

**UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**



**Diseño de Marcos en Sistemas de Estructuración
Mixta de Hormigón Armado**

Por

Sebastian Felipe Salas Aguirre

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

Profesor Guía: Alejandro Morales Gómez.

Enero, 2015

Índice de tablas.....	4
Índice de figuras.....	5
INTRODUCCIÓN.....	7
OBJETIVOS.....	10
Objetivo General.....	10
Objetivos Específicos	10
ALCANCES	10
CAPITULO I.....	12
1 Sistemas Mixtos	12
1.1 Descripción de las estructuras	12
1.2 Modelo de análisis de las estructuras.....	13
1.3 Materiales utilizados.....	14
1.3.1 Hormigón y Refuerzo	14
CAPITULO II.....	15
2 Análisis Sísmico y Diseño de Elementos Estructurales	15
2.1 Cargas de diseño y combinaciones de carga	15
2.1.1 Cargas Permanentes “D”	15
2.1.2 Cargas de uso “L”	15
2.1.3 Cargas sísmicas “E”.....	15
2.2 Análisis sísmico	16
2.2.1 Espectro de Diseño.....	16
2.2.2 Limitación del corte basal.....	18
2.2.3 Espectro elástico de desplazamiento.....	20
2.2.4 Deformaciones sísmicas	20
2.2.4.1 Desplazamiento de diseño a nivel de techo	20
2.2.4.2 Desplazamiento lateral de entrepiso	22
2.3 Diseño elementos estructurales Sistema 1	22
2.3.1 Resistencia de diseño y factores de reducción	23
2.3.2 Diseño de elementos sometidos a flexión.....	24
2.3.3 Resistencia al corte en vigas.....	25
2.3.4 Elementos sometidos a flexión y carga axial.....	27
2.3.5 Resistencia al corte en columnas	30
2.3.6 Muros – Diseño a flexión y carga axial	31
2.3.7 Muros – Capacidad de deformación y elementos de borde.....	33
2.3.8 Muros – Resistencia al corte	36

2.4	Diseño elementos estructurales Sistema 2	37
2.4.1	Diseño de elementos sometidos a flexión	37
2.4.2	Resistencia al corte en vigas	38
2.4.3	Elementos sometidos a flexión y carga axial.....	39
2.4.4	Resistencia al corte en columnas	40
CAPITULO III.....		42
3	Análisis no Lineal.....	42
3.1	Registros de aceleración.....	42
3.2	Parámetros del modelo	44
3.2.1	Nodos y elementos	44
3.2.2	Curvas Esfuerzo – Deformación	44
3.2.2.1	Curva Esfuerzo – Deformación del Hormigón no confinado.....	44
3.2.2.2	Curva Esfuerzo – Deformación del Acero	45
3.2.3	Superficies de fluencia	46
3.2.4	Reglas de histéresis.....	48
CAPITULO IV		51
4	Comparación de Resultados.....	51
4.1	Desplazamientos	51
4.1.1	Desplazamientos máximos laterales.....	51
4.1.2	Desplazamientos relativos de entre piso (<i>Drift</i>).....	52
4.2	Demandas de ductilidad.....	53
4.3	Demandas de Momento	63
4.4	Demandas de Corte.....	66
4.5	Mecanismo de colapso	69
CAPITULO V		71
5	Comentarios y Conclusiones	71
REFERENCIAS		73
ANEXOS I.....		74
1.	Tablas: Sistema 1	74
2.	Tablas: Sistema 2.....	76
Anexos II.....		78
1.	Archivos de entrada RUAUMOKO 2D	78

Índice de tablas

Tabla 1 – Disposiciones para el diseño de Marcos.....	10
Tabla 1.1 – Dimensiones de elementos en cada Sistema	13
Tabla 1.2 – Propiedades de los materiales	14
Tabla 2.1 – Factores para combinaciones de cargas de servicio	15
Tabla 2.2 – Parámetros sísmicos	17
Tabla 2.3 – Peso sísmico, periodos fundamentales y cortes basales elásticos.....	18
Tabla 2.4 – Factor de reducción y corte basal de diseño	19
Tabla 2.5 – Valores C_d^*	20
Tabla 2.6 – Desplazamiento lateral de diseño	21
Tabla 2.7 – Resumen refuerzo longitudinal en columnas	28
Tabla 2.8 – verificación criterio columna fuerte viga débil	29
Tabla 2.9 – Verificación de la capacidad de curvatura en los muros	35
Tabla 2.10 – Refuerzo longitudinal columnas del sistema 2	40
Tabla 2.11 – verificación criterio columna fuerte viga débil	41
Tabla 4.1 – Desplazamientos a nivel de techo en la dirección Y	52
Tabla 4.2 – Desplazamientos máximos de entre piso	53
Tabla 4.3 – Resumen de demanda y capacidad de curvatura, registro Concepción	56
Tabla 4.4 – Resumen de demanda y capacidad de curvatura, registro Constitución	60
Tabla 4.5 – Resumen de demanda y capacidad de curvatura, registro Viña del Mar	63

Índice de figuras

Figura 1 – Envoltorio de momentos de diseño recomendada por Eurocódigo 8.....	8
Figura 2 – Mecanismo de disipación de energía deseable.....	9
Figura 1.1 – Planta tipo de las estructuras analizadas	12
Figura 1.2 – Modelo de análisis en ETABS.....	13
Figura 2.1 – Espectro elástico de pseudo aceleración	18
Figura 2.2 – Espectros de diseño para ambas direcciones de análisis	19
Figura 2.3 – Desplazamientos de diseño a nivel de techo.....	21
Figura 2.4 – Drift de entrepiso en ambas direcciones	22
Figura 2.5 – Elementos seleccionados para el diseño	23
Figura 2.6 – Variación de factor de reducción ϕ	24
Figura 2.7 – Distribución refuerzo longitudinal vigas Sistema 1.....	25
Figura 2.8 – Momentos probables y cortes de diseño	27
Figura 2.9 – Diagramas de Interacción en columnas para ambas direcciones de análisis	28
Figura 2.10 – Distribución de momentos nominales en la unión viga/columna	29
Figura 2.11 – Corte de diseño en columnas	30
Figura 2.12 – Distribución de armadura muro T.....	31
Figura 2.13 – Distribución de armadura muro rectangular.....	32
Figura 2.14 – Diagramas de interacción muro “T” en ambas direcciones de análisis	32
Figura 2.15 – Diagrama de interacción muro rectangular [$\pm X$].....	33
Figura 2.16 – Momento-curvatura del muro “T” en ambas direcciones de análisis.....	34
Figura 2.17 – Momento curvatura muro rectangular dirección “X”	34
Figura 2.18 – Cortes por nivel en muro “T” en ambas direcciones de análisis	36
Figura 2.19 – Corte por nivel muro rectangular	37
Figura 2.20 – Distribución refuerzo longitudinal vigas sistema 2	38
Figura 2.21 – Momentos nominales y cortes de diseño	39
Figura 2.22 – Diagrama de interacción en columnas para ambas direcciones de análisis	40
Figura 2.23 – Corte de diseño en columnas	41
Figura 3.1 – Registro de aceleración ciudad de Concepción, componente L.....	42
Figura 3.2 – Registro de aceleración localidad de Constitución 2010, componente T.....	43
Figura 3.3 – Registro de aceleración ciudad Viña del Mar 2010, componente E-W	43
Figura 3.4 – Modelo en RUAUMOKO 2D, ejes A, B, C, D Y E	44
Figura 3.5 – Curva esfuerzo-deformación de Hognestad para hormigón no confinado	45
Figura 3.6 – Idealización de la curva esfuerzo-deformación para acero A630-420H.....	46
Figura 3.7 – Modelo componente de Giberson	46
Figura 3.8 – Superficie de interacción de fluencia para columnas de hormigón.....	47
Figura 3.9 – Superficie de interacción de fluencia para el muro	47
Figura 3.10 – Regla de histéresis TAKEDA Modificada	48
Figura 3.11 – Regla de histéresis SINA	49
Figura 3.12 – Relación de carga lateral versus desplazamiento, muro rectangular.....	49
Figura 3.13 – Comparación mediante una superposición de ambas curvas	50
Figura 3.14 – Relación de carga lateral versus desplazamiento, muro T.....	50
Figura 3.15 – comparación mediante una superposición de ambas curvas.....	50
Figura 4.1 – Desplazamientos máximos absolutos en dirección Y	51
Figura 4.2 – Desplazamientos relativos de entre piso en la dirección Y	52
Figura 4.3 – Curva de histéresis viga de Sistema 1, registro de Concepción.....	53

Figura 4.4 – Curva de histéresis viga Sistema 2, registro de Concepción	54
Figura 4.5 – Curva de histéresis columna Sistema 1, registro de Concepción.....	54
Figura 4.6 – Curva de histéresis columna Sistema 2, registro de Concepción.....	55
Figura 4.7 – Curva de histéresis Muro T Sistema 1, registro de Concepción.....	55
Figura 4.8 – Curva de histéresis Muro T Sistema 2, registro de Concepción.....	56
Figura 4.9 – Curva de histéresis viga Sistema 1, registro de Constitución.....	57
Figura 4.10 – Curva de histéresis viga Sistema 2, registro de Constitución.....	57
Figura 4.11 – Curva de histéresis columna Sistema 1, registro de Constitución	58
Figura 4.12 – Curva de histéresis columna Sistema 2, registro de Constitución	58
Figura 4.13 – Curva de histéresis Muro T Sistema 1, registro de Constitución	59
Figura 4.14 – Curva de histéresis Muro T Sistema 2, registro de Constitución	59
Figura 4.15 – Curva de histéresis viga Sistema 1, registro de Viña del Mar	60
Figura 4.16 – Curva de histéresis viga Sistema 2, registro de Viña del Mar	61
Figura 4.17 – Curva de histéresis columna Sistema 1, registro de Viña del Mar.....	61
Figura 4.18 – Curva de histéresis columna Sistema 2, registro de Viña del Mar.....	61
Figura 4.19 – Curva de histéresis Muro T Sistema 1, registro de Viña del Mar.....	62
Figura 4.20 – Curva de histéresis Muro T Sistema 2, registro de Viña del Mar.....	62
Figura 4.21 – Diagramas de momento en muro T, registro de Concepción	64
Figura 4.22 – Diagramas de momento en muro T, registro de Constitución	64
Figura 4.23 – Diagramas de momento en muro T, registro de Viña del Mar	65
Figura 4.24 – Diagrama de momento del Muro T, en el instante 32.91 segundos	66
Figura 4.25 – Diagramas de corte muro T, registro de Concepción.....	66
Figura 4.26 – Diagramas de corte muro T, registro de Constitución.....	67
Figura 4.27 – Diagramas de corte muro T, registro de Viña del Mar.....	67
Figura 4.28 – Desplazamiento lateral asociado a las demandas de corte.....	68
Figura 4.29 – Formas de Demandas de Corte combinando Modo 1 y 2	69
Figura 4.30 – Mecanismo de colapso para ambos edificios	70
Figura 5.1 – Daño en columnas con 1.5% Drift y $P=0.3 f'_c A_g$	72

INTRODUCCIÓN

Los sistemas de estructuración mixta (muros y marcos) en edificios de hormigón armado presentan ventajas sobre estructuras que no tienen muros. Los muros, si permanecen elásticos sobre la sección crítica (típicamente la base), controlan las deformaciones de entrepiso [12]. Además los muros con un detallamiento adecuado, pueden presentar respuesta elástica sobre la sección crítica, limitando la incursión no lineal a la base, para esto se debe considerar una envolvente de momento que considere la sobre-resistencia y los modos de vibrar superiores. Por ejemplo, la figura 1 muestra la envolvente de diseño recomendada por el Eurocódigo 8 [11].

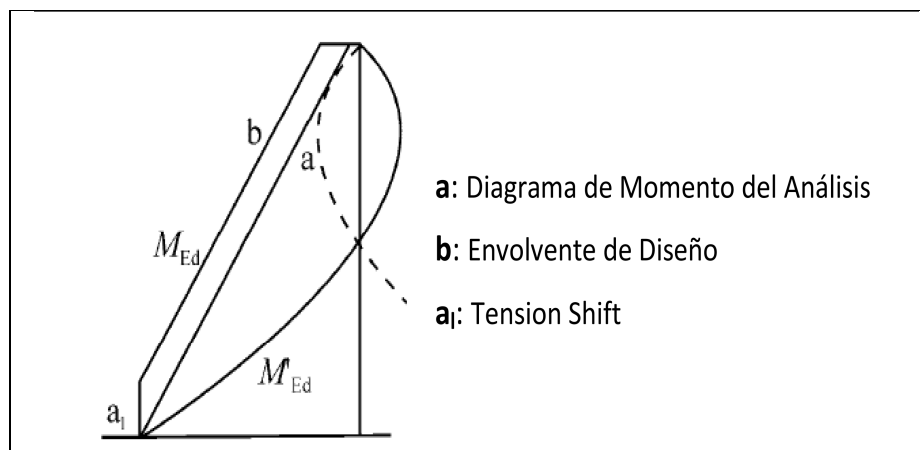


Figura 1 – Envolvente de momentos de diseño recomendada por Eurocódigo 8
Fuente: [11]

El valor a_1 típicamente es considerado igual a la longitud del muro l_w y la envolvente de momento de diseño a lo largo de la altura del muro se debe obtener del diagrama de momento del análisis, desplazado. La envolvente puede suponerse lineal siempre y cuando la estructura no exhibe importantes discontinuidades de masa, rigidez o resistencia en su altura [11].

En edificios de hormigón armado que tengan muros en las dos direcciones de análisis, se espera que la demanda de desplazamientos sea mucho menor que en una estructura que no tenga muro. Los muros además de disminuir las demandas de ductilidad en los marcos, evitan la formación de un piso blando, por lo que los marcos no necesitan tener gran ductilidad [6]. Consecuentemente con lo anterior muchos códigos de diseño han relajado los requerimientos de detallamiento en las zonas de potenciales rótulas plásticas de vigas y columnas en sistemas mixtos [12].

En la figura 2 se puede observar un mecanismo deseable para sistemas mixtos, donde se espera que se formen las rótulas plásticas en todas las vigas y en la base de todos los elementos verticales. En el techo, las rótulas pueden desarrollarse en las vigas y/o columnas. Se puede establecer de la figura 2 la importancia de un buen detallamiento en los marcos de un sistema mixto para permitir que se genere el mecanismo deseado.

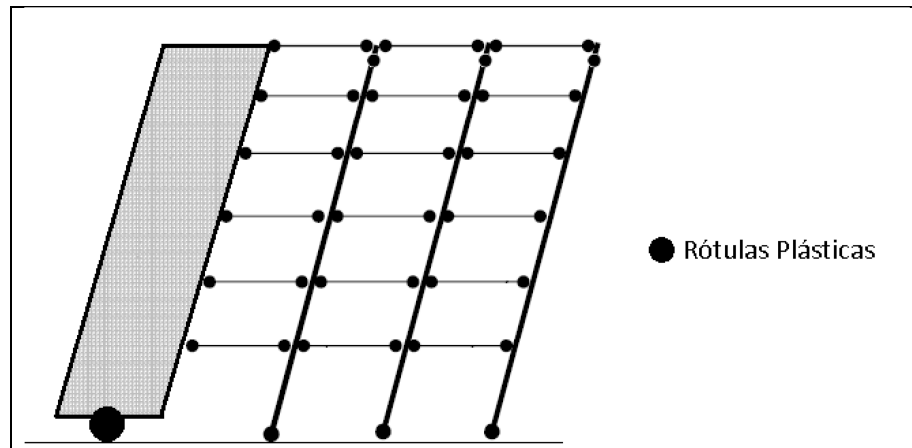


Figura 2 – Mecanismo de Disipación de Energía Deseable
Fuente: [12]

Por otro lado y en el contexto de la importancia que las columnas presenten una adecuada capacidad de deformación, se puede establecer que a niveles de carga axial superiores a la carga de falla balanceada, existe una importante disminución en la capacidad de deformación de las columnas. A niveles de carga menores a la carga balanceada, la ductilidad aumenta conforme se reduce el nivel de carga [9].

Se plantea en el Decreto Supremo N°60 [6], que en estructuras mixtas con muros y marcos continuos en toda la altura del edificio y bajo ciertos requisitos, los marcos se pueden dimensionar como Marcos Intermedios. Por lo anterior en este trabajo se diseñarán los marcos del sistema mixto como: Marcos Especiales y Marcos Intermedios, cuyas disposiciones están contenidas en ACI 318-08 [1]. Para una mayor comprensión se presenta en la tabla 1 un resumen de las principales diferencias entre ambos diseños a considerar.

Tabla 1 – Disposiciones para el diseño de Marcos

Fuente: [1] [12]

	Marcos Especiales	Marcos Intermedios
Diseño al Corte por Capacidad en Vigas	Sí, considerando momentos Probables ($M_{pr,v}$) calculados con $1.25 f_y$ como esfuerzo de fluencia del refuerzo.	Sí, considerando momento nominales ($M_{n,v}$) calculados con f_y como esfuerzo de fluencia del refuerzo
Criterio Columna Fuerte-Viga Débil	Sí.	No.
Diseño al Corte por Capacidad en Columnas	Sí, considerando momentos probables en columnas ($M_{pr,c}$) calculados con los momentos probables de las vigas ($M_{pr,v}$) concurrentes al nudo.	Sí, considerando momentos nominales en columnas ($M_{n,c}$).
Diseño, Análisis y/o Verificación del Nudo	Sí, considerando $1.25 f_y$ como esfuerzo de fluencia del refuerzo.	No.

Las disposiciones para marcos intermedios pueden resultar insuficientes para garantizar el mecanismo de disipación deseado, no cumplir el criterio columna fuerte-viga débil puede provocar incursión no lineal en las columnas y con ello una falla lateral de entre piso. Por otro lado el subestimar la demanda de corte considerando solo f_y puede provocar falla frágil en vigas y/o columnas [12].

Este trabajo busca comparar ambos criterios de diseño expuestos anteriormente, aplicados a un edificio de hormigón armado de estructuración mixta. Además, comparar los esfuerzos de momento en el muro con la envolvente de momentos propuestas por [11], que considera los modos superiores y la sobre resistencia. Por otro lado analizar el comportamiento de los marcos bajo ambos criterios de diseño, teniendo en cuenta lo expuesto en relación a la capacidad de curvatura y el mecanismo de disipación deseado.

OBJETIVOS

Objetivo General

Diseñar un edificio de hormigón armado de estructuración mixta, bajo dos criterios de diseño, el primero que cumpla las disposiciones de marcos especiales contenidas en [1] y en el otro que cumpla solo con las disposiciones de marcos intermedios. Evaluar y comparar las respuestas frente a acciones sísmicas.

Objetivos Específicos

- Analizar un edificio de hormigón armado de estructuración mixta de 12 pisos, diseñado para cumplir los criterios de diseño de marcos especiales y de marcos intermedios.
- Evaluar la respuesta y verificar los diseños de ambos sistemas a través de un análisis no lineal tiempo-historia. (ANTH)
- Comparar entre ambos diseños, esfuerzos, demandas de ductilidad y desplazamientos en función de los resultados obtenidos del ANTH.
- Plantear conclusiones y comentarios relevantes, relacionados al caso de estudio.

ALCANCES

En el presente trabajo se analiza un edificio de 12 pisos con estructuración mixta; es decir marcos y muros estructurales, para su análisis se consideran los siguientes alcances:

- La planta de la estructura en estudio es simétrica respecto a ambos ejes X e Y.
- La estructura se modela con el programa ETABS 13.2.1 [2] para el análisis lineal elástico.
- Los materiales utilizados para el diseño son Hormigón H-30 y acero estructural A630-420H.
- De acuerdo a la norma sísmica NCh433 Of.1996 Mod.2009 [3] y el Decreto Supremo N°61 [4] la estructura se encuentra ubicada en Zona 3 y Suelo Tipo D.

- Para el análisis no lineal tiempo-historia se utiliza el programa RUAUMOKO 2D [5], considerando todos los ejes de la dirección Y, para los registros de aceleración de Concepción, Constitución y Viña del Mar correspondientes al Terremoto del Maule del 27 de febrero de 2010.

Para el diseño de la estructura se considera la siguiente normativa:

NCh433 Of.1996 Mod.2009: Diseño sísmico de edificios.

ACI-318-08: Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios.

Decreto Supremo N°61: Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto N°117, de 2010.

Decreto Supremo N°60: Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado y deroga decreto N°118, de 2010.

NCh1537 Of.2009: Diseño Estructural – Cargas permanentes y Cargas de uso.

NCh3171 Of.2010: Disposiciones generales y Combinaciones de carga.

CAPITULO I

1 Sistemas Mixtos

1.1 Descripción de las estructuras

Las estructuras analizadas en el presente trabajo corresponden a sistemas de estructuración mixta de hormigón armado, es decir, están compuestas por marcos y muros estructurales. Los edificios tienen categoría de ocupación II según [3] y cuenta con 12 plantas simétricas e idénticas donde la altura de entre piso es constante e igual a 3.5 [m], con una altura total de 42 [m]. La planta es rectangular de 21 [m] de ancho y 26 [m] de largo, además en cada piso se considera un campo de losas de hormigón armado de 0.15 [m] de espesor.

Las dos estructuras estudiadas tienen una estructuración similar, como muestra la figura 1.1. Sin embargo, existen diferencias en las dimensiones de las vigas y columnas entre ambos sistemas: en uno los marcos cumplen las disposiciones de marcos especiales (Sistema 1), contenidas en [1], y en el otro se cumple sólo las disposiciones de marcos intermedios (Sistema 2).

Las dimensiones de los elementos se muestran en la tabla 1.1.

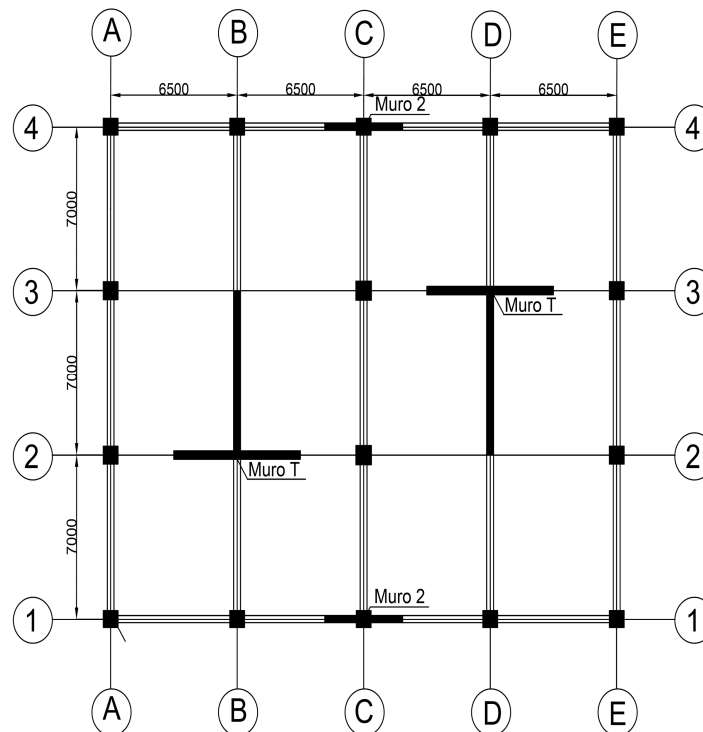


Figura 1.1 – Planta tipo de las estructuras analizadas

Tabla 1.1 – Dimensiones de elementos en cada Sistema

Elemento	Sección Sistema 1		Sección Sistema 2	
Muro T	e = 35		e = 35	
Muro 2	e = 35		e = 35	
Vigas	35x70		30x70	
Columnas	Perimetrales	centrales	Perimetrales	Centrales
	75x75	80x80	70x70	70x70

1.2 Modelo de análisis de las estructuras

La modelación de las estructuras se desarrolló con el programa ETABS 13.2.1 [2], el cual está orientado al análisis y diseño de edificios; el modelo de análisis se muestra en la figura 1.2.

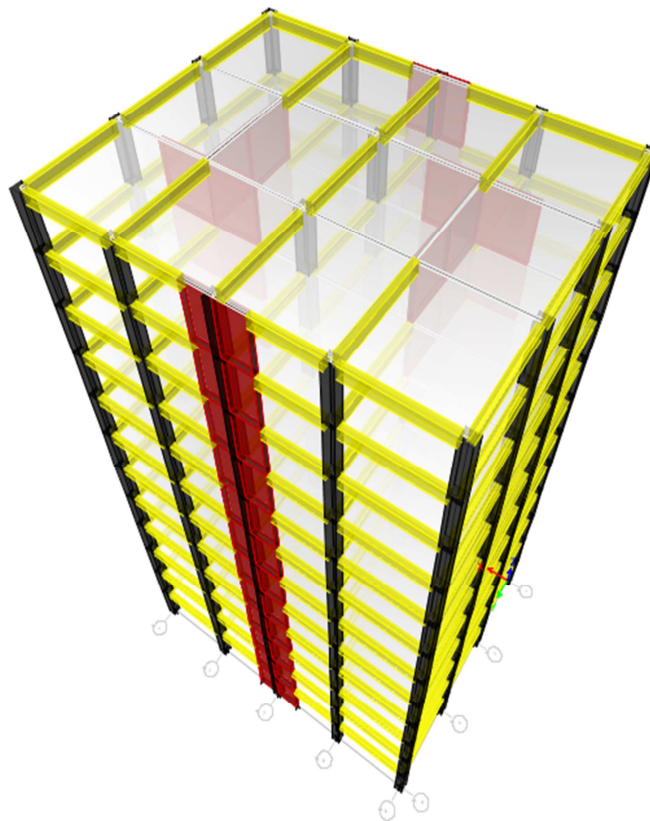


Figura 1.2 – Modelo de análisis en ETABS

El análisis sísmico se realizó de acuerdo a lo especificado en [3] y [4]. Los elementos estructurales se diseñan según los requerimientos de los códigos [1] y [6]. Las losas son consideradas como diafragmas rígidos por lo que sólo actúan en el traspaso de solicitaciones a los elementos resistentes según la dirección de análisis, por lo tanto, en el presente informe no se realiza el diseño gravitacional de éstas. Se asignó un peso propio adicional de 150 [kgf/m²] para contemplar los materiales de terminación (pavimentos, estucos, tabiques, etc.), además se considera una sobrecarga de uso de 250 [kgf/m²] según la normativa vigente [7].

1.3 Materiales utilizados

1.3.1 Hormigón y Refuerzo

Se utilizó hormigón H-30 y refuerzo calidad A630-420H, cuyas propiedades se detallan en la tabla 1.2.

Tabla 1.2 – Propiedades de los materiales

Material	Propiedades	Valor	Unidades
Hormigón H-30	Resistencia Cilíndrica [f'c]	250	[Kgf/cm ²]
	Densidad [ρ]	0.000254	[Kgf/cm ³]
	Peso Específico [γ]	0,0025	[Kgf/cm ³]
	Módulo de Elasticidad [E]	238752	[Kgf/cm ²]
	Coefficiente de Poisson [ν]	0.2	--
	Módulo de Corte [G]	99480	[Kgf/cm ²]
Refuerzo A630-420H	Tensión de Fluencia [fy]	4200	[Kgf/cm ²]
	Tensión de Rotura [fu]	6300	[Kgf/cm ²]
	Densidad [ρ]	7833	[Kgf/cm ³]
	Módulo de Elasticidad [E]	2100000	[Kgf/cm ²]
	Coefficiente de Poisson [ν]	0.25	--
	Módulo de Corte [G]	800000	[Kgf/cm ²]

CAPITULO II

2 Análisis Sísmico y Diseño de Elementos Estructurales

2.1 Cargas de diseño y combinaciones de carga

Es preciso definir los tipos de solicitaciones que están presentes en el edificio de acuerdo a la normativa correspondiente. Las cargas deben combinarse para establecer con seguridad el diseño de la estructura, se realiza la combinación de solicitaciones siguiendo lo estipulado en la norma chilena de combinaciones de carga [8]. En este trabajo se utilizan las combinaciones definidas para el diseño por factores de carga y resistencia (LRFD). La tabla 2.1 muestra las combinaciones consideradas en este trabajo.

Tabla 2.1 – Factores para combinaciones de cargas de servicio

Combinación de carga	<i>D</i>	<i>L</i>	<i>E</i>
<i>U1</i>	1.4	-	-
<i>U2</i>	1.2	1.6	-
<i>U3</i>	1.2	1.0	±1.4
<i>U4</i>	0.9	-	±1.4

2.1.1 Cargas Permanentes “D”

Consiste en todas aquellas cargas provenientes de los elementos incorporados en el edificio cuya acción sobre la estructura no varía con el tiempo. Aquí se utiliza como carga permanente el peso propio de los elementos estructurales más un peso propio adicional, definido en 1.2, que contempla los elementos no estructurales, como tabiques y terminaciones [7].

2.1.2 Cargas de uso “L”

Consiste en las cargas de ocupación del edificio, que no incluye cargas de construcción o de ambiente, en el presente trabajo la carga se define según la normativa pertinente para una estructura de tipo oficinas que considera una carga de 0.25 [Tonf/m²] [7].

2.1.3 Cargas sísmicas “E”

Corresponde a una carga eventual y se define siguiendo los requisitos de [3] y [4], a través de un espectro de pseudo aceleración de diseño.

2.2 Análisis sísmico

Para este estudio la estructura se encuentra ubicada en una Zona Sísmica 3, y en un Suelo Tipo “D” que corresponde a suelo medianamente denso o firme. Esta combinación es típica de la costa chilena en la zona central.

2.2.1 Espectro de Diseño

Según lo estipulado en [4], el espectro de diseño que determina la resistencia sísmica está definido por:

$$S_a = \frac{SA_0\alpha}{(R^*/I)} \quad (2.1)$$

En que:

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

A_0 : Aceleración efectiva máxima del suelo.

I : Coeficiente relativo a la importancia, uso y riesgo de falla del edificio.

α : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.

S : Parámetro relacionado con el tipo de suelo.

El factor de amplificación α se determina para cada modo de vibrar n , de acuerdo a lo siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{1 + 4.5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (2.2)$$

El factor de reducción R^* se determina de:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0.10 * T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (2.3)$$

En que:

T_n : Período de vibrar del modo n .

T_0, p : Parámetros relativos al tipo de suelo.

T^* : Período con mayor masa traslacional equivalente a la dirección de análisis.

R_0 : Factor de modificación de la respuesta estructural.

La tabla 2.2 resume los valores de los parámetros usados para construir el espectro de pseudo aceleración, este último mostrado en la figura 2.1

Tabla 2.2 – Parámetros sísmicos

Parámetros Sísmicos	
Zona sísmica	3
Tipo de suelo	D
Categoría del edificio	II
R_0	11
R	7
Aceleración efectiva	0.4g
Coficiente de importancia	1.0
Parámetros relativos al Suelo D.S N°61	
S	1.2
T_0	0.75
p	1
n	1.8

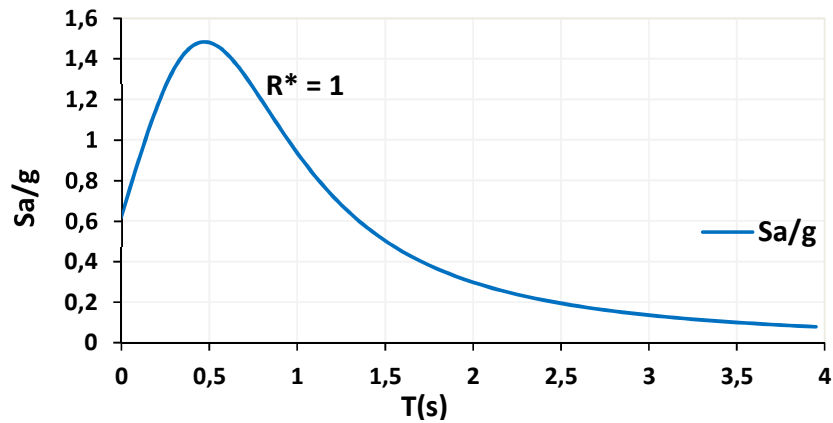


Figura 2.1 – Espectro elástico de pseudo aceleración

2.2.2 Limitación del corte basal

La tabla 2.3 muestra los cortes basales elásticos ($R^* = 1$) del edificio y los períodos dominantes en cada dirección de análisis.

Tabla 2.3 – Peso sísmico, periodos fundamentales y cortes basales elásticos

Sistema	Dirección	Q_{elas} [Tonf]	Peso [Tonf]	Período [seg]	Modo
1	X	4294	6752	1.10	1
	Y	5379	6752	0.90	2
2	X	3522	6350	1.22	1
	Y	4660	6350	0.97	2

El corte basal de diseño se obtiene a partir del corte basal elástico, dividiendo este por un factor de reducción (ecuación 2.3). De acuerdo a este enfoque se permite incursión no lineal de la estructura, por ende, se espera disipación de energía y daño.

De acuerdo a [3] y [4], el corte basal de diseño no debe exceder un valor máximo ni ser inferior a un valor mínimo, las ecuaciones (2.4) y (2.5) señalan los límites establecidos.

$$Q_{max} = \frac{0.35SA_0IP}{g} \quad (2.4)$$

$$Q_{min} = \frac{SA_0IP}{6g} \quad (2.5)$$

Donde:

P : Peso sísmico de la estructura.

g : Aceleración de gravedad.

La tabla 2.4 muestra un resumen con los resultados obtenidos.

Tabla 2.4 – Factor de reducción y corte basal de diseño

Sistema	Cortes Basales		% Peso	Factor de Reducción	
1	Q_{min}	540	8.00	-	-
	$Q_{máx}$	1360	20.00	-	-
	Q_{Red} X	590	8.70	R^*x	7.30
	Q_{Red} Y	800	11.80	R^*y	6.70
2	Q_{min}	508	8.00	-	-
	$Q_{máx}$	1280	20.15	-	-
	Q_{Red} X	466	7.34	$R^{**}x$	6.93
	Q_{Red} Y	671	10.60	R^*y	6.94

La figura 2.2 muestra gráficamente los espectros de diseño para ambos sistemas y en cada dirección de análisis.

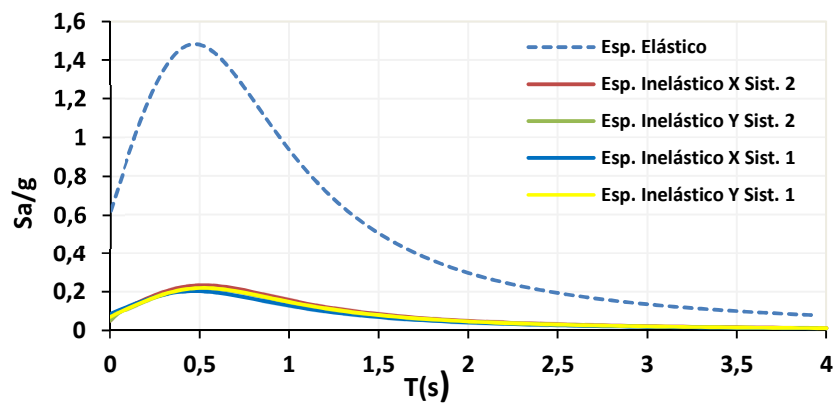


Figura 2.2 – Espectros de diseño para ambas direcciones de análisis

2.2.3 Espectro elástico de desplazamiento

De acuerdo a [4] el espectro elástico de desplazamiento, usado para estimar el desplazamiento lateral de diseño en el techo, se obtiene como:

$$S_{de} = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (2.6)$$

Donde:

S_{de} : Espectro elástico de desplazamiento.

C_d^* Factor que depende del tipo de suelo estipulado en [4].

Tabla 2.5 – Valores C_d^*

Tipo de Suelo	C_d^*	Rango de Períodos
D	1.0	$T_n \leq 0.9$
	$1.1T_n$	$T_n \leq 0.9 \leq 1.75$
	1.93	$1.75 < T_n \leq 5.00$

2.2.4 Deformaciones sísmicas

2.2.4.1 Desplazamiento de diseño a nivel de techo

El artículo 9.2 de [4], establece que para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo, δ_u , 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 de análisis, multiplicada por un factor de 1.3. Como muestra la siguiente ecuación.

$$\delta_u = 1.3 \cdot S_{de}(T_{ag}) \quad (2.7)$$

En que T_{ag} es el período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, considerando en su cálculo la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón.

Si el período de mayor masa traslacional no ha sido calculado considerando estos efectos, el período agrietado puede aproximarse a 1.5 veces el período calculado sin las consideraciones anteriores:

$$T_{ag} = 1.5 T_n \quad (2.8)$$

A través de las ecuación (2.6) a (2.8) y los valores de la tabla 2.6 se puede obtener el desplazamiento lateral de diseño en el techo, en cada sistema para ambas direcciones, ilustrados en la tabla 2.5.

Tabla 2.6 – Desplazamiento lateral de diseño

Sistema	Dirección	T[seg]	T _{ag} [seg]	δ _u [cm]
1	X	1.10	1.65	60
	Y	0.90	1.35	47
2	X	1.22	1.83	64
	Y	0.97	1.46	51

Además se muestra en la figura 2.3 los desplazamientos de diseño en el techo graficados en el espectro elástico de desplazamiento.

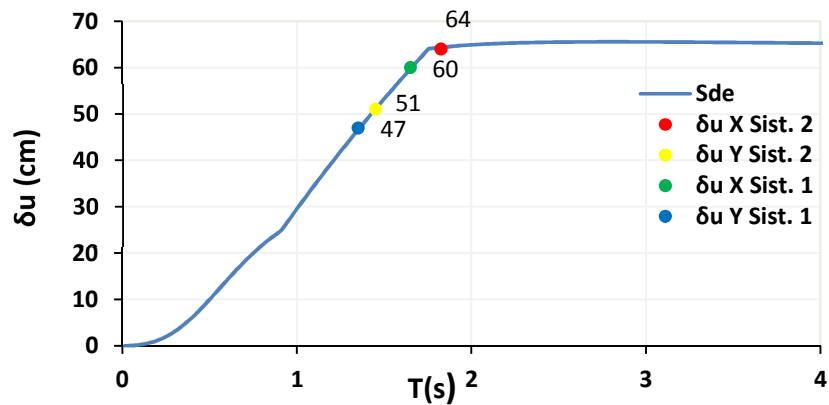


Figura 2.3 – Desplazamientos de diseño a nivel de techo

2.2.4.2 Desplazamiento lateral de entrepiso

Se estipula en 5.9.2 de [3] que el desplazamiento relativo máximo (drift) entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masa en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicado por 0.002.

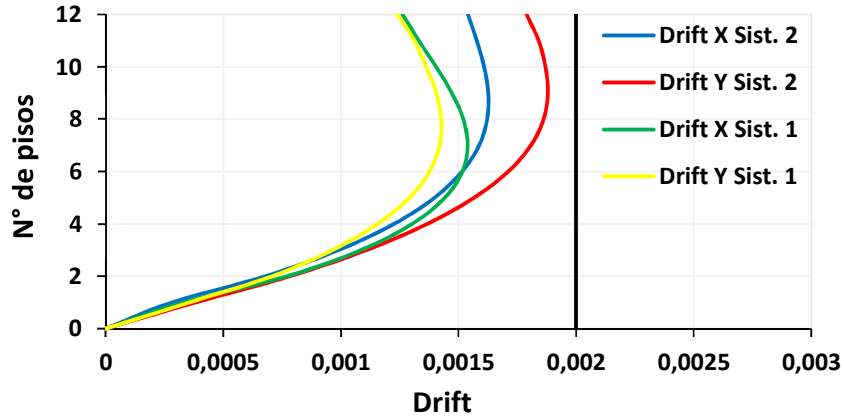


Figura 2.4 – Drift de entrepiso en ambas direcciones

En la figura 2.3 se muestran los desplazamientos relativos de entrepiso de ambos sistemas analizados para cada dirección de análisis, además se puede observar el límite máximo estipulado por la normativa vigente, se demuestra que en ningún caso es sobrepasado, por lo que el diseño propuesto es satisfactorio.

2.3 Diseño elementos estructurales Sistema 1

En la práctica chilena el diseño de estructuras de hormigón armado se rige por los requisitos dispuestos en [1] y [6]. El capítulo 21 de [1] contiene disposiciones que se consideran como requisitos mínimos para estructuraciones sismo-resistentes en regiones de alta sismicidad, capaces de soportar oscilaciones en el rango inelástico de respuesta sin un deterioro crítico de su resistencia.

Para el sistema 1 los muros se diseñan como muros especiales y los marcos como marcos especiales; la figura 2.5 muestra los elementos a diseñar.

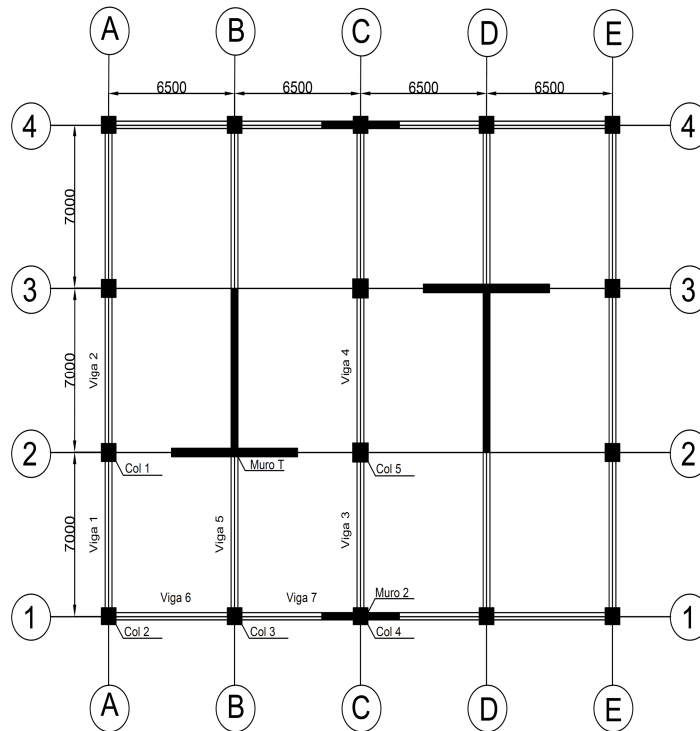


Figura 2.5 – Elementos seleccionados para el diseño

2.3.1 Resistencia de diseño y factores de reducción

La resistencia de diseño proporcionada a los elementos estructurales, debe tomarse como la resistencia nominal, calculada con los requisitos de [1], multiplicada por los factores de reducción de resistencia ϕ , como se detalla a continuación.

$$R_{nominal} = \frac{R_{\acute{u}ltimo}}{\phi} \quad (2.9)$$

Los factores de reducción se especifican en las secciones 9.3.2.1 a 9.3.2.7 de [1] siendo estos:

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

Para secciones sometidas a carga axial y flexión, se determina la resistencia de diseño multiplicando tanto P_n como M_n por un único valor apropiado de ϕ [1]. Es decir, que para secciones sometidas a flexión y controladas por los límites de tracción y compresión, el factor de reducción varía linealmente desde 0.65 (compresión) a un valor de 0.9 (tracción) como muestra la figura 2.6.

Cabe señalar que se usa un factor de reducción más bajo en las secciones controladas por compresión, ya que estas presentan una menor ductilidad, en comparación con las secciones controladas por tracción [1].

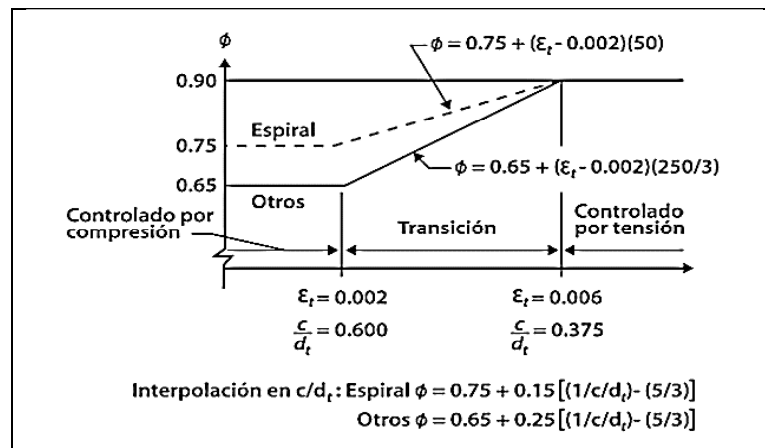


Figura 2.6 – Variación de factor de reducción ϕ
Fuente: [1]

2.3.2 Diseño de elementos sometidos a flexión

Esta sección está orientada al diseño de las vigas pertenecientes a los marcos especiales seleccionadas en la figura 2.5, estas deben satisfacer las condiciones dispuestas en 21.5 de [1], el cual hace referencia a elementos sometidos a flexión en pórticos especiales resistentes a momento.

Se cumple como se estipula en [1], que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo, no sea menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. Y que la resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no sea menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.

Como está estipulado en [1], se debe cumplir con una cuantía mínima de área de refuerzo ya que cuando las cuantías de refuerzo son muy bajas existe la posibilidad que su capacidad sea menor a la del hormigón en tracción y la falla en este caso puede ser repentina.

Por otro lado, cabe señalar que hay casos en que se aumentó la cuantía, para facilitar la distribución del refuerzo, pero al igual que en el caso explicado con anterioridad se cumplió con lo

estipulado en [1] sobre el refuerzo máximo, esto debido a que la deformación unitaria del acero debe sobrepasar el 0.004 y así asegurar la falla en tensión del elemento y prevenir una falla frágil.

La distribución de la armadura longitudinal de las vigas se entrega en la figura 2.7, además un resumen con la cuantía mínima, requerida y suministrada se detalla en la tabla 1.1 en Anexos1.

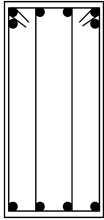
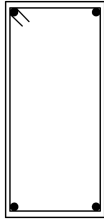
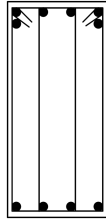
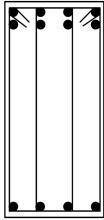
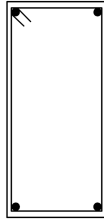
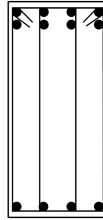
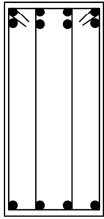
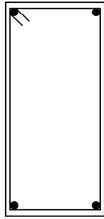
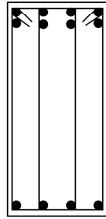
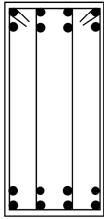
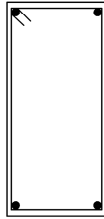
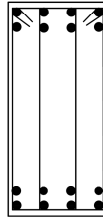
Viga	Inicio	Medio	Final	Viga	Inicio	Medio	Final
1 2	6Ø22 	2Ø22 	6Ø22 	3 4	4Ø25+4Ø18 	2Ø25 	4Ø25+4Ø18 
	4Ø22	2Ø22	4Ø22		4Ø22	2Ø22	2Ø22
Viga	Inicio	Medio	Final	Viga	Inicio	Medio	Final
5 6	4Ø25+4Ø18 	2Ø25 	4Ø25+4Ø18 	7	4Ø25+4Ø25 	2Ø25 	4Ø28+4Ø22 
	4Ø25	2Ø25	4Ø25		4Ø25+4Ø22	2Ø25	4Ø25+4Ø25

Figura 2.7 – Distribución refuerzo longitudinal vigas Sistema 1

2.3.3 Resistencia al corte en vigas

Tal como se estipula en [1], el de diseño V_e , se debe determinar a partir de las fuerzas estáticas en la parte del elemento comprendida entre las caras del nudo. Se debe suponer que las caras de los nudos localizados en los extremos del elemento actúan con momentos de signo opuesto correspondiente a la resistencia probable M_{pr} , además de la acción gravitacional mayorada a lo largo de la luz. Tal como ilustran la ecuación 2.11 y la figura 2.9.

Debe suponerse que los elementos llegarán a la fluencia al estar sometidas a un sismo severo. El corte de diseño debe ser una buena aproximación del corte máximo que pueda desarrollar el elemento. Por lo que la resistencia al corte requerida en elementos de marcos está relacionada con la resistencia a la flexión de dicho elemento más que con las fuerza de corte mayorada. Además, se considera que la resistencia de fluencia real del refuerzo longitudinal puede exceder la resistencia de fluencia especificada, por lo que se usa un esfuerzo de fluencia de $1.25f_y$, para determinar la resistencia de corte requerida [1].

Lo anteriormente señalado se conoce como *diseño por capacidad*, este diseño garantiza que el elemento fluya y tenga capacidad de deformación, limitando así una falla frágil por corte.

$$M_{pr} = 1.25 f_y A_s \left(d - 0.59 \frac{1.25 f_y A_s}{f'_c b} \right) \quad [\text{Tonf-m}] \quad (2.10)$$

Donde:

A_s : Área de refuerzo suministrada [m²].

d : Distancia a la fibra en tracción [m].

b : Ancho de viga [m].

f_y : Fluencia del acero de refuerzo [Tonf/m²].

f'_c : Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión [Tonf/m²].

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2} \quad [\text{Tonf}] \quad (2.11)$$

Donde:

M_{pr1} y M_{pr2} : Resistencia probable en la fibra sometida a flexión [Tonf-m].

W_u : Carga gravitacional mayorada [Tonf].

l_n : Longitud de la viga [m].

El corte requerido V_e se obtiene como se expuso en la ecuación 2.1 y se compara con el corte nominal límite ($V_e \leq \phi V_{n,limite}$). El corte nominal límite se determina a través de la ecuación 2.12.

$$V_{n,limite} = 2.2 \sqrt{f'_c} A \quad [\text{Tonf}] \quad (2.12)$$

Donde:

f'_c : Resistencia cilíndrica del hormigón [Tonf/m²].

A : Área transversal de la sección [m²]

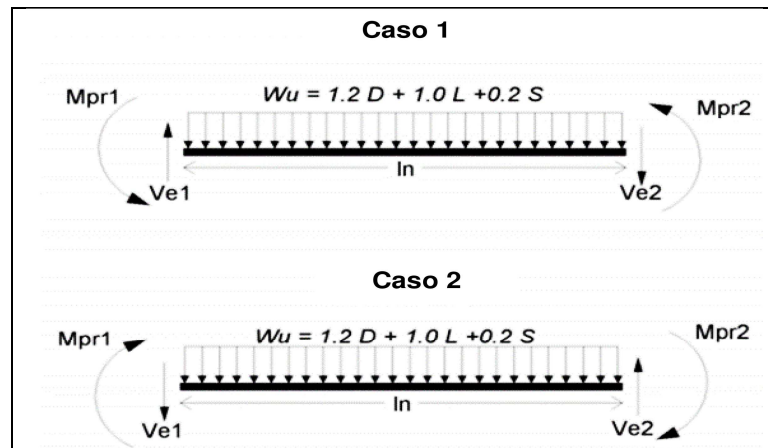


Figura 2.8 – Momentos probables y cortes de diseño

Fuente: [1]

En base a la comparación de esfuerzos se verifica si es posible diseñar las vigas para resistir las solicitaciones, no se detalla la armadura transversal ni el procedimiento ya que no son relevantes para el objetivo final del trabajo. En la tabla 1.2 de Anexos se encuentran las verificaciones correspondientes.

2.3.4 Elementos sometidos a flexión y carga axial

Esta sección comprende el diseño de los elementos pertenecientes a marcos especiales resistentes a momento, que resisten fuerzas inducidas por el sismo y que tienen una fuerza axial mayorada de compresión o tracción.

Según lo establecido en 21.6.3.1 de [1], la cuantía de refuerzo longitudinal no debe ser menor a 1% ni mayor que 6%. La tabla 2.7 resume la armadura longitudinal de las columnas seleccionadas en 2.4.1.

Tabla 2.7 – Resumen refuerzo longitudinal en columnas

Eje	Columna	Sección [cm/cm]	As, min [cm]	As, sum [cm]	Cuantía
A	1	75x75	56.25	60.35	1.07
	2	75x75	56.25	60.35	1.07
C	4	75x75	56.25	60.35	1.07
	5	80x80	64.00	65.24	1.02
B	3	75x75	56.25	60.35	1.07

Se muestra a continuación los diagramas de interacción de momento y fuerza axial y se grafican las solicitaciones provenientes de las distintas combinaciones de carga. Cabe señalar que como muestran las figuras 2.9 y 2.10, todos los puntos permanecen dentro de la curva de diseño, además todos los puntos se encuentran bajo la falla balanceada delimitada por el momento máximo alcanzado en la curva de momento nominal, esto es un punto relevante para evitar fallas frágiles.

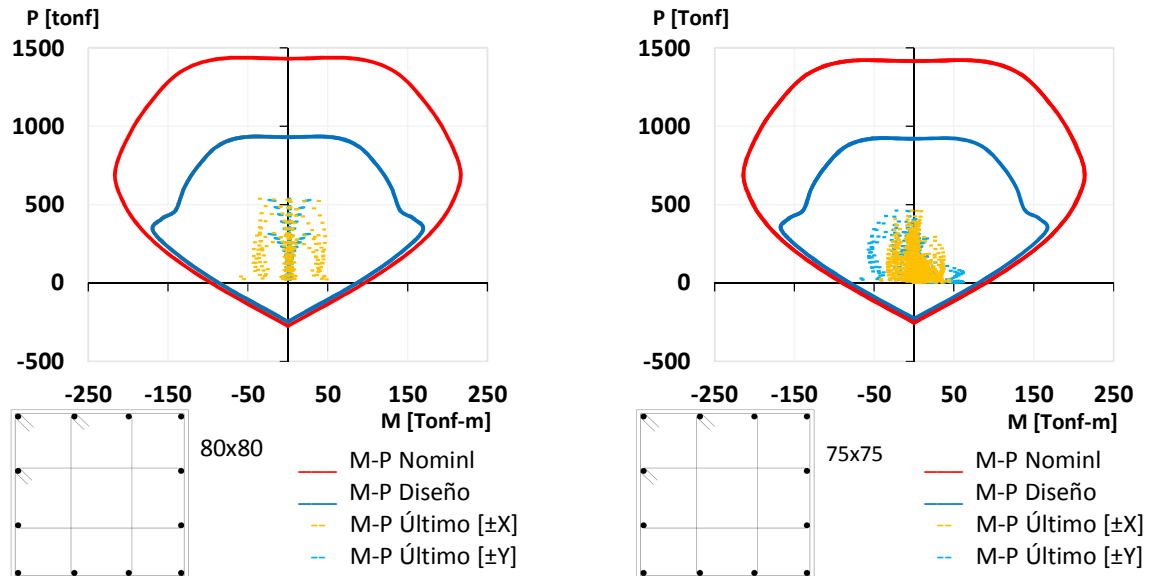


Figura 2.9 – Diagramas de Interacción en columnas para ambas direcciones de análisis

En 21.6.2 de [1], se establece un criterio que se debe cumplir en el diseño de marcos especiales conocido como *columna fuerte viga débil*, el cual debe satisfacer la condición establecida en la ecuación 2.13.

Lo anterior para reducir la posibilidad de fluencia en las columnas y con esto prevenir “piso blando”, que implica pérdida de capacidad vertical del sistema resistente ante un sismo, ya que de no cumplir con este criterio existe la posibilidad de acción inelástica en las columnas produciendo fluencia en estas por flexión, conduciendo en el peor de los casos al colapso, es por esto que se espera que las rótulas plásticas se formen en los extremos de las vigas que llegan a un nudo de la unión viga/columna.

$$\sum M_{n,Col} \geq 1.2 \sum M_{n,Viga} \quad (2.13)$$

Dónde:

$\sum M_{n,Col}$: Sumatoria de momentos nominales en columnas.

$\sum M_{n,Viga}$: Sumatoria de momentos nominales en vigas.

Las resistencias nominales de las vigas y columnas para verificar el criterio descrito anteriormente, se calculan en las caras de los nudos tal como muestra el esquema de la figura 2.11.

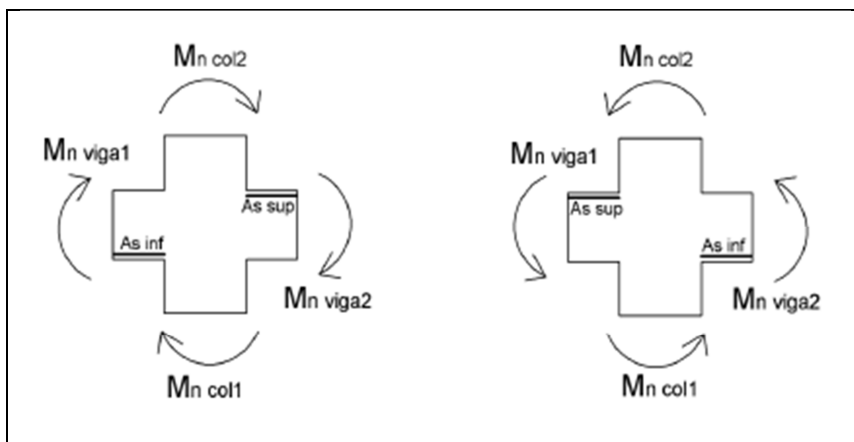


Figura 2.10 – Distribución de momentos nominales en la unión viga/columna

La tabla 2.8 contienen el resumen de la verificación de los momentos nominales en los nudos correspondientes a los elementos seleccionados en 2.4.1, como se puede ver en la tabla los tres nudos analizados cumplen con la disposiciones descritas.

Tabla 2.8 – verificación criterio columna fuerte viga débil

Eje	Nudo	Caso	Mn, viga [Tonf]	Mn, viga [Tonf]	Mn, col1 [Tonf]	Mn, col2 [Tonf]	1.2∑Mn,Viga [Tonf]	∑ Mn Col [Tonf]
A	2-A	1	43.08	62.31	112.00	108.00	126.47	220.00
		2	56.13	43.08	112.00	108.00	119.05	220.00
B	1-B	1	54.45	99.87	120.00	110.00	185.19	230.00
		2	72.80	84.99	120.00	110.00	189.35	230.00
C	2-C	1	43.08	76.06	125.00	110.00	142.96	235.00
		2	72.80	43.08	125.00	110.00	139.05	235.00

2.3.5 Resistencia al corte en columnas

Igual como se definió en 2.4.4 el corte de diseño en las columnas debe ser una buena aproximación del corte máximo que se pueda desarrollar en el elemento, por lo que la resistencia requerida al corte está relacionado con la resistencia a flexión generada en los nudos, es decir que se debe utilizar también aquí el diseño por capacidad; por lo tanto el corte requerido V_e se determinan considerando los momentos probables M_{pr1} y M_{pr2} , que son transmitidos a la columna a través de las vigas que concurren a ella como muestra la figura 2.11. Esto para el extremo superior de las columnas del primer piso (M_{pr1}). Para el primer piso el M_{pr2} se estima a través de la máxima resistencia probable a flexión proporcionada en la base de la columna, y que corresponde al punto de equilibrio del diagrama de interacción calculado para la fuerza axial mayorada de compresión inducida por el sismo, así se obtiene:

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \quad [\text{Tonf}] \quad (2.14)$$

Donde:

M_{pr1} : Resistencia probable a flexión, transmitida a la columna a través de las vigas que concurren a ella, que se obtiene de la ecuación 2.10 [Tonf-m].

M_{pr2} : Resistencia probable a flexión, proporcionada en la base de la columna Tonf-m].

l_n : Longitud de la columna [m].

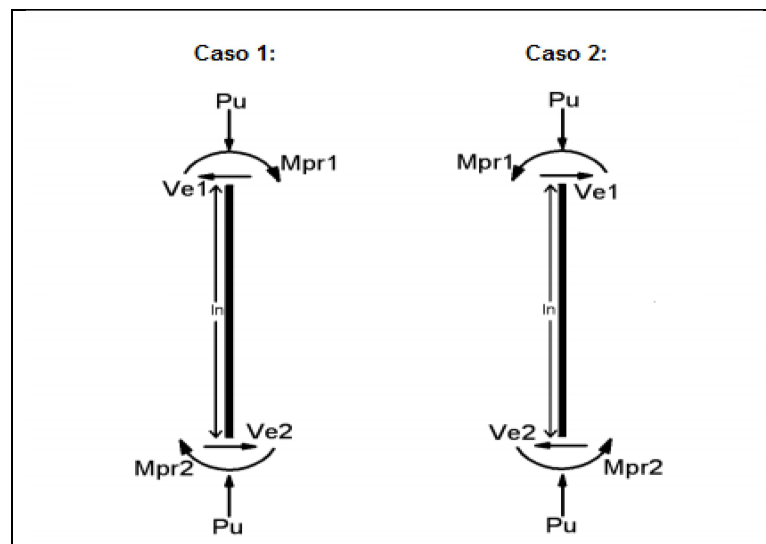


Figura 2.11 – Corte de diseño en columnas
Fuente: [1]

Un resumen de los momentos probables, el corte de diseño y el corte máximo para cada una de las columnas analizadas se puede apreciar en la tabla 1.3 en Anexos.

2.3.6 Muros – Diseño a flexión y carga axial

El sistema estructural contiene 2 muros de sección “T”, y dos muros rectangulares, como se especificó en 1.1, de los cuales solo se analizará uno de cada tipo debido a la simetría de la planta.

Como se estipula en [1], se debe determinar la resistencia considerando las fuerzas axiales y laterales aplicadas. Se debe incluir en el cálculo de la resistencia el refuerzo concentrado en los elementos de borde y el distribuido en las alas y alma basándose en un análisis de compatibilidad de deformaciones.

La siguiente figura muestra el detalle del refuerzo proporcionado al muro ‘T’, especificando la armadura para los bordes del elemento y la distribuida tanto en el alma como las alas.

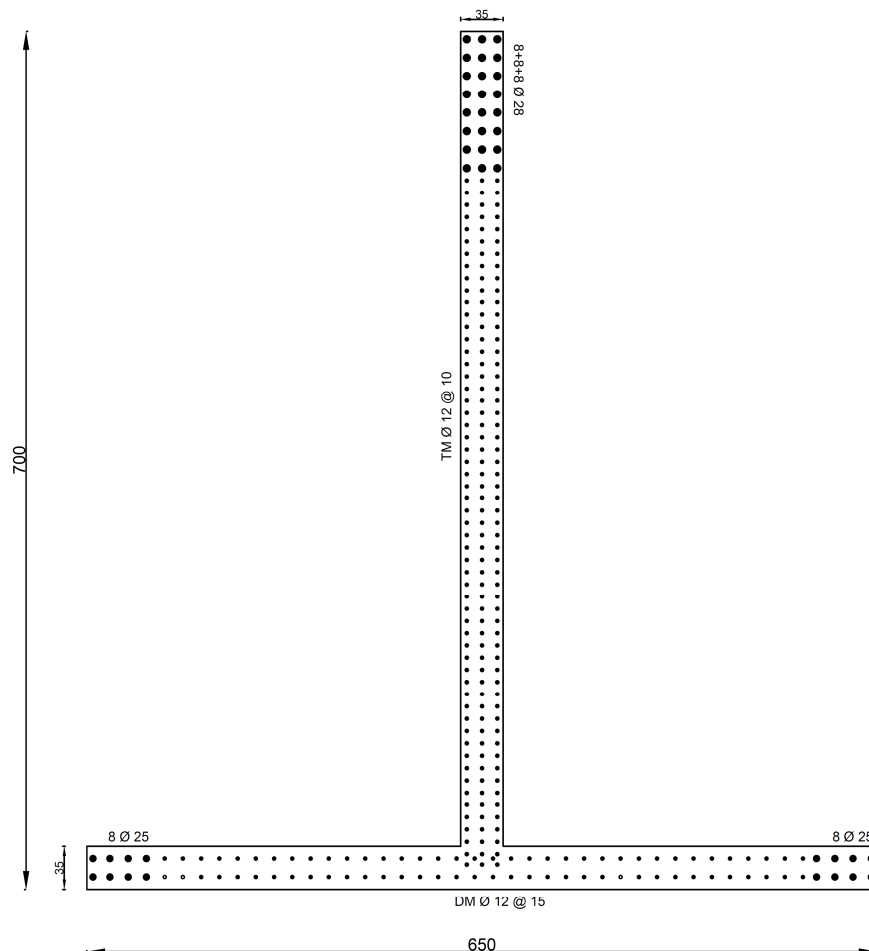


Figura 2.12 – Distribución de armadura muro T

La figura 2.13 muestra la distribución de la armadura correspondiente al muro rectangular que se analiza en este trabajo.

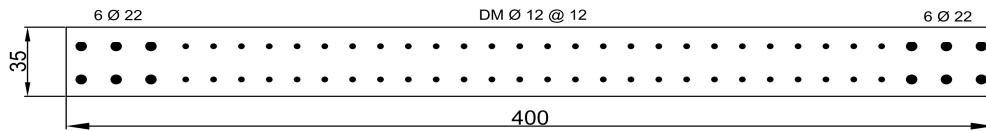


Figura 2.13 – Distribución de armadura muro rectangular

Los diagramas de interacción para ambas direcciones de análisis del muro “T”, se muestra en la figura 2.14, donde se puede apreciar que todos los puntos permanecen dentro de la curva de diseño y que además no sobrepasan la falla balanceada, evitando fallas repentinas por compresión.

En el diagrama de interacción del muro rectangular se puede apreciar el comportamiento es simétrico, así como también se puede observar que igual como el caso anterior los puntos permanecen dentro del área de diseño y bajo la falla balanceada. Véase figura 2.15.

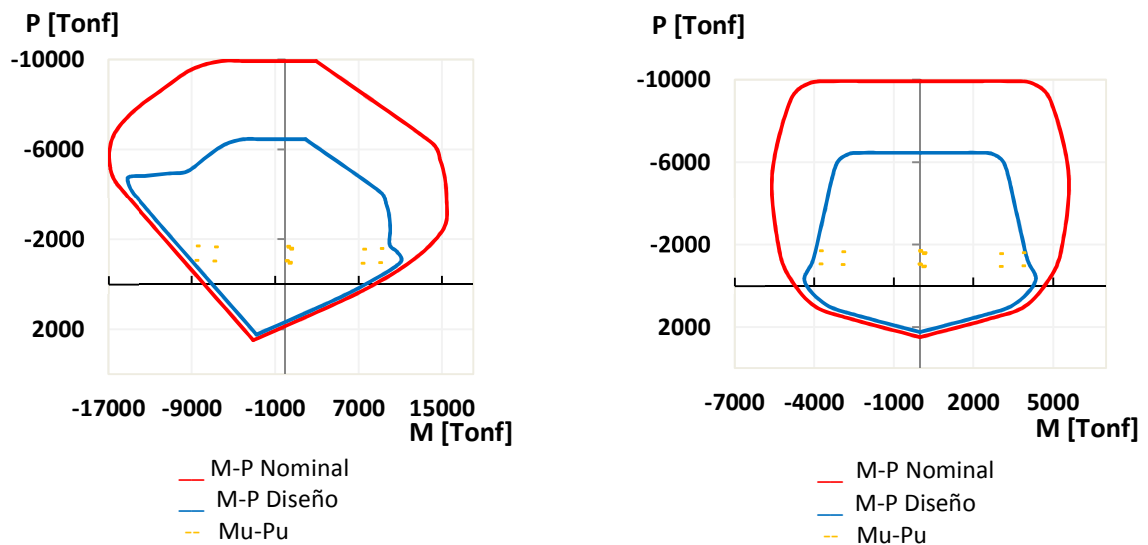


Figura 2.14 – Diagramas de interacción muro “T” en ambas direcciones de análisis

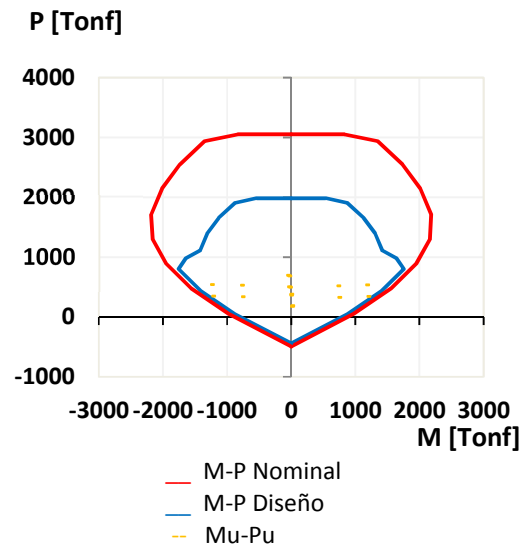


Figura 2.15 – Diagrama de interacción muro rectangular [±X]

2.3.7 Muros – Capacidad de deformación y elementos de borde

Según 21.9.5.3 de [6], 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 . La demanda de curvatura se puede calcular a través de la expresión 2.14. Esta verificación se debe hacer considerando la mayor carga axial P_u consistente con δ_u .

$$\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p \left(H_t - \frac{l_p}{2} \right)} + \phi_e \quad (2.14)$$

Donde:

ϕ_u : Curvatura última

ϕ_e : Curvatura de fluencia

δ_u : Desplazamiento último

δ_e : Desplazamiento de fluencia

l_p : Longitud de la rótula plástica

H_t : Distancia entre el último nivel significativo del edificio y la sección crítica del muro

Por otro lado, para el análisis de la capacidad de curvatura de la sección del muro se realizan los diagramas de momento-curvatura, el cual permite representar la resistencia a flexión y curvatura para los distintos niveles de deformación y carga axial, tanto en el rango elástico como inelástico de la sección.

Las figuras 2.16 y 2.17 muestran las gráficas de momento-curvatura, para las cuales se considera que el acero tiene un comportamiento bilineal y alcanza una deformación máxima de 0.06 [13].

Para el muro "T" debido a la simetría, las curvas son idénticas en ambos sentidos de la dirección "X" (curva roja), sin embargo en el sentido Y (curva azul) positivo, el muro presenta una muy baja capacidad de deformación debido a que es muy poco el hormigón que debe resistir la compresión (cuando se comprime la cabeza del alma), en contraste el sentido negativo de la dirección asimétrica tiene una gran capacidad de deformación debido a que el área de hormigón que resiste la compresión es mucho más elevado que en el caso contrario (cuando se comprimen las alas). En el caso del muro rectangular las curvas son simétricas para la dirección de analizada. También en las gráficas se puede observar la carga axial asociada a la obtención de los diagramas de momento-curvatura.

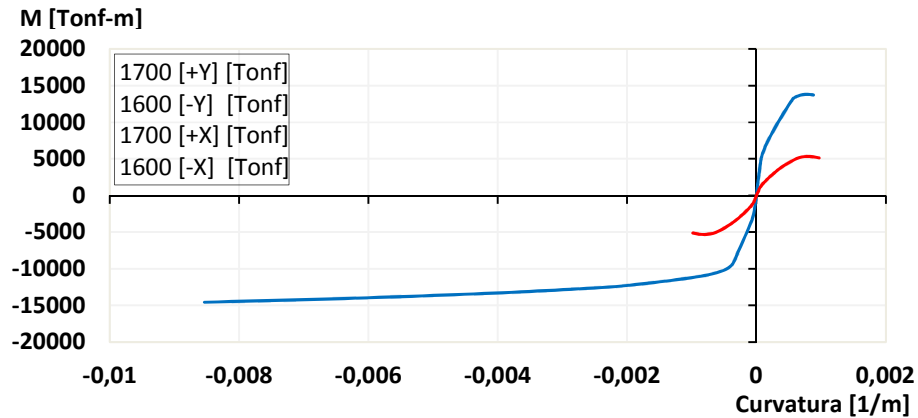


Figura 2.16 – Momento-curvatura del muro "T" en ambas direcciones de análisis

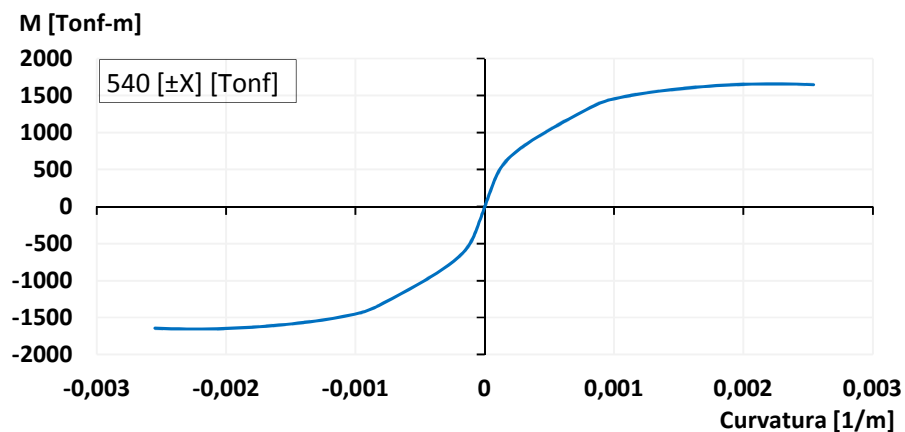


Figura 2.17 – Momento curvatura muro rectangular dirección "X"

En caso de no cumplir con la capacidad de curvatura necesaria, se deberán emplear elementos especiales de borde, se debe calcular la distancia en la que corresponde extender dichos elementos, verificando que la deformación unitaria de la fibra extrema en compresión no sobrepase 0.008. No se realiza un detallamiento de los elementos de borde ya que no es relevante para cumplir con los objetivos del presente trabajo.

Para encontrar la distancia en que el elemento de borde se debe extender es necesario conocer la profundidad del eje neutro, calculada para la fuerza axial mayorada y la resistencia nominal a momento consistente con el desplazamiento de diseño [6].

$$C = \frac{\varepsilon_c}{\phi} = \frac{0.003}{\phi} \quad (2.15)$$

En que:

C : Profundidad del eje neutro

ε_c : Deformación unitaria de la fibra en compresión

La tabla 2.9 muestra un resumen con la verificación de la capacidad de curvatura y el posible uso de elementos especiales de borde para los dos tipos de muro estudiados en ambas direcciones de análisis.

Tabla 2.9 – Verificación de la capacidad de curvatura en los muros

Muro	Dirección	L_w [m]	H_w [m]	δ_u [m]	L_p [m]	Φ_e [1/m]	δ_e [m]	Φ_u [D.S 60]	Φ_u [1/m]	C [m]	$\varepsilon_{c, req}$	C_c [m]
T	X(+)	6.50	42	0.60	3.25	6.5E-04	0.38	0.0023	0.00097	3.10	0.0071	1.8
	X(-)	6.50	42	0.60	3.25	6.5E-04	0.38	0.0023	0.00098	3.00	0.0070	1.7
	Y(+)	7.00	42	0.47	3.50	5.8E-04	0.34	0.0015	0.00088	3.40	0.0051	1.4
	Y(-)	7.00	42	0.47	3.50	5.2E-04	0.31	0.0017	0.00085	0.40	0.0006	--
2	X(+)	4.00	42	0.60	2.00	9.7E-04	0.57	0.0013	0.0026	1.20	0.0015	--
	X(-)	4.00	42	0.60	2.00	9.7E-04	0.57	0.0013	0.0026	1.20	0.0015	--

El valor “ C_c ” de la tabla anterior muestra la extensión del elemento de borde, en los casos que corresponda. Como se puede apreciar se debe emplear el confinamiento en el muro T en ambas alas y en el lado positivo del alma, debido a que en los tres casos mencionados la capacidad de curvatura es sobrepasada por la demanda. En cuanto al muro rectangular no es necesario contar con elementos de borde.

2.3.8 Muros – Resistencia al corte

Los cortantes de diseño para muros estructurales se obtienen del análisis para cargas laterales con los factores apropiados. Para segmentos horizontales de muro el corte V_n no debe suponerse mayor que $2.65 A_{cw} \sqrt{f'_c}$, donde A_{cw} representa el área de la sección de concreto del segmento horizontal del muro en metros.

Con este límite de corte se verifica si es posible diseñar los muros para resistir las solicitaciones, no se detalla la armadura transversal ni el procedimiento ya que nos es relevante para el objetivo de este trabajo.

En las figuras a continuación se muestra gráficamente los cortes por niveles para cada muro analizado y en las direcciones de interés, se puede apreciar también en las gráficas el corte límite estipulado anteriormente y el corte de diseño.

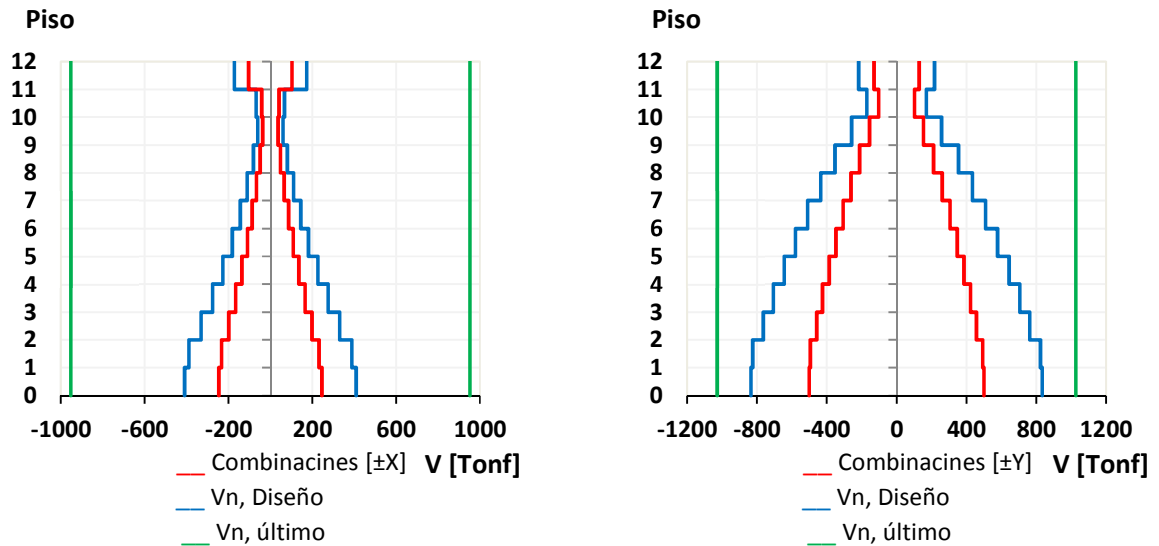


Figura 2.18 – Cortes por nivel en muro “T” en ambas direcciones de análisis

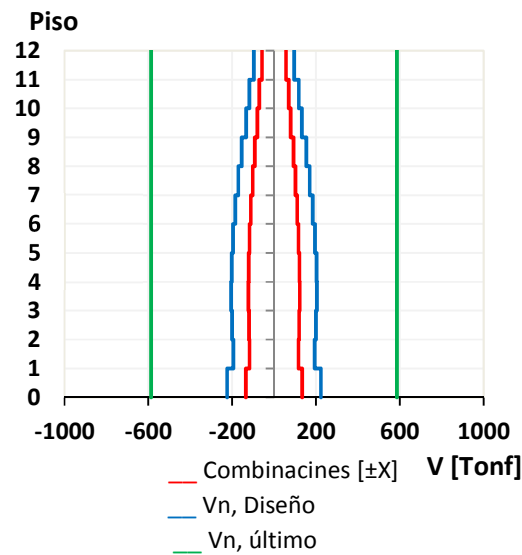


Figura 2.19 – Corte por nivel muro rectangular

2.4 Diseño elementos estructurales Sistema 2

Según las disposiciones de 21.1.1.9 de [6], en estructuras mixtas con muros y marcos continuos en toda la altura del edificio, y cumpliendo algunas condiciones, los marcos se pueden dimensionar como marcos intermedios, siguiendo lo estipulado en 21.3 de [1].

Los elementos seleccionados para el diseño como marcos intermedios del sistema 2, son los que integran los marcos estructurales, mostrados en la figura 2.5.

2.4.1 Diseño de elementos sometidos a flexión

En este apartado se dará a conocer el diseño de las vigas pertenecientes a los marcos intermedios, estas deben satisfacer las condiciones dispuestas en 21.3 de [1], el cual hace referencia a marcos intermedios resistentes a momento, que forman parte del sistema resistentes ante fuerzas sísmicas.

Se cumple con que la resistencia a momento positivo en la cara del nudo, no debe ser menos que un tercio de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara del nudo y que además la resistencia a momento negativo positivo en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor que un quinto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos [1].

Además se cumple con las cuantías límites estipuladas en [1]. La distribución del refuerzo longitudinal de las vigas se entrega en la figura 2.20, además un resumen con la cuantía mínima, requerida y suministrada se detalla en la tabla 2.1 en Anexos.

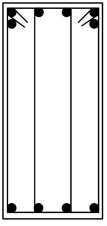
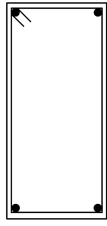
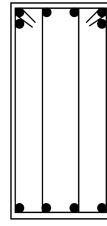
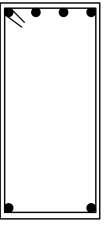
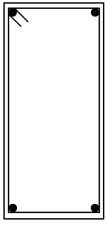

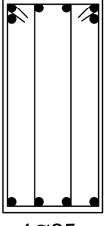
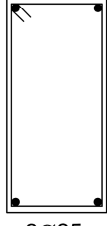
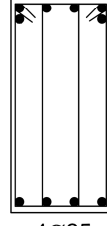
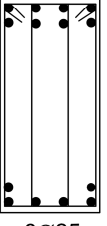
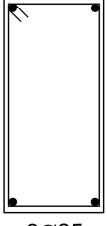
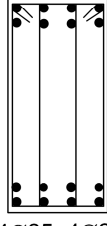
Viga	Inicio	Medio	Final	Viga	Inicio	Medio	Final
1 2	6Ø22 	2Ø22 	6Ø22 	3 4	4Ø25 	2Ø25 	4Ø25 
	2Ø25+2Ø12	2Ø25	2Ø25+2Ø12		2Ø25	2Ø25	2Ø25
Viga	Inicio	Medio	Final	Viga	Inicio	Medio	Final
5 6	6Ø22 	2Ø22 	6Ø22 	7	4Ø25+4Ø22 	2Ø25 	6Ø25+2Ø18 
	4Ø25	2Ø25	4Ø25		6Ø25	2Ø25	4Ø25+4Ø22

Figura 2.20 – Distribución refuerzo longitudinal vigas sistema 2

2.4.2 Resistencia al corte en vigas

De acuerdo a 21.3 de [1], La fuerza de corte mayorada en marcos intermedios se determina a partir de la resistencia nominal a momento del elemento y de la carga gravitacional que tiene. Como lo ilustra la figura 2.21 y la ecuación 2.16.

Para determinar el cortante máximo en la viga, se supone que sus resistencias nominales a momento ($\Phi = 1$) se desarrollan simultáneamente en ambos extremos de la luz libre. El corte asociado a esta condición se suma algebraicamente al corte debido a las cargas mayoradas gravitacionales, determinando así el corte para el cual debe diseñarse la viga [1].

$$V_e = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{l_n} + \frac{W_u l_n}{2} \quad [\text{Tonf}] \quad (2.16)$$

Donde:

M_{n1} y M_{n2} : Resistencia nominal en la fibra sometida a flexión [Tonf-m].

W_u : Carga gravitacional mayorada [Tonf].

l_n : Longitud de la viga [m].

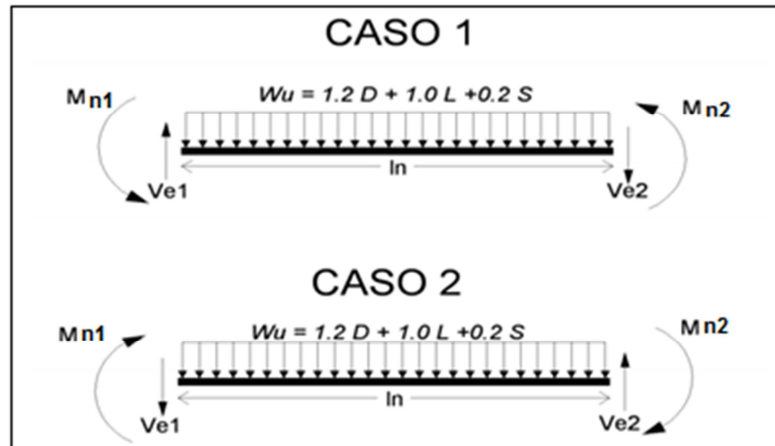


Figura 2.21 – Momentos nominales y cortes de diseño
Fuente: [1]

En base a la comparación de esfuerzos se verifica si es posible diseñar las vigas para resistir las solicitaciones, no se detalla la armadura transversal ni el procedimiento ya que no son relevantes para el objetivo final del trabajo. En la tabla 2.2 de Anexos se encuentran las verificaciones correspondientes.

2.4.3 Elementos sometidos a flexión y carga axial

Este apartado está orientado al diseño de los elementos sometidos a flexión y carga axial pertenecientes a marcos intermedios resistentes a momento en el sistema 2 del presente trabajo. La tabla 2.10 resume las cuantías de refuerzo longitudinal seleccionadas.

Tabla 2.10 – Refuerzo longitudinal columnas del sistema 2

Eje	Columna	Sección [cm/cm]	As, min [cm]	As, sum [cm]	Cuantía
A	1	70x70	45.50	50.16	1.10
	2	70x70	45.50	50.16	1.10
C	4	70x70	45.50	50.16	1.10
	5	70x70	45.50	50.16	1.10
B	3	70x70	45.50	50.16	1.10

Se muestra a continuación los diagramas de interacción de momento y fuerza axial y se grafican las solicitaciones provenientes de las distintas combinaciones de carga. Todos los puntos permanecen dentro de la curva de diseño. No obstante se puede apreciar cargas por sobre el balance lo que limita considerablemente su capacidad de deformación.

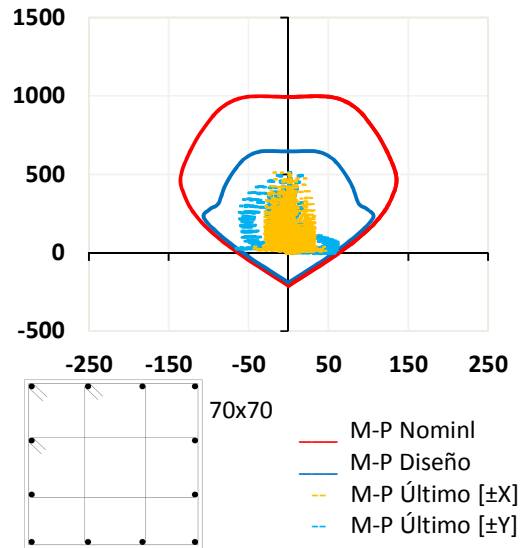


Figura 2.22 – Diagrama de interacción en columnas para ambas direcciones de análisis

2.4.4 Resistencia al corte en columnas

La figura 2.23 ilustra la determinación de la cortante de diseño para la columna, la fuerza axial mayorada “ P_u ” se debe elegir para desarrollar la mayor resistencia a momento de la columna [1]. El corte de diseño para marcos intermedios se obtiene de la siguiente forma:

$$V_e = \frac{M_{n1} + M_{n2}}{l_n} \quad [\text{Tonf}] \quad (2.16)$$

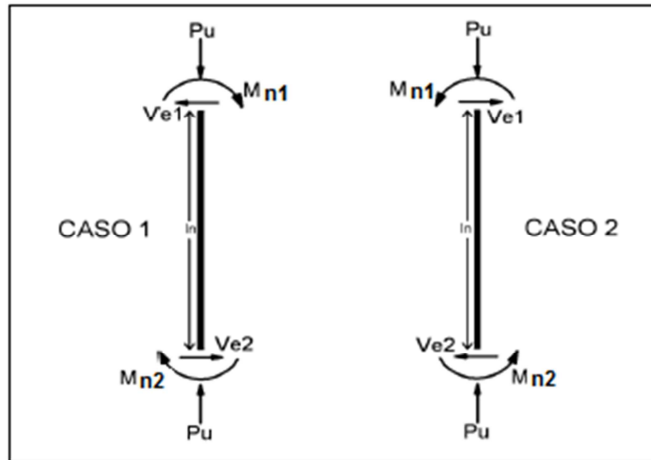


Figura 2.23 – Corte de diseño en columnas

Fuente: [1]

Un resumen de los momentos nominales, el corte de diseño y el corte máximo para cada una de las columnas analizadas se muestra en la tabla 2.3 de los Anexos, queda ahí demostrado que en ningún caso se sobrepasa el corte máximo.

Cabe señalar que para el sistema 2, diseñado como marcos intermedios resistentes a momento no es necesario verificar el criterio columna fuerte viga débil, que si se debe cumplir en el diseño como marcos especiales, no obstante se verifico para tener un parámetro de cómo se comporta bajo este criterio, se puede establecer que de los tres nudos analizados, solo dos cumplen en toda la altura. En la tabla 2.11 se puede apreciar el análisis del criterio señalado.

Tabla 2.11 – verificación criterio columna fuerte viga débil

Eje	Nudo	Caso	Mn, viga [Tonf]	Mn, viga [Tonf]	Mn, col1 [Tonf]	Mn, col2 [Tonf]	1.2ΣMn,Viga [Tonf]	Σ Mn Col [Tonf]
A	2-A	1	30.59	66.49	62.00	58.00	116.50	120.00
		2	66.49	30.59	62.00	58.00	116.50	120.00
B	1-B	1	58.18	99.86	57.00	55.00	189.66	112.00
		2	66.49	95.10	57.00	55.00	193.90	112.00
C	2-C	1	30.59	58.18	68.00	63.00	106.53	131.00
		2	58.18	30.59	68.00	63.00	106.53	131.00

CAPITULO III

3 Análisis no Lineal

En este capítulo se realiza un análisis dinámico tiempo-historia con el programa computacional RUAUMOKO 2D [5], con el propósito de obtener las demandas de deformaciones, los esfuerzos de corte y momento y la respuesta histerética de los elementos estructurales cuando el edificio es sometido a un sismo real, evaluando si se satisfacen los criterios de diseño. Para el análisis se utilizó tres registros de aceleración (Concepción, Constitución y Viña del Mar) del terremoto del Maule de 27 de Febrero de 2010.

El análisis se realiza solo en la dirección "Y", con el objetivo de observar el comportamiento del muro T, que además es donde la estructura presenta la dirección más rígida. Se analizaron los 5 ejes correspondientes a la dirección en estudio, tanto para el diseño del Sistema 1 como del Sistema 2.

3.1 Registros de aceleración

1) Concepción.

Este registro corresponde a la componente 1-L y alcanza una aceleración máxima de $3.93 \text{ [m/s}^2\text{]}$.

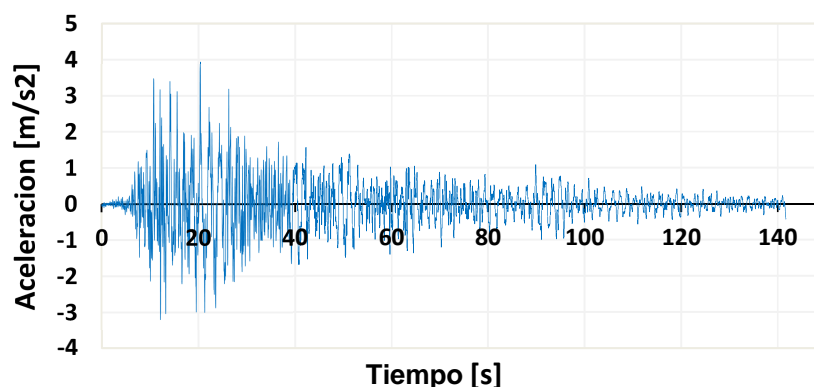


Figura 3.1 – Registro de aceleración ciudad de Concepción, componente L

2) Constitución.

El registro corresponde de la componente 3-T y alcanza una aceleración máxima de $6.13 \text{ [m/s}^2\text{]}$.

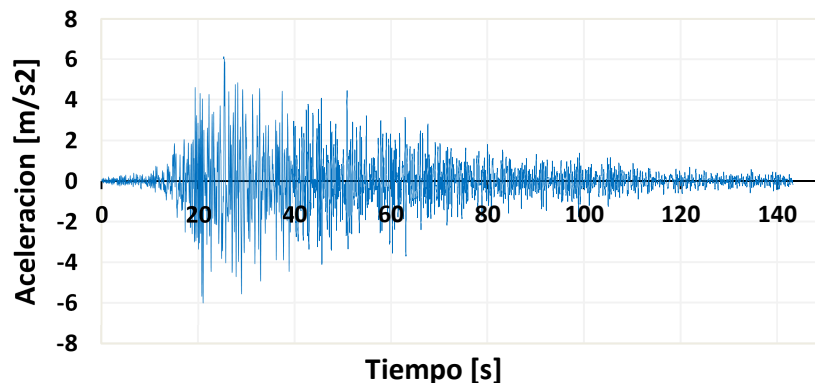


Figura 3.2 – Registro de aceleración localidad de Constitución 2010, componente T

3) Viña del Mar.

Este registro corresponde a la componente E-W y alcanza una aceleración máxima de 3.25 [m/s²].

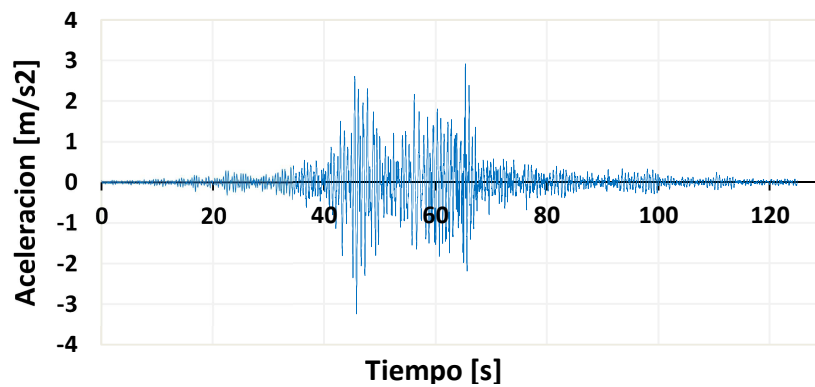


Figura 3.3 – Registro de aceleración ciudad Viña del Mar 2010, componente E-W

3.2 Parámetros del modelo

3.2.1 Nodos y elementos

Para dar comienzo a la modelación en el programa RUAUMOKO 2D [5] se debe definir la estructura en el archivo de entrada para dicho programa. Como se dijo anteriormente se analizan todos los ejes de la estructura correspondientes a la dirección “Y”, considerando lo anterior la masa estipulada para el programa corresponde a la masa total por piso. La figura 3.4 muestra la definición de los nodos y elementos que forman parte de la estructura.

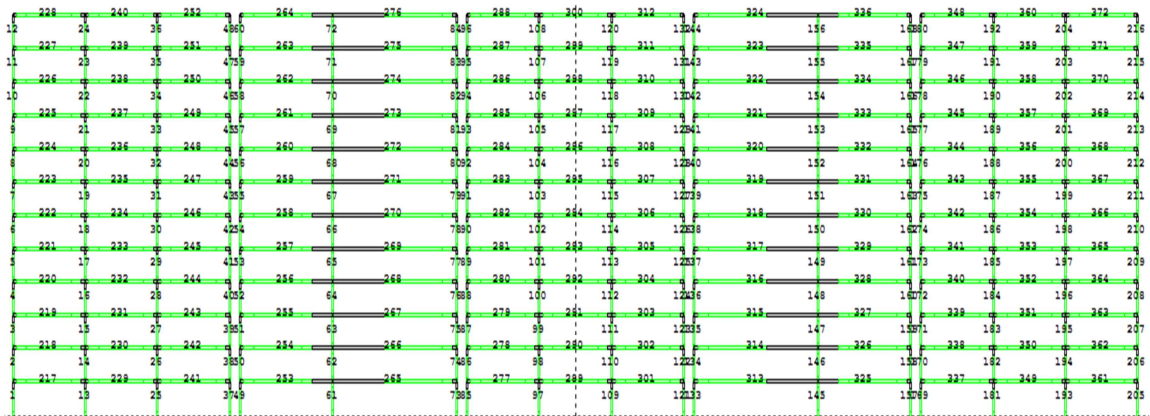


Figura 3.4 – Modelo en RUAUMOKO 2D, ejes A, B, C, D Y E

3.2.2 Curvas Esfuerzo – Deformación

Para analizar las respuestas histerética, se utilizan las curvas idealizadas de momento-curvatura, las cuales se establecen a partir de las siguientes consideraciones:

- Se utiliza la curva del hormigón sin confinar de Hognestad.
- Se utiliza una curva elasto-plástica idealizada del acero.

3.2.2.1 Curva Esfuerzo – Deformación del Hormigón no confinado

Se utiliza en el análisis la curva del hormigón no confinado de Hognestad [9] mostrado en la figura 3.5, en el cual se establece una primera curva de tipo parabólica según la ecuación 3.1 y un segundo tramo lineal según la ecuación 3.3 [10].

$$f_c = f'_c \cdot \left(\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right) \quad (3.1)$$

Con:

$$\varepsilon_0 = 1.8 \cdot \frac{f'_c}{E_c} \quad (3.2)$$

$$f_c = f'_c - 0.15 \cdot f'_c \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} \right) \quad (3.3)$$

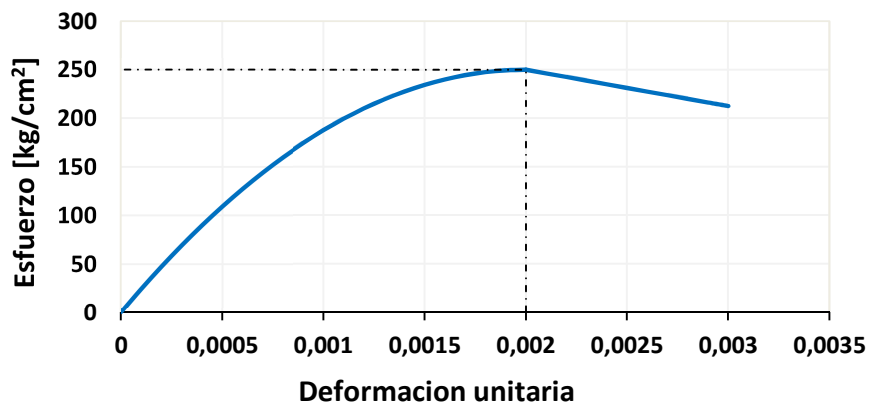


Figura 3.5 – Curva esfuerzo-deformación de Hognestad para hormigón no confinado
Fuente: [9] [10]

3.2.2.2 Curva Esfuerzo – Deformación del Acero

La curva de esfuerzo-deformación que se utiliza en el análisis corresponde a una idealización elasto-plástica como muestra la figura 3.6, donde se ignora el aumento de esfuerzo debido al endurecimiento por deformación del acero [9]. Con deformación de fluencia de 0.002 y deformación unitaria máxima de 0.06 [13].

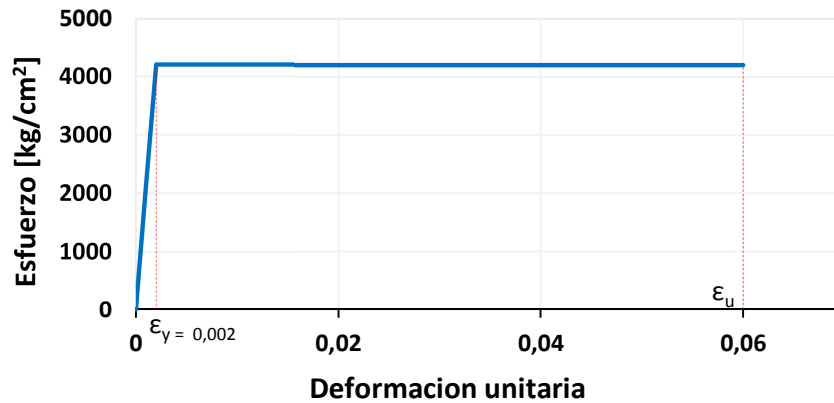


Figura 3.6 – Idealización de la curva esfuerzo-deformación para acero A630-420H
Fuente: [9]

3.2.3 Superficies de fluencia

Para las vigas la superficie de fluencia se define a través de los momentos nominales suministrados en cada extremo del elemento con plasticidad concentrada, para representar el comportamiento inelástico se utiliza el modelo de viga Giberson de una componente, el cual se muestra en la figura 3.7.

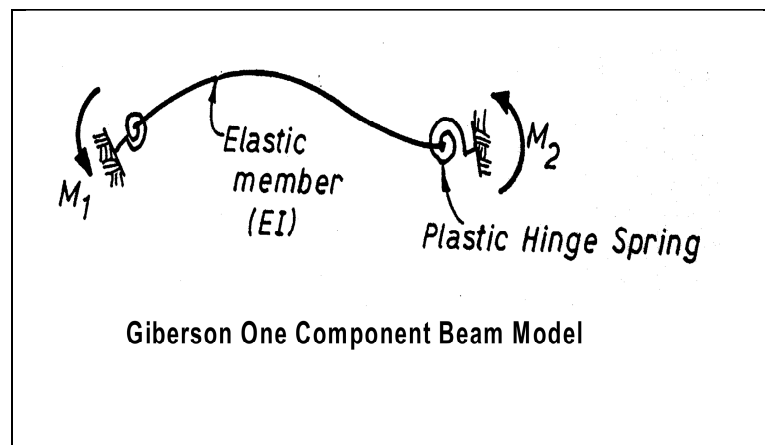


Figura 3.7 – Modelo componente de Giberson
Fuente: [5]

Para las columnas es necesario definir una superficie de interacción de fluencia obtenida desde el diagrama de interacción de las columnas, los parámetros utilizados son los que se muestran en la figura 3.8.

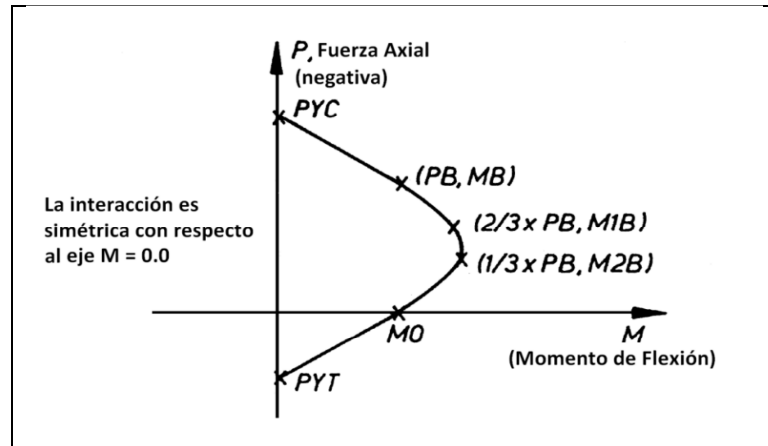


Figura 3.8 – Superficie de interacción de fluencia para columnas de hormigón
Fuente: [5]

Para el muro analizado la superficie de fluencia queda determinada como muestra la figura 3.9, en este caso se utilizó la superficie cuadrática de fluencia, en la que cada cuadrante del diagrama es parte de una parábola. Los parámetros de interés para definir la superficie de fluencia se pueden observar en la siguiente figura.

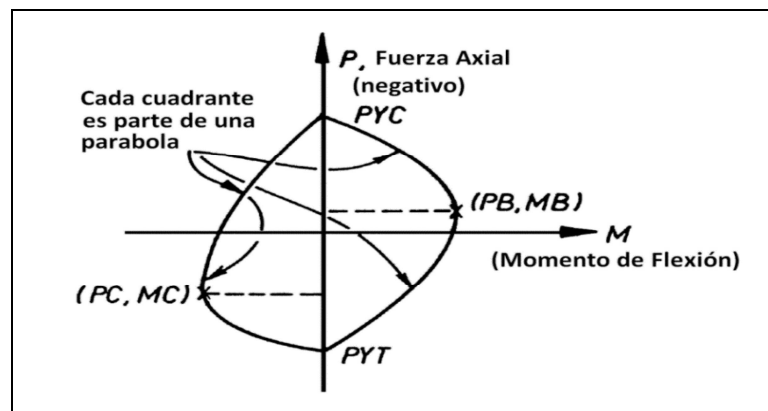


Figura 3.9 – Superficie de interacción de fluencia para el muro
Fuente: [5]

3.2.4 Reglas de histéresis

Es necesario en una primera instancia definir las propiedades de los elementos de hormigón armado, los módulos de elasticidad y corte tanto del hormigón como el refuerzo están definidos en la tabla 1.2.

Se debe definir la regla de histéresis utilizada para reproducir el comportamiento no lineal de los elementos de hormigón armado considerando la degradación de rigidez. Para el caso de vigas y columnas la regla hysterética será TAKEDA Modificada, cuya representación bilineal, queda definida por los siguientes parámetros: el factor α que relaciona la degradación de rigidez de la rama de descarga, el parámetro β que define la curva de descarga, el factor de Ramberg-Osgood r que controla la pérdida de rigidez después de la fluencia, la rigidez inicial k_0 igual a EI (inercia efectiva) y la rigidez de la rama de descarga k_u .

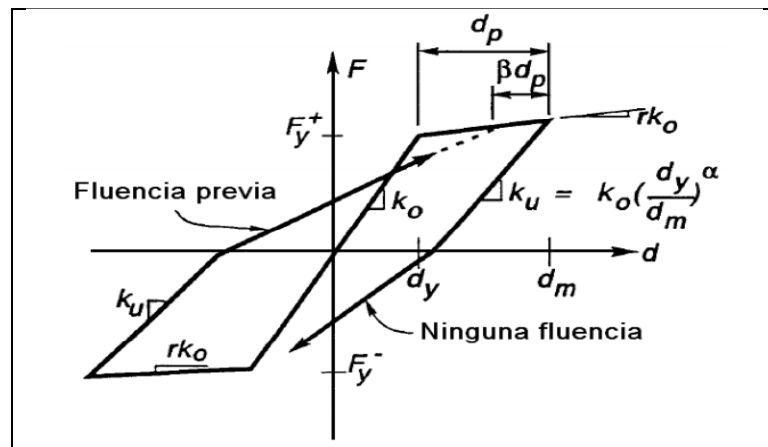


Figura 3.10 – Regla de histéresis TAKEDA Modificada

Fuente: [5]

Para el muro la regla de histéresis utilizada para representar la degradación de rigidez y modelar la rótula plástica del muro es la regla trilineal SINA, que se muestra en la figura 3.11.

Los parámetros que definen el modelo de histéresis SINA son los siguientes: el momento de agrietamiento positivo F_{cr}^+ , el momento de agrietamiento negativo F_{cr}^- , el momento de cierre de grieta F_{cc} , el factor bilineal de disminución de rigidez desde el momento de agrietamiento positivo hasta el momento de fluencia positivo α , y el factor bilineal de pérdida de rigidez desde el momento de agrietamiento negativo hasta el momento de fluencia negativo β .

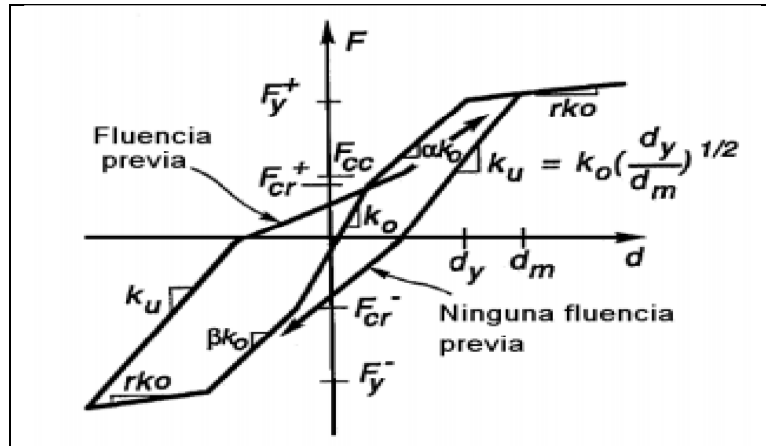


Figura 3.11 – Regla de histéresis SINA
Fuente: [5]

Se puede observar en la figura 3.12 que la regla TAKEDA representa de buena manera el comportamiento de las secciones rectangulares. La siguiente figura representa las curvas de esfuerzo-deformación de un ensayo a un muro rectangular.

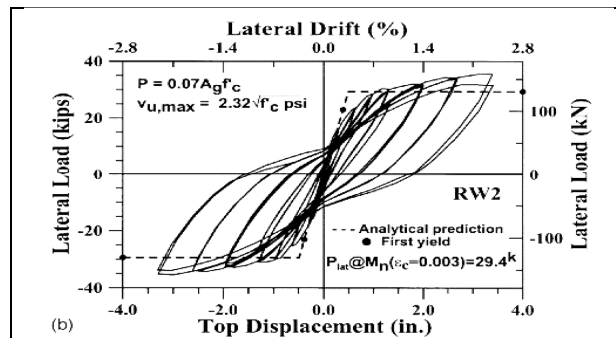


Figura 3.12 – Relación de carga lateral versus desplazamiento, muro rectangular
Fuente: [14]

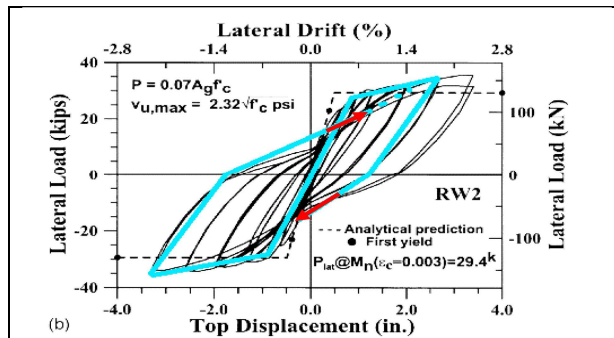


Figura 3.13 – Comparación mediante una superposición de ambas curvas
Fuente: [15]

Se utilizó la regla histerética SINA, ya que representa de mejor manera el comportamiento de un muro asimétrico, se muestra a continuación las curvas esfuerzo-deformación de un ensayo de un muro T.

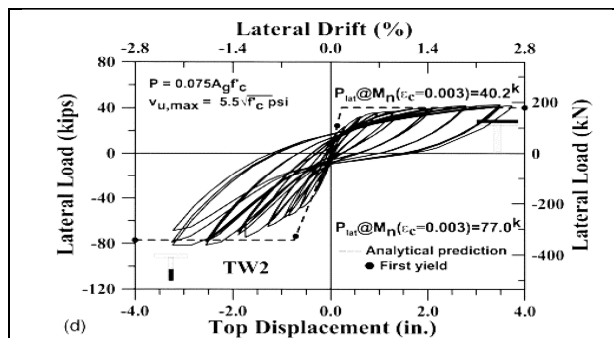


Figura 3.14 – Relación de carga lateral versus desplazamiento, muro T
Fuente: [14]

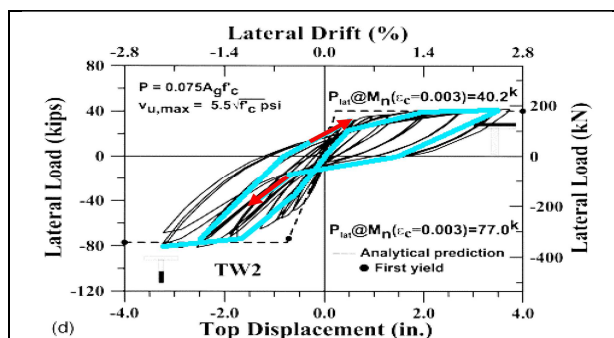


Figura 3.15 – comparación mediante una superposición de ambas curvas
Fuente: [15]

CAPITULO IV

4 Comparación de Resultados

En el presente capítulo se comparan las demandas no lineales de desplazamientos laterales, desplazamientos de entre piso (*Drift*), momentos y ciclos de histéresis de los elementos de cada sistema.

4.1 Desplazamientos

4.1.1 Desplazamientos máximos laterales

La siguiente figura muestra los desplazamientos laterales máximos, obtenidos del análisis no lineal de ambos sistemas analizados, para la dirección de estudio Y, sometidos a los tres registros de aceleración mencionados en 3.1.

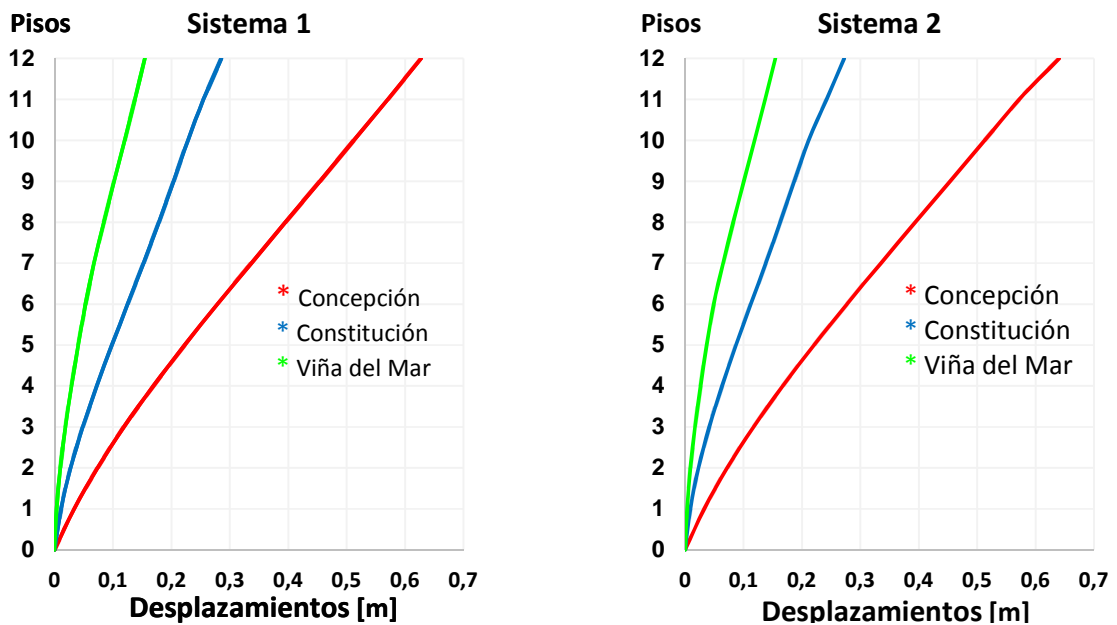


Figura 4.1 – Desplazamientos máximos absolutos en dirección Y

Tabla 4.1 – Desplazamientos a nivel de techo en la dirección Y

Sistema 1	δ_u D.S N°61	Concepción	Constitución	Viña del Mar
Desplazamiento Máximo [m]	0.47	0.62	0.28	0.15
Desplazamiento Máximo [%H]	1.12	1.48	0.67	0.36
Sistema 2	δ_u D.S N°61	Concepción	Constitución	Viña del Mar
Desplazamiento Máximo [m]	0.49	0.64	0.27	0.16
Desplazamiento Máximo [%H]	1.17	1.52	0.64	0.38

En la tabla 4.1 son comparados los desplazamientos máximos laterales a nivel de techo para ambos sistemas, donde se puede establecer, al igual como muestran las gráficas anteriores, que no hay diferencias relevantes entre los dos sistemas. Además se puede observar que la máxima demanda de desplazamiento es producida por el registro de Concepción.

4.1.2 Desplazamientos relativos de entre piso (*Drift*)

En este apartado se da a conocer los desplazamientos relativos de entre piso obtenidos del análisis no lineal para el diseño del sistema 1 y sistema 2. La figura 4.2 muestra los Drift para la dirección de análisis Y de ambos sistemas.

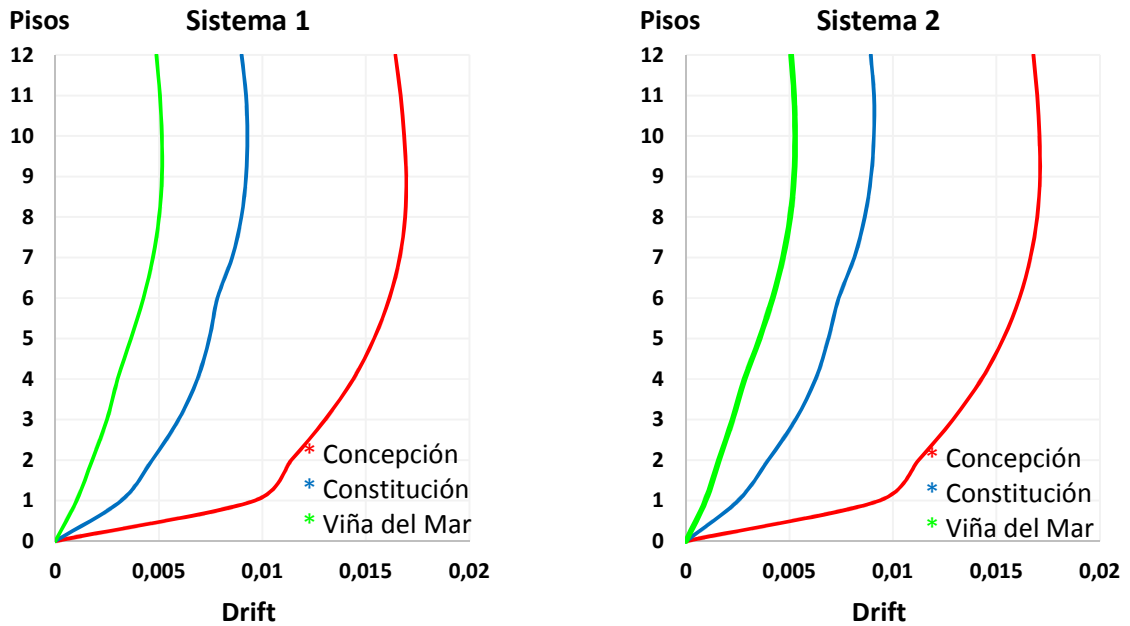


Figura 4.2 – Desplazamientos relativos de entre piso en la dirección Y

Tabla 4.2 – Desplazamientos máximos de entre piso

Sistema 1	Concepción	Constitución	Viña del Mar
Drift Máximo	1.69%	0.93%	0.51%
Sistema 2	Concepción	Constitución	Viña del Mar
Drift Máximo	1.71%	0.91%	0.53%

Se puede observar tanto en la figura 4.2 como en la tabla anterior que los desplazamientos relativos de entre piso no tienen una diferencia significativa entre ambos sistemas, produciéndose la mayor demanda con el registro de concepción.

4.2 Demandas de ductilidad

En esta sección se abordará la capacidad de deformación inelástica o ductilidad de los elementos más solicitados pertenecientes al edificio (vigas, columnas y muros). La ductilidad se puede conocer mediante la relación entre la curvatura última y la curvatura de fluencia (ϕ_u/ϕ_y), que representa la capacidad de deformación después que el elemento alcanza la fluencia.

Es de vital importancia estudiar las demandas de ductilidad en los elementos que componen una estructura, ya que frente a acciones sísmicas considerables la estructura debe poseer la capacidad de deformación necesaria.

Las demandas de ductilidad para cada elemento (vigas, columnas y muros) se obtienen desde las curvas de histéresis a través de la respuesta del análisis no lineal al considerar la relación de momento-curvatura de cada elemento.

En las siguientes figuras se presentan los ciclos de histéresis para el extremo del elemento más solicitado, para ambos sistemas y expuestos a los tres registros de aceleraciones definidos en el punto 3.1.

1) Registro de Concepción.

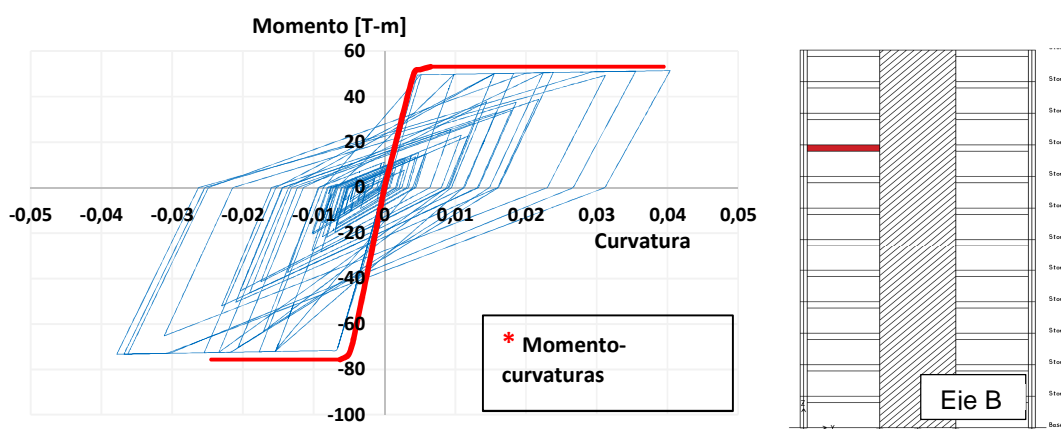


Figura 4.3 – Curva de histéresis viga de Sistema 1, registro de Concepción

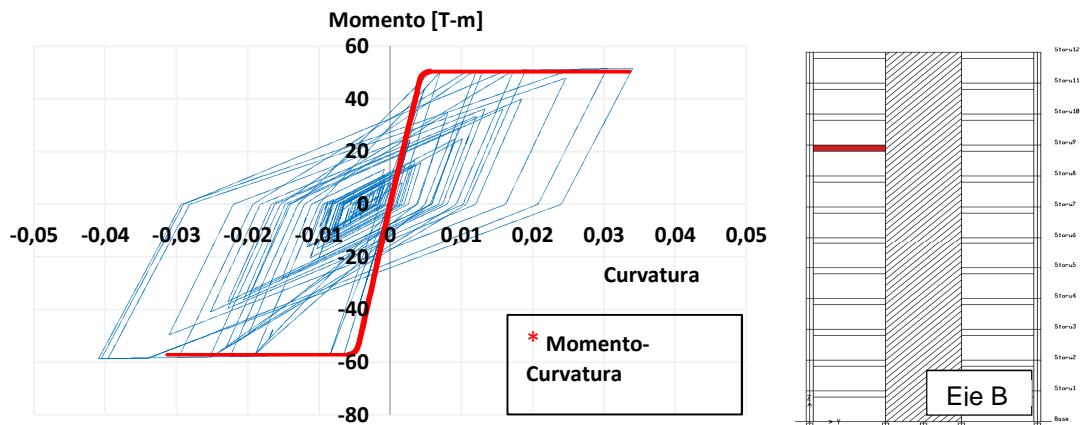


Figura 4.4 – Curva de histéresis viga Sistema 2, registro de Concepción

Se puede apreciar en las figuras 4.3, 4.4 y la tabla 4.3 que las vigas tanto para el sistema 1 como para el sistema 2 sobrepasan la capacidad de curvatura en los dos sentidos del análisis para el registro de Concepción. El modelo del análisis no lineal considera la curva del hormigón sin confinar tal como se definió en el punto 3.2.2, por lo que el elemento debe ser confinado para alcanzar las demandas de curvatura solicitadas por las acciones sísmicas.

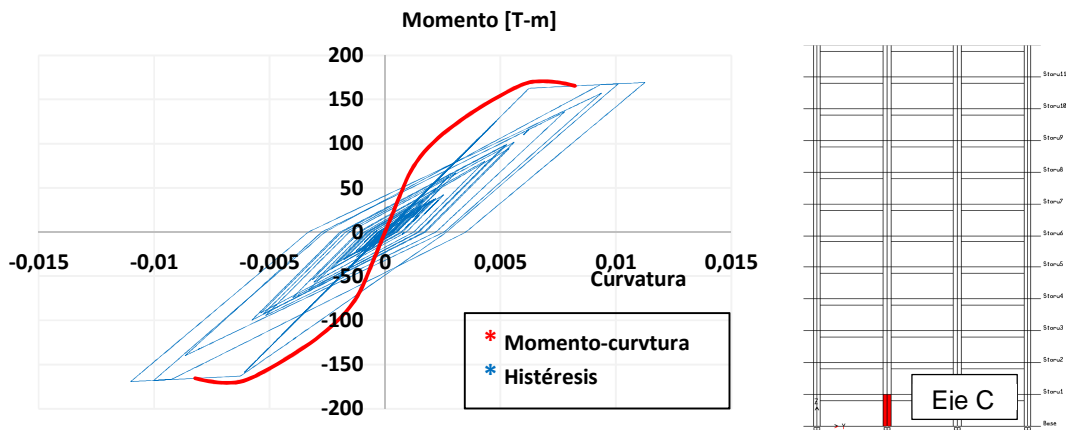


Figura 4.5 – Curva de histéresis columna Sistema 1, registro de Concepción

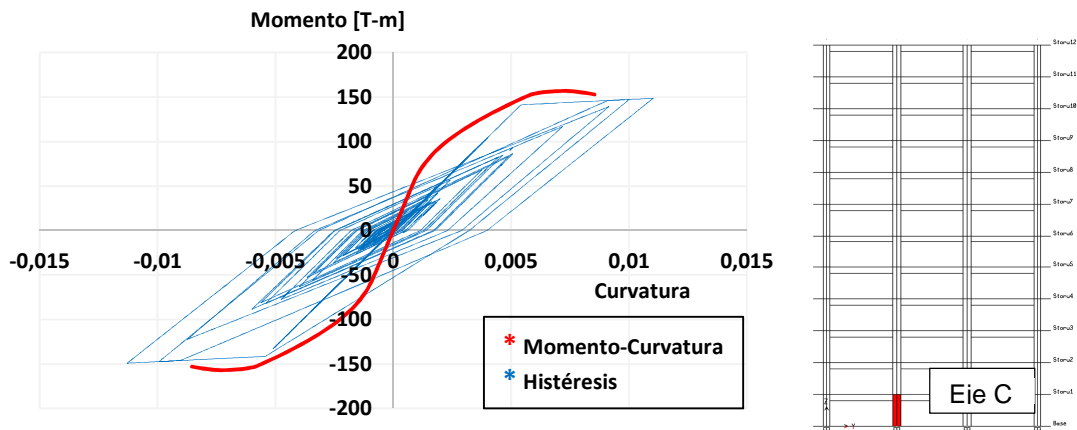


Figura 4.6 – Curva de histéresis columna Sistema 2, registro de Concepción

Las figuras 4.4, 4.5 y la tabla 4.3 muestran que las demandas de curvatura de las columnas analizadas para ambos sistemas, sobrepasan su capacidad en los dos sentidos de la dirección analizada, al igual que en el caso anterior se debe tener en cuenta que se consideró la curva del hormigón no confinado, por lo anterior las columnas deben ser confinadas para alcanzar las demandas requeridas.

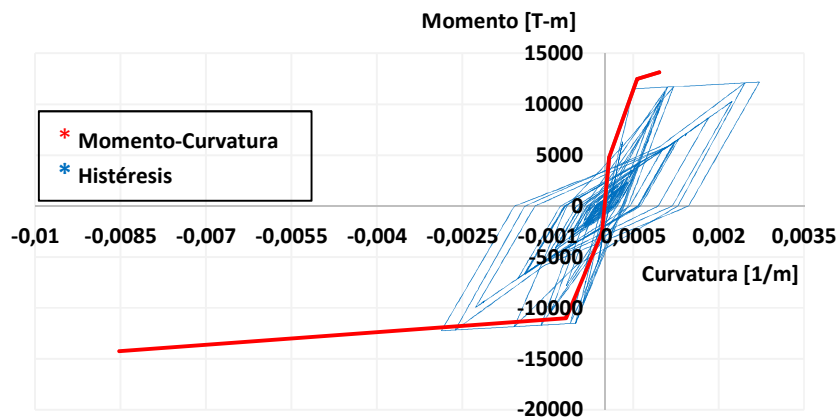


Figura 4.7 – Curva de histéresis Muro T Sistema 1, registro de Concepción

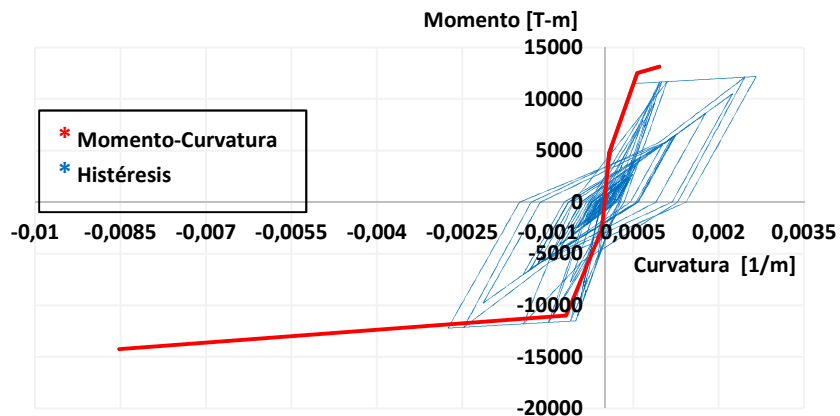


Figura 4.8 – Curva de histéresis Muro T Sistema 2, registro de Concepción

Para el caso del muro T, se puede apreciar que la capacidad de curvatura es sobrepasada sólo en el sentido positivo del análisis (Y^+), en ambos sistemas, que justamente es el sentido donde el muro T presenta muy poca capacidad de deformación. Por lo anterior el muro necesita ser confinado, para ser capaz de satisfacer las demandas de curvatura provocadas por las acciones sísmicas en el sentido positivo del análisis.

En la tabla 4.3 se muestra un resumen de las demandas de curvatura obtenidos desde el análisis no lineal para el registro de concepción, comparadas con la capacidad de curvatura.

Tabla 4.3 – Resumen de demanda y capacidad de curvatura, registro Concepción

Sistema 1	Sentido	Capacidad de curvatura	Demanda de curvatura
Viga	(+)	0.0395	0.0404
	(-)	0.0245	0.0378
Columna	(+)	0.0082	0.0110
	(-)	0.0082	0.0110
Muro T	(+)	0.0009	0.0027
	(-)	0.0085	0.0028
Sistema 2	Sentido	Capacidad de curvatura	Demanda de curvatura
Viga	(+)	0.0336	0.0341
	(-)	0.0313	0.0409
Columna	(+)	0.0085	0.0113
	(-)	0.0085	0.0113
Muro T	(+)	0.0009	0.0026
	(-)	0.0085	0.0027

2) Registro de Constitución

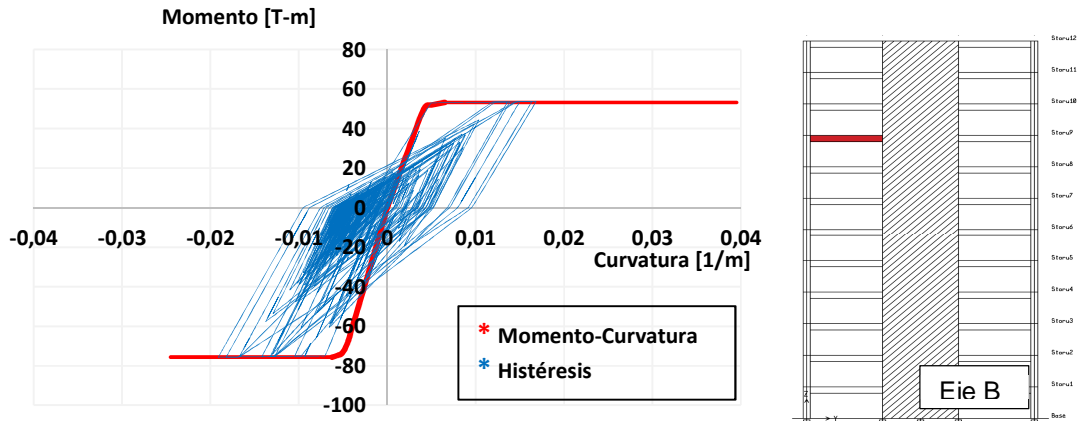


Figura 4.9 – Curva de histéresis viga Sistema 1, registro de Constitución

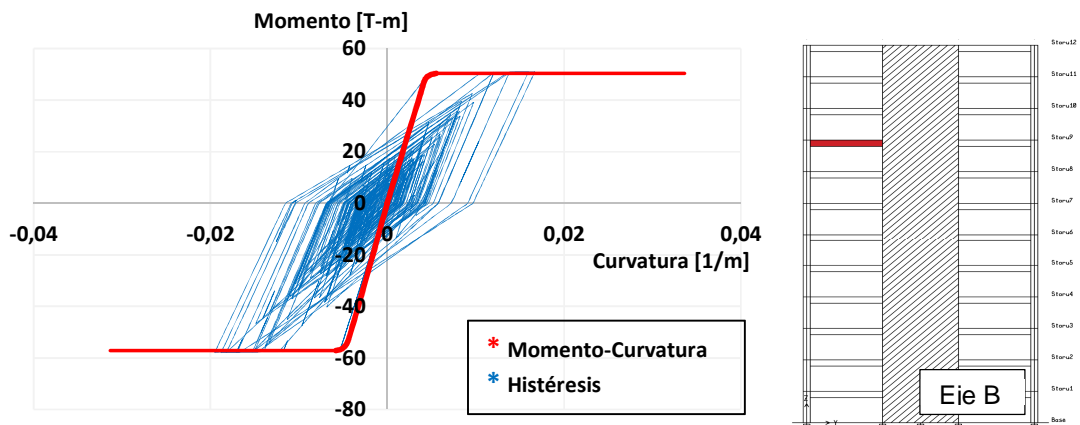


Figura 4.10 – Curva de histéresis viga Sistema 2, registro de Constitución

En las figuras 4.9, 4.10 y en la tabla 4.4 se puede observar que para el registro de Constitución las vigas analizadas presentan capacidad de curvatura adecuada para satisfacer las demandas solicitadas, tanto para el sistema 1 como para el sistema 2. Si bien sobrepasan la fluencia no alcanzan la curvatura última.

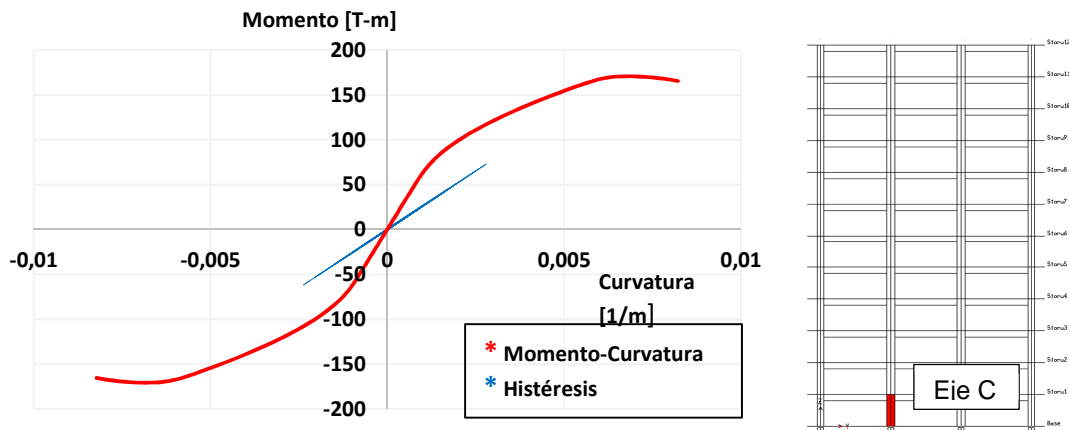


Figura 4.11 – Curva de histéresis columna Sistema 1, registro de Constitución

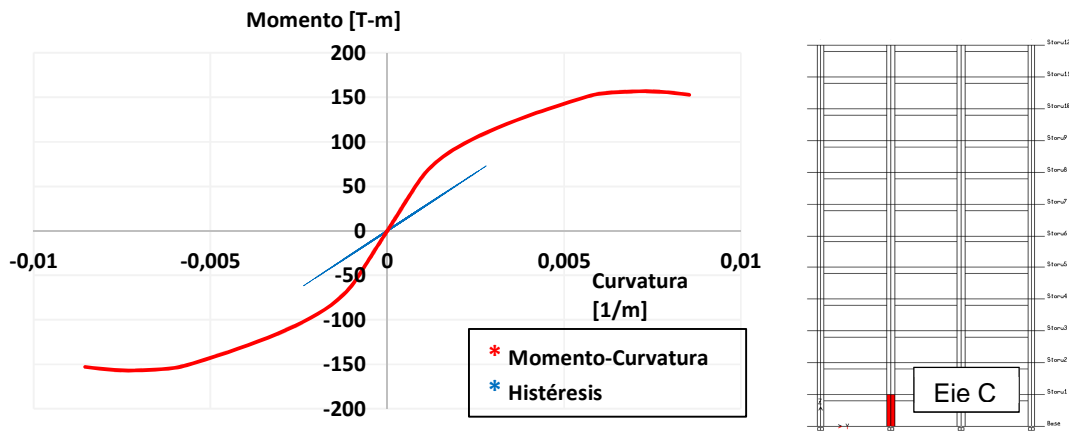


Figura 4.12 – Curva de histéresis columna Sistema 2, registro de Constitución

De las gráficas 4.11 y 4.12 se puede establecer que las columnas permanecen elásticas durante la duración del sismo, en este caso para el registro de constitución las columnas no incursionan en el rango no lineal.

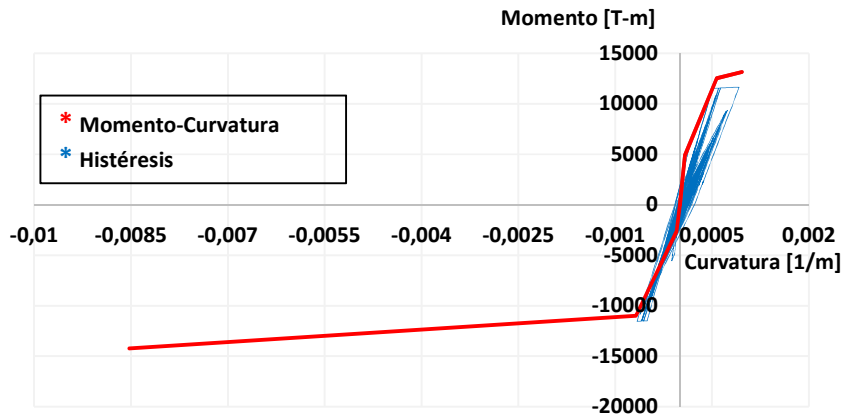


Figura 4.13 – Curva de histéresis Muro T Sistema 1, registro de Constitución

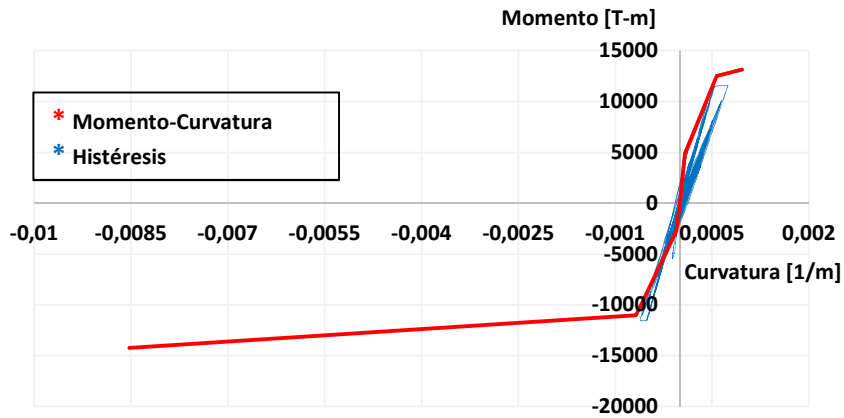


Figura 4.14 – Curva de histéresis Muro T Sistema 2, registro de Constitución

De las figuras anteriores se puede establecer que si bien los muros incursionan en el rango no lineal, la capacidad de curvatura satisface las demandas impuestas por el registro de constitución, en ambos sentidos de análisis y para los dos sistemas analizados. Es decir sobrepasan la fluencia pero no alcanzan la curvatura última.

La tabla 4.4 muestra un resumen de las demandas y capacidad de curvatura para cada elemento, sometido al registro de Constitución. Se puede apreciar en ésta, que las demandas de los elementos analizados no sobrepasan la capacidad en ningún caso.

Tabla 4.4 – Resumen de demanda y capacidad de curvatura, registro Constitución

Sistema 1	Sentido	Capacidad de curvatura	Demanda de curvatura
Viga	(+)	0.0395	0.0191
	(-)	0.0245	0.0168
Columna	(+)	0.0082	0.0028
	(-)	0.0082	0.0024
Muro T	(+)	0.0009	0.0009
	(-)	0.0085	0.0007
Sistema 2	Sentido	Capacidad de curvatura	Demanda de curvatura
Viga	(+)	0.0336	0.0195
	(-)	0.0313	0.0167
Columna	(+)	0.0085	0.0028
	(-)	0.0085	0.0024
Muro T	(+)	0.0009	0.0007
	(-)	0.0085	0.0006

3) Registro de Viña del Mar

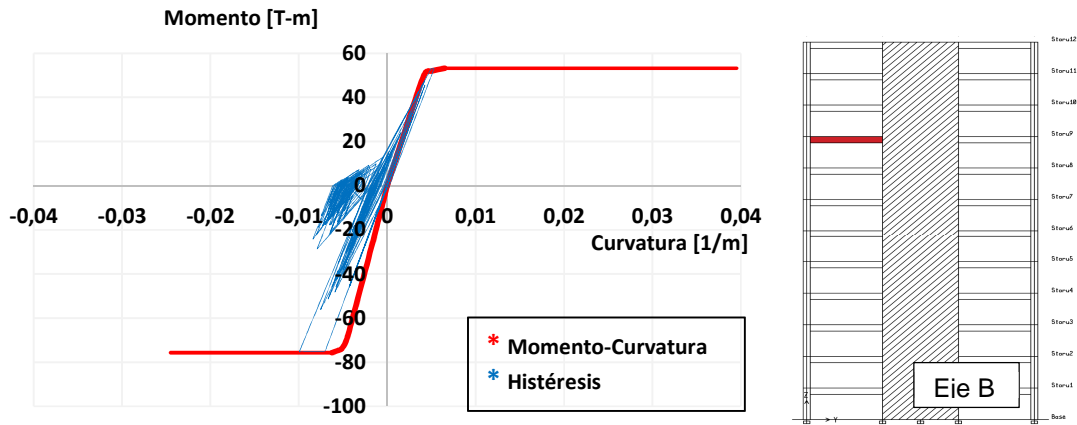


Figura 4.15 – Curva de histéresis viga Sistema 1, registro de Viña del Mar

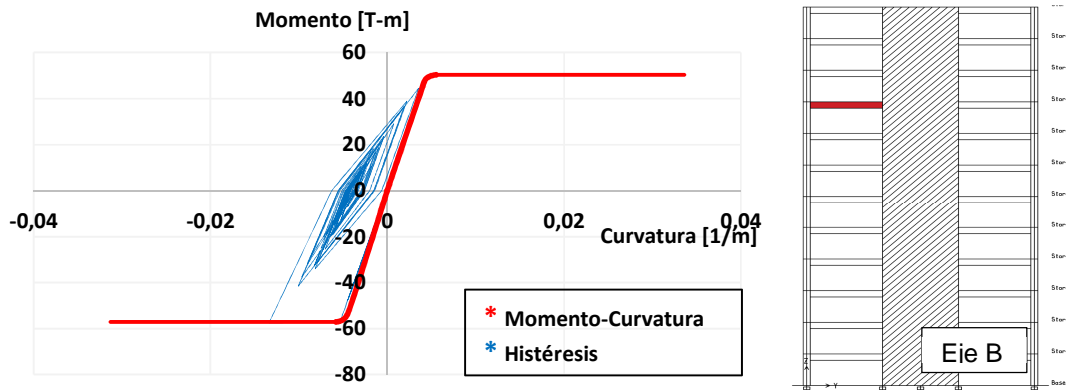


Figura 4.16 – Curva de histéresis viga Sistema 2, registro de Viña del Mar

Se puede establecer mediante la figura 4.15 y 4.16 que las vigas poseen capacidad de curvatura adecuada para satisfacer las demandas que provoca el registro de Viña del Mar, en ambos sistemas.

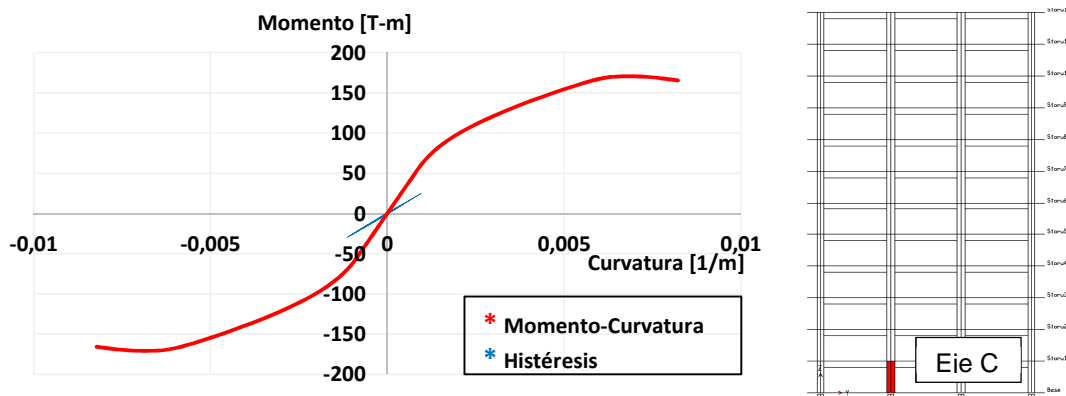


Figura 4.17 – Curva de histéresis columna Sistema 1, registro de Viña del Mar

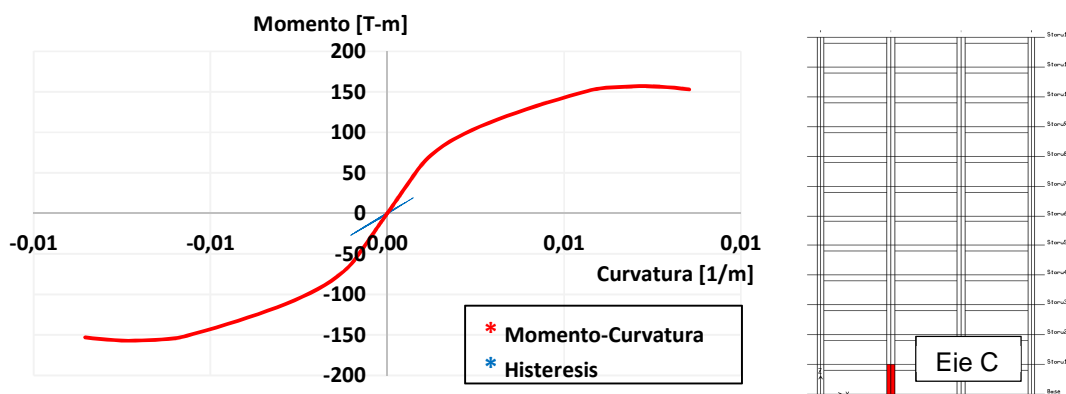


Figura 4.18 – Curva de histéresis columna Sistema 2, registro de Viña del Mar

Las columnas presentan una respuesta elástica a la demanda de desplazamientos impuesta por el registro de Viña del Mar, es decir, que para los dos sistemas no hay incursión no lineal en las columnas.

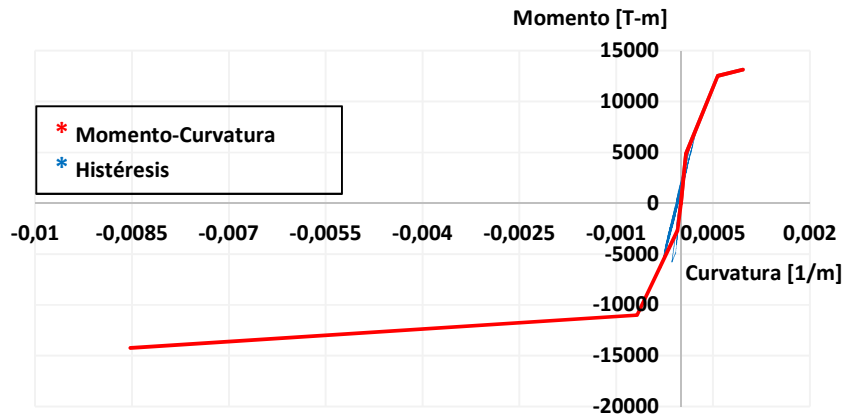


Figura 4.19 – Curva de histéresis Muro T Sistema 1, registro de Viña del Mar

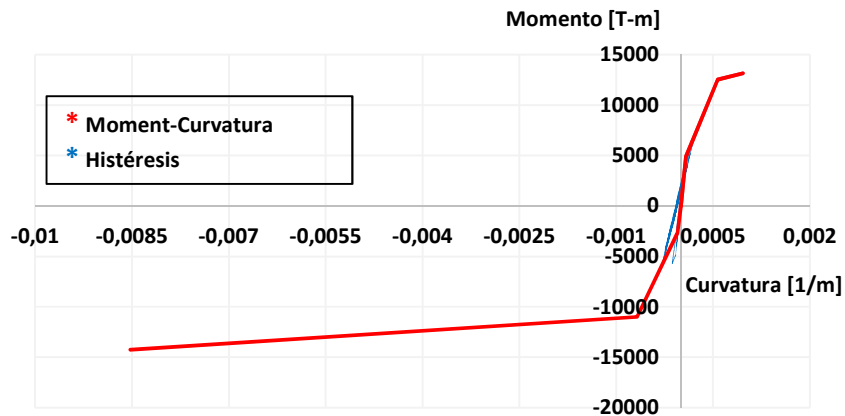


Figura 4.20 – Curva de histéresis Muro T Sistema 2, registro de Viña del Mar

Los muros de ambos sistemas se comportan de manera similar, presentando capacidad de curvatura adecuada para el registro de Viña del Mar.

La tabla 4.5 muestra un resumen con la capacidad y demanda de curvatura obtenida del análisis no lineal para el registro de Viña del Mar, quedando demostrado que se satisfacen las demandas al estar sometidos a las acciones sísmicas que provoca el registro.

En la tabla 4.5 se puede apreciar que la capacidad de curvatura no es sobrepasada en ningún caso para las acciones sísmicas impuestas por el registro de Viña del Mar.

Tabla 4.5 – Resumen de demanda y capacidad de curvatura, registro Viña del Mar

Sistema 1	Sentido	Capacidad de curvatura	Demanda de curvatura
Viga	(+)	0.0395	0.0055
	(-)	0.0245	0.0099
Columna	(+)	0.0082	0.0012
	(-)	0.0082	0.0011
Muro T	(+)	0.0009	0.0002
	(-)	0.0085	0.0003
Sistema 2	Sentido	Capacidad de curvatura	Demanda de curvatura
Viga	(+)	0.0336	0.0036
	(-)	0.0313	0.013
Columna	(+)	0.0085	0.0012
	(-)	0.0085	0.0010
Muro T	(+)	0.0009	0.0002
	(-)	0.0085	0.0003

4.3 Demandas de Momento

En este apartado se da a conocer las demandas de momento en la altura del muro T, obtenidas a través de las sollicitaciones que provoca cada registro de aceleraciones, para ambos sistemas y comparándola con la envolvente obtenida del análisis. Además se presenta la resistencia requerida propuesta por el Eurocódigo 8 [11] para sistemas mixtos, mostrada en la figura 1.

Se puede observar en las figura 4.21, 4.22 y 4.23 los diagramas de momento en donde la curva azul representa los esfuerzos últimos del análisis en ETABS [2], la roja es la demanda solicitada por los registros a través del análisis no lineal y la verde representa la envolvente recomendada por [11].

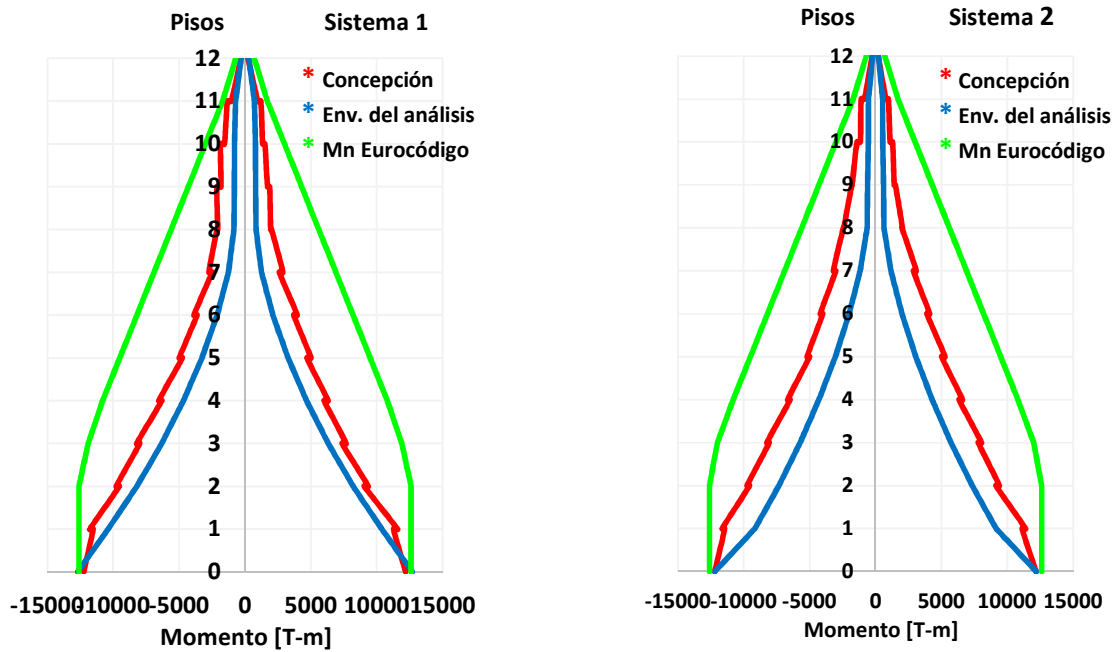


Figura 4.21 – Diagramas de momento en muro T, registro de Concepción

Se puede establecer de la figura anterior que el comportamiento en el muro es prácticamente igual, el sistema 2 es levemente más demandado que el sistema 1.

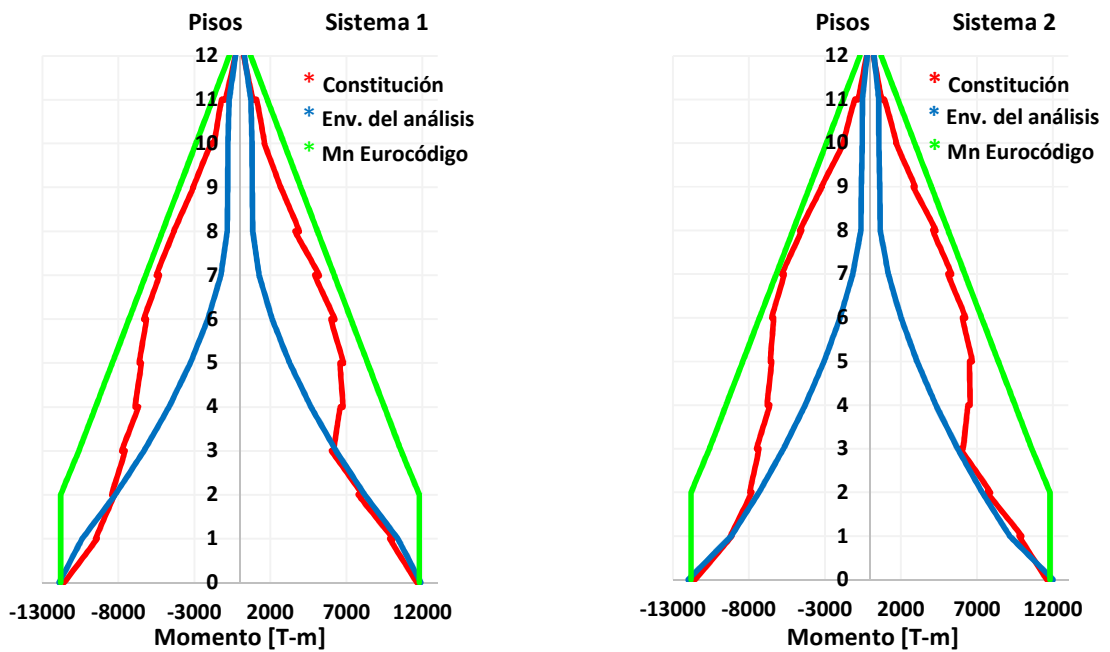


Figura 4.22 – Diagramas de momento en muro T, registro de Constitución

En la figura 4.22 se puede observar que el muro se comporta de manera muy similar en ambos sistemas, además queda demostrado por la forma de la envolvente de momento demanda por el registro de Constitución la acción de los modos superiores (segundo modo). Por lo anterior la envolvente propuesta por [11] al incluir el efecto de los modos superiores predice de buena manera las demandas, previniendo incursión no lineal en pisos superiores.

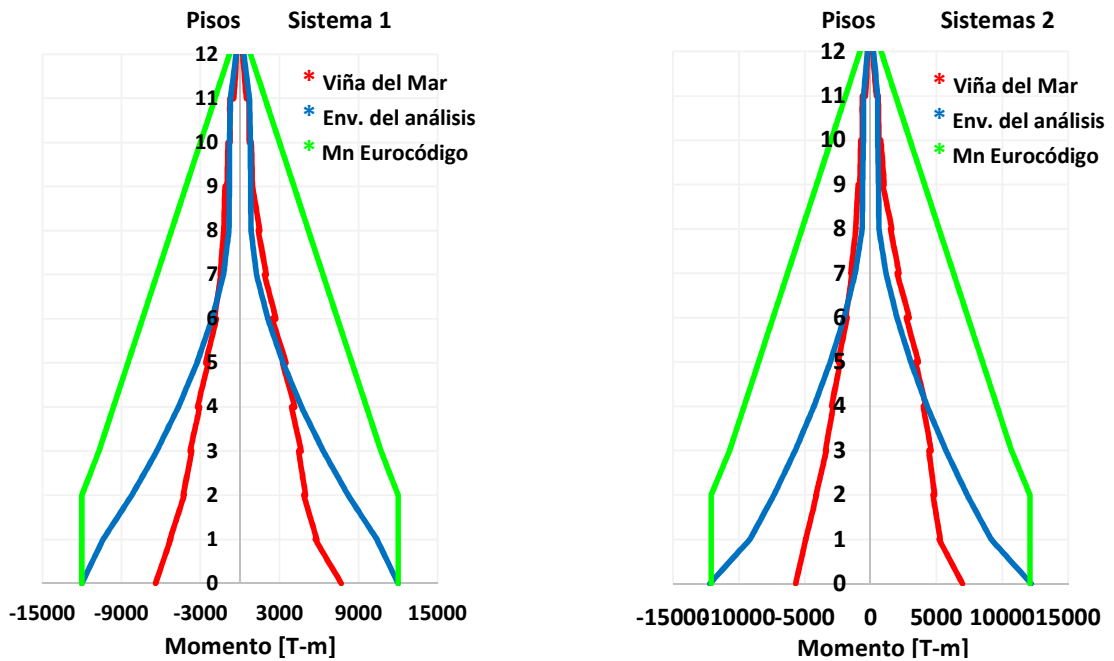


Figura 4.23 – Diagramas de momento en muro T, registro de Viña del Mar

Claramente las demandas para el caso del registro Viña del Mar son más bajas que para los otros registros no obstante, se observa incursión no lineal en los pisos superiores del muro, en ambos sistemas.

En resumen, al observar las figuras 4.21, 4.22 y 4.23 se puede establecer que la envolvente propuesta, garantiza respuesta elástica fuera de la zona crítica, ya que para los tres registros de aceleración analizados los muros presentan incursión no lineal en pisos superiores. Permitir dicha incursión implica proyectar un detallamiento similar al de la sección crítica (elementos de borde, confinamiento, etc.) en toda la altura del muro [12].

Para mostrar de una manera más precisa la influencia de los modos superiores en la demanda de momento que provoca el registro de Constitución, se presenta en la figura 4.24 el diagrama de momento del muro T en toda su altura, en el instante donde se presenta la mayor demanda de momento fuera de la sección crítica (32.91 Segundos). Además se muestra la envolvente recomendada.

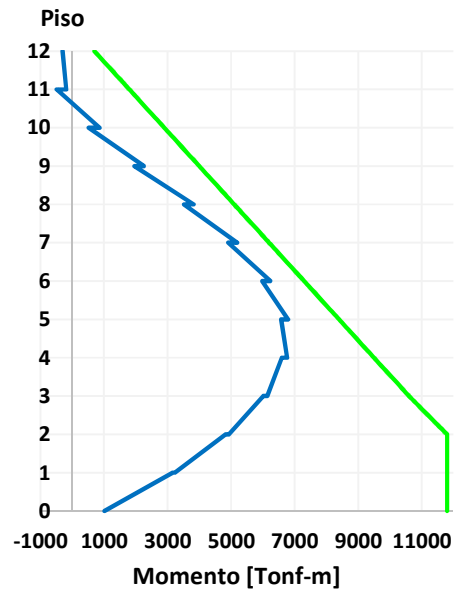


Figura 4.24 – Diagrama de momento del Muro T, en el instante 32.91 segundos

4.4 Demandas de Corte

Las gráficas a continuación muestran las demandas de corte no lineal del muro T, dichas demandas se comparan con los cortes nominales requeridos del análisis. No se está diseñando al corte, sino solo mostrando las demandas.

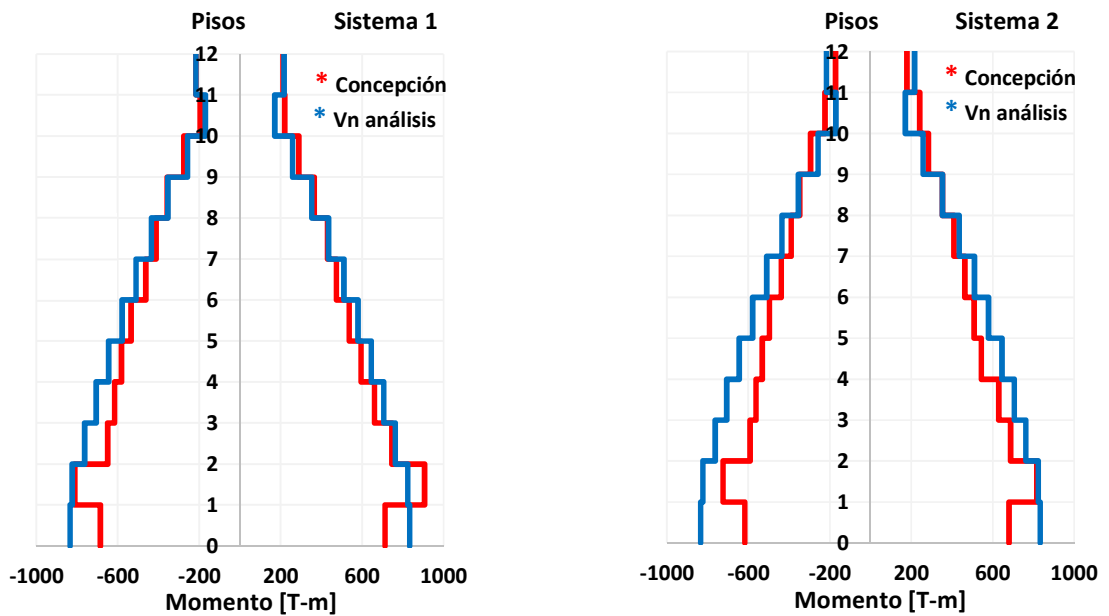


Figura 4.25 – Diagramas de corte muro T, registro de Concepción

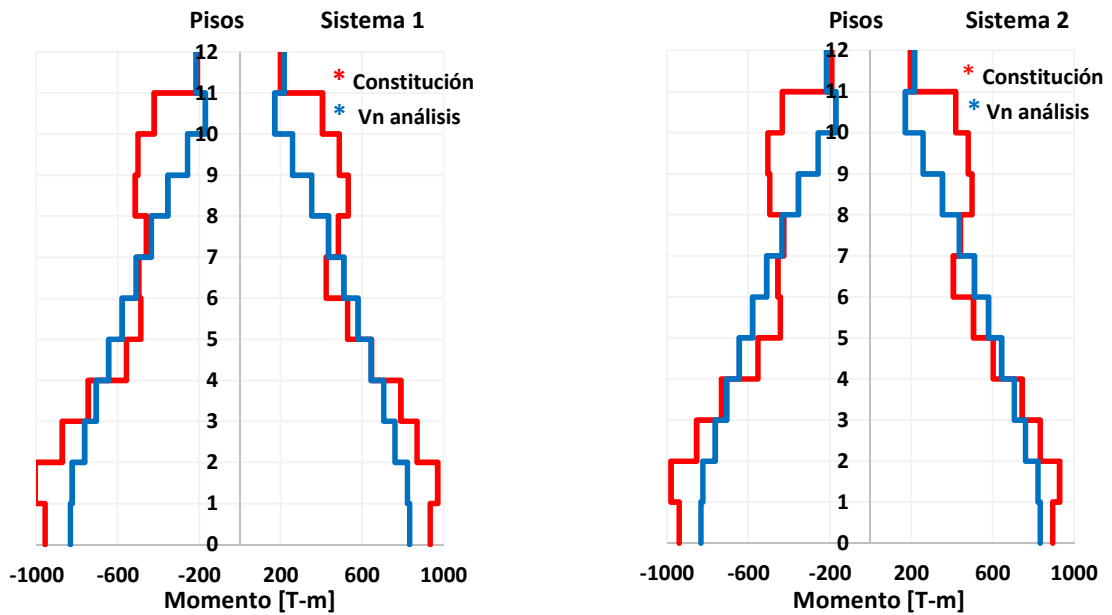


Figura 4.26 – Diagramas de corte muro T, registro de Constitución

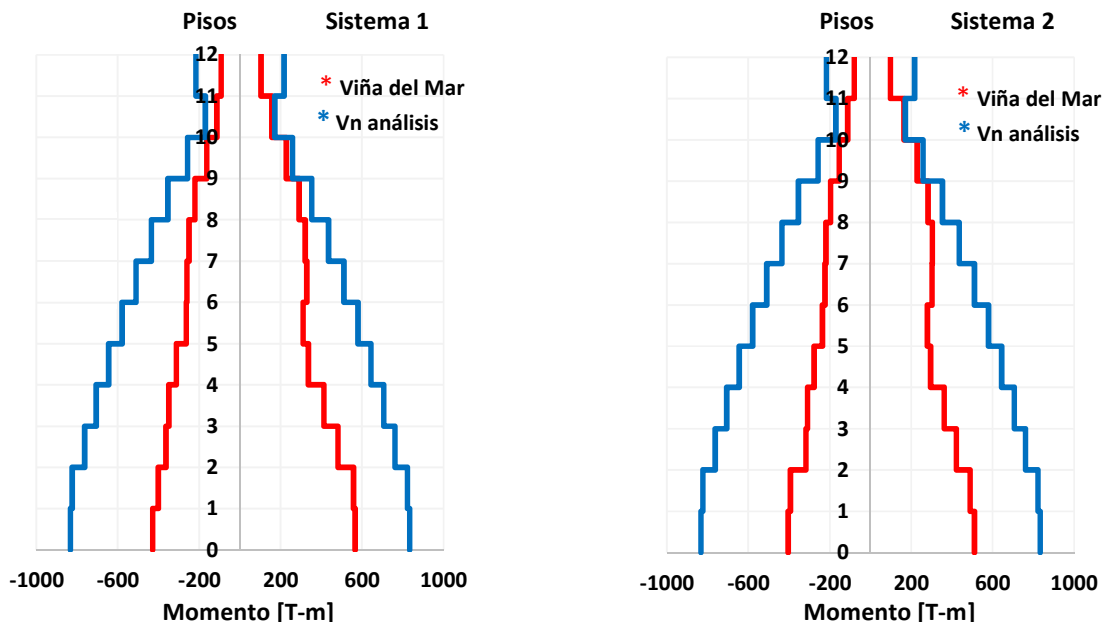


Figura 4.27 – Diagramas de corte muro T, registro de Viña del Mar

En resumen se puede establecer de las gráficas anteriores que las demandas no lineales de corte, sobreesan el corte de diseño del análisis en algún punto de la altura del muro para los tres registros considerados.

Las demandas de corte provocadas por el registro de Constitución son las más mayores entre los registros analizados. Para ilustrar la influencia de los modos superiores (particularmente el segundo) la figura 4.28 muestra la deformada de la estructura en los instantes en que las demandas de corte en el muro son significativas fuera de la sección crítica (base). La línea roja representa la deformada en el instante 23.105 [s] (máximo corte en piso 2), mientras que la azul muestra la deformada en el instante 32.915 [s] (máximo corte en piso 9). Resulta claro que ambas deformadas no son exclusivamente representativas del primer modo de vibrar de la estructura, la concavidad de la curva es un claro efecto del segundo modo de vibrar.

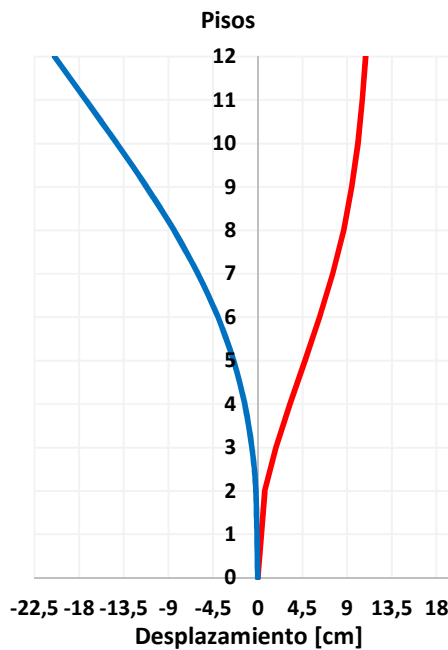


Figura 4.28 – Desplazamiento lateral asociado a las demandas de corte.

Para complementar la idea anterior la figura 4.28 (izquierda) muestra las formas (escala no real) de demandas de corte obtenidas para cada modo de vibrar (modos 1 y 2); por otro lado, la figura 4.28 (derecha) muestra una superposición de estos cortes escalados para representar la envolvente de corte obtenida del ANLTH. Debido a que el corte máximo en los pisos inferiores y superiores no ocurre en el mismo instante es necesario superponer los cortes modales en dos instantes distintos, la línea roja representa la superposición del modo uno y dos multiplicados por un factor α y β respectivamente, en un instante, la línea azul representa la superposición del modo uno y dos multiplicados por un factor α_1 y β_1 respectivamente, en un instante distinto al anterior, la línea celeste es la envolvente obtenida desde el análisis no lineal con el registro de Constitución y las líneas segmentadas representan la envolvente de corte a través de la superposición de los modos para los dos instantes graficados.

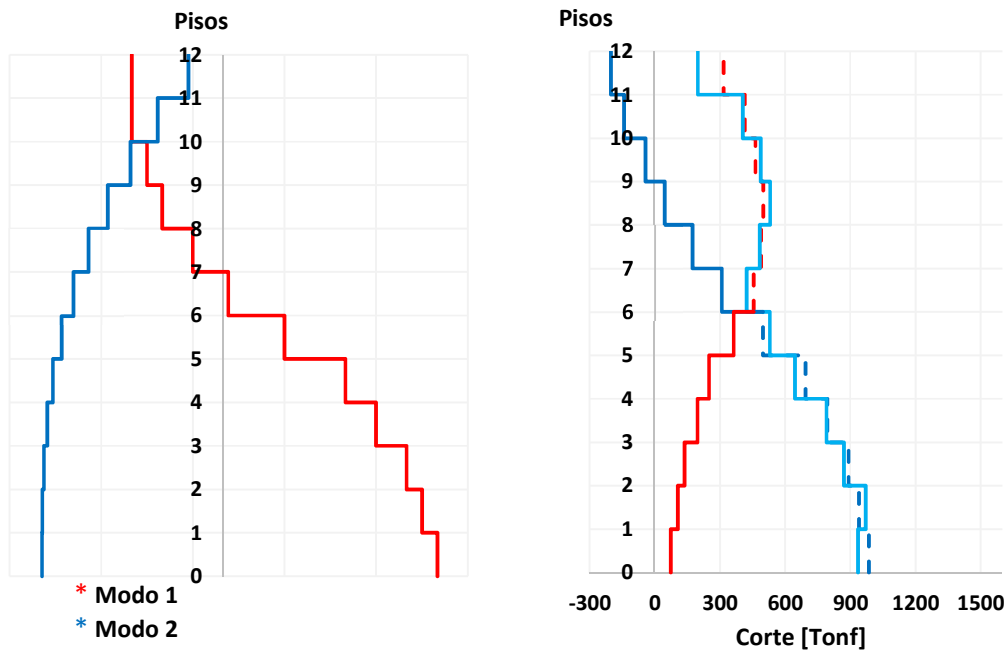


Figura 4.29 – Formas de Demandas de Corte combinando Modo 1 y 2

Se puede inferir de la figura anterior que, la envolvente de corte que resulta de superponer el modo uno y dos, se ajusta bastante bien a la demanda de corte obtenida del análisis no lineal, esto viene a demostrar la importancia de contemplar la influencia de los modos superiores (modo 2 en este caso) y su influencia en la respuesta de la estructura, y que si bien la líneas segmentadas son obtenidas a través de una simple combinación lineal de modos, ilustra claramente la influencia del segundo modo en las demandas de corte sobre los muros de la estructura.

4.5 Mecanismo de colapso

Para ilustrar de una mejor manera el mecanismo de colapso de ambos sistemas analizados, se realiza un análisis push-over considerando una distribución de cargas triangular invertida, típicamente asociada al primer modo de vibrar.

La figura 4.30 muestra el gráfico de desplazamiento lateral de techo versus corte basal de la estructura, cabe señalar que las curvas se cortaron una vez desarrollado completamente el mecanismo, por lo tanto, no representan la deformada máxima del sistema. La línea azul corresponde al sistema diseñado bajo el criterio de marcos especiales, mientras que la línea roja representa el edificio diseñado con las consideraciones de marcos intermedios. Se destacan en el grafico tres puntos relevantes, los cuales corresponden a: fluencia del primer elemento, fluencia del muro y fluencia de la totalidad de los elementos de la estructura. Además, las líneas segmentadas muestran los cortes basales de diseño multiplicados por un 1.4 (corte basal último de acuerdo a la normativa vigente).

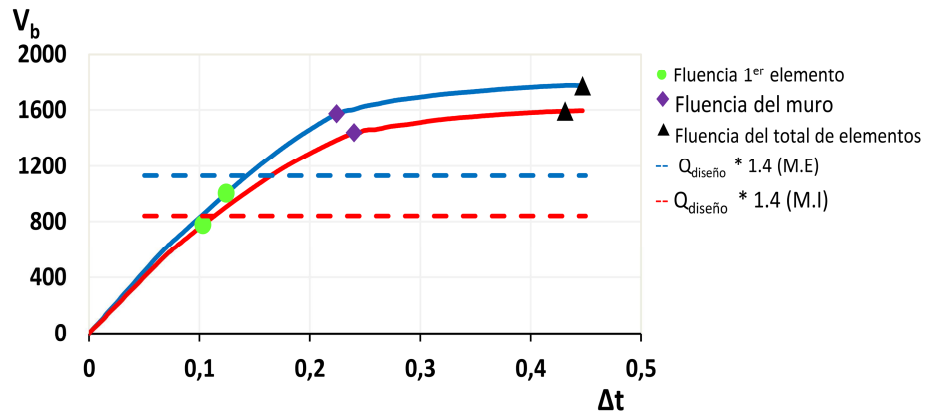


Figura 4.1 – Mecanismo de colapso para ambos edificios

Se puede establecer a través del análisis que, al fluir el primer elemento, muy rápidamente fluyen a su alrededor varios elementos, luego aparece la fluencia del muro (presentan deformación de fluencia similar), que se produce muy cercano al punto de fluencia del sistema, esto debido a que el muro es el que aporta la mayor rigidez al edificio, consecuentemente se puede apreciar la considerable pérdida de rigidez del edificio después de la fluencia del muro, por último se aprecia el instante donde todos los elementos de la estructura alcanzan la fluencia.

Por otro lado se puede señalar que la estructura resiste mucho más de lo que la norma recomienda, ya que la resistencia real está por encima de la resistencia esperada ($1.4 \cdot Q_{diseño}$), esto se explica al entender que en el diseño, principalmente de muros asimétricos, es difícil lograr resistencias cercanas a las demandadas siendo generalmente mayores. En este caso las resistencias están más de 1.5 veces por encima de las esperadas para ambos sistemas.

CAPITULO V

5 Comentarios y Conclusiones

De acuerdo a los resultados obtenidos en el desarrollo de este trabajo, se puede concluir:

Las demandas de desplazamiento obtenidas a partir del Decreto Supremo N°61, en ambos sistemas, son sobrepasadas por las obtenidas con el registro de Concepción en aproximadamente un 25%, no así para los registros de Constitución y Viña del Mar. Es decir, el Decreto Supremo N°61 no es un buen predictor en el caso particular de la ciudad de Concepción.

Las demandas de momentos en la altura de los muros, obtenidas a partir del análisis contemplado en la normativa vigente, son sobrepasadas por las demandas de momento provocadas por los tres registros considerados en el análisis no-lineal tiempo-historia; es razonable plantear que los muros detallados de acuerdo a la normativa vigente presentarán incursión no lineal en los pisos superiores, en general sobre el tercer piso, teniendo más de una sección crítica. La posición exacta de esta potencial rotula plástica sólo es posible determinarla si el modelo de análisis tiene la opción de rotularse en la altura.

Al detallar los muros considerando los esfuerzos últimos del análisis, sin mayores consideraciones, provocará incursión no lineal fuera de la zona crítica (típicamente la base). La envolvente de momentos propuesta por el Eurocódigo 8 [11] para muros en sistemas mixtos asegura una respuesta elástica fuera de la zona crítica, ya que considera la influencia de los modos superiores, los resultados son consistentes con los presentados en [12].

Permitir incursión no-lineal en los pisos superiores implica proyectar un detallamiento similar al de la sección crítica (elementos de borde, confinamiento, etc.) en toda la altura del muro [12].

Como se puede observar en el punto 4.2, si bien las mayores demandas de ductilidad en vigas, columnas y muro son provocadas por el registro de Concepción, las mayores demandas de momento (sobre la base) y corte las provoca el registro de Constitución, esto debido a la influencia de los modos superiores en la estructura. Esto se puede comprobar al ver el diagrama de momento instantáneo mostrado en la figura 4.24. No necesariamente tener grandes demandas de desplazamiento implica tener grandes demandas de esfuerzos, no existe una relación directa como se infiere de los resultados. Es altamente recomendable desarrollar diseño por capacidad al corte en muros.

A pesar de la presencia de muros y de que estos toman más del 75% del corte por piso, las deformaciones de entre-piso y las demandas de ductilidad en las vigas son significativas, tanto para el sistema 1 como para el sistema 2 (casi no varían entre ambos sistemas), por lo que es de vital importancia proporcionar un detallamiento adecuado (Marcos Especiales) en los marcos de sistemas mixtos, y con ello proporcionar el mecanismo de disipación deseado, expuesto en la figura 2.

Al comparar los criterios de diseño para marcos especiales versus el criterio para marcos intermedios, se puede observar que, a pesar de la presencia de muros las demandas de ductilidad e incursión no lineal en vigas y algunas columnas de la base son prácticamente iguales para ambos casos, es decir, que la elección del criterio de diseño para los marcos en un sistema mixto no varía las demandas sobre los mismos. Estas demandas, además, resultan significativas por lo que es recomendable detallar los marcos con las disposiciones de marcos especiales, cumpliendo principalmente con el criterio columna fuerte viga débil y diseño al corte por capacidad, previniendo fallas frágiles en vigas y/o columnas al no subestimar las demandas de corte. Además, el no considerar el criterio columna fuerte viga débil puede provocar incursión no lineal en columnas y con ello una potencial falla frágil de la misma.

Complementando la idea de la importancia de cumplir el criterio de columna fuerte viga débil, se puede establecer que al detallar inadecuadamente las columnas, éstas son extremadamente susceptibles a sufrir pérdida de la capacidad vertical bajos niveles moderados de desplazamientos relativos de entrepiso (Drift), durante un evento sísmico [16]. Se puede observar en la figura 5.1 el daño en columnas con 1.5% de Drift y carga axial $P = 0.3f'_c A_g$, nótese que las cargas axiales en la columnas de los marcos intermedios de este trabajo son superiores a $0.3f'_c A_g$.



Figura 5.1 – Daño en columnas con 1.5% Drift y $P=0.3 f'_c A_g$
Fuente: [16]

Finalmente, ambos sistemas disipan prácticamente la misma cantidad de energía a través del comportamiento no lineal de columnas (en la base), vigas (a media altura del edificio) y principalmente a través del muro en la base.

REFERENCIAS

- [1] ACI 318S-08, *Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios, Comité ACI 318 Reglamento Estructural para edificaciones, 2008.*
- [2] CSI, 2013, *Computers & Structures, Inc. User Manual ETABS - Extended Tridimensional Analysis of Building Systems. 2013.*
- [3] NCh 433 Of. 1996 Mod. 2009, *Diseño sísmico de edificios, Instituto Nacional de Normalización, 2009.*
- [4] Decreto número 61, *Aprueba Reglamento que Fija el Diseño Sísmico de Edificios y deroga decreto N°117, de 2010. Instituto Nacional de Normalización. 2011.*
- [5] Athol J. Carr 2008, *User Manual for the 2 - Dimensional Version, Ruaumoko 2D, University of Canterbury., 2008.*
- [6] Decreto número 60, *Aprueba Reglamento que Fija los Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado y deroga decreto N°118, de 2010. 2011.*
- [7] NCh 1537 Of. 2009, *Diseño Estructural – Cargas permanentes y Cargas de uso, Instituto Nacional de Normalización, 2009.*
- [8] NCh 3171 Of. 2010, *Disposiciones generales y Combinaciones de carga, Instituto Nacional de Normalización, 2010.*
- [9] Park & Paulay, *Estructuras de Concreto Reforzado, 1988.*
- [10] A. González, *Comparación de Métodos de Diseño Sísmico para Estructuras de Muros Especiales: Método de Diseño Basado en las Fuerzas y Método de Diseño Basado en los Desplazamientos, Valparaíso: Universidad de Valparaíso, 2013.*
- [11] European Committee for Standardization 2004, *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance - Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, Brussels, Belgium.*
- [12] Morales Gómez A. 2015, *Efecto de la Incursión No-Lineal de Muros en Pisos Superiores Sobre los Marcos de Sistemas Mixtos de Hormigón Armado.*
- [13] Morales Gómez A. 2013, *Apuntes Hormigón Armado, Universidad de Valparaíso.*
- [14] Thomsen and Wallace, *Displacement Based Design of Reinforced Concrete Structural, Los Angeles: University of California, 2004.*
- [15] D. González, *Análisis Esfuerzos en la Zona de Transición en un Edificio de Hormigón Armado con Irregularidad en la Vertical Diseñado de acuerdo a la Normativa Vigente, 2015.*
- [16] Boys, A., Bull, D.K. & Pampanin, S. 2008, *Seismic Performance Assessment Of Inadequately Detailed Reinforced Concrete Columns , Proceedings of the NZSEE Conference, Christchurch, New Zealand, paper 29.*

ANEXOS I

1. Tablas: Sistema 1

1.1 Refuerzo longitudinal de las vigas seleccionadas

Eje	Viga	Sección	As, min [cm ²]	Posición armadura	As, req	As, sum	As, req	As, sum	As, req	As, sum
					[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
					Inicio		Centro		Final	
A	1	35/70	7.6	Superior	20.12	20.30	1.06	7.60	20.61	22.81
				Inferior	12.94	15.21	3.39	7.60	11.30	15.21
	2	35/70	7.6	Superior	22.11	22.81	1.00	7.60	22.22	22.81
				Inferior	12.99	15.21	3.35	7.60	13.26	15.21
C	3	35/70	7.6	Superior	25.66	29.81	2.51	9.82	27.14	29.81
				Inferior	12.34	15.21	5.21	7.6	12.34	15.21
	4	35/70	7.6	Superior	27.78	29.81	2.10	9.82	27.78	29.81
				Inferior	12.30	15.21	4.99	7.6	12.30	15.21
1	6	35/70	7.6	Superior	25.98	27.23	1.35	9.82	25.29	29.45
				Inferior	19.28	19.63	2.43	9.82	17.97	19.63
	7	35/70	7.6	Superior	37.63	39.27	2.01	9.82	39.72	39.84
				Inferior	32.59	34.84	3.43	9.82	35.25	39.27
C	5	35/70	7.6	Superior	28.38	29.81	3.30	9.82	29.79	29.81
				Inferior	13.4	15.21	5.42	7.6	12.16	15.21

1.2 Verificación de la resistencia al corte en vigas

Eje	Viga	Sección	As, min [cm ²]	Caso	As, sum [cm ²]	As, sum [cm ²]	M _{pr1} [tonf m]	M _{pr2} [tonf m]	V _{cap} [tonf]	V _{grav} [tonf]	V _{e dis} [tonf]	V _{max} [tonf]
					Inicio	Final						
A	1	35/70	7.6	1	15.21	29.81	53.80	77.90	18.80	8.80	27.60	79.10
				2	29.81	15.21	77.90	53.80	18.80	8.80	27.60	79.10
	2	35/70	7.6	1	15.21	22.81	53.80	77.90	18.80	16.80	35.6	79.10
				2	22.81	15.21	77.90	53.80	18.80	16.80	35.6	79.10
C	3	35/70	7.6	1	15.21	29.81	53.80	98.30	21.70	14.70	36.40	79.10
				2	29.81	15.21	98.30	53.80	21.70	14.70	36.40	79.10
	4	35/70	7.6	1	15.21	29.81	53.80	98.30	21.70	8.80	30.50	79.10
				2	29.81	15.21	98.30	53.80	21.70	8.80	30.50	79.10
1	6	35/70	7.6	1	19.63	27.23	68.10	91.00	22.70	19.40	42.10	79.10
				2	27.23	19.63	91.00	68.10	22.70	19.40	42.10	79.10
	7	35/70	7.6	1	34.84	39.27	112.00	123.40	36.20	11.10	47.30	79.10
				2	39.27	34.84	123.40	112.00	36.20	11.10	47.30	79.10
B	5	35/70	7.6	1	15.21	29.81	53.80	98.30	23.40	9.60	33.00	79.10
				2	29.81	15.21	98.30	53.80	23.40	9.60	33.00	79.10

1.3 Verificación de cortes en columnas

EJE	COL	Sección	Caso	As, sum	cuantía	Mpr1	Mpr2	Ve dis	Corte máximo
				[cm ²]	[%]	[Tonf-m]	[Tonf-m]	[Tonf]	[Tonf]
1	COL 1	75x75	1	60.32	1.07	65.87	213	79.68	195.67
			2	60.32	1.07	65.87	213	79.68	195.67
2	COL 2	75X75	1	60.32	1.07	96.45	213	88.41	195.67
			2	60.32	1.07	98.62	213	89.03	195.67
2	COL 3	80X80	1	65.24	1.02	74.46	216	82.99	222.62
			2	65.24	1.02	72.42	216	82.41	222.62

2. Tablas: Sistema 2

2.1 Refuerzo longitudinal de las vigas pertenecientes a los marcos intermedios

Eje	Viga	Sección	As, min [cm ²]	Posición armadura	As,req	As, sum	As,req	As, sum	As,req	As, sum
					[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]	[cm ²]
					Inicio		Centro		Final	
A	1	30/70	6.50	Superior	15.42	19.63	1.78	9.82	16.49	19.63
				Inferior	8.32	9.82	3.60	9.82	6.40	9.82
	2	30/70	6.50	Superior	17.57	19.63	1.33	9.82	17.57	19.63
				Inferior	8.32	9.82	3.14	9.82	8.32	9.82
C	3	30/70	6.50	Superior	22.67	24.72	3.14	9.82	22.67	24.72
				Inferior	5.93	7.60	4.99	7.60	5.93	7.60
	4	30/70	6.50	Superior	20.93	24.72	3.60	9.82	22.67	24.72
				Inferior	7.35	7.60	5.45	7.6	4.99	7.60
1	6	30/70	6.50	Superior	20.93	29.45	1,78	9.82	20.93	34.84
				Inferior	14.36	29.45	2.69	9.82	13.32	29.45
	7	30/70	6.50	Superior	30.80	31.00	1.56	9.82	33.53	34.84
				Inferior	24.46	29.45	2.91	9.82	28.18	29.45
C	5	30/70	6.50	Superior	22.67	22.81	4.06	7.60	26.92	29.81
				Inferior	8.80	9.82	5.93	9.82	6.40	9.82

2.2 Verificación de la resistencia al corte en vigas de marcos intermedios

Eje	Viga	Sección	As, min [cm ²]	Caso	As, sum [cm ²]		M _{n1} [tonf m]	M _{n2} [tonf m]	V _{total} [tonf]	V _{grav} [tonf]	V _{e dis} [tonf]	V _{max} [tonf]
					Inicio	Final						
A	1	30/70	6.50	1	9.82	19.63	26.00	49.00	10.70	21.00	31.70	67.80
				2	19.63	9.82	49.00	26.00	10.70	21.00	31.70	67.80
	2	30/70	6.50	1	9.82	19.63	26.00	49.00	10.70	8.50	19.20	67.80
				2	19.63	9.82	49.00	26.00	10.70	8.50	19.20	67.80
C	3	30/70	6.50	1	7.60	24.72	20.40	59.80	11.50	8.50	20.00	67.80
				2	24.72	7.60	59.80	20.40	11.50	8.50	20.00	67.80
	4	30/70	6.50	1	7.60	24.72	20.40	59.80	11.50	13.00	24.50	67.80
				2	24.72	7.60	59.80	20.40	11.50	13.00	24.50	67.80
1	6	30/70	6.50	1	29.45	29.45	69.10	69.10	19.70	24.00	43.70	67.80
				2	29.45	29.45	69.10	69.10	19.70	24.00	43.70	67.80
	7	30/70	6.50	1	29.45	29.45	69.10	69.10	21.30	10.00	31.30	67.80
				2	29.45	29.45	69.10	69.10	21.30	10.00	31.30	67.80
B	5	30/70	6.50	1	9.82	29.81	26.00	69.80	14.70	9.50	24.20	67.80
				2	22.81	9.82	55.80	26.00	12.60	9.50	22.10	67.80

2.3 Verificación de cortes en columnas de marcos intermedios

EJE	COL	Sección	Caso	As, sum	cuantía	Mn1	Mn2	Ve dis	Corte máximo
				[cm ²]	[%]	[Tonf-m]	[Tonf-m]	[Tonf]	[Tonf]
1	COL 1	70x70	1	50.16	1.10	79.02	110	79.68	158.27
			2	50.16	1.10	80.79	110	79.68	158.27
2	COL 2	70X70	1	50.16	1.10	48.54	100	88.41	158.27
			2	50.16	1.10	48.54	100	89.03	158.27
2	COL 3	70X70	1	50.16	1.10	44.39	108	82.99	158.27
			2	50.16	1.10	44.39	108	82.41	158.27

Anexos II

1. Archivos de entrada RUAUMOKO 2D

A modo de ejemplo se presenta a continuación la ruta de entrada para en análisis no lineal en RUAUMOKO 2D, para el Sistema 1 considerando el registro de Concepción.

Eje Y Concepción

2	0	1	1	2	0	0	0	0	0	0	
234	372	19	12	1	2	9,81	5	5	0,005	80	1
0	1	1	0	1	1	1	1	13	2	1	0
5	0	0,0001	0	0	0	0	0	0	0	0	

NODES

1	0	0	1	1	1	0	0	0	0
2	0	3,5	0	0	0	0	0	0	0
3	0	7	0	0	0	0	0	0	0
4	0	10,5	0	0	0	0	0	0	0
5	0	14	0	0	0	0	0	0	0
6	0	17,5	0	0	0	0	0	0	0
7	0	21	0	0	0	0	0	0	0
8	0	24,5	0	0	0	0	0	0	0
9	0	28	0	0	0	0	0	0	0
10	0	31,5	0	0	0	0	0	0	0
11	0	35	0	0	0	0	0	0	0
12	0	38,5	0	0	0	0	0	0	0
13	0	42	0	0	0	0	0	0	0
14	7	0	1	1	1	0	0	0	0
15	7	3,5	0	0	0	2	0	0	0
16	7	7	0	0	0	3	0	0	0
17	7	10,5	0	0	0	4	0	0	0
18	7	14	0	0	0	5	0	0	0
19	7	17,5	0	0	0	6	0	0	0
20	7	21	0	0	0	7	0	0	0
21	7	24,5	0	0	0	8	0	0	0
22	7	28	0	0	0	9	0	0	0
23	7	31,5	0	0	0	10	0	0	0
24	7	35	0	0	0	11	0	0	0
25	7	38,5	0	0	0	12	0	0	0

26	7	42	0	0	0	13	0	0	0
27	14	0	1	1	1	0	0	0	0
28	14	3,5	0	0	0	2	0	0	0
29	14	7	0	0	0	3	0	0	0
30	14	10,5	0	0	0	4	0	0	0
31	14	14	0	0	0	5	0	0	0
32	14	17,5	0	0	0	6	0	0	0
33	14	21	0	0	0	7	0	0	0
34	14	24,5	0	0	0	8	0	0	0
35	14	28	0	0	0	9	0	0	0
36	14	31,5	0	0	0	10	0	0	0
37	14	35	0	0	0	11	0	0	0
38	14	38,5	0	0	0	12	0	0	0
39	14	42	0	0	0	13	0	0	0
40	21	0	1	1	1	0	0	0	0
41	21	3,5	0	0	0	2	0	0	0
42	21	7	0	0	0	3	0	0	0
43	21	10,5	0	0	0	4	0	0	0
44	21	14	0	0	0	5	0	0	0
45	21	17,5	0	0	0	6	0	0	0
46	21	21	0	0	0	7	0	0	0
47	21	24,5	0	0	0	8	0	0	0
48	21	28	0	0	0	9	0	0	0
49	21	31,5	0	0	0	10	0	0	0
50	21	35	0	0	0	11	0	0	0
51	21	38,5	0	0	0	12	0	0	0
52	21	42	0	0	0	13	0	0	0
53	22	0	1	1	1	0	0	0	0
54	22	3,5	0	0	0	2	0	0	0
55	22	7	0	0	0	3	0	0	0
56	22	10,5	0	0	0	4	0	0	0
57	22	14	0	0	0	5	0	0	0
58	22	17,5	0	0	0	6	0	0	0
59	22	21	0	0	0	7	0	0	0
60	22	24,5	0	0	0	8	0	0	0
61	22	28	0	0	0	9	0	0	0
62	22	31,5	0	0	0	10	0	0	0
63	22	35	0	0	0	11	0	0	0
64	22	38,5	0	0	0	12	0	0	0
65	22	42	0	0	0	13	0	0	0
66	30,95	0	1	1	1	0	0	0	0
67	30,95	3,5	0	0	0	2	0	0	0

68	30,95	7	0	0	0	3	0	0	0
69	30,95	10,5	0	0	0	4	0	0	0
70	30,95	14	0	0	0	5	0	0	0
71	30,95	17,5	0	0	0	6	0	0	0
72	30,95	21	0	0	0	7	0	0	0
73	30,95	24,5	0	0	0	8	0	0	0
74	30,95	28	0	0	0	9	0	0	0
75	30,95	31,5	0	0	0	10	0	0	0
76	30,95	35	0	0	0	11	0	0	0
77	30,95	38,5	0	0	0	12	0	0	0
78	30,95	42	0	0	0	13	0	0	0
79	43	0	1	1	1	0	0	0	0
80	43	3,5	0	0	0	2	0	0	0
81	43	7	0	0	0	3	0	0	0
82	43	10,5	0	0	0	4	0	0	0
83	43	14	0	0	0	5	0	0	0
84	43	17,5	0	0	0	6	0	0	0
85	43	21	0	0	0	7	0	0	0
86	43	24,5	0	0	0	8	0	0	0
87	43	28	0	0	0	9	0	0	0
88	43	31,5	0	0	0	10	0	0	0
89	43	35	0	0	0	11	0	0	0
90	43	38,5	0	0	0	12	0	0	0
91	43	42	0	0	0	13	0	0	0
92	44	0	1	1	1	0	0	0	0
93	44	3,5	0	0	0	2	0	0	0
94	44	7	0	0	0	3	0	0	0
95	44	10,5	0	0	0	4	0	0	0
96	44	14	0	0	0	5	0	0	0
97	44	17,5	0	0	0	6	0	0	0
98	44	21	0	0	0	7	0	0	0
99	44	24,5	0	0	0	8	0	0	0
100	44	28	0	0	0	9	0	0	0
101	44	31,5	0	0	0	10	0	0	0
102	44	35	0	0	0	11	0	0	0
103	44	38,5	0	0	0	12	0	0	0
104	44	42	0	0	0	13	0	0	0
105	51	0	1	1	1	0	0	0	0
106	51	3,5	0	0	0	2	0	0	0
107	51	7	0	0	0	3	0	0	0
108	51	10,5	0	0	0	4	0	0	0
109	51	14	0	0	0	5	0	0	0

110	51	17,5	0	0	0	6	0	0	0
111	51	21	0	0	0	7	0	0	0
112	51	24,5	0	0	0	8	0	0	0
113	51	28	0	0	0	9	0	0	0
114	51	31,5	0	0	0	10	0	0	0
115	51	35	0	0	0	11	0	0	0
116	51	38,5	0	0	0	12	0	0	0
117	51	42	0	0	0	13	0	0	0
118	58	0	1	1	1	0	0	0	0
119	58	3,5	0	0	0	2	0	0	0
120	58	7	0	0	0	3	0	0	0
121	58	10,5	0	0	0	4	0	0	0
122	58	14	0	0	0	5	0	0	0
123	58	17,5	0	0	0	6	0	0	0
124	58	21	0	0	0	7	0	0	0
125	58	24,5	0	0	0	8	0	0	0
126	58	28	0	0	0	9	0	0	0
127	58	31,5	0	0	0	10	0	0	0
128	58	35	0	0	0	11	0	0	0
129	58	38,5	0	0	0	12	0	0	0
130	58	42	0	0	0	13	0	0	0
131	65	0	1	1	1	0	0	0	0
132	65	3,5	0	0	0	2	0	0	0
133	65	7	0	0	0	3	0	0	0
134	65	10,5	0	0	0	4	0	0	0
135	65	14	0	0	0	5	0	0	0
136	65	17,5	0	0	0	6	0	0	0
137	65	21	0	0	0	7	0	0	0
138	65	24,5	0	0	0	8	0	0	0
139	65	28	0	0	0	9	0	0	0
140	65	31,5	0	0	0	10	0	0	0
141	65	35	0	0	0	11	0	0	0
142	65	38,5	0	0	0	12	0	0	0
143	65	42	0	0	0	13	0	0	0
144	66	0	1	1	1	0	0	0	0
145	66	3,5	0	0	0	2	0	0	0
146	66	7	0	0	0	3	0	0	0
147	66	10,5	0	0	0	4	0	0	0
148	66	14	0	0	0	5	0	0	0
149	66	17,5	0	0	0	6	0	0	0
150	66	21	0	0	0	7	0	0	0
151	66	24,5	0	0	0	8	0	0	0

152	66	28	0	0	0	9	0	0	0
153	66	31,5	0	0	0	10	0	0	0
154	66	35	0	0	0	11	0	0	0
155	66	38,5	0	0	0	12	0	0	0
156	66	42	0	0	0	13	0	0	0
157	78,05	0	1	1	1	0	0	0	0
158	78,05	3,5	0	0	0	2	0	0	0
159	78,05	7	0	0	0	3	0	0	0
160	78,05	10,5	0	0	0	4	0	0	0
161	78,05	14	0	0	0	5	0	0	0
162	78,05	17,5	0	0	0	6	0	0	0
163	78,05	21	0	0	0	7	0	0	0
164	78,05	24,5	0	0	0	8	0	0	0
165	78,05	28	0	0	0	9	0	0	0
166	78,05	31,5	0	0	0	10	0	0	0
167	78,05	35	0	0	0	11	0	0	0
168	78,05	38,5	0	0	0	12	0	0	0
169	78,05	42	0	0	0	13	0	0	0
170	87	0	1	1	1	0	0	0	0
171	87	3,5	0	0	0	2	0	0	0
172	87	7	0	0	0	3	0	0	0
173	87	10,5	0	0	0	4	0	0	0
174	87	14	0	0	0	5	0	0	0
175	87	17,5	0	0	0	6	0	0	0
176	87	21	0	0	0	7	0	0	0
177	87	24,5	0	0	0	8	0	0	0
178	87	28	0	0	0	9	0	0	0
179	87	31,5	0	0	0	10	0	0	0
180	87	35	0	0	0	11	0	0	0
181	87	38,5	0	0	0	12	0	0	0
182	87	42	0	0	0	13	0	0	0
183	88	0	1	1	1	0	0	0	0
184	88	3,5	0	0	0	2	0	0	0
185	88	7	0	0	0	3	0	0	0
186	88	10,5	0	0	0	4	0	0	0
187	88	14	0	0	0	5	0	0	0
188	88	17,5	0	0	0	6	0	0	0
189	88	21	0	0	0	7	0	0	0
190	88	24,5	0	0	0	8	0	0	0
191	88	28	0	0	0	9	0	0	0
192	88	31,5	0	0	0	10	0	0	0
193	88	35	0	0	0	11	0	0	0

194	88	38,5	0	0	0	12	0	0	0
195	88	42	0	0	0	13	0	0	0
196	95	0	1	1	1	0	0	0	0
197	95	3,5	0	0	0	2	0	0	0
198	95	7	0	0	0	3	0	0	0
199	95	10,5	0	0	0	4	0	0	0
200	95	14	0	0	0	5	0	0	0
201	95	17,5	0	0	0	6	0	0	0
202	95	21	0	0	0	7	0	0	0
203	95	24,5	0	0	0	8	0	0	0
204	95	28	0	0	0	9	0	0	0
205	95	31,5	0	0	0	10	0	0	0
206	95	35	0	0	0	11	0	0	0
207	95	38,5	0	0	0	12	0	0	0
208	95	42	0	0	0	13	0	0	0
209	102	0	1	1	1	0	0	0	0
210	102	3,5	0	0	0	2	0	0	0
211	102	7	0	0	0	3	0	0	0
212	102	10,5	0	0	0	4	0	0	0
213	102	14	0	0	0	5	0	0	0
214	102	17,5	0	0	0	6	0	0	0
215	102	21	0	0	0	7	0	0	0
216	102	24,5	0	0	0	8	0	0	0
217	102	28	0	0	0	9	0	0	0
218	102	31,5	0	0	0	10	0	0	0
219	102	35	0	0	0	11	0	0	0
220	102	38,5	0	0	0	12	0	0	0
221	102	42	0	0	0	13	0	0	0
222	109	0	1	1	1	0	0	0	0
223	109	3,5	0	0	0	2	0	0	0
224	109	7	0	0	0	3	0	0	0
225	109	10,5	0	0	0	4	0	0	0
226	109	14	0	0	0	5	0	0	0
227	109	17,5	0	0	0	6	0	0	0
228	109	21	0	0	0	7	0	0	0
229	109	24,5	0	0	0	8	0	0	0
230	109	28	0	0	0	9	0	0	0
231	109	31,5	0	0	0	10	0	0	0
232	109	35	0	0	0	11	0	0	0
233	109	38,5	0	0	0	12	0	0	0
234	109	42	0	0	0	13	0	0	0

DRIFTS

1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13

ELEMENTS

1	1	1	2	0	0	0
2	2	2	3	0	0	0
3	2	3	4	0	0	0
4	2	4	5	0	0	0
5	2	5	6	0	0	0
6	2	6	7	0	0	0
7	2	7	8	0	0	0
8	2	8	9	0	0	0
9	2	9	10	0	0	0
10	2	10	11	0	0	0
11	2	11	12	0	0	0
12	2	12	13	0	0	0
13	1	14	15	0	0	0
14	2	15	16	0	0	0
15	2	16	17	0	0	0
16	2	17	18	0	0	0
17	2	18	19	0	0	0
18	2	19	20	0	0	0
19	2	20	21	0	0	0
20	2	21	22	0	0	0
21	2	22	23	0	0	0
22	2	23	24	0	0	0
23	2	24	25	0	0	0
24	2	25	26	0	0	0
25	1	27	28	0	0	0
26	2	28	29	0	0	0
27	2	29	30	0	0	0
28	2	30	31	0	0	0
29	2	31	32	0	0	0
30	2	32	33	0	0	0
31	2	33	34	0	0	0
32	2	34	35	0	0	0
33	2	35	36	0	0	0
34	2	36	37	0	0	0
35	2	37	38	0	0	0
36	2	38	39	0	0	0
37	1	40	41	0	0	0
38	2	41	42	0	0	0

39	2	42	43	0	0	0
40	2	43	44	0	0	0
41	2	44	45	0	0	0
42	2	45	46	0	0	0
43	2	46	47	0	0	0
44	2	47	48	0	0	0
45	2	48	49	0	0	0
46	2	49	50	0	0	0
47	2	50	51	0	0	0
48	2	51	52	0	0	0
49	1	53	54	0	0	0
50	2	54	55	0	0	0
51	2	55	56	0	0	0
52	2	56	57	0	0	0
53	2	57	58	0	0	0
54	2	58	59	0	0	0
55	2	59	60	0	0	0
56	2	60	61	0	0	0
57	2	61	62	0	0	0
58	2	62	63	0	0	0
59	2	63	64	0	0	0
60	2	64	65	0	0	0
61	3	66	67	0	0	0
62	4	67	68	0	0	0
63	4	68	69	0	0	0
64	4	69	70	0	0	0
65	4	70	71	0	0	0
66	4	71	72	0	0	0
67	4	72	73	0	0	0
68	4	73	74	0	0	0
69	4	74	75	0	0	0
70	4	75	76	0	0	0
71	4	76	77	0	0	0
72	4	77	78	0	0	0
73	1	79	80	0	0	0
74	2	80	81	0	0	0
75	2	81	82	0	0	0
76	2	82	83	0	0	0
77	2	83	84	0	0	0
78	2	84	85	0	0	0
79	2	85	86	0	0	0
80	2	86	87	0	0	0

81	2	87	88	0	0	0
82	2	88	89	0	0	0
83	2	89	90	0	0	0
84	2	90	91	0	0	0
85	1	92	93	0	0	0
86	2	93	94	0	0	0
87	2	94	95	0	0	0
88	2	95	96	0	0	0
89	2	96	97	0	0	0
90	2	97	98	0	0	0
91	2	98	99	0	0	0
92	2	99	100	0	0	0
93	2	100	101	0	0	0
94	2	101	102	0	0	0
95	2	102	103	0	0	0
96	2	103	104	0	0	0
97	5	105	106	0	0	0
98	6	106	107	0	0	0
99	6	107	108	0	0	0
100	6	108	109	0	0	0
101	6	109	110	0	0	0
102	6	110	111	0	0	0
103	6	111	112	0	0	0
104	6	112	113	0	0	0
105	6	113	114	0	0	0
106	6	114	115	0	0	0
107	6	115	116	0	0	0
108	6	116	117	0	0	0
109	5	118	119	0	0	0
110	6	119	120	0	0	0
111	6	120	121	0	0	0
112	6	121	122	0	0	0
113	6	122	123	0	0	0
114	6	123	124	0	0	0
115	6	124	125	0	0	0
116	6	125	126	0	0	0
117	6	126	127	0	0	0
118	6	127	128	0	0	0
119	6	128	129	0	0	0
120	6	129	130	0	0	0
121	1	131	132	0	0	0
122	2	132	133	0	0	0

123	2	133	134	0	0	0
124	2	134	135	0	0	0
125	2	135	136	0	0	0
126	2	136	137	0	0	0
127	2	137	138	0	0	0
128	2	138	139	0	0	0
129	2	139	140	0	0	0
130	2	140	141	0	0	0
131	2	141	142	0	0	0
132	2	142	143	0	0	0
133	1	144	145	0	0	0
134	2	145	146	0	0	0
135	2	146	147	0	0	0
136	2	147	148	0	0	0
137	2	148	149	0	0	0
138	2	149	150	0	0	0
139	2	150	151	0	0	0
140	2	151	152	0	0	0
141	2	152	153	0	0	0
142	2	153	154	0	0	0
143	2	154	155	0	0	0
144	2	155	156	0	0	0
145	3	157	158	0	0	0
146	4	158	159	0	0	0
147	4	159	160	0	0	0
148	4	160	161	0	0	0
149	4	161	162	0	0	0
150	4	162	163	0	0	0
151	4	163	164	0	0	0
152	4	164	165	0	0	0
153	4	165	166	0	0	0
154	4	166	167	0	0	0
155	4	167	168	0	0	0
156	4	168	169	0	0	0
157	1	170	171	0	0	0
158	2	171	172	0	0	0
159	2	172	173	0	0	0
160	2	173	174	0	0	0
161	2	174	175	0	0	0
162	2	175	176	0	0	0
163	2	176	177	0	0	0
164	2	177	178	0	0	0

165	2	178	179	0	0	0
166	2	179	180	0	0	0
167	2	180	181	0	0	0
168	2	181	182	0	0	0
169	1	183	184	0	0	0
170	2	184	185	0	0	0
171	2	185	186	0	0	0
172	2	186	187	0	0	0
173	2	187	188	0	0	0
174	2	188	189	0	0	0
175	2	189	190	0	0	0
176	2	190	191	0	0	0
177	2	191	192	0	0	0
178	2	192	193	0	0	0
179	2	193	194	0	0	0
180	2	194	195	0	0	0
181	1	196	197	0	0	0
182	2	197	198	0	0	0
183	2	198	199	0	0	0
184	2	199	200	0	0	0
185	2	200	201	0	0	0
186	2	201	202	0	0	0
187	2	202	203	0	0	0
188	2	203	204	0	0	0
189	2	204	205	0	0	0
190	2	205	206	0	0	0
191	2	206	207	0	0	0
192	2	207	208	0	0	0
193	1	209	210	0	0	0
194	2	210	211	0	0	0
195	2	211	212	0	0	0
196	2	212	213	0	0	0
197	2	213	214	0	0	0
198	2	214	215	0	0	0
199	2	215	216	0	0	0
200	2	216	217	0	0	0
201	2	217	218	0	0	0
202	2	218	219	0	0	0
203	2	219	220	0	0	0
204	2	220	221	0	0	0
205	1	222	223	0	0	0
206	2	223	224	0	0	0

207	2	224	225	0	0	0
208	2	225	226	0	0	0
209	2	226	227	0	0	0
210	2	227	228	0	0	0
211	2	228	229	0	0	0
212	2	229	230	0	0	0
213	2	230	231	0	0	0
214	2	231	232	0	0	0
215	2	232	233	0	0	0
216	2	233	234	0	0	0
217	7	2	15	0	0	0
218	7	3	16	0	0	0
219	7	4	17	0	0	0
220	7	5	18	0	0	0
221	7	6	19	0	0	0
222	7	7	20	0	0	0
223	7	8	21	0	0	0
224	7	9	22	0	0	0
225	7	10	23	0	0	0
226	7	11	24	0	0	0
227	7	12	25	0	0	0
228	7	13	26	0	0	0
229	8	15	28	0	0	0
230	8	16	29	0	0	0
231	8	17	30	0	0	0
232	8	18	31	0	0	0
233	8	19	32	0	0	0
234	8	20	33	0	0	0
235	8	21	34	0	0	0
236	8	22	35	0	0	0
237	8	23	36	0	0	0
238	8	24	37	0	0	0
239	8	25	38	0	0	0
240	8	26	39	0	0	0
241	9	28	41	0	0	0
242	9	29	42	0	0	0
243	9	30	43	0	0	0
244	9	31	44	0	0	0
245	9	32	45	0	0	0
246	9	33	46	0	0	0
247	9	34	47	0	0	0
248	9	35	48	0	0	0

249	9	36	49	0	0	0
250	9	37	50	0	0	0
251	9	38	51	0	0	0
252	9	39	52	0	0	0
253	10	54	67	0	0	0
254	10	55	68	0	0	0
255	10	56	69	0	0	0
256	10	57	70	0	0	0
257	10	58	71	0	0	0
258	10	59	72	0	0	0
259	10	60	73	0	0	0
260	10	61	74	0	0	0
261	10	62	75	0	0	0
262	10	63	76	0	0	0
263	10	64	77	0	0	0
264	10	65	78	0	0	0
265	11	67	80	0	0	0
266	11	68	81	0	0	0
267	11	69	82	0	0	0
268	11	70	83	0	0	0
269	11	71	84	0	0	0
270	11	72	85	0	0	0
271	11	73	86	0	0	0
272	11	74	87	0	0	0
273	11	75	88	0	0	0
274	11	76	89	0	0	0
275	11	77	90	0	0	0
276	11	78	91	0	0	0
277	12	93	106	0	0	0
278	12	94	107	0	0	0
279	12	95	108	0	0	0
280	12	96	109	0	0	0
281	12	97	110	0	0	0
282	12	98	111	0	0	0
283	12	99	112	0	0	0
284	12	100	113	0	0	0
285	12	101	114	0	0	0
286	12	102	115	0	0	0
287	12	103	116	0	0	0
288	12	104	117	0	0	0
289	13	106	119	0	0	0
290	13	107	120	0	0	0

291	13	108	121	0	0	0
292	13	109	122	0	0	0
293	13	110	123	0	0	0
294	13	111	124	0	0	0
295	13	112	125	0	0	0
296	13	113	126	0	0	0
297	13	114	127	0	0	0
298	13	115	128	0	0	0
299	13	116	129	0	0	0
300	13	117	130	0	0	0
301	14	119	132	0	0	0
302	14	120	133	0	0	0
303	14	121	134	0	0	0
304	14	122	135	0	0	0
305	14	123	136	0	0	0
306	14	124	137	0	0	0
307	14	125	138	0	0	0
308	14	126	139	0	0	0
309	14	127	140	0	0	0
310	14	128	141	0	0	0
311	14	129	142	0	0	0
312	14	130	143	0	0	0
313	15	145	158	0	0	0
314	15	146	159	0	0	0
315	15	147	160	0	0	0
316	15	148	161	0	0	0
317	15	149	162	0	0	0
318	15	150	163	0	0	0
319	15	151	164	0	0	0
320	15	152	165	0	0	0
321	15	153	166	0	0	0
322	15	154	167	0	0	0
323	15	155	168	0	0	0
324	15	156	169	0	0	0
325	16	158	171	0	0	0
326	16	159	172	0	0	0
327	16	160	173	0	0	0
328	16	161	174	0	0	0
329	16	162	175	0	0	0
330	16	163	176	0	0	0
331	16	164	177	0	0	0
332	16	165	178	0	0	0

333	16	166	179	0	0	0
334	16	167	180	0	0	0
335	16	168	181	0	0	0
336	16	169	182	0	0	0
337	17	184	197	0	0	0
338	17	185	198	0	0	0
339	17	186	199	0	0	0
340	17	187	200	0	0	0
341	17	188	201	0	0	0
342	17	189	202	0	0	0
343	17	190	203	0	0	0
344	17	191	204	0	0	0
345	17	192	205	0	0	0
346	17	193	206	0	0	0
347	17	194	207	0	0	0
348	17	195	208	0	0	0
349	18	197	210	0	0	0
350	18	198	211	0	0	0
351	18	199	212	0	0	0
352	18	200	213	0	0	0
353	18	201	214	0	0	0
354	18	202	215	0	0	0
355	18	203	216	0	0	0
356	18	204	217	0	0	0
357	18	205	218	0	0	0
358	18	206	219	0	0	0
359	18	207	220	0	0	0
360	18	208	221	0	0	0
361	19	210	223	0	0	0
362	19	211	224	0	0	0
363	19	212	225	0	0	0
364	19	213	226	0	0	0
365	19	214	227	0	0	0
366	19	215	228	0	0	0
367	19	216	229	0	0	0
368	19	217	230	0	0	0
369	19	218	231	0	0	0
370	19	219	232	0	0	0
371	19	220	233	0	0	0
372	19	221	234	0	0	0

PROPS

	1	FRAME	Col	75						
	2		0	0	4	0	0	0	0	
2371708,25		988212	0,5625	0,525	0,01	0	0	0,7	0	0
	0		0,05	0,75	0					
	-1200		-1000	75	165	170	91	229	0	
	0,3		0,2	1	2					

	2	FRAME	Col	75						
	2		0	0	0	0	0	0	0	
2371708,25		988212	0,5625	0,525	0,01	0	0	0,7	0	0

	3	FRAME	Muro	T						
	2		0	0	8	0	0	0	0	
2371708,25		988212	4,6025	2,45	25,7	0	0	0	0	0
	0		0,005	3,5	0					
	-10000		-4502	13000	-8000	-11500	2498	0		
	0,255		0,259	4850	-2672	5820	-3206			

	4	FRAME	Muro	T						
	2		0	0	0	0	0	0	0	
2371708,25		988212	4,6025	2,45	8,1	0	0	0	0	0

	5	FRAME	C80							
	2		0	0	4	0	0	0	0	
2371708,25		988212	0,64	0,6	0,011	0	0	0,7	0	0
	0		0,05	0,8	0					
	-1400		-1200	75	150	190	97	247	0	
	0,3		0,2	1	2					

	6	FRAME	C80							
	2		0	0	0	0	0	0	0	
2371708,25		988212	0,64	0,6	0,011	0	0	0,7	0	0

	7	FRAME	V1							
	1		0	1	4	0	0	0	0	
2371708,25		988211,769	0,245	0,228	0,003	0	0,375	0,375	0	0
	0		0,005	0,7	0,7					
	-6,6		-8,6	-6,3	6,9	0	0	0		
	0		0	41	-58,6	41	-58,6			
	0,3		0,2	1	2					

8 FRAME V2

1	0	1	4	0	0	0	0		
2371708,25	988211,769	0,245	0,228	0,003	0	0,375	0,375	0	0
0	0,005	0,7	0,7						
-7,9	-8	-6,6	6,6	0	0	0			
0	0	41	-58,6	41	-58,6				
0,3	0,2	1	2						

9 FRAME V3

1	0	1	4	0	0	0	0		
2371708,25	988211,769	0,245	0,228	0,003	0	0,375	0,375	0	0
0	0,005	0,7	0,7						
-8,3	-7	-6,8	6,4	0	0	0			
0	0	41	-58,6	41	-58,6				
0,3	0,2	1	2						

10 FRAME V4

1	0	1	4	0	0	0	0		
2371708,25	988211,769	0,245	0,228	0,0045	0	0,375	1,95	0	0
0	0,005	0,7	0,7						
-13,2	-15,4	-11,5	11,3	0	0	0			
0	0	53	-75	53	-75				
0,3	0,2	1	2						

11 FRAME V5

1	0	1	4	0	0	0	0		
2371708,25	988211,769	0,245	0,228	0,0045	0	5,05	0,375	0	0
0	0,005	0,7	0,7						
-14,8	-13,7	-11,2	11,7	0	0	0			
0	0	53	-75	53	-75				
0,3	0,2	1	2						

12 FRAME V6

1	0	1	4	0	0	0	0		
2371708,25	988211,769	0,245	0,228	0,0045	0	0,375	0,4	0	0
0	0,005	0,7	0,7						
-12	-14,4	-10,8	11,7	0	0	0			
0	0	38,8	-70,93	38,8	-70,93				
0,3	0,2	1	2						

13 FRAME V7

1	0	1	4	0	0	0	0		
2371708,25	988211,769	0,245	0,228	0,0045	0	0,4	0,4	0	0

0	0,005	0,7	0,7							
-13,5	-13,5	-11,2	11,2	0	0	0				
0	0	38,8	-70,93	38,8	-70,93					
0,3	0,2	1	2							
14 FRAME V8										
1	0	1	4	0	0	0	0			
2371708,25	988211,769	0,245	0,228	0,0045	0	0,4	0,375	0	0	
0	0,005	0,7	0,7							
-14,4	-11,9	-11,7	10,8	0	0	0				
0	0	38,8	-70,93	38,8	-70,93					
0,3	0,2	1	2							
15 FRAME V9										
1	0	1	4	0	0	0	0			
2371708,25	988211,769	0,245	0,228	0,0045	0	0,375	5,05	0	0	
0	0,005	0,7	0,7							
-13,7	-14,8	-11,7	11,2	0	0	0				
0	0	53	-75	53	-75					
0,3	0,2	1	2							
16 FRAME V10										
1	0	1	4	0	0	0	0			
2371708,25	988211,769	0,245	0,228	0,0045	0	1,95	0,375	0	0	
0	0,005	0,7	0,7							
-15,4	-13,2	-11,3	11,6	0	0	0				
0	0	53	-75	53	-75					
0,3	0,2	1	2							
17 FRAME V11										
1	0	1	4	0	0	0	0			
2371708,25	988211,769	0,245	0,228	0,003	0	0,375	0,375	0	0	
0	0,005	0,7	0,7							
-6,9	-8,3	-6,4	6,8	0	0	0				
0	0	38,5	-55,1	38,5	-55,1					
0,3	0,2	1	2							
18 FRAME V12										
1	0	1	4	0	0	0	0			
2371708,25	988211,769	0,245	0,228	0,003	0	0,375	0,375	0	0	
0	0,005	0,7	0,7							
-8	-7,9	-6,6	6,6	0	0	0				

0	0	41	-58,6	41	-58,6
0,3	0,2	1	2		

19	FRAME	V13							
1	0	1	4	0	0	0	0		
2371708,25	988211,769	0,245	0,228	0,003	0	0,375	0,375	0	0
0	0,005	0,7	0,7						
-8,6	-6,6	-6,9	6,3	0	0	0			
0	0	41	-58,6	41	-58,6				
0,3	0,2	1	2						

WEIGHTS

1	0	0	0
2	571	0	0
3	571	0	0
4	571	0	0
5	571	0	0
6	571	0	0
7	571	0	0
8	571	0	0
9	571	0	0
10	571	0	0
11	571	0	0
12	571	0	0
13	486	0	0

LOADS

1	0	0	0
2	0	-18,4	0
3	0	-18,4	0
4	0	-18,4	0
5	0	-18,4	0
6	0	-18,4	0
7	0	-18,4	0
8	0	-18,4	0
9	0	-18,4	0
10	0	-18,4	0
11	0	-18,4	0
12	0	-18,4	0
13	0	-18,4	0
14	0	0	0
15	0	-22,3	0

16	0	-22,3	0
17	0	-22,3	0
18	0	-22,3	0
19	0	-22,3	0
20	0	-22,3	0
21	0	-22,3	0
22	0	-22,3	0
23	0	-22,3	0
24	0	-22,3	0
25	0	-22,3	0
26	0	-22,3	0
27	0	0	0
28	0	-25,2	0
29	0	-25,2	0
30	0	-25,2	0
31	0	-25,2	0
32	0	-25,2	0
33	0	-25,2	0
34	0	-25,2	0
35	0	-25,2	0
36	0	-25,2	0
37	0	-25,2	0
38	0	-25,2	0
39	0	-25,2	0
40	0	0	0
41	0	-18,8	0
42	0	-18,8	0
43	0	-18,8	0
44	0	-18,8	0
45	0	-18,8	0
46	0	-18,8	0
47	0	-18,8	0
48	0	-18,8	0
49	0	-18,8	0
50	0	-18,8	0
51	0	-18,8	0
52	0	-18,8	0
53	0	0	0
54	0	-22,42	0
55	0	-22,42	0
56	0	-22,42	0
57	0	-22,42	0

58	0	-22,42	0
59	0	-22,42	0
60	0	-22,42	0
61	0	-22,42	0
62	0	-22,42	0
63	0	-22,42	0
64	0	-22,42	0
65	0	-22,42	0
66	0	0	0
67	0	-118,4	0
68	0	-118,4	0
69	0	-118,4	0
70	0	-118,4	0
71	0	-118,4	0
72	0	-118,4	0
73	0	-118,4	0
74	0	-118,4	0
75	0	-118,4	0
76	0	-118,4	0
77	0	-118,4	0
78	0	-118,4	0
79	0	0	0
80	0	-21,9	0
81	0	-21,9	0
82	0	-21,9	0
83	0	-21,9	0
84	0	-21,9	0
85	0	-21,9	0
86	0	-21,9	0
87	0	-21,9	0
88	0	-21,9	0
89	0	-21,9	0
90	0	-21,9	0
91	0	-21,9	0
92	0	0	0
93	0	-14,2	0
94	0	-14,2	0
95	0	-14,2	0
96	0	-14,2	0
97	0	-14,2	0
98	0	-14,2	0
99	0	-14,2	0

100	0	-14,2	0
101	0	-14,2	0
102	0	-14,2	0
103	0	-14,2	0
104	0	-14,2	0
105	0	0	0
106	0	-38	0
107	0	-38	0
108	0	-38	0
109	0	-38	0
110	0	-38	0
111	0	-38	0
112	0	-38	0
113	0	-38	0
114	0	-38	0
115	0	-38	0
116	0	-38	0
117	0	-38	0
118	0	0	0
119	0	-38	0
120	0	-38	0
121	0	-38	0
122	0	-38	0
123	0	-38	0
124	0	-38	0
125	0	-38	0
126	0	-38	0
127	0	-38	0
128	0	-38	0
129	0	-38	0
130	0	-38	0
131	0	0	0
132	0	-14,2	0
133	0	-14,2	0
134	0	-14,2	0
135	0	-14,2	0
136	0	-14,2	0
137	0	-14,2	0
138	0	-14,2	0
139	0	-14,2	0
140	0	-14,2	0
141	0	-14,2	0

142	0	-14,2	0
143	0	-14,2	0
144	0	0	0
145	0	-21,9	0
146	0	-21,9	0
147	0	-21,9	0
148	0	-21,9	0
149	0	-21,9	0
150	0	-21,9	0
151	0	-21,9	0
152	0	-21,9	0
153	0	-21,9	0
154	0	-21,9	0
155	0	-21,9	0
156	0	-21,9	0
157	0	0	0
158	0	-118,4	0
159	0	-118,4	0
160	0	-118,4	0
161	0	-118,4	0
162	0	-118,4	0
163	0	-118,4	0
164	0	-118,4	0
165	0	-118,4	0
166	0	-118,4	0
167	0	-118,4	0
168	0	-118,4	0
169	0	-118,4	0
170	0	0	0
171	0	-22,4	0
172	0	-22,4	0
173	0	-22,4	0
174	0	-22,4	0
175	0	-22,4	0
176	0	-22,4	0
177	0	-22,4	0
178	0	-22,4	0
179	0	-22,4	0
180	0	-22,4	0
181	0	-22,4	0
182	0	-22,4	0
183	0	0	0

184	0	-18,75	0
185	0	-18,75	0
186	0	-18,75	0
187	0	-18,75	0
188	0	-18,75	0
189	0	-18,75	0
190	0	-18,75	0
191	0	-18,75	0
192	0	-18,75	0
193	0	-18,75	0
194	0	-18,75	0
195	0	-18,75	0
196	0	0	0
197	0	-25,2	0
198	0	-25,2	0
199	0	-25,2	0
200	0	-25,2	0
201	0	-25,2	0
202	0	-25,2	0
203	0	-25,2	0
204	0	-25,2	0
205	0	-25,2	0
206	0	-25,2	0
207	0	-25,2	0
208	0	-25,2	0
209	0	0	0
210	0	-22,3	0
211	0	-22,3	0
212	0	-22,3	0
213	0	-22,3	0
214	0	-22,3	0
215	0	-22,3	0
216	0	-22,3	0
217	0	-22,3	0
218	0	-22,3	0
219	0	-22,3	0
220	0	-22,3	0
221	0	-22,3	0
222	0	0	0
223	0	-18,4	0
224	0	-18,4	0
225	0	-18,4	0

226	0	-18,4	0
227	0	-18,4	0
228	0	-18,4	0
229	0	-18,4	0
230	0	-18,4	0
231	0	-18,4	0
232	0	-18,4	0
233	0	-18,4	0
234	0	-18,4	0

EQUAKE	CMOD,EQF							
3	2	0,005	9,81	70	0	0	1	