

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



“Análisis de Esfuerzos en la Zona de Transición en un Edificio de Hormigón Armado con Irregularidad en la Vertical Diseñado de acuerdo a la Normativa Vigente.”

Por

Daniel Edison González Ballesteros

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, 2016

## **Agradecimientos**

*Agradecimientos a mis padres por todo su apoyo incondicional y fraterno durante todos estos años.*

*Agradecimientos a Daniela por su compañía, paciencia y apoyo en todo momento.*

*A Felipe Céspedes, Nathan Olivares, Jean Soto, Rubén Epuyao, Laura Salsilli, Cristofer Madrid, Pedro González y GOG por su compañía, buenos momentos y apoyo brindado todos estos años.*

*A todos mis compañeros, especialmente los que compartimos en la sala de mentorías juntos este proceso, por todo su apoyo entregado y buena onda.*

*A mi profesor guía, por su ayuda, disposición, paciencia y motivación a lo largo de toda la carrera.*

# ÍNDICE GENERAL

<b>ÍNDICE GENERAL</b> .....	3
<b>ÍNDICE DE TABLAS</b> .....	6
<b>ÍNDICE DE FIGURAS</b> .....	7
<b>CAPÍTULO I</b> .....	11
1. Descripción del Trabajo.....	11
1.1. Planteamiento del problema .....	11
1.2. Objetivos .....	12
1.2.1 Objetivos generales.....	12
1.2.2 Objetivos específicos.....	12
1.3. Alcances.....	13
<b>CAPÍTULO II</b> .....	15
2. Modelación y definición de la estructura.....	15
2.1 Modelo de la estructura analizada .....	15
2.1.1. Dimensiones de elementos estructurales .....	15
2.2.1. Materiales.....	16
<b>CAPÍTULO III</b> .....	17
3. Análisis y diseño de la estructura .....	17
3.1 Cargas y sobrecargas de diseño .....	17
3.1.1 Cargas muertas o permanentes .....	17
3.1.2 Cargas vivas o sobrecargas de uso.....	17
3.1.3 Cargas eventuales.....	17
3.2 Combinaciones de carga .....	17
3.3 Análisis sísmico .....	18
3.3.1 Espectro de pseudo - aceleración de diseño .....	18
3.3.2 Esfuerzo de corte basal .....	20
3.3.3 Deformación relativa entre pisos (Drift).....	21
3.3.4 Desplazamiento lateral de diseño en el techo.....	22
3.4 Diseño de los elementos estructurales .....	23
3.4.1 Diseño de vigas .....	25
3.4.1.1 Flexión.....	25

3.4.1.2	Corte.....	27
3.4.2	Diseño de columnas .....	29
3.4.2.1	Diseño a flexión y carga axial.....	29
3.4.2.2	Corte.....	32
3.4.3	Diseño de muros .....	37
3.4.3.1	Corte.....	37
3.4.3.2	Flexo-Compresión.....	40
3.4.3.3	Capacidad de deformación y elementos de borde .....	44
<b>CAPÍTULO IV</b>	.....	<b>49</b>
4.	Análisis No Lineal.....	49
4.1	Análisis Dinámico Tiempo-Historia .....	49
4.1.1	Modelo Ruaumoko .....	49
4.1.2	Modelación de la Estructura Ruaumoko .....	50
4.2	Curvas Esfuerzo - Deformación.....	51
4.2.1	Curva Esfuerzo – Deformación Hormigón no Confinado.....	51
4.2.2	Curva Esfuerzo – Deformación del Acero .....	52
4.3	Regla de Histéresis.....	52
4.4	Registros de Aceleraciones .....	56
<b>CAPÍTULO V</b>	.....	<b>57</b>
5.	Comparación de resultados.....	57
5.1	Desplazamientos .....	57
5.1.1	Desplazamientos laterales máximos.....	57
5.1.2	Desplazamientos relativos de entrepiso (Drifts) .....	59
5.1.3	Deformaciones residuales .....	61
5.2	Demandas de ductilidad .....	65
5.3	Demandas de corte .....	70
5.4	Demandas de momento .....	73
5.5	Demandas de aceleraciones .....	76
<b>CAPÍTULO VI</b>	.....	<b>85</b>
6.	Conclusiones y comentarios.....	85
<b>REFERENCIAS</b>	.....	<b>87</b>
<b>ANEXOS</b>	.....	<b>89</b>

1. Tabla: Refuerzo longitudinal en vigas.....	89
2. Tabla: Verificación resistencia al corte en vigas. ....	90
3. Modelo Ruta ANLTH: ECI, Eje X, Registro de Concepción. ....	91

## ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1- Dimensiones de los elementos estructurales .....	16
Tabla 2.2- Propiedades del hormigón H-30 .....	16
Tabla 2.3- Propiedades del acero de refuerzo A630-420H .....	16
Tabla 3.1- Combinación de carga .....	18
Tabla 3.2- Parámetros .....	19
Tabla 3.3- Resultados análisis sísmico .....	21
Tabla 3.4- Valores de $C_d^*$ .....	22
Tabla 3.5- Desplazamiento lateral de diseño en el techo .....	23
Tabla 3.6- Verificación del corte de diseño en vigas.....	29
Tabla 3.7- Armadura longitudinal en columnas.....	30
Tabla 3.8- Verificación criterio columna fuerte y viga débil. ....	32
Tabla 3.9- Verificación del corte de diseño en columnas. ....	33
Tabla 3.10- Verificación del corte de diseño en el nudo, columna 90/90. ....	36
Tabla 3.11- Verificación del corte de diseño en el nudo, columna 75/75 .....	36
Tabla 3.12- Verificación de curvaturas y confinamiento. ....	48
Tabla 5.1- Desplazamientos máximos laterales en el techo ECI. ....	58
Tabla 5.2- Desplazamientos máximos laterales en el techo ESI. ....	59
Tabla 5.3- Drifts máximos de entrepiso. ....	60
Tabla 5.4- Desplazamientos residuales máximos. ....	62
Tabla 5.5- -Cuadro resumen, período, frecuencia angular, pseudo aceleración y desplazamiento máximo.....	65
Tabla 5.6- Demanda de curvatura en muros .....	70

# ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1 - Ejemplos de irregularidades geométricas en vertical .....	12
Figura 1.2- Planta tipo pisos 1 a 5 .....	14
Figura 1.3- Planta tipo pisos 6 a 20 .....	14
Figura 2.1- Modelo Etabs de la estructura.....	15
Figura 3.1- Espectro de diseño elástico .....	19
Figura 3.2- Drifts en ambas direcciones de análisis. ....	21
Figura 3.3- Espectro elástico de desplazamientos .....	23
Figura 3.4- Planta pisos 1 a 5, elementos estructurales definidos. ....	24
Figura 3.5- Planta pisos 6 a 20, elementos estructurales definidos. ....	24
Figura 3.6- Variación de $\Phi$ para diseño a flexo-compresión. (Ref: [8]) .....	25
Figura 3.7- Distribución de la armadura en flexión en las vigas, dirección Y.....	26
Figura 3.8- Distribución de la armadura en flexión en las vigas, dirección X.....	27
Figura 3.9- Cortante de diseño en vigas.....	28
Figura 3.10- Distribución armadura longitudinal en columnas.....	30
Figura 3.11- Diagrama de interacción C75/75, dirección X.....	31
Figura 3.12- Diagrama de interacción C75/75, dirección Y.....	31
Figura 3.13- Diagrama de interacción C90/90, dirección X.....	31
Figura 3.14- Diagrama de interacción C90/90, dirección Y.....	31
Figura 3.15- Esquema de momentos probables y cortes de diseño. ....	33
Figura 3.16- Esfuerzos internos en el nudo [13] .....	34
Figura 3.17- Diagrama cuerpo libre columnas. ....	34
Figura 3.18- Área de la conexión en la dirección de análisis. ....	35
Figura 3.19- Diagrama de corte muro 1, dirección X .....	38
Figura 3.20- Diagrama de corte muro 1, dirección Y .....	38
Figura 3.21- Diagrama de corte muro 2, dirección X .....	38
Figura 3.22- Diagrama de corte muro 2, dirección Y .....	39
Figura 3.23- Diagrama de corte muro 3, dirección X .....	39
Figura 3.24- Diagrama de corte muro 3, dirección Y .....	39
Figura 3.25- Distribución de armadura longitudinal muro 1. ....	40
Figura 3.26- Diagrama de interacción muro 1, dirección X.....	41
Figura 3.27- Diagrama de interacción muro 1, dirección Y.....	41
Figura 3.28- Distribución de la armadura longitudinal muro 1.....	41
Figura 3.29- Diagrama de interacción muro 1, dirección X.....	42
Figura 3.30- Diagrama de interacción muro 1, dirección Y.....	42
Figura 3.31- Distribución de armadura longitudinal muro 2. ....	42
Figura 3.32- Diagrama de interacción muro 2, dirección X.....	43
Figura 3.33- Diagrama de interacción muro 2, dirección Y.....	43
Figura 3.34- Distribución de armadura longitudinal muro 3. ....	43

Figura 3.35- Diagrama de interacción muro 3, dirección X.....	44
Figura 3.36- Diagrama de interacción muro 3, dirección Y.....	44
Figura 3.37- Mecanismo de colapso, curvatura y desplazamiento máximo en muros [15]. .....	44
Figura 3.38- Diagrama-momento curvatura muro 1, dirección X.....	46
Figura 3.39- Diagrama momento-curvatura muro 1, dirección Y.....	46
Figura 3.40- Diagrama momento-curvatura muro 3, dirección X.....	47
Figura 3.41- Diagrama momento-curvatura muro 3, dirección Y.....	47
Figura 4.1- Edificios con y sin irregularidad. ....	49
Figura 4.2- Modelo componente de Giberson [7].....	50
Figura 4.3- Edificio con irregularidad Ejes X e Y, respectivamente .....	50
Figura 4.4- Edificio sin irregularidad Ejes X e Y, respectivamente .....	50
Figura 4.5- Curva esfuerzo – deformación de Hognestad para hormigón no confinado. [14] [15]. .	51
Figura 4.6- Curva esfuerzo – deformación para acero A630-420H. [16] [17].....	52
Figura 4.7- Regla histérica TAKEDA Modificada Fuente: [7].....	53
Figura 4.8- Regla histérica SINA de degradación trilineal. Fuente: [7] .....	53
<i>Figura 4.9- Relación de carga lateral versus desplazamiento, muro rectangular [18]. .....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 4.10- Comparación mediante una superposición de ambas curvas. ....</i>	<i>54</i>
<i>Figura 4.11- Relación de carga lateral versus desplazamiento, muro asimétrico [18]. .....</i>	<i>55</i>
<i>Figura 4.12- Comparación mediante una superposición de ambas curvas. ....</i>	<i>55</i>
Figura 4.13- Registro de aceleraciones – Viña del Mar 2010, componente E-W.....	56
Figura 4.14- Registro de aceleraciones – Concepción 2010, componente 1-L.....	56
Figura 5.1- Desplazamientos laterales máximos, dirección X.....	57
Figura 5.2- Desplazamientos laterales máximos, dirección Y.....	57
Figura 5.3- Desplazamientos laterales máximos, dirección X.....	58
Figura 5.4- Desplazamientos laterales máximos, dirección Y.....	58
Figura 5.5- Desplazamiento relativo de entrepiso, dirección X.....	59
Figura 5.6- Desplazamiento relativo de entrepiso, dirección Y.....	59
Figura 5.7- Desplazamiento relativo de entrepiso, dirección X.....	60
Figura 5.8- Desplazamiento relativo de entrepiso, dirección Y.....	60
Figura 5.9- Deformación residual, dirección X.....	61
Figura 5.10- Deformación residual, dirección Y.....	61
Figura 5.11- Deformación residual, dirección X.....	61
Figura 5.12- Deformación residual, dirección Y.....	61
Figura 5.13- Consideraciones, viga modelo y viga real.....	62
Figura 5.14- Consideraciones, relación momento curvatura idealizada para distintas curvas de acero. ....	63
Figura 5.15- Espectro de respuesta de pseudo aceleración - Viña del Mar, componente E-W [19].	64
Figura 5.16- Espectro de respuesta de pseudo aceleración - Concepción, componente 1-L [19]....	64
Figura 5.17- Curva de histéresis Muro 1, Registro Concepción, dirección X.....	66
Figura 5.18- Curva de histéresis Muro 1, Registro Concepción, dirección Y.....	66
Figura 5.19- Curva de histéresis Muro 3, Registro Concepción, dirección X.....	67

Figura 5.20- Curva de histéresis Muro 3, Registro Concepción, dirección Y.....	67
Figura 5.21- Curva de histéresis Muro 1, Registro Concepción, dirección X .....	68
Figura 5.22- Curva de histéresis Muro 1, Registro Concepción, dirección Y.....	68
Figura 5.23- Curva de histéresis Muro 3, Registro Concepción, dirección X .....	69
Figura 5.24- Curva de histéresis Muro 3, Registro Concepción, dirección Y.....	69
Figura 5.25- Diagrama de corte Muro 1, dirección X .....	71
Figura 5.26- Diagrama de corte Muro 1, dirección Y .....	71
Figura 5.27- Diagrama de corte Muro 1, dirección X .....	71
Figura 5.28- Diagrama de corte Muro 1, dirección Y .....	71
Figura 5.29- Diagrama de corte Muro 3, dirección X .....	72
Figura 5.30- Diagrama de corte Muro 3, dirección Y .....	72
Figura 5.31- Diagrama de corte Muro 3, dirección X .....	72
Figura 5.32- Diagrama de corte Muro 3, dirección Y .....	72
Figura 5.33- Elevación Muro 1 y Muro 3.....	73
Figura 5.34- Diagrama de momento Muro 1, dirección X.....	74
Figura 5.35- Diagrama de momento Muro 1, dirección Y.....	74
Figura 5.36- Diagrama de momento Muro 1, dirección X.....	74
Figura 5.37- Diagrama de momento Muro 1, dirección Y.....	74
Figura 5.38- Diagrama de momento Muro 3, dirección X .....	75
Figura 5.39- Diagrama de momento Muro 3, dirección Y.....	75
Figura 5.40- Diagrama de momento Muro 3, dirección X .....	75
Figura 5.41- Diagrama de momento Muro 3, dirección Y.....	75
Figura 5.42- Diagrama de momento e histéresis Muro 1, dirección Y.....	76
Figura 5.43- Demanda de aceleraciones, dirección X .....	77
Figura 5.44- Demanda de aceleraciones, dirección X .....	77
Figura 5.45- Demanda de aceleraciones, dirección Y .....	77
Figura 5.46- Demanda de aceleraciones, dirección Y .....	77
Figura 5.47- Velocidad en el tiempo, edificio irregular, dirección X.....	78
Figura 5.48- Velocidad relativa y aceleración del suelo en el tiempo intervalo (19 [s] a 22,5 [s]), edificio irregular, dirección X .....	78
Figura 5.49- Desplazamientos en el intervalo de tiempo (20,5 [s] a 22,5 [s]), edificio irregular, dirección X.....	79
Figura 5.50- Estructura en su posición inicial, T=20,5 [s].....	80
Figura 5.51- Estructura con todos sus elementos estructurales rotulados al máximo, T=21,1 [s] (II). .....	80
Figura 5.52- Estructura comienza a oponer resistencia al desplazamiento, T=21,3 [s] (III). .....	81
Figura 5.53- Estructura en su posición inicial, T=21,72 [s] (IV). .....	81
Figura 5.54- Estructura experimenta un cambio brusco en su aceleración, T=21,76 [s] (V). .....	82
Figura 5.55- Estructura con todos sus elementos estructurales rotulados al máximo, T=22,11 [s] (VII).....	82
Figura 5.56- Estructura comienza a oponer resistencia al desplazamiento, T=22,23 [s] (VIII).....	83

Figura 5.57- Estructura en su posición inicial, T=22,47 [s] ( <b>IX</b> ). .....	83
Figura 5.58- Análisis incremental edificio con irregularidad.....	84
Figura 5.59- Análisis incremental edificio sin irregularidad.....	84

# CAPÍTULO I

## 1. Descripción del Trabajo

### 1.1. Planteamiento del problema

Las irregularidades verticales al estar presentes en las edificaciones, ocasionan cambios bruscos de rigidez y masa entre pisos consecutivos, lo que se traduce en fuertes concentraciones de esfuerzos y conducen a una distribución irregular de fuerzas y deformaciones a lo largo de la altura de la estructura. *“Deben evitarse, en lo posible, los escalonamientos y tratar que los cambios de un nivel a otro sean lo más suaves posibles, sobre todo en edificaciones tan importantes como hospitales y centros de salud”*. [1]

Algunos de los ejemplos más comunes de cambios bruscos de rigidez en altura son: pisos intermedios con diferentes alturas, piso blando, cambios de sección vertical en muros, variación de rigidez de columnas y muros cortantes discontinuos. (Ver Figura 1.1)

Ciertas normas, como la Norma de Nueva Zelanda [2] establecen métodos de análisis simples, como el Método Estático Equivalente, que se calibra utilizando la respuesta sísmica de estructuras regulares. Para las estructuras con discontinuidades, tales como una diferencia significativa en la rigidez del suelo, fuerza o masa, con planos irregulares, o con diafragmas flexibles, el método Estático Equivalente puede subestimar las demandas reales y producir estructuras inseguras. Por esta razón, muchos códigos mundiales actuales (por ejemplo, IBC, 2003 y NZS 1170.5, 2004), proporcionan limitaciones en el máximo grado de irregularidad de estructuras diseñadas de acuerdo con el método Estático Equivalente. Por ejemplo, el Código Internacional de Construcción [3], y la Norma de Nueva Zelanda [2] definen la irregularidad como:

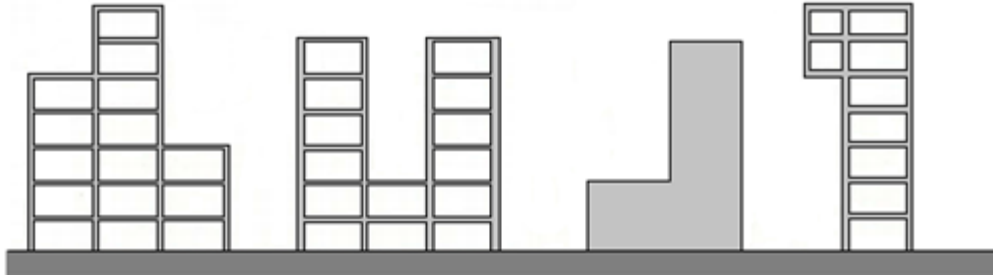
1.- Irregularidad Rigidez (piso blando). Un piso blando es uno en el que la rigidez lateral es menos de 70 por ciento la del piso de arriba o menos de 80 por ciento de la rigidez promedio de los tres pisos por encima.

2.- Irregularidad de Masa. Se considera irregularidad de masa donde la masa efectiva de cualquier piso es más de 150 por ciento de la masa efectiva de un piso adyacente. Un techo que es más ligero que el piso de abajo no tiene que ser considerado como caso de irregularidad de masa.

3.- Irregularidad Geométrica. Se considera irregularidad geométrica vertical cuando la dimensión horizontal del sistema de resistencia sísmica en cualquier piso es más de 130 por ciento del piso adyacente.

Por otro lado la Norma Chilena de Diseño Sísmico establece que *“En los niveles donde haya discontinuidad de rigideces en los planos resistentes u otras subestructuras verticales, se debe verificar que el diafragma sea capaz de redistribuir las fuerzas”*.

Con el fin de detectar cómo se distribuyen las concentraciones de esfuerzos en las zonas de transición en estructuras con cambios de rigidez en altura, en este trabajo se realiza el análisis y diseño de un caso de estudio consistente en un edificio de hormigón armado con irregularidad en la vertical, para posteriormente evaluar su comportamiento mediante un análisis tiempo historia usando registros sísmicos consistentes con el espectro de diseño.



*Figura 1.1 - Ejemplos de irregularidades geométricas en vertical*

## **1.2. Objetivos**

### **1.2.1 Objetivos generales**

Analizar y diseñar una estructura con irregularidad en la altura de acuerdo a la normativa vigente, y evaluar su respuesta mediante un análisis tiempo-historia, con el fin de conocer de una manera más realista, cómo se distribuyen los esfuerzos en las zonas en que ocurren los cambios bruscos de rigidez.

### **1.2.2 Objetivos específicos.**

Analizar y diseñar un edificio de hormigón armado con irregularidad en la vertical, de acuerdo a la normativa vigente.

Evaluar su respuesta con un análisis no lineal tiempo-historia utilizando registros consistentes con el espectro de diseño.

Detectar las zonas donde ocurran concentraciones importantes de esfuerzos y determinar su distribución.

Plantear conclusiones y observaciones relevantes para el caso estudiado.

### 1.3. Alcances

Se analiza y diseña un edificio de hormigón armado de 20 pisos, en que los primeros 5 pisos tienen una superficie mayor que los pisos superiores. Se consideran los siguientes alcances:

- En una de las direcciones principales de análisis, los elementos resistentes a fuerzas laterales están compuestos principalmente por muros, mientras que en la otra dirección se utilizarán marcos. (vigas y columnas).
- Se utiliza el programa ETABS 2013 [4] para realizar el análisis modal espectral del edificio.
- Para el análisis sísmico se considera que la estructura se encuentra ubicada en una zona sísmica 3 y suelo tipo D de acuerdo a lo estipulado en la norma NCh 433 of.1996 Mod.2009 [5] y Decreto Supremo N°61 [6] respectivamente.
- Se utiliza el programa RUAUMOKO 2D [7] para realizar el análisis no lineal de tiempo-historia de la edificación.
- Se utiliza como material para el diseño de la estructura, hormigón calidad H30, acero de refuerzo A630-420H.

Para el diseño de las estructuras se considera la siguiente normativa.

ACI-318-08:	Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary. [8]
NCh433 Of.1996 Mod.2009:	Diseño sísmico de edificios. [5]
NCh1537 Of.2009:	Diseño Estructural – Cargas permanentes y cargas de uso. [9]
NCh3171 Of.2010	Disposiciones generales y combinaciones de carga. [10]
Decreto Supremo N°60: [D.S. N°60]	Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga decreto N°118, de 2010. [11]
Decreto Supremo N°61: [D.S. N°61]	Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto N°117, de 2010. [6]

Estructura a analizar.

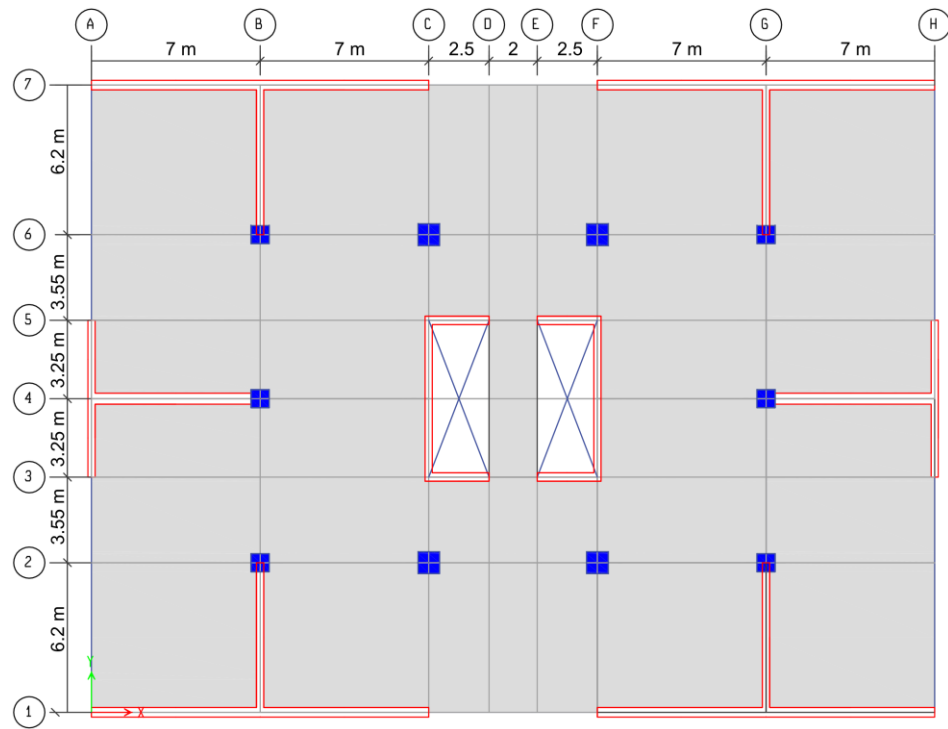


Figura 1.2- Planta tipo pisos 1 a 5

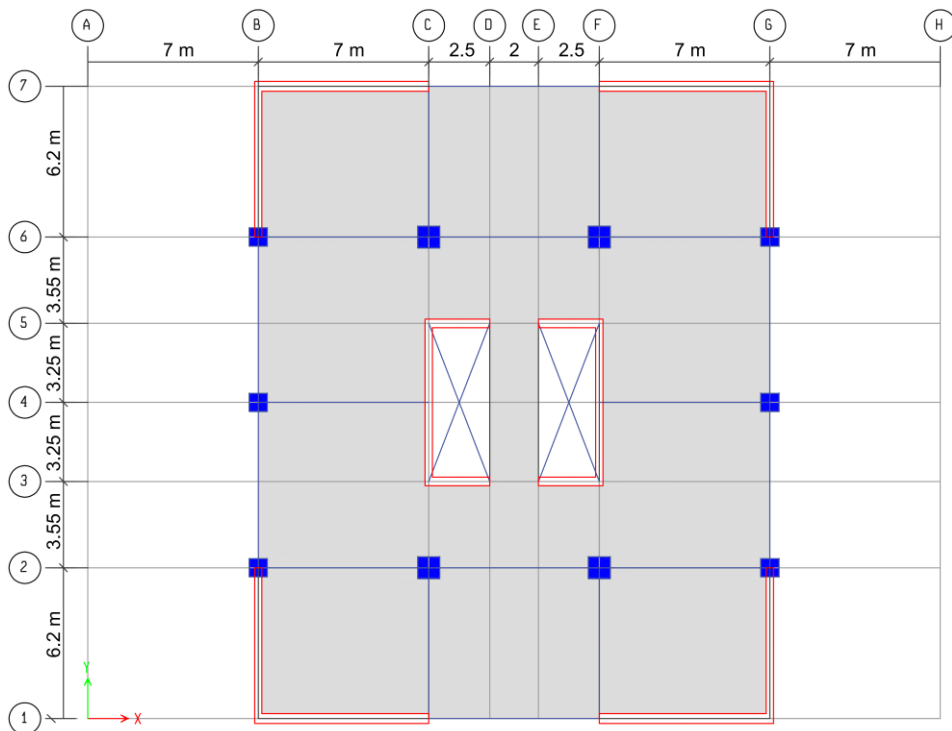


Figura 1.3- Planta tipo pisos 6 a 20

# CAPÍTULO II

## 2. Modelación y definición de la estructura

### 2.1 Modelo de la estructura analizada

La estructura se modela con el programa ETABS 2013 Ultimate versión 13.1.5 [4] . El análisis modal espectral se realiza de acuerdo a la Norma Chilena NCh 433 of 1996 Mod.2009 - *Diseño sísmico de edificios* [5] y Decreto Supremo N°61 del 2011 [6]. Los elementos estructurales se diseñan de acuerdo al Código ACI 318-08 [8] y el Decreto Supremo N°60 del 2011 [11].

La figura 2.1 se muestra el modelo ETABS de la estructura analizada.

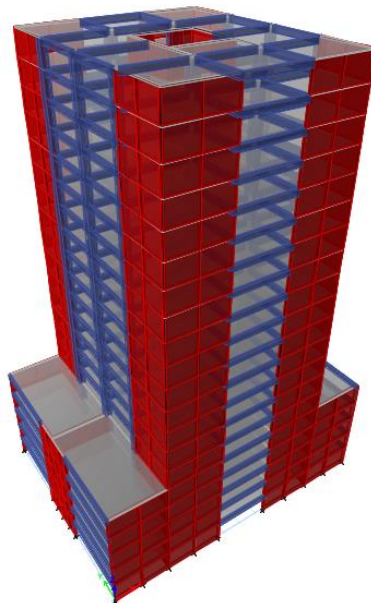


Figura 2.1- Modelo Etabs de la estructura

Algunas consideraciones para el análisis de la estructura:

- Los elementos verticales, muros y columnas se modelan con apoyo empotrado. La interacción entre la estructura y el suelo no es considerada porque no aporta al objetivo del trabajo.
- Las losas se modelan con elementos membrana y se considera que forman un diafragma rígido, para transmitir las cargas sísmicas a los ejes resistentes.

#### 2.1.1. Dimensiones de elementos estructurales

La estructura analizada, es un edificio de 20 pisos de hormigón armado, con una altura entre pisos de 2,7 metros, sumando una altura total de 54 metros.

La planta de los primeros 5 pisos tiene un largo (eje X) 35 metros y ancho (eje Y) 26 metros, abarcando una superficie de 910 m<sup>2</sup>. La planta de los pisos superiores tiene un largo (eje X) 21 metros y ancho (eje Y) 26 metros, abarcando una superficie de 546 m<sup>2</sup>.

Los sistemas estructurales resistente a fuerzas laterales de los primeros 5 pisos son muros, y de los pisos superiores son marcos y muros.

Las losas actúan como un diafragma rígido y poseen un espesor de 0,15 m, las dimensiones de vigas, columnas y muros, se detallan a continuación en la tabla 2.1.

*Tabla 2.1- Dimensiones de los elementos estructurales*

Elementos	Dimensiones (Ancho/Alto)	Ejes X	Ejes Y
<b>Vigas</b>	30/65	2-4-6	B-C-F-G
<b>Columnas</b>	75/75	4	B y G
<b>Columnas</b>	90/90	2 y 6	C y F

Las dimensiones de los muros se detallan en el diseño de los elementos estructurales más adelante.

### 2.2.1. Materiales

Para el diseño de los elementos estructurales, se consideró hormigón de tipo H-30 y acero de refuerzo calidad A630-420H. Las características de resistencia de los materiales se detallan en las tablas 2.2 y 2.3.

*Tabla 2.2- Propiedades del hormigón H-30*

Propiedades	Valor	Unidades
<b>Resistencia Cúbica (f<sub>c</sub>)</b>	300	kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Resistencia Cilíndrica (f<sub>c'</sub>)</b>	250	kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Peso Específico</b>	2,50E-03	kgf/cm <sup>3</sup>
<b>Módulo de Elasticidad (E<sub>c</sub>)</b>	237170,8	kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente de Poisson (ν)</b>	0,2	-----
<b>Módulo de Corte (G)</b>	98821,167	kgf/cm <sup>2</sup>

*Tabla 2.3- Propiedades del acero de refuerzo A630-420H*

Propiedades	Valor	Unidades
<b>Tensión de Fluencia (f<sub>y</sub>)</b>	4200	kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Tensión de Rotura (f<sub>u</sub>)</b>	6300	kgf/cm <sup>2</sup>
<b>Coefficiente de Poisson (ν)</b>	0,25	-----
<b>Módulo de Corte (G)</b>	800000	Kgf/cm <sup>2</sup>

# CAPÍTULO III

## **3. Análisis y diseño de la estructura**

### **3.1 Cargas y sobrecargas de diseño**

Las solicitaciones consideradas por la norma NCh1537 Of.2009: *Diseño Estructural - Cargas permanentes y cargas de uso*, [9] son las siguientes.

#### **3.1.1 Cargas muertas o permanentes**

*Consiste en el peso de todos los materiales de construcción incorporados dentro del edificio, lo que incluye entre otros, muros, losas, cielos, techos, escaleras, tabiques, terminaciones, revestimiento y similares incorporados en ítemes de arquitectura y estructura, y equipamiento fijo, incluyendo el peso de equipos de izaje.* [9]

#### **3.1.2 Cargas vivas o sobrecargas de uso**

*Consiste en las cargas de ocupación del edificio u otra estructura, que no incluye cargas de construcción o ambientales, como cargas de viento, nieve, lluvia, sismo, aludes o cargas permanentes.* [9]

#### **3.1.3 Cargas eventuales**

Son aquellas solicitaciones que afectan a la estructura en eventuales situaciones durante un tiempo determinado, por lo general estas presentan una corta duración. La carga eventual considerada para este trabajo es la acción sísmica, según [5] y [6]

### **3.2 Combinaciones de carga**

Son las combinaciones de las cargas mencionadas anteriormente, las cuales tienen el propósito de dar seguridad adecuada a la estructura, en el caso de que se presente un aumento en las cargas de servicio sobre las de diseño, de tal forma que la probabilidad de existencia de fallas sea mínima.

Las combinaciones de carga utilizadas están definidas en la norma NCh 3171 Of.2010 [10] y se muestran en la tabla 3.1.

Tabla 3.1- Combinación de carga

Combinación de carga	D	L	E
C1	1,2	1,6	----
C2	1,2	1	±1,4
C3	0,9	----	±1,4
C4	1,4	----	----

Dónde:

- D Carga Muerta o Permanente
- L Carga Viva o Sobrecarga de Uso
- E Carga Sísmica

### 3.3 Análisis sísmico

El análisis sísmico se realizó de acuerdo a [5] y [6]. Se considera que la estructura se encuentra ubicada en una Zona Sísmica 3 y Suelo Tipo D.

#### 3.3.1 Espectro de pseudo - aceleración de diseño

En [6] se define la siguiente expresión para el cálculo de la pseudo aceleración ( $S_a$ ) del espectro de diseño elástico:

$$S_a = \frac{S \cdot A_0 \cdot \alpha}{(R^*/I)} \quad (3.1)$$

Dónde:

- $S_a$  Parámetro que depende del tipo de suelo.
- $A_0$  Aceleración efectiva máxima del suelo.
- $R^*$  Factor de reducción de la aceleración espectral, calculado para el periodo del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.
- $I$  Coeficiente de importancia del edificio.
- $\alpha$  Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.

El factor de amplificación “ $\alpha$ ” se determina para cada modo de vibrar “ $n$ ” y el factor de reducción “ $R^*$ ” se determinan a partir de las siguientes expresiones:

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (3.2)$$

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,1T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (3.3)$$

En que:

$T_n$  Período de vibración del modo "n".

$T_0$  y  $p$  Parámetros relativos al tipo de suelo.

$T^*$  Período del modo con mayor masa traslacional equivalente en la dirección de análisis.

$R_0$  Factor de modificación de la respuesta estructural.

La tabla 3.2 muestra los parámetros sísmicos en la construcción del espectro de pseudo-aceleración para Zona Sísmica 3, Suelo Tipo D y categoría de ocupación del edificio II, de acuerdo a [5] y [6]. La figura 3.1 muestra dicho espectro.

Tabla 3.2- Parámetros

<b>S</b>	1,2
<b>T<sub>0</sub></b>	0,75 [s]
<b>T'</b>	0,85 [s]
<b>n</b>	1,8
<b>p</b>	1
<b>R</b>	7
<b>R<sub>0</sub></b>	11
Aceleración Efectiva ( <b>A<sub>0</sub>/g</b> )	0,4
Factor de importancia <b>I</b>	1

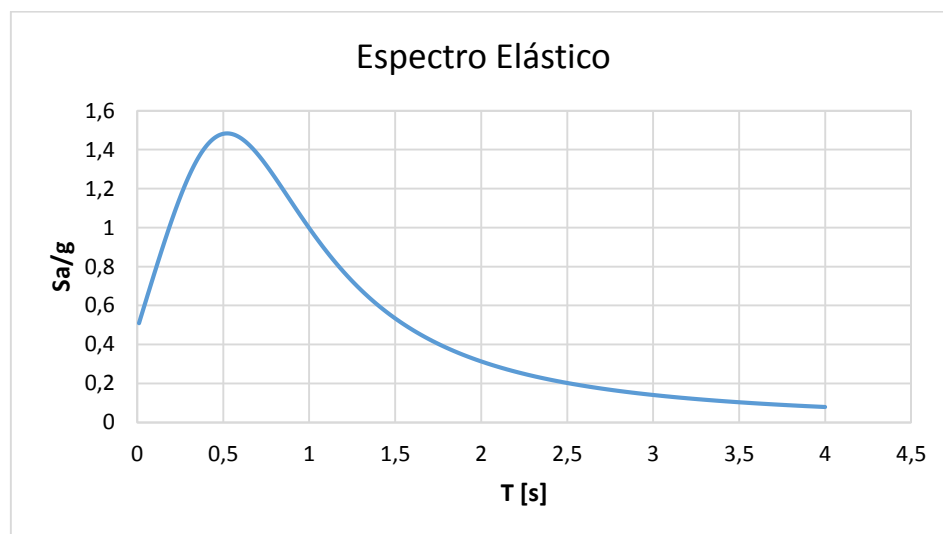


Figura 3.1- Espectro de diseño elástico

### 3.3.2 Esfuerzo de corte basal

La norma chilena [5], define el corte basal como el esfuerzo de corte producido por la acción sísmica en el nivel basal de la estructura.

El corte basal elástico ( $Q_{elástico}$ ) se obtiene del modelo del edificio en el programa Etabs 2013 Ultimate versión 13.1.5. [4] También del programa se puede obtener la masa del edificio, los períodos de vibración de mayor masa traslacional en las direcciones X e Y de la estructura.

Para obtener los cortes basales de diseño ( $Q_{elástico-reducido}$ ) se debe reducir el corte basal elástico por el factor de reducción  $R^*$  (véase ecuación 3.3), una vez obtenido este valor se debe verificar que cumpla entre los rangos establecidos por [5] y [6], ver ecuaciones 3.4; 3.4a; 3.5; 3.5a.

$$Q_{max} = C_{max} \cdot I \cdot P \quad (3.4)$$

$$C_{max} = \frac{2,75 \cdot S \cdot A_0}{g \cdot R} \left( \frac{T'}{T^*} \right)^n \quad (3.4a)$$

$$Q_{min} = C_{min} \cdot I \cdot P \quad (3.5)$$

$$C_{min} = \frac{A_0 \cdot S}{6g} \quad (3.5a)$$

Dónde:

$I, R, A_0$	Parámetros sísmicos (ver tabla 3.3).
$P$	Peso Sísmico de la estructura.
$S, T', n$	Parámetros relativos al tipo de suelo (ver tabla 3.2).
$T^*$	Ver ecuación 3.3.
$g$	Aceleración de gravedad.
$C$	Coficiente sísmico según Decreto Supremo N°61.

Si el corte basal de diseño reducido ( $Q_{elástico-reducido}$ ) no se encuentra en los rangos establecidos, se debe reducir el corte basal de diseño por un nuevo factor de reducción  $R^{**}$ . Sin embargo, para este caso el valor queda entre los rangos establecidos.

En la siguiente tabla se muestran los resultados del análisis sísmico.

Tabla 3.3- Resultados análisis sísmico

<b>Peso [tonf]</b>	12651	
<b><math>Q_{m\acute{a}x}</math> [tonf]</b>	2125	
<b><math>Q_{m\acute{i}n}</math> [tonf]</b>	1012	
<b>Dirección de análisis</b>	<b>X</b>	<b>Y</b>
<b>Períodos [seg]</b>	0,914	0,994
<b><math>Q_{el\acute{a}stico}</math> [tonf]</b>	7743	7968
<b>Factor de reducción <math>R^*</math></b>	6,78	7,01
<b><math>Q_{el\acute{a}stico-reducido}</math> [tonf]</b>	1142	1137

### 3.3.3 Deformación relativa entre pisos (Drift)

La norma chilena [5] establece que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medidos en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0,002. En la figura 3.2 se muestran los drifts de entrepiso, producidos por la acción sísmica en las direcciones X e Y sobre la estructura.

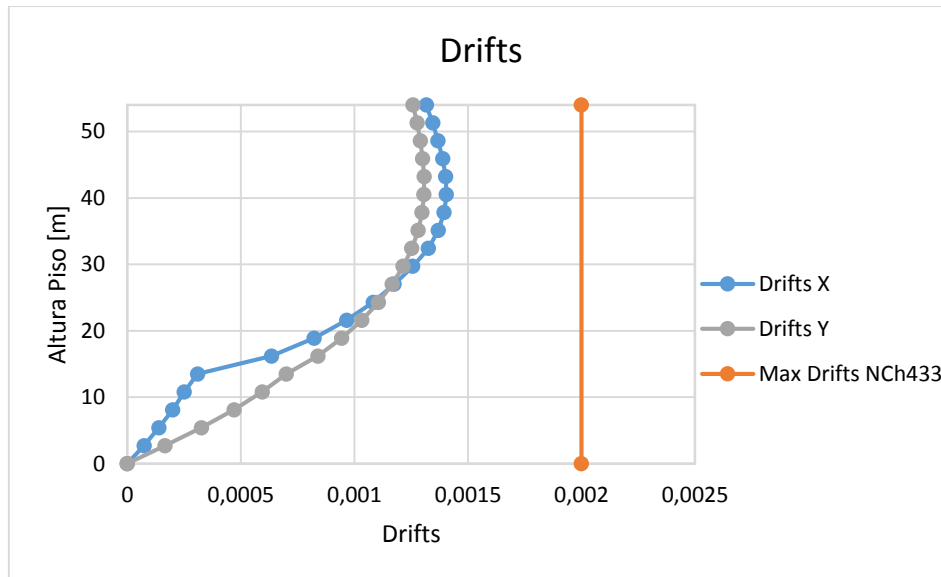


Figura 3.2- Drifts en ambas direcciones de análisis.

### 3.3.4 Desplazamiento lateral de diseño en el techo

De acuerdo a [6] “para efectos de diseño de estructuras de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo “ $\delta_u$ ” se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamientos  $S_{de}$  para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional en la dirección del análisis, multiplicada por un factor igual a 1.3.”

El valor  $\delta_u$  se calcula de acuerdo a la ecuación 3.6.

$$\delta_u = 1,3 \cdot S_{de}(T_{ag}) \quad (3.6)$$

“Donde “ $T_{ag}$ ” 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 en la rigidez elástica inicial. Si el período ha sido calculado con las secciones brutas, es decir, sin considerar la influencia del acero y la pérdida de la rigidez debido al agrietamiento del hormigón, el período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis de la estructura se puede aproximar a 1,5 veces al calculado sin considerar estos efectos.”

El espectro elástico de desplazamientos  $S_{de}$  (utilizado para definir el confinamiento de los muros), se obtiene mediante la siguiente ecuación, según lo establecido en [6].

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \cdot \alpha \cdot A_0 \cdot C_d^* \quad (3.7)$$

Dónde:

$S_{de}$  Espectro elástico de desplazamientos.

$T_n$  Período de vibración del modo n.

$A_0$  y  $\alpha$  Parámetros definidos en la tabla 3.3 y ecuación 3.2

$C_d^*$  Factor que depende del tipo de suelo, sus valores se encuentran definidos en la tabla 3.5

Tabla 3.4- Valores de  $C_d^*$

Tipo de suelo	$C_d^*$	Rango Períodos
D	1	$T_n \leq 0,9$ seg
	$1,1 T_n$	$0,9 \text{ seg} < T_n \leq 1,75$ seg
	1,93	$1,75 \text{ seg} < T_n \leq 5$ seg

La tabla 3.5 se muestra los resultados del cálculo del desplazamiento lateral de diseño en el techo para las direcciones de análisis X e Y. Posteriormente en la figura 3.3 se muestra el gráfico del espectro de desplazamiento elástico.

Tabla 3.5- Desplazamiento lateral de diseño en el techo

Desplazamientos de Diseño en el Techo		
	X	Y
$T_n$ [seg]	0,914	0,994
$T_{ag}$ [seg]	1,371	1,491
$S_{de}$ [cm]	36,57	40,69
$\delta_u$ [cm]	48	53

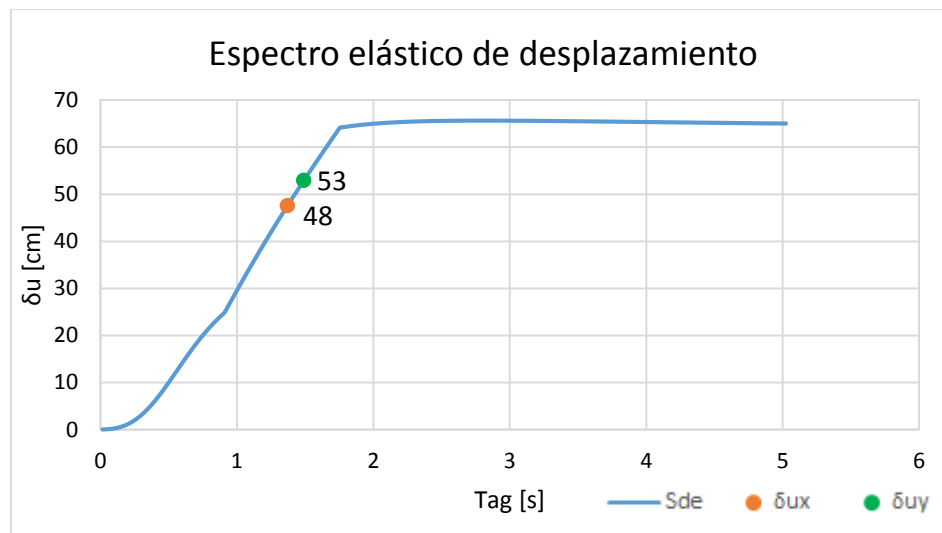


Figura 3.3- Espectro elástico de desplazamientos

### 3.4 Diseño de los elementos estructurales

En esta sección se realizará el diseño de los elementos estructurales del edificio en estudio. Estos se diseñan de acuerdo a las disposiciones de [8] y [11]. Para el diseño se seleccionan los elementos estructurales que presentan diferente comportamiento ante las solicitaciones, como la estructura presenta simetría en planta y elevación, los elementos seleccionados se repiten y replican según corresponda.

A continuación en las figuras 3.4 y 3.5 Se muestran en color rojo, azul y verde, los elementos seleccionados para el diseño del edificio en estudio.

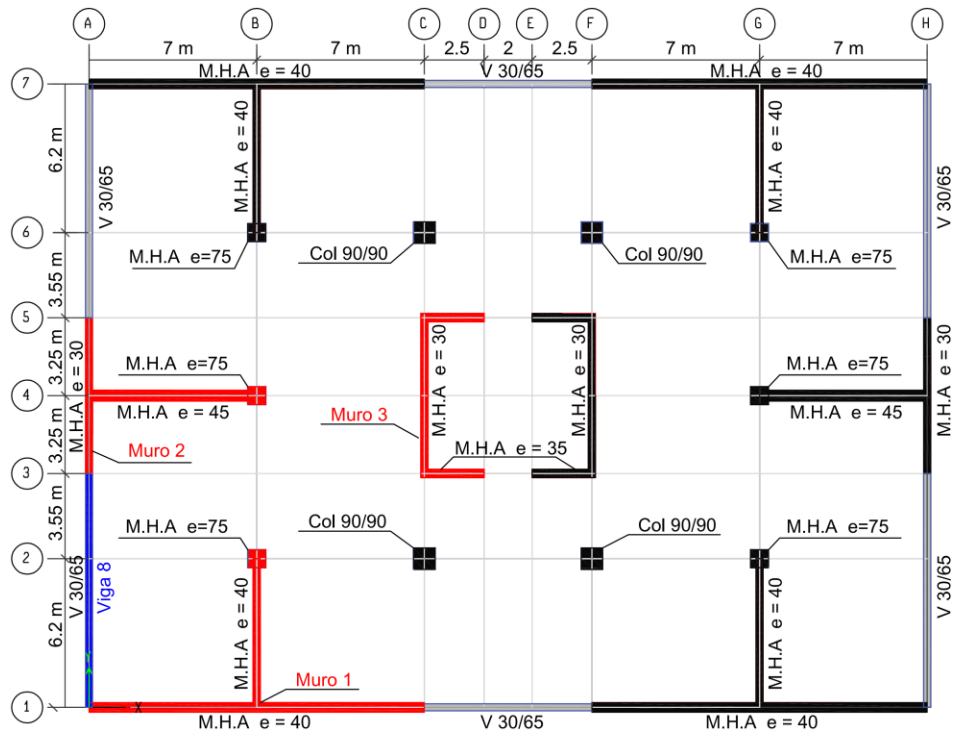


Figura 3.4- Planta pisos 1 a 5, elementos estructurales definidos.

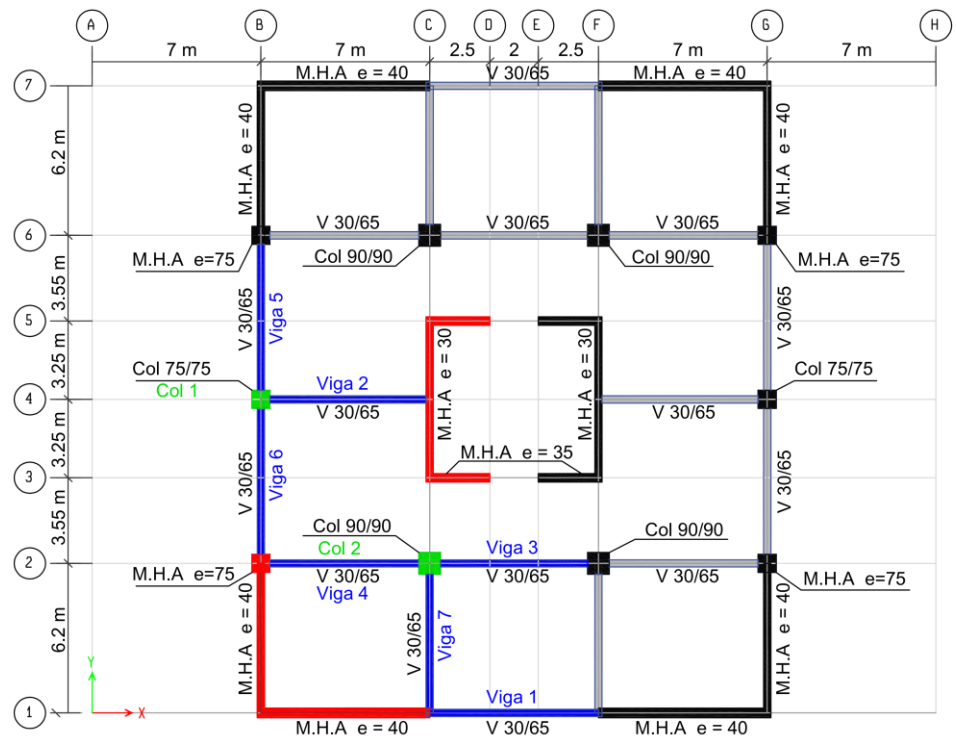


Figura 3.5- Planta pisos 6 a 20, elementos estructurales definidos.

### 3.4.1 Diseño de vigas

Las vigas se diseñan tomando en cuenta las disposiciones de [8] para marcos especiales.

#### 3.4.1.1 Flexión

La condición de diseño para flexión se detalla en la ecuación 3.8.

$$M_u \leq \phi M_n \quad (3.8)$$

$$M_n = \rho \cdot b \cdot d^2 \cdot f_y \cdot \left( 1 - 0,59 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f_c'} \right) \quad (3.9)$$

Donde:

- $M_n$  Momento resistente a flexión.
- $M_u$  Momento último (solicitud de diseño).
- $\phi$  Factor de reducción.
- $\rho$  Cuantía de refuerzo.
- $b$  Ancho sección.
- $d$  Distancia a la fibra en tracción.

El factor de reducción de acuerdo a [8], es  $\phi = 0.9$  para las secciones controladas por tracción y 0.65 para las secciones controladas por compresión.

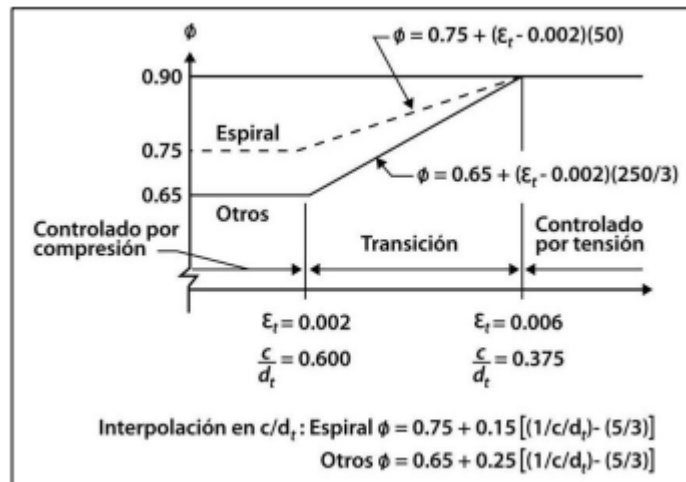


Figura 3.6- Variación de  $\Phi$  para diseño a flexo-compresión. (Ref: [8])

En [8] se establece “cuando las cuantías de refuerzo son muy bajas existe el riesgo que su capacidad sea menor a la del hormigón en tracción”, por lo cual define una cuantía mínima para evitar este tipo de fallas y así el acero tenga mayor capacidad en tracción que el hormigón.

$$\rho_{min} = \max \left\{ \frac{0,8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y}; \frac{14}{f_y} \right\} \quad (3.10)$$

Donde:

$f_y$  Tensión de fluencia [kgf/cm<sup>2</sup>].

$f'_c$  Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión. [kgf/cm<sup>2</sup>]

También [8] limita la cuantía máxima para asegurar una falla por tensión, donde la deformación unitaria del acero en tracción debe superar el 0,004.

Para los momentos en las vigas según [8], considera que *la resistencia a momento positivo en la cara del nudo, no debe ser menor que la mitad de la resistencia a momento negativo proporcionada en esa misma cara. La resistencia a momento negativo o positivo, en cualquier sección a lo largo de la longitud del elemento, no debe ser menor a un cuarto de la resistencia máxima a momento proporcionada en la cara de cualquiera de los nudos.*

A continuación en las figuras 3.7 y 3.8 se detalla la distribución de la armadura longitudinal proporcionada a las vigas en el inicio, centro y término de estas.

Dirección Y							
Eje B							
Viga	Inicio	Medio	Final	Viga	Inicio	Medio	Final
5	4Ø25+2Ø22	2Ø25	4Ø25+2Ø22	6	4Ø25+2Ø22	2Ø25	4Ø25+2Ø22
	4Ø25	2Ø25	4Ø25		4Ø25	2Ø25	4Ø25
Eje C							
Viga	Inicio	Medio	Final	Viga	Inicio	Medio	Final
7	2Ø12	4Ø16	4Ø16	8	2Ø12	2Ø22	4Ø22+2Ø18
	4Ø18	4Ø18	4Ø18		4Ø18	4Ø18	4Ø18

Figura 3.7- Distribución de la armadura en flexión en las vigas, dirección Y.

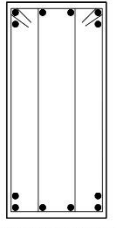
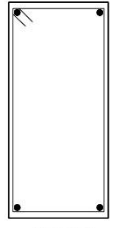
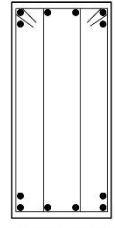
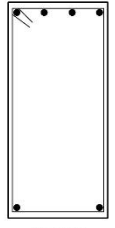
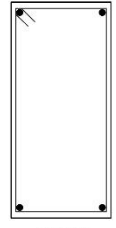
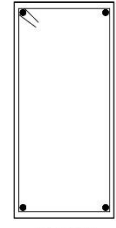
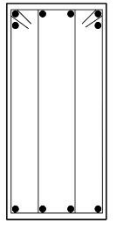
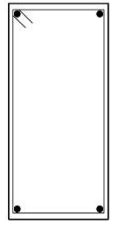
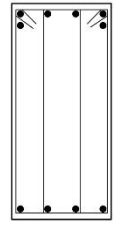
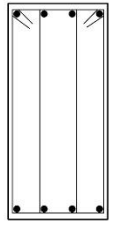
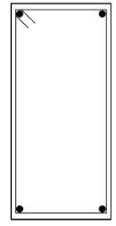
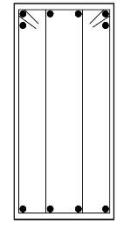
Dirección X							
Eje 1				Eje 4			
Viga	Inicio	Medio	Final	Viga	Inicio	Medio	Final
1	6Ø28	2Ø28	6Ø28	2	4Ø25	2Ø25	2Ø12
							
	4Ø28+2Ø12	2Ø28	4Ø28+2Ø12		2Ø25	2Ø25	2Ø25
Eje 2							
Viga	Inicio	Medio	Final	Viga	Inicio	Medio	Final
3	6Ø22	2Ø22	6Ø22	4	4Ø25	2Ø22	6Ø22
							
	4Ø22	2Ø22	4Ø22		4Ø22	2Ø22	4Ø22

Figura 3.8- Distribución de la armadura en flexión en las vigas, dirección X

### 3.4.1.2 Corte

La condición de diseño para corte en vigas se detalla en la ecuación 3.12.

$$V_e \leq \phi V_n ; \quad \phi = 0,75 \quad (3.11)$$

Donde:

- $V_e$  Solicitación de diseño.
- $V_n$  Resistencia nominal al corte.
- $\phi$  Coeficiente de minoración de resistencia.

El corte en vigas y columnas se determina a través de un diseño por capacidad para asegurar que estos elementos fluyan por flexión y así evitar que ocurra una falla frágil por corte.

Para determinar el esfuerzo de corte de diseño en la viga  $V_e$ , se considera el corte dado por el diseño por capacidad más el corte debido a la acción gravitacional de las cargas mayoradas. El corte por capacidad en las vigas se obtiene por medio de los momentos probables  $M_{pr}$ , los cuales actúan en los extremos de este elemento con signos opuestos, considerando una fluencia del acero no menor que  $1,25f_y$ .

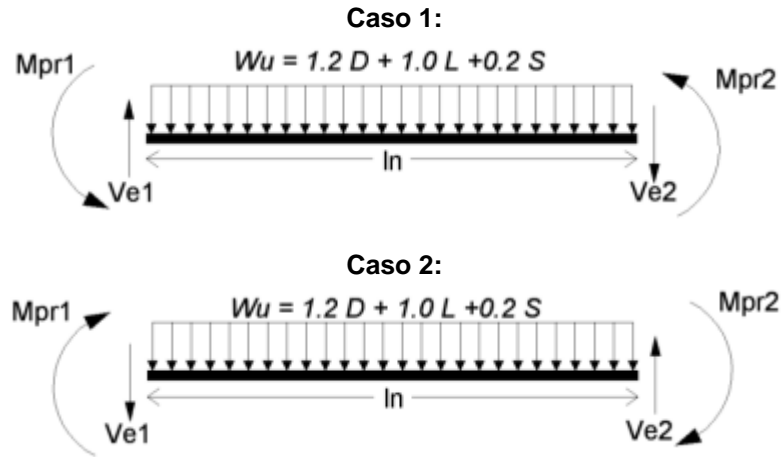


Figura 3.9- Cortante de diseño en vigas

$$M_{pr} = 1,25 \cdot f_y \cdot A_s \cdot \left( d - 0,59 \cdot \frac{1,25 \cdot f_y \cdot A_s}{f_c' \cdot b} \right) \quad (3.12)$$

Donde:

- $f_y$  Tensión de fluencia.
- $A_s$  Área refuerzo suministrada.
- $d$  Distancia a la fibra en tracción.
- $f_c'$  Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión.
- $b$  Ancho sección.

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} + \frac{W_u \cdot l_n}{2} \quad (3.13)$$

Donde:

- $M_{pr1}$  y  $M_{pr2}$  Resistencia probable a flexión.
- $W_u$  Carga gravitacional mayorada.
- $l_n$  Longitud de la viga.

El corte nominal máximo se obtiene de la ecuación 3.14

$$V_{n,max} = 2,2 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_v \quad (3.14)$$

Donde:

- $A_v$  Área de la sección transversal de la viga. [cm<sup>2</sup>]
- $f_c'$  Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión. [kgf/cm<sup>2</sup>]

En la tabla 3.6 se muestra los resultados y la verificación del corte de diseño en vigas.

Tabla 3.6- Verificación del corte de diseño en vigas.

Viga	Eje	Viga	Sección	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Caso	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]		$M_{pr1}$ [t-m]	$M_{pr2}$ [t-m]	$V_{cap}$ [tonf]	$V_{grav}$ [tonf]	$V_{e,dis}$ [tonf]	$V_{n,max}$ [tonf]
						Inicio	Final						
1	1	V CF-1	30/65	6,62	1	36,0	26,9	111,6	88,0	28,5	7,8	36,3	64,7
				6,62	2	26,9	36,0	88,0	111,6	28,5	7,8	36,3	64,7
2	4	V BC-4	30/65	6,62	1	19,6	9,8	67,0	35,4	14,6	18,0	32,6	64,7
				6,62	2	9,8	9,8	35,4	35,4	10,1	18,0	28,1	64,7
3	2	V CF-2	30/65	6,62	1	22,8	15,2	76,5	53,2	18,5	11,7	30,3	64,7
				6,62	2	15,2	22,8	53,2	76,5	18,5	11,7	30,3	64,7
4	2	V BC-2	30/65	6,62	1	19,6	15,2	67,0	53,2	17,2	19,5	36,7	64,7
				6,62	2	15,2	22,8	53,2	76,5	18,5	19,5	38,0	64,7
5	B	V 46-B	30/65	6,62	1	27,2	19,6	89,0	67,0	22,9	10,9	33,8	64,7
				6,62	2	19,6	27,2	67,0	89,0	22,9	10,9	33,8	64,7
6	B	V 24-B	30/65	6,62	1	27,2	19,6	89,0	67,0	22,9	10,9	33,8	64,7
				6,62	2	19,6	27,2	67,0	89,0	22,9	10,9	33,8	64,7
7	C	V12-C	30/65	6,62	1	8,0	10,2	29,2	36,6	10,6	13,3	23,9	64,7
				6,62	2	10,2	8,0	36,6	29,2	10,6	13,3	23,9	64,7

### 3.4.2 Diseño de columnas

Los elementos compuestos por marcos especiales se diseñan satisfaciendo las condiciones de la sección 21.5 de [8].

#### 3.4.2.1 Diseño a flexión y carga axial

Las columnas se diseñan a flexo-compresión en donde se les realizan los diagramas de interacción correspondientes, para los diagramas se consideran todas las sollicitaciones de las combinaciones de carga, las cuales en los diagramas representan las demandas de carga axial y momento último ( $M_u$ ,  $P_u$ ) y son simbolizados en puntos que se deben ubicar dentro del área de diseño ( $\phi M_n$ ,  $\phi P_n$ ) para que la columna sea capaz de resistir esfuerzos combinados. También debe verificarse que los puntos se encuentren por debajo del punto de balance de las curvas de resistencia nominal ( $M_n$ ,  $P_n$ ), para evitar una falla frágil.

En [8] se establece para las columnas una cuantía longitudinal mínima la cual se debe encontrar en el siguiente rango.  $1\% \leq \rho \leq 6\%$ .

A continuación la tabla 3.7 resume el refuerzo longitudinal proporcionado a las columnas.

Tabla 3.7- Armadura longitudinal en columnas.

Columna	Eje	Sección	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	$\emptyset$	$\rho$ %
1	B	75/75	56,25	98,2	20 $\emptyset$ 25	1,75
2	C	90/90	81	147,84	24 $\emptyset$ 28	1,83

En la figura 3.10 detalla la armadura longitudinal para cada tipo de columna y en las figuras 3.11, 3.12, 3.13, 3.14 los diagramas de interacción para cada tipo de columna.

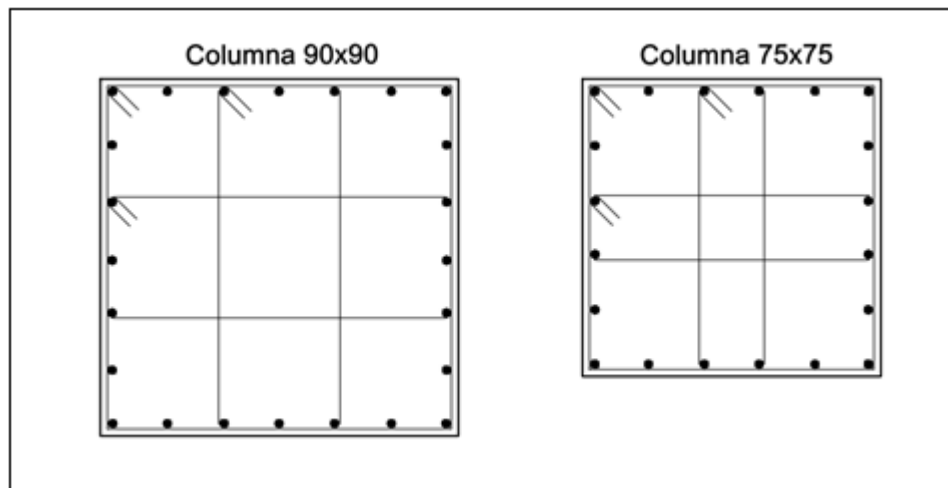


Figura 3.10- Distribución armadura longitudinal en columnas.

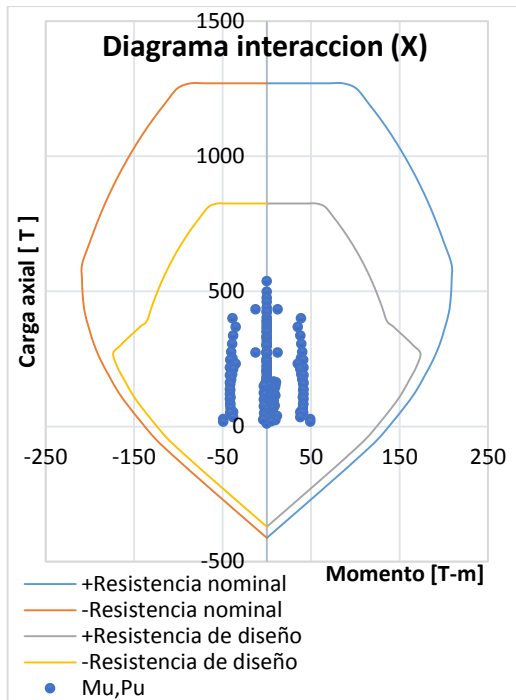


Figura 3.11- Diagrama de interacción C75/75, dirección X.

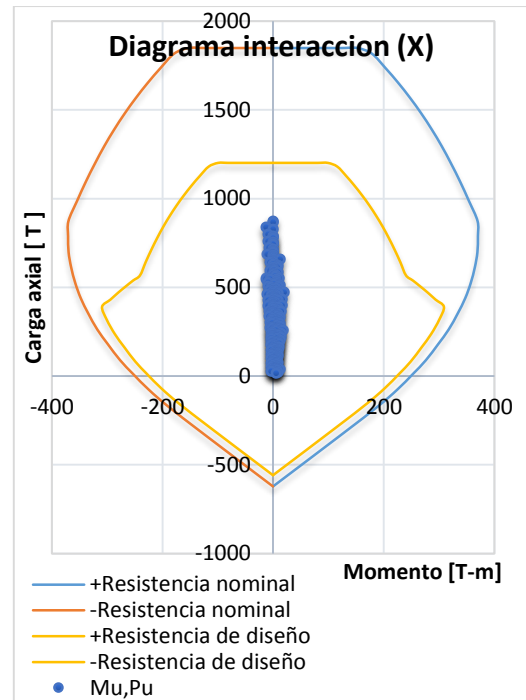


Figura 3.13- Diagrama de interacción C90/90, dirección X

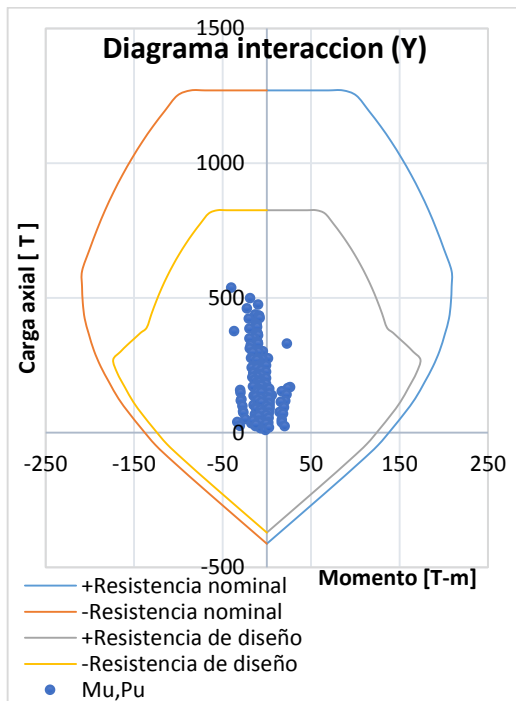


Figura 3.12- Diagrama de interacción C75/75, dirección Y.

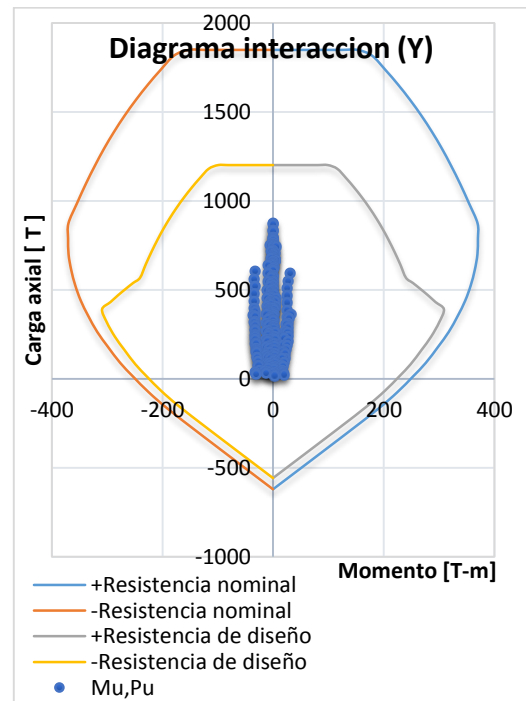


Figura 3.14- Diagrama de interacción C90/90, dirección Y

En [11] se establece que en estructuras mixtas con muros y marcos continuos en toda la altura del edificio, en los cuales los muros toman al menos el 75% del corte en la base, los marcos se pueden diseñar como marcos intermedios. Si bien en este tipo de estructuras mixtas se esperan demandas de ductilidad moderadas sobre los marcos, se han realizado análisis [12] en donde se compara el diseño de marco intermedios con el de marcos especiales, en los cuales se ha podido observar que las demandas de ductilidad son prácticamente las mismas.

Con el fin de prevenir rótulas plásticas en los extremos de las columnas y que se formen en los extremos de las vigas se debe verificar la relación de resistencia entre vigas y columnas en el nudo. En [8] se establece como verificación el criterio columna fuerte viga débil.

$$\Sigma(M_n)_{columna} \geq 1,2 \cdot \Sigma(M_n)_{viga} \quad (3.15)$$

Tabla 3.8- Verificación criterio columna fuerte y viga débil.

Eje	Nudo	Caso	$M_{n,viga}$ [t-m]	$M_{n,viga}$ [t-m]	$M_{n,col1}$ [t-m]	$M_{n,col2}$ [t-m]	$1,2\Sigma(M_n)_{viga}$ [t-m]	$\Sigma(M_n)_{col}$ [t-m]
B	B-4	1	53,60	82,64	148,00	146,00	149,72	294
		2	71,17	53,60	148,00	146,00	149,72	294
C	2-C	1	42,57	61,17	252,00	248,00	124,49	500
		2	53,60	42,57	252,00	248,00	115,41	500

#### 3.4.2.2 Corte

El corte de diseño  $V_e$  en las columnas se obtiene de la suma de los momentos probables opuestos en los extremos de la columna (ver figura 3.21). En la ecuación 3.17 se expresa el corte de diseño, considerando una fluencia del acero no menor que  $1.25f_y$ .

$$V_e = \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{l_n} \quad (3.16)$$

Donde:

$M_{pr1}$  Momento probable, transmitido a la columna a través de las vigas que llegan a ella.

$M_{pr2}$  Momento probable, proporcionado en la base de la columna

$l_n$  Longitud de la columna.

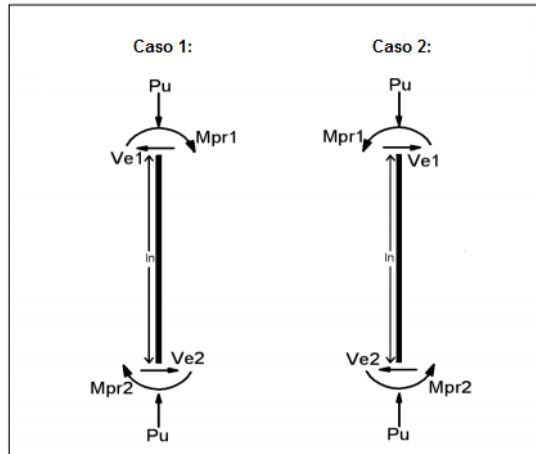


Figura 3.15- Esquema de momentos probables y cortes de diseño.

El corte nominal máximo se obtiene de la ecuación 3.17.

$$V_{n,max} = 2,2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_v \quad (3.17)$$

Donde:

$A_v$  Área de la sección de hormigón horizontal de la columna. [cm<sup>2</sup>]

$f'_c$  Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión. [kgf/cm<sup>2</sup>]

En la tabla 3.9 se determinan y verifican los cortes de diseño de las columnas.

Tabla 3.9- Verificación del corte de diseño en columnas.

Eje	Col	Sección	Caso	$A_{s, sum}$ [cm <sup>2</sup> ]	cuantía [%]	$M_{pr1}$ [t-m]	$M_{pr2}$ [t-m]	$V_{e dis}$ [tonf]	$V_{n,max}$ [tonf]
B	C1	75x75	1	98,2	1,75	78,0	208,8	106,2	195,7
			2	98,2	1,75	78,0	208,8	106,2	195,7
C	C2	90x90	1	147,84	1,83	64,8	370,4	161,2	281,8
			2	147,84	1,83	60,1	370,4	159,4	281,8

En [8], también establece que se debe verificar la unión de la viga con la columna. La demanda de corte horizontal a media altura del nudo se encuentra dada en la ecuación 3.18

$$V_u = T_1 + T_2 - V_{u,col} \quad (3.18)$$

Donde:

$T_1$  y  $T_2$  se calculan con la armadura existente en las vigas suponiendo una fluencia no menor que  $1,25f_y$ .

$$T_1 = A_s \cdot 1,25 \cdot f_y \quad (3.19)$$

$$T_2 = A_s' \cdot 1,25 \cdot f_y \quad (3.20)$$

$V_{u,col}$  Corte último de las columnas, se calcula considerando el diagrama de cuerpo libre de la figura 3.17, en donde los momentos probables de las columnas son más o menos iguales a cero a la altura media de ellas. En la ecuación 3.21 se muestra como se calcula.

$$V_{u,col} = \frac{M_{prv1} + M_{prv2}}{h} ; \text{ si } h_1 = h_2 \quad (3.21)$$

Donde:

$M_{prv1}$  y  $M_{prv2}$  Momentos probables de las vigas.

$h$  Altura de la columna.

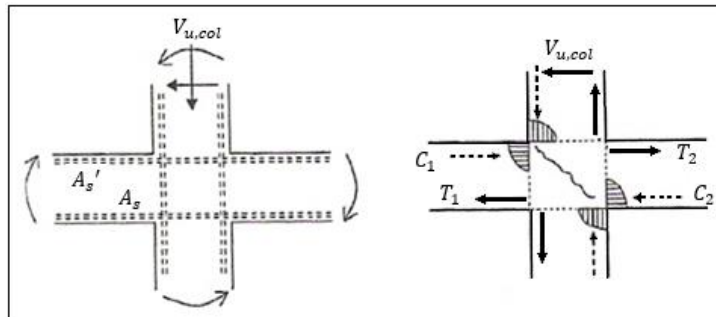


Figura 3.16- Esfuerzos internos en el nudo [13]

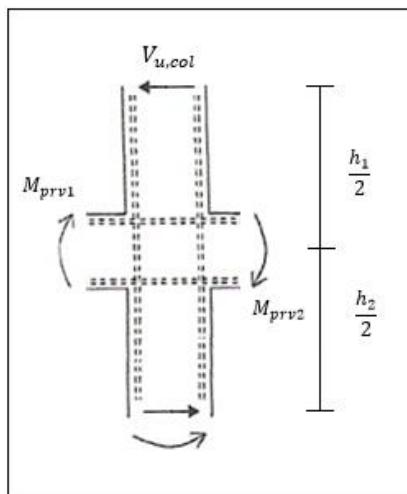


Figura 3.17- Diagrama cuerpo libre columnas.

En [8] se establece la siguiente condición de corte de diseño para el nudo.

$$V_u = \phi V_n ; \phi = 0,75 \quad (3.22)$$

$$V_n = \alpha \cdot A_j \cdot \sqrt{f_c'} \quad (3.23)$$

$$A_j = b_j \cdot h \quad (3.24)$$

Donde:

- $A_j$  Área de la conexión en la dirección de análisis. [cm<sup>2</sup>]  
 $\alpha$  Coeficiente que considera el grado de confinamiento que suministran las vigas.  
 $\alpha = 5,3$  Para confinamiento en 4 caras  
 $\alpha = 3,98$  Para confinamiento en 3 caras o 2 caras opuestas.  
 $\alpha = 3,18$  Otros casos.  
 $b$  Ancho del nudo. [cm]  
 $h$  Ancho del nudo. [cm]

Cuando la columna es más ancha que la viga, se debe escoger el menor valor para  $b_j$ , en la ecuación 3.25 se muestra.

$$b_j = \min(b_v + 2x; b_v + h) \quad (3.25)$$

$$b_v > 0,75 \cdot b \quad (3.26)$$

Donde:

- $b_v$  Ancho de la viga. [cm]  
 $x$  Ancho entre la viga y borde del nudo. [cm]

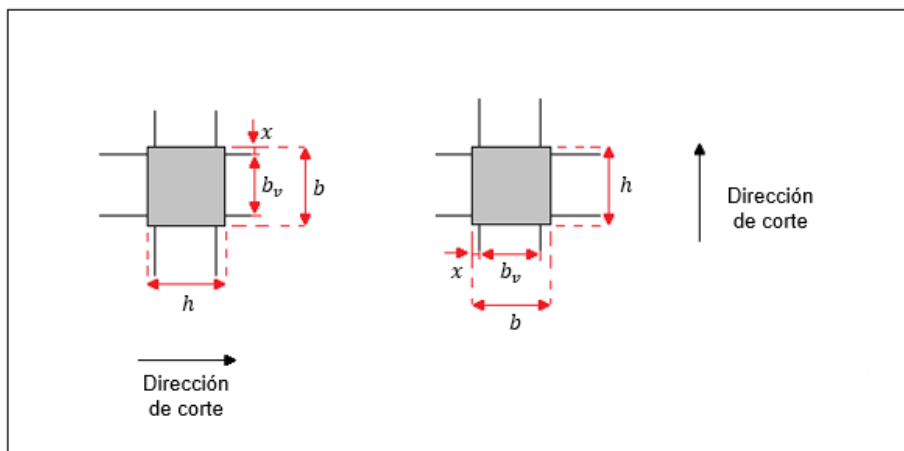


Figura 3.18- Área de la conexión en la dirección de análisis.

En la tabla 3.10 y 3.11, se muestran los resultados del corte de diseño en el nudo.

Tabla 3.10- Verificación del corte de diseño en el nudo, columna 90/90.

			<b>M<sub>prv1</sub></b>	<b>M<sub>prv2</sub></b>	<b>V<sub>u</sub>col</b>	<b>As1,</b>	<b>As2,</b>
			<b>[Tonf-m]</b>	<b>[Tonf-m]</b>	<b>[Tonf]</b>	<b>sum</b>	<b>sum</b>
						<b>[cm<sup>2</sup>]</b>	<b>[cm<sup>2</sup>]</b>
Nudo C-2 4 caras	Vigas 4 - 3	Caso 1	53,21248	76,46008	48,0269	15,21	22,81
		Caso 2	67,00369	53,21248	44,5245	19,63	15,21

<b>Dirección X</b>							
<b>T1</b>	<b>T2</b>	<b>Vu</b>	<b>α</b>	<b>b<sub>j</sub></b>	<b>h</b>	<b>A<sub>j</sub></b>	<b>ΦV<sub>n</sub></b>
<b>[Kgf]</b>	<b>[Kgf]</b>	<b>[kgf]</b>		<b>[cm]</b>	<b>[cm]</b>	<b>[cm<sup>2</sup>]</b>	<b>[kgf]</b>
79852,5	119752,5	151578,1	3,98	90	90	8100	382295,7
103057,5	79852,5	138385,5	3,98	90	90	8100	382295,7

Tabla 3.11- Verificación del corte de diseño en el nudo, columna 75/75

			<b>M<sub>prv1</sub></b>	<b>M<sub>prv2</sub></b>	<b>V<sub>u</sub>col</b>	<b>As1,</b>	<b>As2,</b>
			<b>[Tonf-m]</b>	<b>[Tonf-m]</b>	<b>[Tonf]</b>	<b>sum</b>	<b>sum</b>
						<b>[cm<sup>2</sup>]</b>	<b>[cm<sup>2</sup>]</b>
Nudo B-4 3 caras	Vigas 6 - 5	Caso 1	67,00369	88,95643	57,763	19,63	27,23
		Caso 2	88,95643	67,00369	57,763	27,23	19,63

<b>Dirección Y</b>							
<b>T1</b>	<b>T2</b>	<b>Vu</b>	<b>α</b>	<b>b<sub>j</sub></b>	<b>h</b>	<b>A<sub>j</sub></b>	<b>ΦV<sub>n</sub></b>
<b>[Kgf]</b>	<b>[Kgf]</b>	<b>[kgf]</b>		<b>[cm]</b>	<b>[cm]</b>	<b>[cm<sup>2</sup>]</b>	<b>[kgf]</b>
103057,5	142957,5	188252	3,98	75	70	5250	247784,2
142957,5	103057,5	188252	3,98	75	70	5250	247784,2

### 3.4.3 Diseño de muros

Los muros son diseñados para que resistan los esfuerzos de corte, flexo-compresión y cumplir con los requisitos de capacidad de deformación de acuerdo a las disposiciones de [8] y [11].

En cuanto al confinamiento de los elementos de borde se hará referencia al cálculo de la distancia en que se debe extender, según [11] y no al detallamiento de éste.

#### 3.4.3.1 Corte

La condición de corte de diseño, limita el corte para resistir el puntual de compresión y así evitar que se genere una falla frágil, la condición se muestra en la ecuación 3.28.

$$V_u = \phi V_n ; \text{ si } \phi = 0,6 \quad (3.27)$$

$$V_n = 2,65 \cdot A_{cn} \cdot \sqrt{f_c'} \quad (3.28)$$

Donde:

$V_u$  Resistencia última al corte, proveniente de las combinaciones de carga.

$V_n$  Resistencia nominal al corte límite.

$\phi$  Factor de reducción, se utiliza 0,6 porque se espera que los muros sean demandados por un sismo.

$A_{cn}$  Área de la sección de concreto del segmento horizontal del muro. [cm<sup>2</sup>]

$f_c'$  Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión. [kgf/cm<sup>2</sup>].

A continuación los gráficos muestran los diagramas de corte de los muros, para todos los pisos y ambas direcciones de análisis. En los diagramas se grafican la resistencia última al corte  $V_u$ , proveniente de las combinaciones de carga, la resistencia nominal  $V_n$  que limita el corte para evitar el puntual de compresión y la resistencia nominal requerida  $V_{n,requerida}$ , que se obtiene dividiendo la resistencia última al corte por el factor de reducción  $\phi$ .

Las figuras 3.19 y 3.20 muestran los diagramas de corte del muro 1, para ambas direcciones de análisis.

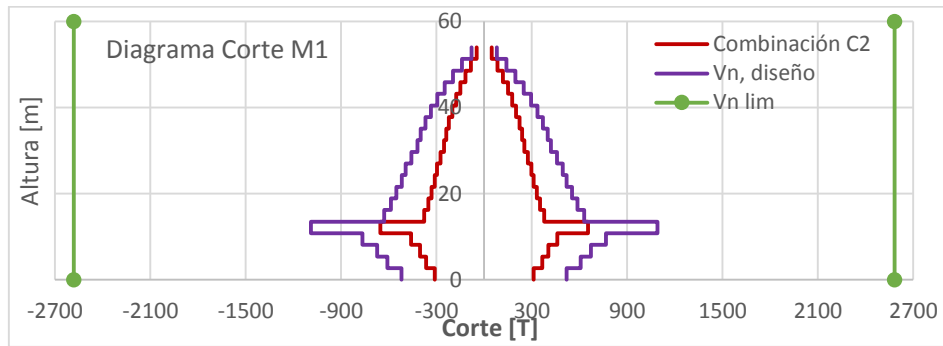


Figura 3.19- Diagrama de corte muro 1, dirección X

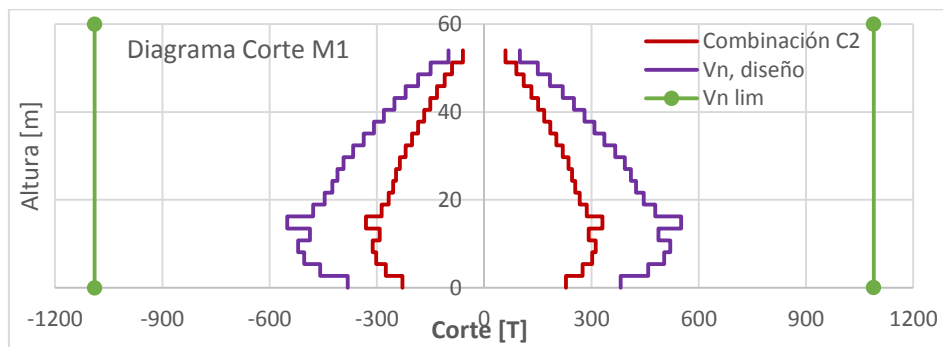


Figura 3.20- Diagrama de corte muro 1, dirección Y

Las figuras 3.21 y 3.22 muestran los diagramas de corte del muro 2, para ambas direcciones de análisis.



Figura 3.21- Diagrama de corte muro 2, dirección X

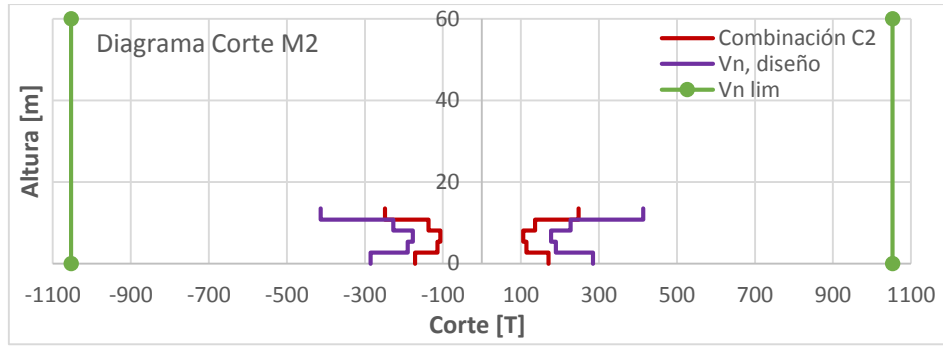


Figura 3.22- Diagrama de corte muro 2, dirección Y

Las figuras 3.23 y 3.24 muestran los diagramas de corte del muro 3, para ambas direcciones de análisis.

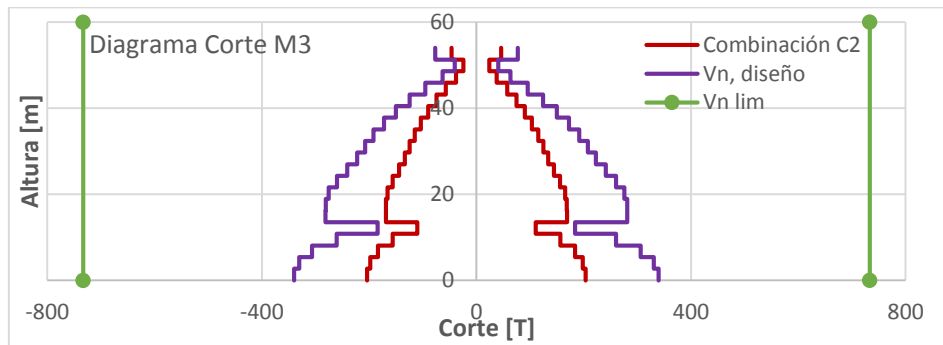


Figura 3.23- Diagrama de corte muro 3, dirección X

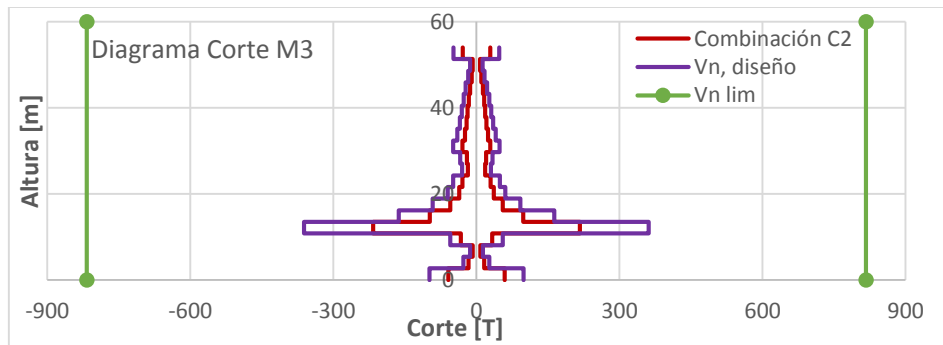


Figura 3.24- Diagrama de corte muro 3, dirección Y

### 3.4.3.2 Flexo-Compresión

Los muros se diseñan a flexo-compresión en donde se les realizan los diagramas de interacción correspondientes, para los diagramas se consideran todas las solicitaciones de las combinaciones de carga, las cuales en los diagramas representan las demandas de carga axial y momento ultimo ( $M_u, P_u$ ) y son simbolizados en puntos que se deben ubicar dentro del área de diseño ( $\phi M_n, \phi P_n$ ). Además se debe cumplir con el límite de carga axial que actúa en la sección transversal del muro, con el fin de asegurar una mínima capacidad de deformación plástica en el muro.

$$P_u \leq 0,35 \cdot f_c' \cdot A_g \quad (3.29)$$

Donde:

$A_g$  Área bruta de la sección hormigón. [cm<sup>2</sup>]

$f_c'$  Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión. [kgf/cm<sup>2</sup>].

En [8] se establece que las cuantías de refuerzo distribuido en el alma, para muros estructurales no debe ser menor que 0,0025, excepto que si  $V_u$  no excede  $0,27 \cdot A_{cn} \cdot \sqrt{f_c'}$ .

En las figuras a continuación se detalla la armadura longitudinal proporcionada a cada muro y su respectivo diagrama de interacción para ambas direcciones de análisis.

La figura 3.25 muestra la armadura longitudinal proporcionada al "Muro 1" (1 a 5 pisos).

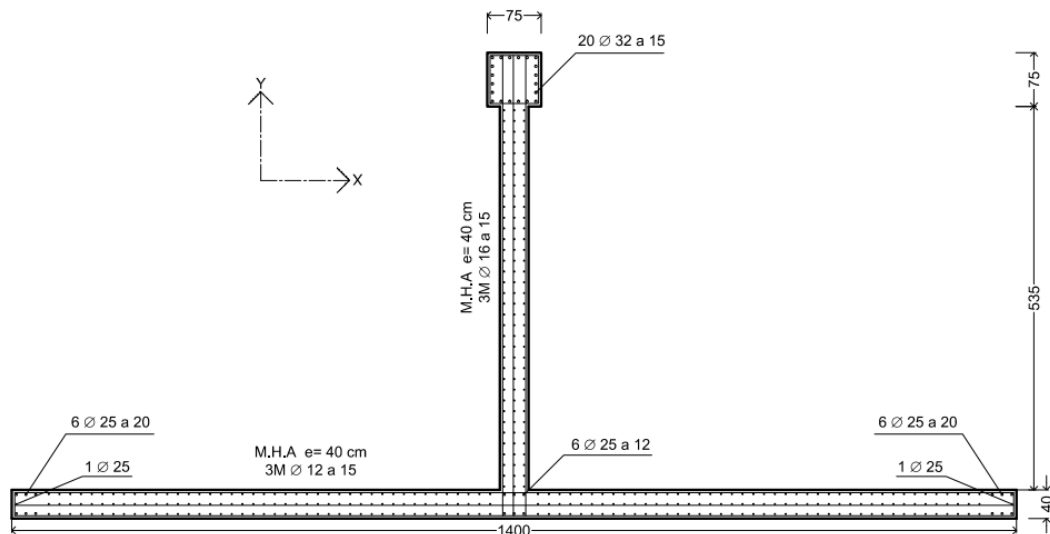


Figura 3.25- Distribución de armadura longitudinal muro 1.

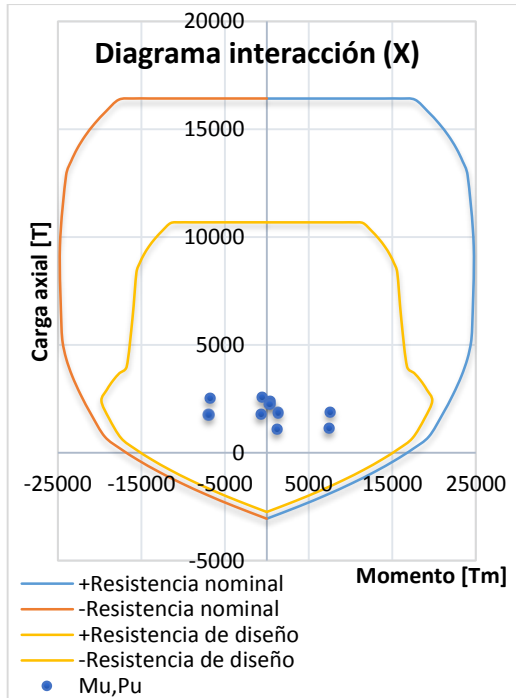


Figura 3.26- Diagrama de interacción muro 1, dirección X

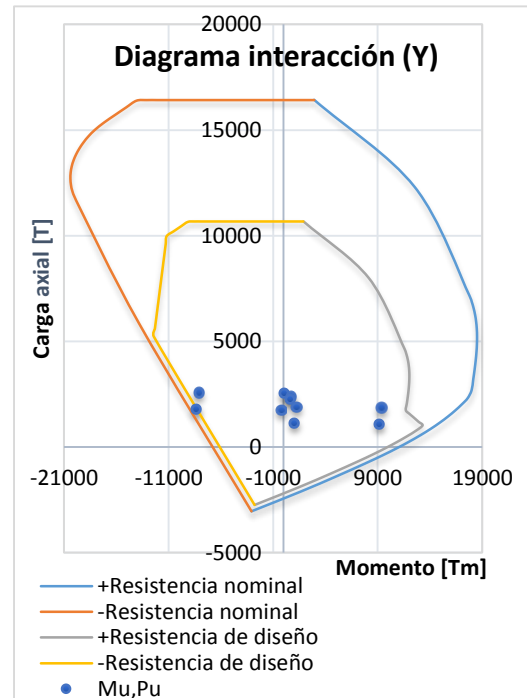


Figura 3.27- Diagrama de interacción muro 1, dirección Y

La figura 3.28 muestra la armadura longitudinal proporcionada al "Muro 1" (6 a 20 pisos).

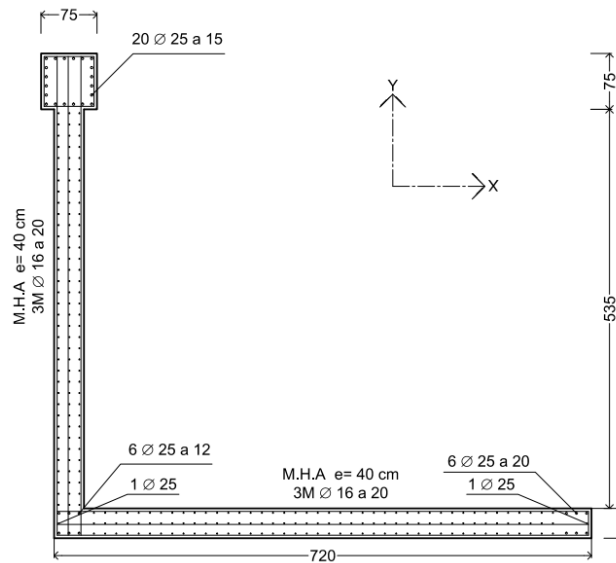


Figura 3.28- Distribución de la armadura longitudinal muro 1.

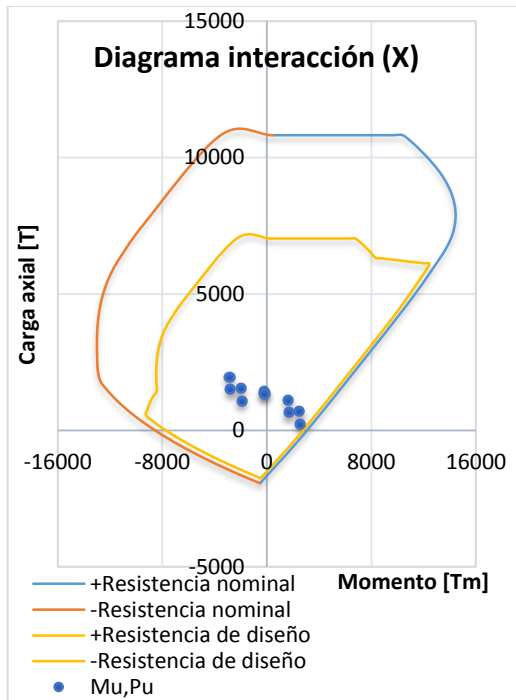


Figura 3.29- Diagrama de interacción muro 1, dirección X.

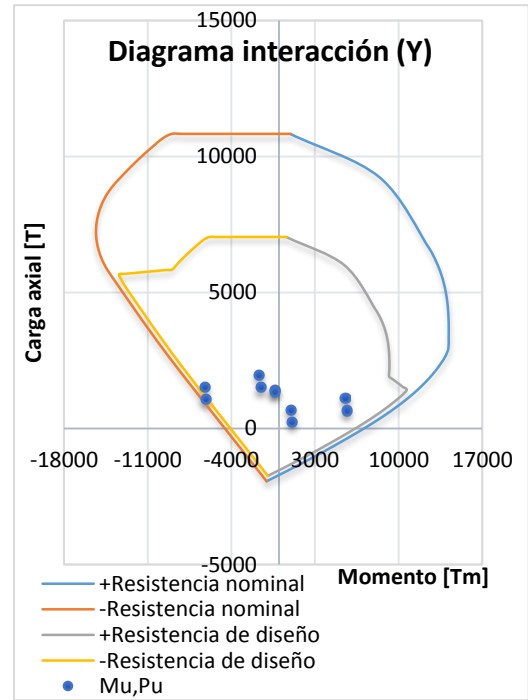


Figura 3.30- Diagrama de interacción muro 1, dirección Y

La figura 3.31 muestra la armadura longitudinal proporcionada al "Muro 2".

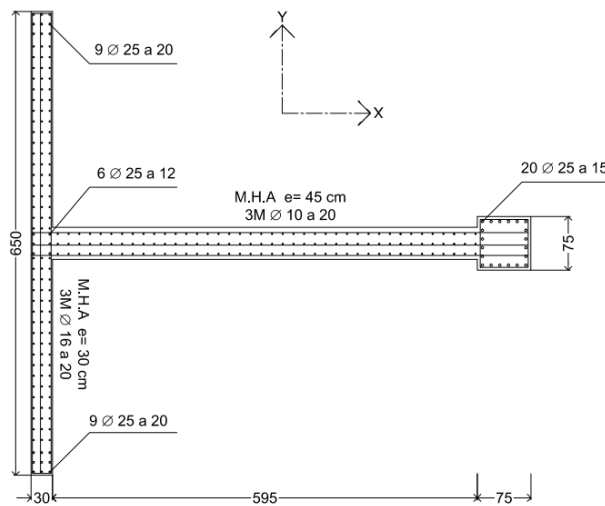


Figura 3.31- Distribución de armadura longitudinal muro 2.

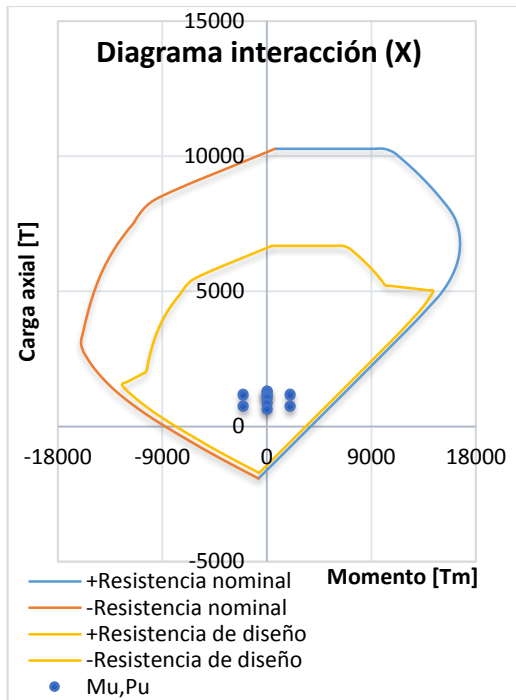


Figura 3.32- Diagrama de interacción muro 2, dirección X.

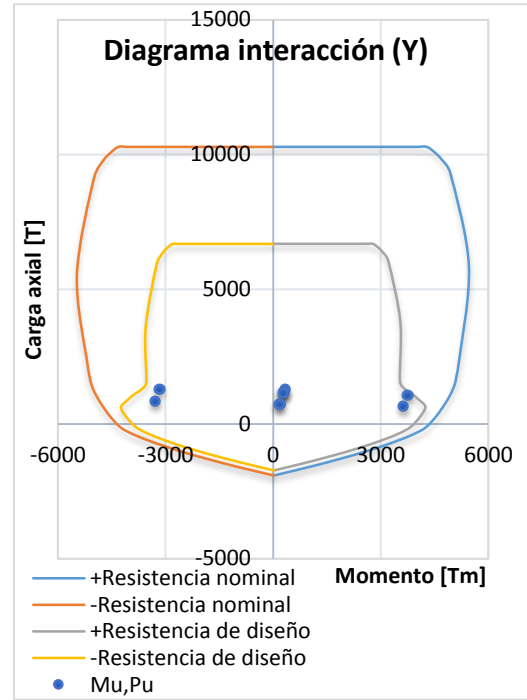


Figura 3.33- Diagrama de interacción muro 2, dirección Y

La figura 3.34 muestra la armadura longitudinal proporcionada al "Muro 3".

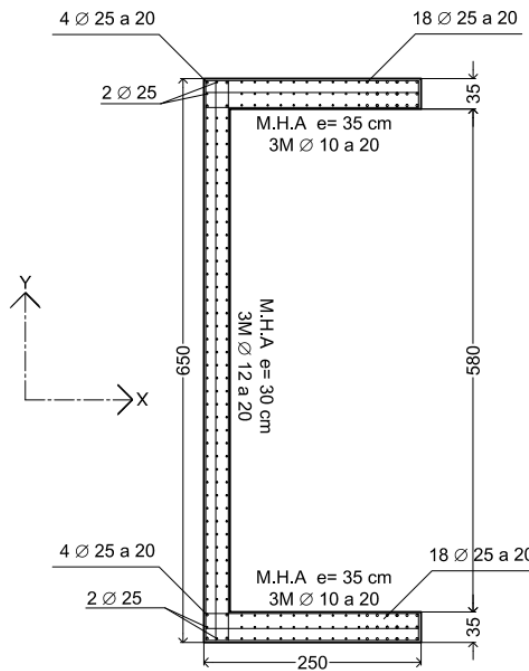


Figura 3.34- Distribución de armadura longitudinal muro 3.

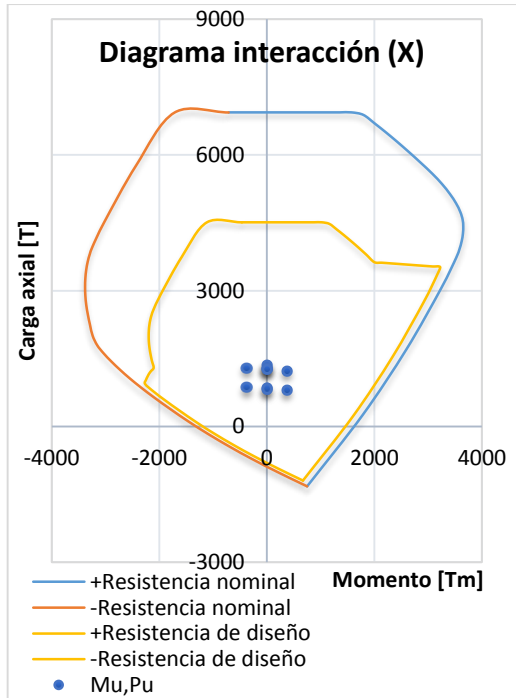


Figura 3.35- Diagrama de interacción muro 3, dirección X.

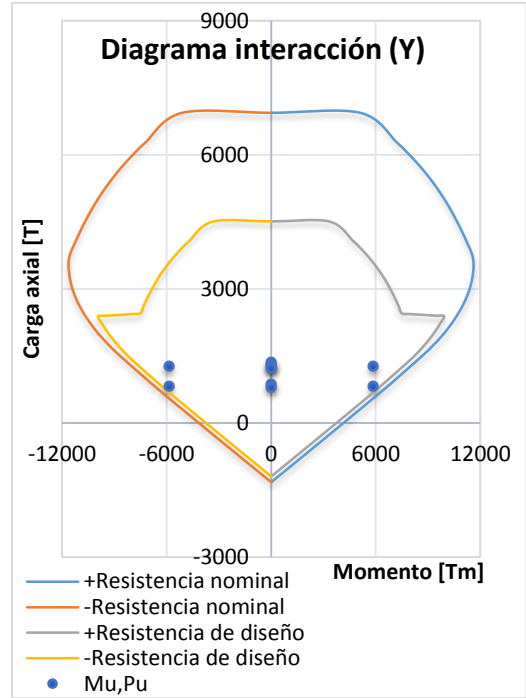


Figura 3.36- Diagrama de interacción muro 3, dirección Y

### 3.4.3.3 Capacidad de deformación y elementos de borde

Los muros deben tener una respuesta dúctil frente a sismos severos, por lo tanto, requieren tener una capacidad de deformación adecuada. Por esto mismo, [11] establece que la sección crítica de todo muro con razón de aspecto  $H_w/L_w$  mayor o igual a 3 debe tener una capacidad de curvatura ( $\phi$ ), mayor que la demanda de curvatura ( $\phi_u$ ), que se calcula en la ecuación 3.30 y alternativamente se permite calcular ( $\phi_u$ ) con la ecuación 3.31, esta verificación se debe hacer considerando la mayor carga axial  $P_u$  consistente con  $\delta_u$ . La deformación unitaria  $\epsilon_c$ , en la fibra más comprimida de la sección crítica del muro deberá ser menor o igual que 0,008.

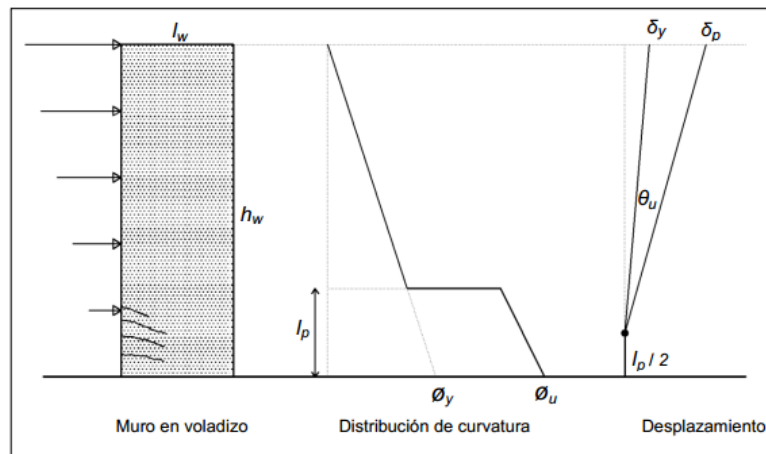


Figura 3.37- Mecanismo de colapso, curvatura y desplazamiento máximo en muros [15].

$$\phi_u = \frac{2 \cdot \delta_u}{H_t \cdot l_w} \quad (3.30)$$

$$\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p \left( H_t - \frac{l_p}{2} \right)} + \phi_e = \frac{\varepsilon_c}{C} \leq \frac{0,008}{C} \quad (3.31)$$

Donde:

- $\delta_u$  Desplazamiento de diseño, según D.S. N°60.
- $\delta_e$  Capacidad de desplazamiento elástico de un muro en su extremo superior.
- $\phi_e$  Curvatura de fluencia de la sección crítica de un muro, consistente con  $\delta_e$ .
- $l_p$  Largo de la rótula plástica.
- $H_t$  Distancia entre el último nivel significativo del edificio y la sección crítica del muro.
- $C$  Distancia desde la fibra extrema en compresión al eje neutro.
- $l_w$  Largo del muro.

Para el análisis de la capacidad de curvatura de la sección de muro se utiliza la relación momento-curvatura, debido a que esta representa la resistencia a flexión y curvatura sometida a distintos niveles de deformación y carga axial, tanto en el rango elástico como inelástico de la sección de hormigón armado.

A continuación las figuras muestran los gráficos de momento-curvatura para cada muro en ambas direcciones de análisis. A excepción del "muro 2" al cual no se le realiza el análisis de momento-curvatura, ya que la razón de aspecto  $H_w/L_w$  es menor que 3.

Las figuras 3.38 y 3.39 muestran los diagramas momento curvatura para el muro 1, para ambas direcciones.

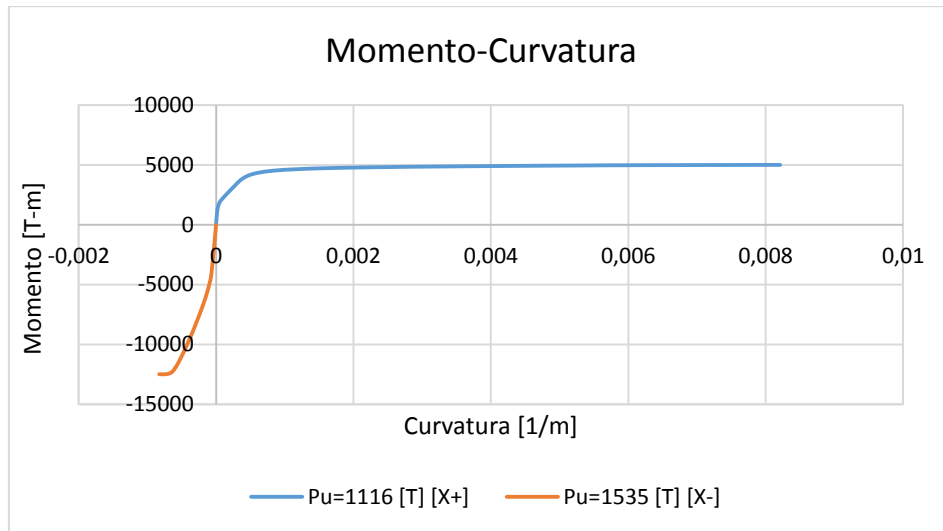


Figura 3.38- Diagrama-momento curvatura muro 1, dirección X.

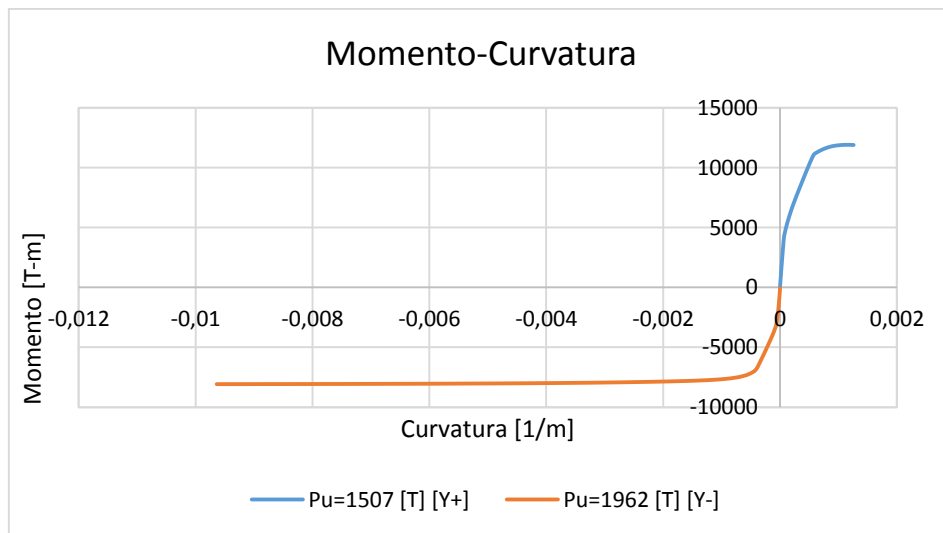


Figura 3.39- Diagrama momento-curvatura muro 1, dirección Y.

Las figuras 3.40 y 3.41 muestran los diagramas momento curvatura para el muro 3, para ambas direcciones.

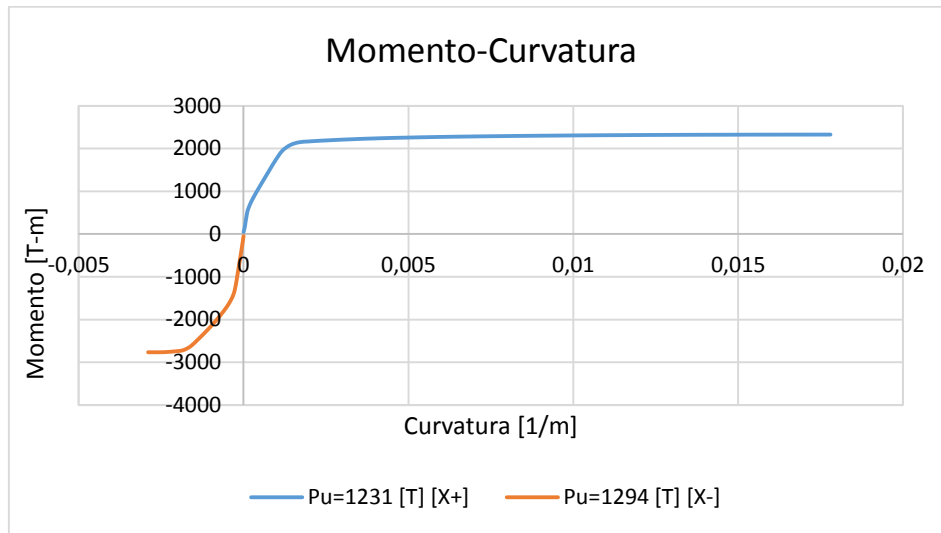


Figura 3.40- Diagrama momento-curvatura muro 3, dirección X

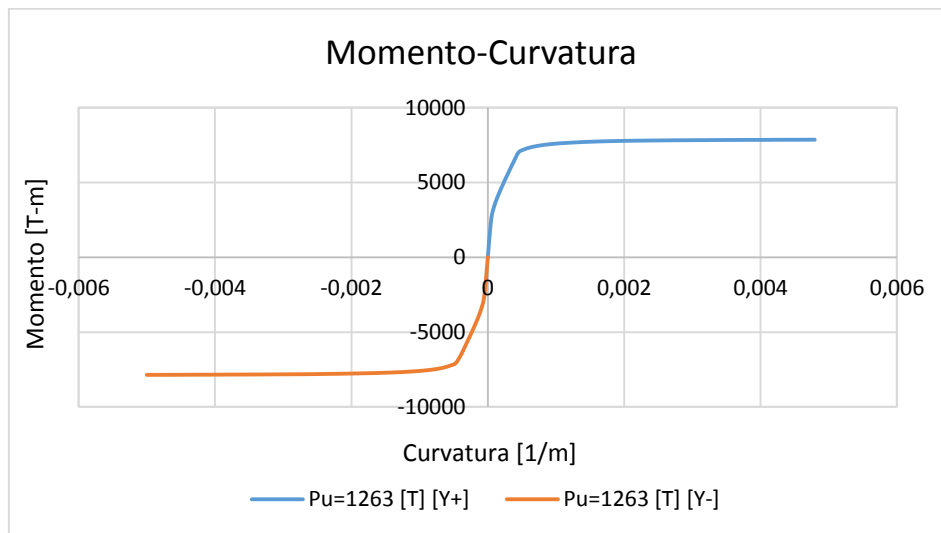


Figura 3.41- Diagrama momento-curvatura muro 3, dirección Y

En el caso que no se cumpla con la capacidad de curvatura necesaria ( $\phi < \phi_u$ ), se deberán utilizar elementos especiales de borde, para efectos de este trabajo solo se calcula la distancia en que estos se deben extender dentro de la sección de muro, y se verifica que la deformación unitaria ( $\epsilon_c$ ), en la fibra más comprimida no exceda de 0,008. Para efectos de este trabajo no se realiza el detallamiento de estos elementos, puesto que no es relevante para cumplir con los objetivos de este trabajo.

Para la obtención de la distancia en que el elemento de borde se debe extender ( $C_c$ ), es necesario conocer la profundidad del eje neutro ( $C$ ), calculada para la fuerza axial mayorada y resistencia nominal a momento congruente con el desplazamiento de diseño y considerando una deformación unitaria de la fibra en compresión de 0,003.

$$C = \frac{0,003}{\phi} \quad (3.32)$$

Donde:

- $C$  Profundidad del eje neutro.
- $\phi$  Capacidad de curvatura de la sección crítica de un muro.
- $\epsilon_c$  Deformación unitaria de la fibra en compresión.

Además [11], establece que el espesor del elemento de borde deberá ser mayor o igual a 30 [cm] y el largo confinado deberá ser mayor o igual al espesor del muro en la zona confinada.

La tabla 3.12 muestra la verificación de capacidad de curvatura para cada muro y la distancia del elemento de borde.

Tabla 3.12- Verificación de curvaturas y confinamiento.

Eje	Muro	Dirección	$L_w$ [m]	$H_w$ [m]	$\delta_{u,DSn^{\circ}61}$ [m]	$L_p$ [m]	$\phi_e$ [1/m]	$\delta_e$ [m]	$\phi_{u,DSn^{\circ}60}$ [1/m]	$\phi_{u,SAP2000}$ [1/m]	$C$ [m]	$\epsilon_{c,req}$	$C_c$ [m]
C	3	X+	2,5	54	0,48	1,25	1,41E-03	1,37	--	1,78E-02	0,2	--	--
		X-	2,5	54	0,48	1,25	1,43E-03	1,39	--	2,90E-03	1,0	--	--
		Y+	6,5	54	0,53	3,25	4,51E-04	0,44	9,90E-04	4,80E-03	0,6	0,0006	0
		Y-	6,5	54	0,53	3,25	4,70E-04	0,46	8,99E-04	5,00E-03	0,6	0,0005	0
1	1L	X+	7	40,5	0,48	3,5	5,41E-04	0,30	1,90E-03	8,21E-03	0,4	0,0007	0
		X-	7	40,5	0,48	3,5	6,00E-04	0,33	1,72E-03	8,27E-04	3,6	0,0062	1,9
		Y+	6,5	40,5	0,53	3,25	5,80E-04	0,32	2,27E-03	1,26E-03	2,4	0,0054	1,1
		Y-	6,5	40,5	0,53	3,25	5,18E-04	0,28	2,47E-03	9,64E-03	0,3	0,0008	0

# CAPÍTULO IV

## 4. Análisis No Lineal

En este capítulo se realiza el análisis no lineal a la estructura con irregularidad (ECI) diseñada en los capítulos previos, y su contraparte sin irregularidad (ESI) en la vertical. La estructura sin irregularidad se obtiene de quitar los cinco primeros niveles a ECI, manteniendo dimensiones y cuantías. El objetivo de esta análisis adicional es evaluar si analizar la estructura flexible (a partir del sexto piso) con base fija, sin los cinco niveles rígidos, es un buen modelo simplificado de la estructura real.

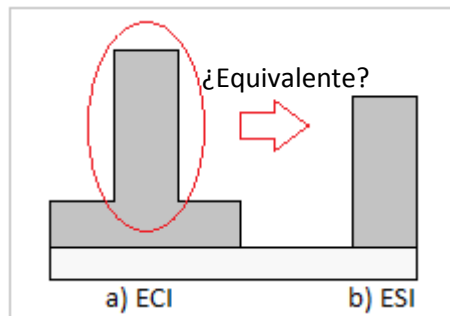


Figura 4.1- Edificios con y sin irregularidad.

En estructuras de este tipo es habitual considerar que los primeros cinco niveles son extremadamente rígidos, y una simplificación usual es suponer que la estructura flexible se encuentra empotrada en la base del sexto piso. En el fondo se está considerando que los primeros cinco pisos aceleran igual que el suelo.

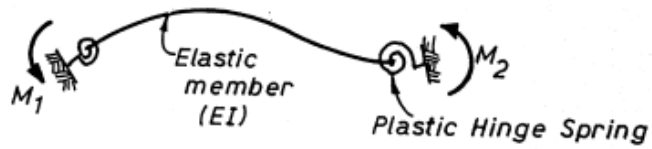
### 4.1 Análisis Dinámico Tiempo-Historia

Para realizar el análisis no lineal y analizar cómo se distribuyen los esfuerzos en la estructura, principalmente en la zona de cambio de rigidez, se utiliza el programa RUAUMOKO 2D [7], el cual es un programa que resuelve la ecuación de movimiento de forma numérica, en este caso con el método de Newmark de aceleración constante y considerando el comportamiento no lineal de vigas, columnas y muros.

#### 4.1.1 Modelo Ruaumoko

El proceso de modelación con el programa RUAUMOKO 2D [7] comienza con la definición de la estructura en el archivo de entrada para el programa. Es necesario antes estimar las propiedades geométricas elásticas e inelásticas de los elementos estructurales, es decir, realizar un análisis seccional para cada elemento (relación momento-curvatura).

El comportamiento inelástico de las vigas, columnas y muros se representa con el modelo de viga Giberson de una componente; se considera dos rótulas en vigas (extremos) y una rótula en columnas y/o muros (en sección crítica). En este caso la sección crítica se ubica en el piso donde cambia bruscamente la rigidez (ECI) o en la base (ESI).



**Giberson One Component Beam Model**

Figura 4.2- Modelo componente de Giberson [7]

**4.1.2 Modelación de la Estructura Ruaumoko**

Los modelos matemáticos se realizan para ambas direcciones de análisis X e Y. Debido a la simetría que la estructura presenta en planta sólo se modela media estructura. Por lo tanto, se considera que la masa por piso en el modelo debe ser la mitad de la masa total por piso.

Las figuras a continuación muestran la definición de los nodos y de los elementos componentes de la estructura.

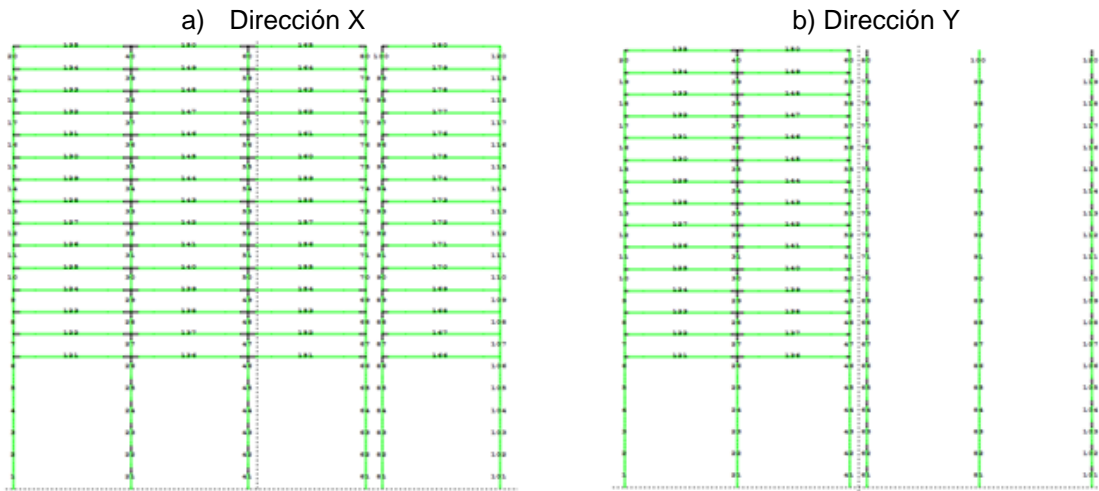


Figura 4.3- Edificio con irregularidad Ejes X e Y, respectivamente

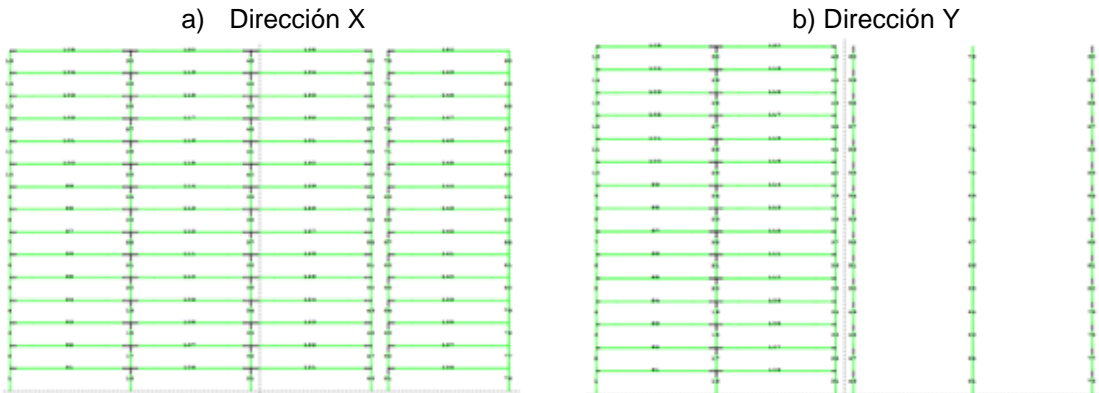


Figura 4.4- Edificio sin irregularidad Ejes X e Y, respectivamente

## 4.2 Curvas Esfuerzo - Deformación

### 4.2.1 Curva Esfuerzo – Deformación Hormigón no Confinado

Para el análisis se utiliza el modelo de la curva esfuerzo – deformación del hormigón no confinado de Hognestad, desarrollado en 1952 (ver figura 4.5), en el cual se genera la curva mediante un primer tramo parabólico expresado en la ecuación 4.1 y un segundo tramo lineal según la ecuación 4.3.

$$f_c = f_c' \cdot \left( \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right) \quad (4.1)$$

Con:

$$\varepsilon_0 = 1,8 \cdot \frac{f_c'}{E_c} \quad (4.2)$$

$$f_c = f_c' - 0,15 \cdot f_c' \cdot \left( \frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_u - \varepsilon_0} \right) \quad (4.3)$$

Dónde:

- $f_c$  Resistencia del Hormigón.
- $f_c'$  Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión. [kgf/cm<sup>2</sup>]
- $\varepsilon$  Deformación unitaria.
- $E_c$  Módulo de elasticidad del hormigón. [kgf/cm<sup>2</sup>]

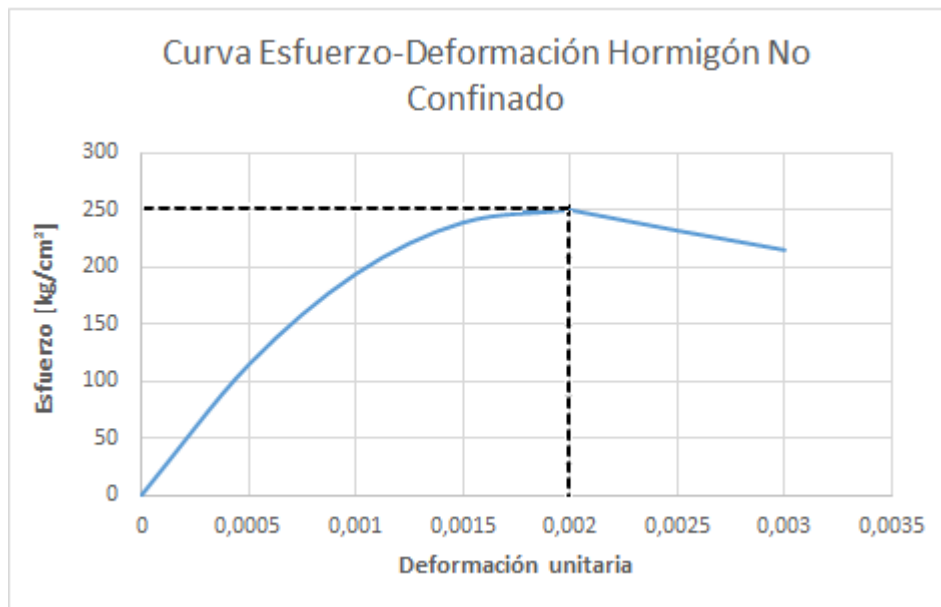


Figura 4.5- Curva esfuerzo – deformación de Hognestad para hormigón no confinado. [14] [15].

#### 4.2.2 Curva Esfuerzo – Deformación del Acero

La curva esfuerzo-deformación del acero de refuerzo que se utiliza para el análisis no lineal es la curva bilineal que se muestra a continuación en la figura 4.6.

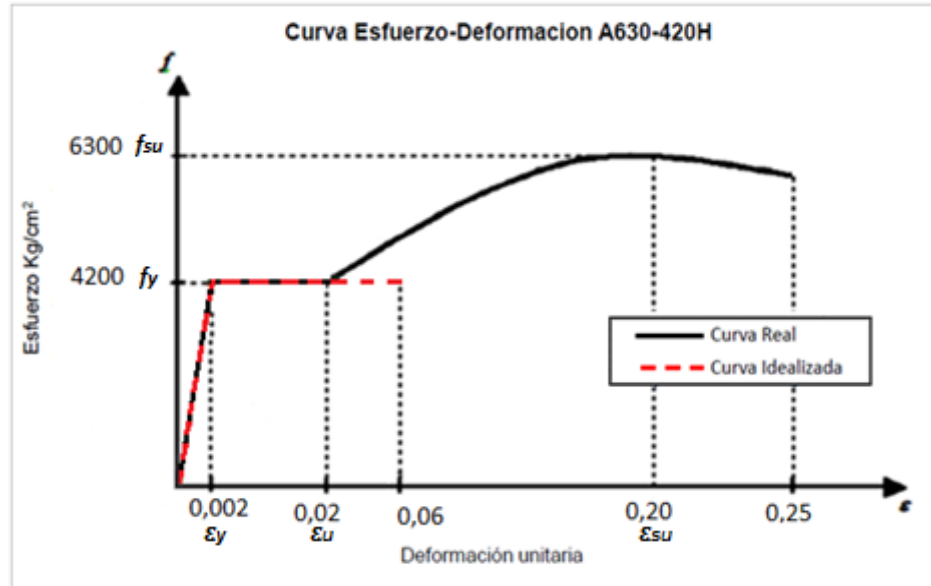


Figura 4.6- Curva esfuerzo – deformación para acero A630-420H. [16] [17]

Donde la curva que se muestra en negro representa el comportamiento real del acero y la curva que se muestra en rojo representa el comportamiento idealizado utilizado para el diseño de elementos. Con esfuerzo de deformación de fluencia de 0,002 y su deformación unitaria máxima de 0,06 [13].

#### 4.3 Regla de Histéresis

Las propiedades de la sección de los elementos se definen según las vigas, las columnas y muros. Es preciso definir el módulo de elasticidad y el módulo de corte para el hormigón, ya definidos en la tabla 2.2. Para el caso del acero de refuerzo de los elementos las propiedades del material están definidas en la tabla 2.3.

Para vigas y columnas, el modelo de histéresis utilizado para representar la degradación de rigidez y modelar rótulas plásticas de los elementos de la estructura es el modelo TAKEDA modificado, cuya representación bilineal, mostrada en la figura 4.7, está definida por los siguientes parámetros: el factor  $\alpha$  que controla la rigidez de la rama de descarga ( $0.0 \leq \alpha \leq 0.5$ ), el factor  $\beta$  que controla la rigidez de la recarga ( $0.0 \leq \beta \leq 0.6$ ), el factor de Ramberg-Osgood  $r$  que controla la pérdida de rigidez después de la fluencia, la rigidez inicial  $K_0$  igual a  $EI$  y la rigidez de la rama de descarga  $K_u$ .



Se utilizó la regla de histéresis TAKEDA, debido a que representa mejor el comportamiento de secciones rectangulares. En las figuras 4.9 y 4.10 se muestran las curvas fuerza-deformación de un ensayo de un muro rectangular [18].

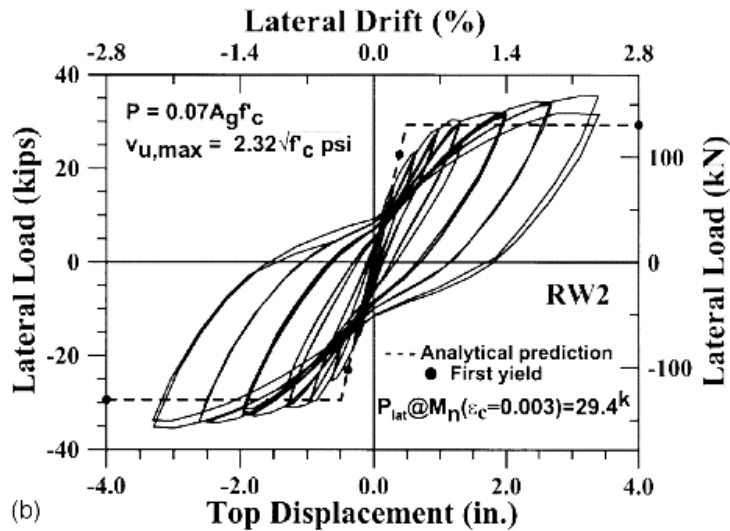


Figura 4.9- Relación de carga lateral versus desplazamiento, muro rectangular [18].

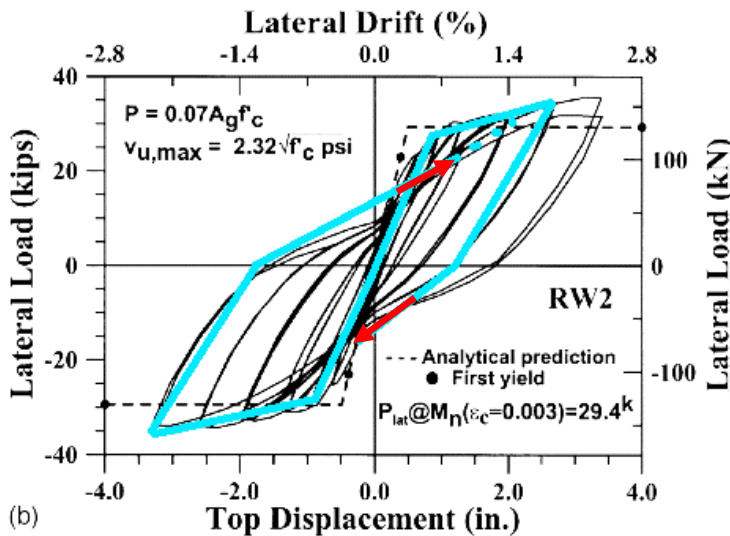


Figura 4.10- Comparación mediante una superposición de ambas curvas.

En la figura 4.10 se puede apreciar que al superponer la regla de histéresis de TAKEDA sobre la curva del ensayo del muro rectangular, estas tienen un comportamiento similar.

Se utilizó la regla de histéresis SINA, debido a que representa mejor el comportamiento de un muro asimétrico. En las figuras 4.11 y 4.12 se muestran las curvas fuerza-deformación de un ensayo de un muro T [18].

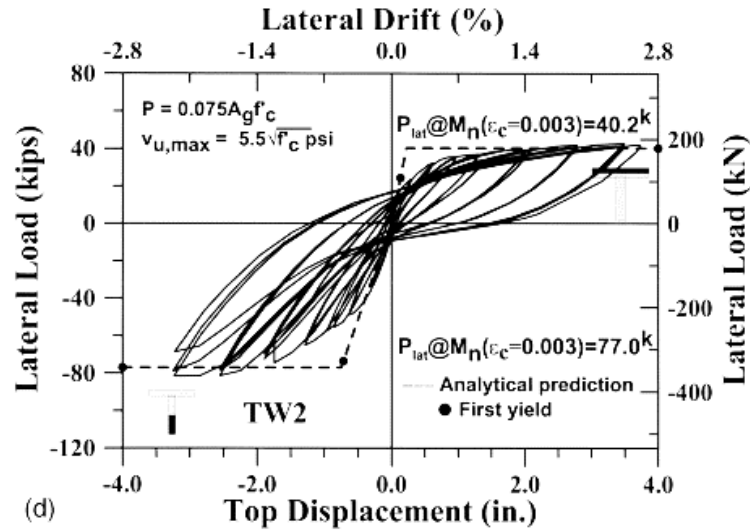


Figura 4.11- Relación de carga lateral versus desplazamiento, muro asimétrico [18].

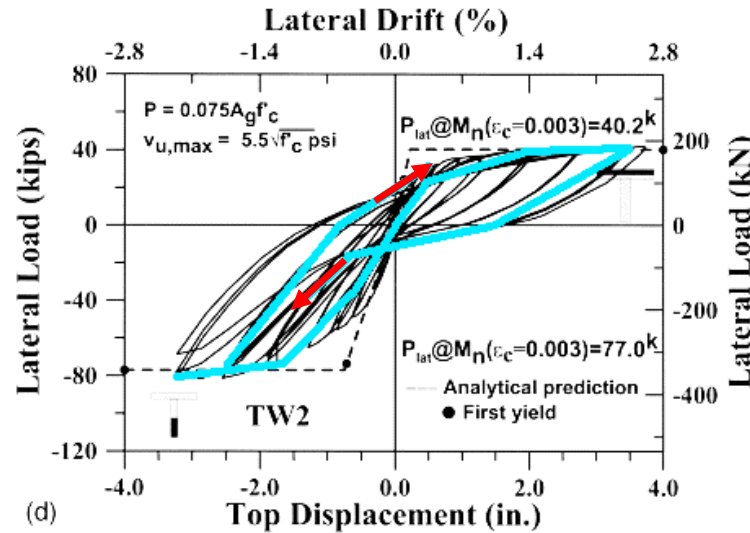


Figura 4.12- Comparación mediante una superposición de ambas curvas.

En la figura 4.12 se puede apreciar que al superponer la regla de histéresis de SINA sobre la curva del ensayo del muro asimétrico, estas tienen un comportamiento similar.

Es preciso asignar a cada sección las propiedades elásticas, como el módulo de elasticidad, área de la sección y momento de inercia. La inercia efectiva ( $I_{eff}$ ) y la relación entre las pendientes pre y post fluencia ( $r$ ), se pueden obtener por medio de los diagramas Momento-Curvatura.

$$I_{eff} = \frac{M_y}{E_c \phi_y} \quad (4.4)$$

$$r = \frac{E_c I_{eff}}{E_c I_p} \quad (4.5)$$

Dónde:

- $I_p$  Inercia posterior al punto de fluencia
- $M_y$  Momento de fluencia
- $\phi_y$  Curvatura de fluencia
- $E_c$  Módulo de elasticidad del hormigón.

#### 4.4 Registros de Aceleraciones

Los registros sísmicos que se utilizaron pertenecen a las ciudades de Viña de Mar y Concepción, del terremoto del Maule del 27 de febrero del 2010, los cuales son consistentes con la zona sísmica y el tipo de suelo utilizados para el análisis.

a) Viña de Mar

Registro de Viña del Mar con componente E-W, posee una aceleración máxima de 3,25 (m/s<sup>2</sup>)

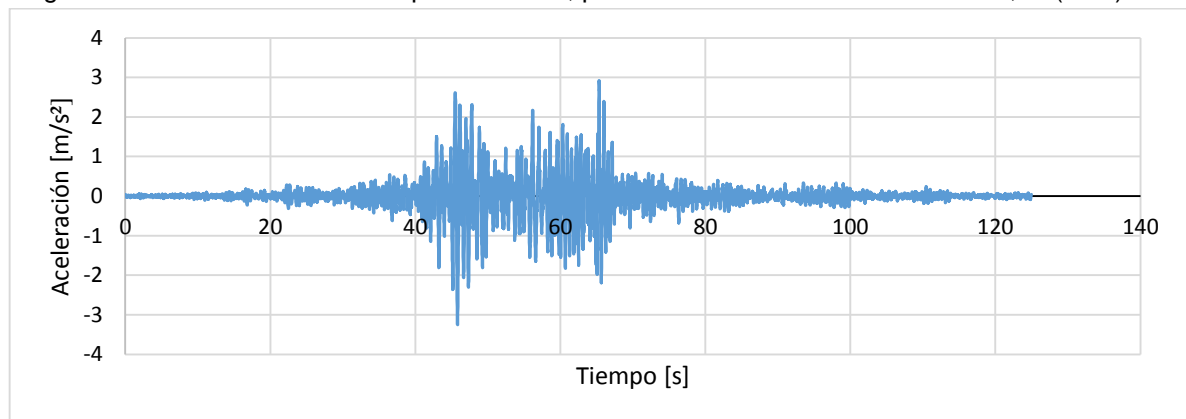


Figura 4.13- Registro de aceleraciones – Viña del Mar 2010, componente E-W.

b) Concepción

Registro de Concepción con componente 1-L, posee una aceleración máxima de 3,93 (m/s<sup>2</sup>)

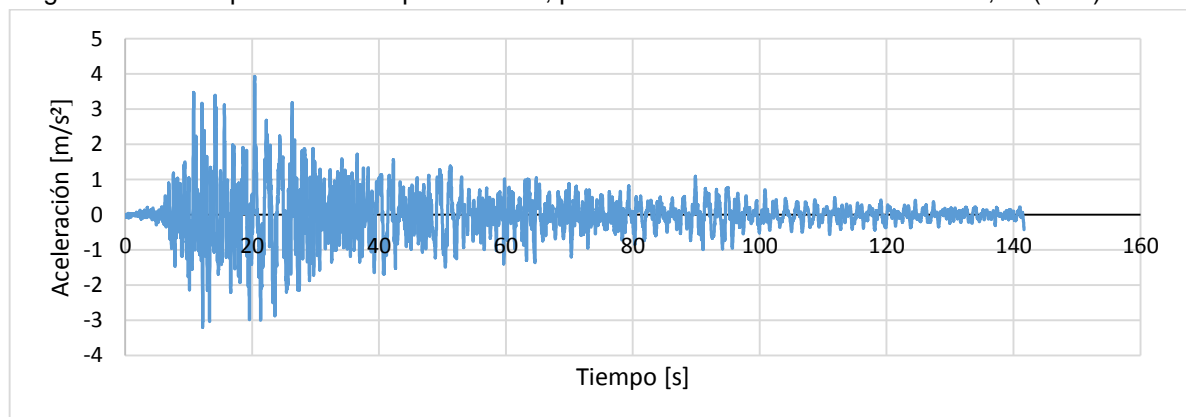


Figura 4.14- Registro de aceleraciones – Concepción 2010, componente 1-L.

# CAPÍTULO V

## 5. Comparación de resultados

En este capítulo se dan a conocer los resultados obtenidos del análisis no lineal, comparando así para cada sismo demandas no lineales de desplazamientos laterales, desplazamientos relativos de entre piso (drifts), deformaciones residuales, aceleraciones absolutas, cortes, momentos y ciclos de histéresis.

### 5.1 Desplazamientos

#### 5.1.1 Desplazamientos laterales máximos

Las figuras a continuación representan los valores de los desplazamientos máximos, obtenidos a través del análisis no lineal realizado para ambos casos (edificio con irregularidad y edificio sin irregularidad), para ambas direcciones de análisis X e Y.

**Edificio con irregularidad:**

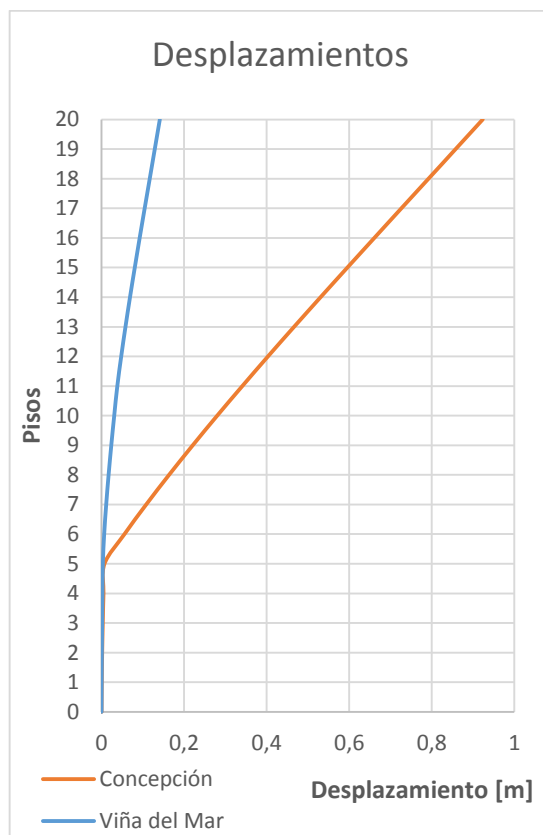


Figura 5.1- Desplazamientos laterales máximos, dirección X

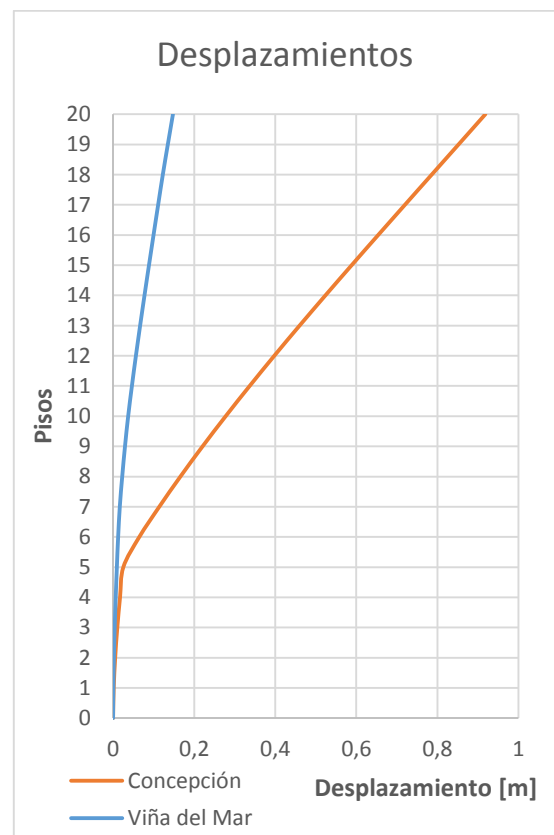


Figura 5.2- Desplazamientos laterales máximos, dirección Y

**Edificio sin irregularidad:**

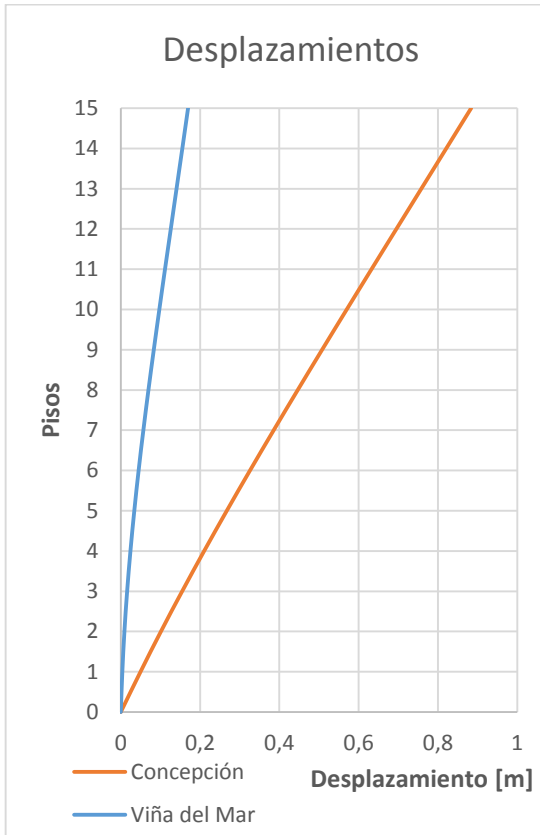


Figura 5.3- Desplazamientos laterales máximos, dirección X

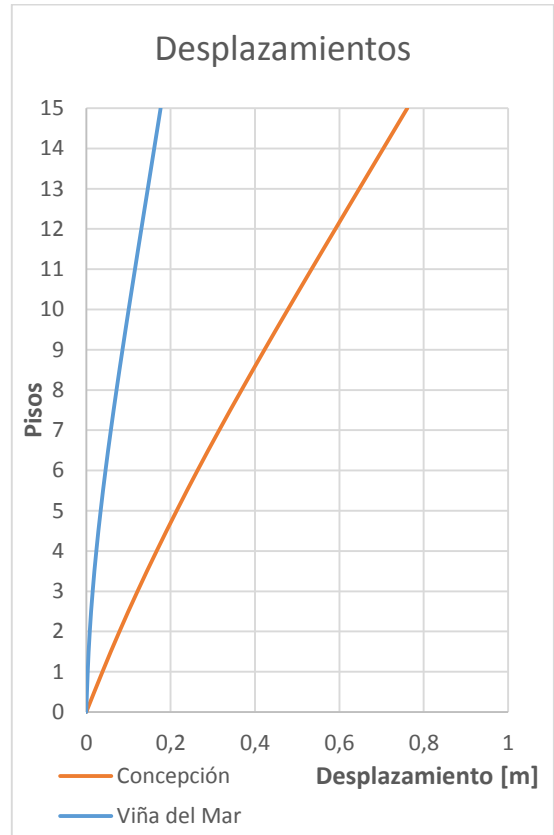


Figura 5.4- Desplazamientos laterales máximos, dirección Y

A continuación en las tablas 5.1 y 5.2 son comparados los desplazamientos máximos laterales en el techo para cada tipo de estructura.

**Edificio con irregularidad:**

Tabla 5.1- Desplazamientos máximos laterales en el techo ECI.

Eje X	$\delta u$ , DS.n°61	Concepción	Viña del Mar
Desplazamiento Máximo [cm]	48	92,35	14,12
Desplazamiento Máximos [%H]	1,19	2,28	0,35
Eje Y	$\delta u$ , DS.n°61	Concepción	Viña del Mar
Desplazamiento Máximo [cm]	53	91,84	14,77
Desplazamiento Máximos [%H]	1,31	2,27	0,36

**Edificio sin irregularidad:**

Tabla 5.2- Desplazamientos máximos laterales en el techo ESI.

Eje X	$\delta u$ , DS.n°61	Concepción	Viña del Mar
Desplazamiento Máximo [cm]	48	88,39	16,97
Desplazamiento Máximos [%H]	1,19	2,18	0,42
Eje Y	$\delta u$ , DS.n°61	Concepción	Viña del Mar
Desplazamiento Máximo [cm]	53	76,1	17,62
Desplazamiento Máximos [%H]	1,31	1,88	0,44

Los desplazamientos entre ambas estructuras son similares y no varían demasiado para ambas direcciones de análisis.

Se puede observar que la mayor demanda de desplazamientos se presenta para el registro de Concepción en ambas estructuras, en las direcciones de análisis X e Y.

**5.1.2 Desplazamientos relativos de entrepiso (Drifts)**

En las figuras a continuación se muestran los desplazamientos relativos de entrepiso (Drifts) obtenidos a través del análisis no lineal realizado para ambos casos (edificio con irregularidad y edificio sin irregularidad), para ambas direcciones de análisis X e Y.

**Edificio con irregularidad:**

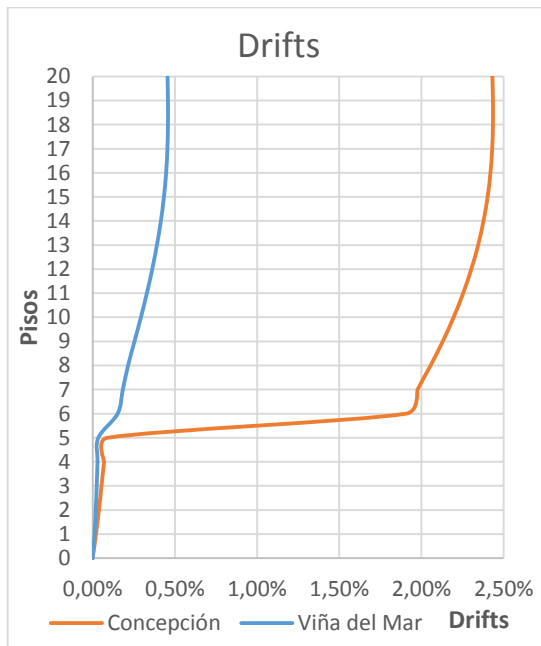


Figura 5.5- Desplazamiento relativo de entrepiso, dirección X

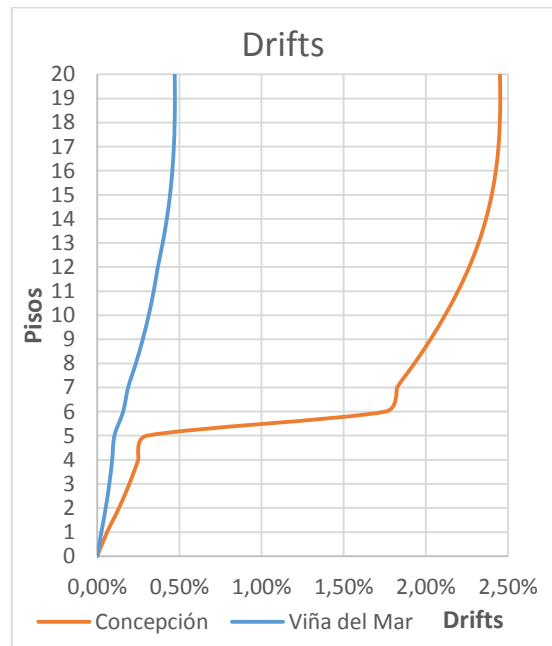


Figura 5.6- Desplazamiento relativo de entrepiso, dirección Y

**Edificio sin irregularidad:**

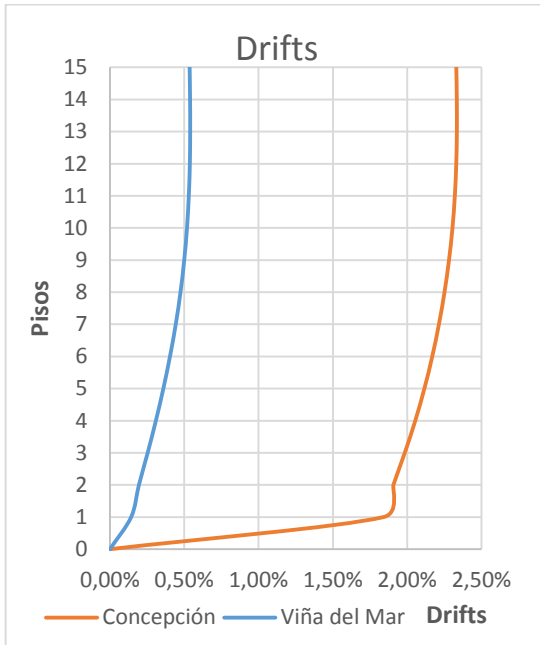


Figura 5.7- Desplazamiento relativo de entepiso, dirección X

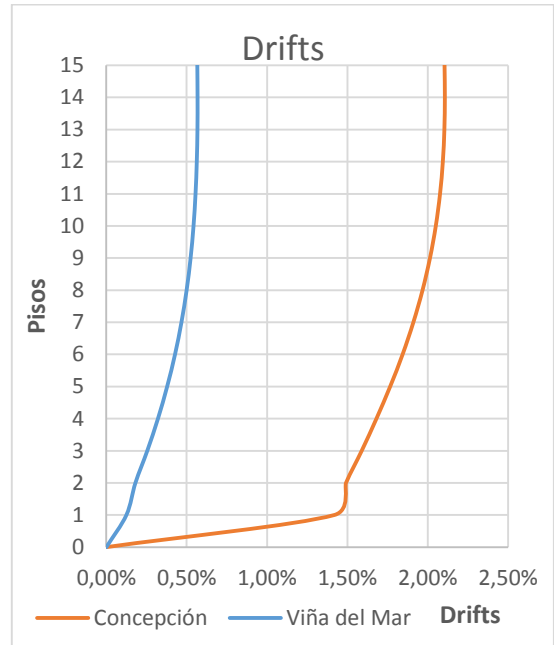


Figura 5.8- Desplazamiento relativo de entepiso, dirección Y

Se puede observar que la estructura con irregularidad en la vertical presenta mayores drifts en los primeros 5 pisos de la dirección Y en comparación con los primeros 5 pisos de la dirección X, esto nos dice que la estructura es más rígida en la dirección X.

La tabla 5.3 muestra los drifts máximos de entepiso para cada registro utilizado en ambas direcciones de análisis X e Y.

Tabla 5.3- Drifts máximos de entepiso.

Tipo de estructura	Drifts máximo [%H]			
	Eje X		Eje Y	
	Concepción	Viña del Mar	Concepción	Viña del Mar
<b>Edif. con irregularidad</b>	2,43%	0,46%	2,45%	0,47%
<b>Edif. sin irregularidad</b>	2,33%	0,54%	2,11%	0,57%

### 5.1.3 Deformaciones residuales

Por medio del análisis no lineal tiempo-historia, es posible obtener los desplazamientos residuales para cada estructura, para ambas direcciones de análisis X e Y.

**Edificio con irregularidad:**

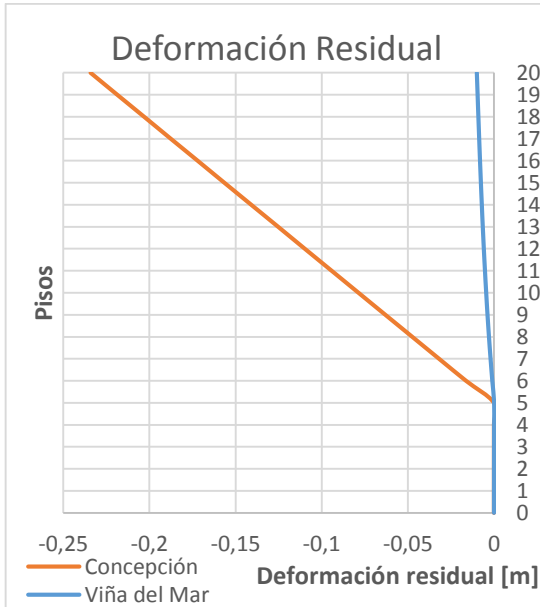


Figura 5.9- Deformación residual, dirección X

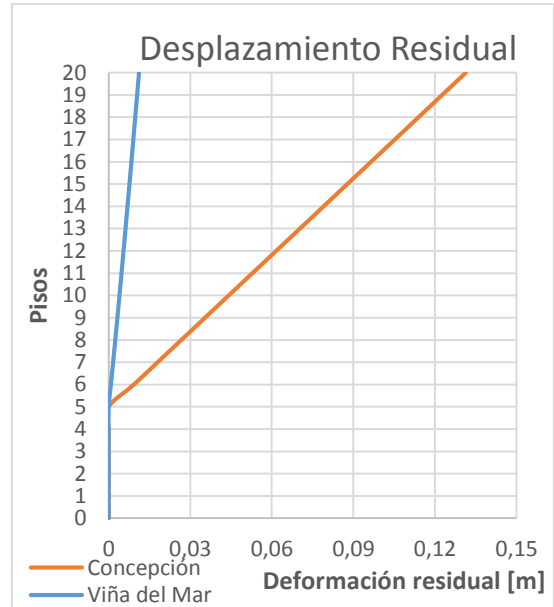


Figura 5.10- Deformación residual, dirección Y

**Edificio sin irregularidad:**

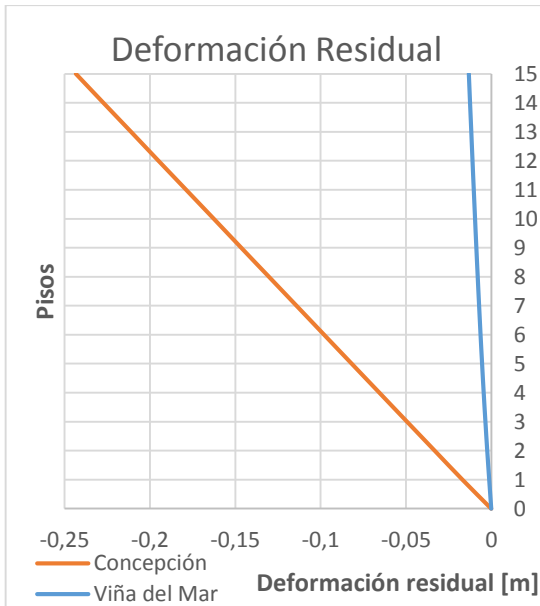


Figura 5.11- Deformación residual, dirección X

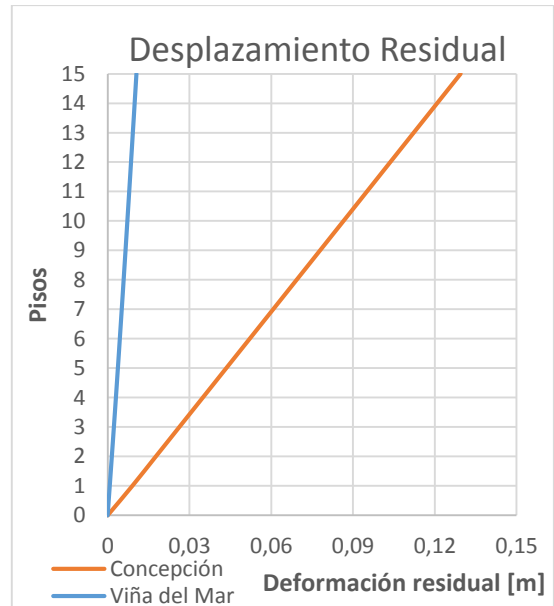


Figura 5.12- Deformación residual, dirección Y

A continuación en la tabla 5.4 Se muestran los desplazamientos residuales máximos para cada registro utilizado en ambas direcciones de análisis X e Y.

Tabla 5.4- Desplazamientos residuales máximos.

Tipo de estructura	Deformación residual máxima [cm]			
	Eje X		Eje Y	
	Concepción	Viña del Mar	Concepción	Viña del Mar
<b>Edif. con irregularidad</b>	23,42	0,98	13,13	1,11
<b>Edif. sin irregularidad</b>	24,34	1,32	12,95	1,06

Se puede observar que el registro de Concepción en la dirección X presenta las mayores deformaciones residuales. Si bien son desplazamientos significativos, se deben tener en cuenta ciertos factores que no se consideran en la modelación de ambas estructuras, factores que contribuyen a reducir estos desplazamientos y que representan de mejor forma el fenómeno físico.

Consideraciones:

En la modelación no se incluyeron las losas.

- Las losas ayudan a acoplar los muros, en el modelo los muros se encuentran desacoplados si se consideraran las losas, estas ayudarían a rigidizar la estructura.
- Las losas aumentan la rigidez en las vigas, porque tienen alas colaborantes (las vigas se parecen más a una viga T). (Ver figura 5.13)

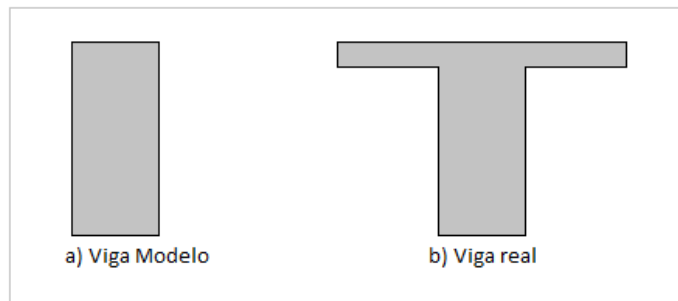


Figura 5.13- Consideraciones, viga modelo y viga real.

En la modelación se considera la curva del acero elasto-plástica, pero la curva real del acero tiene endurecimiento (ver figura 4.6), por lo tanto, la rigidez post fluencia que tiene el acero es mayor que la rigidez post fluencia de la curva del acero elasto-plástica. Considerando la curva real del acero, este aportaría más rigidez al modelo post fluencia. (Ver figura 5.14)

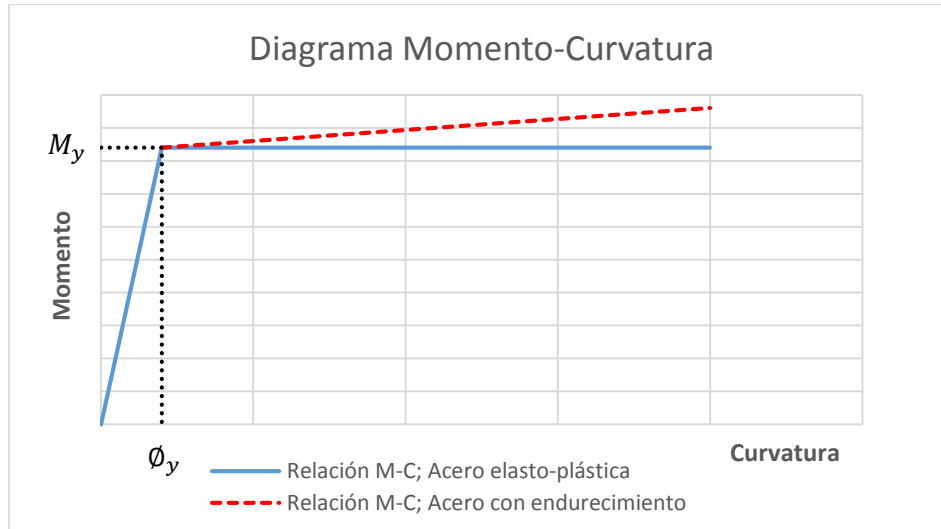


Figura 5.14- Consideraciones, relación momento curvatura idealizada para distintas curvas de acero.

Al comparar los desplazamientos de la estructura con irregularidad con respecto al modelo simplificado sin irregularidad se puede observar que para el registro de Concepción los desplazamientos disminuyen y para el registro de Viña del Mar los desplazamientos aumentan.

Si se analizan los espectros de respuesta de pseudo aceleración de ambos registros, usando los períodos agrietados de las estructuras, para una razón amortiguamiento de un 5%, se puede observar que las pseudos aceleraciones para Concepción disminuyen y para Viña del Mar aumentan en la estructura con irregularidad con respecto con la estructura sin irregularidad.

Como se conoce el espectro de respuesta de pseudo aceleración se calculan los desplazamientos máximos, de acuerdo a la ecuación 4.6, dando como resultado que para Concepción disminuyen los desplazamientos y en Viña del Mar aumentan.

En los espectros de respuesta la pseudo aceleración no es constante, debido a esto la aceleración aumenta y disminuye para los diferentes periodos agrietados, provocando que para el registro de Viña del Mar aumenten los desplazamientos.

$$S_d = \frac{S_a}{\omega^2} \quad (4.6)$$

Dónde:

- $S_d$  Espectro de desplazamiento. [m]
- $S_a$  Espectro de aceleración. [m/s<sup>2</sup>]
- $\omega$  Frecuencia angular. [rad/s]

A continuación las figuras 5.15 y 5.16, muestran los espectros de respuesta de pseudo aceleración para la ciudad de Concepción y Viña del Mar, obtenidos de [19].

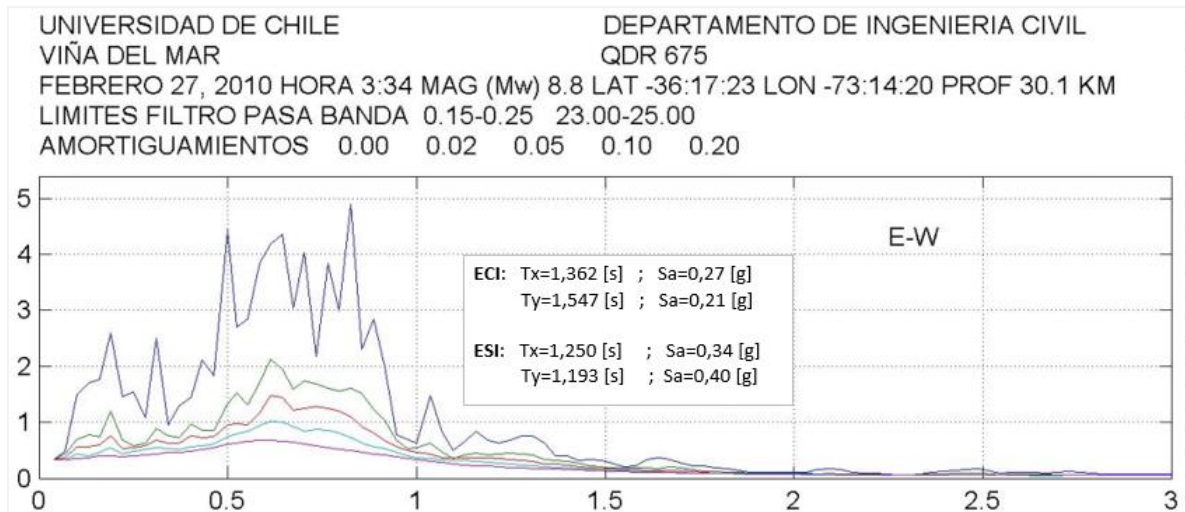


Figura 5.15- Espectro de respuesta de pseudo aceleración - Viña del Mar, componente E-W [19].

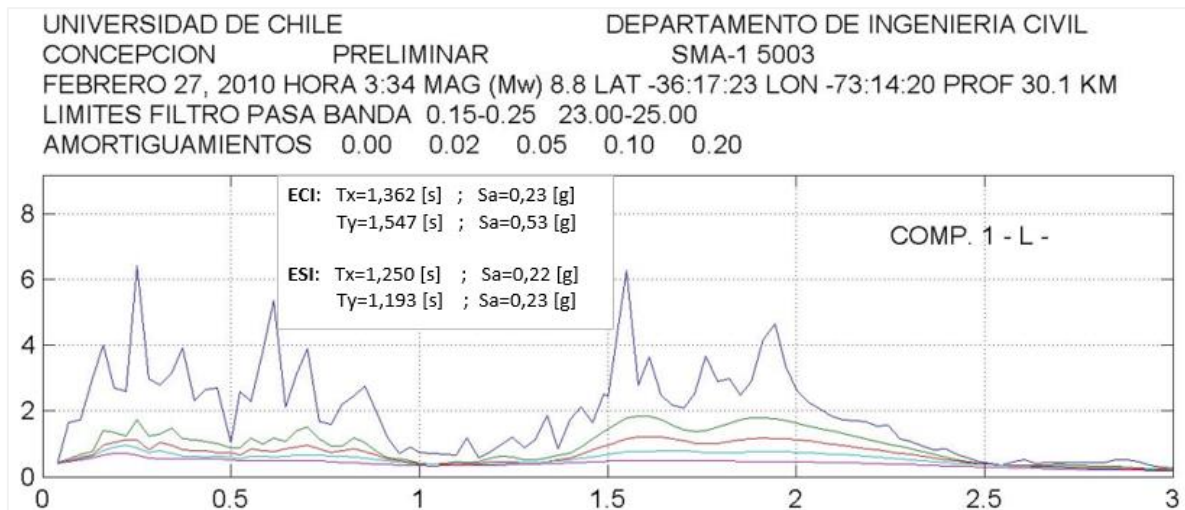


Figura 5.16- Espectro de respuesta de pseudo aceleración - Concepción, componente 1-L [19].

La tabla 5.5, muestra los valores de períodos, frecuencia angular, pseudo aceleración y desplazamientos máximos, para la estructura con irregularidad y la estructura sin irregularidad, para los registros de Concepción y Viña del Mar, para ambas direcciones de análisis.

Tabla 5.5- -Cuadro resumen, período, frecuencia angular, pseudo aceleración y desplazamiento máximo.

Tipo de Estructura	Eje X		Eje Y	
	Concepción	Viña del Mar	Concepción	Viña del Mar
	<b>Periodos [s]</b>			
<b>ECI</b>	1,362	1,362	1,547	1,547
<b>ESI</b>	1,250	1,250	1,193	1,193
	<b>Frecuencia angular [rad/s]</b>			
<b><math>\omega</math> (ECI)</b>	4,61	4,61	4,06	4,06
<b><math>\omega</math> (ESI)</b>	5,02	5,02	5,26	5,26
	<b>Pseudo aceleración [g]</b>			
<b>ECI</b>	0,23	0,27	0,53	0,21
<b>ESI</b>	0,22	0,34	0,23	0,40
	<b>Desplazamientos máximos [m]</b>			
<b>ECI</b>	0,0108	0,0127	0,0322	0,0127
<b>ESI</b>	0,0087	0,0135	0,0083	0,0144

## 5.2 Demandas de ductilidad

La ductilidad esta definida como la capacidad de deformación inelástica. Es importante en una estructura considerar la ductilidad de los elementos resistentes, ya que frente a un sismo de gran magnitud, la estructura debe ser capaz de absorber y disipar energía de deformación, la estructura puede sufrir daños pero no colapsar. La ductilidad se puede conocer mediante la relación entre la curvatura última y la curvatura de fluencia ( $\phi_u/\phi_y$ ).

En estructuras mixtas la respuesta de los distintos elementos estructurales (vigas y columnas) está controlada principalmente por los muros que tiene en cada dirección, debido a que estos elementos poseen una mayor rigidez. Por lo tanto es de interés evaluar la respuesta principalmente de estos elementos.

Las curvas de histéresis de los muros fueron obtenidas en la zona donde ocurre el cambio de rigidez para el ECI (sexto piso) y en la base del ESI, ya que es ahí donde se producen las mayores demandas inelásticas.

A continuación, las curvas de histéresis que se presentan fueron las obtenidas para el registro de Concepción, debido a que este registro es el que produce las mayores demandas de desplazamiento absoluto y de entrepiso de la estructura.

**Edificio con irregularidad:**

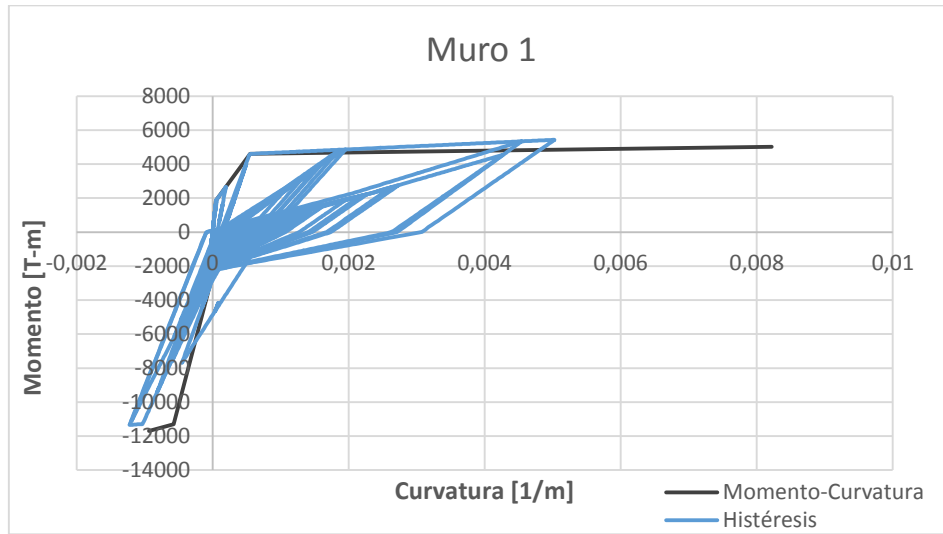


Figura 5.17- Curva de histéresis Muro 1, Registro Concepción, dirección X

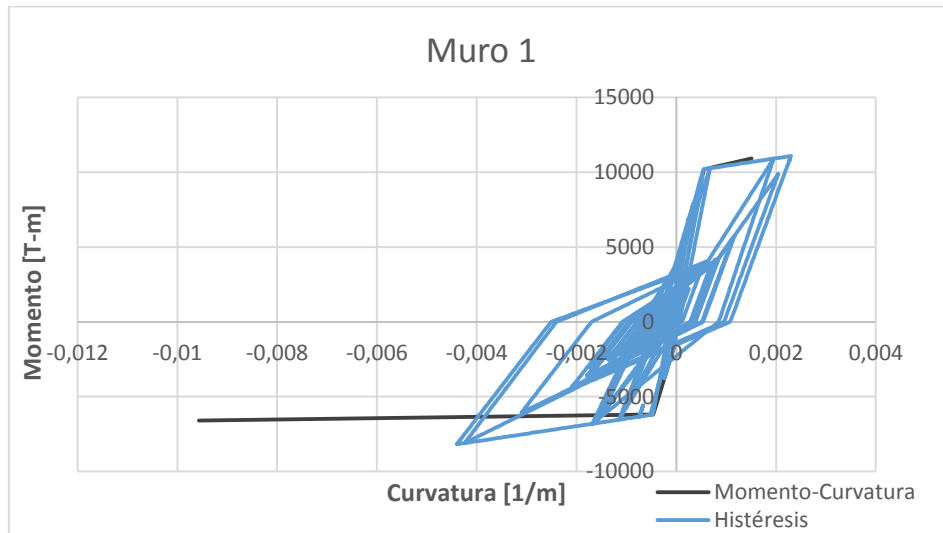


Figura 5.18- Curva de histéresis Muro 1, Registro Concepción, dirección Y

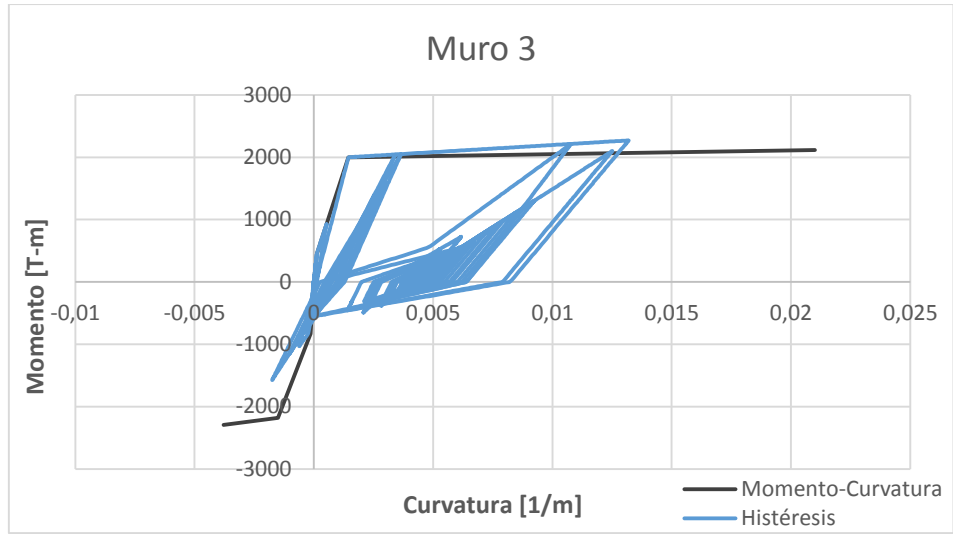


Figura 5.19- Curva de histéresis Muro 3, Registro Concepción, dirección X

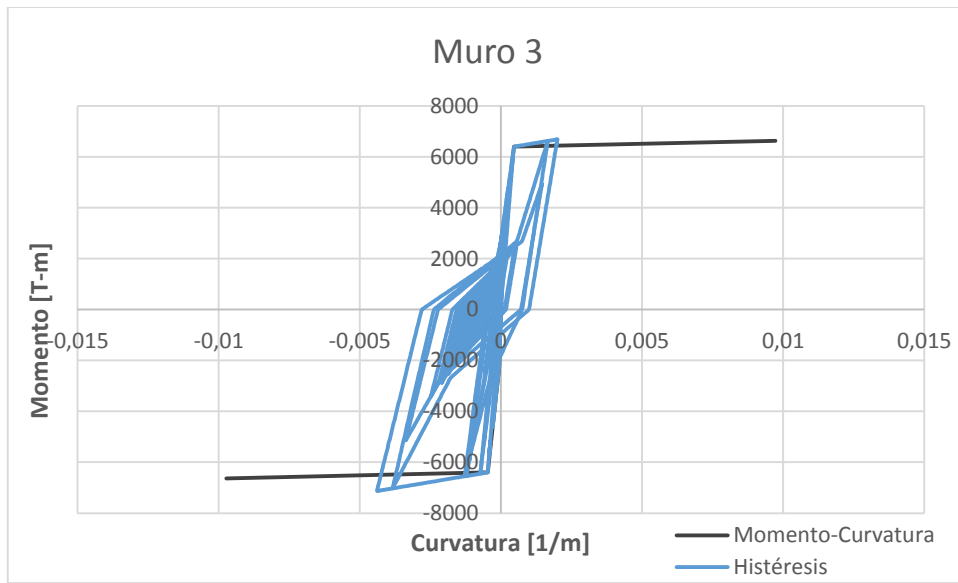


Figura 5.20- Curva de histéresis Muro 3, Registro Concepción, dirección Y

**Edificio sin irregularidad:**

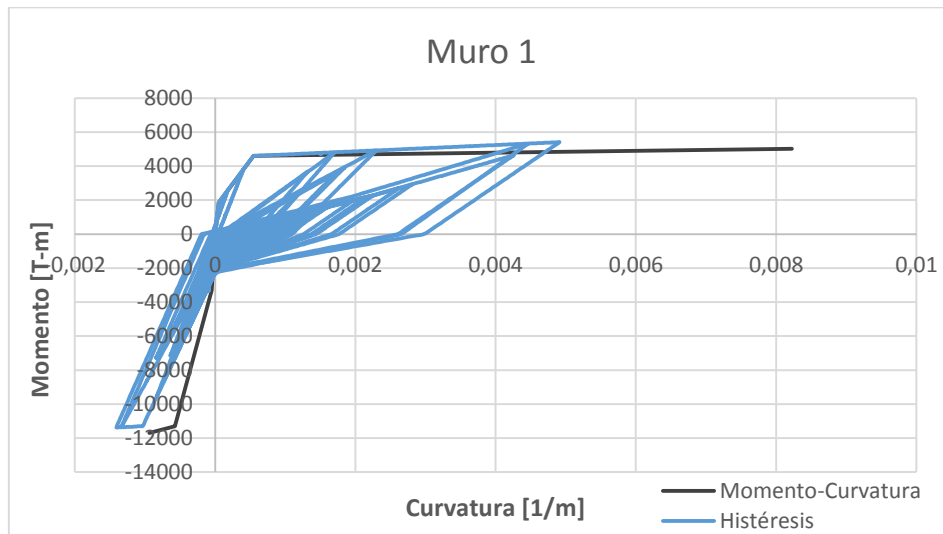


Figura 5.21- Curva de histéresis Muro 1, Registro Concepción, dirección X

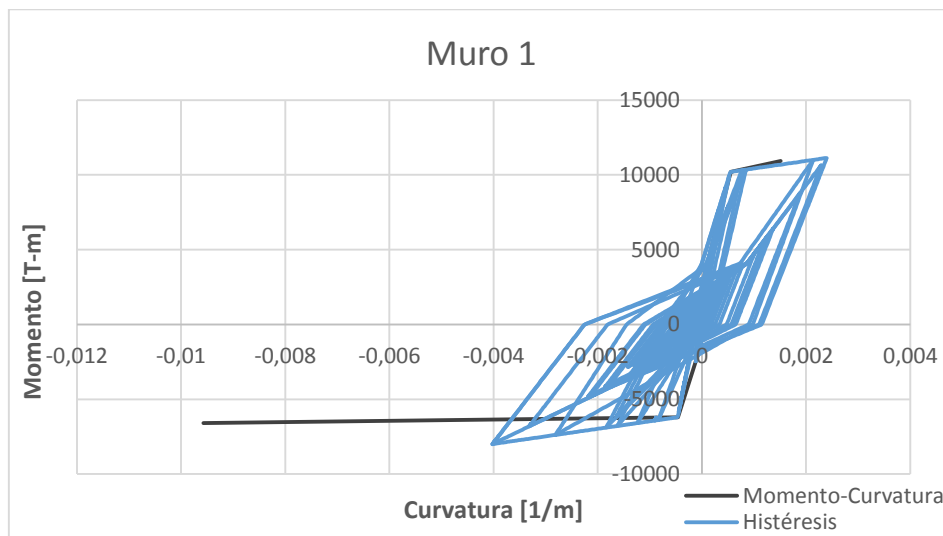


Figura 5.22- Curva de histéresis Muro 1, Registro Concepción, dirección Y

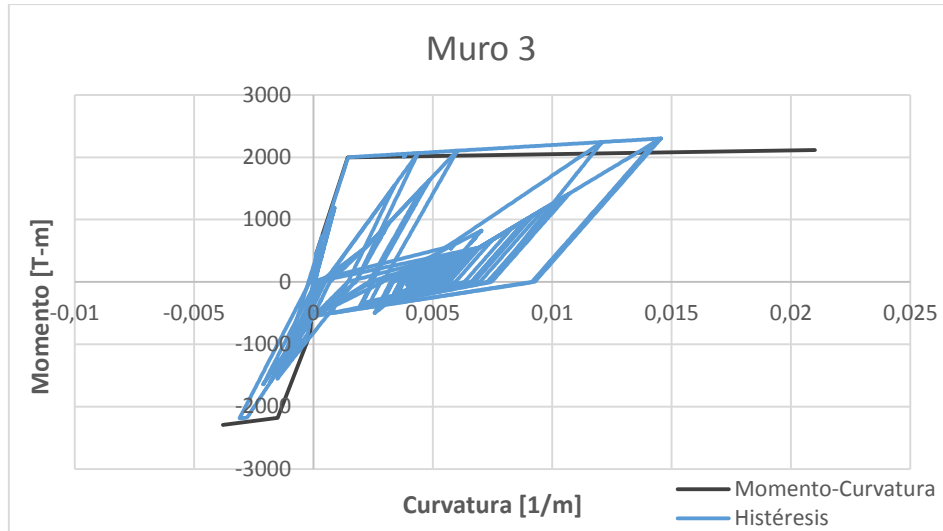


Figura 5.23- Curva de histéresis Muro 3, Registro Concepción, dirección X

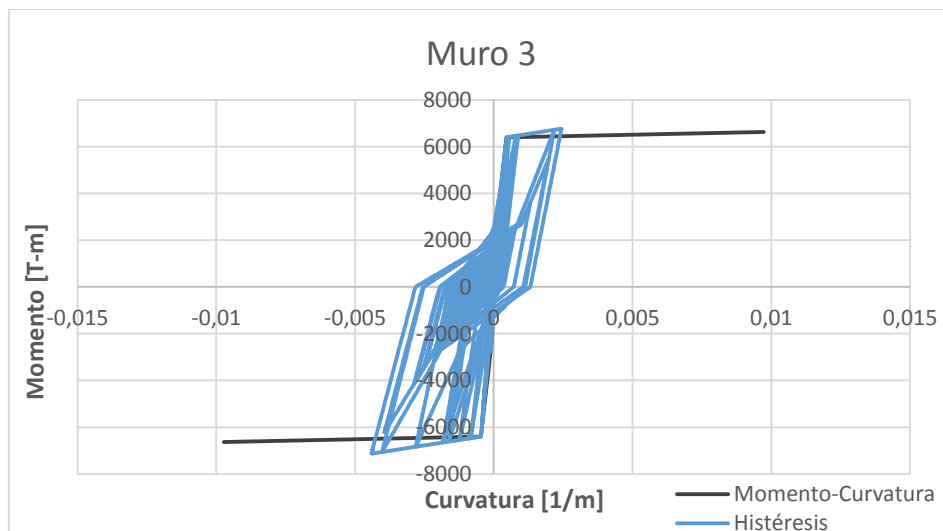


Figura 5.24- Curva de histéresis Muro 3, Registro Concepción, dirección Y

A continuación la tabla 5.6 presenta las demandas de curvatura obtenidas desde el análisis no lineal para los registros de Concepción y Viña del Mar, los cuales se comparan con la capacidad de curvatura de cada muro en cada estructura.

Tabla 5.6- Demanda de curvatura en muros

Tipo estructura	Muro	Dirección	Capacidad de Curvatura	Demanda de Curvatura	
				Concepción	Viña
Edificio Irregular	Muro 1	X (+)	0,0082	0,005	0,0004
		X(-)	-0,0009	-0,0012	-0,0003
		Y(+)	0,0015	0,0023	0,00007
		Y(-)	-0,0096	-0,0040	-0,0003
	Muro 3	X (+)	0,0210	0,0132	0,0004
		X(-)	-0,0038	-0,0018	0,0001
		Y(+)	0,0097	0,0020	0,00003
		Y(-)	-0,0097	-0,0040	-0,0001
Edificio Regular	Muro 1	X (+)	0,0082	0,0049	0,0005
		X(-)	-0,0009	-0,0014	-0,0002
		Y(+)	0,0015	0,0024	0,0002
		Y(-)	-0,0096	-0,0040	-0,0004
	Muro 3	X (+)	0,0210	0,0146	0,0011
		X(-)	-0,0038	-0,0031	-0,0003
		Y(+)	0,0097	0,0024	0,0002
		Y(-)	-0,0097	-0,0044	-0,0004

Como se puede apreciar en la tabla 5.6 los resultados indican que para ambas estructuras el muro 1 en la dirección X negativa e Y positiva, es excedido en su capacidad de curvatura para el registro de la ciudad de Concepción. El programa en el modelo considera la curva de esfuerzo-deformación del hormigón no confinado. Por lo tanto, se debe confinar el muro 1, en las direcciones ya mencionada, para aumentar su capacidad de deformación.

Por otro lado, el muro 3 presenta la capacidad de curvatura adecuada para resistir las demandas de desplazamientos producidas por ambos registros.

### 5.3 Demandas de corte

A continuación se presentan los diagramas de corte de los muros 1 y 3, obtenidos a través del análisis no lineal realizados a las estructuras con irregularidad y sin irregularidad en la vertical con los registros de las ciudades de Concepción y Viña del Mar. Los valores obtenidos del análisis se comparan con la resistencia última demandada de corte ( $V_u$ ) y con la resistencia nominal requerida ( $V_{n,requerida}$ ).

A continuación se comparan los diagramas de corte del Muro 1 del ECI (figuras 5.25; 5.26) con los del ESI (figuras 5.27; 5.28). Y los diagramas de corte del Muro 3 del ECI (figuras 5.29; 5.30) con los del ESI (figuras 5.31; 5.32).

**Edificio con irregularidad:**

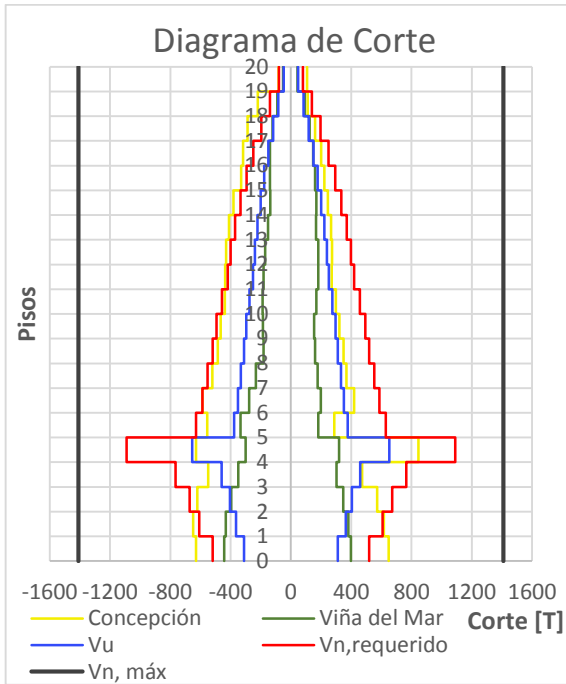


Figura 5.25- Diagrama de corte Muro 1, dirección X

**Edificio sin irregularidad:**

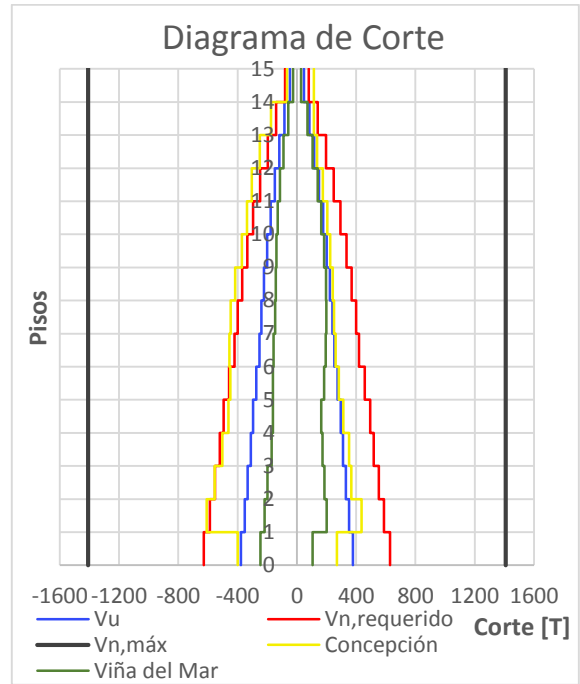


Figura 5.27- Diagrama de corte Muro 1, dirección X

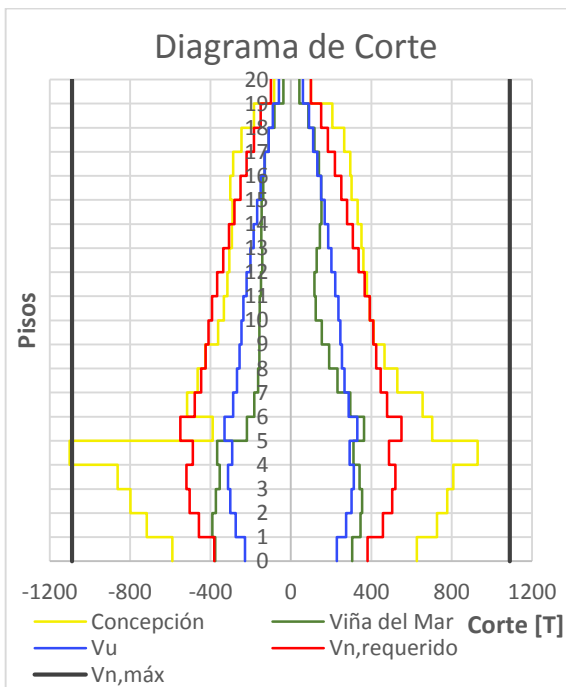


Figura 5.26- Diagrama de corte Muro 1, dirección Y

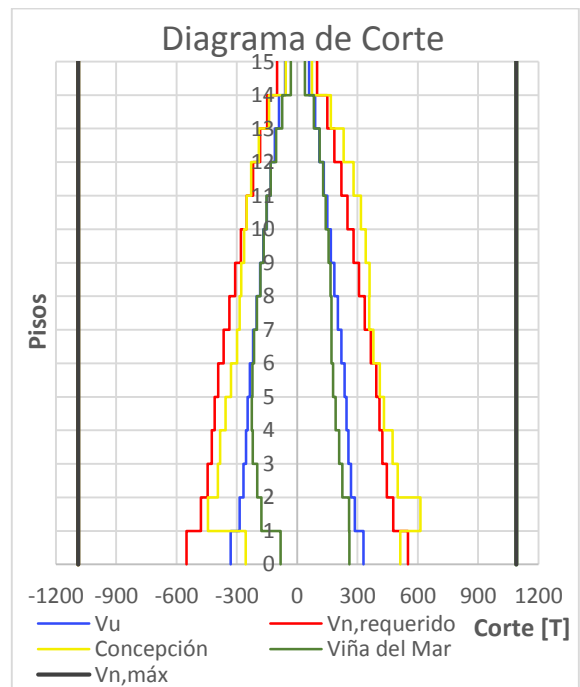


Figura 5.28- Diagrama de corte Muro 1, dirección Y

**Edificio con irregularidad:**

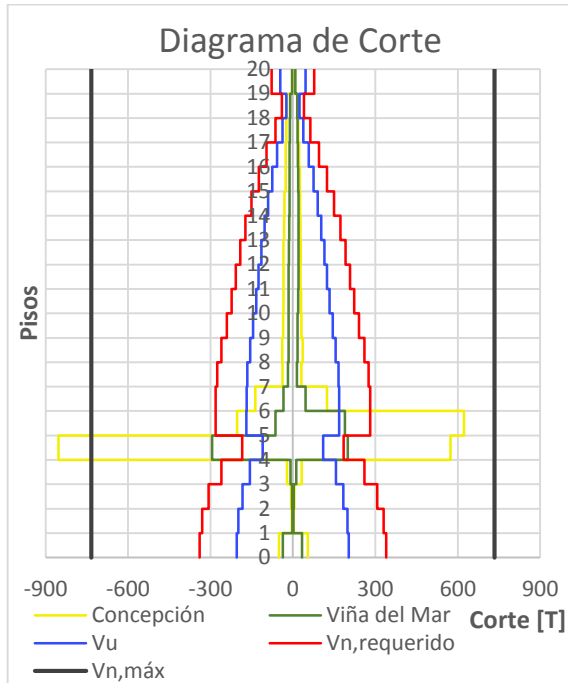


Figura 5.29- Diagrama de corte Muro 3, dirección X

**Edificio sin irregularidad:**

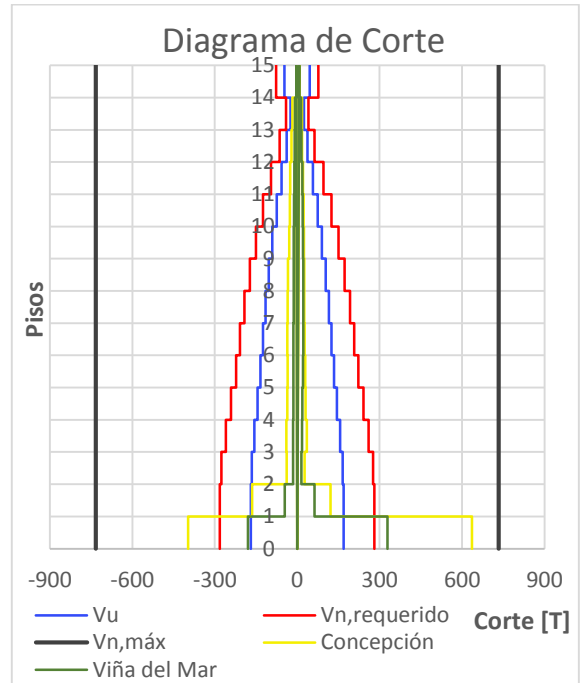


Figura 5.31- Diagrama de corte Muro 3, dirección X

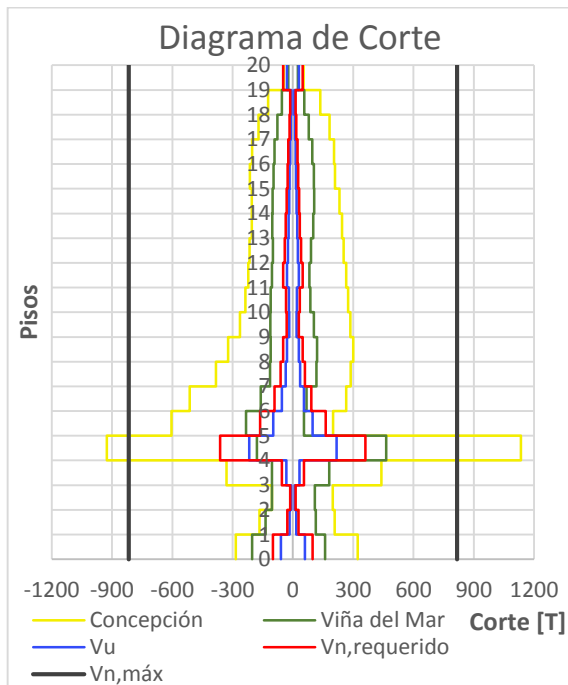


Figura 5.30- Diagrama de corte Muro 3, dirección Y

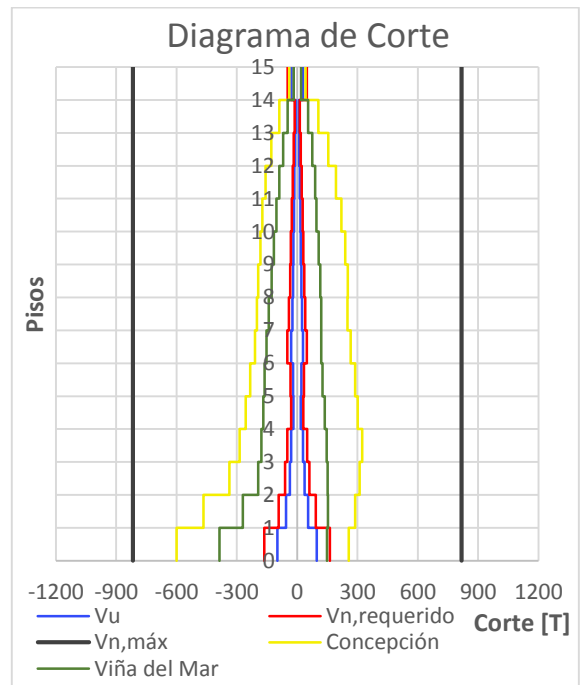


Figura 5.32- Diagrama de corte Muro 3, dirección Y

Como se puede apreciar en el edificio con irregularidad, los muros presentan grandes esfuerzos de corte en los pisos 4 y 5.

Para el caso del edificio con irregularidad y sin irregularidad, la resistencia de corte nominal requerida del muro 1 se ve sobrepasada por la demanda de corte del registro de Concepción en la dirección Y, por otro lado el muro 3 se ve sobrepasado por ambos registros siendo el de Concepción el que produce mayor demanda de corte.

Para el caso del edificio con irregularidad, los muros diseñados cumplen con las disposiciones establecidas en la normativa chilena, pero al ser sometidos al análisis no lineal se ve sobrepasado el corte máximo en el muro 3, por lo que se debería aumentar su sección.

#### 5.4 Demandas de momento

A continuación se presentan los diagramas de momento de los muros 1 y 3, obtenidos a través del análisis no lineal realizado a la estructura con y sin irregularidad en la vertical con los registros de las ciudades de Concepción y Viña del Mar. Los valores obtenidos del análisis se comparan con la resistencia nominal.

La figura 5.33 muestra la elevación del muro 1 y muro 3, para comprender de mejor forma la distribución de los momentos en ambos muros.

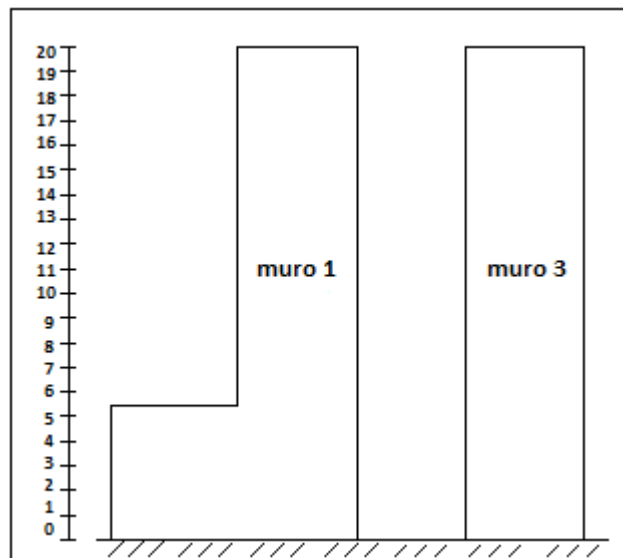


Figura 5.33- Elevación Muro 1 y Muro 3

A continuación se comparan los diagramas de momento del Muro 1 del ECI (figuras 5.34; 5.35) con los del ESI (figuras 5.36; 5.37). Y los diagramas de momento del Muro 3 del ECI (figuras 5.38; 5.39) con los del ESI (figuras 5.40; 5.41).

**Edificio con irregularidad:**

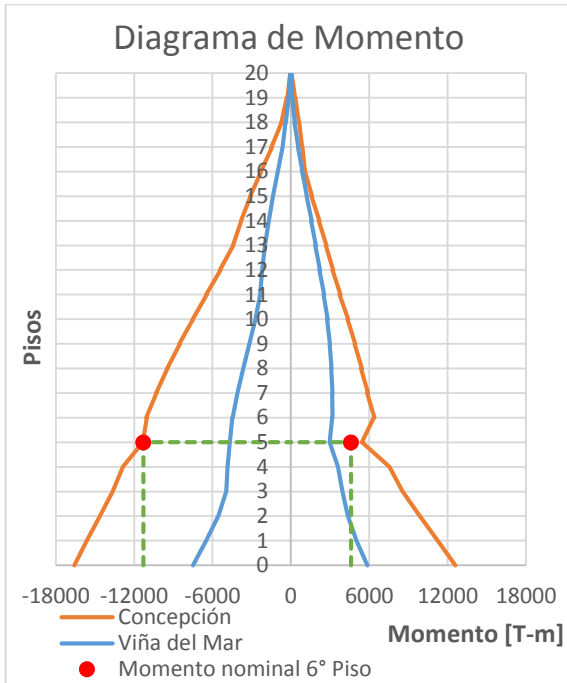


Figura 5.34- Diagrama de momento Muro 1, dirección X

**Edificio sin irregularidad:**

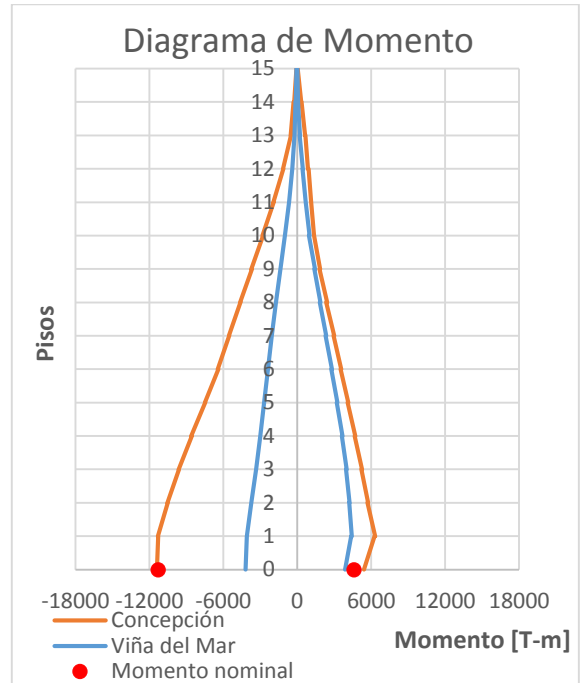


Figura 5.36- Diagrama de momento Muro 1, dirección X

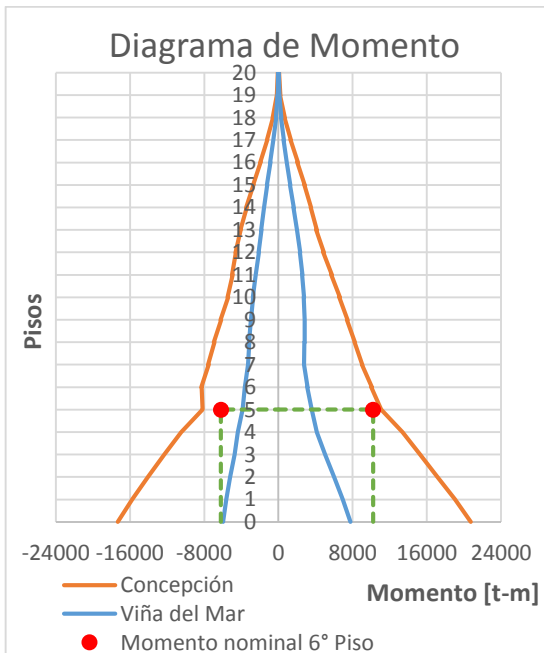


Figura 5.35- Diagrama de momento Muro 1, dirección Y

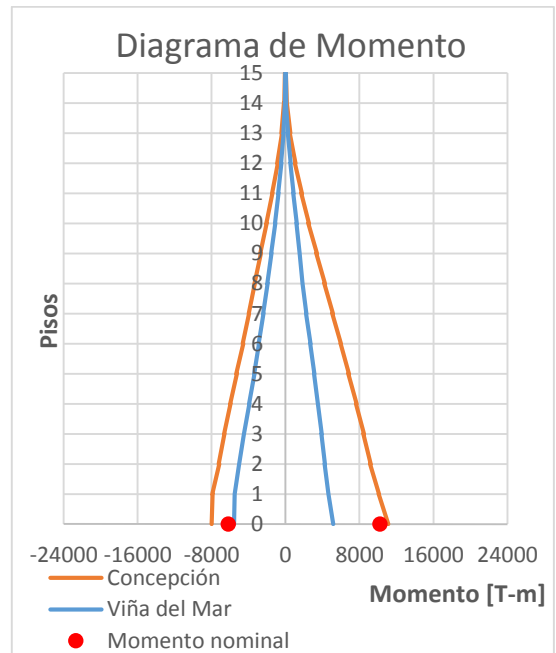


Figura 5.37- Diagrama de momento Muro 1, dirección Y

**Edificio con irregularidad:**

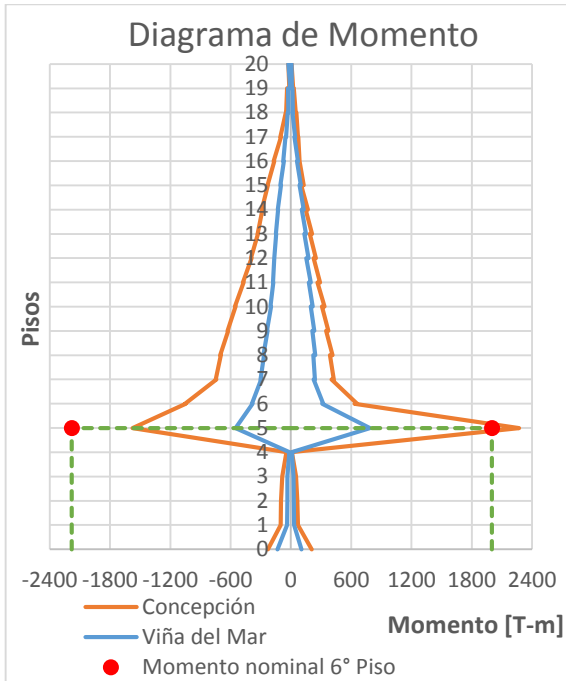


Figura 5.38-Diagrama de momento Muro 3, dirección X

**Edificio sin irregularidad:**

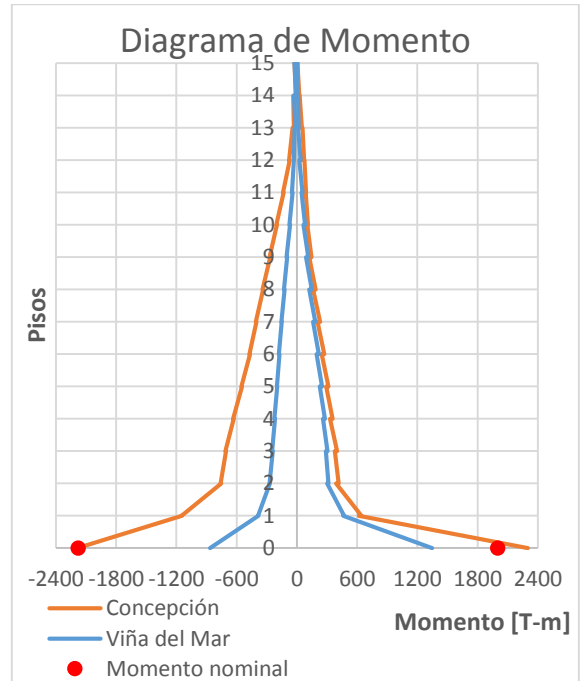


Figura 5.40-Diagrama de momento Muro 3, dirección X

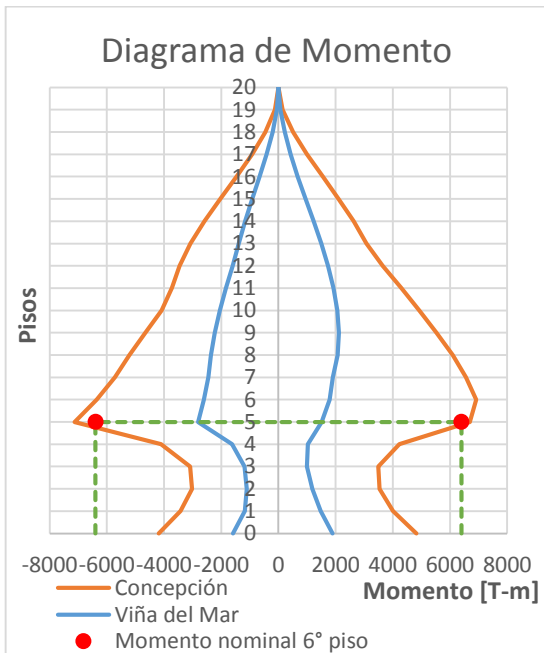


Figura 5.39- Diagrama de momento Muro 3, dirección Y

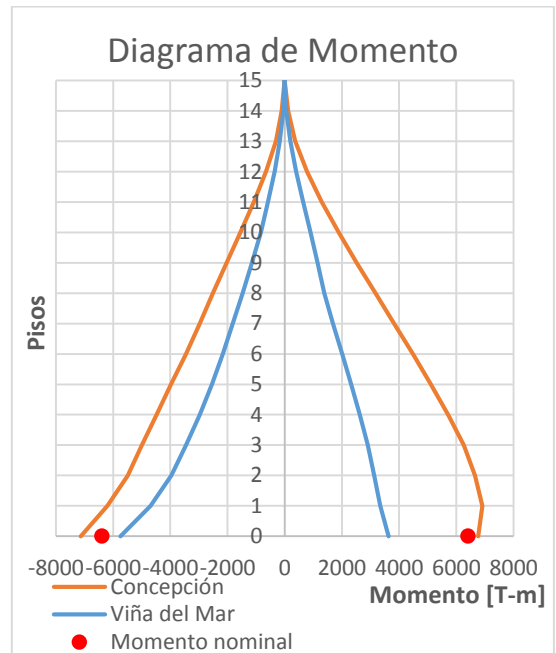


Figura 5.41- Diagrama de momento Muro 3, dirección Y

Se diseña para el momento nominal ( $M_n$ ) y el programa entrega la resistencia última ( $M_u$ ) que sobrepasa al momento nominal, esto se produce por un tema de modelación si se observa la figura 5.42, el momento curvatura presenta distintas pendientes en la parte de fluencia debido a que cuando se modela con SINA a los muros se debe ingresar un solo valor de rigidez  $K_0$ , pero los muros del modelo no son simétricos y presentan un valor de rigidez  $K_0$  para cada sentido, por lo que se escoje un valor de  $K$  que genera esta diferencia.

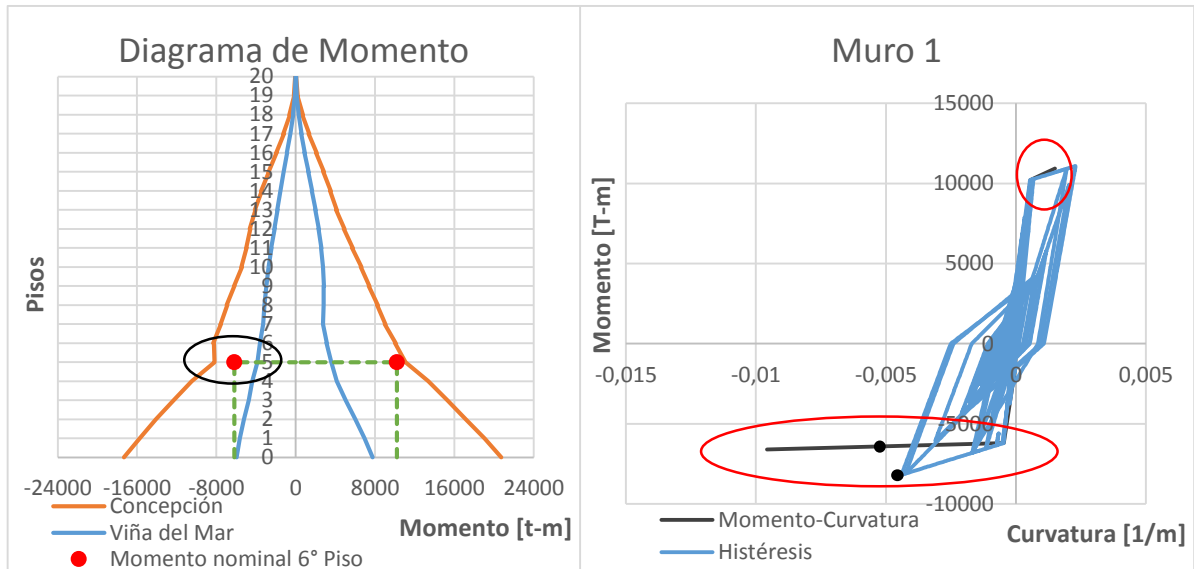


Figura 5.42- Diagrama de momento e histéresis Muro 1, dirección Y

## 5.5 Demandas de aceleraciones

Los valores máximos absolutos de aceleración por piso obtenidos del análisis no lineal para cada estructura se muestran a continuación.

**Edificio con irregularidad:**

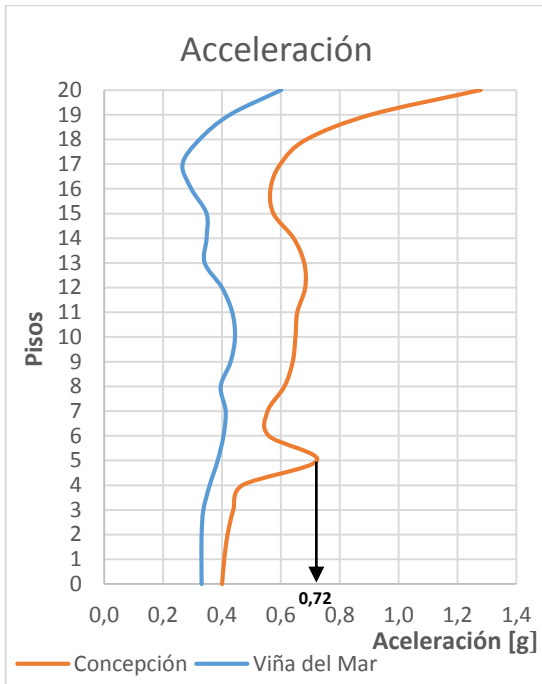


Figura 5.43- Demanda de aceleraciones, dirección X

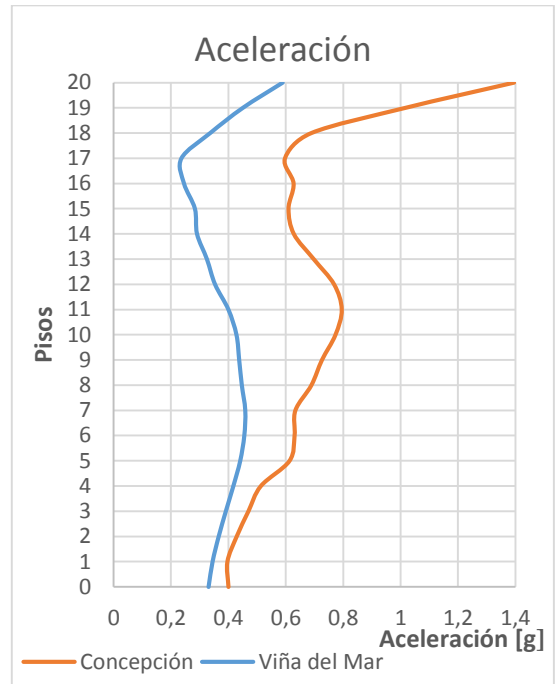


Figura 5.45- Demanda de aceleraciones, dirección Y

**Edificio sin irregularidad:**

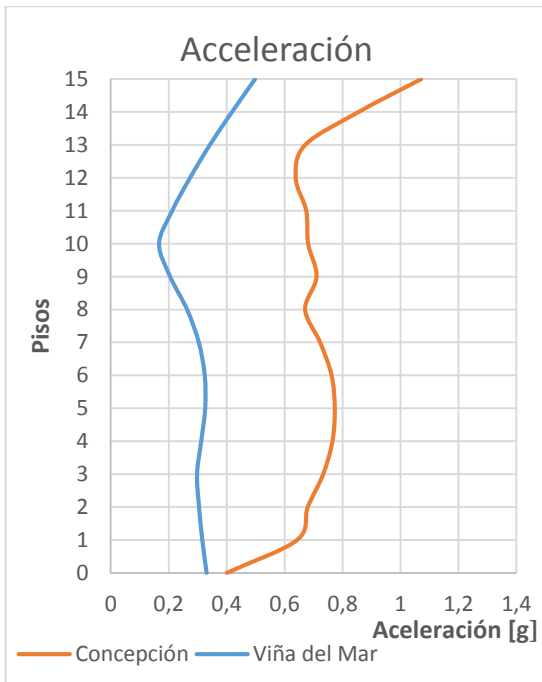


Figura 5.44- Demanda de aceleraciones, dirección X

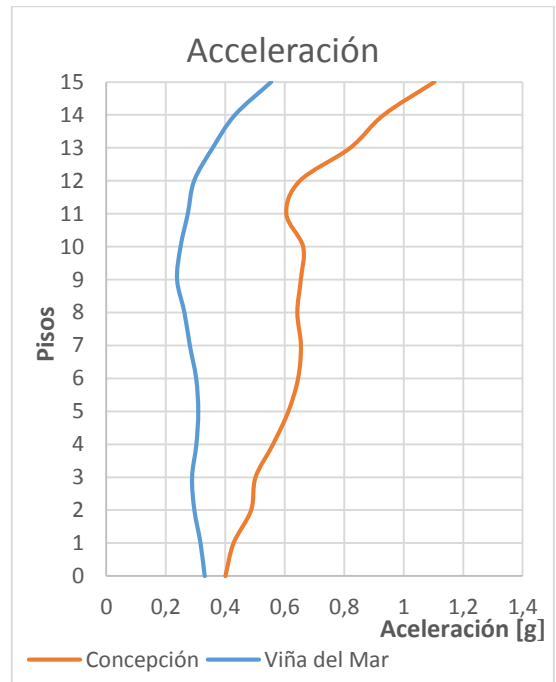


Figura 5.46- Demanda de aceleraciones, dirección Y

Como se puede apreciar en la demanda de aceleraciones del edificio con irregularidad, para el registro de Concepción en dirección X, se presenta un máximo local de la aceleración en el piso 5 de la estructura.

El valor de la aceleración es de 0,72g y ocurre en el instante 21,760 [s], sabiendo esto, se realizan los gráficos de velocidad relativa y de desplazamientos en el tiempo para entender lo que ocurre en la estructura en ese instante.

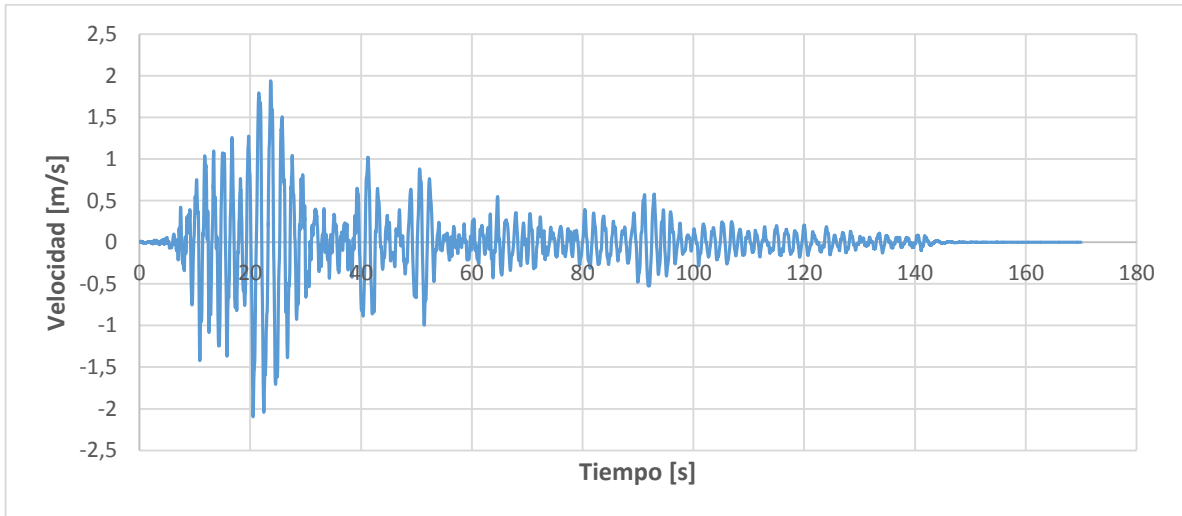


Figura 5.47- Velocidad en el tiempo, edificio irregular, dirección X

Del gráfico velocidad relativa en el tiempo se toma el intervalo de tiempo en donde se produce el cambio brusco en la velocidad, para así tener una mejor representación de lo ocurrido en ese instante. Se toma el intervalo de tiempo desde los 19 [s] a los 22,5[s].

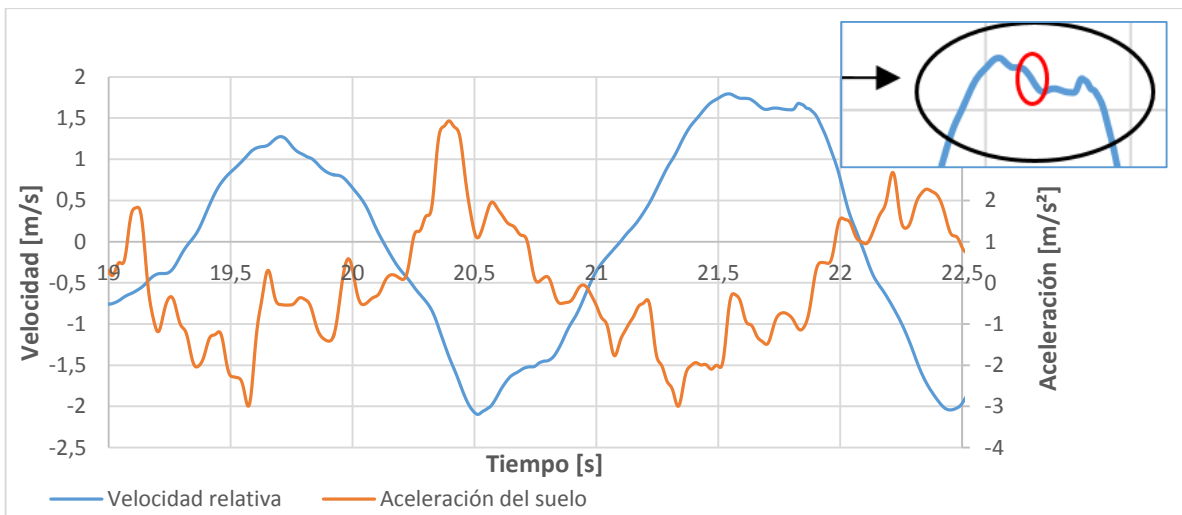


Figura 5.48- Velocidad relativa y aceleración del suelo en el tiempo intervalo (19 [s] a 22,5 [s]), edificio irregular, dirección X

En el gráfico de velocidad relativa en el tiempo, la pendiente representa la aceleración relativa ( $dv/dt = a$ ), esta al ser sumada con la aceleración del suelo da como resultado la aceleración absoluta. Como se puede observar, el gráfico presenta varios cambios de pendientes, siendo en el instante de tiempo 21,760 [s] en donde se produce un cambio de pendiente significativa, lo que trae como consecuencia un cambio brusco en la velocidad generando una aceleración mayor en ese instante de tiempo.

A continuación la figura 5.49 detalla los desplazamientos que ocurren en la estructura en el intervalo de tiempo de 20,5 [s] a 22, 5 [s].

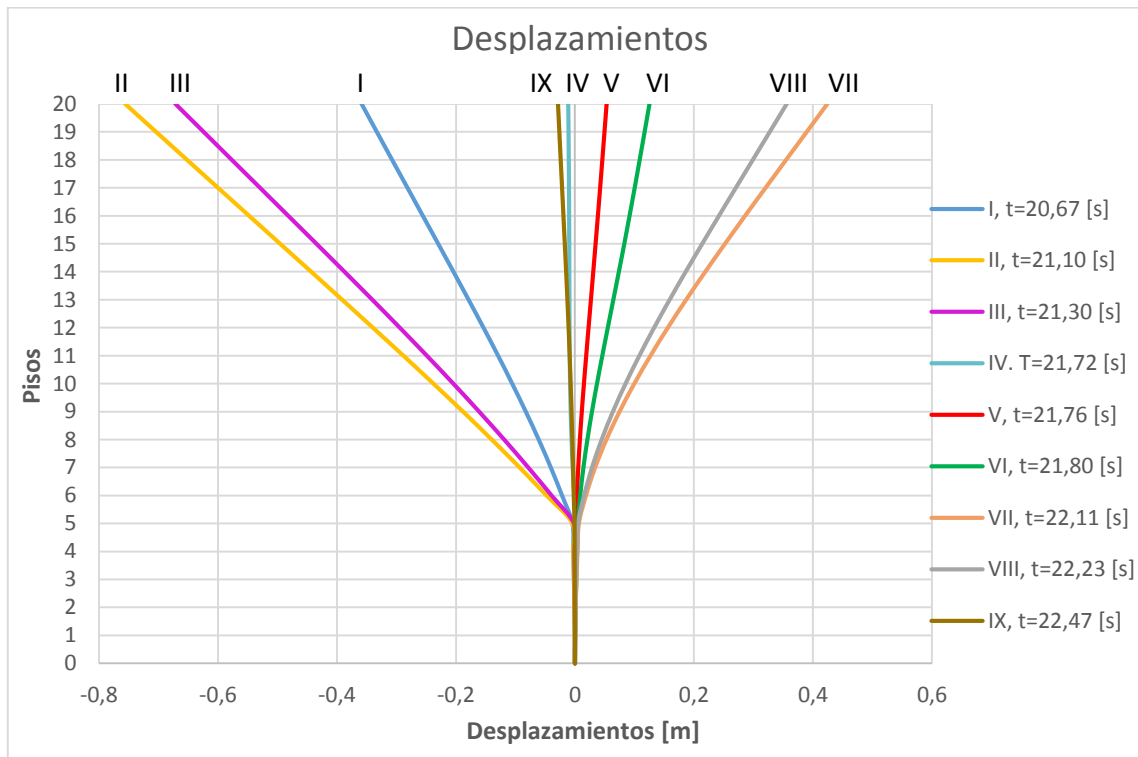


Figura 5.49- Desplazamientos en el intervalo de tiempo (20,5 [s] a 22,5 [s]), edificio irregular, dirección X

Las figuras a continuación son extraídas del programa y ayudan a explicar de mejor forma lo que ocurre en la estructura para los diferentes intervalos de tiempo.

En el tiempo  $T=20,5$  [s], la estructura está en su posición inicial.

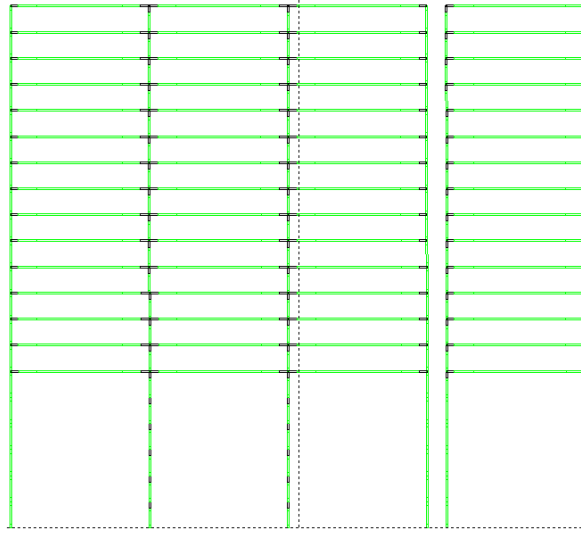


Figura 5.50- Estructura en su posición inicial,  $T=20,5$  [s].

La estructura se mueve en el sentido X negativo del gráfico de desplazamientos. En el tiempo  $T=20,675$  [s], comienzan a rotularse los elementos estructurales (vigas, columnas, muros) del edificio, siendo el instante  $T=21,100$  [s], donde la estructura se encuentra con todos sus elementos estructurales rotulados al máximo.

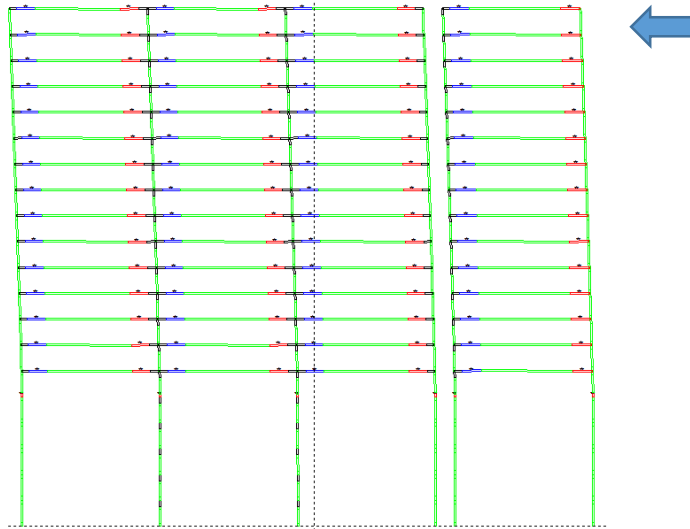


Figura 5.51- Estructura con todos sus elementos estructurales rotulados al máximo,  $T=21,1$  [s] (II).

Cuando la estructura viene de regreso, esta comienza a oponer resistencia al desplazamiento (se comienza a rigidizar) en el instante  $T=21,3$  [s]. Siendo el instante  $T=21,720$ , donde la estructura vuelve a su posición inicial.

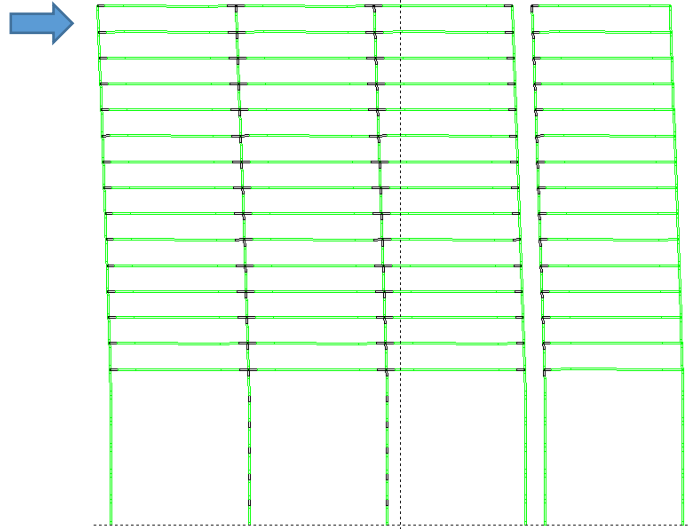


Figura 5.52- Estructura comienza a oponer resistencia al desplazamiento,  $T=21,3$  [s] (III).

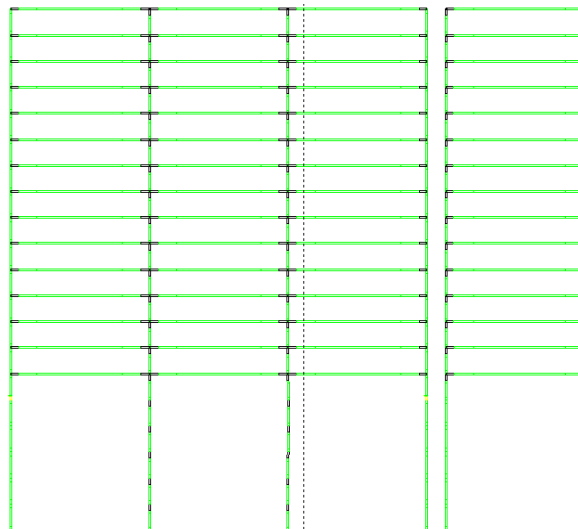


Figura 5.53- Estructura en su posición inicial,  $T=21,72$  [s] (IV).

La estructura se mueve en el sentido X positivo del gráfico de desplazamientos. La estructura experimenta un cambio brusco en su aceleración en el instante  $T=21,76$  [s]

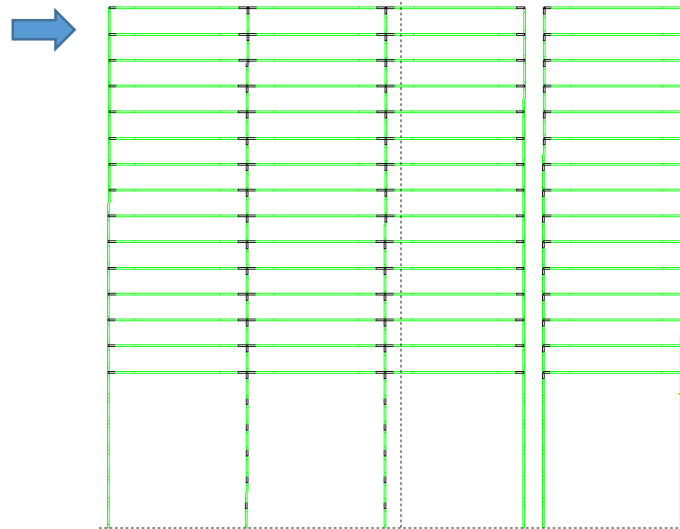


Figura 5.54- Estructura experimenta un cambio brusco en su aceleración,  $T=21,76$  [s] (V).

En el tiempo  $T=21,805$  [s], comienzan a rotularse los elementos estructurales (vigas, columnas, muros) del edificio, siendo el instante  $T=22,11$  [s], donde la estructura se encuentra con todos sus elementos estructurales rotulados al máximo.

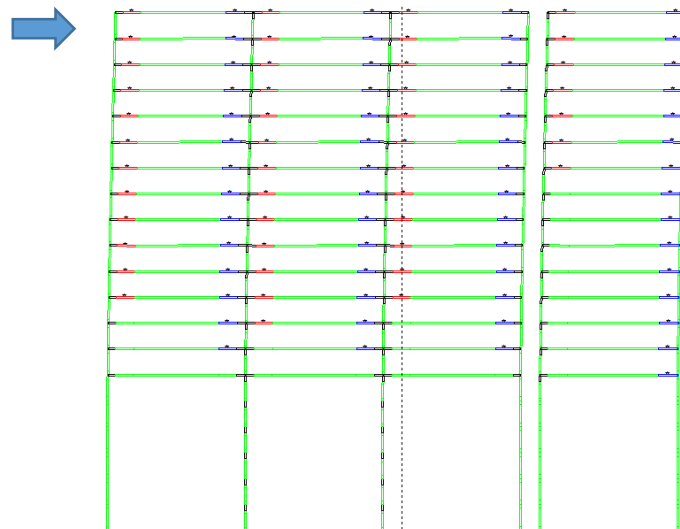


Figura 5.55- Estructura con todos sus elementos estructurales rotulados al máximo,  $T=22,11$  [s] (VII).

Cuando la estructura viene de regreso, esta comienza a oponer resistencia al desplazamiento (se comienza a rigidizar) en el instante  $T=22,23$  [s]. Siendo el instante  $T=22,47$ , donde la estructura vuelve a su posición inicial.

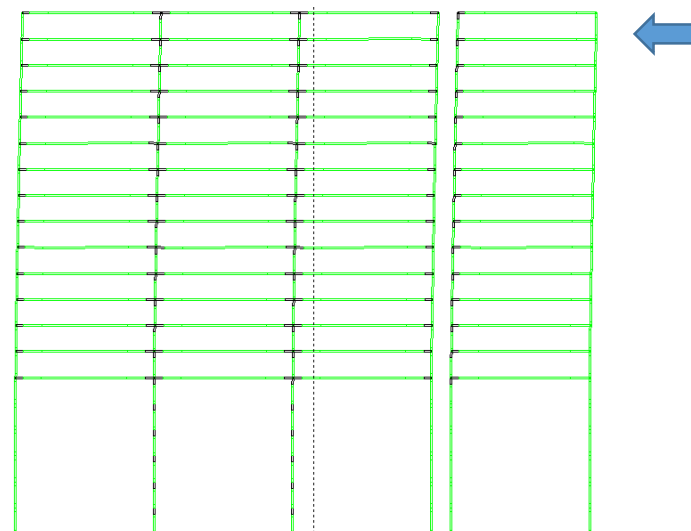


Figura 5.56- Estructura comienza a oponer resistencia al desplazamiento,  $T=22,23$  [s] (VIII).

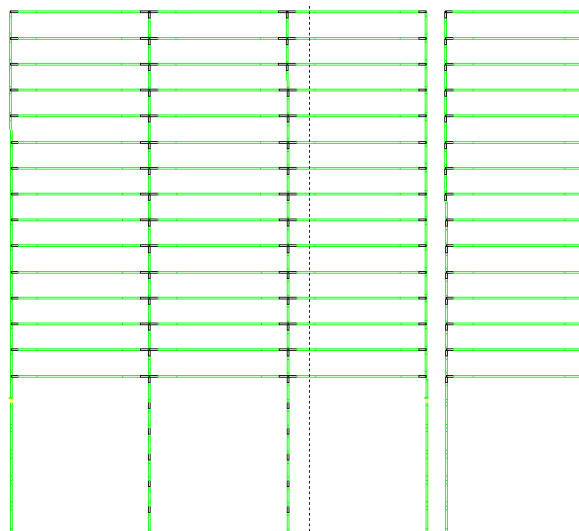


Figura 5.57- Estructura en su posición inicial,  $T=22,47$  [s] (IX).

Se utiliza una distribución de cargas consistentes con el primer modo para realizar un análisis incremental a la estructura, con y sin irregularidad en la vertical, con el fin de comprender de mejor forma el comportamiento de la estructura en ese instante de tiempo para el registro de Concepción en dirección X.

En la figura 5.58 se grafican los desplazamientos del techo y cortes basales de la estructura, la pendiente de la curva representa la rigidez global de la estructura, los puntos rojos son los

desplazamientos que ocurren en el intervalo de tiempo de 20,5 [s] a 22,5 [s]. los puntos I y VI corresponde a la fluencia global de la estructura cuando los elementos estructurales se comienzan a rotular. Los puntos II y VII cuando la estructura se encuentra con todos sus elementos rotulados al máximo. Los puntos III y VIII representan cuando la estructura comienza a oponer resistencia al movimiento (se rigidiza la estructura). Los puntos IV y IX cuando la estructura vuelve a su posición inicial. El punto V representa el instante donde ocurre el cambio brusco en la velocidad.

Edificio con irregularidad:

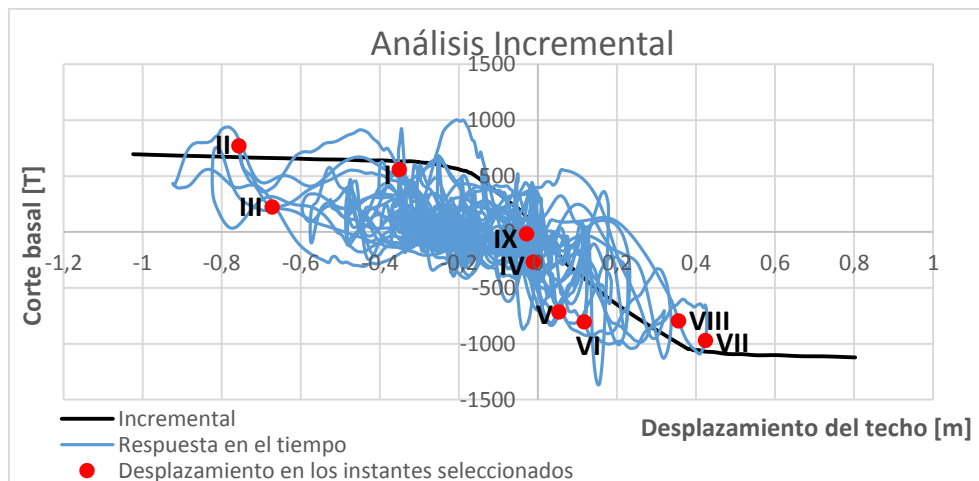


Figura 5.58- Análisis incremental edificio con irregularidad.

Edificio sin irregularidad:

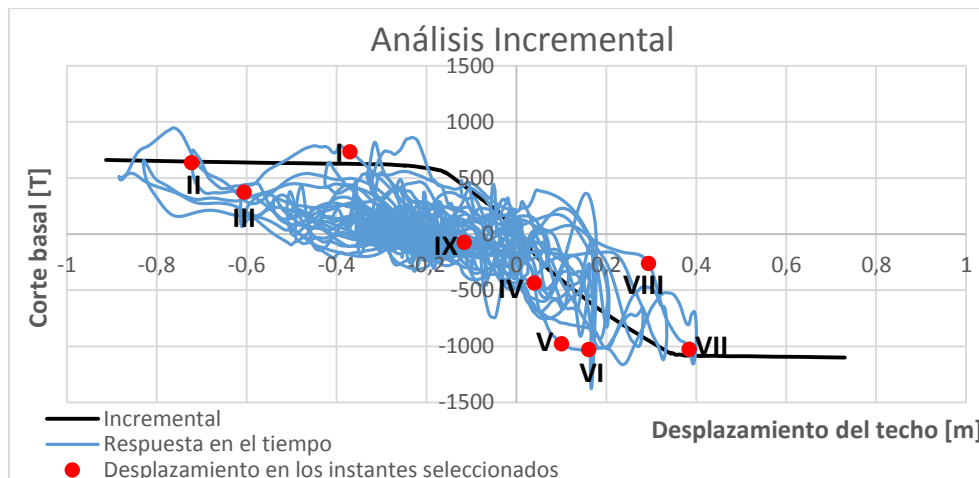


Figura 5.59- Análisis incremental edificio sin irregularidad.

Se desprende de este análisis que el incremento de la aceleración se debe a un cambio brusco en la velocidad, producto de la rigidización de la estructura cuando bajan las deformaciones.

# CAPÍTULO VI

## 6. Conclusiones y comentarios

De acuerdo a los resultados obtenidos del análisis no lineal, se puede concluir:

Al comparar las demandas de desplazamiento entre el edificio con irregularidad (ECI) y el edificio sin irregularidad (ESI) se observa que las demandas de desplazamientos laterales máximos obtenidos a partir del Decreto Supremo N°61, para ambas estructuras, son superadas por las obtenidas del registro de Concepción, no así por el de Viña del Mar.

Si se compara la respuesta de la estructura con irregularidad (ECI) con respecto a la estructura sin irregularidad (ESI), se observa en las demandas de desplazamientos, una reducción de un 4,41% en la dirección X y una reducción de un 17,18% en la dirección Y, para el registro de Concepción. Sin embargo, para el registro de Viña del Mar se observa un aumento de un 20% en la dirección X y un aumento de un 18,9% en la dirección Y.

Al comparar los desplazamientos relativos de entre piso máximos de la estructura con irregularidad (ECI) con respecto a la estructura sin irregularidad (ESI), se observa, una reducción de un 4,12% en la dirección X y una reducción de un 13,8% en la dirección Y, para el registro de Concepción. Nuevamente, al igual que para los desplazamientos máximos, se observa que para el registro de Viña del Mar hay un aumento de un 17,3% en la dirección X y de un 21,2% en la dirección Y.

En el análisis se observan grandes desplazamientos residuales, estos desplazamientos sólo entregan una idea respecto del orden de magnitud de la deformación remanente, debido a las simplificaciones realizadas en la modelación (ver sección 5.1.3) en un caso real estos desplazamiento deberían ser menores.

De acuerdo a los resultados ambas estructuras alcanzan su máxima capacidad a flexión en las secciones críticas. Lo que significa que un terremoto severo demandará toda la resistencia a flexión disponible en el sistema. Las demandas de ductilidad son superiores a las que se pueden alcanzar con el hormigón no confinado. Por lo tanto, se requiere confinar los elementos para aumentar su capacidad de deformación.

Se observa que las demandas de corte son subestimadas, es necesario y altamente recomendable realizar una estimación de las demandas de corte usando diseño por capacidad.

El modelo simplificado con empotramiento en la base del piso seis, representa de buena manera todas las demandas desplazamientos (residuales, de entrepiso y absolutos), ya que para efectos prácticos los valores obtenidos son similares.

El modelo simplificado no representa de forma adecuada las aceleraciones absolutas de piso y las demandas de corte en el primer piso (nivel de la irregularidad). Al comparar las aceleraciones de ECI con respecto a ESI, se subestiman en un 44,4% para el registro de Concepción y un 13,2% para el registro de Viña del Mar, en la dirección X y un 34,4% para el registro de Concepción y un 25% para el registro de Viña del Mar en la dirección Y. En las demandas de corte se observa una diferencia aproximada de un 70% en ambas direcciones de análisis, para ambos registros.

Del análisis se puede observar que el edificio con irregularidad presenta mayores esfuerzos de corte que el edificio sin irregularidad, a través de esto se puede concluir que el efecto más significativo que tiene la irregularidad en la vertical es una importante concentración y aumento en el corte. Por lo tanto, no es recomendable analizar un edificio irregular con un modelo simplificado de base fija, ya que la estructura concentra esfuerzos importantes en la zona de cambio de rigidez que no se estarían considerando en el diseño de éste.

De acuerdo a los resultados obtenidos para este caso en particular, resulta evidente que en este tipo de estructuras algo ocurre cuando hay cambios significativos de rigidez en altura, pero al ser este el análisis de un solo caso, no es posible generalizar. Por lo tanto, para futuros trabajos se recomienda realizar un análisis paramétrico variando la rigidez en la base y altura de la estructura, de esta manera se puede obtener distintas relaciones entre las rigideces por debajo y por sobre la irregularidad, con el fin de poder conseguir una tendencia que explique de mejor forma lo que ocurre y que permita obtener recomendaciones útiles y simples, para el análisis y diseño de edificios de hormigón armado con irregularidades en la vertical.

## REFERENCIAS

- [1] Marianela Blanco, Criterios Fundamentales para el Diseño Sismorresistente, 2011.
- [2] NZS 1170.5, 2004, Structural design actions - Part 5: Earthquake actions - New Zealand Commentary, 2004.
- [3] ICC:IBC, 2003, International Building Code, United States of America, 2003.
- [4] Computers & Structures, Inc, User Manual ETABS - Extended Tridimensional Analysis of Building Systems, 2013.
- [5] NCh 433 of. 1996 Mod. 2009, Diseño sísmico de edificios, Instituto Nacional de Normalización, 2009.
- [6] Decreto Supremo N°61, Aprueba Reglamento que Fija el Diseño Sísmico de Edificios y deroga decreto N°117, de 2010. Instituto Nacional de Normalización, 2011.
- [7] Athol J. Carr, User Manual for the 2 - Dimensional Version, Ruaumoko 2D, University of Canterbury, 2008.
- [8] ACI 318S-08, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios, Comité ACI 318 Reglamento Estructural para edificaciones, 2008.
- [9] NCh 1537 of. 2009, Diseño Estructural – Cargas permanentes y Cargas de uso, Instituto Nacional de Normalización, 2009.
- [10] NCh 3171 of. 2010, Disposiciones generales y Combinaciones de carga, Instituto Nacional de Normalización, 2010.
- [11] Decreto Supremo N°60, Aprueba Reglamento que Fijalos Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado y deroga decreto N°118, 2011.
- [12] S. Salas, Diseño de Marcos en Sistemas de Estructuración Mixta de Hormigón Armado, Valparaíso: Universidad de Valparaíso, 2016.
- [13] A. Morales, Apuntes Hormigón Armado, Universidad de Valparaíso, 2013.
- [14] 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.

- [15] Park & Paulay, Estructuras de Concreto Reforzado, 1988.
- [16] Pedro González, Análisis y Evaluación de la Respuesta Estructural del Edificio Toledo Durante el Terremoto del Maule Usando Análisis No Lineal Tiempo Historia, Valparaíso: Universidad de Valparaíso, 2015.
- [17] Paulay & Goodsir, The Ductility of Structural Wall, University of Cantemburry, 1990.
- [18] Thomsen and Wallace, Displacement Based Design of Reinforced Concrete Structural, Los Angeles: University of California, 2004.
- [19] R. Borosc hek; P. Soto; R. Leon, Registros del Terremoto del Maule Mw=8.8, 27 de Febrero de 2010, Informe Renadic Rev 2, Universidad de Chile, 2010.

# ANEXOS

## 1. Tabla: Refuerzo longitudinal en vigas.

A continuación en la tabla 1.1, muestra el resumen del refuerzo longitudinal para las vigas.

Anexos 1.1- Refuerzo longitudinal en vigas.

Eje	Viga	Sección	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	Posición armadura	$A_{s,req}$	$A_{s,sum}$	$A_{s,req}$	$A_{s,sum}$	$A_{s,req}$	$A_{s,sum}$
					[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]
					Inicio	Centro		Final		
1	1	30/65	6,62	Sup	35,77	36,03	1,35	11,4	35,77	36,03
			6,62	Inf	26,53	26,89	2,56	12,32	26,53	26,89
4	2	30/65	6,62	Sup	15,65	19,63	0,12	9,82	0	9,82
			6,62	Inf	1,35	9,82	9,72	9,82	0	9,82
2	3	30/65	6,62	Sup	20,54	22,81	1,6	7,6	20,54	22,81
			6,62	Inf	8,95	15,21	3,69	7,6	8,95	15,21
	4	30/65	6,62	Sup	16,82	19,63	2,56	7,6	17,46	22,81
			6,62	Inf	4,75	15,21	4,2	7,6	4,16	15,21
B	5	30/65	6,62	Sup	26,7	27,23	0	9,82	26,7	27,23
			6,62	Inf	18,66	19,63	3,27	9,82	18,66	19,63
	6	30/65	6,62	Sup	26,7	27,23	0	9,82	26,7	27,23
			6,62	Inf	18,66	19,63	3,27	9,82	18,66	19,63
C	7	30/65	6,62	Sup	0	8,04	0,41	8,04	8,02	8,04
			6,62	Inf	0	10,18	9,09	10,18	4,37	10,18
A	8	30/65	6,62	Sup	0	7,6	3,73	7,6	19,72	20,3
			6,62	Inf	0	10,18	9,45	10,18	7,49	10,18

## 2. Tabla: Verificación resistencia al corte en vigas.

A continuación en la tabla 2.1 muestra la verificación del corte para las vigas.

Anexos 2.1- Verificación resistencia al corte en vigas.

Eje	Viga	Sección	Caso	$M_{pr1}$	$M_{pr2}$	$V_{cap}$	$V_{grav}$	$V_{e,dis}$	Corte Máximo
				[t-m]	[t-m]	[tonf]	[tonf]	[tonf]	[tonf]
1	V CF-1	30/65	1	113,8	88,0	28,8	7,8	36,6	64,7
			2	88,0	113,8	28,8	7,8	36,6	64,7
4	V BC-4	30/65	1	67,0	35,4	14,6	18,0	32,6	64,7
			2	35,4	8,5	6,3	18,0	24,2	64,7
2	V CF-2	30/65	1	76,5	53,2	18,5	11,7	30,3	64,7
			2	53,2	76,5	18,5	11,7	30,3	64,7
2	V BC-2	30/65	1	67,0	53,2	17,2	19,5	36,7	64,7
			2	53,2	76,5	18,5	19,5	38,0	64,7
B	V 46-B	30/65	1	89,0	67,0	22,9	10,9	33,8	64,7
			2	67,0	89,0	22,9	10,9	33,8	64,7
B	V 24-B	30/65	1	89,0	67,0	22,9	10,9	33,8	64,7
			2	67,0	89,0	22,9	10,9	33,8	64,7
C	V 23-C	45/35	1	28,1	33,3	17,3	14,3	31,6	50,1
			2	47,9	57,9	29,8	14,3	44,1	50,1
C	V12-C	30/65	1	8,5	36,6	7,3	13,3	20,6	64,7
			2	36,6	29,2	10,6	13,3	23,9	64,7

### 3. Modelo Ruta ANLTH: ECI, Eje X, Registro de Concepción.

2	0	1	1	2	0	0	0	0	0	0	0
126	180	14	3	1	2	9.81	5	5	0.005	170	1
0	1	1	0	1	1	1	1	21	2	1	0
5	0	0.0001	0	0	0	0	0	0	0	0	0

#### NODES

1	0	0	1	1	1	0	0	0	0
2	7	0	1	1	1	0	0	0	0
3	14	0	1	1	1	0	0	0	0
4	21	0	1	1	1	0	0	0	0
5	22	0	1	1	1	0	0	0	0
6	29	0	1	1	1	0	0	0	0
7	0	2.7	0	0	0	0	0	0	0
8	7	2.7	0	0	0	7	0	0	0
9	14	2.7	0	0	0	7	0	0	0
10	21	2.7	0	0	0	7	0	0	0
11	22	2.7	0	0	0	7	0	0	0
12	29	2.7	0	0	0	7	0	0	0
13	0	5.4	0	0	0	0	0	0	0
14	7	5.4	0	0	0	13	0	0	0
15	14	5.4	0	0	0	13	0	0	0
16	21	5.4	0	0	0	13	0	0	0
17	22	5.4	0	0	0	13	0	0	0

18	29	5.4	0	0	0	13	0	0	0
19	0	8.1	0	0	0	0	0	0	0
20	7	8.1	0	0	0	19	0	0	0
21	14	8.1	0	0	0	19	0	0	0
22	21	8.1	0	0	0	19	0	0	0
23	22	8.1	0	0	0	19	0	0	0
24	29	8.1	0	0	0	19	0	0	0
25	0	10.8	0	0	0	0	0	0	0
26	7	10.8	0	0	0	25	0	0	0
27	14	10.8	0	0	0	25	0	0	0
28	21	10.8	0	0	0	25	0	0	0
29	22	10.8	0	0	0	25	0	0	0
30	29	10.8	0	0	0	25	0	0	0
31	0	13.5	0	0	0	0	0	0	0
32	7	13.5	0	0	0	31	0	0	0
33	14	13.5	0	0	0	31	0	0	0
34	21	13.5	0	0	0	31	0	0	0
35	22	13.5	0	0	0	31	0	0	0
36	29	13.5	0	0	0	31	0	0	0
37	0	16.2	0	0	0	0	0	0	0
38	7	16.2	0	0	0	37	0	0	0
39	14	16.2	0	0	0	37	0	0	0
40	21	16.2	0	0	0	37	0	0	0
41	22	16.2	0	0	0	37	0	0	0

42	29	16.2	0	0	0	37	0	0	0
43	0	18.9	0	0	0	0	0	0	0
44	7	18.9	0	0	0	43	0	0	0
45	14	18.9	0	0	0	43	0	0	0
46	21	18.9	0	0	0	43	0	0	0
47	22	18.9	0	0	0	43	0	0	0
48	29	18.9	0	0	0	43	0	0	0
49	0	21.6	0	0	0	0	0	0	0
50	7	21.6	0	0	0	49	0	0	0
51	14	21.6	0	0	0	49	0	0	0
52	21	21.6	0	0	0	49	0	0	0
53	22	21.6	0	0	0	49	0	0	0
54	29	21.6	0	0	0	49	0	0	0
55	0	24.3	0	0	0	0	0	0	0
56	7	24.3	0	0	0	55	0	0	0
57	14	24.3	0	0	0	55	0	0	0
58	21	24.3	0	0	0	55	0	0	0
59	22	24.3	0	0	0	55	0	0	0
60	29	24.3	0	0	0	55	0	0	0
61	0	27	0	0	0	0	0	0	0
62	7	27	0	0	0	61	0	0	0
63	14	27	0	0	0	61	0	0	0
64	21	27	0	0	0	61	0	0	0
65	22	27	0	0	0	61	0	0	0

66	29	27	0	0	0	61	0	0	0
67	0	29.7	0	0	0	0	0	0	0
68	7	29.7	0	0	0	67	0	0	0
69	14	29.7	0	0	0	67	0	0	0
70	21	29.7	0	0	0	67	0	0	0
71	22	29.7	0	0	0	67	0	0	0
72	29	29.7	0	0	0	67	0	0	0
73	0	32.4	0	0	0	0	0	0	0
74	7	32.4	0	0	0	73	0	0	0
75	14	32.4	0	0	0	73	0	0	0
76	21	32.4	0	0	0	73	0	0	0
77	22	32.4	0	0	0	73	0	0	0
78	29	32.4	0	0	0	73	0	0	0
79	0	35.1	0	0	0	0	0	0	0
80	7	35.1	0	0	0	79	0	0	0
81	14	35.1	0	0	0	79	0	0	0
82	21	35.1	0	0	0	79	0	0	0
83	22	35.1	0	0	0	79	0	0	0
84	29	35.1	0	0	0	79	0	0	0
85	0	37.8	0	0	0	0	0	0	0
86	7	37.8	0	0	0	85	0	0	0
87	14	37.8	0	0	0	85	0	0	0
88	21	37.8	0	0	0	85	0	0	0
89	22	37.8	0	0	0	85	0	0	0

90	29	37.8	0	0	0	85	0	0	0
91	0	40.5	0	0	0	0	0	0	0
92	7	40.5	0	0	0	91	0	0	0
93	14	40.5	0	0	0	91	0	0	0
94	21	40.5	0	0	0	91	0	0	0
95	22	40.5	0	0	0	91	0	0	0
96	29	40.5	0	0	0	91	0	0	0
97	0	43.2	0	0	0	0	0	0	0
98	7	43.2	0	0	0	97	0	0	0
99	14	43.2	0	0	0	97	0	0	0
100	21	43.2	0	0	0	97	0	0	0
101	22	43.2	0	0	0	97	0	0	0
102	29	43.2	0	0	0	97	0	0	0
103	0	45.9	0	0	0	0	0	0	0
104	7	45.9	0	0	0	103	0	0	0
105	14	45.9	0	0	0	103	0	0	0
106	21	45.9	0	0	0	103	0	0	0
107	22	45.9	0	0	0	103	0	0	0
108	29	45.9	0	0	0	103	0	0	0
109	0	48.6	0	0	0	0	0	0	0
110	7	48.6	0	0	0	109	0	0	0
111	14	48.6	0	0	0	109	0	0	0
112	21	48.6	0	0	0	109	0	0	0
113	22	48.6	0	0	0	109	0	0	0

114	29	48.6	0	0	0	109	0	0	0
115	0	51.3	0	0	0	0	0	0	0
116	7	51.3	0	0	0	115	0	0	0
117	14	51.3	0	0	0	115	0	0	0
118	21	51.3	0	0	0	115	0	0	0
119	22	51.3	0	0	0	115	0	0	0
120	29	51.3	0	0	0	115	0	0	0
121	0	54	0	0	0	0	0	0	0
122	7	54	0	0	0	121	0	0	0
123	14	54	0	0	0	121	0	0	0
124	21	54	0	0	0	121	0	0	0
125	22	54	0	0	0	121	0	0	0
126	29	54	0	0	0	121	0	0	0

DRIFTS

1	7	13	19	25	31	37	43	49	55	61	67	73
	79	85	91	97	103	109	115	121				

ELEMENTS

1	1	1	7	0	0
2	1	7	13	0	0
3	1	13	19	0	0
4	1	19	25	0	0
5	1	25	31	0	0
6	2	31	37	0	0

7	3	37	43	0	0
8	3	43	49	0	0
9	3	49	55	0	0
10	3	55	61	0	0
11	3	61	67	0	0
12	3	67	73	0	0
13	3	73	79	0	0
14	3	79	85	0	0
15	3	85	91	0	0
16	3	91	97	0	0
17	3	97	103	0	0
18	3	103	109	0	0
19	3	109	115	0	0
20	3	115	121	0	0
21	5	2	8	0	0
22	5	8	14	0	0
23	5	14	20	0	0
24	5	20	26	0	0
25	5	26	32	0	0
26	4	32	38	0	0
27	5	38	44	0	0
28	5	44	50	0	0
29	5	50	56	0	0
30	5	56	62	0	0

31	5	62	68	0	0
32	5	68	74	0	0
33	5	74	80	0	0
34	5	80	86	0	0
35	5	86	92	0	0
36	5	92	98	0	0
37	5	98	104	0	0
38	5	104	110	0	0
39	5	110	116	0	0
40	5	116	122	0	0
41	5	3	9	0	0
42	5	9	15	0	0
43	5	15	21	0	0
44	5	21	27	0	0
45	5	27	33	0	0
46	4	33	39	0	0
47	5	39	45	0	0
48	5	45	51	0	0
49	5	51	57	0	0
50	5	57	63	0	0
51	5	63	69	0	0
52	5	69	75	0	0
53	5	75	81	0	0
54	5	81	87	0	0

55	5	87	93	0	0
56	5	93	99	0	0
57	5	99	105	0	0
58	5	105	111	0	0
59	5	111	117	0	0
60	5	117	123	0	0
61	1	4	10	0	0
62	1	10	16	0	0
63	1	16	22	0	0
64	1	22	28	0	0
65	1	28	34	0	0
66	2	34	40	0	0
67	3	40	46	0	0
68	3	46	52	0	0
69	3	52	58	0	0
70	3	58	64	0	0
71	3	64	70	0	0
72	3	70	76	0	0
73	3	76	82	0	0
74	3	82	88	0	0
75	3	88	94	0	0
76	3	94	100	0	0
77	3	100	106	0	0
78	3	106	112	0	0

79	3	112	118	0	0
80	3	118	124	0	0
81	6	5	11	0	0
82	6	11	17	0	0
83	6	17	23	0	0
84	6	23	29	0	0
85	6	29	35	0	0
86	7	35	41	0	0
87	8	41	47	0	0
88	8	47	53	0	0
89	8	53	59	0	0
90	8	59	65	0	0
91	8	65	71	0	0
92	8	71	77	0	0
93	8	77	83	0	0
94	8	83	89	0	0
95	8	89	95	0	0
96	8	95	101	0	0
97	8	101	107	0	0
98	8	107	113	0	0
99	8	113	119	0	0
100	8	119	125	0	0
101	10	6	12	0	0
102	10	12	18	0	0

103	10	18	24	0	0
104	10	24	30	0	0
105	10	30	36	0	0
106	9	36	42	0	0
107	10	42	48	0	0
108	10	48	54	0	0
109	10	54	60	0	0
110	10	60	66	0	0
111	10	66	72	0	0
112	10	72	78	0	0
113	10	78	84	0	0
114	10	84	90	0	0
115	10	90	96	0	0
116	10	96	102	0	0
117	10	102	108	0	0
118	10	108	114	0	0
119	10	114	120	0	0
120	10	120	126	0	0
121	13	37	38	0	0
122	13	43	44	0	0
123	13	49	50	0	0
124	13	55	56	0	0
125	13	61	62	0	0
126	13	67	68	0	0

127	13	73	74	0	0
128	13	79	80	0	0
129	13	85	86	0	0
130	13	91	92	0	0
131	13	97	98	0	0
132	13	103	104	0	0
133	13	109	110	0	0
134	13	115	116	0	0
135	13	121	122	0	0
136	12	38	39	0	0
137	12	44	45	0	0
138	12	50	51	0	0
139	12	56	57	0	0
140	12	62	63	0	0
141	12	68	69	0	0
142	12	74	75	0	0
143	12	80	81	0	0
144	12	86	87	0	0
145	12	92	93	0	0
146	12	98	99	0	0
147	12	104	105	0	0
148	12	110	111	0	0
149	12	116	117	0	0
150	12	122	123	0	0

151	14	39	40	0	0
152	14	45	46	0	0
153	14	51	52	0	0
154	14	57	58	0	0
155	14	63	64	0	0
156	14	69	70	0	0
157	14	75	76	0	0
158	14	81	82	0	0
159	14	87	88	0	0
160	14	93	94	0	0
161	14	99	100	0	0
162	14	105	106	0	0
163	14	111	112	0	0
164	14	117	118	0	0
165	14	123	124	0	0
166	11	41	42	0	0
167	11	47	48	0	0
168	11	53	54	0	0
169	11	59	60	0	0
170	11	65	66	0	0
171	11	71	72	0	0
172	11	77	78	0	0
173	11	83	84	0	0
174	11	89	90	0	0

175	11	95	96	0	0
176	11	101	102	0	0
177	11	107	108	0	0
178	11	113	114	0	0
179	11	119	120	0	0
180	11	125	126	0	0

PROPS

1	FRAME	Muro T								
1	0	0	0	0	0	0	0			
2371708		988212	8.3025	6.1625	91.52	0	0	0	0	0

2	FRAME	Muro L								
1	0	0	8	0	0	0	0			
2371708		988212	5.5025	3.3625	15.58	0	0	0	0	0

0	0.005	3.5	0							
0	0	4600	-11300	0	0					
0.15	0.23	1855	-3300	2260	-2260					

3	FRAME	Muro L								
1	0	0	0	0	0	0	0			
2371708		988212	5.5025	3.3625	8.34	0	0	0	0	0

4	FRAME	C90								
1	0	0	4	0	0	0	0			
2371708		988212	0.81	0.765	0.032	0	0	0.65	0	0
0	0.05	0.9	0							
0	0	329	-329	0	0					
0.3	0.2	1	2							

5	FRAME	C90								
1	0	0	0	0	0	0	0			
2371708		988212	0.81	0.765	0.032	0	0	0.65	0	0

6	FRAME	Muro F								
1	0	0	0	0	0	0	0			
2371708		988212	5.19	3.15	29.9	0	0	0	0	0

7	FRAME	C75								
1	0	0	4	0	0	0	0			
2371708		988212	0.5625	0.525	0.015	0	0	0.65	0	0
0	0.05	0.75	0							
0	0	190	-190	0	0					
0.3	0.2	1	2							

8	FRAME	C75									
1	0	0	0	0	0	0	0				
2371708	988212	0.5625	0.525	0.015	0	0	0	0.65	0	0	

9	FRAME	Muro C									
1	0	0	8	0	0	0	0				
2371708	988212	3.49	1.75	1.49	0	0	0	0	0	0	
0	0.0065	1.25	0								
0	0	2000	-2180	0	0						
0.33	0.15	460	-830	552	-996						

10	FRAME	Muro C									
1	0	0	0	0	0	0	0				
2371708	988212	3.49	1.75	0.61	0	0	0	0	0	0	

11	FRAME	V2									
1	0	1	4	0	0	0	0				
2371708	988212	0.195	0.18	0.003	0	0.375	0	0	0	0	
0	0.003	0.65	0.65								
-19.6	0	-13.8	7	0	0	0	0				
0	0	24	-46	24	-6,1						
0.3	0.2	1	2								

12	FRAME	V3									
1	0	1	4	0	0	0	0				
2371708		988212	0.195	0.18	0.003	0	0.45	0.45	0	0	
0	0.005	0.65	0.65								
-10.5	-10.5	-9	9	0	0	0					
0	0	35	-51	35	-51						
0.3	0.2	1	2								

13	FRAME	V4									
1	0	1	4	0	0	0	0				
2371708		988212	0.195	0.18	0.003	0	0.375	0.45	0	0	
0	0.005	0.65	0.65								
-11.5	-12.6	-9.9	10.5	0,0	0,0	0					
0	0	37	-47	35	-51						
0.3	0.2	1	2								

14	FRAME	V5									
1	0	1	4	0	0	0	0				
2371708		988212	0.195	0.18	0.003	0	0.45	0.375	0	0	
0	0.005	0.65	0.65								
-12.6	-11.5	-10.5	9.9	0	0	0					
0	0	37,0	-47,0	35,0	-51,0						
0.3	0.2	1	2								

## WEIGHTS

1	0	0	0
7	435	0	0
13	435	0	0
19	435	0	0
25	435	0	0
31	435	0	0
37	272	0	0
43	272	0	0
49	272	0	0
55	272	0	0
61	272	0	0
67	272	0	0
73	272	0	0
79	272	0	0
85	272	0	0
91	272	0	0
97	272	0	0
103	272	0	0
109	272	0	0
115	272	0	0
121	221	0	0

## LOADS

1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0
7	0	0	0
8	0	0	0
9	0	0	0
10	0	0	0
11	0	0	0
12	0	0	0
13	0	0	0
14	0	0	0
15	0	0	0
16	0	0	0
17	0	0	0
18	0	0	0
19	0	0	0
20	0	0	0
21	0	0	0
22	0	0	0
23	0	0	0

24	0	0	0
25	0	0	0
26	0	0	0
27	0	0	0
28	0	0	0
29	0	0	0
30	0	0	0
31	0	0	0
32	0	0	0
33	0	0	0
34	0	0	0
35	0	0	0
36	0	0	0
37	0	0	0
38	0	0	0
39	0	0	0
40	0	0	0
41	0	0	0
42	0	0	0
43	0	0	0
44	0	0	0
45	0	0	0
46	0	0	0
47	0	0	0

48	0	0	0
49	0	0	0
50	0	0	0
51	0	0	0
52	0	0	0
53	0	0	0
54	0	0	0
55	0	0	0
56	0	0	0
57	0	0	0
58	0	0	0
59	0	0	0
60	0	0	0
61	0	0	0
62	0	0	0
63	0	0	0
64	0	0	0
65	0	0	0
66	0	0	0
67	0	0	0
68	0	0	0
69	0	0	0
70	0	0	0
71	0	0	0

72	0	0	0
73	0	0	0
74	0	0	0
75	0	0	0
76	0	0	0
77	0	0	0
78	0	0	0
79	0	0	0
80	0	0	0
81	0	0	0
82	0	0	0
83	0	0	0
84	0	0	0
85	0	0	0
86	0	0	0
87	0	0	0
88	0	0	0
89	0	0	0
90	0	0	0
91	0	0	0
92	0	0	0
93	0	0	0
94	0	0	0
95	0	0	0

96	0	0	0
97	0	0	0
98	0	0	0
99	0	0	0
100	0	0	0
101	0	0	0
102	0	0	0
103	0	0	0
104	0	0	0
105	0	0	0
106	0	0	0
107	0	0	0
108	0	0	0
109	0	0	0
110	0	0	0
111	0	0	0
112	0	0	0
113	0	0	0
114	0	0	0
115	0	0	0
116	0	0	0
117	0	0	0
118	0	0	0
119	0	0	0

120	0	0	0
121	0	0	0
122	0	0	0
123	0	0	0
124	0	0	0
125	0	0	0
126	0	0	0

EQUAKE	C.EQF
--------	-------

3	2	0.005	9.81	141.675	0	0	1
---	---	-------	------	---------	---	---	---