [kgf]}$
 $= 2.1 \cdot \sqrt{250} \cdot (30 \cdot 62) = 61.8 \text{ [Tonf]}$. Como se puede notar este corte está por muy sobre el corte obtenido por capacidad lo que permite proporcionarle a la viga la armadura necesaria para resistir los esfuerzos de corte.

4.1.13.- Diseño a flexión en columnas

El corte basal de diseño para cada columna será considerando que las tres columnas interiores tomaran el doble del corte basal total del marco que las columnas exteriores, entonces el corte en la base de las columnas externas e internas respectivamente son:

$$V_{col,ext} = \frac{V_{F, c/marco}}{8} = \frac{126}{8} = 15.8 \text{ [Tonf]} \quad (4.21a)$$

$$V_{col,int} = \frac{V_{F, c/marco}}{4} = \frac{126}{4} = 31.5 \text{ [Tonf]} \quad (4.21b)$$

Los correspondientes momentos en la base de las columnas externas e internas están dados por las ecuaciones 4.22a y 4.22b.

$$M_{col,ext} = 0.5 V_{col,ext} H_s = 0.5 \cdot 15.8 \cdot 3.2 = 25.2 \text{ [Tonf} \cdot \text{m]} \quad (4.22a)$$

$$M_{col,int} = 0.5 V_{col,int} H_s = 0.5 \cdot 31.5 \cdot 3.2 = 50.4 \text{ [Tonf} \cdot \text{m]} \quad (4.22b)$$

Para los ejes 1 y 4, la carga axial asociada a las columnas exteriores es $P_{axial,col,ext} = 201.8 \text{ [Tonf]}$, para las columnas interiores la carga axial es $P_{axial,col,int} = 283.5 \text{ [Tonf]}$ considerando el peso propio y sobrecargas. Con la armadura mínima correspondiente al 1% de la sección gruesa, la capacidad de resistencia es más que suficiente para soportar las cargas de diseño. Abajo se muestra la curva de interacción de momento y carga axial para ambas columnas.

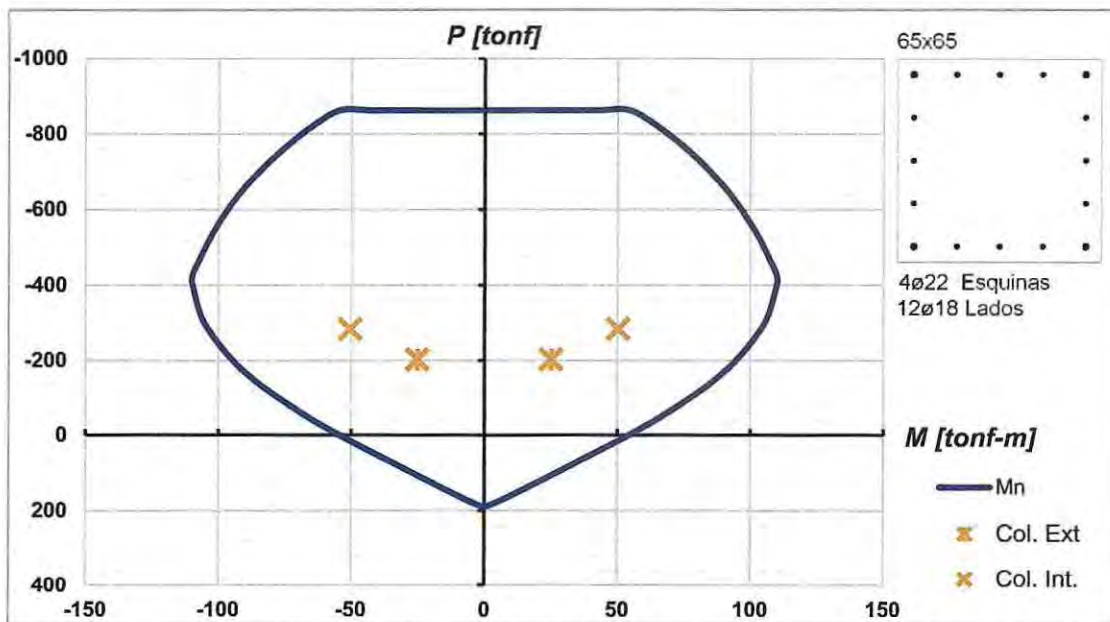


Figura 4.5: Curva de interacción de columnas externas e internas, ejes 1 y 4.

4.1.14.- Corte por capacidad en columnas

El corte se debe determinar considerando las máximas fuerzas que se puedan generar en las caras de los nudos en cada extremo del elemento. Estas fuerzas en el nudo se deben determinar usando las resistencias a flexión máximas probables M_{pr} en cada extremo del elemento.

Al igual que en la sección 2.5.5, el corte por capacidad expresado en la ecuación 2.10 considera que el refuerzo alcanza un 25% más del esfuerzo de fluencia $f_y = 4200 \text{ [Kgf/cm}^2\text{]}$.

El momento nominal en la cara de la columna es el mismo en ambos extremos y corresponde a $M_{n,col} = 86 \text{ [Tonf} \cdot \text{m]}$, por lo tanto la ecuación queda como sigue.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{ln} = \frac{1.25 \cdot (110.1 + 110.1)}{3.2} = 82.6 \text{ [Tonf]} \quad (2.10)$$

El corte máximo que puede resistir la columna es $V_{m\acute{a}x.} = 2.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A \text{ [Kgf]}$, para estas columnas de sección $65 \times 65 \text{ [cm}^2\text{]}$ el corte máximo que se puede desarrollar es $V_{m\acute{a}x.} = 2.1 \cdot \sqrt{250} \cdot (65 \cdot 65) = 140.3 \text{ [Tonf]}$ lo que significa que es posible diseñar la sección para que resista el corte por capacidad.

4.2.- Análisis en dirección Y

Dado que es el mismo procedimiento descrito para la dirección X, la información entregada en esta sección será resumida a los pasos de mayor relevancia.

4.2.1.- Asignación de la proporción de resistencia

Dado a la cantidad de marcos que intervienen en la resistencia sísmica y la cantidad de posibles rótulas plásticas en las vigas, la proporción del corte basal que soportarán los marcos será escogida en $\beta_F = 0.3$.

4.2.2.- Perfil de momento y altura de inflexión del muro

Otra vez se asume un perfil de desplazamiento lineal, donde las fuerzas laterales serán proporcionales a $m_i H_i$. A su vez las fuerzas relativas en los niveles del edificio serán proporcionales a $m_i H_i / \sum m_i H_i$. Con estos valores ya es posible encontrar el corte total por nivel y momento volcante total, los que son repartidos a marcos y a muros. La Tabla 4.4 lista los valores antes mencionados.

Tabla 4.4: Cálculos preliminares para determinar H_{CF} .

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Piso	Altura H_i (m)	Masa m_i (ton)	$m_i H_i$	F_i (rel.)	V_i (rel.)	$M_{OTM,i}$ (rel.)	$V_{F,i}$ marco	$V_{W,i}$ muro	$M_{W,i}$ muro
12	38.4	46.0	1765.45	0.138	0.138	0.00	0.3	-0.162	0.00
11	35.2	52.2	1837.93	0.144	0.282	0.44	0.3	-0.018	-0.52
10	32	52.2	1670.84	0.131	0.412	1.34	0.3	0.112	-0.58
9	28.8	52.2	1503.76	0.118	0.530	2.66	0.3	0.230	-0.22
8	25.6	52.2	1336.68	0.104	0.634	4.36	0.3	0.334	0.52
7	22.4	52.2	1169.59	0.091	0.726	6.39	0.3	0.426	1.59
6	19.2	52.2	1002.51	0.078	0.804	8.71	0.3	0.504	2.95
5	16	52.2	835.42	0.065	0.869	11.28	0.3	0.569	4.56
4	12.8	52.2	668.34	0.052	0.922	14.06	0.3	0.622	6.38
3	9.6	52.2	501.25	0.039	0.961	17.01	0.3	0.661	8.37
2	6.4	52.2	334.17	0.026	0.987	20.09	0.3	0.687	10.49
1	3.2	52.2	167.08	0.013	1.000	23.25	0.3	0.700	12.69
BASE	0	0	0.00	0.000	1.000	26.45	0.3	0.700	14.93
Σ		620.3	12793.02	1					

De la columna "10" el punto de inflexión del muro se encuentra entre los pisos 8 y 9, y la altura se encuentra interpolando linealmente como sigue a continuación:

$$H_{CF} = 25.6 + 3.2 \cdot \frac{0.52}{(0.22+0.52)} = 27.85 [m] \quad (4.23)$$

4.2.3.- Perfil de desplazamiento de fluencia del muro

La curvatura de fluencia del muro es dada por la ecuación 4.24 a continuación. El término l_w corresponde al largo de la sección de muro en la dirección de análisis, que en este caso es 7.5 [m].

$$\phi_{yw} = 2.0 \cdot \frac{\varepsilon_y}{l_w} = 2.0 \cdot \frac{0.002}{7.5} = 0.000533 [1/m] \quad (4.24)$$

El perfil de desplazamiento en fluencia en la altura es dado por las ecuaciones 4.25 y 4.26 dependiendo si la altura considerada está por sobre o bajo la altura de inflexión del muro. Este perfil de desplazamientos de fluencia es listado en la columna "4" de la Tabla 4.5.

Para $H_i \leq 27.85$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6 H_{CF}} \right) = 0.000533 \left(\frac{H_i^2}{2} - \frac{H_i^3}{6 \cdot 27.85} \right) \quad (4.25)$$

Para $H_i > 27.85$

$$\Delta_{yi} = \phi_{yw} \left(\frac{H_{CF} H_i}{2} - \frac{H_{CF}^2}{6} \right) = 0.000533 \left(\frac{27.85 H_i}{2} - \frac{27.85^2}{6} \right) \quad (4.26)$$

4.2.4.- Perfil de desplazamiento de diseño

Al igual que para la otra dirección, para que el análisis sea consistente al basado en las fuerzas del segundo capítulo, el desplazamiento en el techo debe ser idéntico. Así el límite drift definido en esta ocasión, el cual proporciona tal desplazamiento en el techo es $\theta_c = 0.0083$.

El perfil de desplazamientos de diseño es dado así por la ecuación 4.27 y se lista en la columna "5" de la Tabla 4.5 junto con otros valores utilizados para los cálculos de más adelante.

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + \left(\theta_c - \frac{\phi_{yw} H_{CF}}{2} \right) H_i \quad (4.27)$$

$$\Delta_{Di} = \Delta_{yi} + \left(0.0083 - \frac{0.000533 \cdot 27.85}{2} \right) H_i = \Delta_{yi} + 0.000873 H_i$$

Tabla 4.5: Desplazamientos de fluencia y de diseño.

1	2	3	4	5	6	7	8
Piso	Altura H_i (m)	Masa m_i (ton)	Δ_{yi} (m)	Δ_{Di} (m)	$m_i \Delta_{Di}^2$	$m_i \Delta_{Di}$	$m_i \Delta_{Di} H_i$
12	38.4	46.0	0.216	0.250	2.872	11.492	441.28
11	35.2	52.2	0.192	0.223	2.605	11.664	410.56
10	32	52.2	0.169	0.197	2.022	10.276	328.83
9	28.8	52.2	0.145	0.170	1.513	8.888	255.98
8	25.6	52.2	0.121	0.144	1.078	7.503	192.07
7	22.4	52.2	0.098	0.118	0.722	6.140	137.54
6	19.2	52.2	0.076	0.093	0.447	4.833	92.80
5	16	52.2	0.055	0.069	0.250	3.615	57.84
4	12.8	52.2	0.037	0.048	0.121	2.518	32.24
3	9.6	52.2	0.022	0.030	0.048	1.576	15.13
2	6.4	52.2	0.010	0.016	0.013	0.820	5.25
1	3.2	52.2	0.003	0.005	0.002	0.284	0.91
BASE	0	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00
Σ		620.3			11.694	69.608	1970.41

4.2.5.- Desplazamiento de diseño sistema SDOF

Los cálculos necesarios son listados en las columnas "6" y "7" de la Tabla 4.5. El desplazamiento de diseño es dado por la ecuación 3.3 del tercer capítulo.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{11.694}{69.608} = 0.1680 [m] \quad (3.3)$$

4.2.6.- Altura efectiva

Los cálculos adicionales para la altura efectiva se listan en la columna "8" de la Tabla 4.5. De la ecuación 3.11 la altura efectiva es:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} = \frac{1970.41}{69.608} = 28.31 [m] \quad (3.11)$$

4.2.7.- Amortiguamiento equivalente

Primero las demandas de ductilidad de los muros y marcos deben ser evaluadas.

a) *Muros:* El desplazamiento de fluencia de la estructura sustituta SDOF es encontrado sustituyendo H_e en la ecuación 4.6 ya que $H_e > H_{CF}$.

$$\Delta_{yW} = 0.000533 \left(\frac{27.85 \cdot 28.31}{2} - \frac{27.85^2}{6} \right) = 0.1413 [m] \quad (4.26)$$

De la ecuación 3.12 La demanda de ductilidad de desplazamiento del muro es:

$$\mu_d = \frac{\Delta_d}{\Delta_{yW}} = \frac{0.1680}{0.1413} = 1.189 \quad (3.12)$$

De la ecuación 3.14a el amortiguamiento del muro es:

$$\xi_W = 0.05 + 0.444 \left(\frac{1.189-1}{1.189 \pi} \right) = 0.0725 \quad (3.14a)$$

Este amortiguamiento corresponde al 7.25% del amortiguamiento crítico.

b) *Marcos*: Con el conocimiento del drift de fluencia θ_{yF} para marcos de hormigón armado se puede determinar el desplazamiento de fluencia para posteriormente encontrar la ductilidad de desplazamiento.

$$\theta_{yF} = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} = 0.5 \cdot 0.002 \frac{7.5}{0.7} = 0.0107 \quad (4.28)$$

L_b y h_b corresponden al largo de la luz de la viga y a la profundidad de la viga respectivamente. La siguiente ecuación 4.29 define el desplazamiento de fluencia correspondiente al marco de hormigón.

$$\Delta_{yF} = H_e \theta_{yF} = 28.31 \cdot 0.0107 = 0.3033 [m] \quad (4.29)$$

Este desplazamiento de fluencia es mayor al desplazamiento de diseño, lo que significa que el marco estará trabajando en el rango elástico de la respuesta. Entonces el valor que adopta el amortiguamiento del marco corresponderá sólo al amortiguamiento elástico $\xi_F = 0.05$ y no incluye parte del amortiguamiento histerético.

Así el amortiguamiento viscoso equivalente del sistema es dado por la ecuación 3.13.

$$\begin{aligned} \xi_{sistema} &= \frac{\xi_W M_{OTM,W} + \xi_F M_{OTM,F}}{M_{OTM}} \\ &= \frac{0.0725 \cdot 14.93 + 0.05 \cdot (26.45 - 14.93)}{26.45} = 0.0627 \end{aligned} \quad (3.13)$$

Donde $M_{OTM,W}$ y $M_{OTM,F}$ son el momento volcante en la base del muro y marco respectivamente, y M_{OTM} es el momento volcante total, todos entregados por la Tabla 4.4. Finalmente el amortiguamiento del sistema corresponde al 6.27% del amortiguamiento crítico.

4.2.8.- Fuerza de corte basal

a) *Periodo efectivo:* En la Figura 4.6 se grafica otra vez el espectro de desplazamiento elástico entregado por el Decreto Supremo N°61 para contrastarlo con el espectro reducido correspondiente al nivel de amortiguamiento encontrado para el sistema. El factor de reducción de desplazamiento espectral $R_{0.0627}$ es obtenido de la ecuación 4.30.

$$R_{\xi} = \left(\frac{0.07}{0.02 + \xi} \right)^{0.5} \quad (4.30)$$

$$R_{0.0627} = \left(\frac{0.07}{0.02 + 0.0627} \right)^{0.5} = 0.9201$$

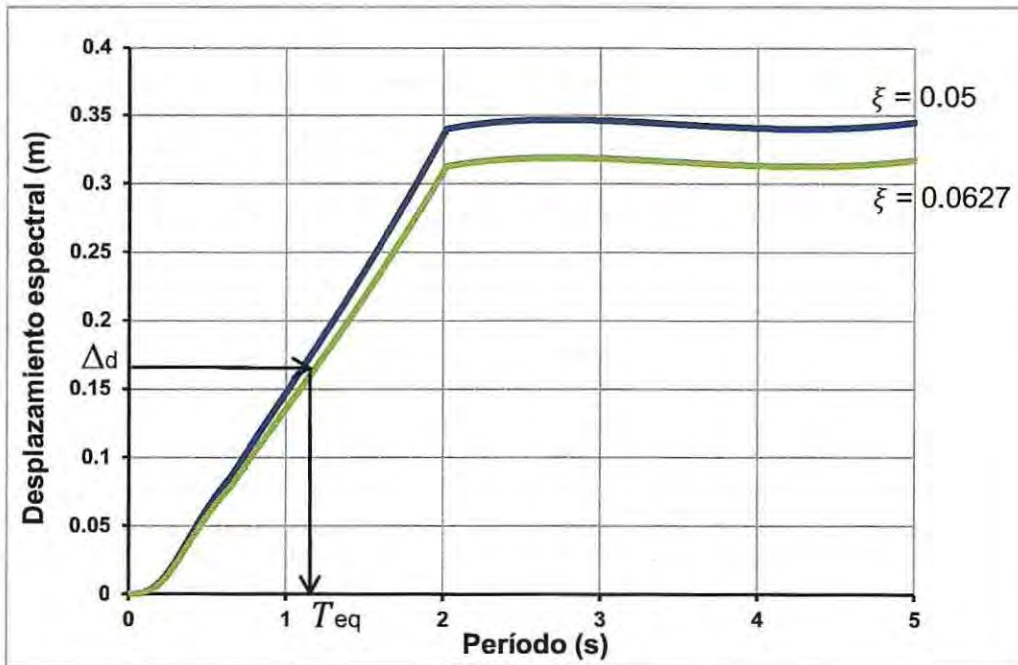


Figura 4.6: Espectro de respuesta de desplazamientos.

Con el espectro de desplazamientos a nivel de amortiguamiento del sistema, lo que resta es entrar por el eje de desplazamientos con el valor del desplazamiento de diseño del sistema SDOF, para cruzar con el espectro y leer el período equivalente de la estructura. Este es $T_{eq} = 1.17$ [s].

b) *Masa efectiva:* Se obtiene de la ecuación 3.10 y de la Tabla 4.5.

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} = \frac{69.608}{0.1680} = 414.33 \text{ [Ton]} \quad (3.10)$$

c) *Rigidez efectiva:* De la ecuación 3.1.

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} = \frac{4\pi^2 \cdot 414.33}{1.17^2} = 11949 \text{ [Tonf/m]} \quad (3.1)$$

d) *Corte basal:* De la ecuación 3.2.

$$F = V_{Base} = K_e \Delta_d = 11949 \cdot 0.1680 = 2007 \text{ [Tonf]} \quad (3.2)$$

4.2.9.- Diseño a flexión de la base del muro

De la Tabla 4.4 el momento total en la base del muro es dado por la ecuación 4.31.

$$M_{W,Base} = 14.93 V_{Base} = 14.93 \cdot 2007 = 29965 \text{ [Tonf} \cdot \text{m]} \quad (4.31)$$

Este momento es compartido por dos muros según la planta de la Figura 4.1, resultando en un momento de diseño de la ecuación 4.32.

$$M_{W,c/muro} = \frac{M_{W,Base}}{2} = \frac{29965}{2} = 14982 \text{ [Tonf} \cdot \text{m]} \quad (4.32)$$

La carga axial que está presente en el sismo en esta dirección es $P_{axial} = 1615 \text{ [Tonf]}$ correspondiente al peso propio mas el total de las sobre cargas de uso. La sección 4.3 muestra la armadura final del muro considerando las acciones en ambas direcciones

4.2.10.- Corte por capacidad en muros

Al igual que para la dirección X, el corte por capacidad para el muro está dado por la ecuación 4.14. Tanto el factor de amplificación dinámica como el factor de sobre-resistencia en flexión siguen tomando el mismo valor de $\omega = 1.7$ y $\Omega_0 = 1.25$ respectivamente.

El perfil de corte de la columna "9" de la Tabla 4.4 se reparte entre los dos muros que trabajan en la dirección Y. Este a su vez se multiplica con el corte basal total encontrado para la dirección de análisis.

La Tabla 4.6 lista para cada nivel los valores del corte de diseño, cortes por capacidad y corte máximo para la sección del elemento.

Tabla 4.6: Corte por capacidad en la altura.

Altura H_i (m)	V_{DDBD-} (tonf)	V_{DDBD+} (tonf)	V_{CAP-} (tonf)	V_{CAP+} (tonf)	$V_{MÁX}$ (tonf)
38.4	162.6	-162.6	345.5	-345.5	1571.3
35.2	162.6	-162.6	345.5	-345.5	1571.3
35.2	18.4	-18.4	39.1	-39.1	1571.3
32.0	18.4	-18.4	39.1	-39.1	1571.3
32.0	-112.7	112.7	-239.5	239.5	1571.3
28.8	-112.7	112.7	-239.5	239.5	1571.3
28.8	-230.7	230.7	-490.2	490.2	1571.3
25.6	-230.7	230.7	-490.2	490.2	1571.3
25.6	-335.6	335.6	-713.0	713.0	1571.3
22.4	-335.6	335.6	-713.0	713.0	1571.3
22.4	-427.3	427.3	-908.1	908.1	1571.3
19.2	-427.3	427.3	-908.1	908.1	1571.3
19.2	-506.0	506.0	-1075.2	1075.2	1571.3
16.0	-506.0	506.0	-1075.2	1075.2	1571.3
16.0	-571.5	571.5	-1214.5	1214.5	1571.3
12.8	-571.5	571.5	-1214.5	1214.5	1571.3
12.8	-624.0	624.0	-1325.9	1325.9	1571.3
9.6	-624.0	624.0	-1325.9	1325.9	1571.3
9.6	-663.3	663.3	-1409.5	1409.5	1571.3
6.4	-663.3	663.3	-1409.5	1409.5	1571.3
6.4	-689.5	689.5	-1465.2	1465.2	1571.3
3.2	-689.5	689.5	-1465.2	1465.2	1571.3
3.2	-702.6	702.6	-1493.1	1493.1	1571.3
0.0	-702.6	702.6	-1493.1	1493.1	1571.3

En esta dirección el muro también debió ser modificado en el espesor del alma aumentándolo de 30 a 50 [cm], esto es para que los cortes por capacidad estén siempre bajo el límite máximo de 1571.3 [tonf].

Todos los cortes por capacidad son menores que el corte máximo, lo que permite colocar la armadura necesaria para satisfacer las condiciones de diseño al corte. A continuación en el gráfico de la Figura 4.7 se muestran los cortes mencionados anteriormente.

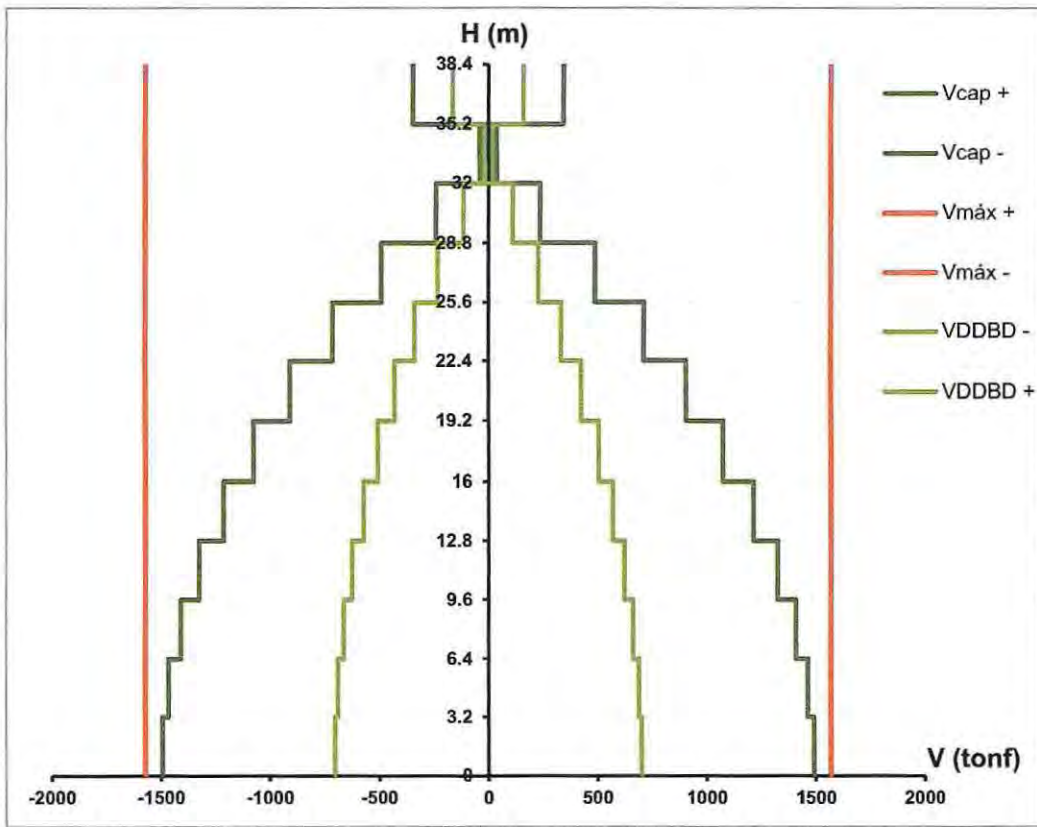


Figura 4.7: Diagrama de corte por capacidad en la altura.

4.2.11.- Diseño a flexión en vigas

Para esta dirección el diseño también fue basado en la suposición de igual resistencia proporcionada a cada viga en cada nivel a excepción del nivel del techo, donde la resistencia será la mitad de las correspondientes a los demás pisos.

La fuerza de corte basal resistida por los marcos en esta dirección corresponde al 30% del corte basal total, como fue asignado en la sección 4.2.1.

$$V_{F,Base} = 0.3 \cdot V_{Base} = 0.3 \cdot 2007 = 602 \text{ [Tonf]} \quad (4.33)$$

En la dirección Y son tres marcos los que comparten este corte basal, por lo tanto el corte basal de diseño para cada marco en dirección Y toma el siguiente valor.

$$V_{F,c/marco} = \frac{V_{F,Base}}{3} = \frac{602}{3} = 201 \text{ [Tonf]} \quad (4.34)$$

En cada nivel de cada marco hay 6 potenciales ubicaciones de rótula plástica en los términos de la viga. La ecuación 4.35 entrega el momento de diseño en la viga, con todas las rótulas plásticas teniendo igual resistencia.

$$M_{bi} = \frac{V_F H_s}{n} = \frac{201 \cdot 3.2}{6} = 107.2 \text{ [Tonf} \cdot \text{m]} \quad (4.35)$$

Donde H_s corresponde a la altura de entrepiso y n al número de potenciales rótulas plásticas. A nivel del techo, la capacidad de momento requerido será la mitad de este.

Esta demanda de momento aplica en el centroide de la unión viga/columna, y será reducida para encontrar el momento de diseño en la cara de la columna en proporción a la razón ancho de columna / luz de la viga.

$$M_{bi} = 107.1 \cdot \left(1 - \frac{0.65}{7.5}\right) = 97.8 \text{ [Tonf} \cdot \text{m]} \quad (4.36)$$

Con un refuerzo longitudinal de 5 barras de 25 [mm] de diámetro más 5 barras de 22 [mm] de diámetro, correspondiente a un área $A_s = 43.55 \text{ [cm}^2\text{]}$, la capacidad de momento de la viga satisface los requerimientos de resistencia y es calculado a continuación.

$$\begin{aligned} M_b &= f_y A_s \cdot \left(d - 0.59 \frac{f_y A_s}{f_c b}\right) \\ &= 4200 \cdot 43.55 \cdot \left(67 - 0.59 \cdot \frac{4200 \cdot 43.55}{250 \cdot 35}\right) = 100.0 \text{ [Tonf} \cdot \text{m]} \end{aligned} \quad (4.37)$$

Para el nivel del techo la resistencia proporcionada será la mitad de la definida para los demás pisos, es por esto que el refuerzo consistirá en 4 barras de 25 [mm] de diámetro, que corresponde a un área $A_s = 19.63 \text{ [cm}^2\text{]}$ y a una capacidad de momento $M_b = 50.66 \text{ [tonf} \cdot \text{m]} \text{ .}$

La Figura 4.8 muestra la disposición del refuerzo longitudinal tanto para el nivel del techo como para el resto de los niveles.

Las vigas de los ejes B y D al no ser consideradas en el mecanismo de resistencia en dirección Y se les asignará la misma armadura a flexión consideradas para las vigas en dirección X.

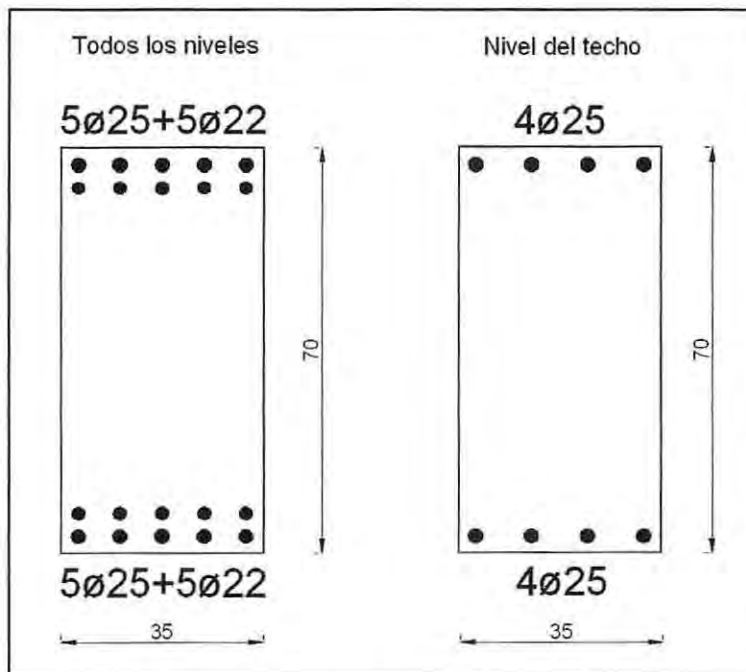


Figura 4.8: Disposición del refuerzo longitudinal en vigas.

4.2.12.- Corte por capacidad en vigas

El corte por capacidad es calculado con la ecuación 2.8 para las vigas de todos los niveles y para las correspondientes al nivel del techo considerando la sobre-resistencia del acero del refuerzo en 1.25 veces mayor.

Para todos los niveles:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2} = \frac{1.25 \cdot (100 + 100)}{7.5} + 14.3 = 47.6 \text{ [Tonf]}$$

Para el nivel del techo:

$$V_e = \frac{1.25 \cdot (50.66 + 50.66)}{7.5} + 9.7 = 26.6 \text{ [Tonf]}$$

El corte máximo al que está permitido diseñar una viga es $V_e = 2.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A \text{ [kgf]}$
 $= 2.1 \cdot \sqrt{250} \cdot (35 \cdot 67) = 77.9 \text{ [Tonf]}$. Este corte está por sobre el corte obtenido en las vigas lo que permite proporcionarle la armadura necesaria para resistir los esfuerzos de diseño por capacidad.

4.2.13.- Diseño a flexión en columnas

El corte en la base de la columna será calculado considerando que las dos columnas interiores toman el doble de corte basal que las dos columnas externas. El corte basal tanto para las columnas externas e internas es calculado a continuación.

$$V_{col,ext} = \frac{V_{F, c/marco}}{6} = \frac{201}{6} = 33.5 \text{ [Tonf]} \quad (4.38a)$$

$$V_{col,int} = \frac{V_{F, c/marco}}{3} = \frac{201}{3} = 67.0 \text{ [Tonf]} \quad (4.38b)$$

Los correspondientes momentos en la base de las columnas externas e internas están dados por las ecuaciones 4.39a y 4.39b.

$$M_{col,ext} = 0.5 V_{col,ext} H_s = 0.5 \cdot 33.5 \cdot 3.2 = 53.6 \text{ [Tonf} \cdot \text{m]} \quad (4.39a)$$

$$M_{col,int} = 0.5 V_{col,int} H_s = 0.5 \cdot 67.0 \cdot 3.2 = 107.1 \text{ [Tonf} \cdot \text{m]} \quad (4.39b)$$

Para los marcos externos de los ejes A y F, la carga axial asociada a las columnas exteriores es $P_{axial,col,ext} = 201.8 \text{ [Tonf]}$ y para las columnas interiores la carga axial es $P_{axial,col,int} = 263.7 \text{ [Tonf]}$. A continuación se muestra la curva de interacción de momento y carga axial para ambas columnas.

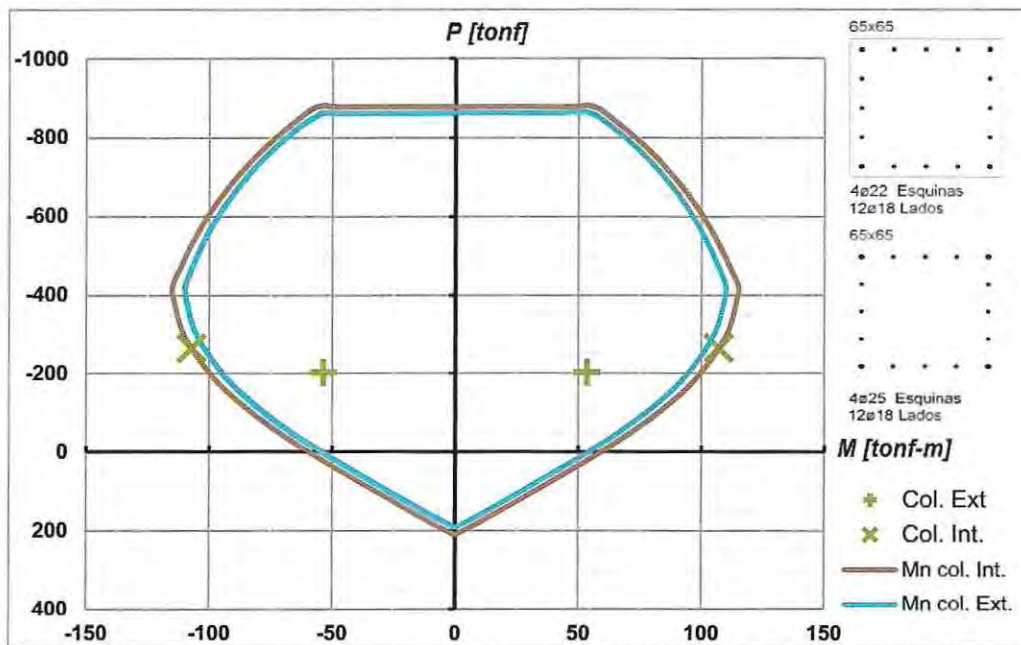


Figura 4.9: Curva de interacción de columnas externas e internas, Ejes A y F.

Para las columnas interiores fue necesario aumentar el diámetro de las barras de esquina de 22 a 25 [cm]. Para las columnas externas se conserva la misma configuración de las columnas en la dirección X, 4 ϕ 22 en las esquinas más 12 ϕ 18 en los lados, correspondiente a poco más de la cantidad de armadura mínima a flexión.

Para el eje central C, la carga para las columnas exteriores es $P_{axial,col,ext} = 305.1$ [Tonf] y para las columnas interiores es $P_{axial,col,int} = 495.6$ [Tonf]. Con la armadura mínima correspondiente al 1% de la sección gruesa, la capacidad de resistencia es suficiente para soportar las cargas de diseño. A continuación se muestran las curvas de interacción de momento y carga axial para ambas columnas.

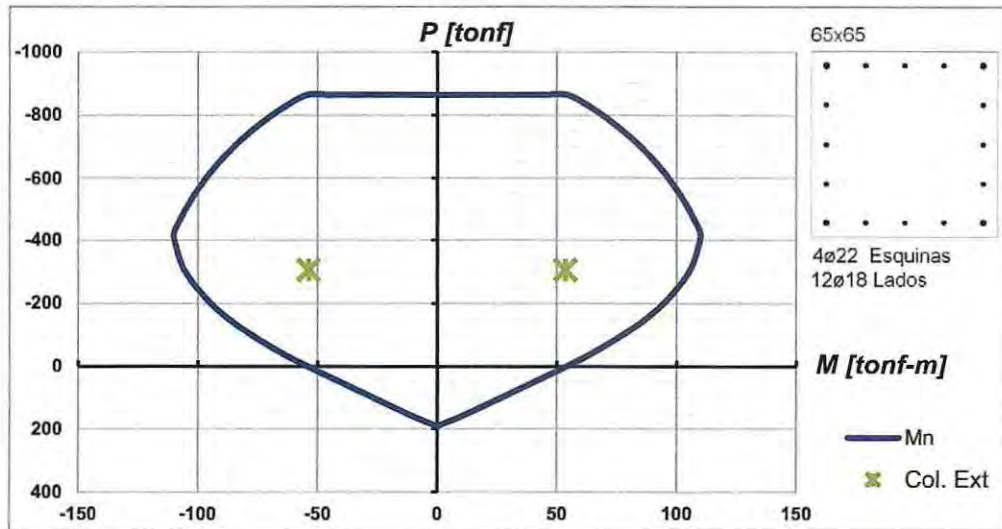


Figura 4.10: Curva de interacción de columnas externas, eje C.

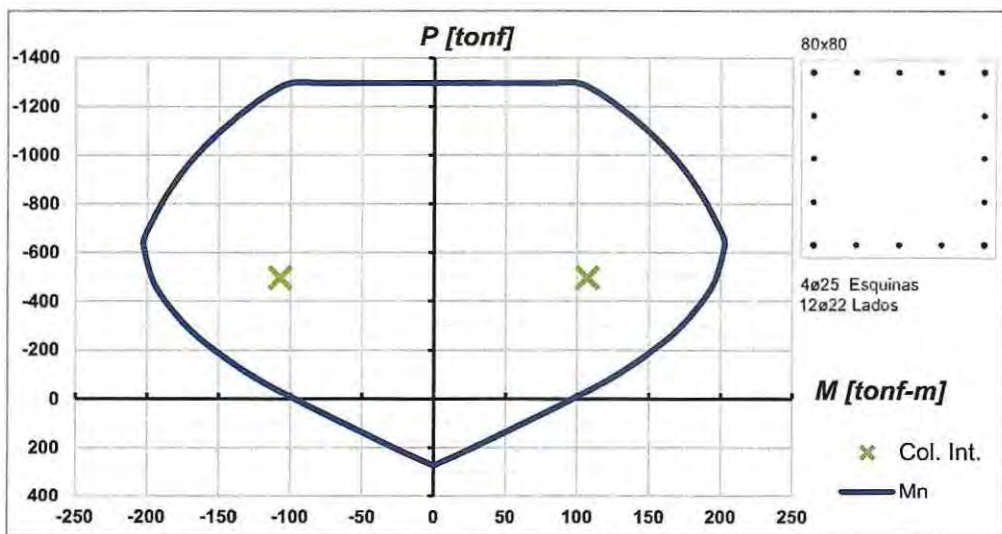


Figura 4.11: Curva de interacción de columnas internas, eje C.

4.2.14.- Corte por capacidad en columnas

Para las columnas externas de los ejes A, C y F el momento nominal en la cara de la columna es el mismo en ambos extremos y corresponde a $M_{n,col} = 110.1 [Tonf \cdot m]$, por lo tanto la ecuación queda como sigue.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{ln} = \frac{1.25 \cdot (110.1 + 110.1)}{3.2} = 82.6 [Tonf]$$

En tanto para las columnas centrales de los ejes A y F el momento nominal correspondiente es $M_{n,col} = 114.3 [Tonf \cdot m]$, así el corte por capacidad es:

$$V_e = \frac{1.25 \cdot (114.3 + 114.3)}{3.2} = 89.3 [Tonf]$$

Para las columnas centrales del eje C, el momento nominal es $M_{n,col} = 202.5 [Tonf \cdot m]$, El corte por capacidad en este caso tiene el valor de:

$$V_e = \frac{1.25 \cdot (202.5 + 202.5)}{3.2} = 158.2 [Tonf]$$

El corte máximo que puede resistir la columna es $V_{m\acute{a}x.} = 2.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot A [Kgf]$, para las columnas de sección 65x65 [cm²] correspondientes a los ejes A, C y F, el corte máximo desarrollado es $V_{m\acute{a}x.} = 2.1 \cdot \sqrt{250} \cdot (65 \cdot 65) = 140.3 [Tonf]$. En cambio para la sección de 80x80 [cm²] del eje C, el corte máximo es $V_{m\acute{a}x.} = 2.1 \cdot \sqrt{250} \cdot (80 \cdot 80) = 212.5 [Tonf]$, lo que implica en que todas las columnas de los ejes dispuestos en dirección Y se pueden diseñar adecuadamente a esfuerzos de corte.

4.3.- Armadura a flexión final del muro

Con los respectivos momentos de diseño determinados en ambas direcciones ortogonales, junto con los espesores definidos por los requerimientos del corte por capacidad, ya es posible proporcionar la armadura a flexión del muro tanto en las alas como en el alma, de modo de otorgarles la resistencia necesaria. Como resumen a continuación se muestran los momentos de diseño para cada dirección. La carga axial $P_u = 1615 [Tonf]$ es la misma en ambos sentidos.

$$M_{W, Direc. X} = 11825 [Tonf \cdot m]$$

$$M_{W, Direc. Y} = 14982 [Tonf \cdot m]$$

En la dirección X la armadura dispuesta en flexión concentrada en los bordes de las alas del muro constará de cuatro filas, cada una con 13 barras de 32 [mm] de diámetro separadas a 12 [cm] con un total de 52 $\varnothing 32$. También tendrá 4 mallas con barras de 12 [mm] repartidas uniformemente cada 12 [cm] a lo largo de las alas.

En la dirección Y la armadura concentrada en el borde de la sección tendrá 4 filas, cada una con 11 barras de 32 [mm] de diámetro separadas a 12 [cm] con un total de 44 $\varnothing 32$. Esta dirección cuenta también con 4 mallas $\varnothing 12a12$ repartida a lo largo del alma del muro.

La Figura 4.12 muestra la disposición del refuerzo en flexión del muro con el respectivo detalle.

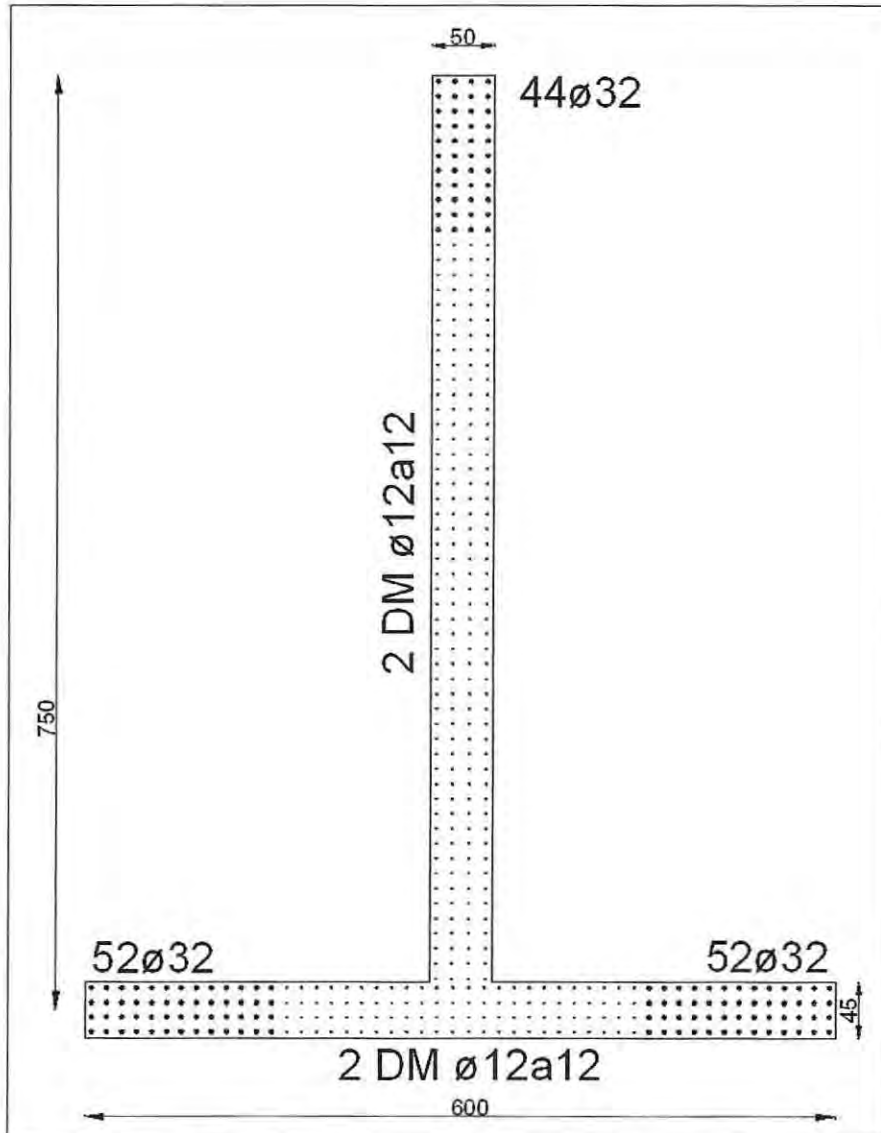


Figura 4.12: Disposición de la armadura en flexión del muro.

Las curvas de interacción de momento y carga axial para el muro son mostradas en las Figuras 4.13 y 4.14 correspondiente a las direcciones X e Y respectivamente, además de las solicitaciones de estos esfuerzos encontrados con el método DDBD. Todos los puntos permanecen dentro del área delimitada por las curvas de la resistencia nominal del elemento.

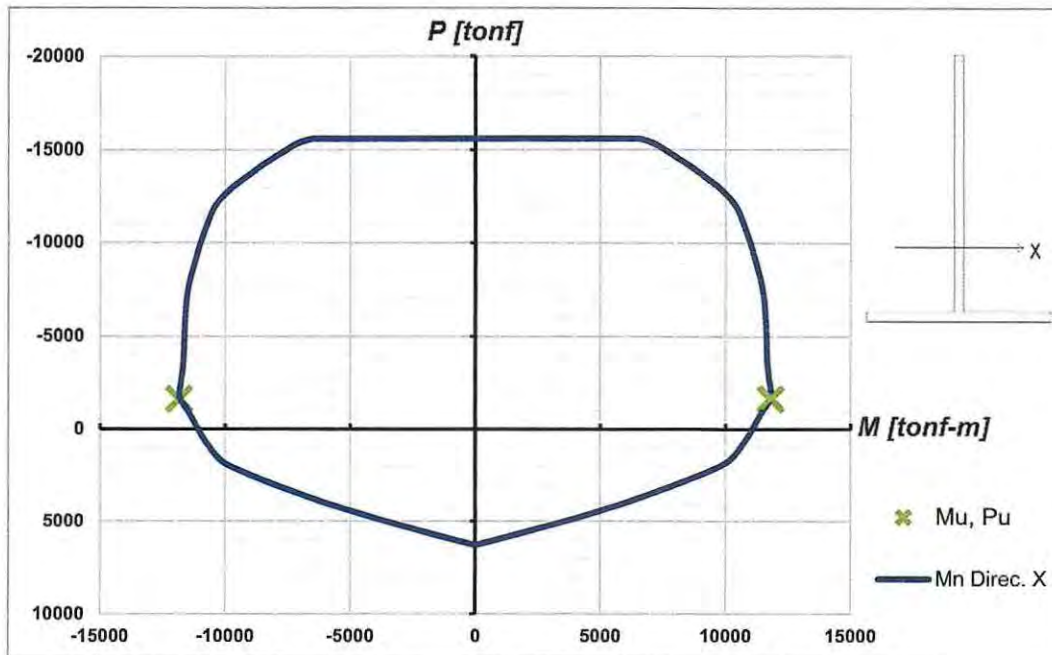


Figura 4.13: Curva de interacción del muro en dirección X.

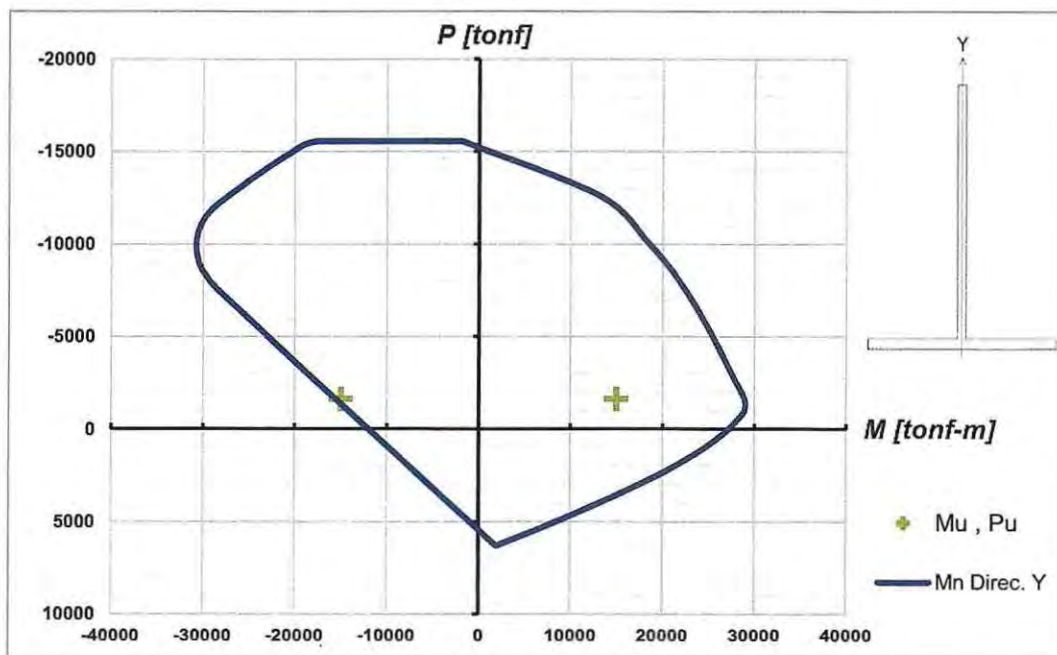


Figura 4.14: Curva de interacción del muro en dirección Y.

CAPÍTULO V

ANÁLISIS NO LINEAL

El análisis no lineal tiempo-historia proporciona un método bastante preciso para determinar o verificar la respuesta de una estructura diseñada para el nivel de intensidad de diseño. Un objetivo claro de este análisis es que verifica que las deformaciones y rotaciones inelásticas satisfagan los límites de diseño.

5.1.- Parámetros del modelo

5.1.1.- Nodos y elementos

El proceso de modelación con el programa RUAUMOKO 2D comienza con la definición de la estructura en el archivo de entrada para el programa. La modelación abarcará sólo el análisis en la dirección Y. Los ejes A, B y C serán los involucrados en la verificación del diseño tanto para el método de diseño basado en las fuerzas (DBF) de la práctica chilena y para el del método de Diseño Directo Basado en los Desplazamientos (DDBD) (Figuras 1.1 y 4.1). Considerando esto, la masa por piso a ser considerada en el modelo de análisis debe ser la mitad de la masa total por piso. La Figura 5.1 muestra la definición de los nodos y de los elementos componentes de la estructura.

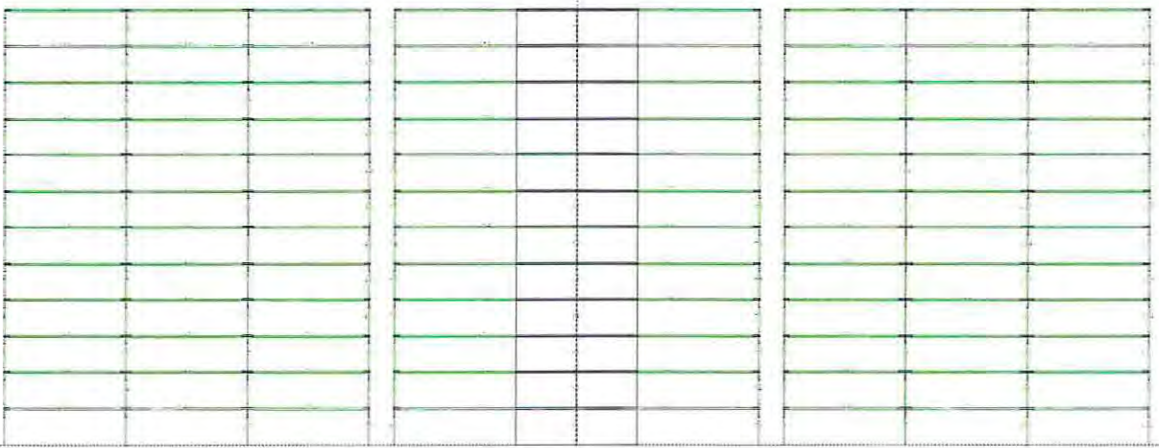


Figura 5.1: Modelación en RUAUMOKO 2D, ejes A, B y C.

A estos distintos elementos que componen la estructura para este modelo se les debe asignar las propiedades de la sección.

5.1.2.- Propiedades de los elementos

Las propiedades de la sección de los elementos se definen según las vigas, las columnas y el muro. Es preciso definir el módulo de elasticidad y módulo de corte para el hormigón, ya definidos en la Tabla 1.2. Para el caso del acero del refuerzo de los elementos las propiedades del material están definidas en la Tabla 1.3 y Figura 2.24.

Las reglas histeréticas para las vigas y columnas será la regla de TAKEDA Modificada mostrada en la Figura 5.2. Para el muro la regla de histéresis utilizada será la regla SINA definida a continuación en la Figura 5.3. Esta es una regla que considera una degradación tri-lineal de la rigidez del elemento.

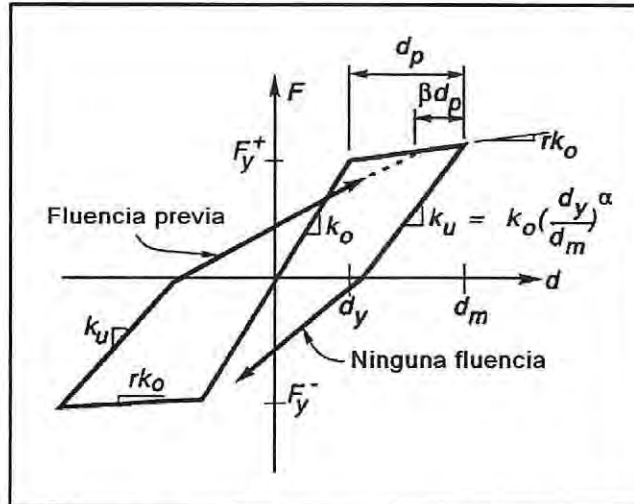


Figura 5.2: Regla histerética TAKEDA Modificada.

Fuente: Manual RUAMOKO 2D, 2008.

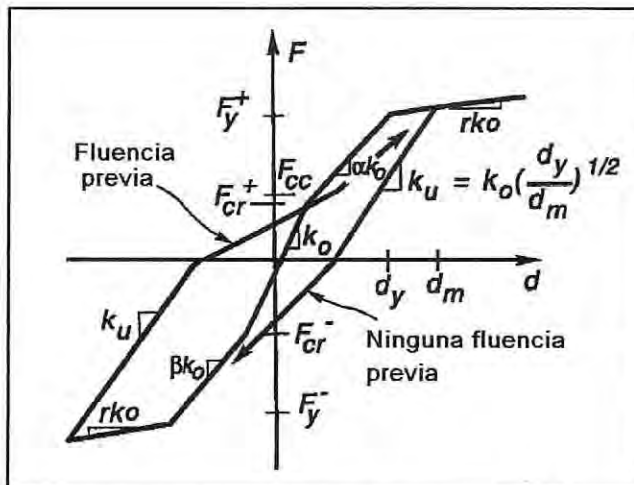


Figura 5.3: Regla histerética SINA de degradación tri-lineal.

Fuente: Manual RUAMOKO 2D, 2008.

Para las vigas se deben definir el momento nominal positivo y negativo para cada extremo del elemento. Para las columnas se define la superficie de interacción de fluencia obtenida desde el diagrama de interacción para cada tipo de columna, los parámetros relevantes de la superficie de fluencia son mostrados en la Figura 5.4.

Para el muro la superficie de fluencia se muestra en la Figura 5.5, aquí la superficie para cada cuadrante es definida por una parábola.

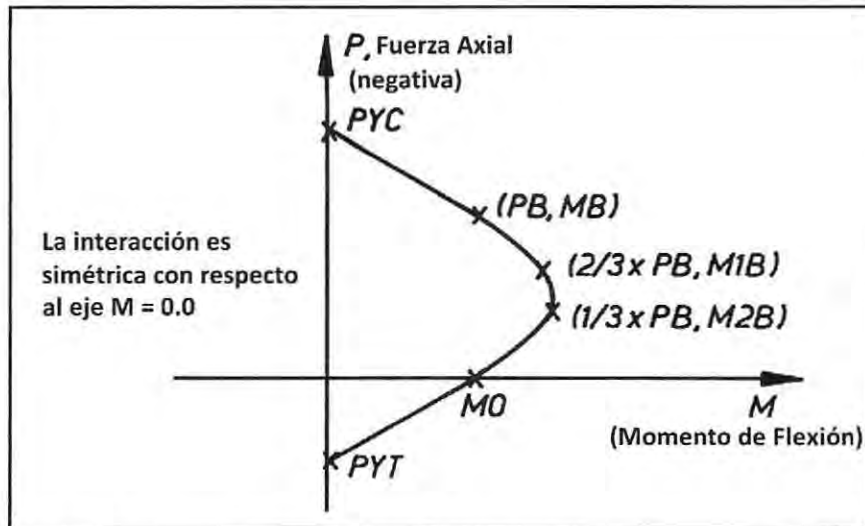


Figura 5.4: Superficie de interacción de fluencia para columnas de hormigón.

Fuente: Manual RUAMOKO 2D, 2008.

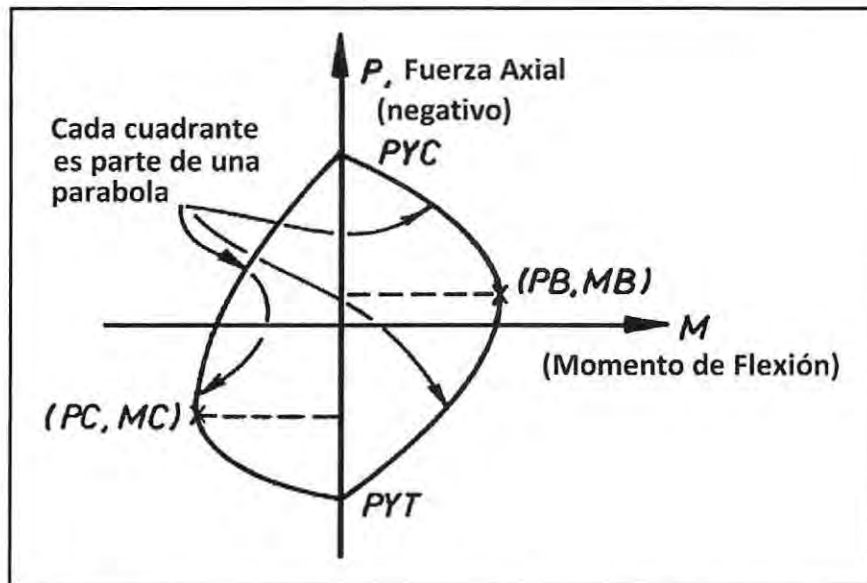


Figura 5.5: Superficie de interacción de fluencia para el muro.

Fuente: Manual RUAMOKO 2D, 2008.

5.2.- Registros de Aceleraciones

Para la verificación del diseño ante terremotos reales se dispone de los registros de aceleraciones correspondientes al terremoto del 27 de Febrero del 2010 para las ciudades de Concepción, Constitución y Valparaíso.

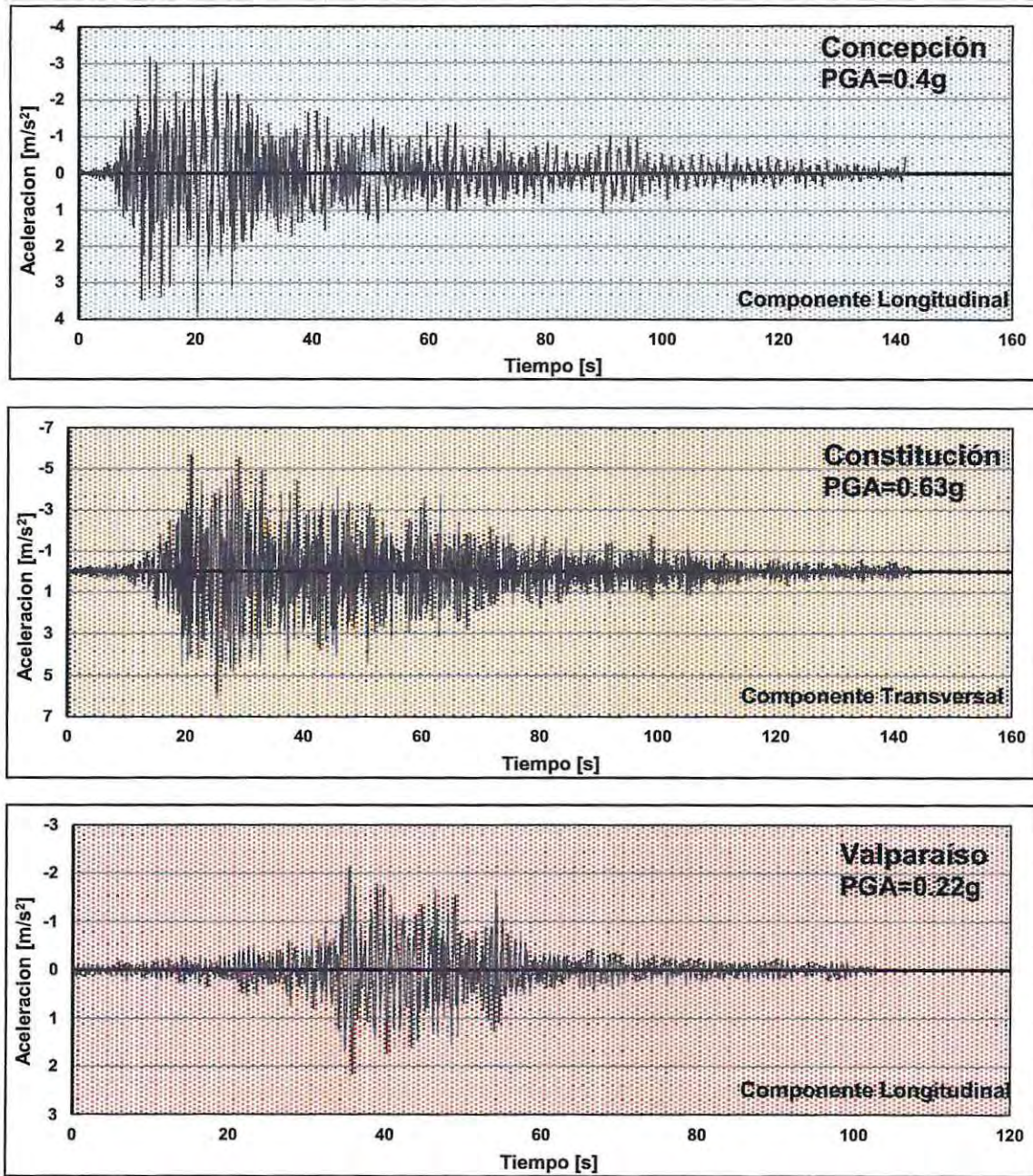


Figura 5.6: Registros de aceleraciones de Concepción, Constitución y Valparaíso.

Fuente: Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile, 2010.

CAPÍTULO VI

COMPARACIÓN DE RESULTADOS

6.1.- Concepción 27F

6.1.1.- Desplazamientos

Tanto las envolventes de los desplazamientos laterales absolutos como los desplazamientos relativos de entrepiso se muestran a continuación en las Figuras 5.7 y 5.8 para el diseño basado en las fuerzas y para el diseño basado en desplazamientos respectivamente. Estas envolventes consideran los valores máximos de los desplazamientos obtenidos a lo largo de la duración del registro de aceleraciones.

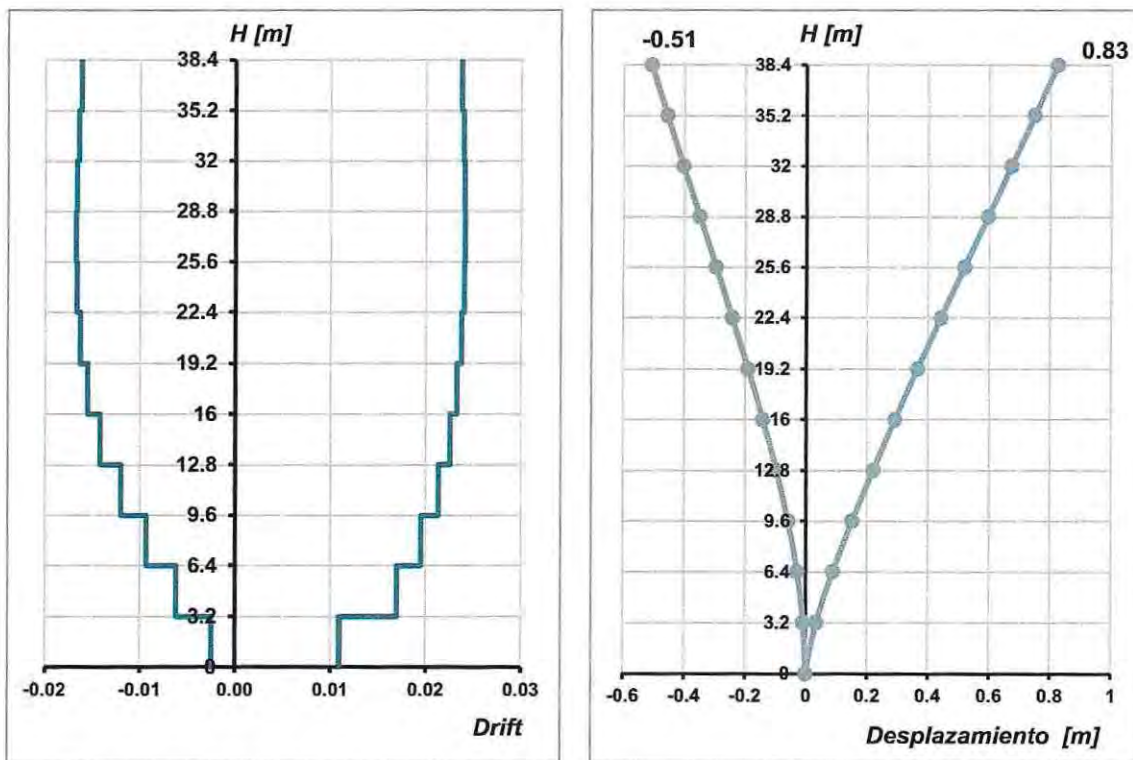


Figura 6.1: Desplazamientos de entrepiso y desplazamientos absolutos, DBF.

El desplazamiento máximo en el nivel del techo corresponde a $\delta_{techo} = 0.83 [m]$ equivalente al 2.16% de la altura total del edificio.

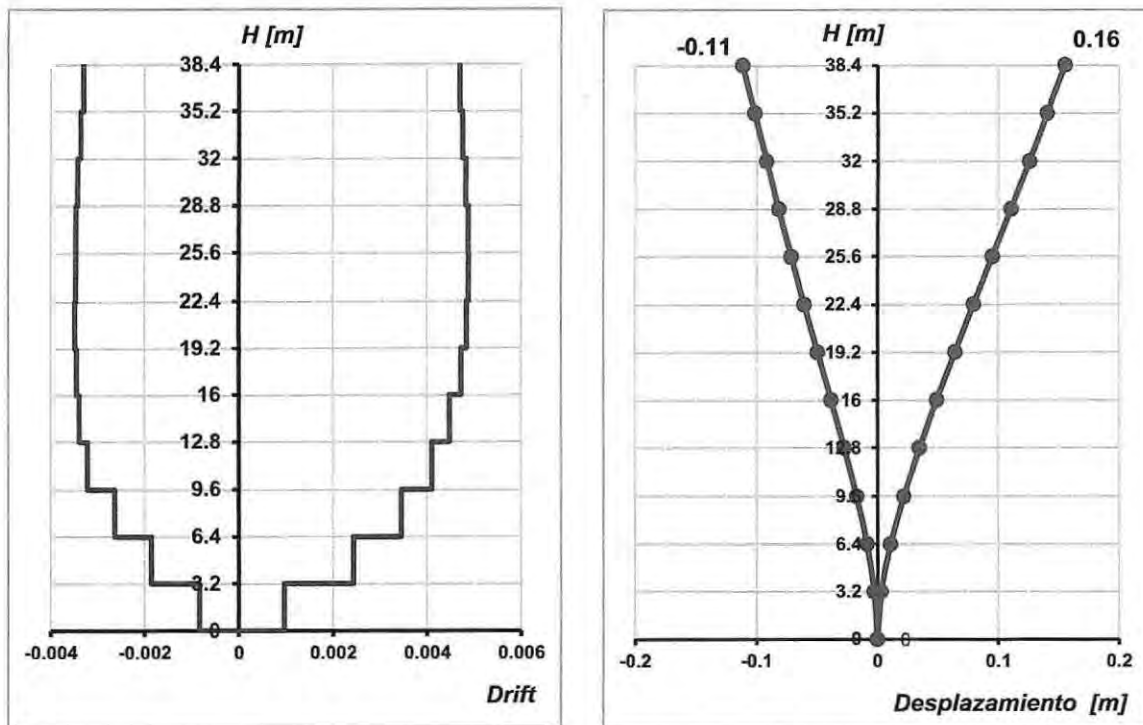


Figura 6.2: Desplazamientos de entrepiso y desplazamientos absolutos, DDBD.

El desplazamiento máximo en el nivel del techo corresponde a $\delta_{techo} = 0.16 [m]$ equivalente al 0.42% de la altura total del edificio.

6.1.2.- Demandas de ductilidad de curvatura

Considerar la ductilidad de los elementos resistentes de una estructura se convierte en una tarea muy importante, ya que frente a un sismo de magnitud considerable, una estructura debe ser capaz de absorber y disipar energía de deformación sufriendo daños pero nunca llegando al colapso. La ductilidad está directamente relacionada con la capacidad de deformación que tiene la estructura, cuando esta incursiona en el rango no lineal superando las deformaciones de fluencia y sin perder la capacidad para soportar las cargas.

A continuación se comparan las demandas de ductilidad de curvatura de las secciones más solicitadas.

a) Vigas

En la Figura 6.3 se presenta el diagrama de momento-curvatura para las vigas más solicitadas junto con las curvas de histéresis para el extremo del elemento más demandado tanto para el DBF como para el DDBD.

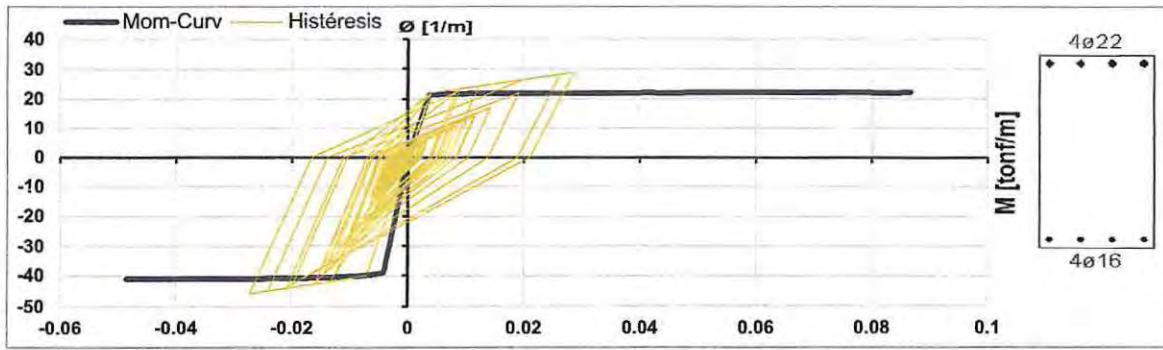


Figura 6.3: Diagrama momento-curvatura Viga 35x70, DBF.

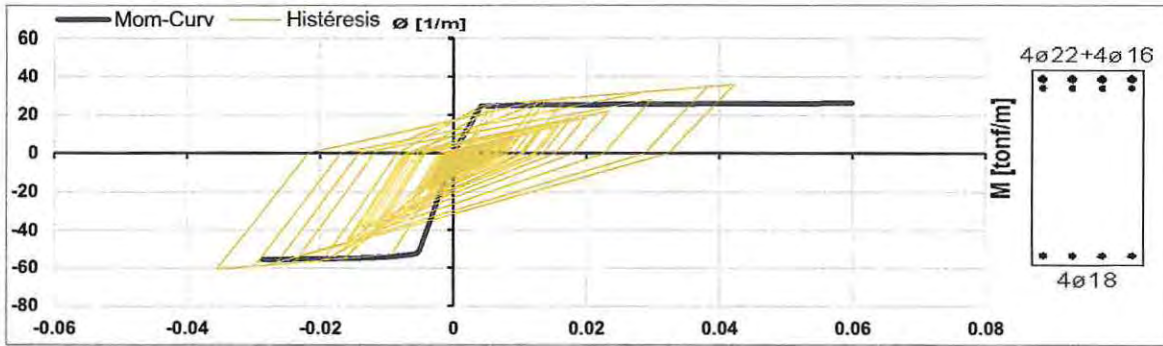


Figura 6.4: Diagrama momento-curvatura Viga 30x65, DBF.

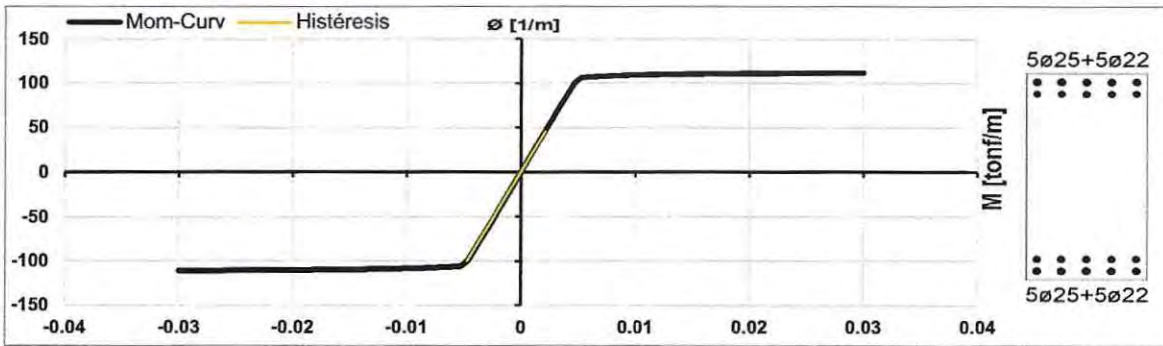


Figura 6.5: Diagrama momento-curvatura Viga 35x70, DDBD.

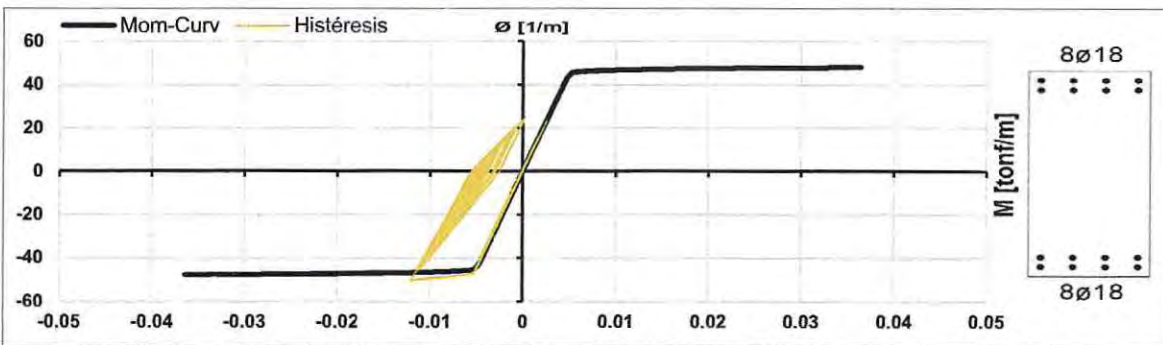


Figura 6.6: Diagrama momento-curvatura Viga 30x65, DDBD.

b) Columnas

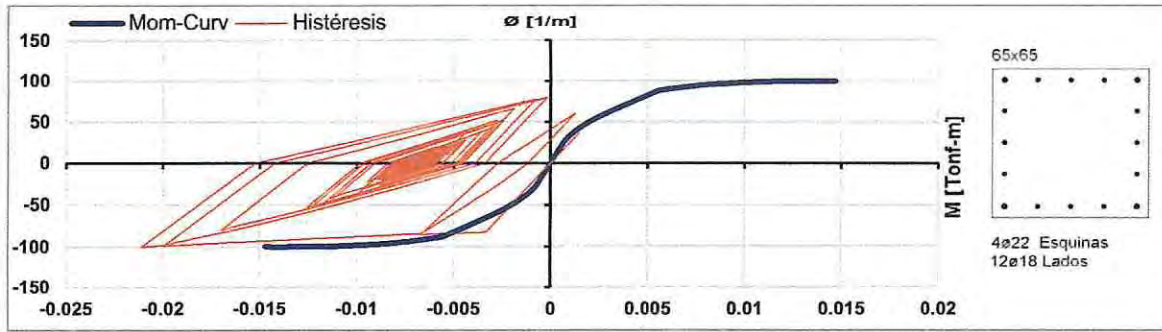


Figura 6.7: Diagrama momento-curvatura Columna 65x65, DBF.

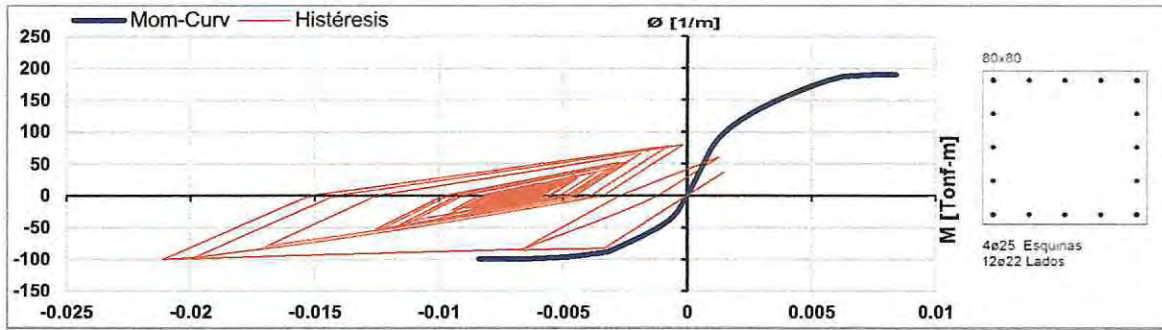


Figura 6.8: Diagrama momento-curvatura Columna 80x80, DBF.

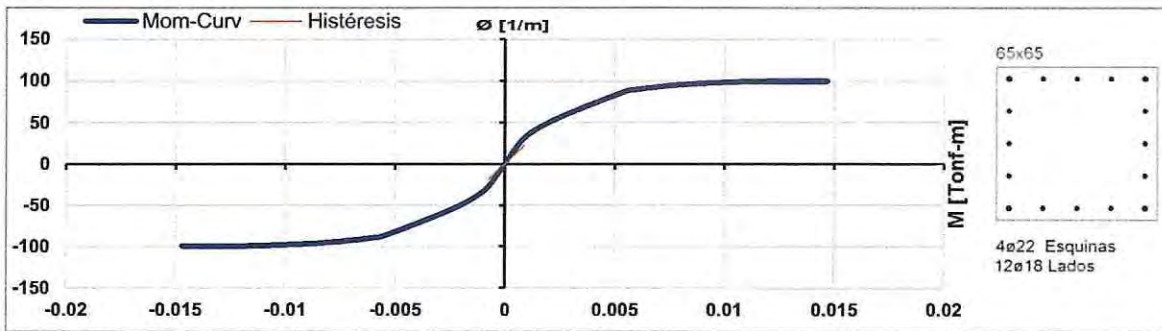


Figura 6.9: Diagrama momento-curvatura Columna 65x65, DDBD.

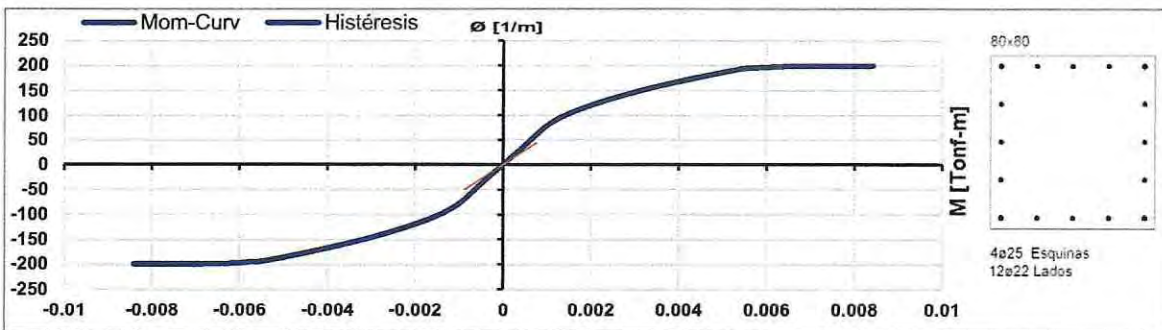


Figura 6.10: Diagrama momento-curvatura Columna 80x80, DDBD.

c) Muro

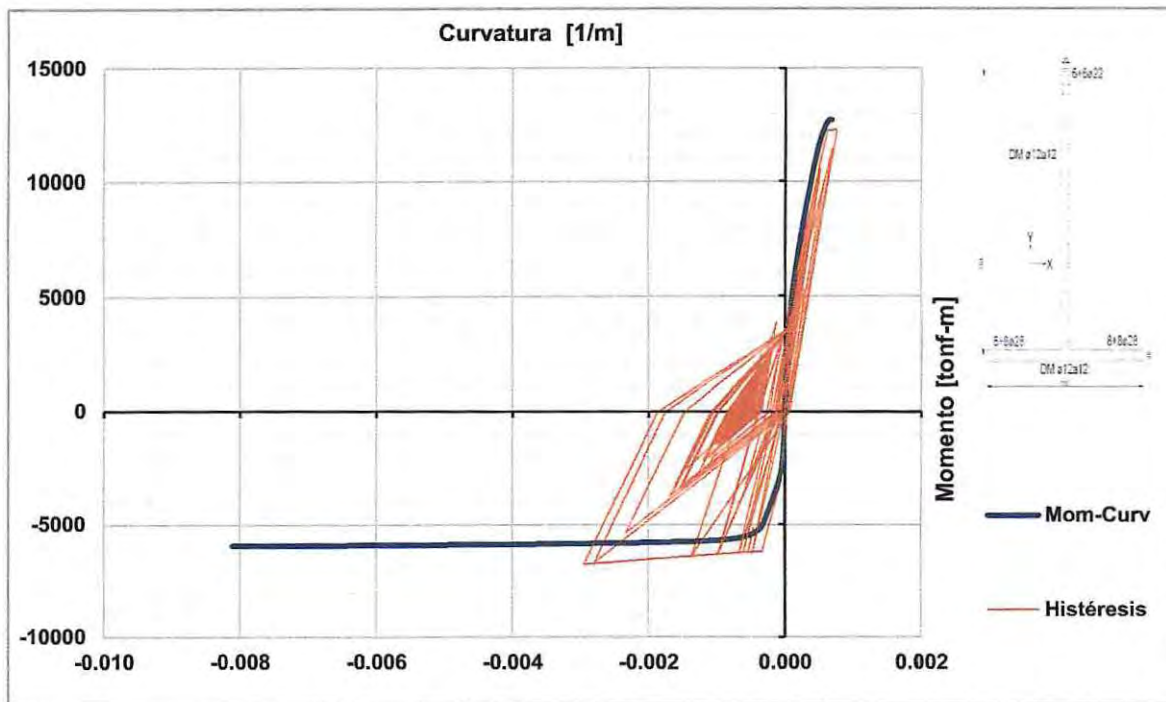


Figura 6.11: Diagrama momento-curvatura del muro, DBF.

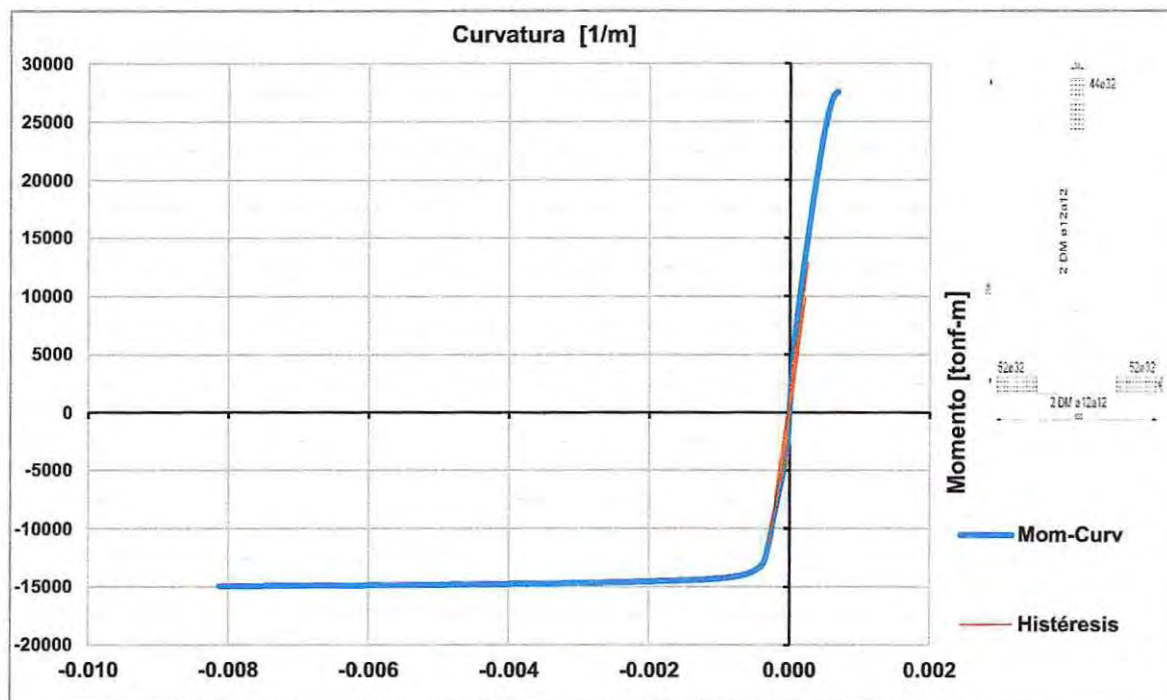


Figura 6.12: Diagrama momento-curvatura del muro, DDBD.

6.1.3.- Momentos y cortes en el muro

Aquí se presentan los diagramas de momento y cortante en la altura del muro para ambos métodos de diseño empleados.

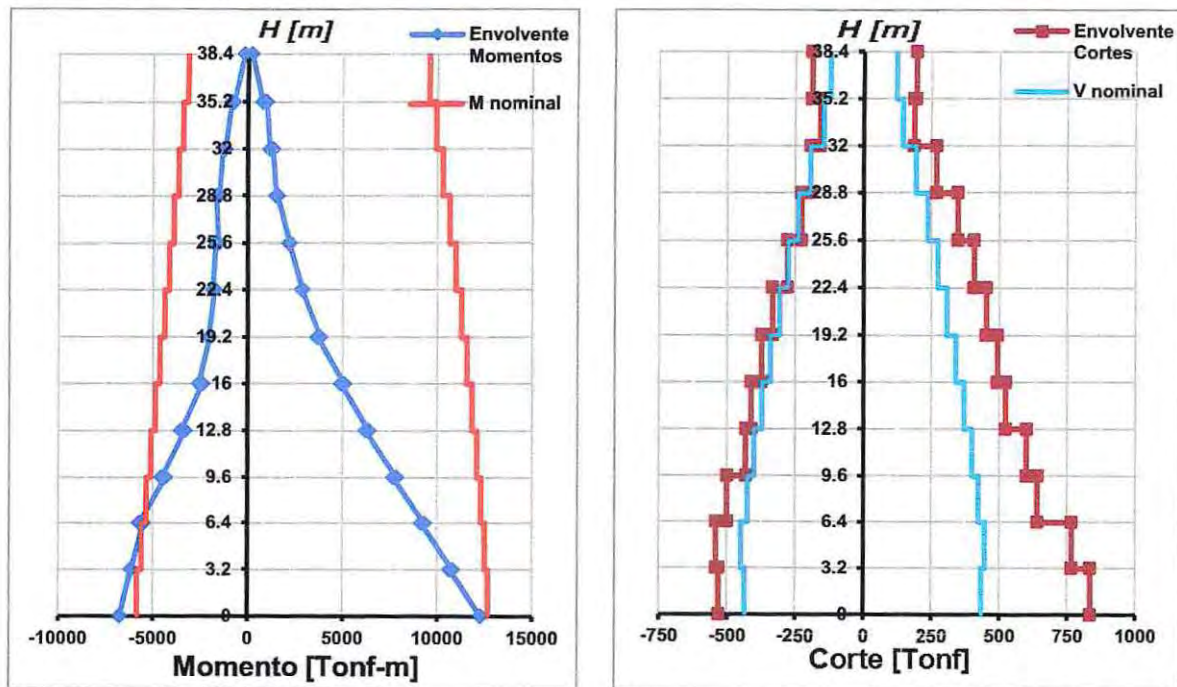


Figura 6.13: Diagramas de momento y corte del muro, DBF.

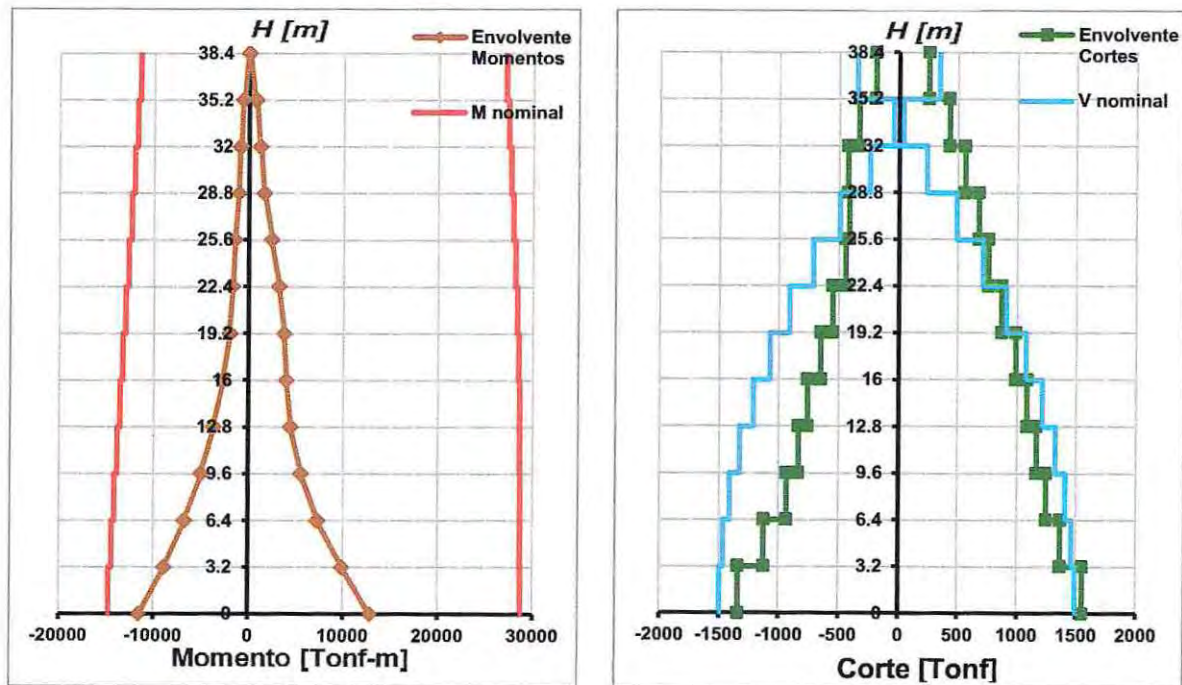


Figura 6.14: Diagramas de momento y corte del muro, DDBD.

6.2.- Constitución 27F

6.2.1.- Desplazamientos

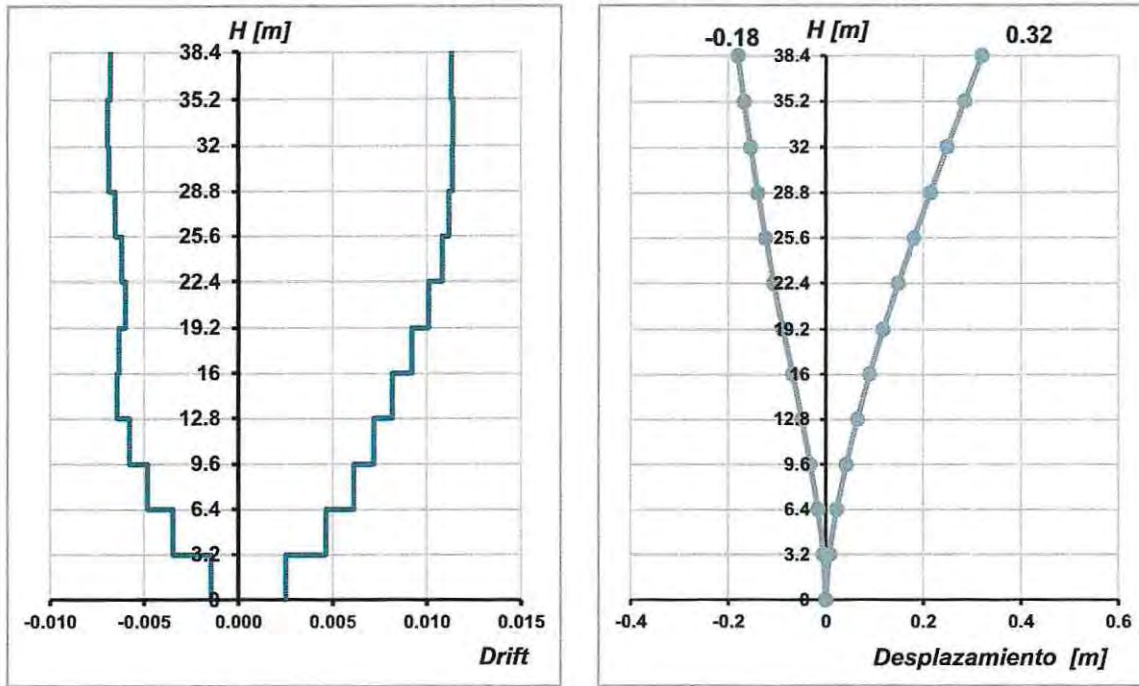


Figura 6.15: Desplazamientos de entrepiso y desplazamientos absolutos, DBF.

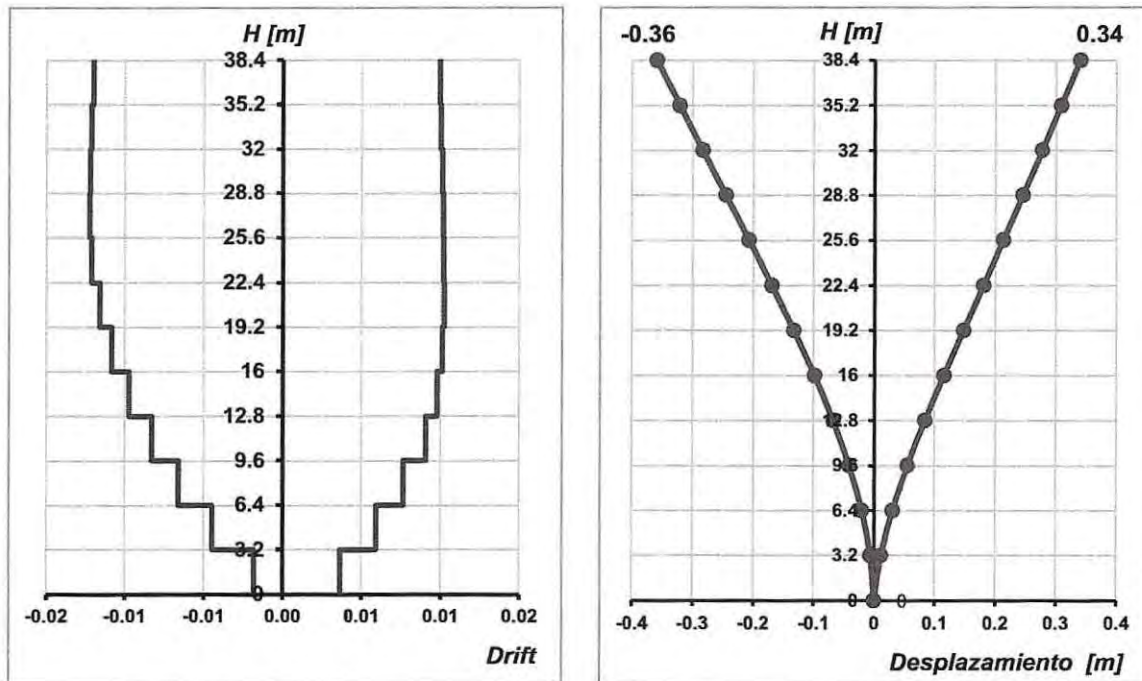


Figura 6.16: Desplazamientos de entrepiso y desplazamientos absolutos, DDBD.

6.2.2.- Demandas de ductilidad de curvatura

a) Vigas

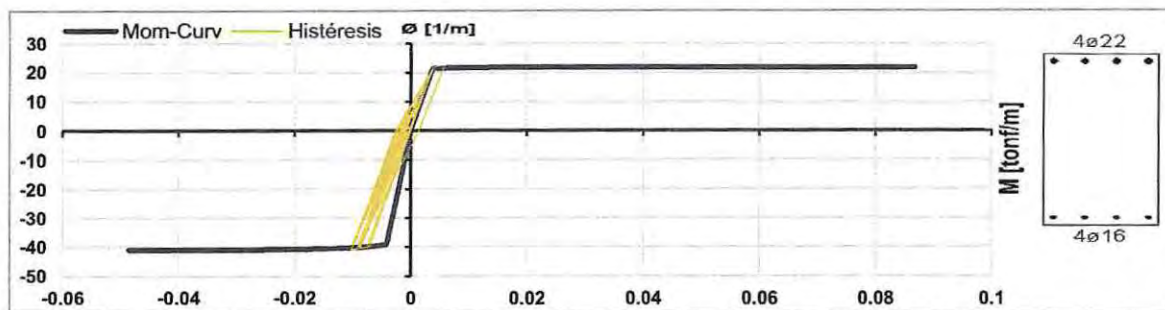


Figura 6.17: Diagrama momento-curvatura Viga 35x70, DBF.

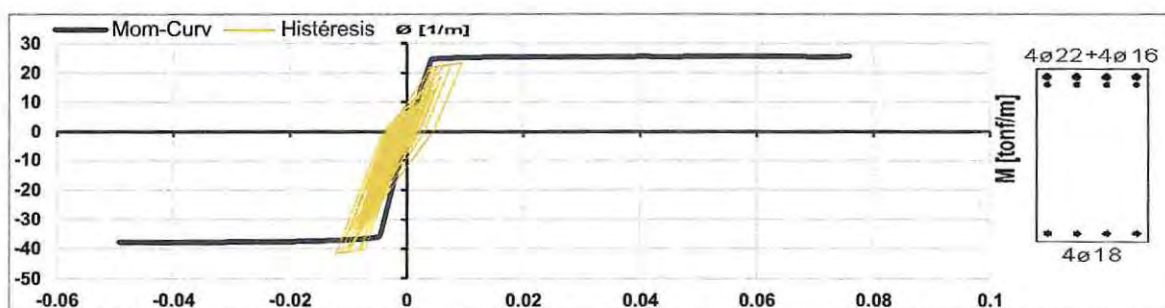


Figura 6.18: Diagrama momento-curvatura Viga 30x65, DBF.

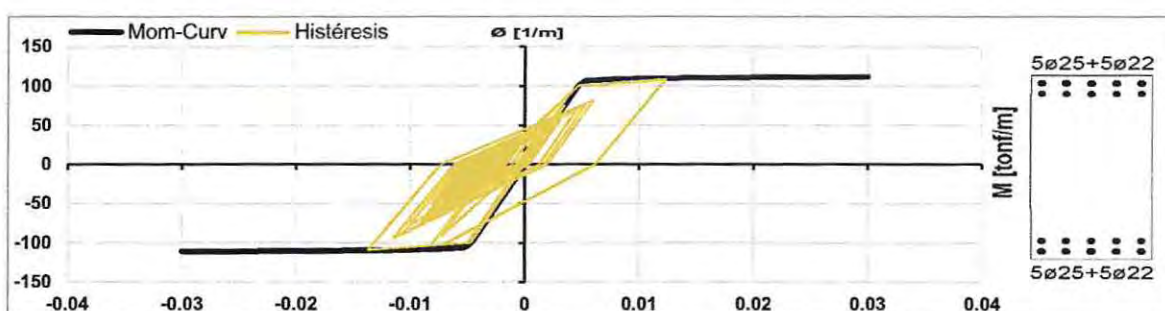


Figura 6.19: Diagrama momento-curvatura Viga 35x70, DDBD.

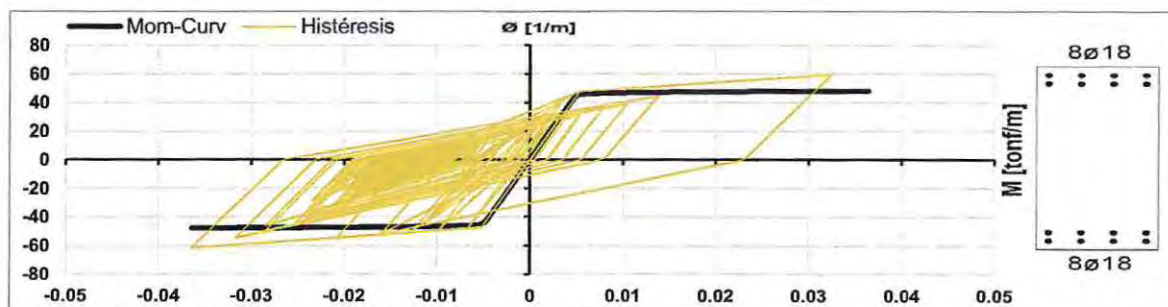


Figura 6.20: Diagrama momento-curvatura Viga 30x65, DDBD.

b) Columnas

Las columnas principalmente se mantuvieron elásticas durante la duración del sismo.

c) Muro

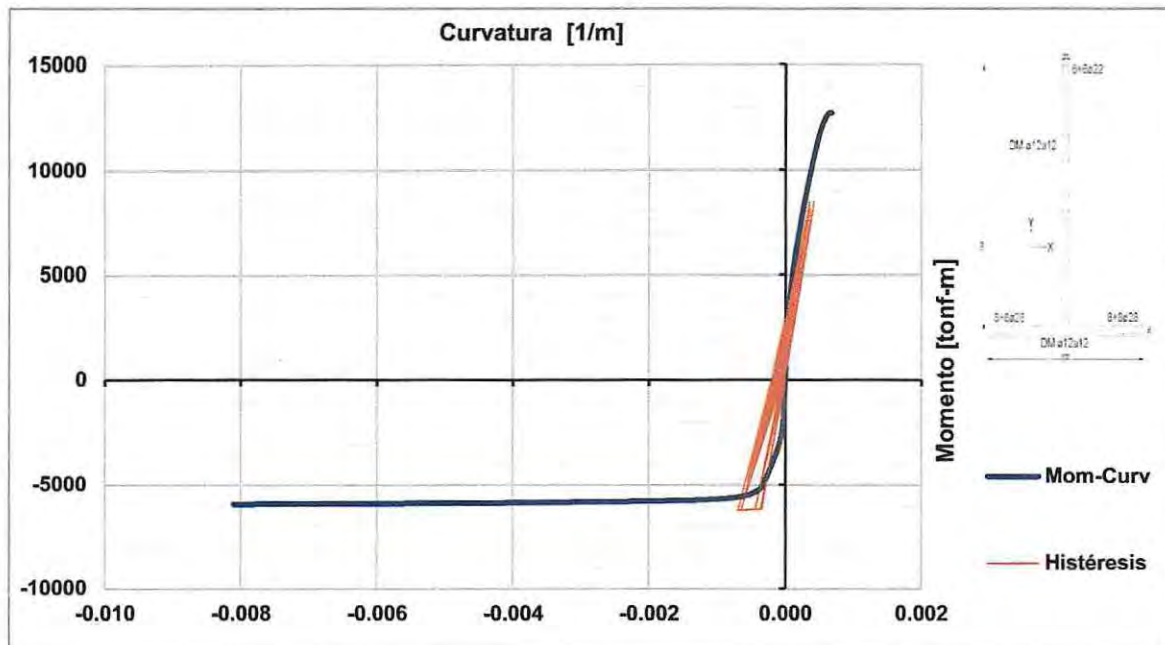


Figura 6.21: Diagrama momento-curvatura del muro, DBF.

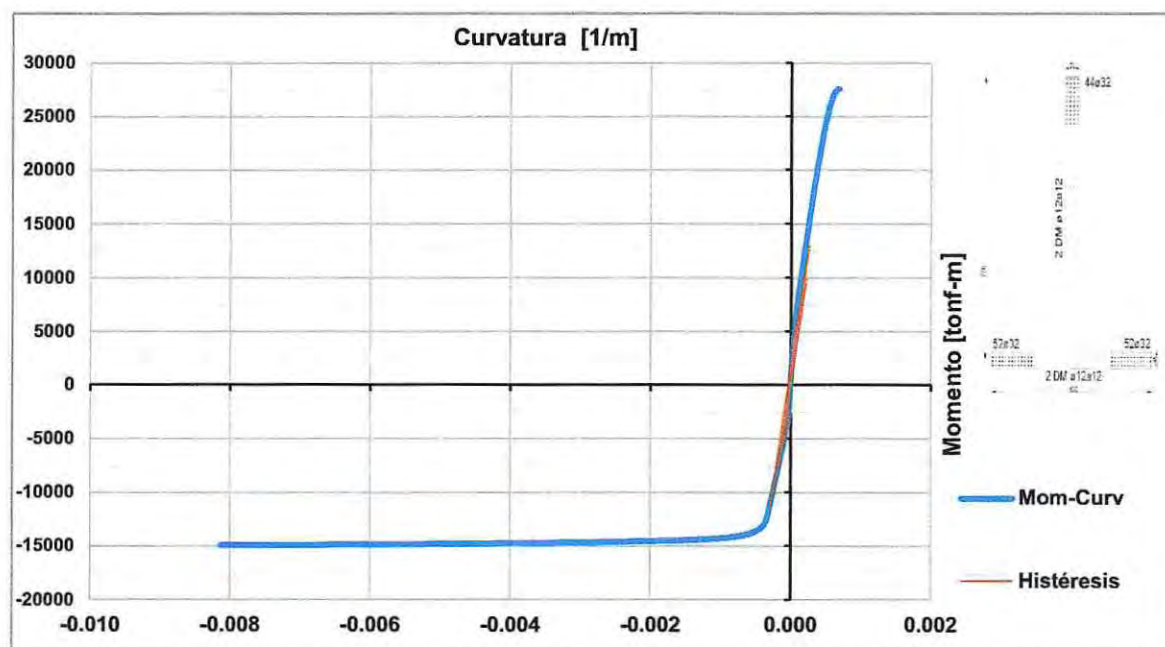


Figura 6.22: Diagrama momento-curvatura del muro, DDBD.

6.2.3.- Momentos y cortes en el muro

Aquí se presentan los diagramas de momento y cortante en la altura del muro para ambos métodos de diseño empleados.

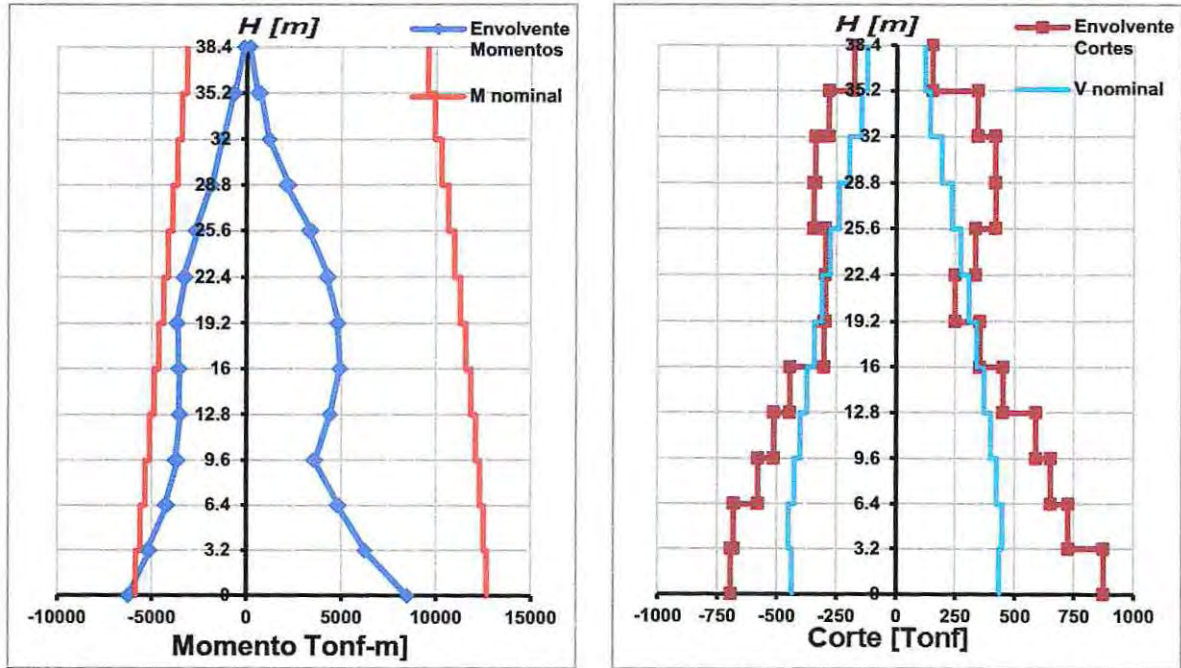


Figura 6.23: Diagramas de momento y corte del muro, DBF.

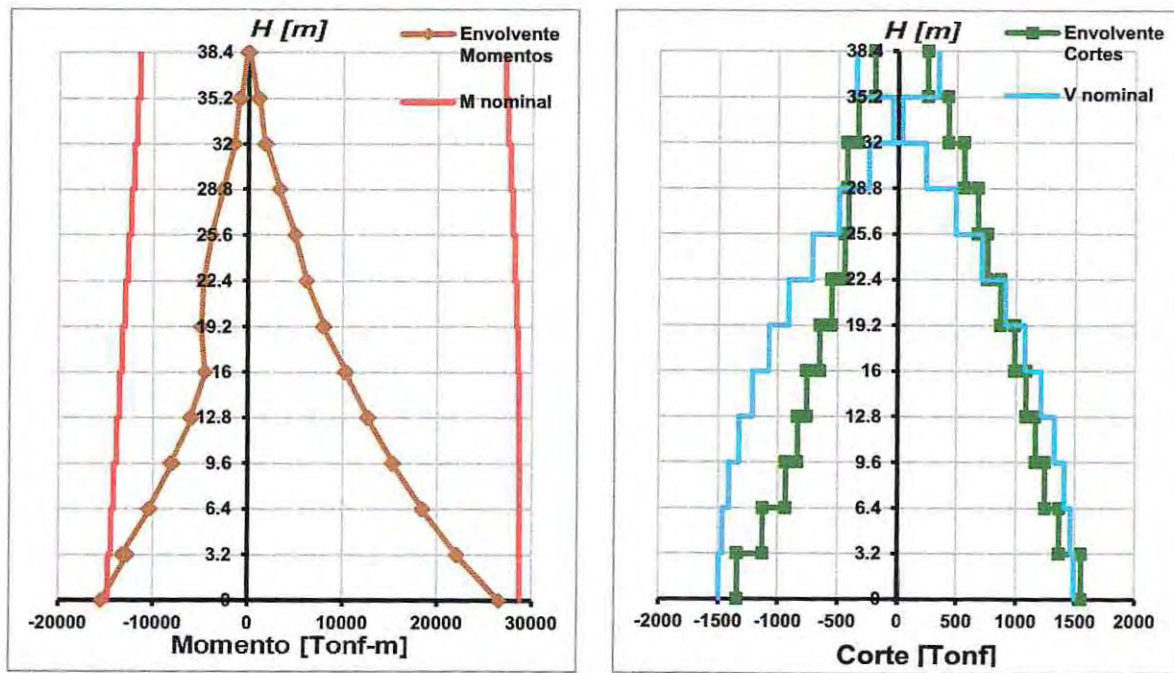


Figura 6.24: Diagramas de momento y corte del muro, DDBD.

6.3.- Valparaíso 27F

6.3.1.- Desplazamientos

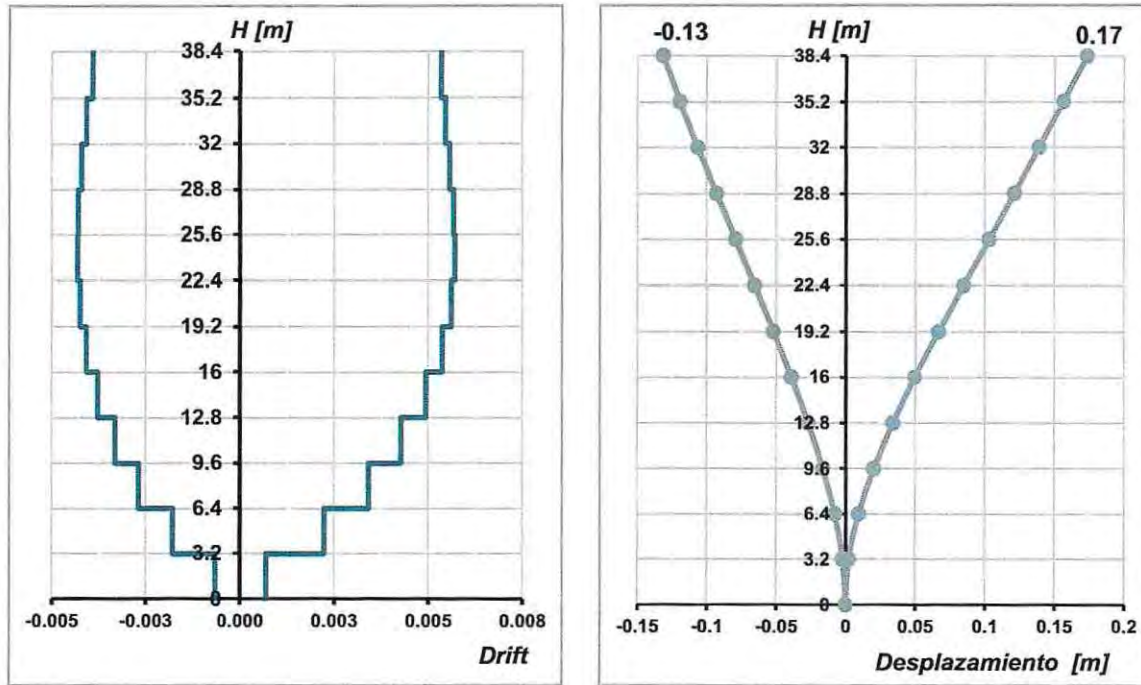


Figura 6.25: Desplazamientos de entrepiso y desplazamientos absolutos, DBF.

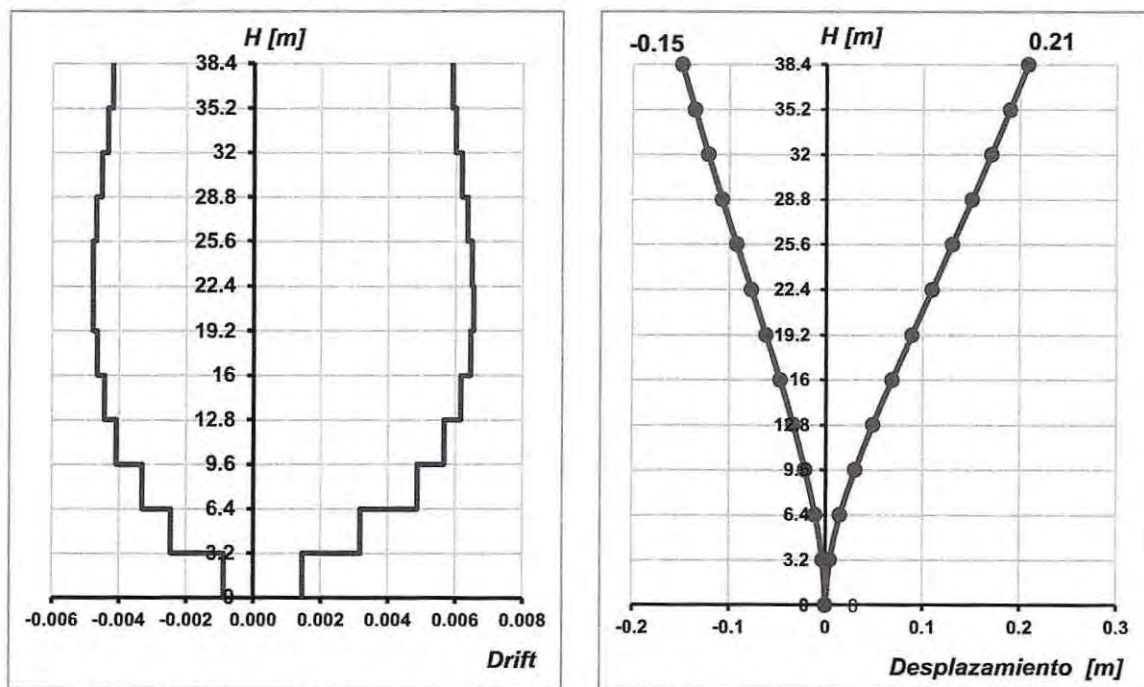


Figura 6.26: Desplazamientos de entrepiso y desplazamientos absolutos, DDBD.

6.3.2.- Demandas de ductilidad de curvatura

a) Vigas



Figura 6.27: Diagrama momento-curvatura Viga 35x70, DBF.

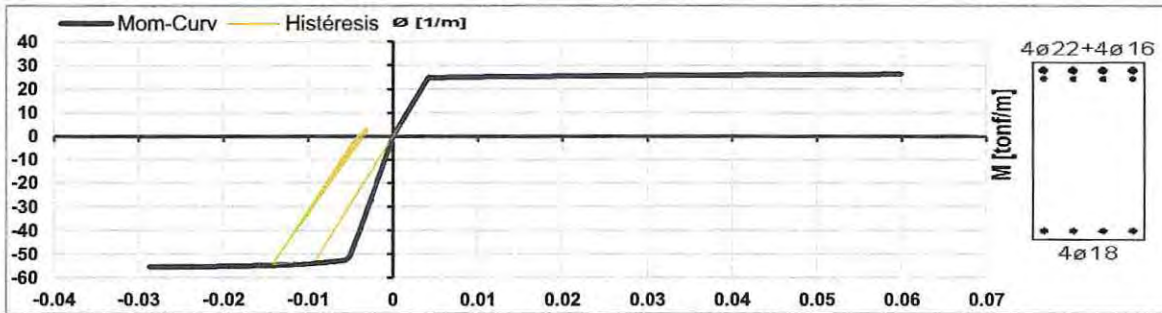


Figura 6.28: Diagrama momento-curvatura Viga 30x65, DBF.

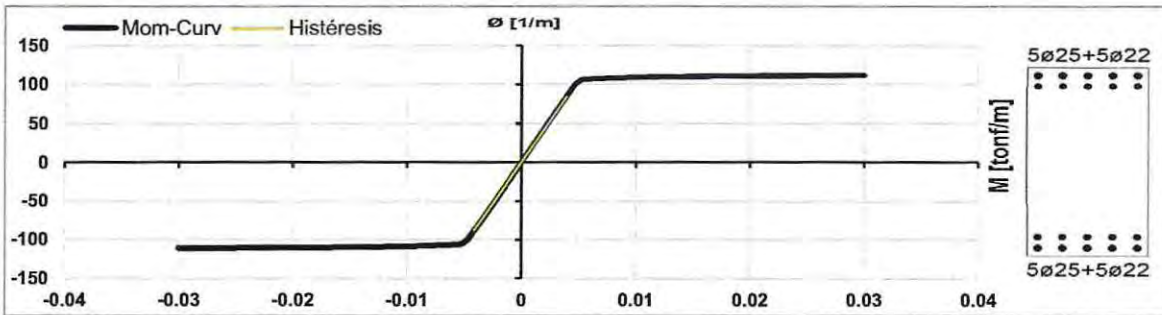


Figura 6.29: Diagrama momento-curvatura Viga 35x70, DDBD.

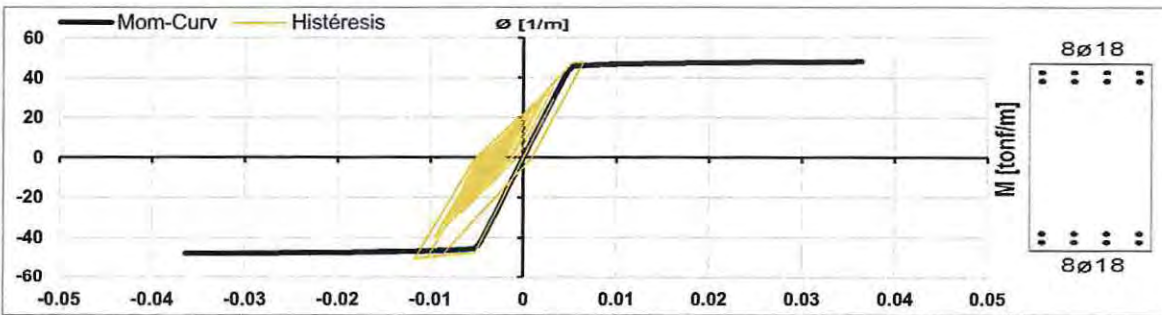


Figura 6.30: Diagrama momento-curvatura Viga 30x65, DDBD.

b) Columnas

Al igual que en los resultados del registro de Constitución 27F, las columnas se mantienen trabajando en el rango elástico.

c) Muro

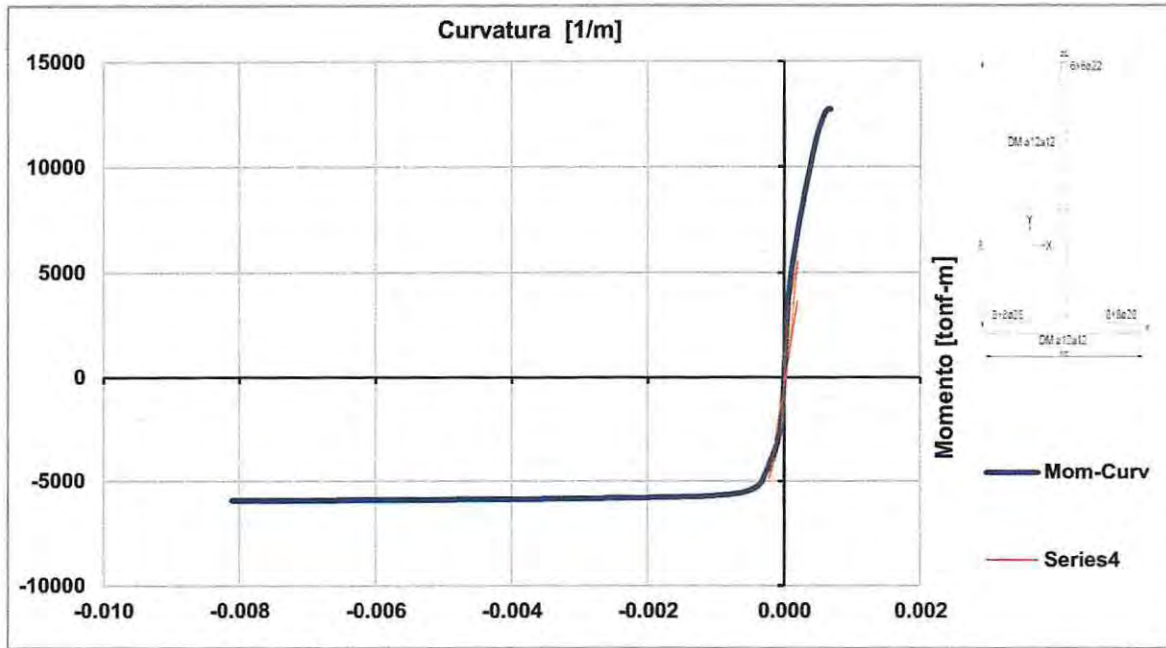


Figura 6.31: Diagrama momento-curvatura del muro, DBF.

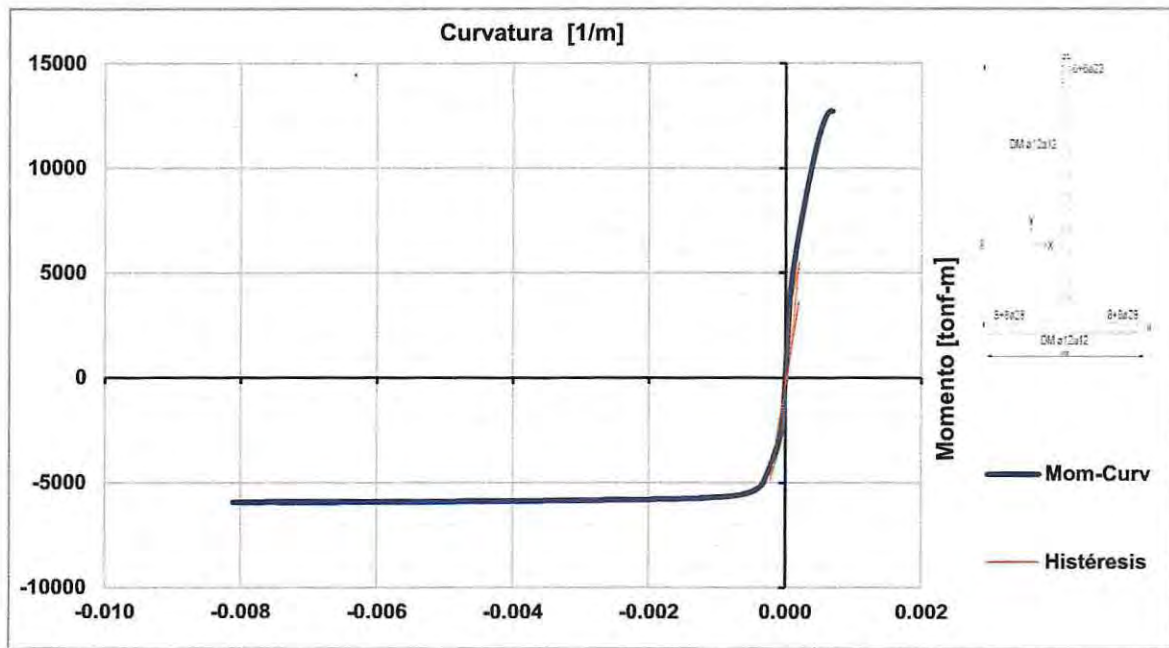


Figura 6.32: Diagrama momento-curvatura del muro, DDBD.

6.3.3.- Momentos y cortes en el muro

Aquí se presentan los diagramas de momento y cortante en la altura del muro para ambos métodos de diseño empleados.

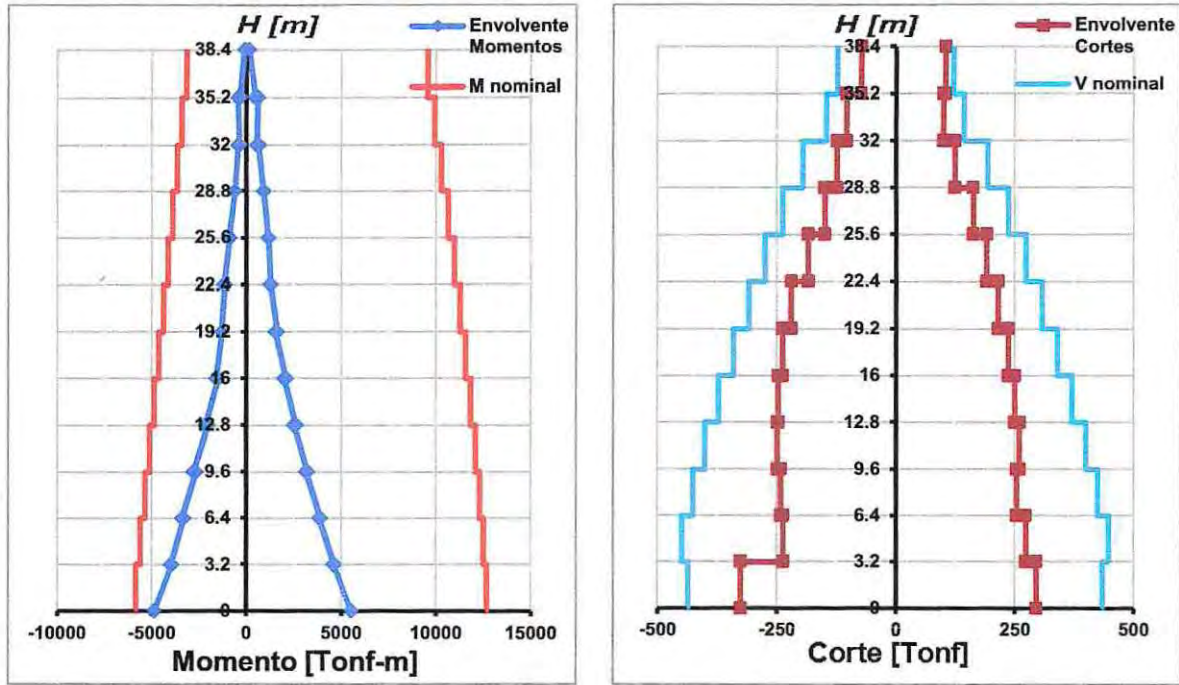


Figura 6.33: Diagramas de momento y corte del muro, DBF.

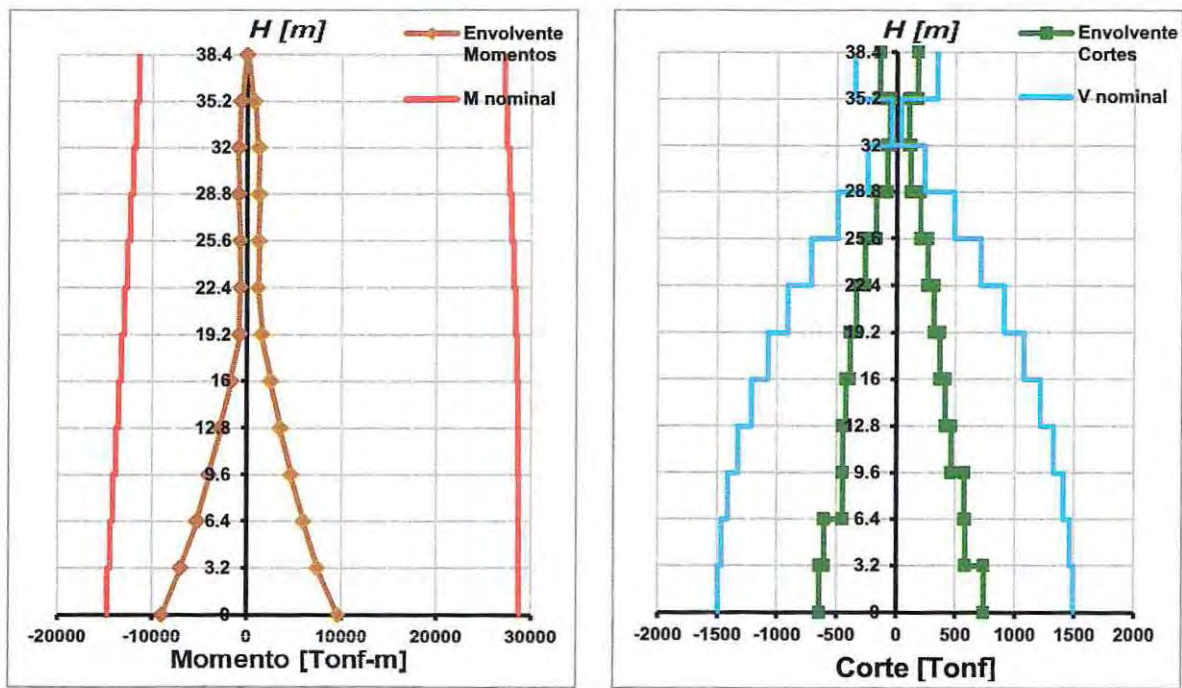


Figura 6.34: Diagramas de momento y corte del muro, DDBD.

CAPÍTULO VII

CONCLUSIONES

- Aplicando el método DDBD se logra un mejor control de los desplazamientos, deformaciones y mecanismo de falla, parámetros de suma relevancia frente a la acción sísmica.
- Luego de analizar las ventajas y desventajas para ambos métodos se puede observar que el método de diseño por desplazamientos es más racional desde el punto de vista del comportamiento estructural. Esto implica un control de los daños y de las demandas de ductilidades.
- El muro diseñado por los desplazamientos cuenta con una gran cantidad de armadura en flexión puesto que es el elemento que toma la mayor porción del corte sísmico proporcionando gran parte de la resistencia sísmica.
- Los cortes basales encontrados por el método DDBD son aproximadamente el 70% de los cortes basales obtenidos a partir del método de diseño siguiendo la actual práctica chilena.
- Los diseños resultantes de ambos métodos difieren enormemente en sus períodos fundamentales del primer modo de vibrar, por lo que cuentan con distintas rigideces. Es por esto que el muro diseñado por los desplazamientos se mantiene prácticamente en el rango elástico para los tres registros, no así el muro resultante del diseño chileno, el cual incurre en deformaciones inelásticas en su base para los registros de Concepción y Constitución.
- El sismo del registro de Concepción demandó un enorme desplazamiento a nivel del techo para el diseño basado en las fuerzas más allá del 2%, no así para el DDBD ya que debido a la gran dimensión y armadura del muro y a la gran cantidad de armadura en las vigas, el período natural de este edificio es mucho menor por lo cual la estructura responde a otros niveles de desplazamientos. Para el DBF se somete a la estructura a un rango de amplitudes de gran tamaño debido a que el período de la estructura se aproxima al período dominante del registro.
- Para los registros de Constitución y de Concepción los cortes demandados para el diseño basado en las fuerzas, sobrepasan los cortes nominales del muro en los distintos niveles. Diseñar el muro al corte por capacidad para la metodología basada en las fuerzas, se aproximaría a la resistencia necesaria para satisfacer las demandas. Con el procedimiento de diseño DDBD más el diseño por capacidad del muro entregan una resistencia satisfactoria ante los cortes demandados por el sismo.

BIBLIOGRAFÍA

- ACI Committee 318, "Building code requirements for structural concrete (ACI318-08) and commentary", 2008.
- Athol J. Carr, "User Manual for the 2-Dimensional Version Ruaumoko2D", 2008.
- C. Gutiérrez Muñoz, "Diseño y Comparación de Demandas de Ductilidad para un Edificio Estructurado con Marcos y uno con Estructuración Mixta", 2012.
- Instituto Nacional de Normalización (INN), "NCh170 Of.1985 – Hormigón – Requisitos generales", 1985.
- Instituto Nacional de Normalización (INN), "NCh430 Of.2008. – Hormigón Armado – Requisitos de Diseño y Cálculo", 2009.
- Instituto Nacional de Normalización (INN), "NCh433 Of.1996 Mod2009 – Diseño Sísmico de Edificios", 2009.
- Instituto Nacional de Normalización (INN), "NCh1537 Of.2009. – Diseño Estructural de Edificios – Cargas permanentes y cargas de Uso", 2009.
- Instituto Nacional de Normalización (INN), "NCh3171 Of.2010 – Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de carga", 2010.
- J. Bairán García, "Evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos dimensionados mediante el método de diseño por desplazamientos", 2011.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo, "Decreto Supremo N° 60. - Aprueba Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado y deroga decreto N°118, de 2010", 2011.
- Ministerio de Vivienda y Urbanismo, "Decreto Supremo N° 61. - Aprueba Reglamento que Fija el Diseño Sísmico de Edificios y deroga decreto N°117, de 2010", 2011.
- M. J. N. Priestley, "Performance Based Seismic Design".
- M. J. N. Priestley, G. M. Calvi and Kowalsky, "Displacement Based Seismic Design of Structures", 2007.
- R. Park and T. Paulay, "Estructuras de Concreto Reforzado", 1988.
- T. J. Sullivan, M. J. N. Priestley and G. M. Calvi, "Direct Displacement-Based Design of Frame-Wall Structures", 2006.
- T. Paulay, "Seismic Displacement Capacity of Ductile Reinforced concrete building systems", 2003.
- T. Paulay and M. N. J. Priestley, "Seismic Design of reinforced concrete and masonry buildings", 1992.