

norma
66661

T
G6432
2015

UNIVERSIDAD DE VALPARAÍSO
FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL



“Análisis y Evaluación de la Respuesta Estructural del Edificio Toledo durante el Terremoto del Maule usando Análisis No Lineal Tiempo-Historia.”

Por

Pedro Felipe González Tapia

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

Profesor Guía: Alejandro Morales Gómez

Agosto, 2015

R. 16922

- ESTRUCTURAS
- Noh 3171
- Noh 433

AGRADECIMIENTOS

Quiero agradecer primero a Dios por todo lo que me ha dado, por su misericordia.

Además darle las gracias a él por la familia que tengo, por mi esposa Priscila y mi hijo Pedro Felipe, ustedes siempre han sido mi motivación.

También quiero agradecer por mis padres y familiares (Mamá, hermanos y mis suegros), siempre he sentido su mano acompañándome en los momentos felices como en los tristes.

Y agradezco la oportunidad que Dios me ha dado de trabajar con el profesor Alejandro Morales, por su paciencia, por la motivación que he sentido a lo largo de toda la carrera, por inspirar a otros a superarse y por este trabajo de título. Fruto del esfuerzo de muchos.

DEDICATORIAS

"Cada día, en cada amanecer, sin que lo desee,
me acuerdo de ti, para mí el tiempo no ha pasado,
porque aún hay dolor como en ese día tan triste.

Pero también quedan los recuerdos,
las fuerzas que me heredaste,
porque aunque tú ya no estés más,
aun vives en los corazones de quienes te amamos"

A MI PADRE.....

ÍNDICE GENERAL

Ítem	Pág.
AGRADECIMIENTOS	3
DEDICATORIAS	4
ÍNDICE GENERAL	5
ÍNDICE DE TABLAS	7
ÍNDICE DE FIGURAS	8
INTRODUCCIÓN	11
OBJETIVO	12
Objetivo General	12
Objetivos Específicos	12
ALCANCES	13
CAPITULO I	14
1. ANTECEDENTES	14
1.1 Estructura Analizada	14
1.2 Catastro y Resumen de Fallas	20
1.3.1 Falla por mal Detalle e Inexistencia del Elemento de Borde.	26
1.3.2 Falla Por El Pandeo Prematuro de las Barras Longitudinales.....	29
CAPITULO II	36
2. ANÁLISIS, VERIFICACIÓN Y DISEÑO	36
2.1 Verificación del Diseño Original	36
2.1.1 Materialidad	37
2.1.2 Cargas y sobrecargas de Diseño	38
2.1.3 Combinaciones de Carga.	38
2.1.4 Análisis Sísmico.	39
2.1.5 Esfuerzo de Corte Basal.....	40
2.1.6 Deformaciones Sísmicas	41
2.1.7 Verificación de Diseño	42
2.2 Análisis y Diseño Según Normativa Vigente.	51
2.2.1 Materialidad	52
2.2.2 Cargas y sobrecargas de Diseño	52
2.2.3 Combinaciones de Carga.	52
2.2.4 Análisis Sísmico.	52
2.2.5 Esfuerzo de Corte Basal.....	54
2.2.6 Deformaciones Sísmicas	54
2.2.7 Desplazamiento Lateral De Diseño En El Techo.	55
2.2.8 Diseño de Elementos Estructurales	57
2.3 Comentario	72
2.3.1 Comparación General Normativas	72
2.3.2 Cortes Basales	73

2.3.3	Desplazamiento lateral de techo.....	74
2.3.4	Carga máxima de compresión en el muro.	74
2.3.5	Espesor de Muros.	74
2.3.6	Límite del Espesor de Armadura Longitudinal.....	74
2.3.7	Verificación de Curvatura.	75
2.3.8	Disposiciones de Elementos de Borde.	75
CAPITULO III		76
3.	ANÁLISIS NO LINEAL.....	76
3.1	Análisis Dinámico Tiempo-Historia.	76
3.2	Curvas de Esfuerzo Deformación.....	78
3.3	Modelos del Comportamiento Histerético.	80
3.3.2	Modelo de Histéresis de Takeda modificado.	80
3.3.2	Modelo de Histéresis SINA.....	81
CAPITULO IV.....		83
4.	ANÁLISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS.....	83
4.1	Desplazamientos.	83
4.1.1	Desplazamientos Laterales Máximos.	83
4.1.2	Desplazamientos relativos de Entrepiso (Drifts).....	84
4.1.3	Análisis Desplazamiento de Fluencia.	86
4.2	Esfuerzos en los Elementos	89
4.2.1	Demandas de Corte.....	89
4.2.2	Demandas de Momento	91
4.3	Demandas de Ductilidad.....	93
4.3.1	Demandas de Ductilidad –Toledo Diseño Original.....	93
4.3.2	Demandas de Ductilidad–Toledo Diseño Post-Terremoto del Maule.	95
4.4	Deformaciones Remanentes.	97
CONCLUSIONES		98
Bibliografía		99

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1-1: Alturas de entrepiso.....	14
Tabla 1-2: Superficie de los Pisos.....	14
Tabla 1-3 Relación l_d de las barras longitudinales por muro.....	31
Tabla 1-4: Cargas críticas de pandeo.....	32
Tabla 2-1: Propiedades del Hormigón.....	37
Tabla 2-2: Propiedades del Acero.....	37
Tabla 2-3: Combinaciones de Carga Utilizadas en el edificio original.....	38
Tabla 2-4 Parámetros Sísmicos.....	40
Tabla 2-5 Parámetros.....	41
Tabla 2-6 Resumen verificación de Diseño de Corte muros.....	50
Tabla 2-7: Combinaciones de Carga NCh 3171.....	52
Tabla 2-8: Parámetros Sísmicos.....	53
Tabla 2-9 Parámetros.....	54
Tabla 2-10: Los valores de C_d^*	56
Tabla 2-11 Resumen Del Desplazamiento Lateral De Diseño En El Techo.....	56
Tabla 2-12 Resumen Diseño de Corte muros más afectados.....	65
Tabla 2-13 Resumen Capacidad Curvatura M1.....	70
Tabla 2-14 Resumen Capacidad Curvatura M3.....	70
Tabla 2-15 Resumen Capacidad Curvatura M5.....	70
Tabla 2-16 Resumen Capacidad Curvatura M7.....	70
Tabla 2-17 Resumen Capacidad Curvatura M9.....	71
Tabla 2-18 Resumen Capacidad Curvatura M11.....	71
Tabla 2-19 Resumen Capacidad Curvatura M13.....	71
Tabla 2-20 Resumen Comparación General Normativas.....	72
Tabla 2-21 Resumen Corte diseño según norma.....	73
Tabla 4-1 Desplazamientos laterales máximos Edificio Toledo original y post- T del M.....	84
Tabla 4-2 Drifts máximos de entrepiso Edificio Toledo original y post T del M.....	85
Tabla 4-3 Resumen Rigidez según altura.....	87
Tabla 4-4 Resuman de Deformaciones de fluencia y pandeo.....	88

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1-1 Vista fachada poniente diagonal [12].....	15
Figura 1-2 Vista fachada poniente y estacionamientos [12].....	15
Figura 1-3 Planta Subterráneo.....	16
Figura 1-4 Planta Piso 1.	17
Figura 1-5 Planta Pisos 2 al 9.	18
Figura 1-6 Planta Piso 10.	19
Figura 1-7 Ubicación de los muros afectados, modificación figura 1-4.	20
Figura 1.8 Vista muro M1 [12].....	21
Figura 1.9 Vista muro M3 [12].....	21
Figura 1.10 Detalle muro M5 [11].	22
Figura 1.11 Vista muro M7 [11].....	22
Figura 1.12 Vista muro M9 [11].....	23
Figura 1.13 Vista muro M11 [11].	23
Figura 1.14 Vista panorámica de muros primer piso [11].	24
Figura 1.15 Vista panorámica de muros fachada poniente [11].	24
Figura 1.16 Ganchos de armadura Vertical.	25
Figura 1.17 y Figura 1.18 Grietas en muro eje 9 (derecha) y muro T1 de [17] (izquierda).	26
Figura 1.19 y Figura 1.20 Muro eje 5 (derecha) muro T2 [17].	27
Figura 1.21 muro T1 estudiado en [17].	28
Figura 1.22 muro T2 estudiado en [17].....	28
Figura 1.23 Ensayo tipo para barras longitudinales [18] 2005.....	29
Figura 1.24 Ensayo tipo para barras longitudinales del #10 [18].	30
Figura 1.25 Ensayo tipo para barras longitudinales del # 8 [18].....	30
Figura 1-26 longitud no confinada muro M1.	33
Figura 1-27 extremo muro M1.....	33
Figura 1-28 Momento –Curvatura muro M1.....	34
Figura 1-29 Curvas de esfuerzo-deformación [21].	35
Figura 2-1 Modelo en ETABS 2013 Ultimate V13.1.5 - Edificio Toledo Original [7].....	36
Figura 2-2 Espectro de diseño elástico [1].....	40
Figura 2-3 Drift en ambas direcciones de análisis.	42
Figura 2-4 Detalle armadura longitudinal muro M1.	43
Figura 2-5 Diagrama Flexo-Compresión muro M1.	43
Figura 2-6 Detalle armadura longitudinal muro M3.	43
Figura 2-7 Diagrama Flexo-Compresión muro M3.	44
Figura 2-8 Detalle armadura longitudinal muro M5.	44
Figura 2-9 Diagrama Flexo-Compresión muro M5.	45
Figura 2-10 Diagrama Flexo-Compresión muro M3.	45
Figura 2-11 Detalle armadura longitudinal muro M7.	45
Figura 2-12 Diagrama Flexo-Compresión muro M7.	46
Figura 2.13 Detalle armadura longitudinal muro M9.	46
Figura 2.14 Diagrama Flexo-Compresión muro M9.	47
Figura 2.15 Diagrama Flexo-Compresión muro M9.	47

Figura 2.16 Detalle armadura longitudinal muro M11.	47
Figura 2.17 Diagrama Flexo-Compresión muro M11.	48
Figura 2-18 Detalle armadura longitudinal muro M13.	48
Figura 2-19 Diagrama Flexo-Compresión muro M13.	49
Figura 2-20 Diagrama Flexo-Compresión muro M9.	49
Figura 2.21 Modelo ETABS 2013 Ultimate V13.1.5 - Edificio Toledo 2014 [7].	51
Figura 2.22 Espectro de diseño elástico [5].	53
Figura 2-23 Drift en ambas direcciones de análisis.	55
Figura 2.24 Espectro elástico de Desplazamientos.	56
Figura 2.25 Detalle armadura a longitudinal muro M1.	58
Figura 2.26 Diagrama Flexo-Compresión muro M1.	58
Figura 2.27 Detalle armadura a longitudinal muro M3.	58
Figura 2.28 Diagrama Flexo-Compresión muro M5 dirección Y.	59
Figura 2.29 Detalle armadura a longitudinal muro M5.	59
Figura 2.30 Diagrama Flexo-Compresión muro M5.	60
Figura 2.31 Diagrama Flexo-Compresión muro M5.	60
Figura 2.32 Detalle armadura a longitudinal muro M7.	60
Figura 2.33 Diagrama Flexo-Compresión muro M7.	61
Figura 2.34 Detalle armadura a longitudinal muro M9.	61
Figura 2.35 Diagrama Flexo-Compresión muro M9.	62
Figura 2.36 Diagrama Flexo-Compresión muro M9.	62
Figura 2.37 Detalle armadura a longitudinal muro M11.	62
Figura 2.38 Diagrama Flexo-Compresión muro M11.	63
Figura 2.39 Detalle armadura a longitudinal muro M13.	63
Figura 2.40 Diagrama Flexo-Compresión muro M13.	64
Figura 2.41 Diagrama Flexo-Compresión muro M13.	64
Figura 2-42 y Figura 2-43 Diagramas de Corte muro M1 y M3.	65
Figura 2-44 y Figura 2-45 Diagrama de Corte muro M5 Dirección X y Dirección Y.	66
Figura 2.46 y Figura 2.47 Diagramas de Corte muro M7 y 11 dirección X.	66
Figura 2.48 y Figura 2.49 Diagramas de Corte muro M9 Dirección X y Dirección Y.	67
Figura 2.50 y Figura 2.51 Diagramas de Corte muro M13 Dirección X y Dirección Y.	67
Figura 2.52 Esquema Del Criterio De Elementos De Borde [23].	68
Figura 2.53 Mecanismo de colapso, curvatura [21].	69
Figura 2-54 muestran los espectros elásticos según ambas normativas.	73
Figura 3.1 Elemento tipo barra.	76
Figura 3.2 Parámetros usados en el Modelo del Edificio [11] [24] [25]	77
Figura 3.3 Modelo en RUAUMOKO 3D - Edificio Toledo [6].	77
Figura 3.4 Curva bilineal del Acero, modificación de la figura 2.3 [26] [27]	78
Figura 3.5 Curva idealizada de Hognestad [21] [27].	79
Figura 3.6 Modelo de Histéresis de Takeda modificado por Otani 1974 [6].	80
Figura 3.7 Modelo de Histéresis SINA (Saidi, 1979) [6].	81
Figura 3.8 Viña del Mar Centro 2010, componente E-W.	82
Figura 3.9 Viña del Mar Centro 2010, componente N-S.	82
Figura 4.1 y Figura 4.2 Envolverte de desplazamientos laterales.	83
Figura 4-3 y Figura 4-4 Desplazamientos relativos de entre piso dirección Y.	84

<i>Figura 4-5 y Figura 4-6 Desplazamientos relativos de entre piso dirección X.....</i>	<i>85</i>
<i>Figura 4-7 Modelo simplificado de muro carga triangular [28] [21].</i>	<i>86</i>
<i>Figura 4-8 Distribución de las rigideces Efectivas utilizadas en los ANLTH.....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 4-9 Muro completamente agrietado carga triangular [28].....</i>	<i>87</i>
<i>Figura 4-10 y Figura 4-11 Diagramas de Corte muro M1 1996 y 2014.</i>	<i>89</i>
<i>Figura 4-12 y Figura 4-13 Diagramas de Corte muro M5 1996 y 2014.</i>	<i>90</i>
<i>Figura 4-14 y Figura 4-15 Diagramas de Corte muro M9 1996 y 2014.</i>	<i>90</i>
<i>Figura 4-16 y Figura 4-17 Diagrama de Momento muro M5 1996 y 2014.</i>	<i>91</i>
<i>Figura 4-18 y Figura 4-19 Diagrama de Momento muro M5 1996 y 2014.....</i>	<i>92</i>
<i>Figura 4-20 y Figura 4-21 Diagrama de Momento muro M9 1996 y 2014.</i>	<i>92</i>
<i>Figura 4-22 Curva de histéresis muro M1.....</i>	<i>93</i>
<i>Figura 4-23 Curva de histéresis muro M5.....</i>	<i>94</i>
<i>Figura 4-24 Curva de histéresis muro M9.....</i>	<i>94</i>
<i>Figura 4-25 Curva de histéresis muro M1.....</i>	<i>95</i>
<i>Figura 4-26 Curva de histéresis muro M5.....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 4-27 Curva de histéresis muro M9.....</i>	<i>96</i>
<i>Figura 4-28 Curva de Desplazamiento CM y Extremo 1996.....</i>	<i>97</i>
<i>Figura 4-29 Curva Desplazamiento CM y Extremo 2014.</i>	<i>97</i>

INTRODUCCIÓN

A raíz del terremoto que afectó a Chile el 27 de Febrero del 2010, conocido como Terremoto del Maule, se pudo identificar que gran parte de los daños más severos en el sector inmobiliario se concentraron en edificios de hormigón armado estructurados con muros, de los que se evidencian fallas frágiles, llegando incluso en algunos casos al colapso.

El Edificio Toledo, por ejemplo, ubicado en la ciudad de Viña del Mar, fue uno de los más afectados tras el terremoto, debiendo ser demolido el año 2012. Emplazado en estratos profundos de suelos blandos, este edificio poseía una típica estructuración en planta de los edificios habitacionales en la ciudad. Sus principales fallas se concentraron en el primer nivel, tanto en muros rectangulares como de secciones compuestas (L y T), mismo nivel donde presentaba una distribución irregular en altura (muros bandera).

La práctica en Chile consiste fundamentalmente en detallar y proporcionar armadura a las plantas de arquitectura ya propuestas y, dada las características de esos proyectos en edificios habitacionales, la distribución de los muros busca generar la mayor cantidad de volúmenes de espacio para optimizar el uso de éstos. Para generar esos volúmenes, los muros se concentran en las cajas escalera o se unen generando muros asimétricos o de forma combinada. En consecuencia, los edificios chilenos quedan provistos de manera natural de mucha rigidez lateral, participación de modos torsionales y concentraciones de esfuerzos en algunas zonas del edificio.

A pesar de que el edificio se diseñó con los criterios propuestos en la NCh 433 del año 1996 [1] y el ACI 318-95 [2], de todas maneras presentó problemas, lo que pone en cuestionamiento si las disposiciones de diseño sismo resistente eran suficientes para soportar las solicitaciones demandadas por el terremoto del Maule. A raíz de esto, en el presente trabajo se pretende estudiar el comportamiento estructural del edificio a través de un análisis no lineal tiempo-historia. Con ello se busca establecer si las disposiciones de diseño vigentes (ACI 318 del 2008 [3] y los Decretos Supremos N° 60 y 61) para este caso en particular, aseguran un mejor desempeño, además de determinar el posible origen de las fallas y potenciales respuestas que expliquen el severo daño sufrido en el edificio. Para ello se recurrirá en conjunto a los ensayos existentes y estudios internacionales dispuestos a la investigación de este caso de estudio.

OBJETIVO

Objetivo General.

- Estudiar, analizar y evaluar, mediante análisis no lineal tiempo-historia, la respuesta y comportamiento del Edificio Toledo durante el Terremoto del Maule, con el objetivo de explicar el posible origen de sus fallas y dar explicación a las mismas.
- Rediseñar el edificio con la normativa vigente (Decretos Supremos N°60 [4], 61 [5] y ACI 318-08 [3]) y reevaluar mediante análisis no lineal tiempo-historia, determinando si las modificaciones realizadas a las normas post-terremoto son capaces de mejorar el desempeño, o bien, aún son insuficientes.

Objetivos Específicos.

- Analizar el registro fotográfico de las fallas presentadas en los muros del edificio, para luego en función de la información recopilada, explicar el posible origen de las mismas.
- Analizar y verificar el diseño con la normativa vigente en Chile en el momento en que se diseñó y construyó el edificio.
- Diseñar y analizar el edificio, de acuerdo a la normativa vigente desde el 2010 en Chile, identificando las diferencias con el diseño original.
- Verificar los diseños a través de análisis no-lineal tiempo-historia, con los registros de Viña del Mar Centro, obtenidos del terremoto del Maule, usando el programa RUAUMOKO 3D [6].
- Comparar las respuestas obtenidas tanto para criterios de diseño originales y los post-terremoto (esfuerzos, desplazamientos, demandas de ductilidad, etc.), analizando y comentando las eventuales diferencias entre ambos diseños.

ALCANCES

Para llevar a cabo el estudio y posterior análisis del comportamiento del Edificio Toledo, se consideran los siguientes alcances:

- El estudio se desarrollará por medio de un análisis de casos y comparación del comportamiento frente al registro de Viña del Mar Centro, para sus componentes N-S y E-W, diseñado con criterios previos y posteriores al terremoto del año 2010.
- Se utilizarán en este trabajo los mismos materiales con los que originalmente fue construido el edificio: hormigón calidad H-30 y acero A630-420H.
- Para el análisis modal espectral lineal, se trabajará con toda la estructura, incluyendo todas las plantas de este, centrando el análisis en los elementos más desfavorables que presentaron las mayores fallas y en los niveles más afectados.
- Para el análisis no lineal tiempo-historia no se consideró el subterráneo, debido a que las fallas se concentraron en el primer piso, vale decir, que la estructura consta solo de los 10 pisos que están sobre el nivel de la calle. Por esta razón, los apoyos de la estructura se consideran empotrados.
- Para el análisis lineal modal espectral de las estructuras, se utilizará el programa ETABS V13.1.5 [7].
- Para el análisis no lineal tridimensional tiempo-historia, se utilizará el programa RUAUMOKO 3D [6].

Para el diseño de las estructuras se considera las siguientes normas:

- I. NCh 433. Of 1996 "Diseño Sísmico de Edificios" [1].
- II. NCh 433. Of 1996 Modificada en 2009 "Diseño Sísmico de Edificios" [8].
- III. D. S. n°60 "Reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga decreto N°118, de 2010" [4].
- IV. D. S. n°61 "Reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga decreto N°117, de 2010" [5].
- V. ACI 318-95: "Building Code Requirements for Structural Concrete and Comentario" [2].
- VI. ACI 318-08: "Requisitos de Reglamento para Concreto estructural y Comentario" [3].
- VII. NCh 1537 Of 1986 "Diseño Estructural - Cargas permanentes y sobrecargas de uso" [9].
- VIII. NCh 3171 Of 2010 "Diseño Estructural - Disposiciones generales y Combinaciones de Carga" [10].

CAPÍTULO I

1. ANTECEDENTES

1.1 Estructura Analizada

El Edificio Toledo se emplazaba en la ciudad de Viña del Mar, en la esquina de las calles 3 Norte y 2 Poniente. Dicho edificio contaba con 10 pisos de altura más un nivel de subterráneo. Su altura total sobre el nivel de la calle era de 26,5 [m], la altura de entrepiso y superficies de sus plantas se detalla en las tablas 1-1 y 1-2.

Tabla 1-1: Alturas de entrepiso.

Piso	Altura de entrepiso
Subterráneo	3,55 [m]
Piso 1	3,11 [m]
Pisos 2-10	2,6 [m]

Tabla 1-2: Superficie de los Pisos.

Piso	Superficie de Piso
Subterráneo	738 [m ²]
Piso 1	625 [m ²]
Pisos 2-9	585 [m ²]
Pisos 10	555 [m ²]

El sistema sismo resistente del edificio estaba compuesto principalmente de muros en ambos sentidos, con la interacción de algunas vigas y losas de piso. Dichos muros poseían un espesor de 20 [cm], carecían de confinamiento y elementos de borde y, trabajaban como los elementos resistentes a solicitaciones laterales y gravitacionales. El sistema de losas actuaba como diafragma rígido, además de dar soporte lateral a los muros y, de esta manera, transmitir las cargas, solicitaciones y desplazamientos de los elementos entre ellos.

Otra característica importante que poseía el edificio es la asimetría en planta (típica de los edificios habitacionales del centro de la ciudad de Viña del Mar) como se detalla en las figuras 1.1 y 1.2. Así mismo, este edificio poseía muros bandera que generaban importantes cambios de rigidez en altura, lo que lo hace un interesante caso de estudio y análisis. El edificio sufrió severo daño estructural durante el terremoto del Maule, debiendo ser demolido el año 2012.

Las plantas del Edificio Toledo se detallan en las figuras 1.3 a la 1.6, en las que se puede apreciar la irregularidad que poseían.



Figura 1-1 Vista fachada poniente diagonal [12].



Figura 1-2 Vista fachada poniente y estacionamientos [12].

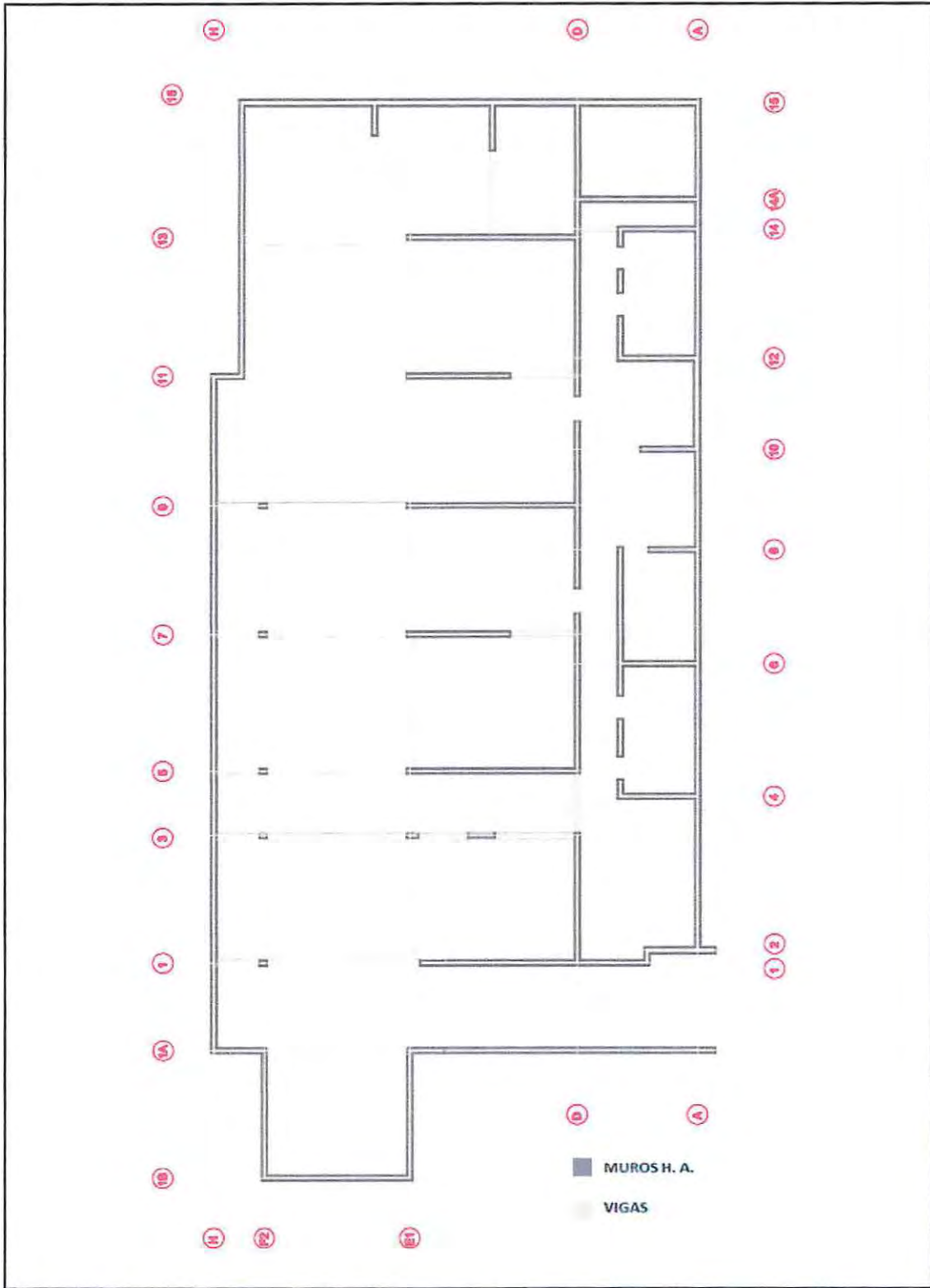


Figura 1-3 Planta Subterráneo

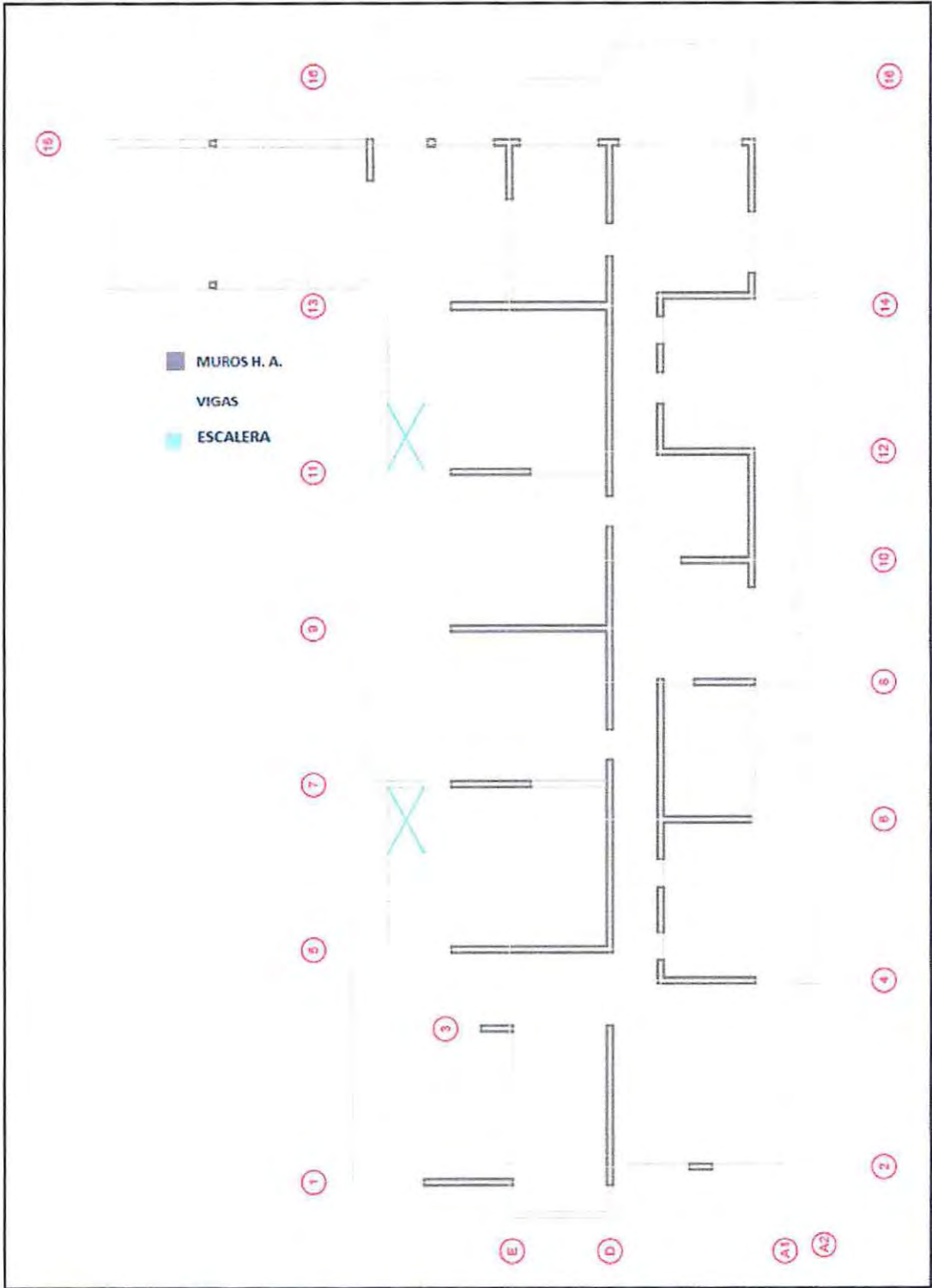


Figura 1-4 Planta Piso 1.

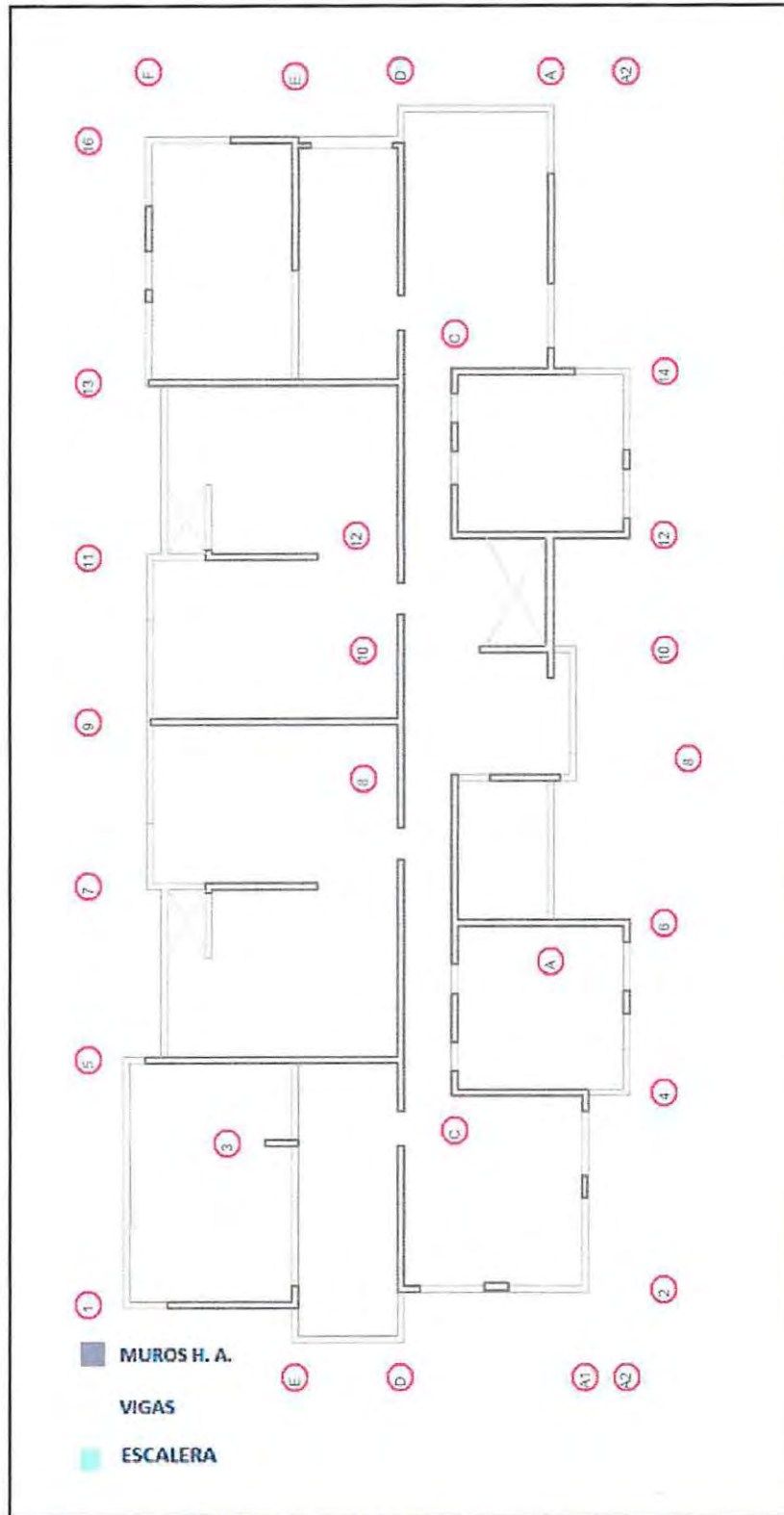


Figura 1-5 Planta Pisos 2 al 9.

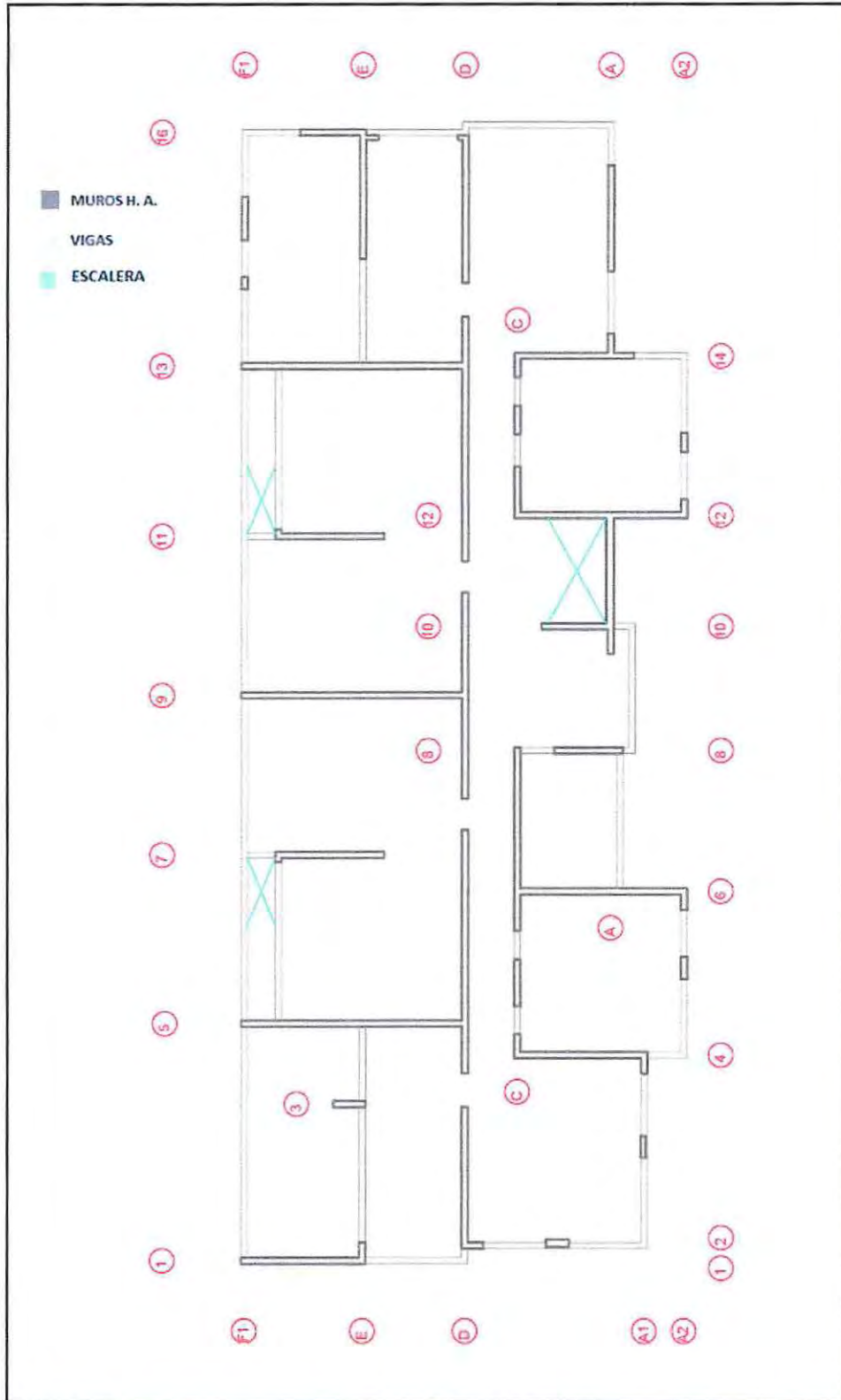


Figura 1-6 Planta Piso 10.

1.2 Catastro y Resumen de Fallas

La presente sección tiene como finalidad mostrar el registro fotográfico de los daños presentados en el Edificio Toledo, particularmente en los elementos y ejes más afectados después del terremoto del Maule. Se realiza una descripción cualitativa de fallas usando publicaciones y análisis realizados por diferentes autores.

Los muros que sufrieron más daños se ubicaban especialmente en el primer piso, en los ejes 1, 3, 5, 7, 9, 11 y 13. Estos muros presentaron fallas visibles de consideración, como se muestran en la figura 1.7.

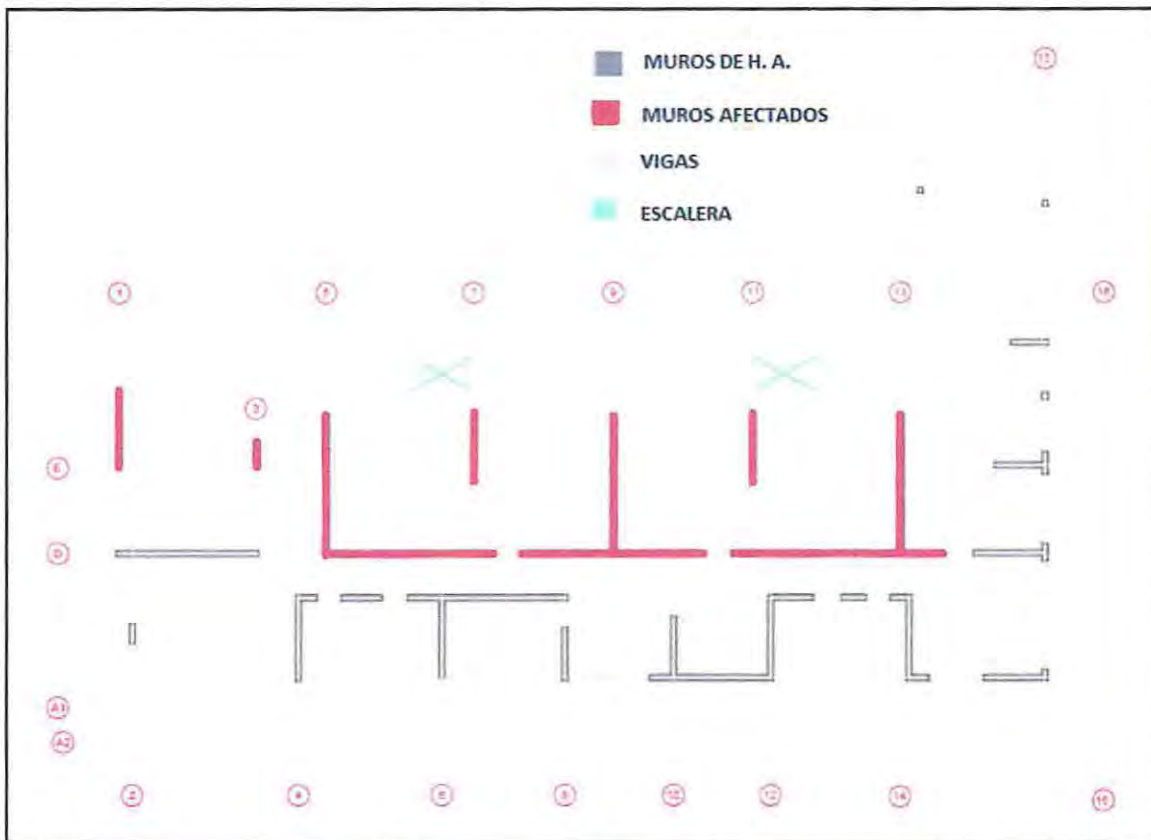


Figura 1-7 Ubicación de los muros afectados, modificación figura 1-4.

1.2.1 Detalle de las Fallas en el Edificio Toledo.

Las fotografías que se muestran en las figuras 1.8 a la 1.15 presentan las imágenes obtenidas de informes de daños realizados por SANTOLAYA ingenieros [11] y por la Escuela de Ingeniería Civil PUCV [12].



Figura 1.8 Vista muro M1 [12].



Figura 1.9 Vista muro M3 [12].



Figura 1.10 Detalle muro M5 [11].

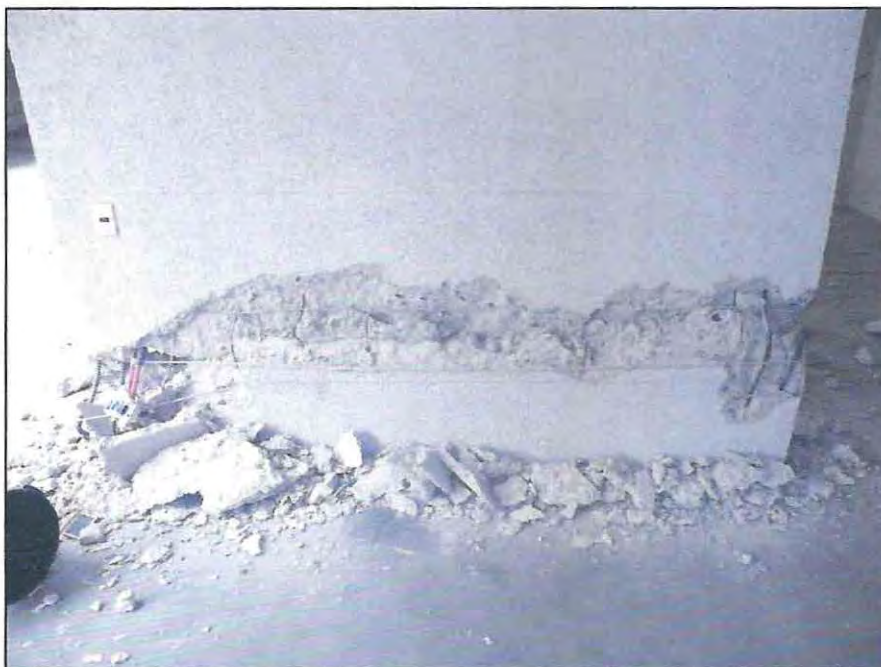


Figura 1.11 Vista muro M7 [11].



Figura 1.12 Vista muro M9 [11].



Figura 1.13 Vista muro M11 [11].



Figura 1.14 Vista panorámica de muros primer piso [11].



Figura 1.15 Vista panorámica de muros fachada poniente [11].

Como señalan Bartolomé, Silva, Quiun y Wilson (2011) en *Observations Regarding The Type Of Failure In Concrete* [13], aunque no se ven grietas netamente de flexión, se puede concluir que las grietas de los muros de las figuras se deben a la acción de flexo-compresión del muro. Dichas grietas se caracterizan por el balanceo del muro en torno a sus extremos, transmitiéndose gran parte de la carga vertical por el extremo comprimido, lo que podría originar la trituration del hormigón con el subsiguiente pandeo del refuerzo vertical. Este patrón en las fallas indica que, debido a la

inexistencia de confinamiento adecuado en el elemento de borde, el muro carecía de una capacidad de deformación necesaria para evitar ese nivel de destrucción [14], como en el caso de los muros señalados, donde grieta comienza en el extremo de cada muro, extendiéndose horizontalmente hacia el interior del alma del muro en cada ciclo que el este era solicitado a flexión, según Santolaya Ingenieros Consultores (2011), este proceso llevó al corte de las barras longitudinales [15], además de una pérdida total de la sección de hormigón, lo que causó descenso de todas las losas desde el cielo del primer piso hasta la losa del décimo piso, entre los ejes 1 a 13. Dichas fallas generaron asentamientos en la estructura, la cual quedó con un desplazamiento horizontal de 60 [cm] en el eje 1, provocando un giro global de la edificación [16].

También se puede plantear como hipótesis, al observar las imágenes, que las fallas que presentan los muros se deben al pequeño diámetro de la armadura horizontal que estos poseían. En la actualidad según las disposiciones de [4] este diámetro se limita a un tercio de las barras longitudinales que las sujetan. Al tener una armadura que no cumpla con este límite, la armadura longitudinal no se encontrará sujeta y reaccionará como si no tuviera restricción lateral de las barras. También en la figura 1.10 se ve que la armadura vertical se encontraba doblada aproximadamente en 90° (Ver figura 1.16), y no en un ángulo que permitiera un mejor agarre de la armadura (en forma de gancho).

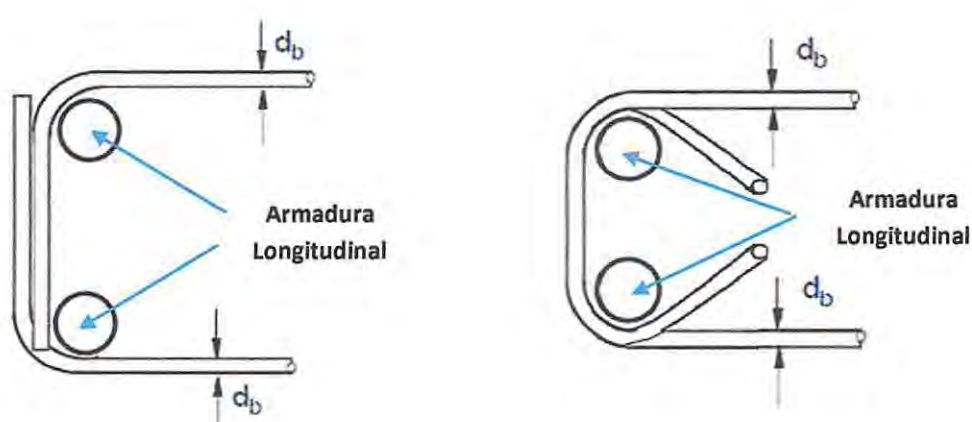


Figura 1.16 Ganchos de armadura Vertical.

Además se puede apreciar que las barras se encontraban sanas, es decir, no presentaban signos de óxido o algún grado de desgaste que debilitara su desempeño a las solicitaciones demandadas durante el terremoto, vale decir, la sección del muro se encontraba en perfectas condiciones antes del terremoto.

Otra razón al daño sufrido en los muros, se debe a los cambios abruptos de longitud (l_w) que estos presentaban. En las figuras 1.13 y 1.14 se aprecian las irregularidades de los mismos en la altura, denominados muros bandera. Estos cambios en la continuidad generalmente coinciden con concentraciones en los esfuerzos y a su vez con decrecimiento de su rigidez vertical. Todos los muros antes señalados se encontraban con irregularidades en la altura.

1.3 Posibles Mecanismos de Falla.

Analizando el registro fotográfico, se puede inferir que los muros sufrieron fallas debido a varias razones. Sin embargo, llamó la atención una forma de falla que se extiende horizontalmente en el alma de los muros con pandeo del refuerzo vertical interno. Puesto que esta forma de falla no tiene antecedentes en los anales chilenos, a continuación se describen algunas posibles razones.

1.3.1 Falla por mal Detalle e Inexistencia del Elemento de Borde.

Gran parte de los daños observados en los muros ocurrieron en sus bordes, a la altura del primer piso. Este se debió al pandeo de las barras de la armadura longitudinal y a la trituration del hormigón. Se puede observar que la falla tiende a propagarse sobre parte de la longitud de la pared, lo cual es un mecanismo de falla no deseable, ya que puede conducir a la degradación de la resistencia e incluso puede llegar al colapso del elemento. Este tipo de falla resulta de la interacción de flexo-compresión o tensión cíclica en las fibras extremas una sección del muro. Existen dos razones probables que la literatura apunta como la causa de esta falla.

En las siguientes figuras se comparan registros de los daños sufridos por los muros del Edificio Toledo y a los analizados por Thomsen y Wallace [13] respectivamente.

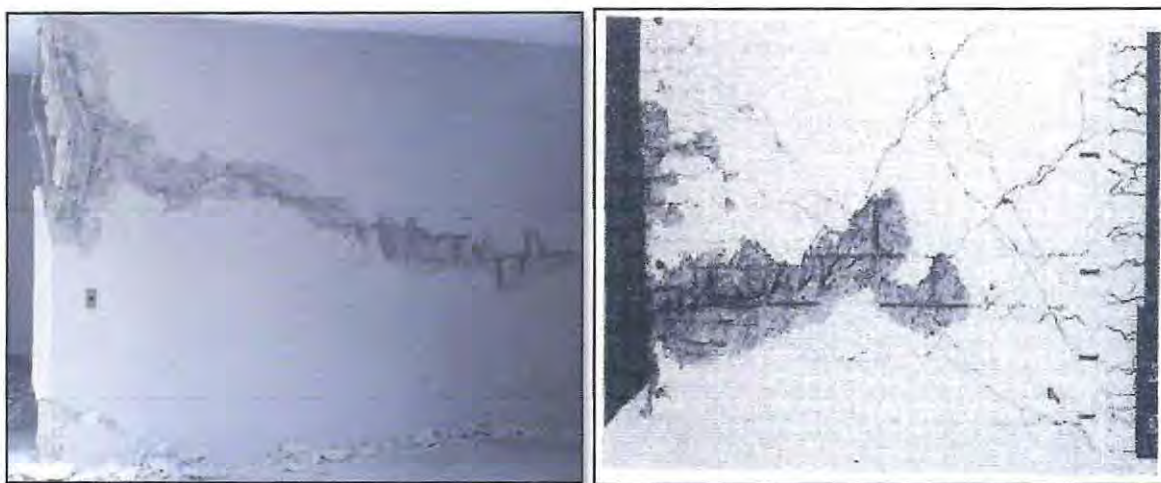


Figura 1.17 y Figura 1.18 Grietas en muro eje 9 (derecha) y muro T1 de [17] (izquierda).

En las figuras anteriores (1.17 y 1.18) se detallan las grietas debido a la inexistencia de elemento de borde y su propagación a lo largo del muro. La figura 1.17 se presenta el muro M9 del edificio, mientras que en la figura 1.18 se puede ver claramente cómo en el espécimen muro T1 se extiende la grieta a lo largo del alma. Las figuras mostradas a continuación (1.19 y 1.20) detallan el pandeo de las armaduras longitudinales y el desprendimiento del hormigón tanto para el muro del eje 5 y el muro T1 analizado por Thomsen y Wallace en [17].



Figura 1.19 y Figura 1.20 Muro eje 5 (derecha) muro T2 [17].

La primera explicación propone que la falla se inicia por el desprendimiento del hormigón, principalmente debido a la compresión y demandas de deformación, llevando a las barras longitudinales al pandeo a causa de la disminución de la sección de hormigón. La segunda explicación propone que la falla se inicia por el pandeo de las barras de refuerzo longitudinales debido a la deformación por flexo-compresión.

Las dos interpretaciones conducen a conclusiones diferentes sobre la causa de este daño, pero ambas asumen que el daño se inicia en el extremo o borde de la sección del muro, donde los esfuerzos son más altos. En cualquiera escenario, la propagación del daño a la profundidad del muro podría ser el resultado de los ciclos posteriores después de que el borde de este ya presentó pandeo de las barras y degradación del hormigón (los elementos de borde han perdido la capacidad de transferir la fuerza de compresión). Estudios realizados por Pantazopoulou en 1998 [14], sobre la inestabilidad de las barras de refuerzo debido a un detalle mal realizado, han demostrado que los muros con elementos de borde tienen mejor respuesta a la acción de cargas cíclicas. Estos estudios demuestran que los muros armados exactamente con la misma armadura a flexión y sometidos a los mismos esfuerzos en los mismos ensayos, presentan comportamientos diferentes si uno de ellos posee un elemento de borde bien definido, bien detallado y con mayor longitud al interior del muro.

A continuación, en las figuras 1.21 y 1.22 se presentan los resultados obtenidos de los ensayos realizados por Thomsen y Wallace. Donde se detallan tanto el muro T1 (figura 1.21) [13], que no poseía un elemento de borde bien detallado y presentó grietas que se extendían desde el borde de este, llegando a más de la mitad de la longitud de su alma; como el muro T2 (figura 1.22), que sí poseía un elemento de borde bien detallado, el cual se extendía al doble de la longitud del

muro T1, y presentó una menor cantidad de grietas con extensión menor, además no se presentaron pandeos de armadura.

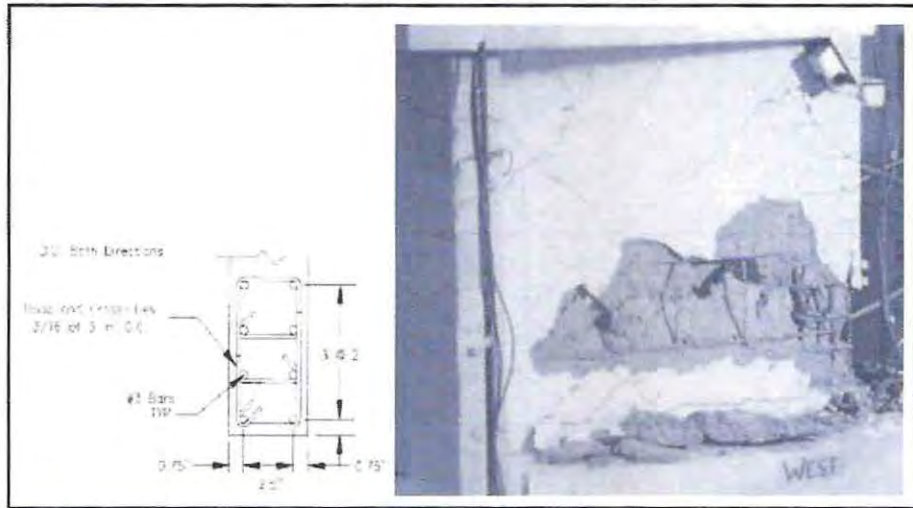


Figura 1.21 muro T1 estudiado en [17].

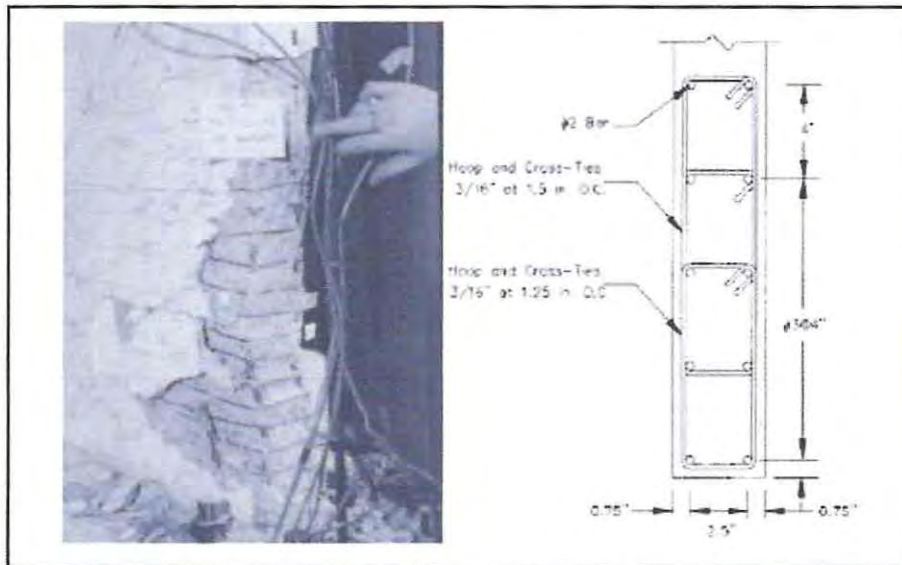


Figura 1.22 muro T2 estudiado en [17].

En el momento que se diseñó el edificio en Chile los códigos de diseño [2] y [1] no contemplaban criterios para el detallamiento de elementos de borde, por lo que era imposible evitar las fallas que previenen estos mecanismos. Vale destacar que en [2] si existían estos criterios, pero la normativa chilena no los incluía.

1.3.2 Falla Por El Pandeo Prematuro de las Barras Longitudinales.

Otra de las razones con las que se explica el gran daño sufrido, es por el pandeo prematuro de la armadura longitudinal debido a la compresión de esta por las solicitaciones a que fue sometida durante el terremoto. Publicaciones en base a los trabajos realizados por Sungjin Bae & Oguzhan Bayrak en 2005 [18], demuestran que con un exceso en la separación en la armadura transversal se generan inestabilidades a pandeo de la armadura longitudinal sometida a compresión. En la figura 1.23 se detalla el ensayo realizado por [18] a barras del # 8 de una longitud 200 [mm], sometidas a un ensayo monotónico de compresión.

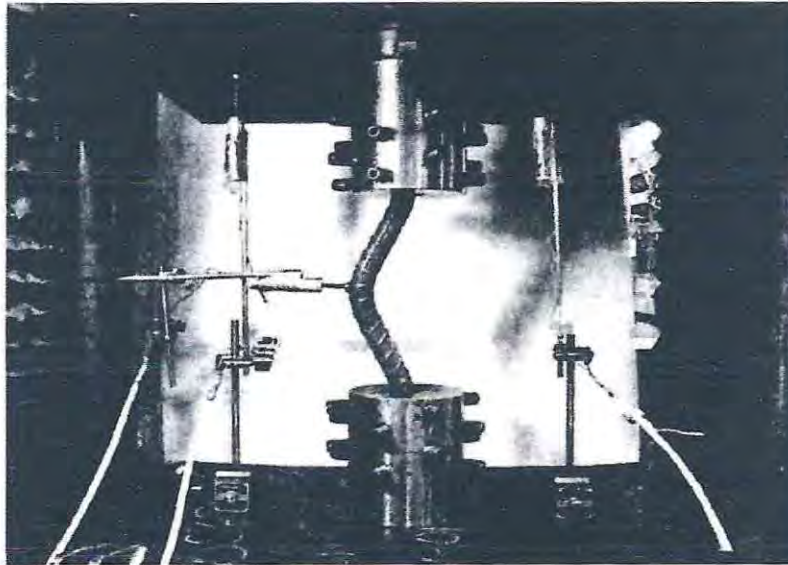


Figura 1.23 Ensayo tipo para barras longitudinales [18] 2005.

Estos ensayos realizados al comportamiento del pandeo de la armadura longitudinal [18] en barras del #8 y #10 pudieron concluir que separaciones mayores a 6 veces el diámetro para barras del #10 y 5 veces para barras del #8 se provocan inestabilidades en el comportamiento de las armaduras, llevando a fallas frágiles y a inestabilidad de éstas al ser sometidas a compresión.

Ecuación 1.1, Límite de estabilidad de las barras del #10 ensayadas por Bae & Bayrak:

$$\frac{l}{6} < 6 \quad (1.1)$$

Dónde:

l : Longitud entre barras de refuerzo transversal.

d : Diámetro de la barra de refuerzo longitudinal.

A continuación en las figuras 1.24 y 1.25 se presentan los límites de inestabilidad para las barras ensayadas en [18], detallando la relación de esfuerzo deformación para barras longitudinales con relaciones $\frac{l}{d}$ que van desde los 4 a los 12, se puede apreciar que para valores sobre los 6 la pérdida de resistencia abrupta en barras del #10 y sobre 5 en barras del #8.

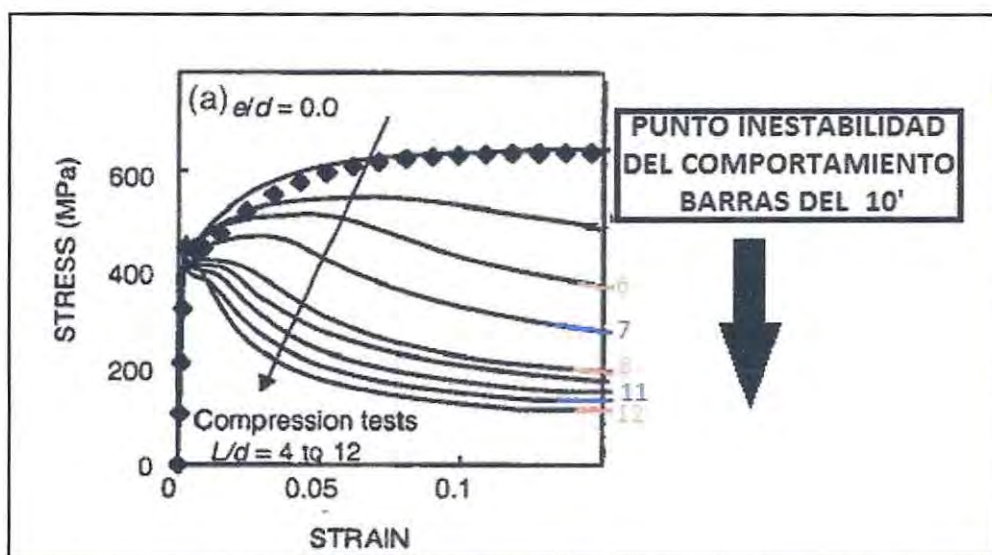


Figura 1.24 Ensayo tipo para barras longitudinales del #10 [18].

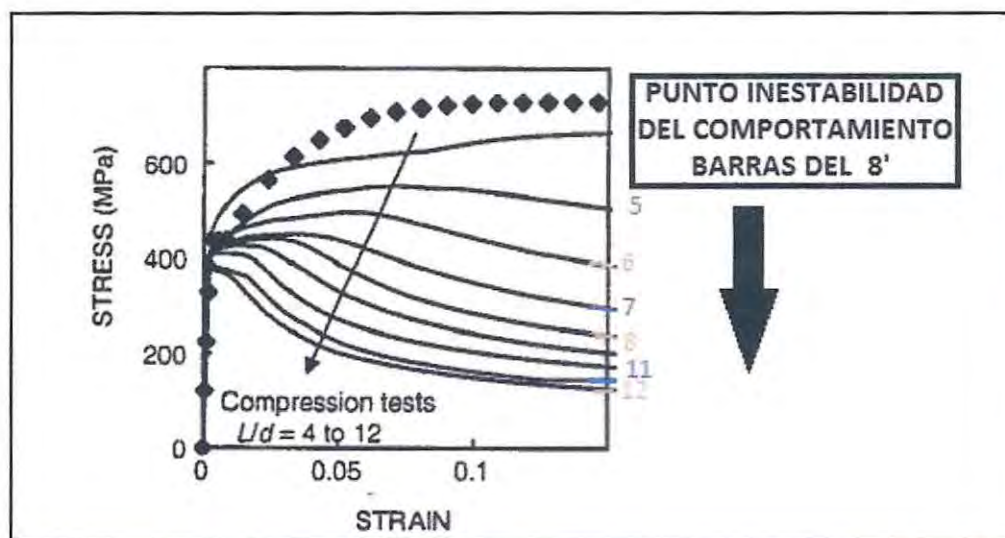


Figura 1.25 Ensayo tipo para barras longitudinales del # 8 [18].

Estos ensayos lograron demostrar que para relaciones de separación $\frac{l}{d}$ iguales o mayores que 6 en las barras transversales de refuerzo, las barras longitudinales presentan una reducción de capacidad de carga y ductilidad, llegando incluso a fallar prematuramente por pandeo del acero, y en algunos casos sufrir pandeo con valores por debajo de la fluencia del acero. Pero para elementos con una relación de separación $\frac{l}{d}$ iguales o menores que 4 en las barras transversales de refuerzo, la capacidad de resistencia de carga en las barras longitudinales se mantenía y presentaba grandes deformaciones inelásticas.

A diferencia de la normativa chilena al momento del diseño original, actualmente estos límites se encuentran incluidos en [8] y [4], ya que el ACI 318-08 estipula que la separación máxima del refuerzo en el elemento de borde no debe exceder el menor valor entre:

- La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento.
- 6 veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor.
- S_0 , según lo define la ecuación 1.2.

$$S_0 = 100 \left(\frac{350 - h_x}{3} \right) \quad (1.2)$$

Dónde:

S_0 : No debe ser mayor a 150 mm y no es necesario tomarlo menor a 100 [mm].

h_x : Espaciamiento de los ganchos de confinamiento.

Los códigos con los cuales se diseñó el Edificio Toledo no contemplaban ningún límite de espaciamiento lo que llevó a los muros afectados a presentar este tipo de falla. A continuación se resumen los espaciamientos de las armaduras longitudinales para los muros antes señalados y la relación de estas con su diámetro. La tabla 1-3 muestra en detalle la relación $\frac{l}{d}$ de las barras longitudinales por muro.

Tabla 1-3 Relación $\frac{l}{d}$ de las barras longitudinales por muro.

Muros	Ø Armadura Horizontal	Ø Armadura Vertical	$\frac{l}{d}$
M1	Ø8@15	Ø22	6,8
		Ø8	18
M3	Ø8@20	Ø16	12,5
		Ø8	25
M5	Ø10@20	Ø25	8
		Ø12	16,6
M7	Ø8@20	Ø18	11,11
		Ø8	25
M9	Ø8@20	Ø32	6,25
		Ø10	20
M11	Ø8@20	Ø18	11,11
		Ø8	25
M13	Ø8@20	Ø18	11,11
		Ø10	20

Los estudios realizados indican que estos factores llevan a una pérdida de rigidez y resistencia prematuras, afectando el comportamiento de estos a la acción de sismos. Y que a diferencia de lo ocurrido en el Edificio Toledo, es posible con un detallamiento apropiado, obtener un comportamiento satisfactorio de elementos sometidos a flexo-compresión más allá del punto de fluencia, sugiriendo que la estabilidad de la armadura longitudinal es función del confinamiento de esta [19].

Si se supone como longitud no confinada a la sección donde las barras longitudinales se pandearon y donde hubo disminución, además de pérdida de sección y altura del muro, se puede considerar una longitud de 60 [cm] como sección no confinada. Y en base a los ensayos realizados se puede suponer con una relación $\frac{l}{d}$ superior a los 12, en barras del # 8, si se interpolan estos valores para una relación $\frac{l}{d}$ de 22 obtenemos que las barras se pandean a deformaciones menores del 0,0035 [18].

Estos resultados pueden obtenerse analíticamente para barras de diámetro 22 [mm]. Si se comparan los valores pandeo obtenidos bajo los criterios señalados en el capítulo E3 del AISC 2005 [20] con los valores obtenidos en [18] de las barras #8 comparando las cargas críticas y los esfuerzos de estas barras para distintas separaciones, estos son consistentes entre sí. Los valores obtenidos de cargas críticas de pandeo para ambas barras se detallan en la tabla 1-4.

Tabla 1-4: Cargas críticas de pandeo.

Relación ($\frac{l}{d}$)	6	7	8	11	12
σ_c #8 [Kgf/cm ²]	4700	4550	4300	3900	3700
σ_c ϕ 22[Kgf/cm ²]	4200,0	4116,0	3951,4	3674,8	3417,5
P_c #8 [T]	23,0	22,3	21,1	19,1	18,1
P_c ϕ 22 [T]	20,6	20,2	19,4	18,0	16,7
	Área # 8	4,9 [cm ²]		Área ϕ 22	3,9 [cm ²]

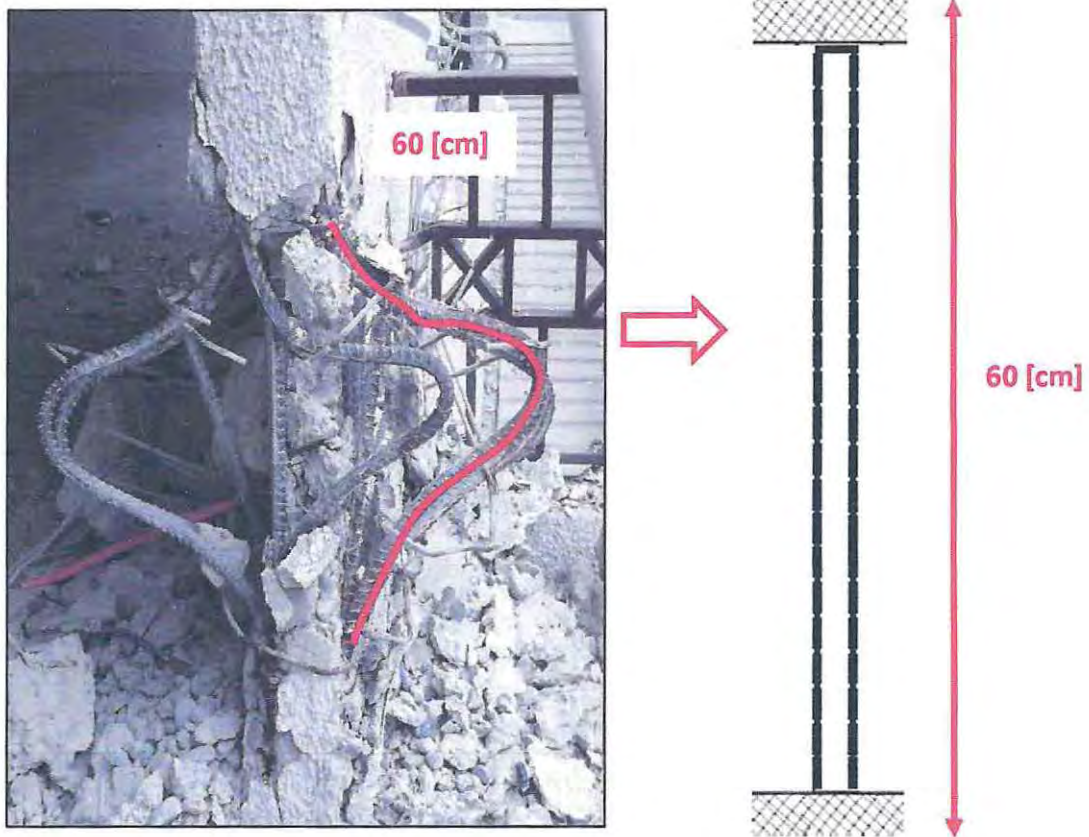


Figura 1-26 longitud no confinada muro M1.

Si bien es cierto deformaciones plásticas por CREEP pueden llegar a afectar el comportamiento a compresión del hormigón no confinado como señala Rüsck en Researches Toward a General Flexure Theory for Structural Concrete (1990) [21]. Para secciones de hormigón armado según lo postulado por Park & Paulay en [22] no existe claridad en la acción del CREEP para secciones armadas (muros y columnas). Además en el capítulo 10 del código ACI 318-08 se indica una cuantía mínima para evitar la acción de éste en el comportamiento de las secciones de hormigón armado [3], la figura 1.27 detalla este supuesto.

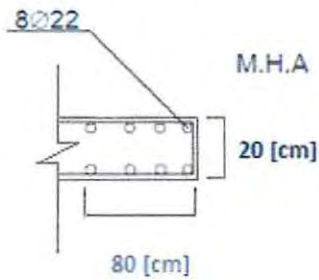


Figura 1-27 extremo muro M1.

Esta cuantía va dirigida a columnas, la recomendación de cuantía especificada en [3] establece porcentajes mínimos de 1 % y un 0.5 % para secciones con estribos y secciones con espirales respectivamente, en todas las versiones del ACI 318 a contar de 1936 se sugiere una cuantía de refuerzo lateral del 1% para las columnas. Si se analiza el extremo del muro como una columna de dimensiones 20 [cm] x 80 [cm] donde las barras longitudinales son de mayor sección, se obtiene que la cuantía es de 3.21%. Debido a esta razón en este análisis no se consideró la acción del CREEP, como la cuantía obtenida es mayor a la mínima estipulada en [3].

Ya conociendo los valores de deformación para el acero en compresión, se puede proceder a realizar un análisis de sección al muro. Este análisis se desarrolló con el programa Section Designer de SAP200 v15.2.5 [23]. Se modela la sección con una carga axial de 280 [T], ésta carga representa la combinación de carga 4 de la sección 2.1.3, representa la mayor carga axial bajo la acción del sismo. Y luego de realizar el análisis se obtiene el diagrama de Momento-Curvatura del muro, donde identificamos dentro del diagrama 3 puntos. Estos puntos representan la fluencia de la sección, el momento en que el acero tiene la deformación de pandeo ya explicada con anterioridad y el punto de curvatura última de la sección, a continuación en la figura 1-28 se muestra la ubicación de estos puntos.

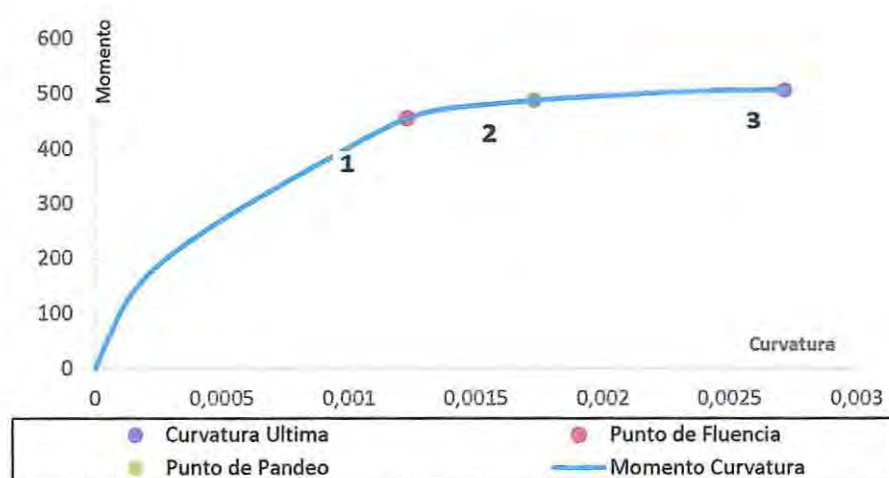


Figura 1-28 Momento –Curvatura muro M1.

Donde:

En el punto de fluencia la sección tiene una curvatura \emptyset de 0,0012, con una deformación del acero de 2‰ y una deformación del hormigón 1,6‰.

En el punto de pandeo para las barras longitudinales la sección tiene una curvatura \emptyset de 0,00167, con una deformación del acero de 3,5‰ y una deformación del hormigón 1,78‰.

En el punto de último la sección tiene una curvatura \emptyset de 0,00275, con una deformación del acero de 5,9‰ y una deformación del hormigón 2,6‰.

Esto indica que el acero se pandeó antes que el hormigón llegara a una deformación del 2‰, previo a que aparecieran grietas en éste. Entonces es válido suponer que, debido al patrón de daños y a su extensión que se aprecian en las imágenes de en los muros, que estos sufrieron grandes deformaciones a compresión, las que no pudieron ser resistidas debido a la carencia de refuerzo de confinamiento lo que llevó al pandeo de las barras longitudinales antes que el hormigón se agrietara.

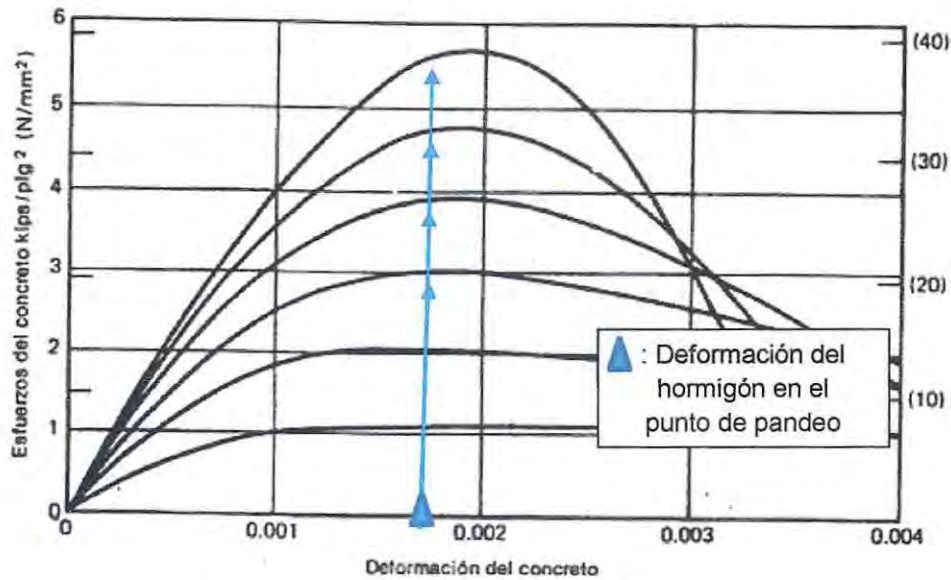


Figura 1-29 Curvas de esfuerzo-deformación, probetas de Hormigón cargados en compresión [22].

Asumiendo una distribución de carga lateral triangular a partir de un modelo en el que se asume una rigidez constante agrietada a lo alto de la estructura. Se estima la capacidad de desplazamiento elástico de techo de un muro por la ecuación 1.3.

$$\delta_y = \frac{11}{40} \phi_y * h_w^2 \quad (1.3)$$

Dónde:

- δ_y : Capacidad de desplazamiento elástico para el techo.
- ϕ_y : Curvatura en la que ocurre en pandeo de las barras.
- h_w : Largo del muro.

En base a lo antes señalado se podría decir, bajo todo lo supuesto anteriormente que la armadura longitudinal del muro pandeo a una deformación de 30 [cm] en la parte superior del muro.

CAPITULO II

2. ANÁLISIS, VERIFICACIÓN Y DISEÑO.

2.1 Verificación del Diseño Original.

El modelo de análisis se realizó considerando los materiales originales, tanto para el hormigón como en el acero de refuerzo y además de las especificaciones según la normativa vigente a la fecha y las consideraciones del código ACI 318-95 [2]. La estructura está emplazada en zona sísmica 3 y suelo tipo II, se utilizaron los parámetros de diseño modal espectral según lo que estipulaba la NCh-433 Diseño Sísmico de Edificios 96 [1]. Para el análisis se modeló el Edificio Toledo con el programa ETABS 2013 [7].

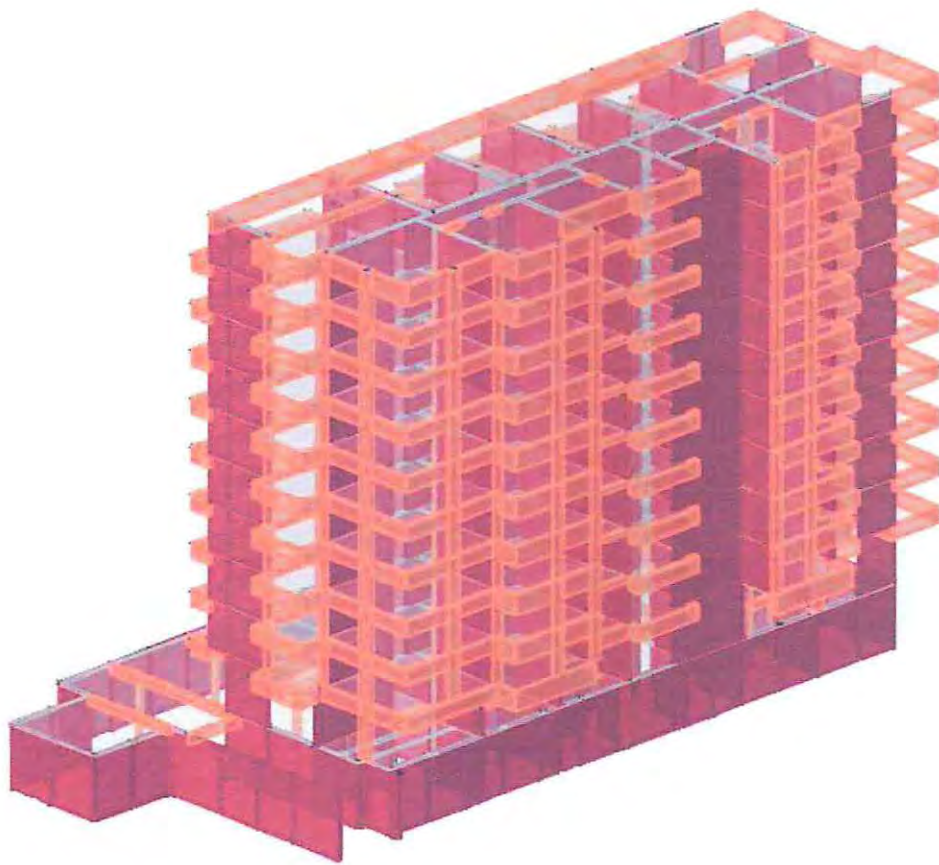


Figura 2-1 Modelo en ETABS 2013 Ultimate V13.1.5 - Edificio Toledo Original [7]

2.1.1 MATERIALIDAD.

- **Hormigón**

Para el diseño y modelación de la estructura se utilizó un hormigón de calidad H-30, cuyas propiedades físicas de detallas en la Tabla 2-1:

Tabla 2-1: Propiedades del Hormigón.

Propiedad	Cantidad	Unidades
Resistencia Cilíndrica (f_c)	250	Kgf/cm ²
Densidad	2.548E-04	Kg/cm ³
Peso Especifico	2500E-06	Kgf/cm ³
Módulo De Elasticidad (E_c)	238751.96	Kgf/cm ²
Coefficiente De Poisson (ν)	0.2	-
Modulo de Corte(G)	97916.667	Kgf/cm ²

- **Acero de Refuerzo**

Para el diseño y modelación de la estructura se utilizó elun acero A 630-420H, cuyas propiedades físicas se detallan en la Tabla 2-2:

Tabla 2-2: Propiedades del Acero.

Propiedad	Cantidad	Unidades
Tensión de Fluencia (f_y)	4200	Kgf/cm ²
Tensión de Rotura (f_u)	6300	Kgf/cm ²
Densidad	7833	Kg/cm ³
Módulo de elasticidad (E_s)	2.10E06	Kgf/cm ²
Coefficiente de Poisson (ν)	0.25	-
Modulo de Corte(G)	800000	Kgf/cm ²

2.1.2 Cargas y sobrecargas de Diseño.

Son todas las solicitaciones de cargas utilizadas para el análisis y diseño de los elementos en la estructura analizada en este trabajo, siendo estas:

- **Cargas Vivas o Sobrecarga de Uso (L).**

Son todas aquellas solicitaciones que varían en el tiempo, determinadas por el uso de la estructura, se consideró en el trabajo una carga viva para áreas uso general es de 200 [Kg/m²], para balcones es de 250 [Kg/m²] y para áreas estacionamiento 500 [Kg/m²].

- **Cargas Muerta o Permanente (D).**

Son todas aquellas solicitaciones que no presentan una variación en el tiempo considerable, se determinan por el uso de la estructura y por lo general se encuentran en aplicación durante toda la vida útil de la edificación. En este trabajo se han considerado como cargas permanentes el peso propio de los elementos estructurales más un peso adicional de 100 [Kg/m²].

- **Cargas Eventuales (E).**

Son todas aquellas solicitaciones que se presentan eventualmente en una estructura, poseen una duración muy pequeña en el tiempo respecto de las cargas vivas y muertas. Para este trabajo se considera la carga eventual de sismo.

2.1.3 Combinaciones de Carga.

De acuerdo a lo estipulado en [1], se obtienen las combinaciones de carga utilizadas en los edificios habitacionales en Chile para el método de análisis LRFD detalladas en la Tabla 2-3.

Tabla 2-3: Combinaciones de Carga Utilizadas en el edificio original.

Combinación de Carga	D	L	E
Combinación 1	1,4	---	---
Combinación 2	1,2	1,6	---
Combinación 3	1,4	1,4	±1,4
Combinación 4	0,9	---	±1,4

2.1.4 Análisis Sísmico.

El análisis sísmico de la estructura se realiza considerando que el edificio se ubica en la zona sísmica 3 y suelo tipo II, de acuerdo a lo señalado en [1].

- **Espectro de Pseudo-Aceleración de Diseño.**

En [1] se define el espectro de diseño de pseudo-aceleración (S_a) de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

Ecuación 2.1, aceleración espectral de diseño " S_a ":

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

Donde:

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.

α : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima.

Ecuación 2.2, factor de amplificación " α ":

$$\alpha = \frac{1 + 4,5 \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^p}{1 + \left(\frac{T_n}{T_0}\right)^3} \quad (2.2)$$

En donde:

T_n : Período de vibración del modo "n".

T_0 y p : Parámetros relativos al tipo de suelo.

Ecuación 2.3, Factor de reducción de la aceleración espectral " R^* ".

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,1T_0 + \frac{T^*}{R_0}} \quad (2.3)$$

En que:

T_n : Período de vibración del modo "n".

R_0 : Factor de modificación de la respuesta estructural.

En la tabla 2-4 se detallan los parámetros sísmicos del suelo y la figura 2.2 el espectro de diseño elástico construido en base a los valores de la tabla 2-4.

Tabla 2-4 Parámetros Sísmicos.

Parámetros Sísmicos	
Zona sísmica	3
Suelo Tipo	II
S	1,0
T° (seg)	0,3
T' (seg)	0,35
N	1,3
P	1,5
Ro	11
R*	7
Ao/g	0,4
I	1

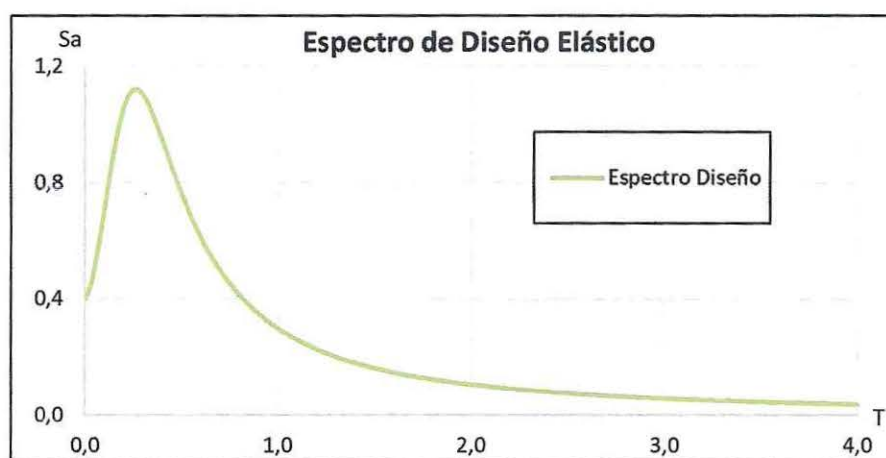


Figura 2-2 Espectro de diseño elástico [1].

2.1.5 Esfuerzo de Corte Basal.

La norma chilena [1], define el corte basal como el esfuerzo de corte producido por la acción sísmica en el nivel basal de la estructura. El corte producido por el espectro elástico ($Q_{\text{elástico}}$) se obtiene por medio del análisis modal espectral en el programa ETABS 2013 [7]. Para obtener el corte de diseño (Q_{reducido}) como aclara [1], el $Q_{\text{elástico}}$ debe ser reducido por un factor R, que depende de la capacidad de disipar energía del sistema de la estructura y la materialidad de esta, además el esfuerzo de corte de diseño o Q_{reducido} se debe encontrar dentro de los límites de los valores de cortes máximo y mínimo.

Las ecuaciones 2.4 y 2.5, exponen los cortes máximo y mínimo respectivamente

$$Q_{max} = C_{max} \cdot I \cdot P \quad (2.4)$$

$$Q_{min} = C_{min} \cdot I \cdot P \quad (2.5)$$

Dónde:

- P : Peso Sísmico de la estructura.
 C_{max} : Coeficiente sísmico máximo según [1].
 C_{min} : Coeficiente sísmico mínimo según [1].

En la tabla 2-5 se detallan los resúmenes de los parámetros dinámicos de la estructura y las del corte de diseño para cada dirección de análisis.

Tabla 2-5 Parámetros.

Parámetros Sísmicos Del Edificio Toledo		
Nº de modos considerados	12	
Peso de la estructura	5375 [T]	
Q Max [Tf]	753	
Q min [Tf]	358	
Dirección de Análisis	X	Y
Periodo	0,432	0,636
Masa modal	47%	63%
Q elástico [Tf]	2203	1947
R**	6.1	5,4
Corte de diseño [Tf]	358	358

2.1.6 Deformaciones Sísmicas.

- **Deformación Relativa entre Piso (drift).**

Como estipula [1], el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002. En adelante en este trabajo, la relación generada entre la diferencia de desplazamientos horizontales entre un piso y otro con respecto a la altura de entrepiso, se le denominará *drift*.

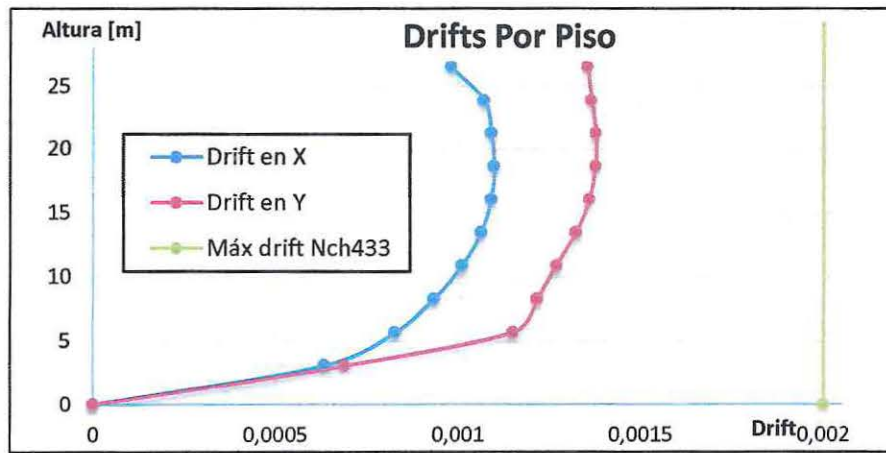


Figura 2-3 Drift en ambas direcciones de análisis.

- **Desplazamiento Relativo Máximo.**

Según estipula [1] el desplazamiento en cualquier punto de la planta de la estructura no debe ser mayor al desplazamiento en el centro de masa más el 0,001. Para el análisis del edificio el desplazamiento mayor en el centro de masa es de 0,00098 y ocurre en el piso 7° es decir, en este caso el límite será de 1,9 ‰. Analizando los resultados de estos puntos de la planta se encuentra que los desplazamientos de ambos puntos son menores, donde se obtuvo como resultado un 1,0‰ en dirección X y un 1,3‰ en dirección Y, cumpliendo así con lo exigido en [1].

2.1.7 Verificación de Diseño.

En esta sección se hace referencia a la verificación del diseño de todos los elementos estructurales del primer piso conforme a las disposiciones establecidas en [2], enfatizando en los muros más afectados por el terremoto del Maule. Los muros del primer piso del Edificio Toledo se diseñaron de acuerdo al diseño a flexo-compresión y al diseño al corte (muros especiales) [2].

- **Verificación de Flexo-Compresión:**

La verificación de flexo-compresión debe realizarse respecto a las disposiciones de diseño estipuladas en [2]. La condición de diseño es que la combinación de cargas debe cumplir con lo estipulado por la ecuación 2.6:

$$\phi(M_n, P_n) \geq (M_u, P_u) \quad (2.6)$$

Donde:

M_n, P_n : Resistencia al momento y carga axial nominal de la sección.

M_u, P_u : Solicitación de diseño (cargas mayoradas).

ϕ : Factor de reducción.

A continuación se detalla en las el diseño a flexo-compresión de los muros del edificio.

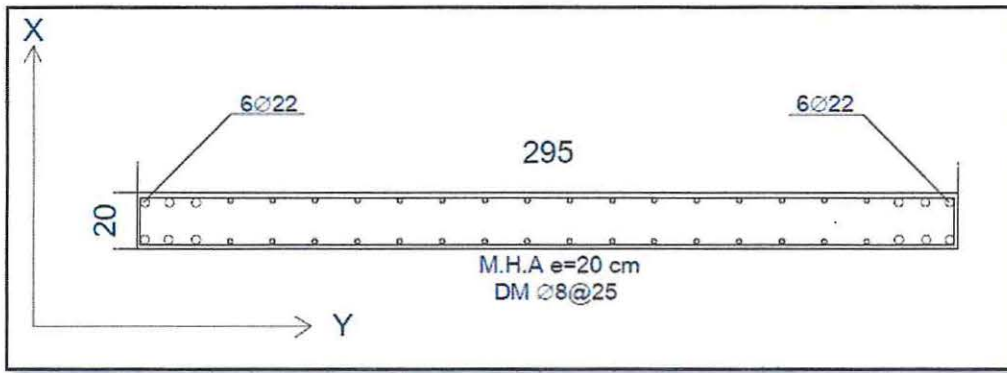


Figura 2-4 Detalle armadura longitudinal muro M1.

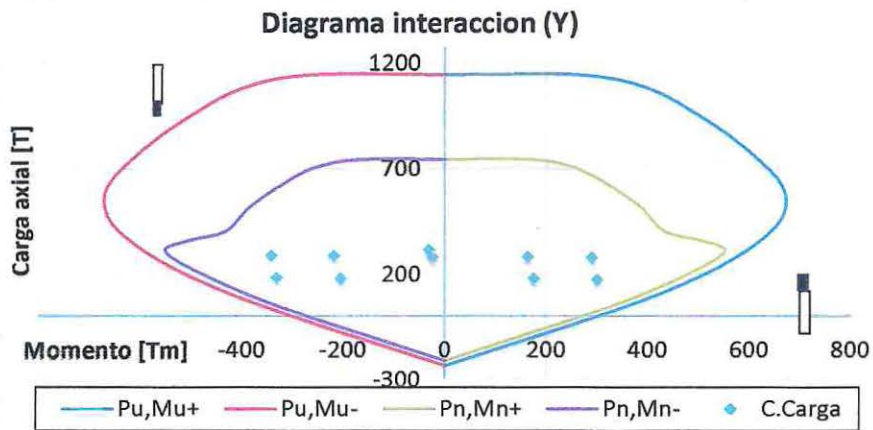


Figura 2-5 Diagrama Flexo-Compresión muro M1.

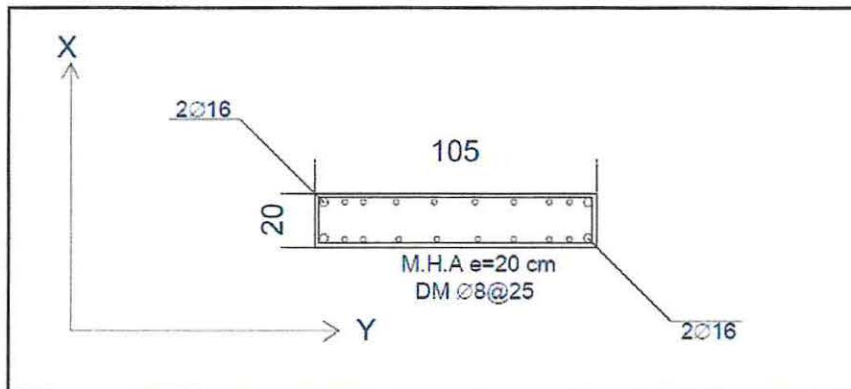


Figura 2-6 Detalle armadura longitudinal muro M3.

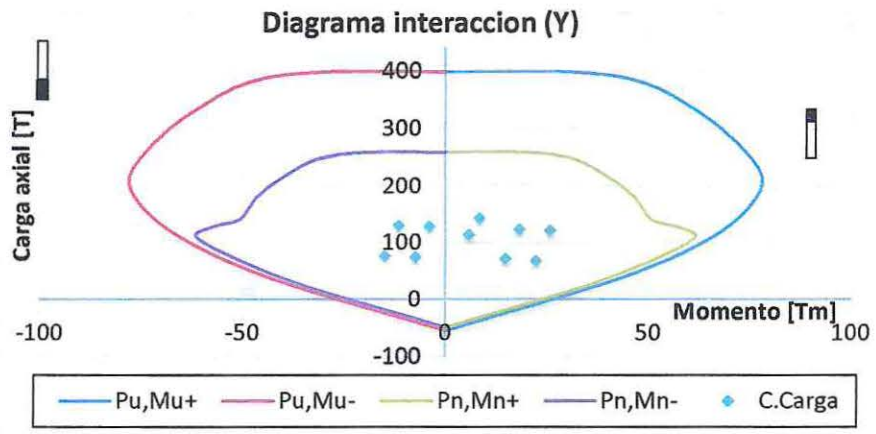


Figura 2-7 Diagrama Flexo-Compresión muro M3.

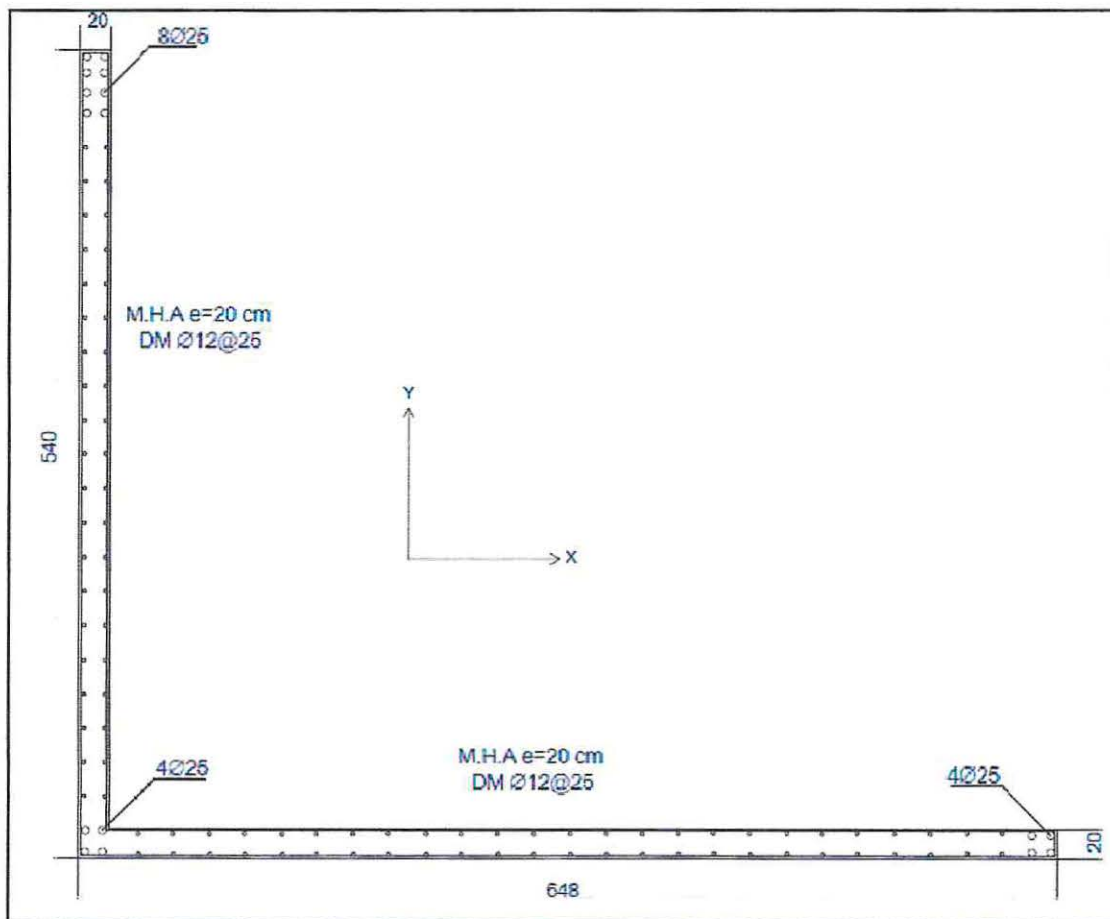


Figura 2-8 Detalle armadura longitudinal muro M5.

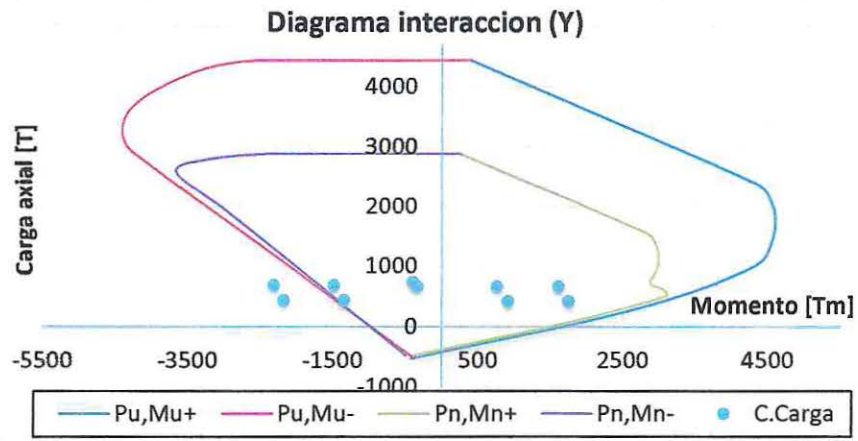


Figura 2-9 Diagrama Flexo-Compresión muro M5.

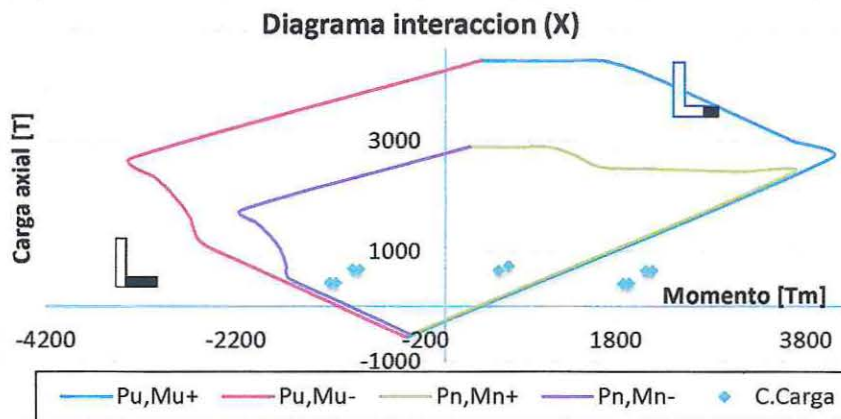


Figura 2-10 Diagrama Flexo-Compresión muro M3.

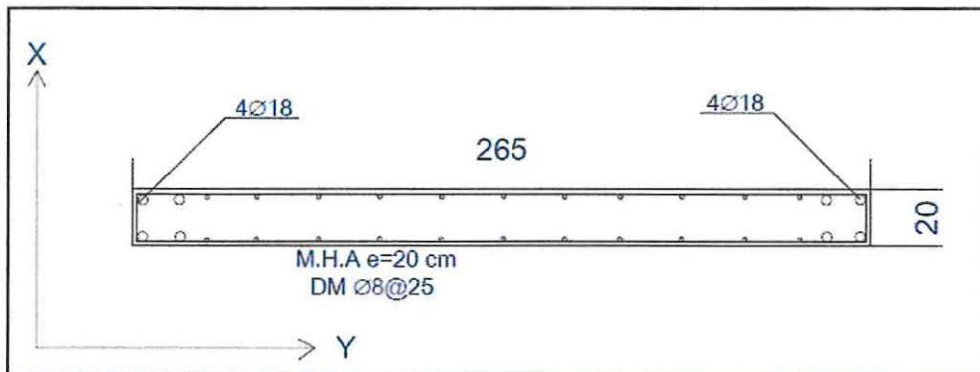


Figura 2-11 Detalle armadura longitudinal muro M7.

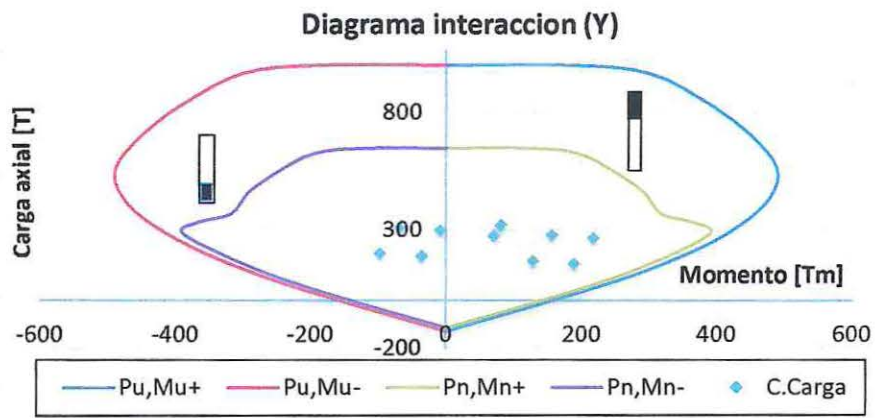


Figura 2-12 Diagrama Flexo-Compresión muro M7.

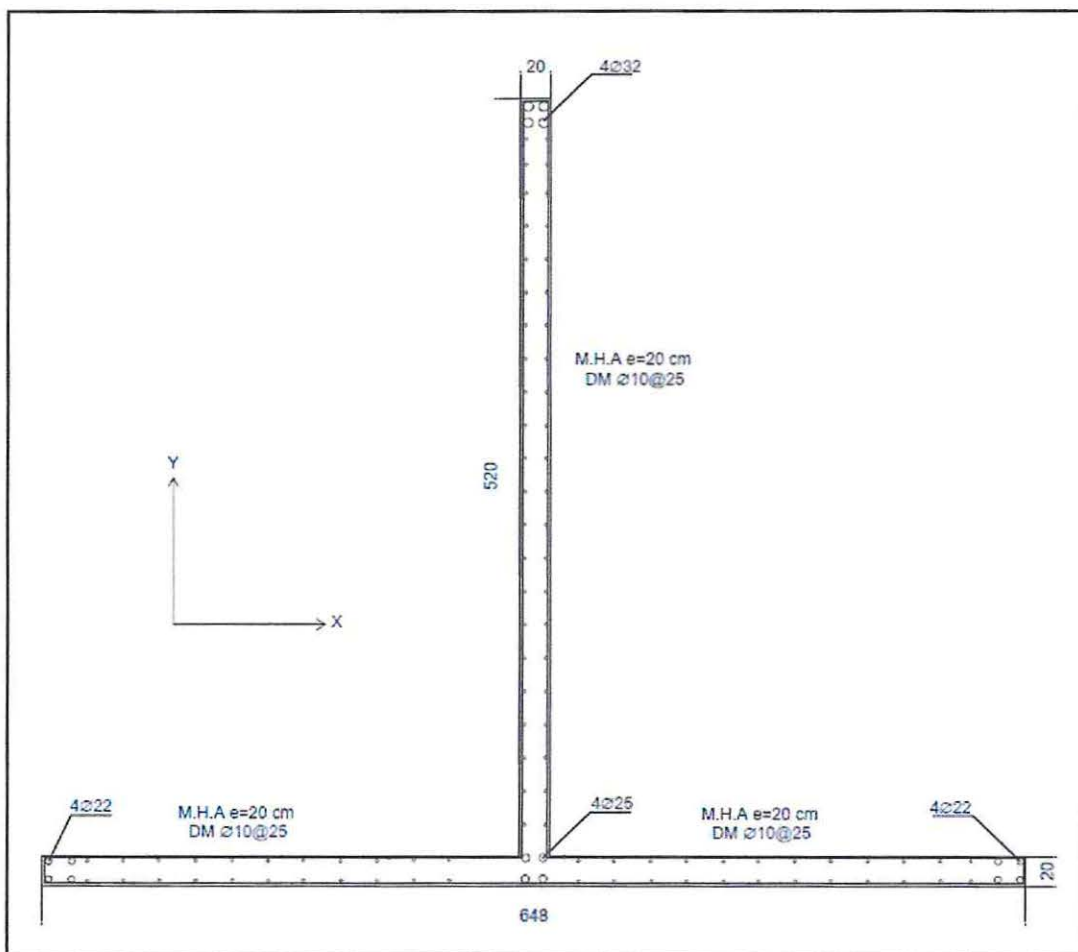


Figura 2.13 Detalle armadura longitudinal muro M9.

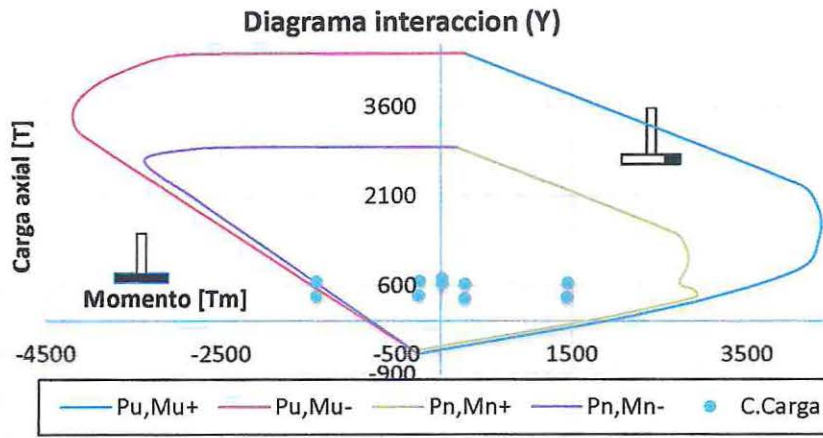


Figura 2.14 Diagrama Flexo-Compresión muro M9.

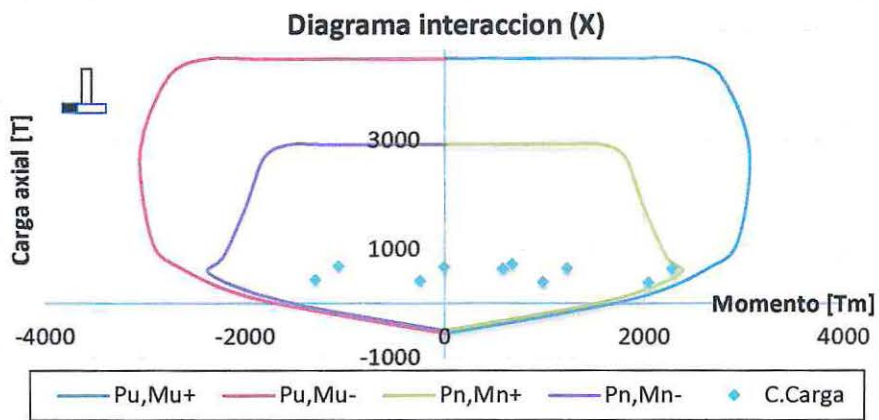


Figura 2.15 Diagrama Flexo-Compresión muro M9.

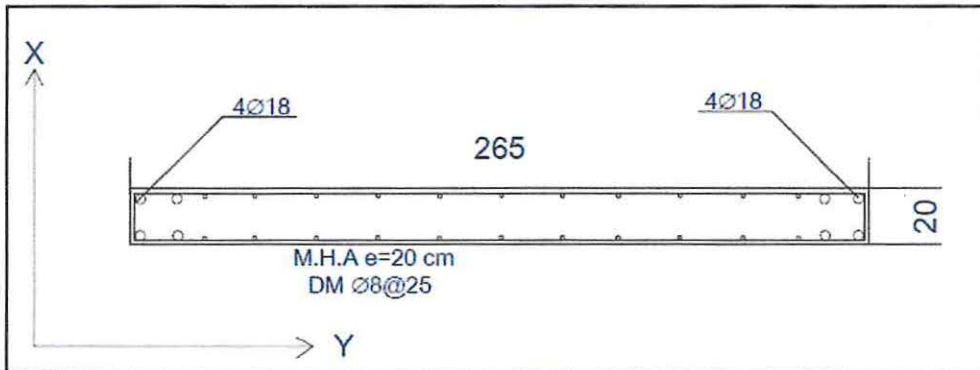


Figura 2.16 Detalle armadura longitudinal muro M11.

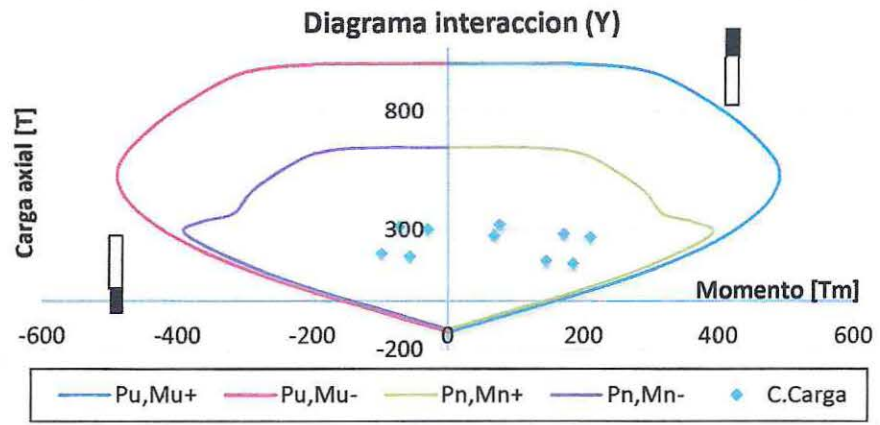


Figura 2.17 Diagrama Flexo-Compresión muro M11.

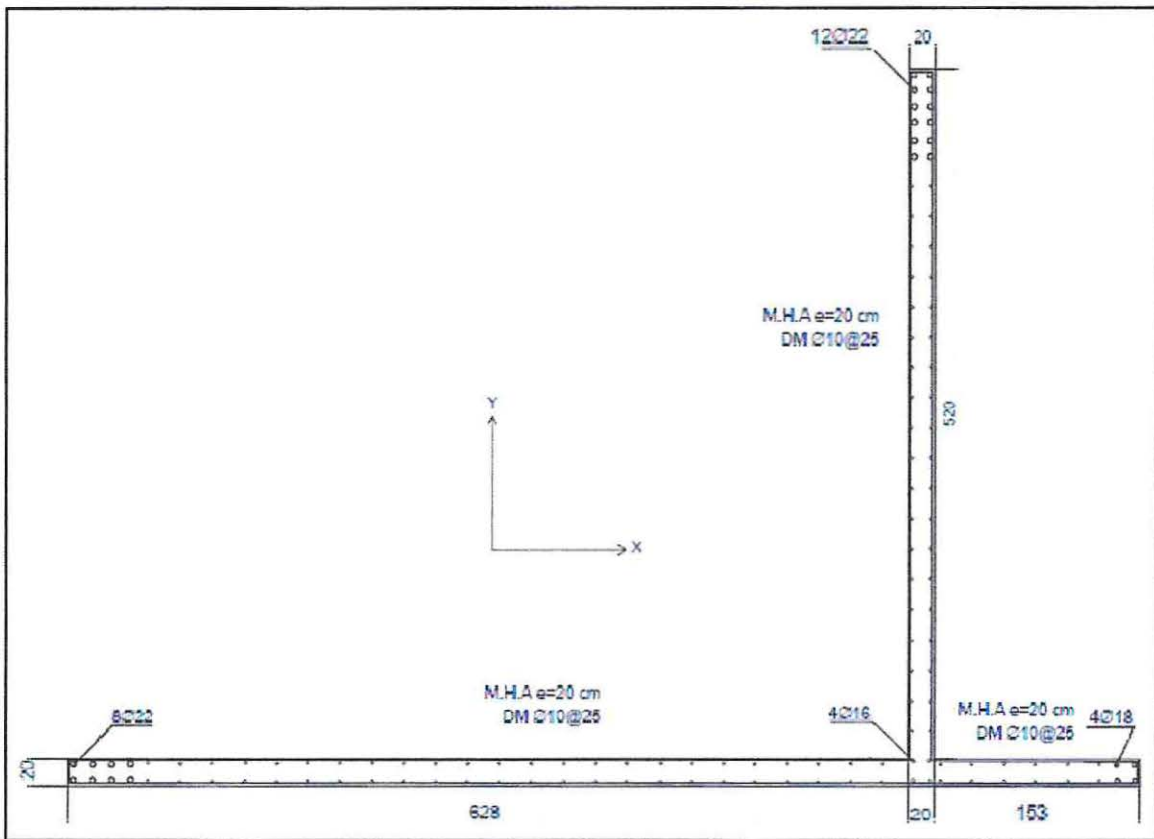


Figura 2-18 Detalle armadura longitudinal muro M13.

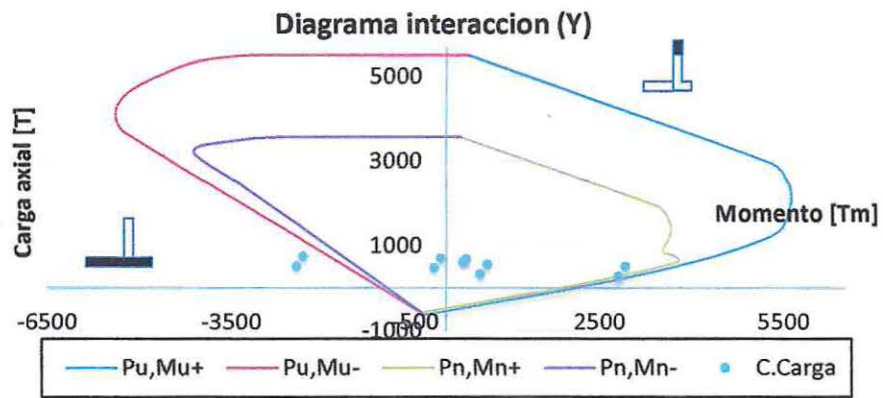


Figura 2-19 Diagrama Flexo-Compresión muro M13.

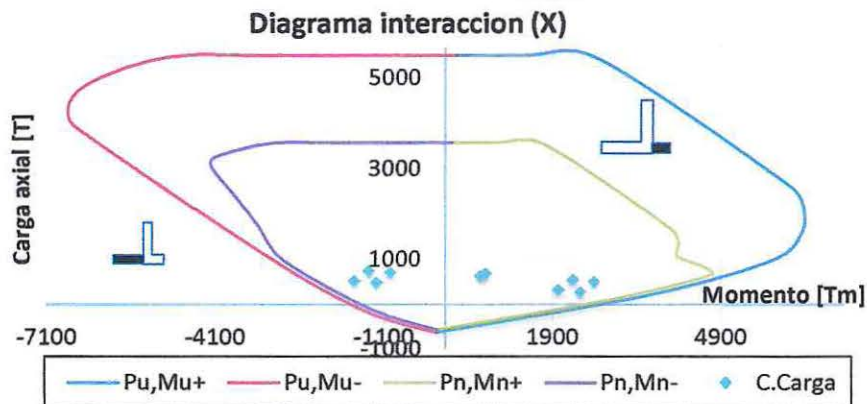


Figura 2-20 Diagrama Flexo-Compresión muro M9.

Para los muros de sección rectangular M1, M3, M7 y M11, todos los puntos se encuentran dentro del diagrama de interacción y bajo el punto de balance, en sentido "Y" para sus direcciones positiva y negativa. Para el diseño a flexo compresión los muros verificados cumplen con lo estipulado en la normativa vigente al momento de su diseño [1] [2].

Para los muros de sección compuesta M9 y M13 los puntos en su diagrama de interacción en el sentido "X" para sus direcciones positiva y negativa se encuentran dentro del diagrama de interacción y bajo el punto de balance, cumpliendo con [1] [2]. Pero para el M5 la verificación demuestra que para el sentido "X" en ambas direcciones los puntos se encuentran afuera del diagrama de interacción nominal como de diseño para la combinación de carga 4 de la tabla 2-3, dejando ver que el diseño a flexo compresión para el muro M5 en sentido "X" estaba subdimensionado, y no cumplía con los requerimientos de diseño de [1] [2]. En cambio para los muros M5, M9 y M13 los puntos en su diagrama de interacción en el sentido "Y" para su dirección negativa se encuentran dentro del diagrama de interacción y bajo el punto de balance, cumpliendo con [1] [2]. Pero para la dirección positiva, la misma dirección que los muros sufrieron fallas la verificación demuestra los puntos se encuentran afuera del diagrama de interacción nominal como de diseño para la combinación de carga 4, demostrando que el diseño a flexo compresión para los muros M5, M9 y M13 en sentido "Y" poseían un sub-dimensionamiento, y no cumplían con los requerimientos de diseño de [1] [2].

• **Verificación de Corte**

La verificación del diseño a corte debe realizarse respecto a las disposiciones de diseño de [2]. Se debe limitar el corte para resistir el puntal de compresión y así evitar que se genere una falla frágil, la condición se muestra en la ecuación 2.8.

$$\phi V_n \geq V_u; \text{ con } \phi = 0,75 \quad (2.7)$$

$$V_n \leq 2,65 \sqrt{f'_c} A_{cw} \quad (2.8)$$

Donde:

- V_n : Resistencia nominal al corte.
- V_u : Resistencia ultima al corte, viene dado de las combinaciones de carga.
- ϕ : Factor de reducción.
- A_{cw} : Representa el área de la sección de hormigón del segmento horizontal de muro.

A continuación en la tabla 2.6 resumen de los cortes de los muros verificados, señalando si cumple con lo requerido (C) o si el resultado de la verificación arroja un valor insuficiente (I).

Tabla 2-6 Resumen verificación de Diseño de Corte muros.

Muro	Solicitud		Armadura Original		Armadura Requerida		Verificación
	Vu X [kgf]	Vu Y [kgf]	Av X	Av Y	Av X	Av Y	
M1	77025	-----	DMH ϕ 8@15	-----	DMH ϕ 8@15	-----	C
M3	9745	-----	DMH ϕ 8@20	-----	DMH ϕ 8@20	-----	C
M5	108052	98512	DMH ϕ 10@20	DMH ϕ 10@20	DMH ϕ 10@20	DMH ϕ 10@20	C
M7	49886	-----	DMH ϕ 8@20	-----	DMH ϕ 8@20	-----	C
M9	123441	803441	DMH ϕ 10@20	DMH ϕ 8@20	DMH ϕ 10@20	DMH ϕ 8@20	C
M11	47576	-----	DMH ϕ 8@20	-----	DMH ϕ 8@20	-----	C
M13	180210	160211	DMH ϕ 8@20	DMH ϕ 8@20	MH ϕ 10@20	DMH ϕ 8@20	I

Para las solicitudes de corte resumidas en la tabla 2.6, para los muros M1, M3, M5, M7 y M11 la armadura considerada originalmente concuerda con la armadura requerida en la verificación del diseño, los muros verificados cumplen con lo estipulado en la normativa vigente al momento de su diseño [1] [2].

En cambio para el M13 la verificación demuestra que para el sentido X la armadura considerada originalmente no concuerda con la armadura requerida para la combinación de carga 4 de la tabla 2-3, dejando ver que el diseño a corte para el muro M13 en sentido X estaba subdimensionado, y no cumplía con los requerimientos de diseño de [1] [2].

2.2 Análisis y Diseño Según Normativa Vigente.

El Edificio Toledo se estudió por medio del análisis modal espectral según la norma NCh433 Of. 1996 Mod.2009 [8] y por medio del Decreto Supremo N° 61 [5], y las disposiciones de diseño del ACI 318S-08 [3] y el Decreto Supremo N° 60 [4]. Para el análisis se modeló el Edificio Toledo con el programa ETABS 2013.

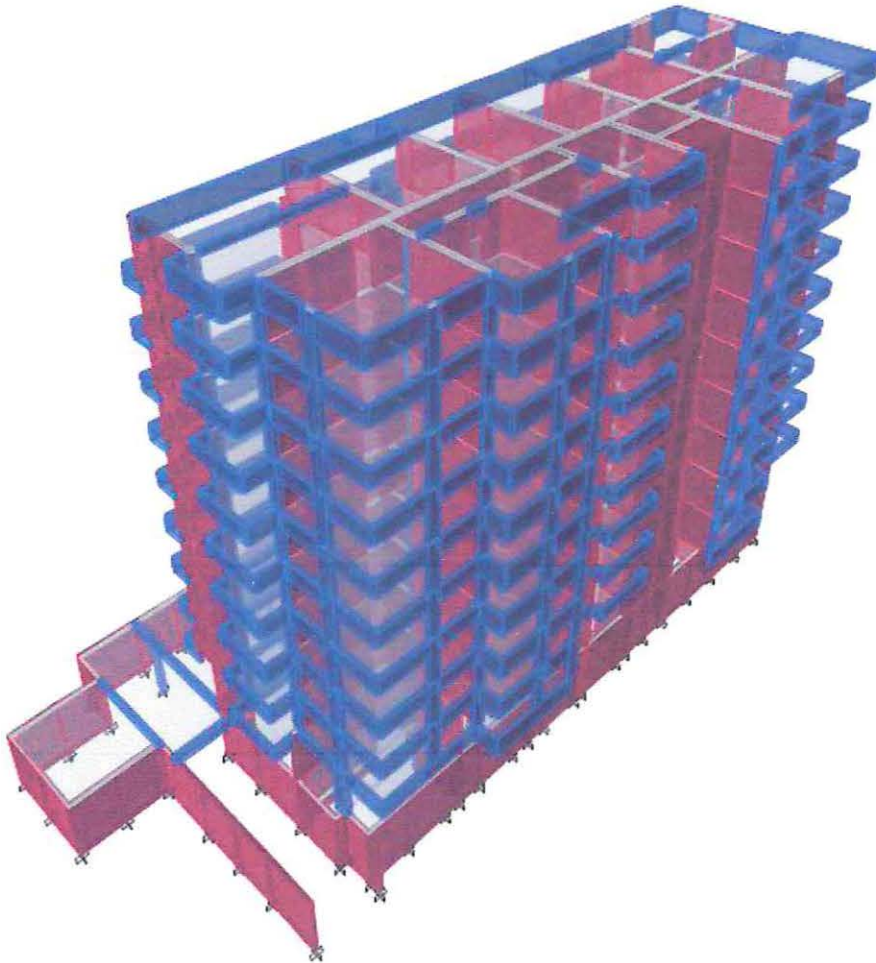


Figura 2.21 Modelo ETABS 2013 Ultimate V13.1.5 - Edificio Toledo 2014 [7].

2.2.1 MATERIALIDAD.

Se utilizará para el modelado y diseño los mismos materiales con los que originalmente fue construido el edificio, hormigón calidad H-30 y acero A630-420H. Definidos en la sección 2.1.1.

2.2.2 Cargas y sobrecargas de Diseño.

Son todas las solicitaciones de cargas utilizadas para el análisis y diseño de los elementos en la estructura analizada en este trabajo, las mismas utilizadas en 2.1.2.

Siendo: cargas vivas o sobrecarga de uso (L), cargas muertas o permanentes (D) y cargas eventuales (E) en este caso la acción del sismo.

2.2.3 Combinaciones de Carga.

De acuerdo a lo estipulado en [10], que fija las combinaciones de carga utilizadas en los edificios habitacionales en Chile se obtiene para el método de análisis LRFD, las siguientes combinaciones detalladas en la tabla 2-7.

Tabla 2-7: Combinaciones de Carga NCh 3171.

Combinación de Carga	D	L	E
Combinación 1	1,4	---	---
Combinación 2	1,2	1,6	---
Combinación 3	1,2	1	±1,4
Combinación 4	0,9	---	±1,4

2.2.4 Análisis Sísmico.

Para realizar el análisis sísmico de la estructura se considera que el edificio se ubica en la zona sísmica 3 y suelo tipo D, de acuerdo a lo que señala [8], [4] y [5].

- **Espectro de Pseudo-Aceleración de Diseño.**

Como disponen [8] y [5] el espectro de diseño de pseudo-aceleración está definido de acuerdo a las siguientes ecuaciones:

Ecuación 2.9, aceleración espectral de diseño " S_a ":

$$S_a = \frac{S \cdot A_0 \cdot \alpha}{(R^*/I)} \quad (2.9)$$

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.
- α : Factor de amplificación de la aceleración efectiva máxima, el factor de amplificación α se obtiene por medio de las ecuaciones 2.2 y 2.3, antes expresadas.

A continuación se presenta la tabla 2-8 en la que se detallan los parámetros sísmicos de la estructura estudiada.

Tabla 2-8: Parámetros Sísmicos.

Parámetros Sísmicos	
Zona	3
Suelo Tipo	D
S	1,2
T^o (seg)	0,75
T^* (seg)	0,85
n	1,8
P	1
R_o	11
R	7
A_o/g	0,4
I	1

Con los valores de la tabla 2-8, se construye el espectro de diseño elástico, que a continuación se presenta en la figura 2.22.

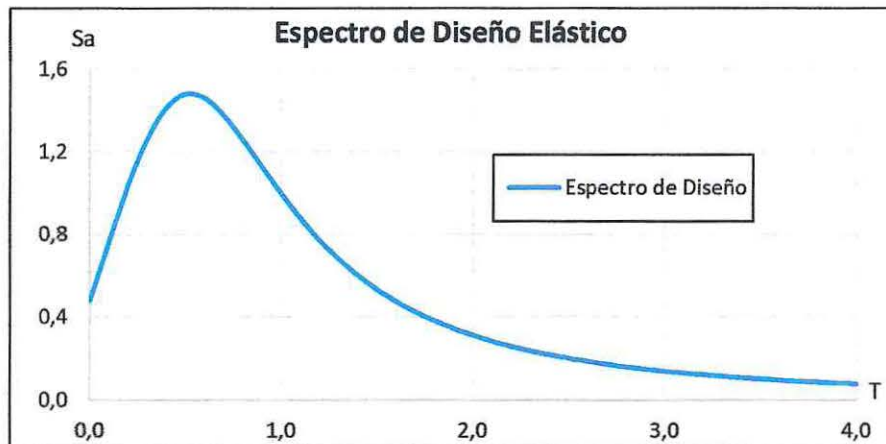


Figura 2.22 Espectro de diseño elástico [5].

2.2.5 Esfuerzo de Corte Basal.

La norma chilena [8], define al esfuerzo de corte basal como el esfuerzo de corte debido a la acción de un sismo a nivel de la base de la estructura, el corte producido por el espectro elástico ($Q_{elástico}$), obtenido por medio del análisis modal espectral en el programa ETABS 2013 [7]. Este debe ser reducido por un factor R, que depende de la capacidad de disipar energía del sistema de la estructura y la materialidad de esta, además el esfuerzo de corte de diseño o $Q_{reducido}$ se debe encontrar dentro de los límites, establecidos, es decir, valores de cortes máximo y mínimo de [8]. Las ecuaciones 2.10 y 2.11 exponen los cortes máximo y mínimo respectivamente.

$$Q_{max} = C_{max} \cdot I \cdot P \quad (2.10)$$

$$Q_{min} = C_{min} \cdot I \cdot P \quad (2.11)$$

Dónde:

- P : Peso Sísmico de la estructura.
 C_{max} : Coeficiente sísmico máximo según [4] [8].
 C_{min} : Coeficiente sísmico mínimo según [4] [8].

La tabla 2-14 muestra los parámetros del edificio y las el corte de diseño.

Tabla 2-9 Parámetros.

Parámetros Edificio Toledo		
Nº de modos considerados	12	
Peso de la estructura	5375 [T]	
Q_{Max} [Tf]	903	
Q_{min} [Tf]	430	
Dirección de Análisis	X	Y
Periodo	0,432	0,636
Masa modal fundamental	47%	63%
$Q_{elástico}$ [Tf]	3790	4790
R^{**}	4,2	5,3
Corte de diseño [Tf]	903	903

2.2.6 Deformaciones Sísmicas.

- **Deformación Relativa entre Piso (drift).**

Como estipula [8], con lo referente a deformaciones sísmicas, el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos debido a la acción de un sismo, medidos desde el centro de masa del piso y en ambas direcciones de análisis no puede ser mayor a la altura del entrepiso multiplicada por 0,002, o el drift del piso no puede ser mayor a 0,002. A continuación se representan los drift de cada piso, producidos por la acción del sismo reducido en la dirección x e y respectivamente.

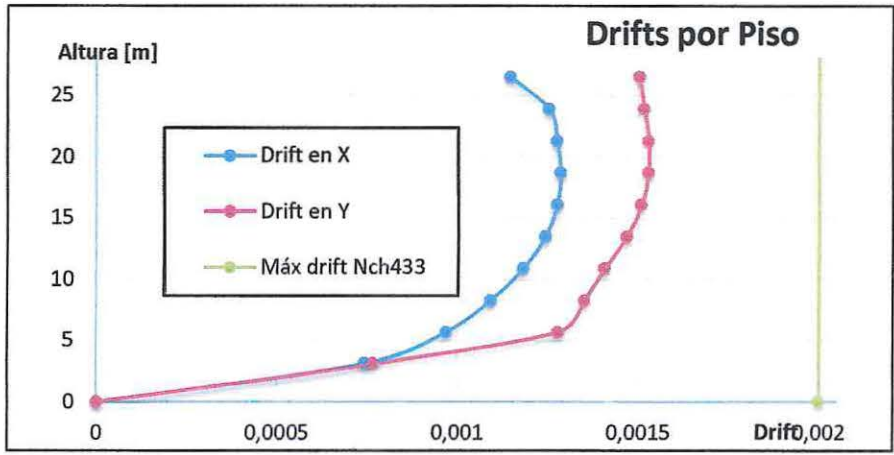


Figura 2-23 Drift en ambas direcciones de análisis

- **Desplazamiento Relativo Máximo.**

Según estipula [8] el desplazamiento en cualquier punto de la planta de la estructura no debe ser mayor al desplazamiento en el centro de masa más 0.001. Para el análisis del edificio el desplazamiento mayor en el centro de masa es de 0,0013 ocurre en el piso 7° es decir, en este caso el límite será de 2,3 ‰ en la dirección X y para la dirección Y el máximo desplazamiento será de 2,4 ‰, ocurrido en el piso 8°. Analizando los resultados de estos puntos de la planta (los más lejanos del centro de masa) se encuentran que los desplazamientos en ambos puntos arrojan como resultado un 1,3‰ en dirección X y un 1,6‰ en dirección Y, cumpliendo así con lo exigido.

2.2.7 Desplazamiento Lateral de Diseño en el Techo.

Para el diseño de estructuras de hormigón armado, como se estipula en [5] en su artículo de "Deformaciones Sísmicas", el desplazamiento lateral a la altura del techo, " δ_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.

$$\delta_u = 1,3 \cdot S_{de}(T_{ag}) \tag{2.12}$$

En donde:

T_{ag} : Período agrietado.

No se consideró la influencia del acero y la pérdida de rigidez debido al agrietamiento del hormigón se puede calcular el periodo agrietado como se detalla en la ecuación 2.13.

$$T_{ag} = 1,5T \tag{2.13}$$

Donde:

T : Período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis.

El espectro elástico de desplazamiento " $S_{de}(T_n)$ " se define en la ecuación 2.14 de [5].

$$S_{de}(T_n) = \frac{T_n^2}{4\pi^2} \alpha A_0 C_d^* \quad (2.14)$$

Dónde:

- T_n : Período de vibración del modo n.
- C_d^* : Factor que depende del tipo de suelo
- S_{de} : Espectro elástico de desplazamientos.
- A_0 : Aceleración efectiva máxima del suelo.

Los valores de C_d^* se pueden obtener de la Tabla 2-10.

Tabla 2-10: Los valores de C_d^* .

Suelo Tipo	C_d^*	Rango periodos
D	1,0	$T_n \leq 0,9$ seg
	1,1 T_n	$0,9$ seg < T_n < 1,75 seg
	1,93	$1,75$ seg < $T_n \leq 5$ seg

A continuación se presenta el resumen de los resultados del desplazamiento lateral de diseño en el techo, realizado en las direcciones "X" e "Y". Estos valores son necesarios para los diseños de los elementos sismo resistentes.

Tabla 2-11 Resumen Del Desplazamiento Lateral De Diseño En El Techo.

Dirección	T (s)	$T_{ag} (1,5*T)$	S_{de}	du (cm)
X	0,433	0,648	0,11	14,3
Y	0,636	0,954	0,22	28,6

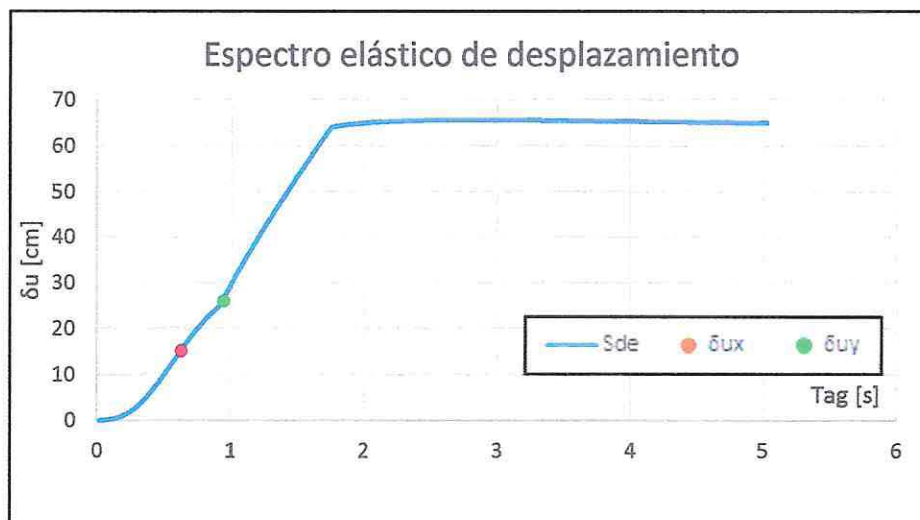


Figura 2.24 Espectro elástico de Desplazamientos.

2.2.8 Diseño de Elementos Estructurales.

En esta sección se hace referencia al diseño de todos los elementos estructurales del primer piso conforme a las disposiciones [3] y [5], enfatizando en los muros verificados en la sección 2.1.8.

Estos se diseñan para el primer piso debido que a ese nivel se concentró la demanda del sismo, por eso es válido suponer que los esfuerzos de este nivel dominan el diseño.

Los muros del primer piso del edificio se diseñaron de acuerdo al diseño a flexo-compresión y al diseño al corte (muros especiales), además de las especificaciones de desplazamiento y confinamiento en los elementos de borde dispuestas en [3] y [4].

• Diseño a Flexo-Compresión:

El diseño de flexo-compresión debe realizarse respecto a las disposiciones de diseño de [3] y [4], para los diagramas se consideran todas las solicitaciones de las combinaciones de carga.

Condiciones de diseño:

La combinación de cargas debe cumplir con la misma condición anteriormente expuesta en la sección 2.1.8:

$$\phi(M_n, P_n) \geq (M_u, P_u) \quad (2.15)$$

Donde:

M_n, P_n : Resistencia al momento y carga axial nominal de la sección.

M_u, P_u : Solicitación de diseño (cargas mayoradas).

ϕ : Factor de reducción.

Cuantía mínima del refuerzo longitudinal [3].

$$\rho_{l.min} = 0,0025$$

Máximo valor de la carga axial viene dado por las ecuación 2.16.

$$P_{max} \leq 0,35 f'_c A_g \quad (2.16)$$

f'_c : Máximo valor de carga axial actuando sobre el muro.

A_g : Área bruta de la sección del muro.

A continuación se detalla en las figuras siguientes el diseño a flexo-compresión de los muros estructurales del Edificio Toledo.

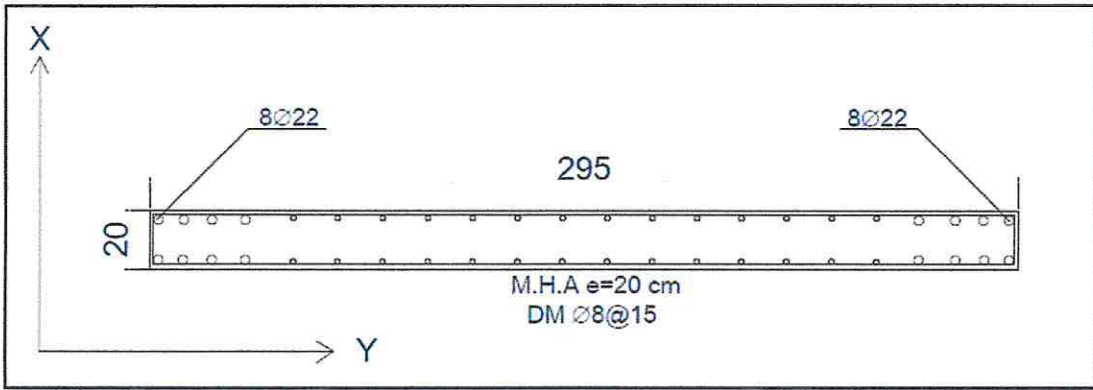


Figura 2.25 Detalle armadura a longitudinal muro M1.

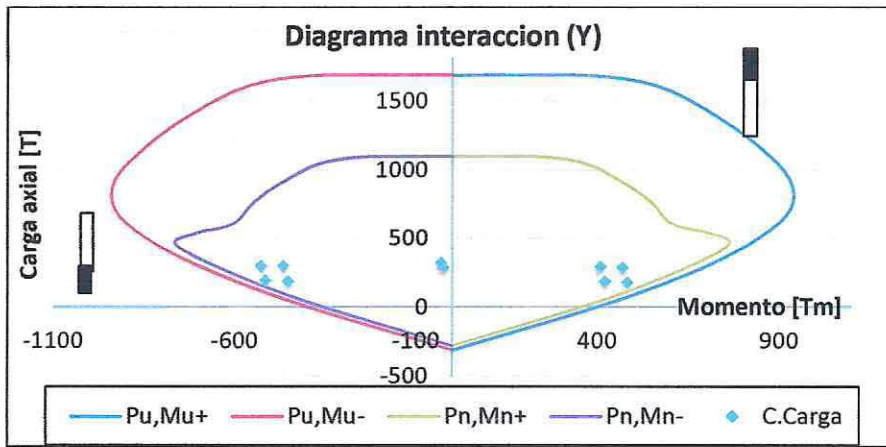


Figura 2.26 Diagrama Flexo-Compresión muro M1.

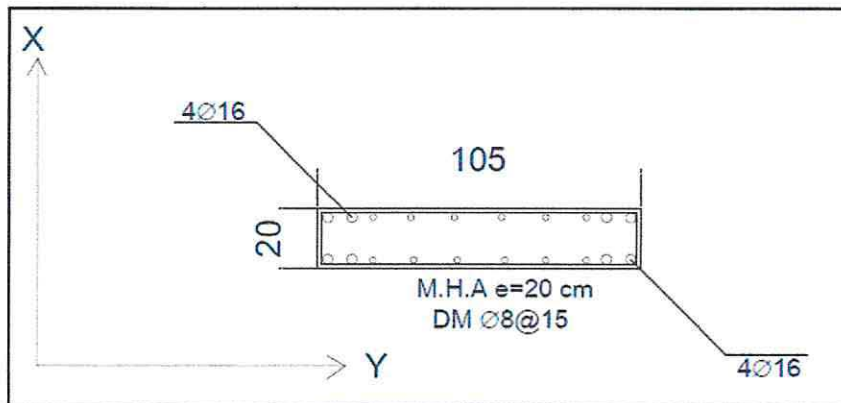


Figura 2.27 Detalle armadura a longitudinal muro M3.

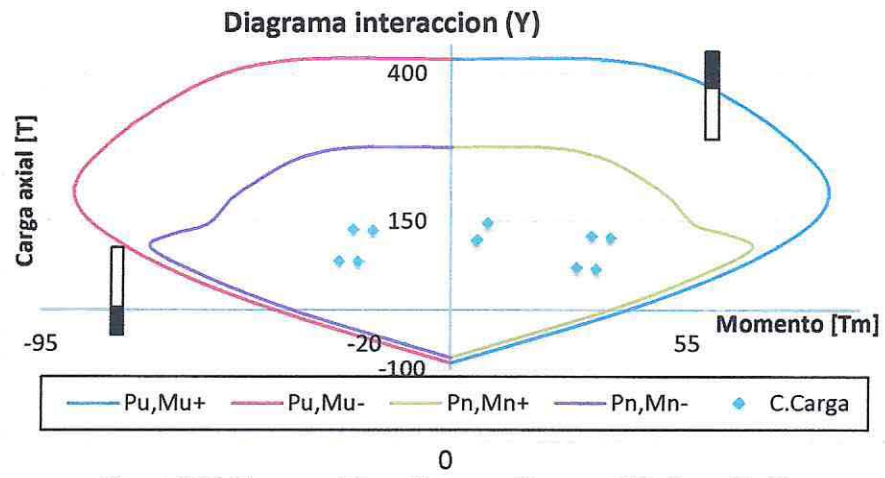


Figura 2.28 Diagrama Flexo-Compresión muro M5 dirección Y.

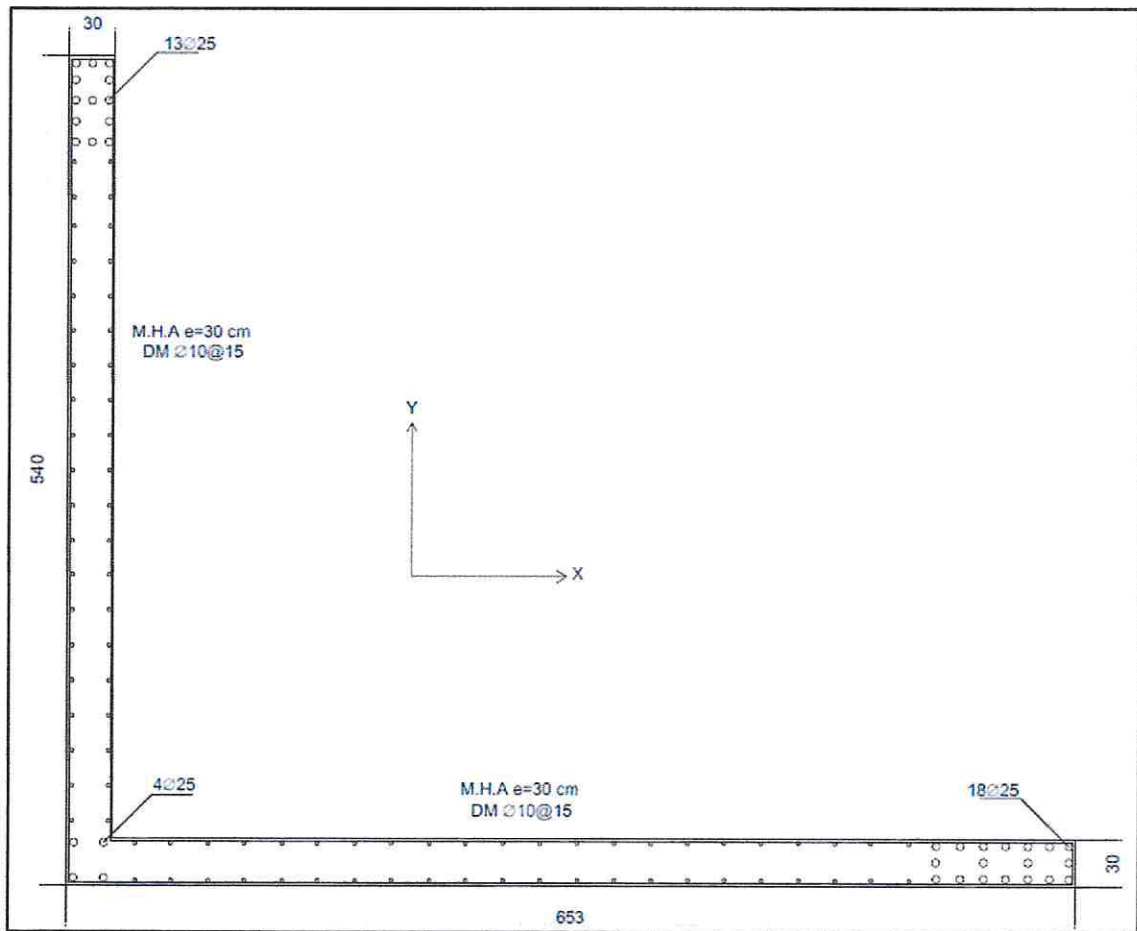


Figura 2.29 Detalle armadura a longitudinal muro M5.

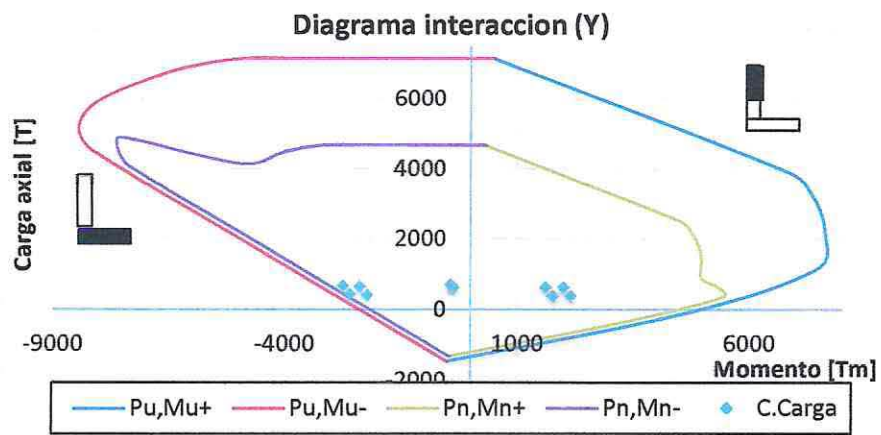


Figura 2.30 Diagrama Flexo-Compresión muro M5.

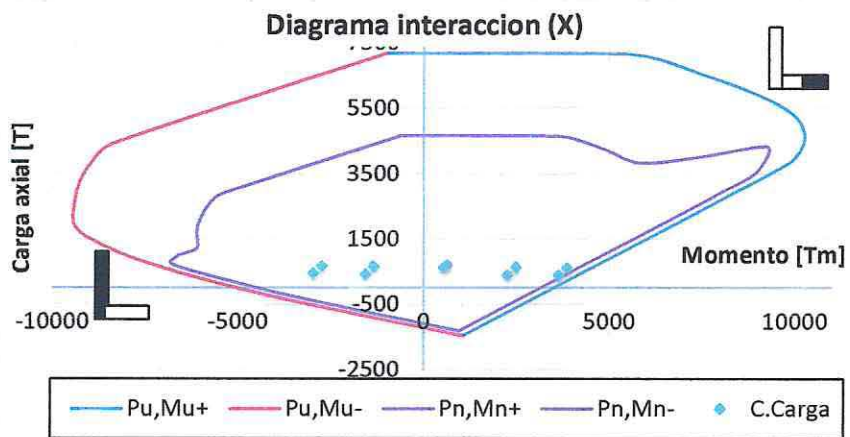


Figura 2.31 Diagrama Flexo-Compresión muro M5.

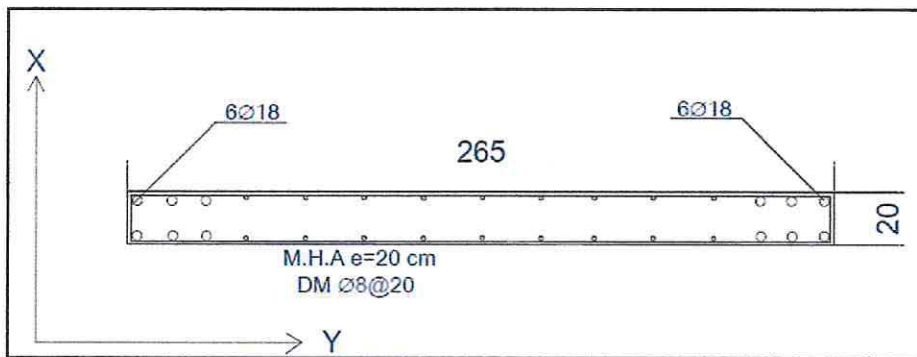


Figura 2.32 Detalle armadura a longitudinal muro M7.

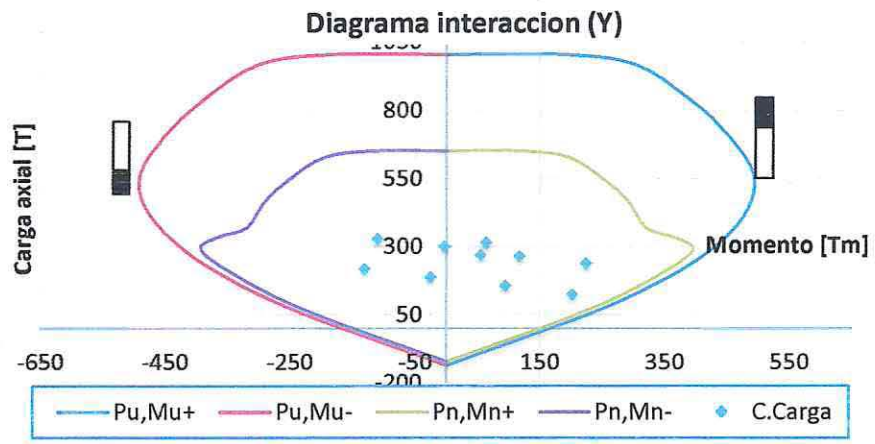


Figura 2.33 Diagrama Flexo-Compresión muro M7.

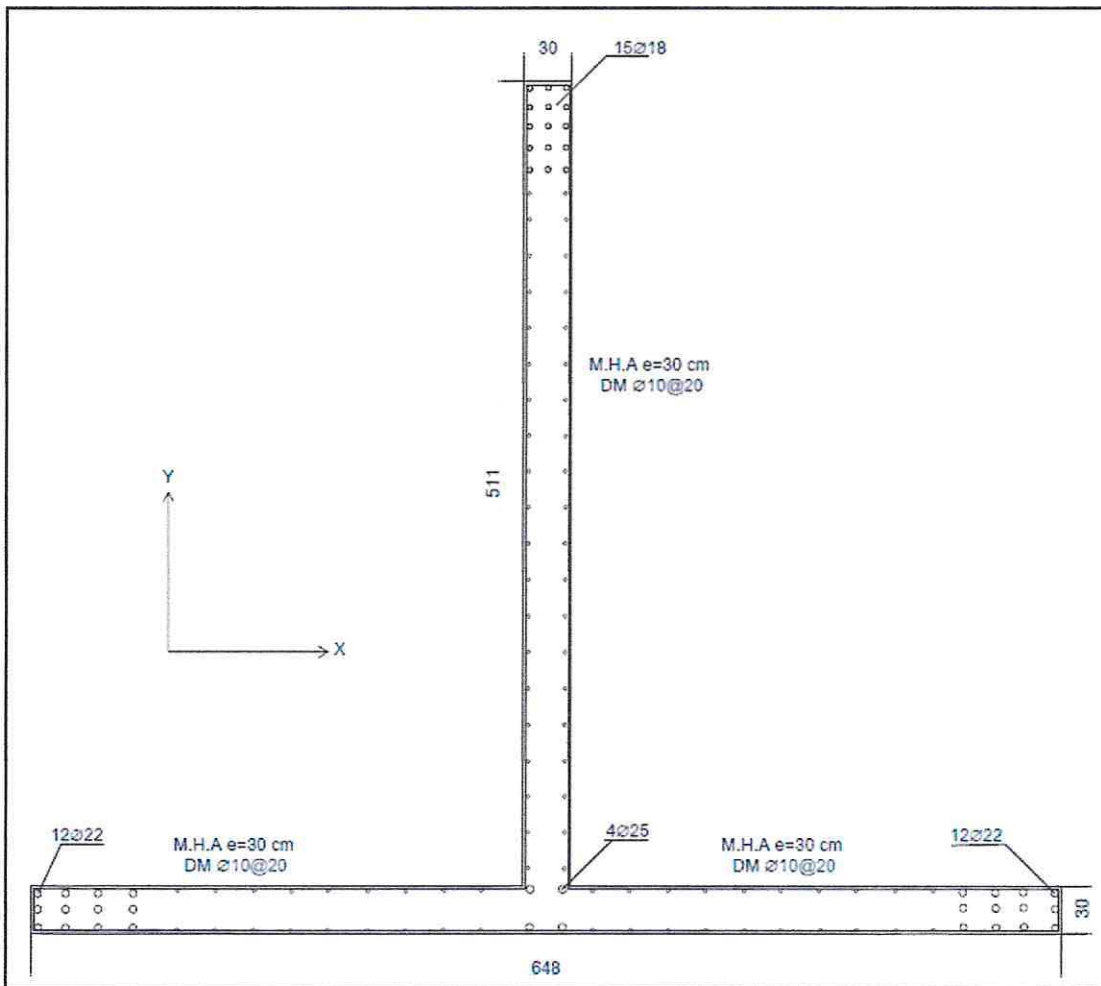


Figura 2.34 Detalle armadura a longitudinal muro M9.

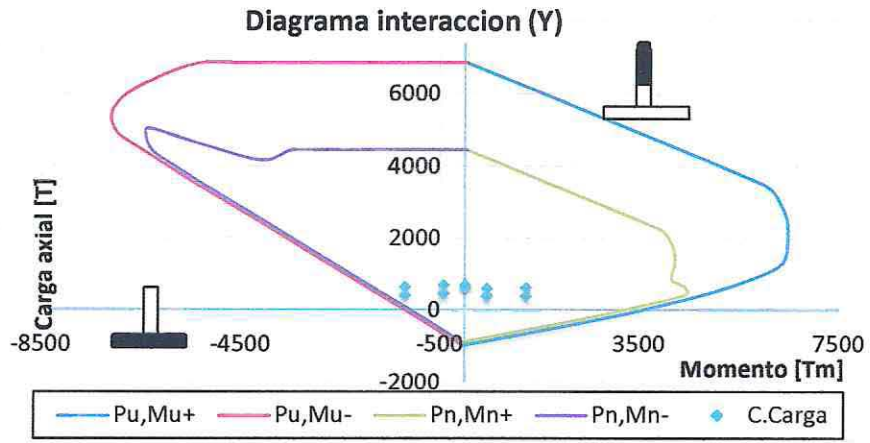


Figura 2.35 Diagrama Flexo-Compresión muro M9.

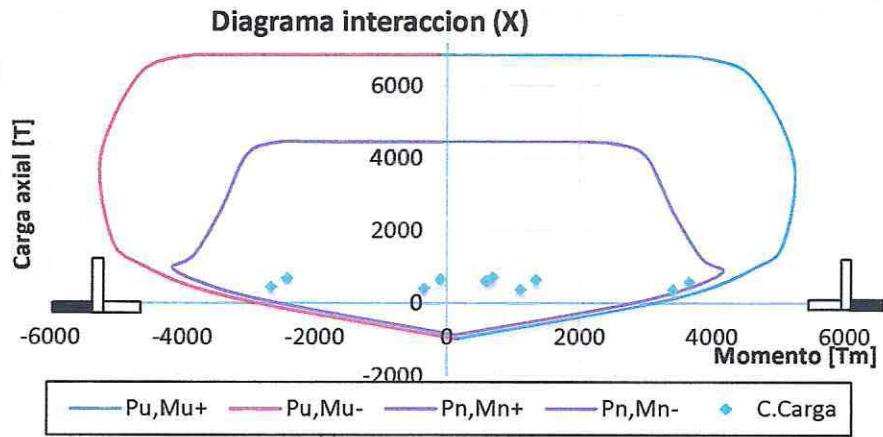


Figura 2.36 Diagrama Flexo-Compresión muro M9.

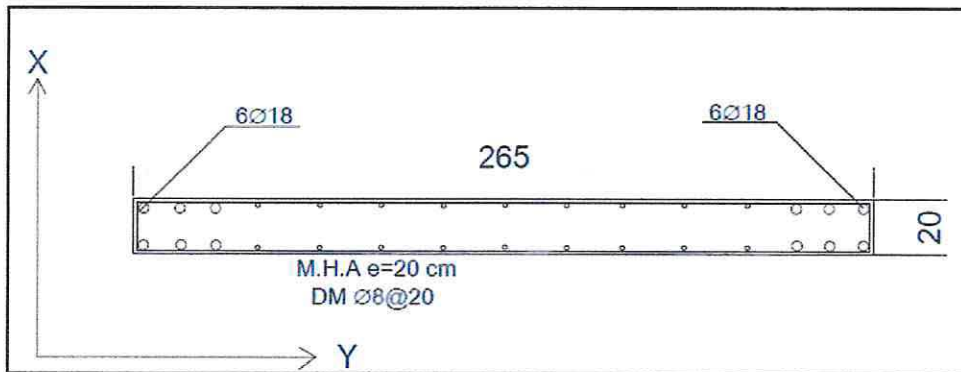


Figura 2.37 Detalle armadura a longitudinal muro M11.

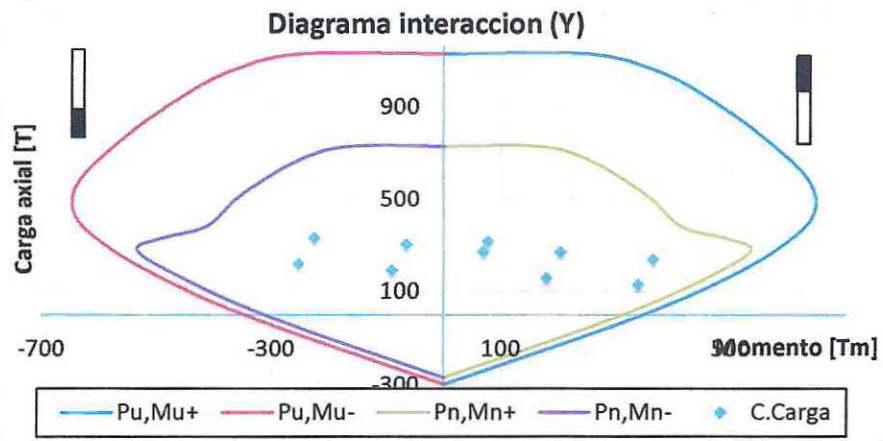


Figura 2.38 Diagrama Flexo-Compresión muro M11.

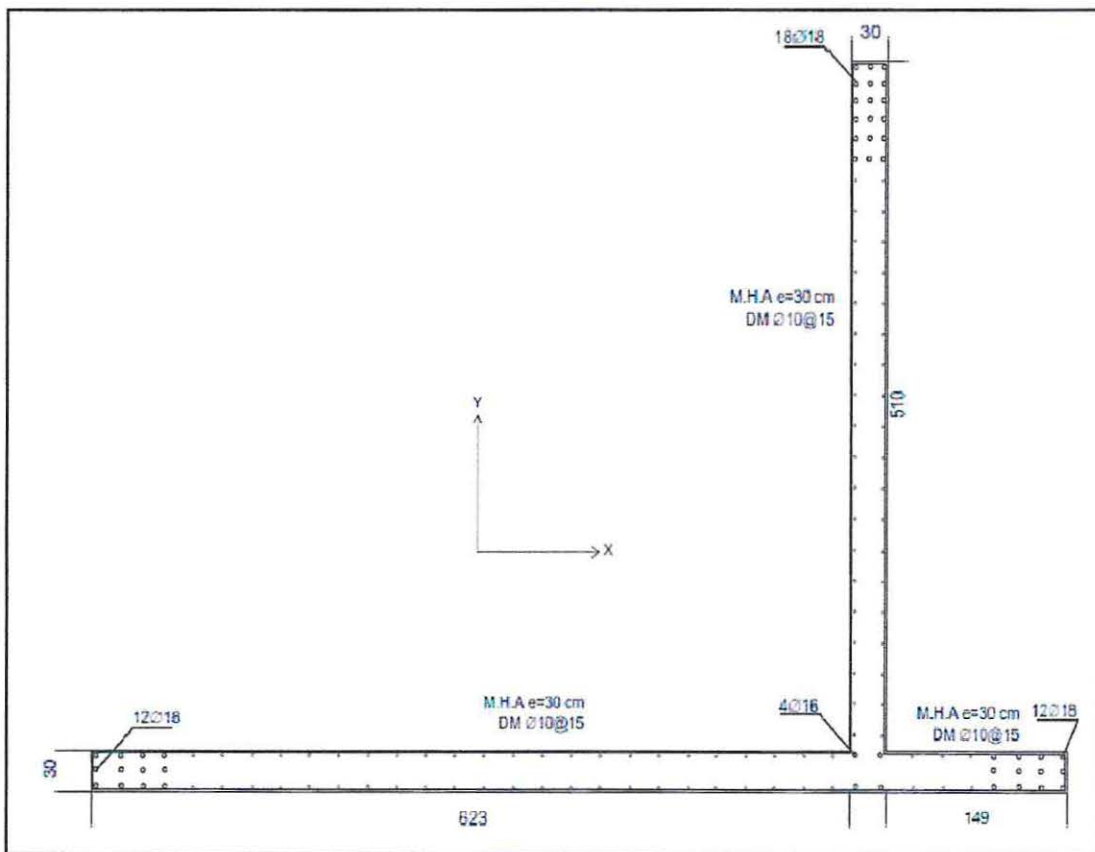


Figura 2.39 Detalle armadura a longitudinal muro M13.

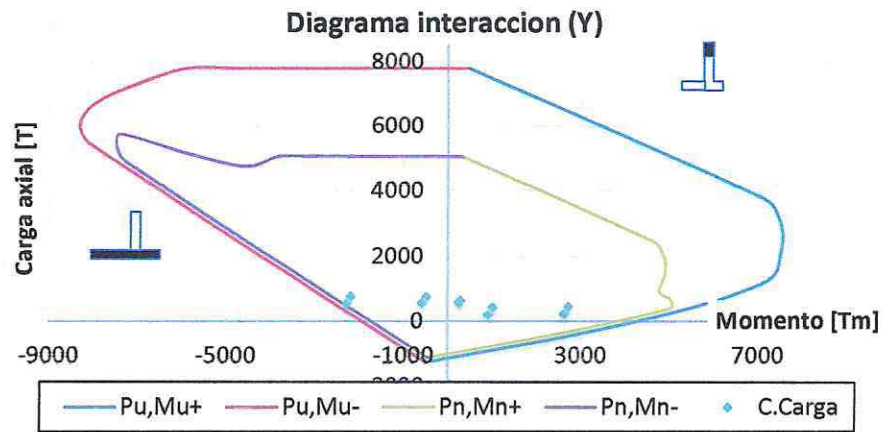


Figura 2.40 Diagrama Flexo-Compresión muro M13.

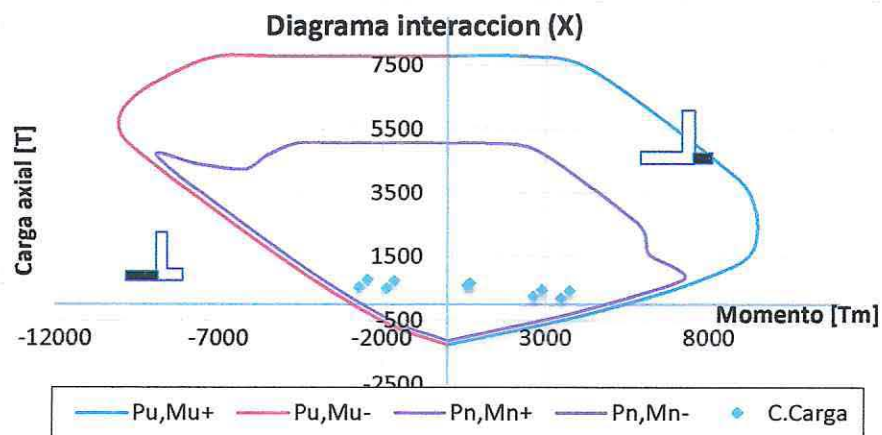


Figura 2.41 Diagrama Flexo-Compresión muro M13.

Diseño a Corte

El diseño de corte debe realizarse respecto a las disposiciones de diseño establecidas en [3]. Esta debe cumplir con lo estipulado por la ecuación 2.17. Además limita el corte máximo de la sección para resistir el puntal de compresión y así evitar que se genere una falla frágil según ecuación 2.18

$$V_u = \phi V_n ; \text{ con } \phi = 0,6 \quad (2.17)$$

$$V_n = 2,65 \cdot A_{cn} \cdot \sqrt{f_c'} \quad (2.18)$$

Donde:

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

V_n : Resistencia nominal al corte límite.

ϕ : Factor de reducción.

A_{cn} : Área de la sección de concreto del segmento horizontal del muro. [cm²]

f'_c : Resistencia cilíndrica del hormigón a compresión. [kgf/cm²].

El diseño al corte de los muros se realiza de acuerdo a [3], con las consideraciones de la ecuación 2.12 y considerando como cuantía mínima a $\rho_{tmin} = 0,0025$. A continuación en la tabla 2-17 resumen de los cortes de los muros diseñados y los gráficos del diseño al corte de los muros M1 al M13 donde se muestran los cortes nominales V_n , cortes últimos V_u y los cortes nominales límites V_{limite} para cada muro analizado. Estos se muestran en las figuras 2.42 a la 2.51.

Tabla 2-12 Resumen Diseño de Corte muros más afectados.

Muro	Direccion		Solicitación		Armadura	
	Corte Máx X	Corte Máx Y	Vu X	Vu Y	Av X	Av Y
M1	238831 [kgf]	-----	97142 [kgf]	-----	DMH ϕ 10@15	-----
M3	87990 [kgf]	-----	13870 [kgf]	-----	DMH ϕ 8@20	-----
M5	857763 [kgf]	678782 [kgf]	120211 [kgf]	165913 [kgf]	DMH ϕ 10@20	DMH ϕ 10@20
M7	222070 [kgf]	-----	49886 [kgf]	-----	DMH ϕ 8@20	-----
M9	853107 [kgf]	678782 [kgf]	123441 [kgf]	161169 [kgf]	DMH ϕ 10@20	DMH ϕ 10@20
M11	223770 [kgf]	-----	46576 [kgf]	-----	DMH ϕ 8@20	-----
M13	857763 [kgf]	748782 [kgf]	120211 [kgf]	165913 [kgf]	DMH ϕ 10@15	DMH ϕ 10@20

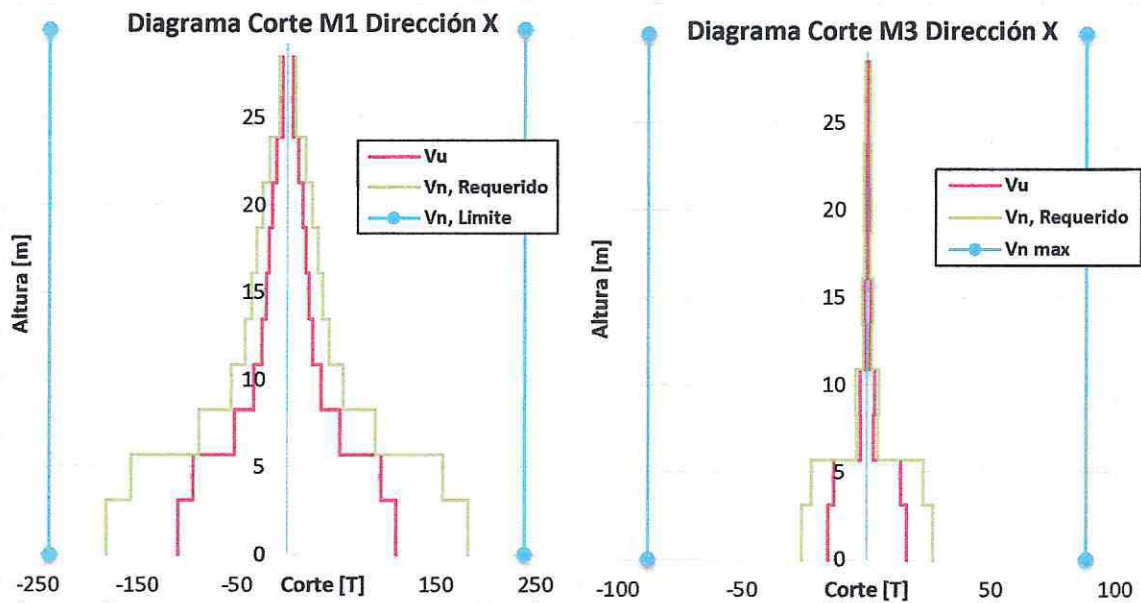


Figura 2-42 y Figura 2-43 Diagramas de Corte muro M1 y M3 respectivamente.

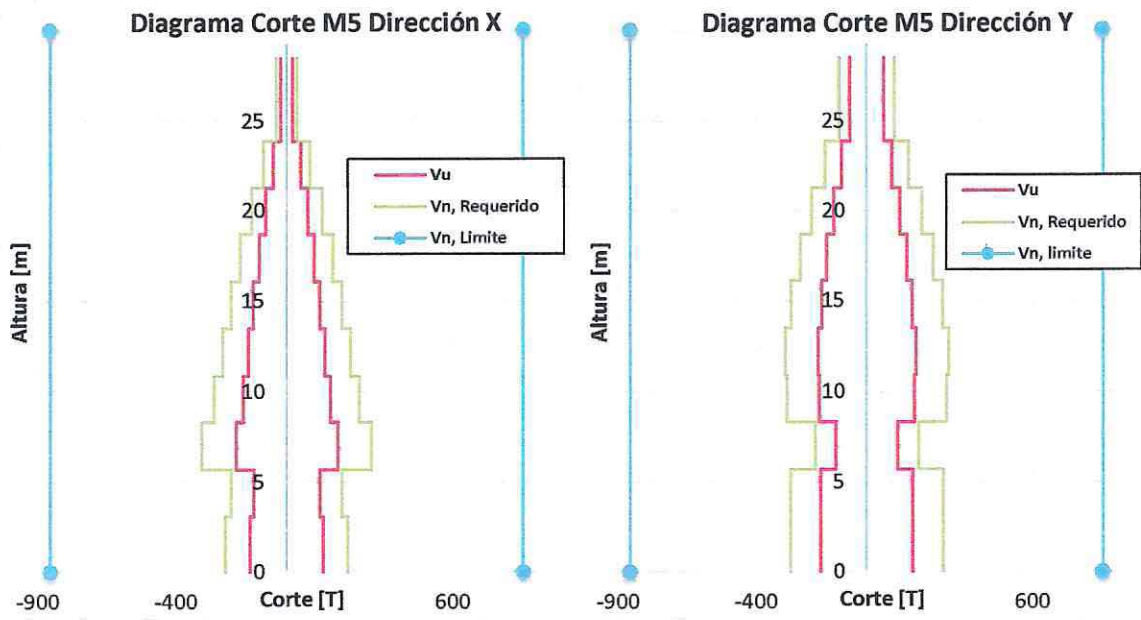


Figura 2-44 y Figura 2-45 Diagrama de Corte muro M5 Dirección X y Dirección Y.

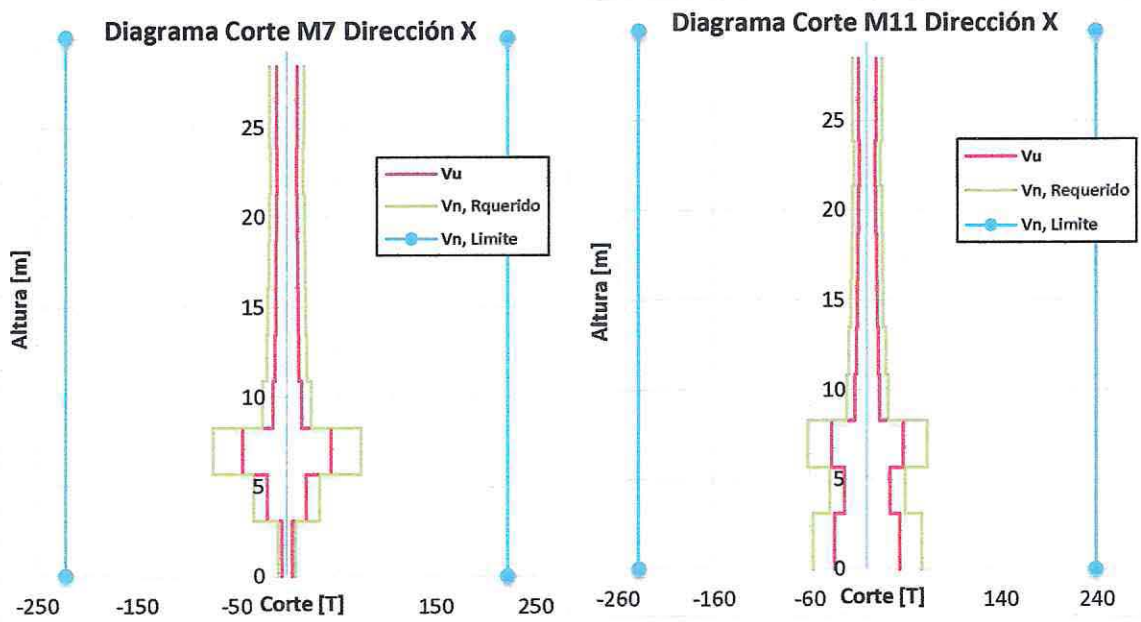


Figura 2.46 y Figura 2.47 Diagramas de Corte muro M7 y 11 dirección X respectivamente.

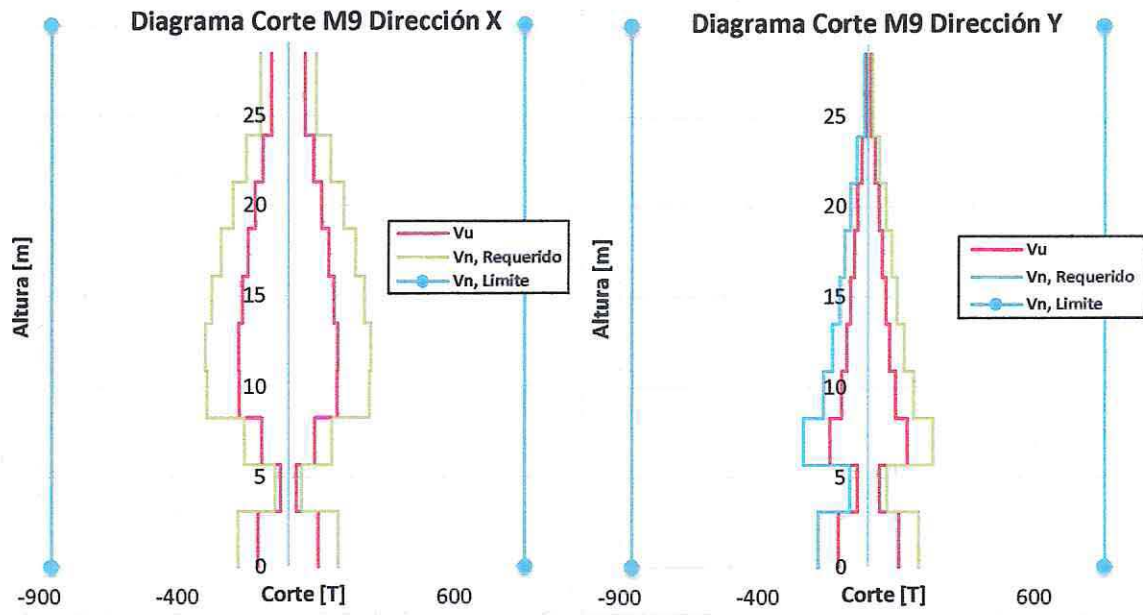


Figura 2.48 y Figura 2.49 Diagramas de Corte muro M9 Dirección X y Dirección Y respectivamente.

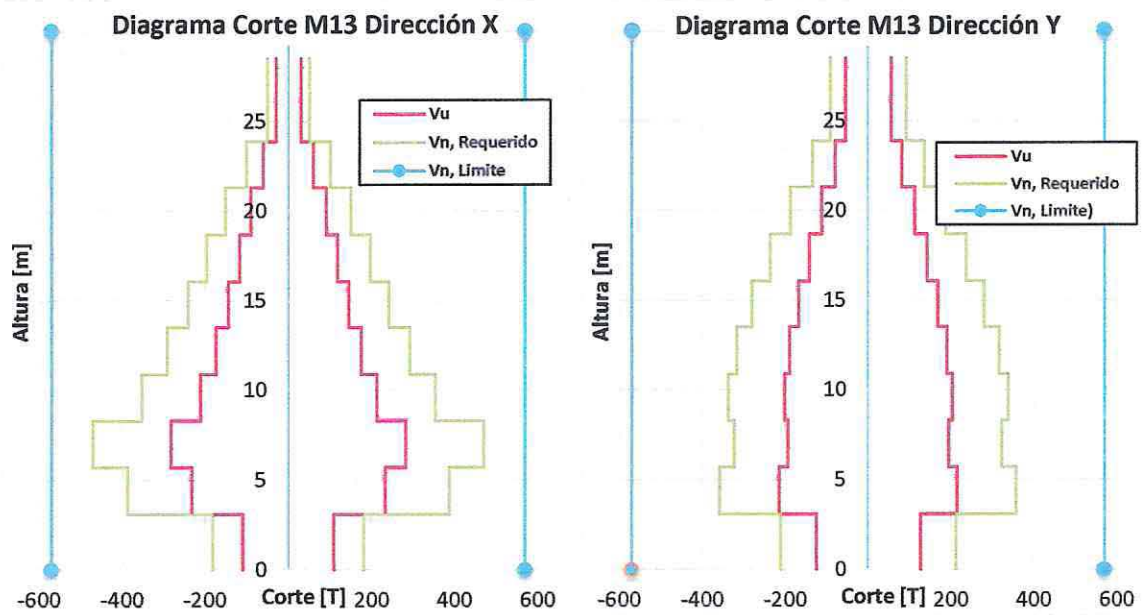


Figura 2.50 y Figura 2.51 Diagramas de Corte muro M13 Dirección X y Dirección Y respectivamente.

- **Capacidad de deformación:**

La capacidad de deformación de un muro debe ser tal que desarrolle una respuesta dúctil adecuada frente a sismos severos, es por esta razón que en [4] se indica que la sección crítica de todo muro con razón de aspecto $\frac{h_w}{l_w}$ mayor o igual a 3 debe tener una capacidad de curvatura ϕ , mayor que la demanda de curvatura ϕ_u , la cual se calcula a través de las siguientes expresiones:

$$\phi_u = \frac{2 \cdot \delta_u}{H_t \cdot l_w} \quad (2.19)$$

$$\phi_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p \left(H_t - \frac{l_p}{2} \right)} + \phi_e = \frac{\epsilon_c}{C} \leq \frac{0,008}{C} \quad (2.20)$$

Esta verificación se debe hacer considerando la mayor carga axial P_u consistente con δ_u y la deformación unitaria del hormigón, ϵ_c en la fibra más comprimida de la sección crítica del muro, la que deberá ser menor a 0.008.

Donde:

- δ_u : Desplazamiento de diseño, según D.S. N°60.
- δ_e : Capacidad de desplazamiento elástico de un muro en su extremo superior.
- ϕ_e : Curvatura de fluencia de la sección crítica de un muro, consistente con δ_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.

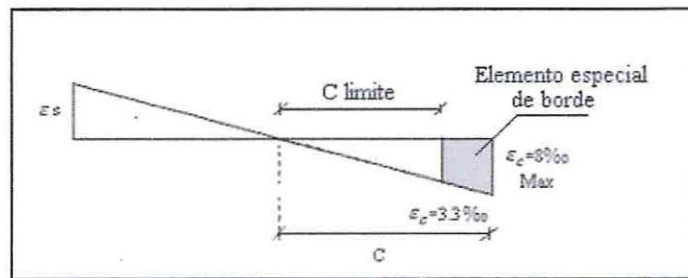


Figura 2.52 Esquema Del Criterio De Elementos De Borde [24].

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 (ϵ_c), en la fibra más comprimida no exceda de 0,008. 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.

$$c = \frac{0,003}{\phi} \quad (2.21)$$

Donde:

- c : Profundidad del eje neutro.
- ϕ : Capacidad de curvatura de la sección crítica de un muro.
- ϵ_c : Deformación unitaria de la fibra en compresión.

Además en [4], se 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.

Asumiendo una distribución de carga lateral triangular y un mecanismo de colapso como el que se muestra en la figura 2.53, asume una rigidez constante agrietada a lo alto de la estructura, se estima la capacidad de desplazamiento elástico de techo de un muro por la ecuación 2.22.

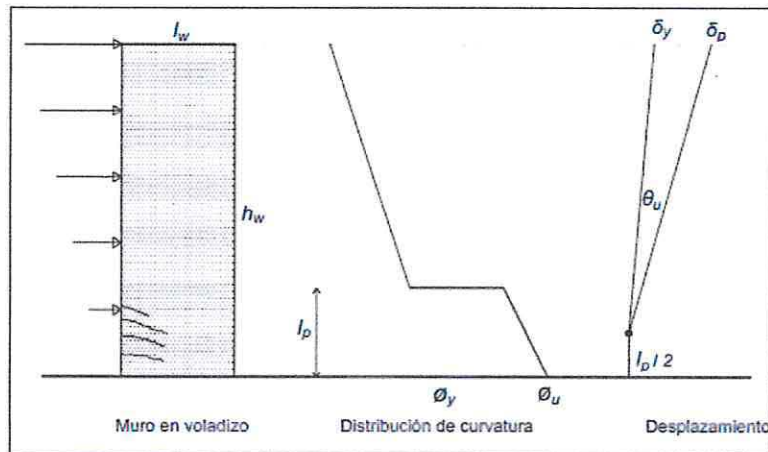


Figura 2.533 Mecanismo de colapso, curvatura y desplazamiento máximo en muros [22].

$$\delta_e = \frac{11}{40} \phi_e * h_w^2 \quad (2.22)$$

Dónde:

- δ_e : Capacidad de desplazamiento elástico para el techo.
- ϕ_e : Curvatura en la que ocurre en pandeo de las barras.
- h_w : Largo del muro

A continuación las tablas 2-13 a 2-19 resumen los elementos de borde que se debiese proporcionar según corresponda en cada muro:

Tabla 2-13 Resumen Capacidad Curvatura M1.

Dirección	lw [m]	Hw [m]	$\delta_{u_{DS80}}$ [m]	lp [m]	ϕ_e [1/m]	δ_e [m]	$\phi_{u_{DS80}}$	ϕ_u [1/m]	C [m]	$\epsilon_{c,req}$	Cc [m]
Y(+)	2,95	26,5	0,286	1,475	0,001	0,193	0,003	0,004	0,855	-----	-----
Y(-)	2,95	26,5	0,286	1,475	0,001	0,1	0,003	0,004	0,855	-----	-----

Tabla 2-14 Resumen Capacidad Curvatura M3.

Dirección	lw [m]	Hw [m]	$\delta_{u_{DS80}}$ [m]	lp [m]	ϕ_e [1/m]	δ_e [m]	$\phi_{u_{DS80}}$	ϕ_u [1/m]	C [m]	$\epsilon_{c,req}$	Cc [m]
Y(+)	1,05	26,5	0,286	0,525	0,0028	0,55	-0,01	0,007	0,428	-----	-----
Y(-)	1,05	26,5	0,286	0,525	0,0028	0,55	-0,02	0,007	0,428	-----	-----

Tabla 2-15 Resumen Capacidad Curvatura M5.

Dirección	lw [m]	Hw [m]	$\delta_{u_{DS80}}$ [m]	lp [m]	ϕ_e [1/m]	δ_e [m]	$\phi_{u_{DS80}}$	ϕ_u [1/m]	C [m]	$\epsilon_{c,req}$	Cc [m]
Y(+)	5,4	26,51	0,286	2,7	0,0007	0,135	0,0025	0,0010	2,55	0,0075	1,3
Y(-)	5,4	26,51	0,286	2,7	0,0004	0,096	0,0032	0,1120	0,00	-----	-----
X(+)	6,8	26,51	0,141	3,4	0,0003	0,087	0,0010	0,0096	0,32	-----	-----
X(-)	6,8	26,51	0,141	3,4	0,0006	0,129	0,0007	0,0013	2,32	0,0016	0,6

Tabla 2-16 Resumen Capacidad Curvatura M7.

Dirección	lw [m]	Hw [m]	$\delta_{u_{DS80}}$ [m]	lp [m]	ϕ_e [1/m]	δ_e [m]	$\phi_{u_{DS80}}$	ϕ_u [1/m]	C [m]	$\epsilon_{c,req}$	Cc [m]
Y(+)	2,65	26,5	0,286	1,325	0,0010	0,25	0,0021	0,0032	0,9	-----	-----
Y(+)	2,65	26,5	0,286	1,325	0,0010	0,25	0,0021	0,0032	0,9	-----	-----

Tabla 2-17 Resumen Capacidad Curvatura M9.

Dirección	lw [m]	Hw [m]	δu_{DS80} [m]	lp [m]	ϕe [1/m]	δe [m]	ϕu_{DS80}	ϕu [1/m]	C [m]	$\epsilon_{c,req}$	Cc [m]
Y(+)	5,4	26,51	0,286	2,7	0,0007	0,164	0,0025	0,0013	2,4	0,006	1,2
Y(-)	5,4	26,51	0,286	2,7	0,0004	0,096	0,0011	0,0131	0,0	-----	-----
X(+)	6,8	26,51	0,141	3,4	0,0005	0,115	0,0008	0,001	0,3	-----	-----
X(-)	6,8	26,51	0,141	3,4	0,0005	0,114	0,0014	0,0008	2,32	0,005	1,4

Tabla 2-18 Resumen Capacidad Curvatura M11.

Dirección	lw [m]	Hw [m]	δu_{DS80} [m]	lp [m]	ϕe [1/m]	δe [m]	ϕu_{DS80}	ϕu [1/m]	C [m]	$\epsilon_{c,req}$	Cc [m]
Y(+)	2,65	26,5	0,286	1,325	0,0010	0,25	0,0022	0,0030	1,0	-----	-----
Y(+)	2,65	26,5	0,286	1,325	0,0010	0,25	0,0022	0,0030	1,0	-----	-----

Tabla 2-19 Resumen Capacidad Curvatura M13.

Dirección	lw [m]	Hw [m]	δu_{DS80} [m]	lp [m]	ϕe [1/m]	δe [m]	ϕu_{DS80}	ϕu [1/m]	C [m]	$\epsilon_{c,req}$	Cc [m]
Y(+)	5,4	26,51	0,286	2,7	0,0006	0,159	0,0025	0,0013	2,30	0,0058	1,1
Y(-)	5,4	26,51	0,286	2,7	0,0004	0,094	0,0032	0,0103	0,30	-----	-----
X(+)	8,0	26,51	0,141	4,0	0,0004	0,110	0,0008	0,0010	0,32	-----	-----
X(-)	8,0	26,51	0,141	4,0	0,0003	0,080	0,0009	0,0018	1,4	0,0076	1,4

Las tablas 2-13, 2-14, 2-16 y 2-18 muestran la verificación de la capacidad de curvatura para los muros M1, M3, M7 y M11 respectivamente, en estas se observa que la capacidad de deformación es adecuada en las direcciones de análisis y por lo tanto no es necesario el uso de elementos especiales de borde.

En cambio las tablas 2-15, 2-17 y 2-19 muestran la verificación de la capacidad de curvatura para los muros M5, M9 y M13 respectivamente, en ellas se visualiza que la capacidad de deformación es adecuada en las direcciones de análisis Y⁽⁺⁾ y X⁽⁺⁾ por lo tanto no es necesario el uso de elementos especiales de borde, pero para las direcciones de análisis Y⁽⁻⁾ y X⁽⁻⁾ se requiere confinamiento y elementos especiales de borde.

Con un buen confinamiento y detallamiento, el muro debiera alcanzar la capacidad de deformación deseada. Con este análisis de capacidad de deformación hecho, se cumple con el criterio de confinamiento para las zonas en que la sección se encuentra en compresión.

2.3 Comentario.

2.3.1 Comparación General Normativas.

Las principales modificaciones incluidas en [5] realizadas a [1] se exponen en la tabla 2-20 a continuación:

Tabla 2-20 Resumen Comparación General Normativas.

Disposición	NCh 433 1996 [1]	Nch 433 of 2006 [8] y DS N°61 [5]
Zonificación Sísmica	3 Zonas: Zonas 1, 2 y 3	
Clasificación de suelos	4 Tipos de suelo: I, II, III y IV	6 Tipos de suelo: A, B, C,D, E y F
Categorías de ocupación	4 Categorías	
Factor de Modificación de respuesta estructural R y R ₀ .	No varía.	
Espectro de Diseño	$S_a = \frac{A_0 \cdot \alpha}{(R^*/I)}$	$S_a = \frac{S \cdot A_0 \cdot \alpha}{(R^*/I)}$
Factor de reducción espectral R*	$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,1T_0 + \frac{T^*}{R_0}}$	
Torsión Accidental	No varía.	
Corte mínimo	$\frac{I \cdot A_0 \cdot P}{6g}$	$\frac{I \cdot S \cdot A_0 \cdot P}{6g}$
Corte máximo	$I \cdot C_{max} \cdot P$	

Una de las principales modificaciones, viene dada por la elaboración de una nueva clasificación para los tipos de suelo en base a criterios más adecuados. Es así que ahora se reconocen suelos tipo A, B, C, D y E que reemplazan a los tipo I, II, III y IV de la normativa anterior. El principal factor de clasificación para ellos es la velocidad de las ondas de corte, estableciéndose la metodología para su determinación. En el caso del Edificio Toledo cambió el tipo de suelo de un tipo II a un suelo tipo D.

En este caso el espectro de diseño que señalan [1] y [5] es similar al de [1] pero es afectado por el factor S, el cual depende del tipo de suelo antes mencionado. Esto genera un cambio considerable en el espectro del edificio, la figura 2.54 muestra el cambio de espectro.

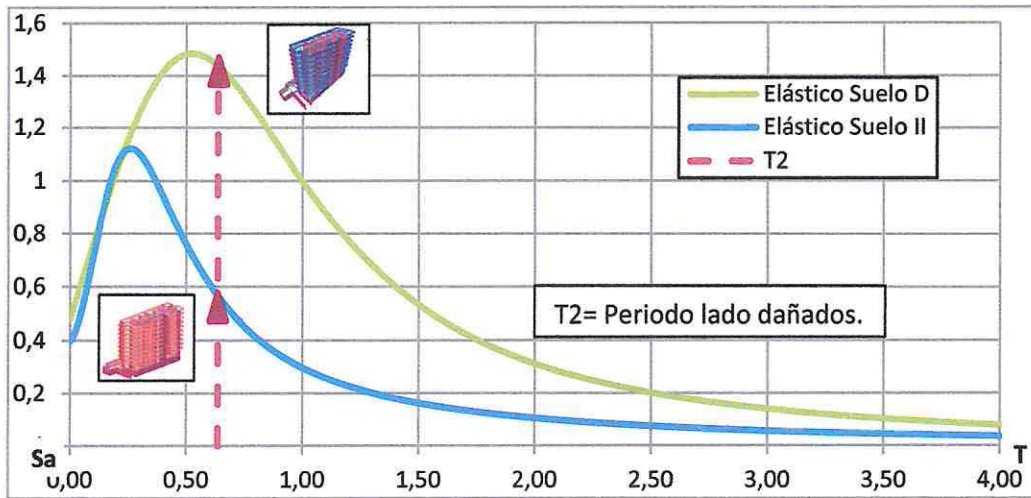


Figura 2-54 muestran los espectros elásticos según ambas normativas.

Este cambio en la clasificación de suelos, por sí solo, es la modificación más fuerte de la Nch 433 [1]. Antes terremoto del 27 de Febrero algunos estratos profundos de suelos blandos como arenas densas (suelo donde se emplazaba el edificio) o limos se podían clasificar como suelo 2, pero al cambiar a suelo D, las solicitaciones calculadas serán mucho mayores que lo que se consideraba antes. Al aplicarse los métodos de diseño actuales basados en fuerzas se necesitarán estructuras más resistentes y por ende, más rígidas.

2.3.2 Cortes Basales

Con respecto a los cortes de diseño, debido a las modificaciones post terremoto existen diferencias entre el corte del edificio original, donde controlaba el diseño el corte basal mínimo, a diferencia el edificio analizado con la norma actual de Chile que controla el diseño para el corte basal máximo. Con una diferencia de 545 [Tf] en el corte que controla, esta diferencia se atribuye al cambio de tipo de suelo y al aumento del espectro debido a el factor *S*. La tabla 2-21 muestra lo antes planteado.

Toledo 1996	Toledo 2014
Q _{min} Controla	Q _{max} Controla
358 [Tf]	903 [Tf]

Tabla 2-21 Resumen Corte diseño según norma.

Este cambio y aumento en la demanda de corte debido a los métodos de diseño actuales basados en fuerzas incide en el aumento del refuerzo de corte de los muros, el aumento en la cuantía de acero es del orden de 50% en algunos casos.

2.3.3 Desplazamiento lateral de techo.

Para efectos del diseño de muros de hormigón armado, el desplazamiento lateral de diseño en el techo " δ_u " se debe considerar igual a la ordenada del espectro elástico de desplazamiento, definido en [5], para un 5% de amortiguamiento respecto al crítico, correspondiente al período de mayor masa traslacional en la dirección de análisis, multiplicada por 1,3. En la sección 2.2.7 se detallan estas condiciones de la normativa vigente. A raíz de lo señalado anteriormente los desplazamientos calculados para los edificios serán mucho mayores que lo que se consideraba antes, la modificación al desplazamiento lateral en el techo busca, en base al tipo de suelo donde se emplaza la estructura, dar un límite de desplazamiento máximo.

2.3.4 Carga máxima de compresión en el muro.

A diferencia de [1] y [2], en la normativa actual todo muro, en todos sus niveles se le limita la carga axial de compresión a un valor máximo de P_{max} . El límite que se impone a la carga axial asegura una mínima capacidad de deformación plástica del muro. La ecuación 2.16 de la sección 2.8 muestra la condición.

$$P_{max} \leq 0,35 f'_c A_g \quad (2.16)$$

f'_c Máximo valor de carga axial actuando sobre el muro.
 A_g Área bruta de la sección del muro.

Se hace la salvedad que para secciones asimétricas (armaduras asimétricas o secciones compuestas tipo T, etc.) este límite podría ser insuficiente.

2.3.5 Espesor de Muros.

A los muros M5, M9 y M13 se les cambio la sección de 20 cm a 30 cm debido al aumento de solicitaciones respecto de la norma en el momento en el que fueron diseñados. Además debido a la capacidad de curvatura que se exige post terremoto, la mayoría de los muros deben aumentar su sección a 30 [cm], en la zona de rotula plástica donde fueron afectados por los daños.

Esto ocurre particularmente en los muros se sección compuesta (M5, M9 y M13) detallados en la sección 2.8 Capacidad de Deformación.

2.3.6 Límite del Espesor de Armadura Longitudinal.

A diferencia de los códigos que se utilizaron cuando se diseñó el Edificio Toledo, en códigos actuales existe un límite del espesor de la armadura longitudinal para efectos de confinamiento y trabajo, correspondiente a un noveno del espesor del elemento en el que esta embebido.

En relación a esto el Edificio Toledo debería tener un límite de armadura de $\varnothing 22$ debido a que todos sus muros tenían un espesor de 20 cm. Esta relación no se cumple porque existen muros que poseían armadura doble de $\varnothing 32$.

2.3.7 Verificación de Curvatura.

Otra variación que posee la normativa actual es la verificación de la curvatura. En [4] se señala en el artículo 21.9.5.4 que: La sección crítica de todo muro con razón de aspecto $\frac{h_w}{l_w} \geq 3$, se debe cumplir con que la demanda de curvatura debe ser mayor o igual a capacidad de curvatura. Esta verificación se debe hacer considerando la mayor carga axial P_u consistente con δ_u . Este cambio busca aumentar la ductilidad de la estructura, para que sean capaces de tener mejor deformación, lo cual se obtiene con mayores espesores y con armadura transversal de confinamiento.

2.3.8 Disposiciones de Elementos de Borde.

Para el diseño original del edificio lo estipulado en [1] incluía las disposiciones de diseño para muros de hormigón armado de [2], pero no incluye las disposiciones de elementos de borde que ya existían a la fecha (1996), luego las modificaciones que sufrió [1] en 2009 dieron paso a [8]. Estas modificaciones ya incluían los elementos de borde y utilizaban las disposiciones de diseño para muros de hormigón armado de [3].

Luego del terremoto del Maule [4] se incluyen las siguientes disposiciones para elementos de borde, que la armadura horizontal en el Edificio Toledo no consideraba:

([4] Capítulo 21.9.6 f). El espesor del elemento de borde deberá ser mayor o igual a 300 mm y el largo confinado deberá ser mayor o igual al espesor del muro en la zona confinada.

([4] Capítulo 21.9.2.4 b). El diámetro del refuerzo transversal del elemento de borde debe ser igual o mayor que un tercio de las barras longitudinales al que sujeta.

([4] Capítulo 21.6.4.2). Los estribos y trabas suplementarias deben tener ambos extremos doblados en un ángulo mayor o igual que 135 grados.

([4] Capítulo 21.9.6.5 a). Si la cuantía de armadura longitudinal en el borde del muro es mayor a $\frac{2.8}{f_y}$ se colocará refuerzo transversal.

([4] Capítulo 21.6.2). Estipula que la separación máxima del refuerzo en el elemento de borde no debe exceder el menor valor entre: La cuarta parte de la dimensión mínima del elemento; 6 veces el diámetro de la barra de refuerzo longitudinal menor y S_0 , según lo define la ecuación 1.2 del capítulo 1 antes mencionado.

CAPITULO III

3. ANALISIS NO LINEAL.

3.1 Análisis Dinámico Tiempo-Historia.

En el presente capítulo se realiza un análisis dinámico tiempo-historia con el programa RUAUMOKO 3D, con el propósito de representar las deformaciones inelásticas, verificar respecto a códigos y normas los esfuerzos de corte, momento y las características histéreticas a las cuales se enfrentan los muros en la estructura (Estructura original y post terremoto) bajo la acción del terremoto del Maule del 27 de Febrero del 2010. En este análisis se utilizaron el registro de Viña del Mar Centro, con sus componentes N-S y E-W. Para la realización del modelo se consideró la estructura desde el nivel de calle vale decir que la estructura consta solo de los 10 pisos. Por esta razón los apoyos de la estructura se consideran empotrados.

Luego de definir los parámetros del análisis que se quiere realizar en el programa, se ubican las coordenadas tridimensionales (X, Y, & Z) de los centros de masa de cada muro de la estructura. A esas coordenadas se les asignan elementos tipo barra con las propiedades de cada elemento a analizar (E , G , A , I_{zz} , I_{xx} , etc.). A estos elementos tipo barra se les pueden asignar las propiedades de cada muro según su dirección, de esta manera se pueden modelar secciones rectangulares como de forma compuesta simplificando de esta manera el modelado.

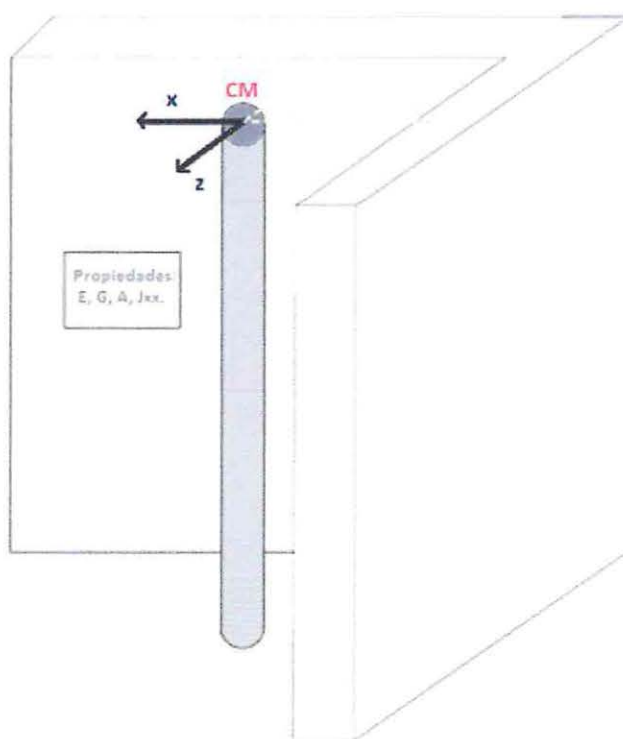


Figura 3.1 Elemento tipo barra.

Adicionalmente, para emular el comportamiento del edificio a la acción del terremoto se considera una barra sin masa y de rigidez despreciable de sección 20x20 (Dummy) al centro de masa de cada planta del edificio, a esta barra se le asignan las masas en X e Y respectivamente y además de la masa rotacional de cada piso a cada nivel de esta, subordinando todos los muros restantes a los comportamientos de la barra. De esta manera se logra definir un diafragma rígido con las características del edificio (desplazamientos y rotación)

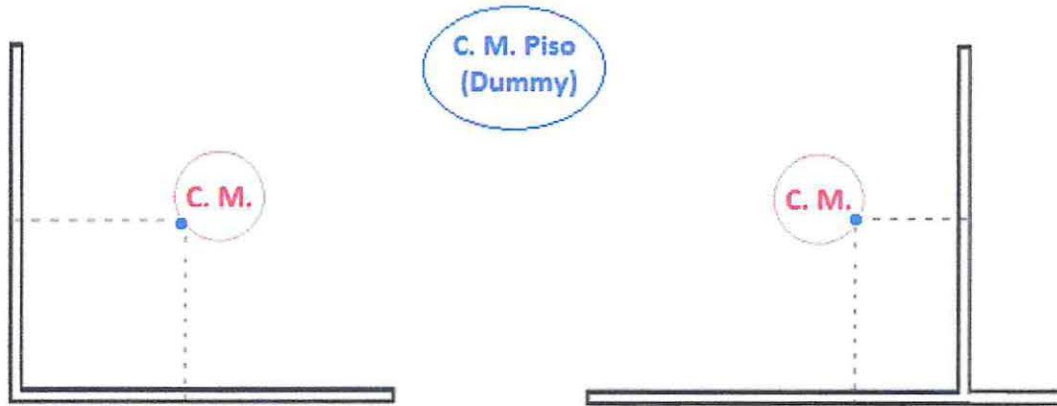


Figura 3.2 Parámetros usados en el Modelo del Edificio [11] [25] [26]

Se modela no lineal solo el primer piso debido a que, de acuerdo a lo observado en ese nivel se concentró la demanda inelástica del edificio y es válido suponer que la distribución de esfuerzos en los pisos superiores tuvo un comportamiento elástico a la demanda solicitada.

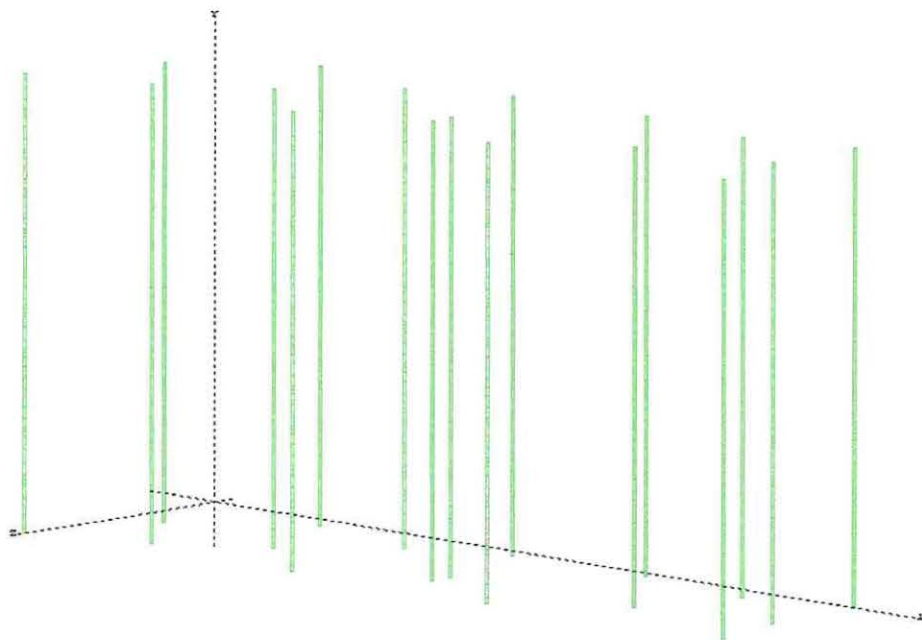


Figura 3.3 Modelo en RUAUMOKO 3D - Edificio Toledo [6].

3.2 Curvas de Esfuerzo Deformación.

Debido a la heterogeneidad estructural del hormigón armado y a su comportamiento, conformado por dos elementos (acero y hormigón), para el análisis y evaluación de los elementos se utilizarán curvas de esfuerzo-deformación idealizadas tanto para el hormigón como para el acero.

3.2.1 Modelo Esfuerzo-Deformación del Acero.

Para el análisis se utilizará el modelo bilineal del comportamiento del acero, expuesto en la figura a continuación:

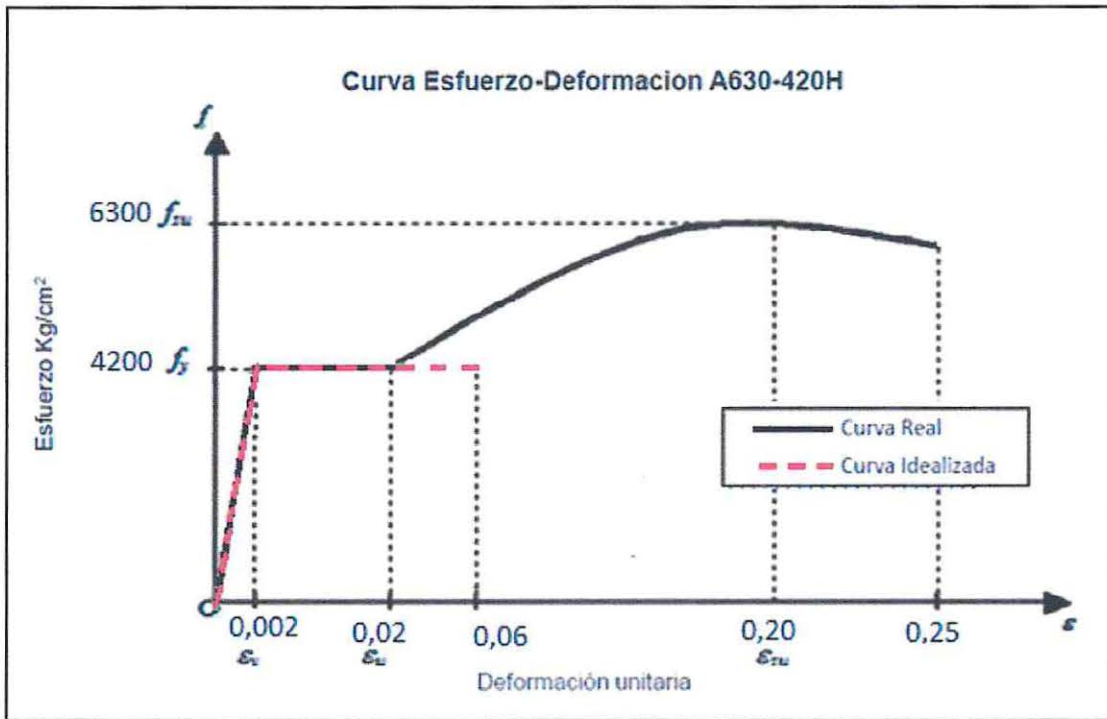


Figura 3.4 Curva bilineal del Acero, modificación de la figura 2.3 [27] [28] .

Donde La curva del acero mostrada en azul corresponde al comportamiento real del acero y la curva en rojo representa el comportamiento idealizado utilizado para el diseño de los elementos. Con esfuerzo de deformación de fluencia del 2 ‰ y su deformación unitaria máxima es al 6‰.

3.2.2 Curva Esfuerzo – Deformación del Hormigón no Confinado.

Para el análisis se utilizará el modelo de la curva esfuerzo - deformación del hormigón no confinado que Hognestad desarrolló en 1952, en el cual se genera la curva mediante un primer tramo parabólico expresado en la ecuación 3.3 y un segundo tramo lineal según la ecuación 3.4 Este modelo presenta distribuciones parabólica y recta respectivamente:

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\epsilon_c}{\epsilon_0} - \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_0} \right)^2 \right] \quad (3.1)$$

Con: $\epsilon_0 = 1.8 \frac{f'_c}{E_c}$ (3.2)

$$f_c = f'_c - 0,15 \cdot f'_c \frac{(\epsilon - \epsilon_0)}{(\epsilon_u - \epsilon_0)} \quad (3.3)$$

Donde:

- ϵ_0 Deformación unitaria.
- f_c Resistencia del hormigón.
- f'_c Resistencia Cilíndrica a la compresión.
- E_c Módulo de elasticidad del hormigón.



Figura 3.5 Curva idealizada de Hognestad [22] [28].

3.3 Modelos del Comportamiento Histerético.

3.3.1 Modelo de histéresis de Takeda modificado.

El modelo de histéresis utilizado para representar la degradación de rigidez y modelar las rótulas plásticas, de los elementos rectangulares de la estructura, fue la regla bilineal de desarrollada por Takeda en 1970 y modificado por Otani y Litton en 1974, que resulta en una curva envolvente bilineal. El modelo se define bajo varios parámetros que controlan las rigideces de descarga (α , $0.0 \leq \alpha \leq 0.5$), y recarga (β , $0.0 \leq \beta \leq 0.6$), además de un factor que controla la pérdida de rigidez (factor "r" de Ramberg-Osgood). La rigidez inicial K_0 igual a rigidez efectiva y la rigidez de la rama de descarga K_u .

La figura 3.6 muestra los el modelo de histéresis de Takeda modificado.

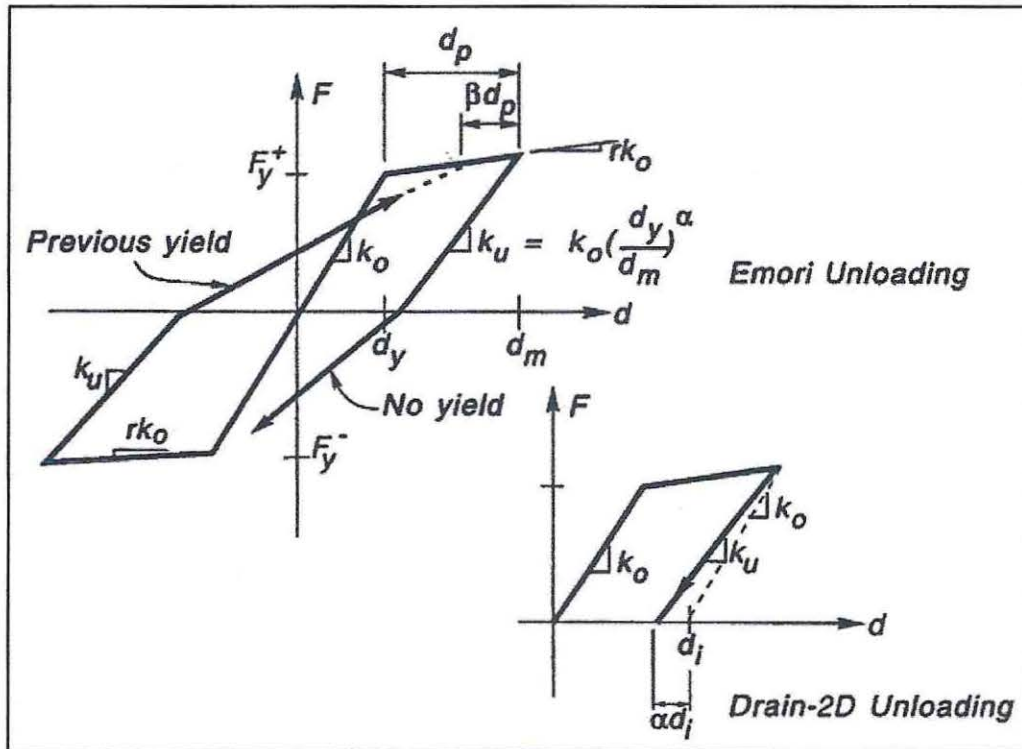


Figura 3.6 Modelo de Histéresis de Takeda modificado por Otani 1974 [6].

3.3.2 Modelo de Histéresis SINA.

El modelo de histéresis utilizado para representar la degradación de rigidez y modelar las rótulas plásticas de los elementos de sección compuesta (muros M5, M9 y M13) de la estructura fue la regla trilineal SINA (Saidi, 1979).

Para generar este modelo de histéresis es necesario identificar, desde los diagramas de momento curvatura de cada elemento, el momento de agrietamiento positivo (F_{cr+}), el momento de agrietamiento negativo (F_{cr-}), el momento de cierre de grieta (F_{cc}), el factor bilineal de disminución de rigidez desde el momento de agrietamiento positivo hasta el momento de fluencia positivo (α) y el factor bilineal de pérdida de rigidez desde el momento de agrietamiento negativo hasta el momento de fluencia negativo (β).

A continuación se muestran el modelo de histéresis de Sina de 1979.

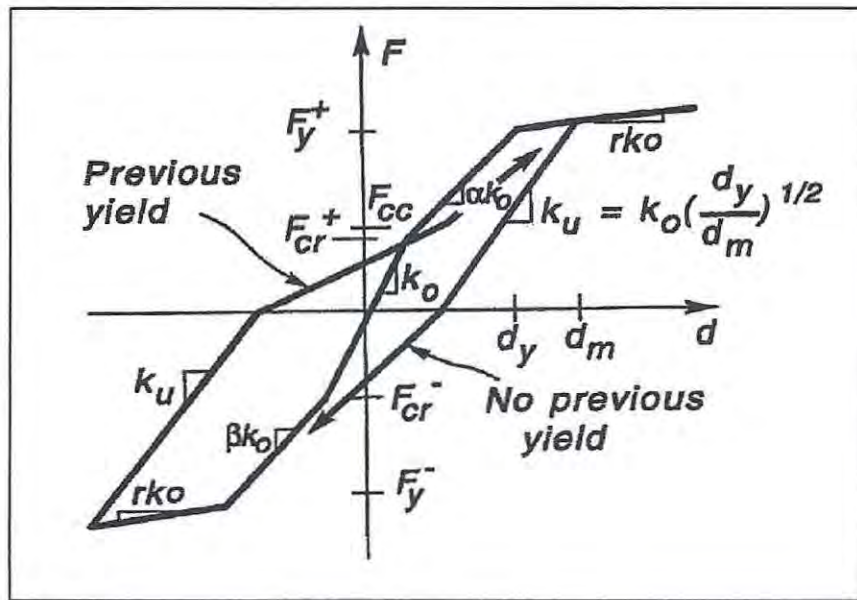


Figura 3.7 Modelo de Histéresis SINA (Saidi, 1979) [6].

3.4 Registros de Aceleraciones.

Para el análisis no lineal se utilizó el registro de aceleraciones de Viña del Mar Centro que fue el que afectó al Edificio Toledo. El registro de Viña del Mar Centro, componentes E-W y N-S poseen una aceleración máxima del suelo de 3.24 m/s².

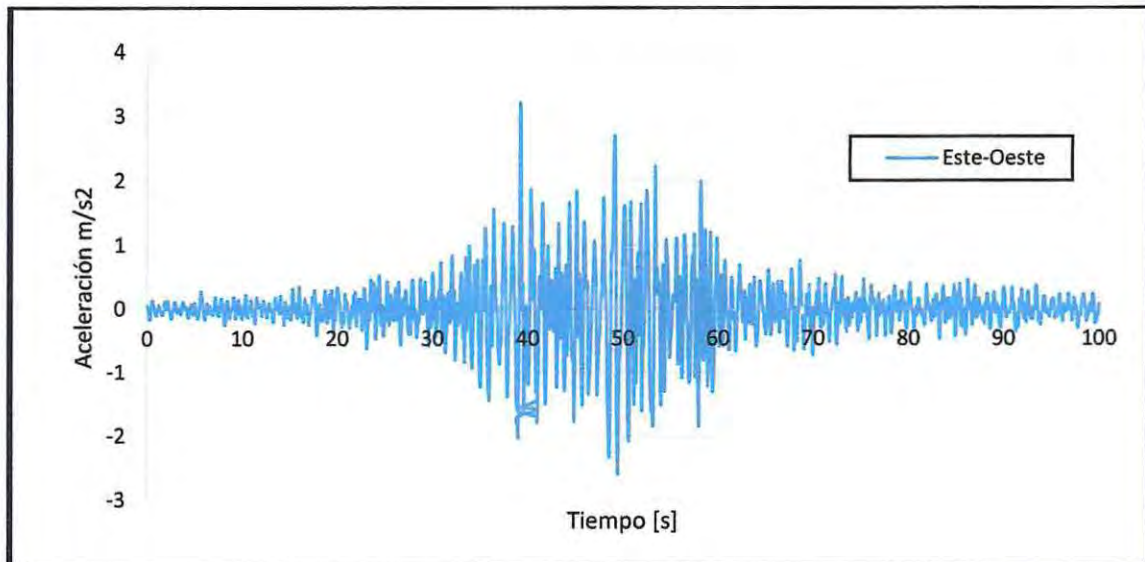


Figura 3.8 Viña del Mar Centro 2010, componente E-W.

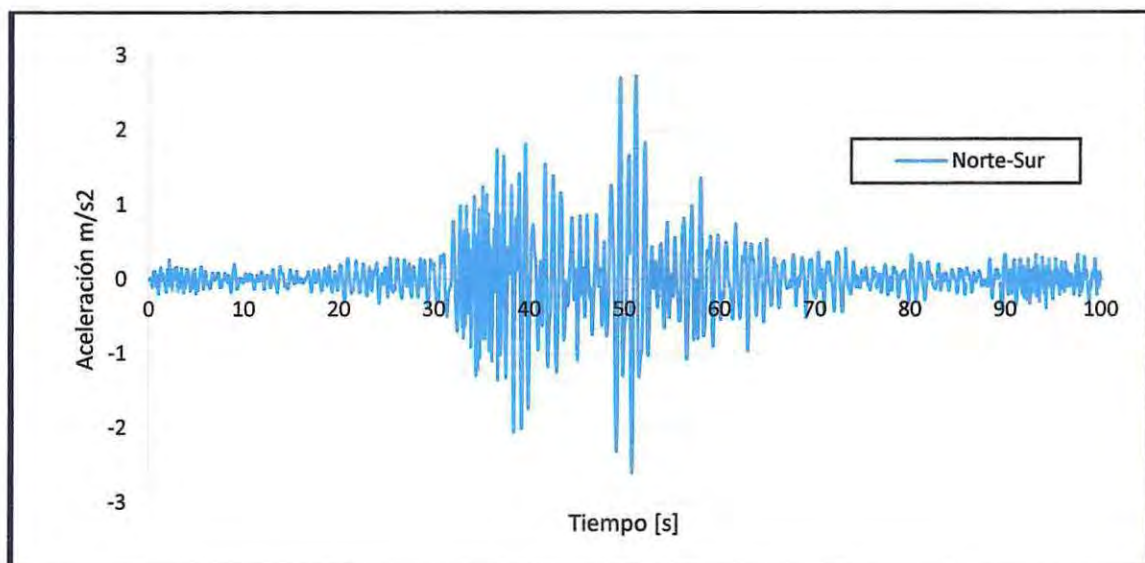


Figura 3.9 Viña del Mar Centro 2010, componente N-S.

CAPITULO IV

4. ANALISIS Y COMPARACIÓN DE RESULTADOS.

En este capítulo se comparan las demandas no lineales de desplazamientos laterales, desplazamientos relativos de entre piso (drifts), corte e histéresis obtenidas a partir del ANLTH.

4.1 Desplazamientos.

4.1.1 Desplazamientos Laterales Máximos.

Las siguientes figuras representan las envolventes de los máximos desplazamientos laterales, obtenidos por medio del análisis no lineal tiempo-historia (ANLTH), para el caso diseñado originalmente y post- Terremoto.

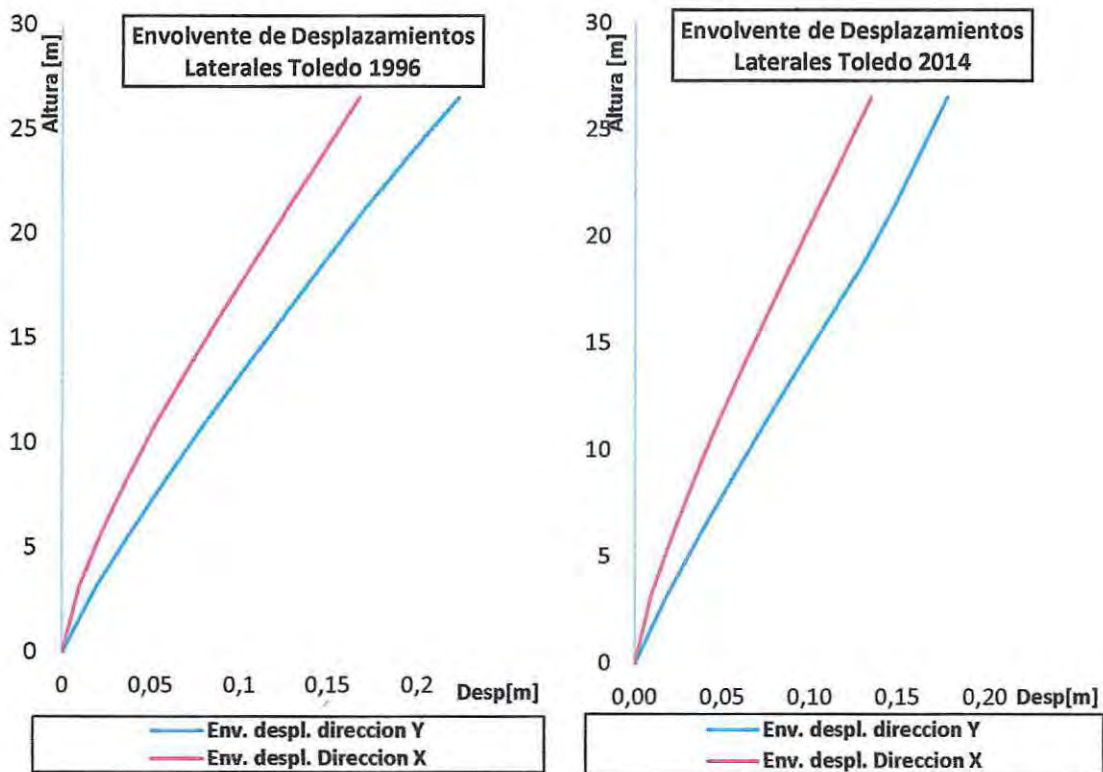


Figura 4.1 y Figura 4.2 Envolvente de desplazamientos laterales – Toledo Original (Izquierda) [2] [1] y Toledo Diseñando con la Normativa Actual (Derecha) [3] [4] [5].

A continuación se presentan en la Tablas 4.1 donde se muestran los máximos desplazamientos laterales en el techo de la estructura, obtenidos a través del ANLTH realizado para ambos casos

Tabla 4-1 Desplazamientos laterales máximos Edificio Toledo original y post- T del M.

	Toledo 96		Toledo 2014	
	Dirección X	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y
Desplazamiento máximo [m]	0.167	0.223	0.125	0.173
Desplazamiento máximo [%H]	0.61	0.95	0.46	0.65

4.1.2 Desplazamientos relativos de Entrepiso (Drifts)

Las demandas de desplazamientos laterales de entrepiso obtenidos del análisis no lineal se representan en las siguientes figuras, detallando la diferencia entre el centro de masa de la estructura (CM) y el borde más alejado de este demostrando la diferencia de drift debido a la torsión. Se analizan ambas direcciones tanto para el diseño original y el post terremoto.

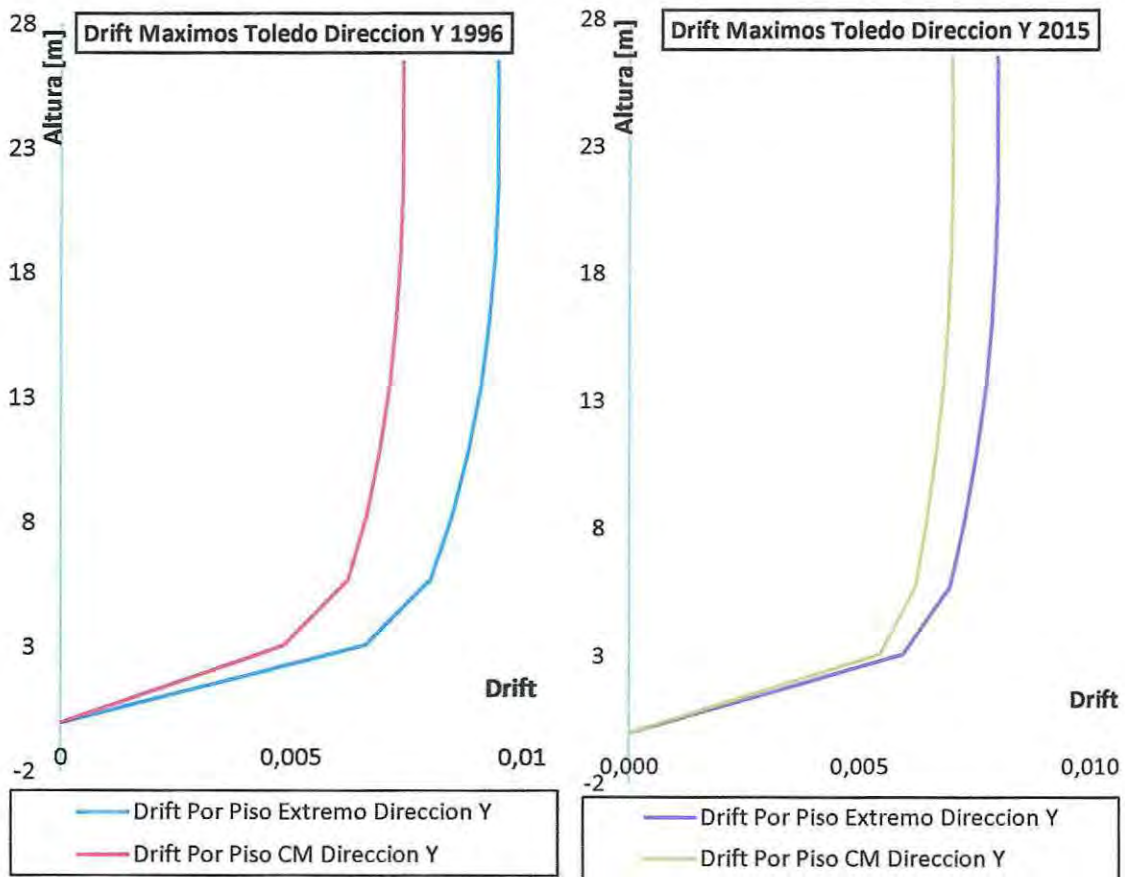


Figura 4-3 y Figura 4-4 Desplazamientos relativos de entre piso dirección Y – Diseño Original (Izquierda) [15] [16] y Diseño con la Normativa Actual (Derecha) [2] [4] [5].

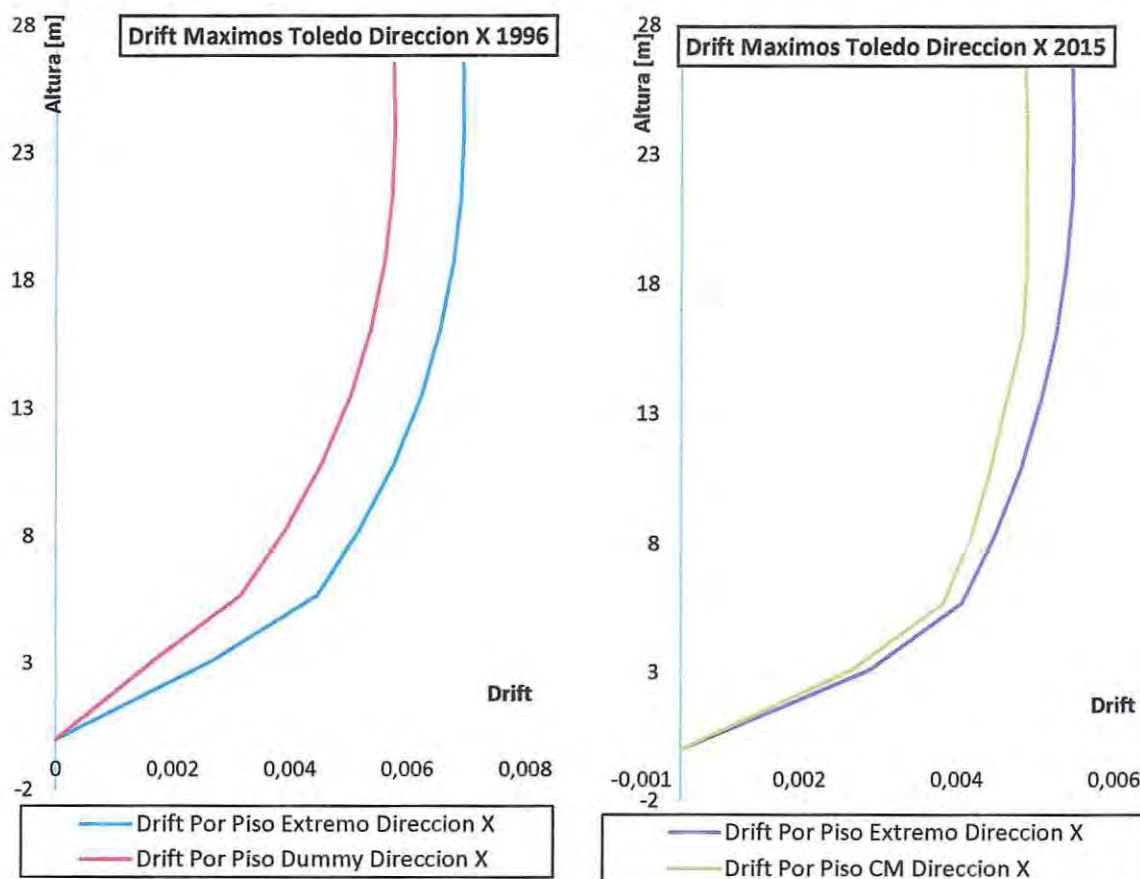


Figura 4-5 y Figura 4-6 Desplazamientos relativos de entre piso dirección X – Diseño Original (Izquierda) [15] [16] y Diseño con la Normativa Actual (Derecha) [2] [4] [5].

A continuación se presentan en las Tablas 4.2 n los drifts máximos de entrepiso obtenidos a través del análisis no lineal realizado diseño original y el edificio diseñando con la Normativa post-Terremoto del Maule en ambas direcciones.

Tabla 4-2 Drifts máximos de entrepiso Edificio Toledo original y post T del M.

	Toledo 96		Toledo 2014	
	Dirección Y	Dirección X	Dirección Y	Dirección X
Drifts máx CM	0.0073	0.0058	0.0069	0.0044
Drifts máx Ext	0.0095	0.0069	0.0075	0.0051

4.1.3 Análisis Desplazamiento de Fluencia.

Debido a que la estimación de deformación del muro realizada en la sección 1.3.2 no arroja buenos resultados debido a que el edificio poseía discontinuidad en la altura, es necesario calibrar e identificar la deformación de fluencia de los muros que se ajuste al comportamiento de estos.

El desplazamiento de fluencia en el techo de los muros se calcula para una carga lateral triangular a partir de un modelo en el que se asume una rigidez constante agrietada a lo alto de la estructura. De acuerdo a este modelo la capacidad de desplazamiento elástico de techo de un muro queda determinada por la ecuación 4.1.

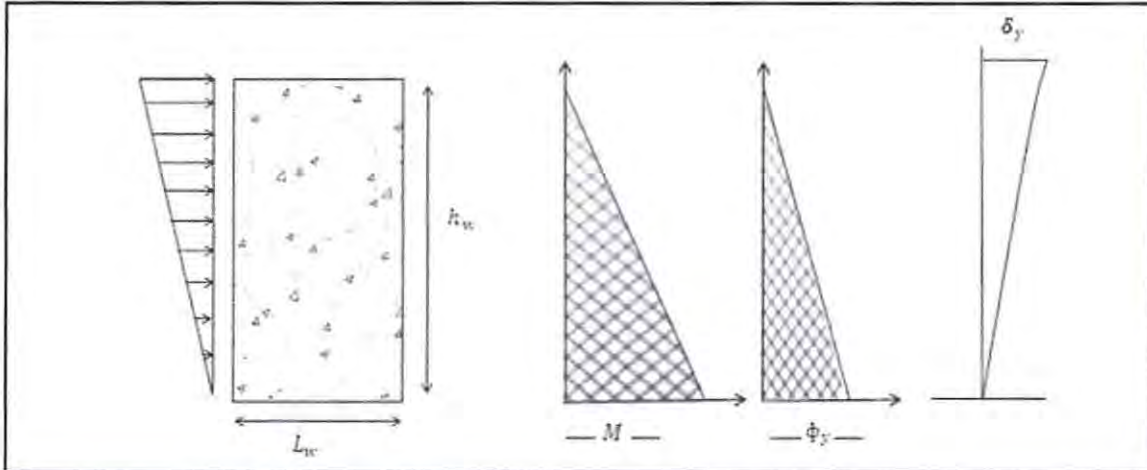


Figura 4-7 Modelo simplificado de muro completamente agrietado carga triangular [29] [22].

$$\delta_y = \frac{11}{40} \phi_y * h_w^2 \quad (4.1)$$

Esta ecuación se obtiene luego de integrar dos veces en la altura la distribución de curvaturas del muro asumiendo una rigidez a la flexión constante ($EI = \text{cte}$).

Como el modelo para el ANLTH realizado en RUAUMOKO 3D del edificio posee una diferencia entre las inercias de sus elementos, se debe obtener una nueva expresión que defina el desplazamiento de fluencia para la relación de rigideces efectivas que posea el edificio en sus plantas.

Para obtener la relación de desplazamientos del edificio se compararon sus rigideces efectivas piso a piso como el producto del módulo de elasticidad de estos por las inercias tanto para el primer piso como para el de los pisos superiores. A continuación la tabla 4-3 resume el producto de la elasticidad por la inercia que se utilizó piso a piso y se obtiene la relación de estas.

Tabla 4-3 Resumen Rigidez según altura.

Relación Rigidez Pisos	2,8	2,7
------------------------	-----	-----

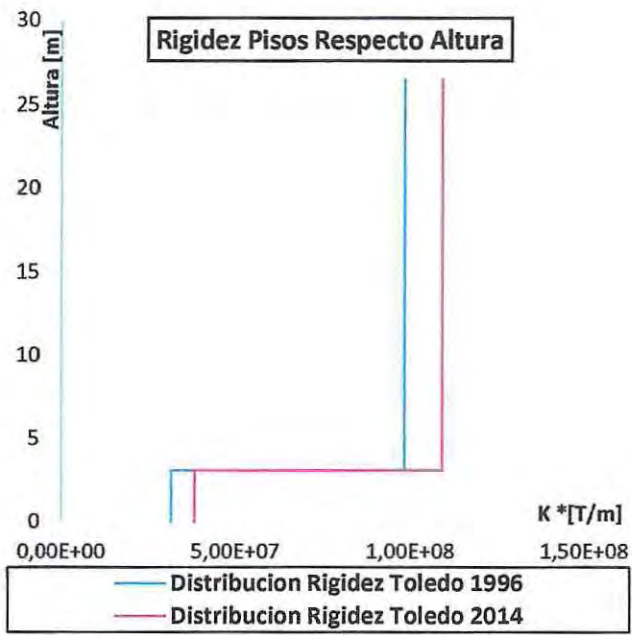


Figura 4-8 Distribución de las rigideces Efectivas utilizadas en los ANLTH.

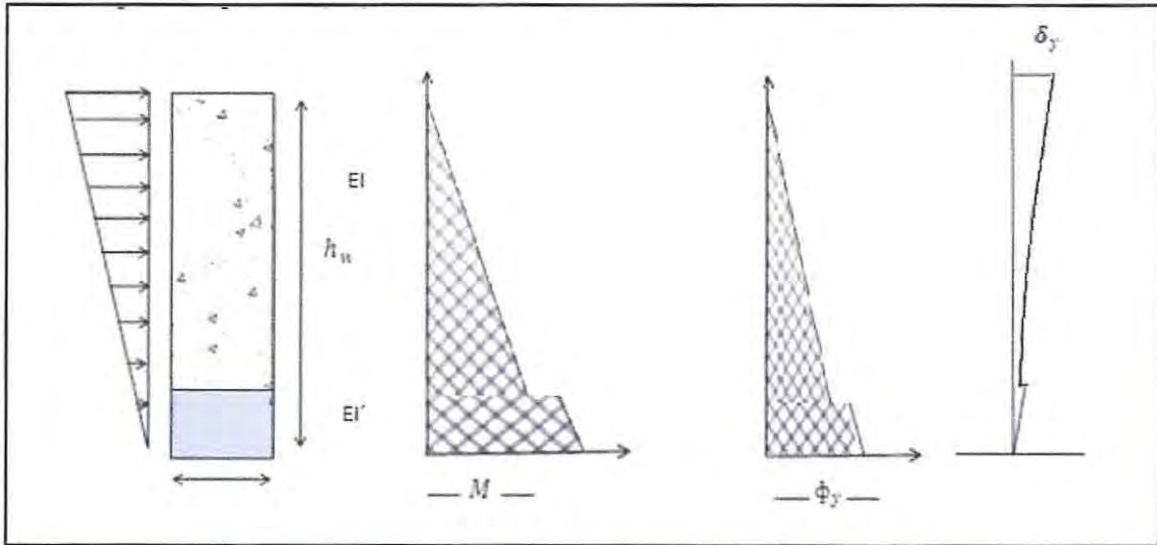


Figura 4-9 Muro completamente agrietado carga triangular [29].

Conocida la relación entre las rigideces a la flexión, se puede obtener esta ecuación luego de integrar dos veces en la altura la distribución de curvaturas del muro. Luego:

$$\int_0^{0,1 h_w} \phi_y \partial y \partial h + \frac{1}{3} \int_{0,1 h_w}^{h_w} \phi_y \partial y \partial h$$

$$0,128 \phi_y * h_w^2 \approx \frac{1}{8} \phi_y * h_w^2$$

$$\delta_y \approx \frac{1}{8} \phi_y * h_w^2 \quad (4.2)$$

De esta manera se esperan deformaciones de fluencia de la estructura menores a las mismas obtenidas suponiendo una distribución de inercias constantes, como propone [4]. Además ya conocida esta relación se puede obtener la deformación del edificio en el momento exacto cuando las barras longitudinales se pandearon, si se considera la curvatura obtenida en la sección 1.3.2 para el muro más alejado del centro de masa del edificio.

Tabla 4-4 Resuman de Deformaciones de fluencia y pandeo.

Muro	ϕ_p	ϕ_y	H_w	δ_y	δ_p
M1	0,00167	1,06E-03	26,5	0,092366	0,15

Donde:

- δ_p : Desplazamiento al que ocurre el pandeo de las barras longitudinales.
- δ_y : Desplazamiento de fluencia del muro.
- ϕ_p : Curvatura de pandeo de las barras longitudinales.
- ϕ_y : Curvatura de fluencia del muro.

Este análisis arroja que las barras se pandearon a una deformación de 14 [cm], mayor que la deformación de fluencia de 9 [cm], pero menor a la deformación máxima que desarrollo el muro 23 [cm].

4.2 Esfuerzos en los Elementos

4.2.1 Demandas de Corte.

Las siguientes figuras muestran los diagramas de corte de los muros M1, M5 y M9, en ellas se grafican las demandas de corte correspondientes al Edificio Toledo original y Edificio Toledo diseñado con la Normativa post- Terremoto del Maule, obtenidas desde el análisis dinámico tiempo-historia.

Los gráficos muestran la resistencia última demandada al corte (V_u) y con la resistencia nominal requerida (V_n) calculadas de acuerdo a las disposiciones de diseño al momento que se construyó el Edificio Toledo y a la práctica actual chilena. Estas se comparan con demandas de corte, correspondientes al registro de Viña del Mar Centro, obtenidas desde el análisis dinámico tiempo-historia.

Para el diseño original se utiliza $\phi = 0,75$ a diferencia que en la normativa actual que se utiliza $\phi = 0,6$.

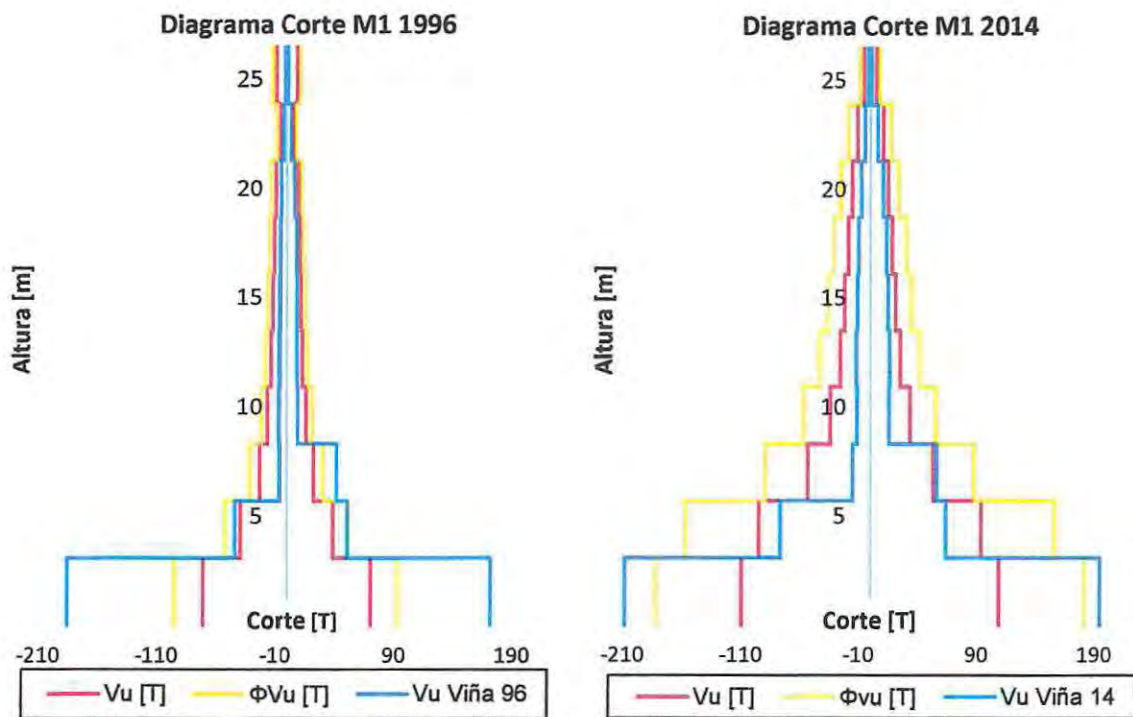


Figura 4-10 y Figura 4-11 Diagramas de Corte muro M1 1996 y 2014.

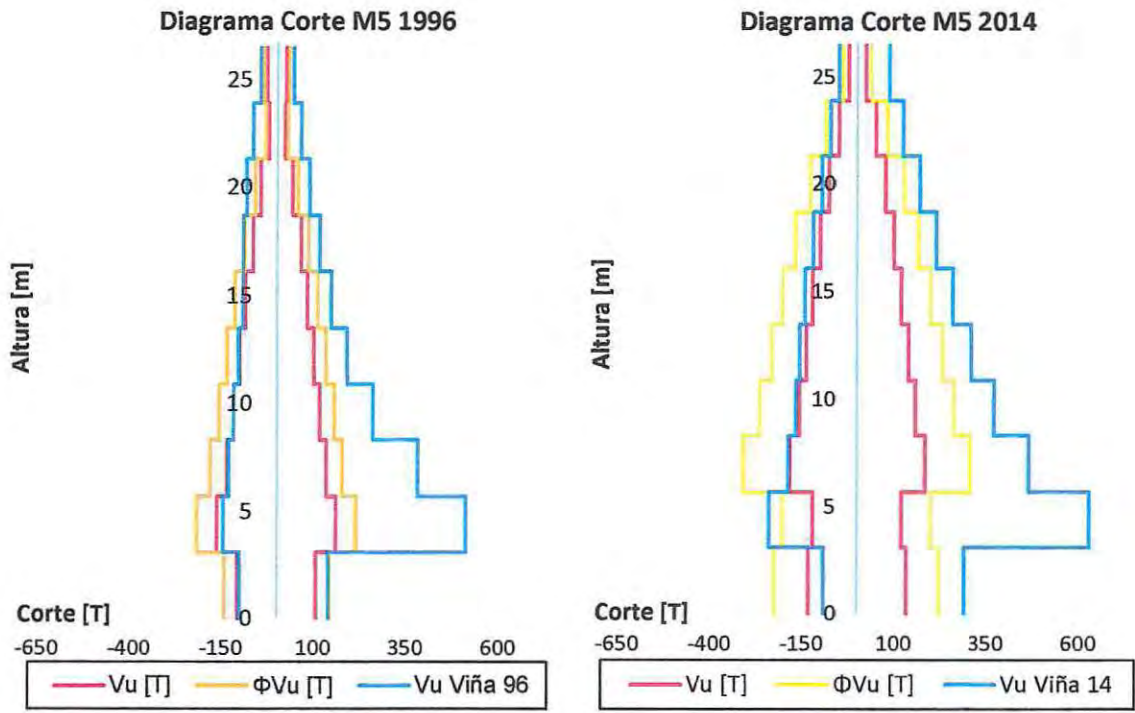


Figura 4-12 y Figura 4-13 Diagramas de Corte muro M5 1996 y 2014.

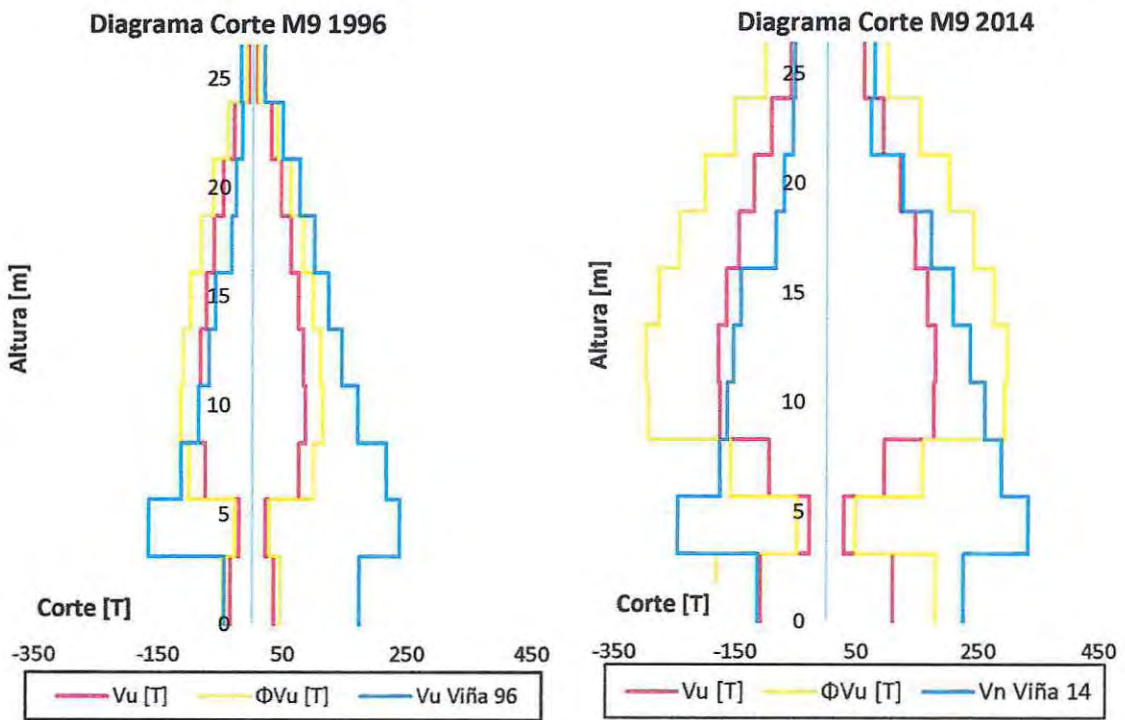


Figura 4-14 y Figura 4-15 Diagramas de Corte muro M9 1996 y 2014.

4.2.2 Demandas de Momento.

Las siguientes figuras muestran los diagramas de momento de los muros M1, M5 y M9, en ellas se grafican las demandas en el diseño original y el edificio diiseñando con la Normativa post-Terremoto del Maule, obtenidas desde el análisis dinámico tiempo-historia.

Los gráficos muestran la resistencia última demandada al momento por el terremoto del Maule con el registro de Viña del Mar Centro (Envolvente Momento) y con la resistencia nominal del primer piso.

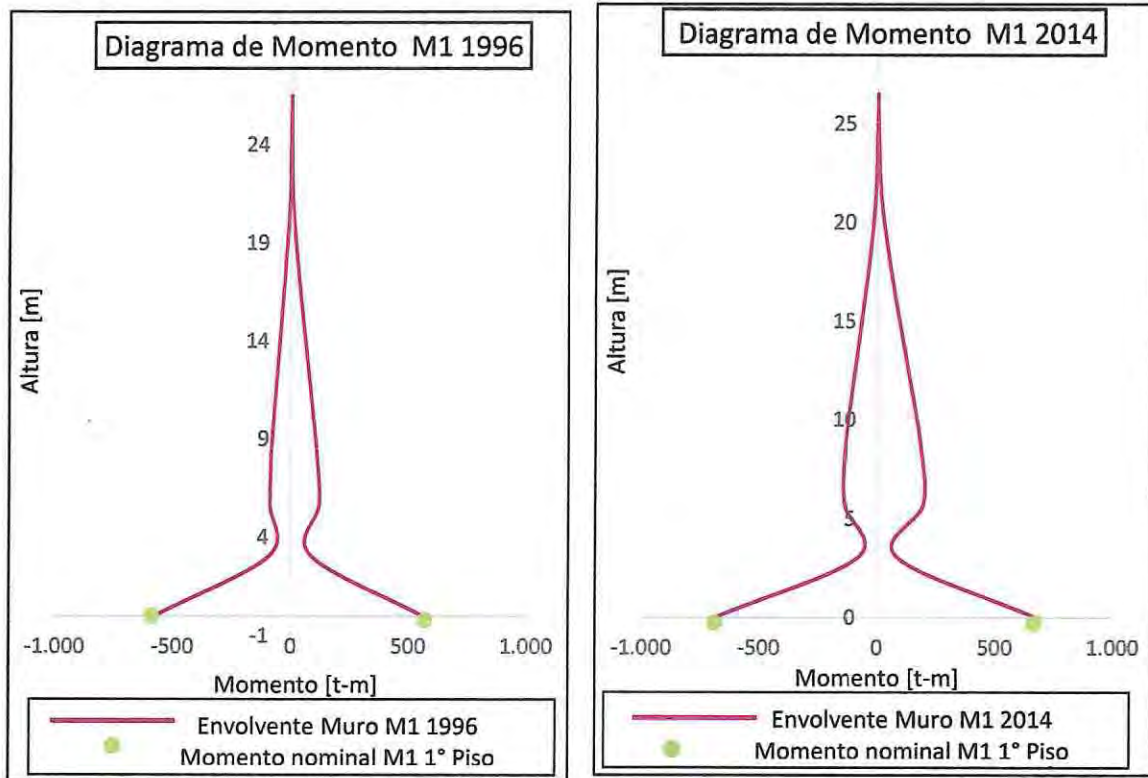


Figura 4-16 y Figura 4-17 Diagrama de Momento muro M5 1996 y 2014.

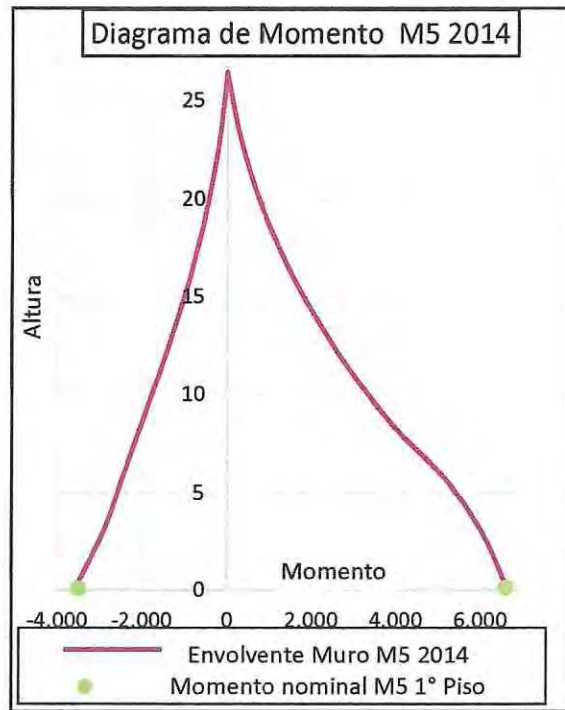
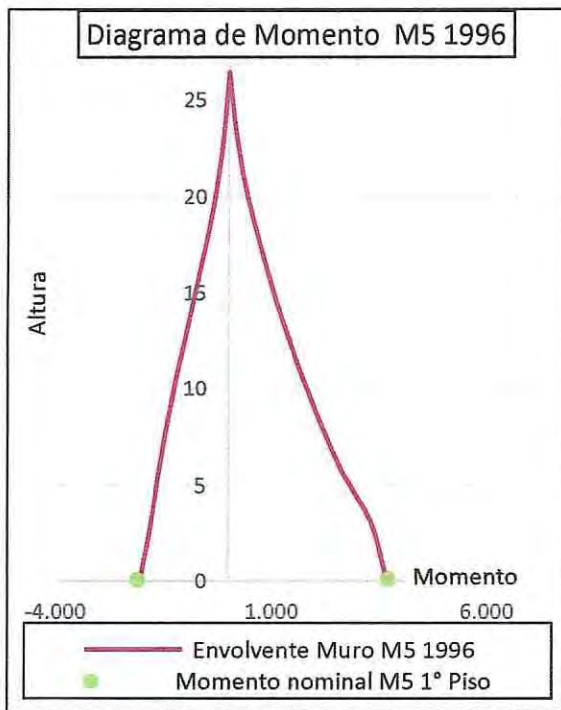


Figura 4-18 y Figura 4-19 Diagrama de Momento muro M5 1996 y 2014.

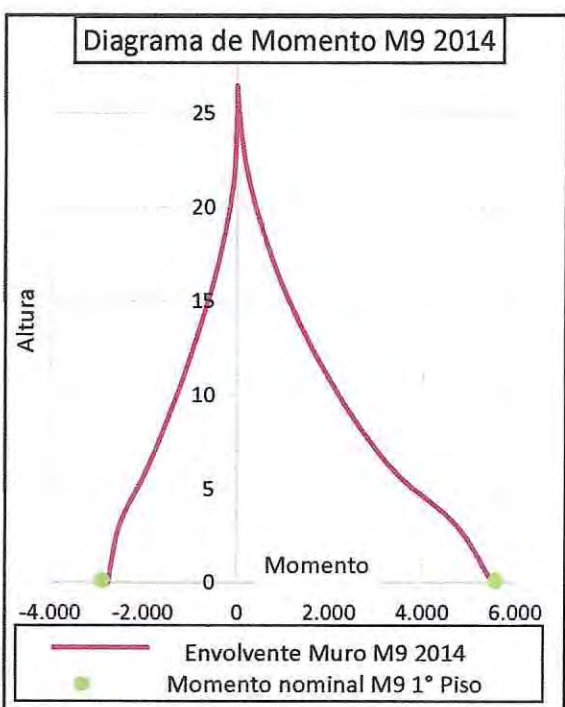
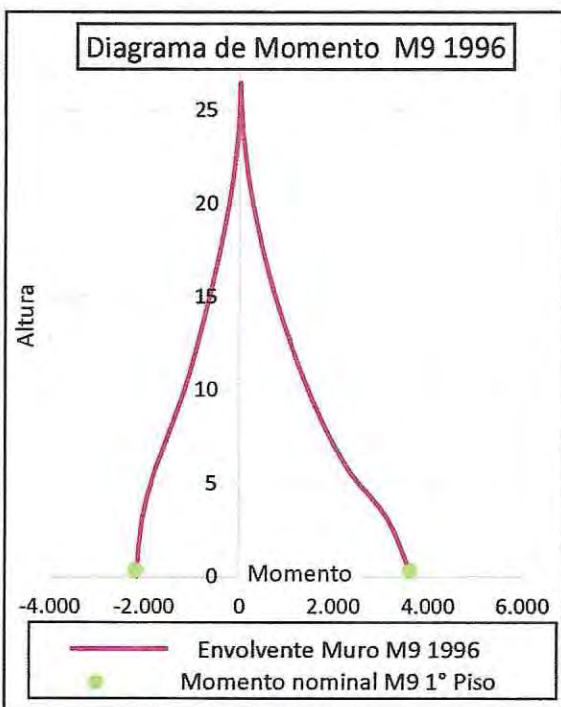


Figura 4-20 y Figura 4-21 Diagrama de Momento muro M9 1996 y 2014.

4.3.2 Demandas de Ductilidad – Diseño Post-Terremoto del Maule.

A continuación se presentan los diagramas de momento – curvatura y curvas de histéresis de los muros, M1, M5 y M9 en la dirección de análisis Y, correspondientes al registro de Viña del Mar, ya que en esta dirección se produjeron las fallas antes mencionadas y concuerda con la mayor demanda de desplazamientos en la estructura.

Las curvas de histéresis que a continuación se muestran representan el comportamiento de los muros diseñados con los criterios posteriores al terremoto del Maule [8] [3] [4] [5], y representan su comportamiento a diferencia de las curvas de histéresis previas al terremoto.

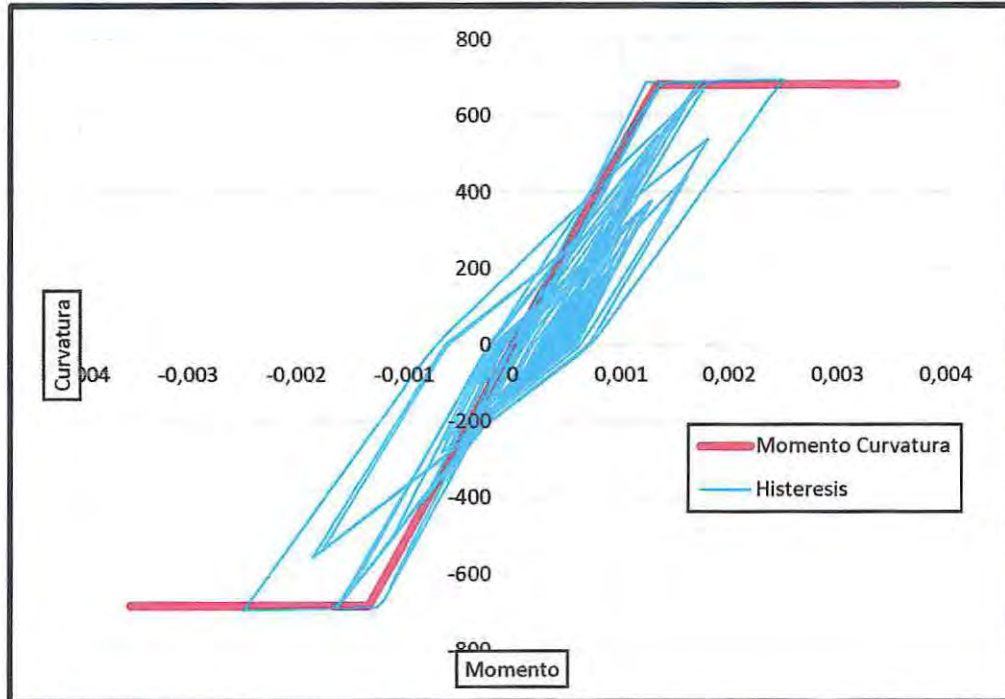


Figura 4-25 Curva de histéresis muro M1.

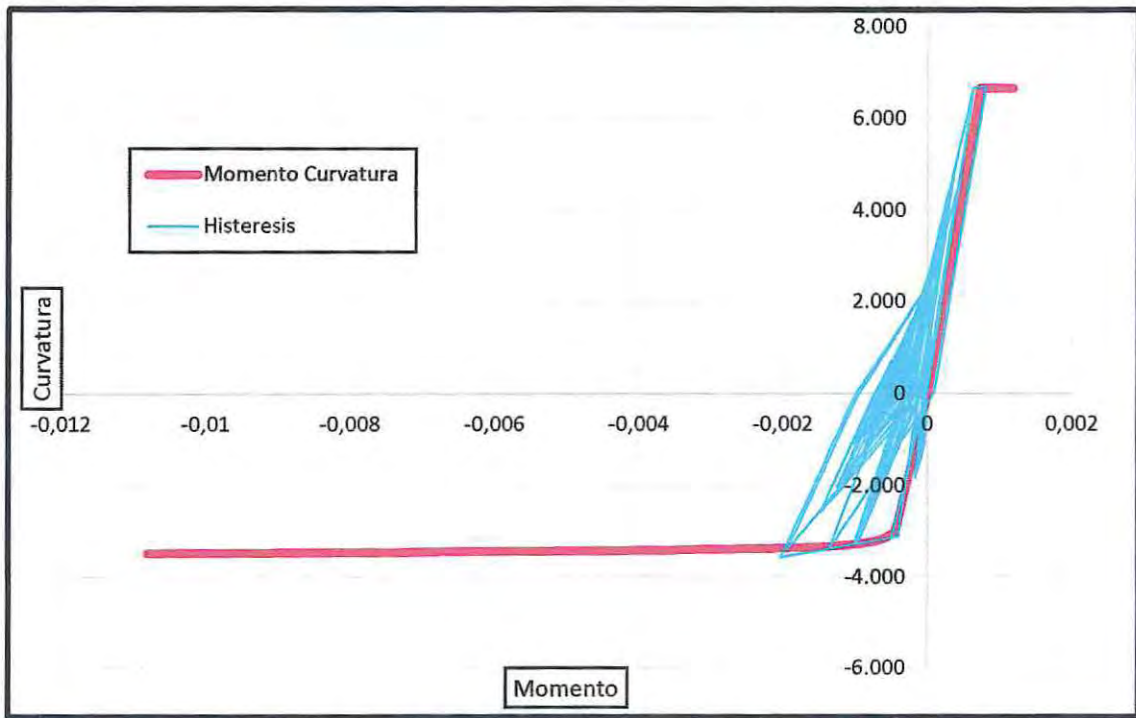


Figura 4-26 Curva de histéresis muro M5.

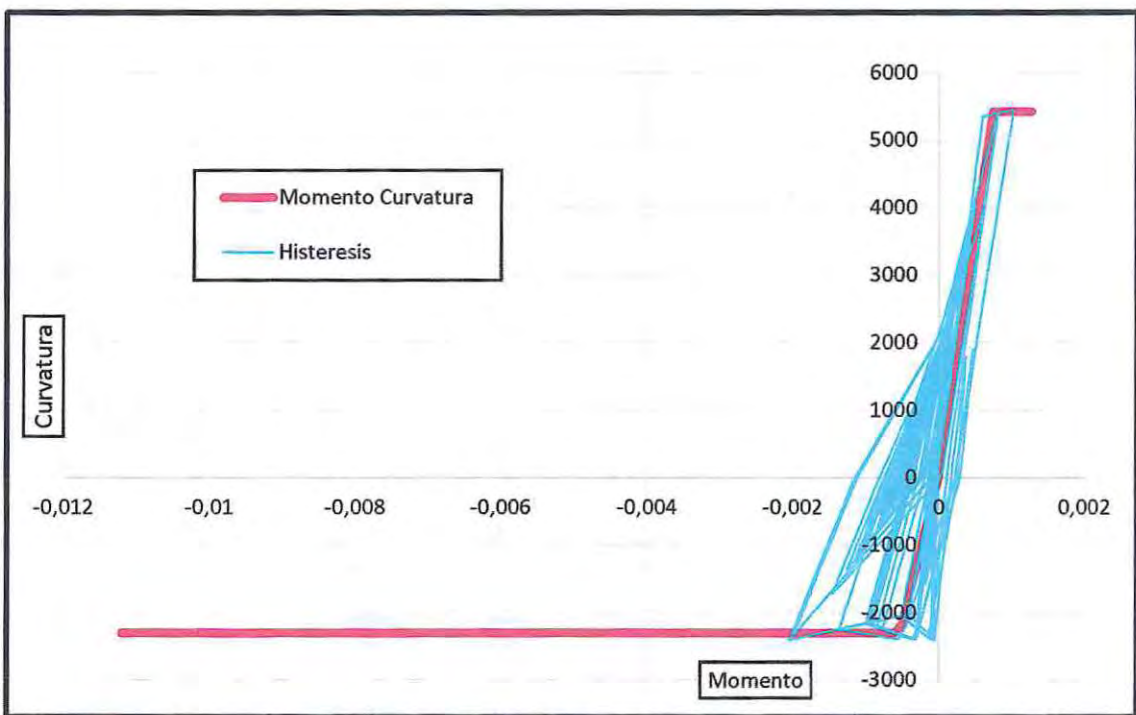


Figura 4-27 Curva de histéresis muro M9.

4.4 Deformaciones Remanentes.

En base a los resultados obtenidos del análisis no lineal realizado se pudo identificar que luego de la acción del sismo (Terremoto del Maule) existen deformaciones remanentes en el edificio en la dirección del eje donde se presentaron fallas. Al analizar y comparar los gráficos combinados de desplazamiento en el extremo superior del edificio y en el centro de masa (CM), se identifica que el desplazamiento para el edificio diseñado originalmente [2] [1] tiende a los 6 [cm] luego de la acción del terremoto, en cambio el diseñado bajo los criterios posteriores al terremoto del Maule [3] [4] [5] converge a 1,5 [cm]

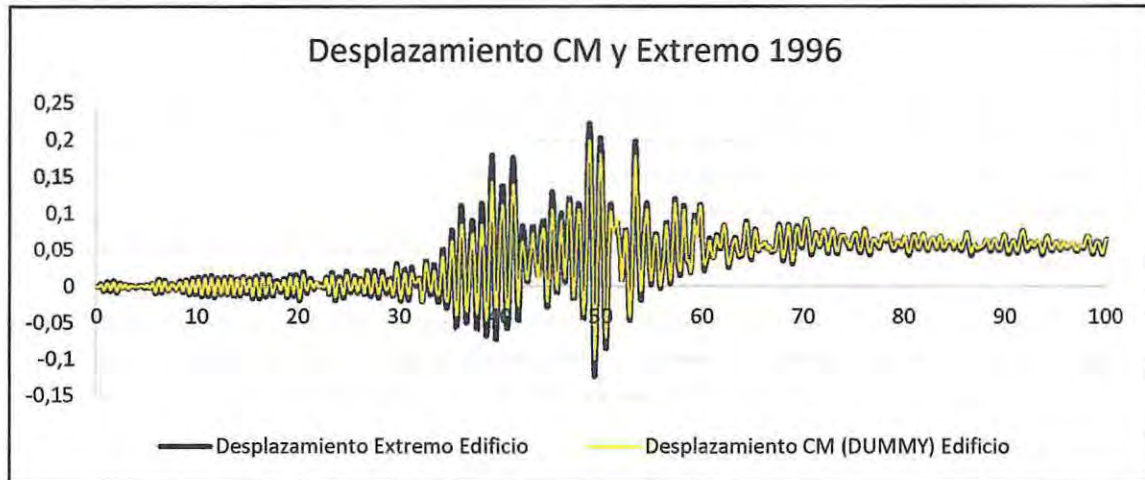


Figura 4-28 Curva de Desplazamiento CM y Extremo 1996.

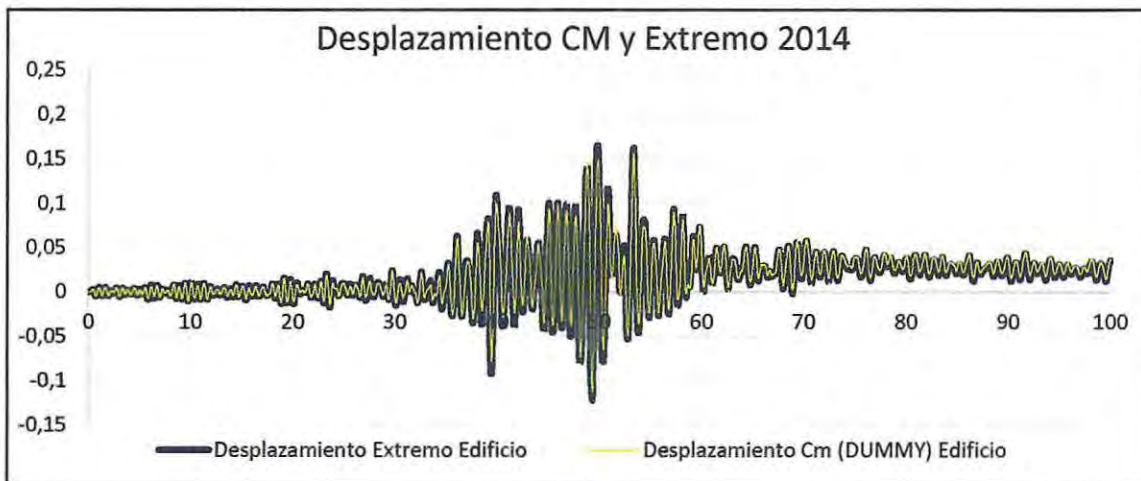


Figura 4-29 Curva Desplazamiento CM y Extremo 2014.

CONCLUSIONES

El edificio evaluado con los códigos y normas vigentes al momento de su diseño y construcción, de acuerdo a los resultados obtenidos en este trabajo, presentaba un leve subdimensionamiento a flexo-compresión en algunos muros del primer piso. Sin embargo, esto no explica y de ninguna manera provocó el nivel de daño observado.

Al rediseñar el edificio con las normas vigentes (post-terremoto del Maule) se obtiene una estructura más rígida y con mayor resistencia, básicamente porque las fuerzas de diseño son mayores producto de la nueva clasificación de suelos. Específicamente, se pasa de un suelo Tipo II a un suelo Tipo D, lo que se traduce en un incremento del 70% en el corte basal de diseño; evidentemente, las cuantías se incrementaron en una proporción similar.

Bajo la hipótesis de que tanto el edificio original como la rediseñada no presentan fallas frágiles (pandeo de armadura longitudinal, corte, aplastamiento del hormigón, etc.) y con los resultados del análisis no-lineal tiempo historia, se infiere que las modificaciones realizadas a la normativa mejoran el desempeño de la estructura, observando lo siguiente:

- Una reducción del 42% en los desplazamientos laterales máximos del techo, pasando desde un 1% de la altura a un 0.64% de la altura, en la dirección "Y" (trasversal).
- Una reducción del 23% en los desplazamientos relativos de entrepiso máximos, pasando desde un 0,95% de la altura de entrepiso a un 0,73 % de la altura de entrepiso, en la dirección "Y" (trasversal). En la dirección "X" se observa una reducción del 26% en los desplazamientos relativos de entrepiso máximos, pasando desde un 0,69% de la altura de entrepiso a un 0,51% de la altura de entrepiso
- El efecto de la torsión en el edificio se ve reflejado en un aumento de las demandas de desplazamientos en los extremos de cada planta, con respecto al centro de masa. Se observa un incremento del 25% en la deformación relativa de entrepiso y un 15% en la deformación máxima del techo.
- Como consecuencia de los puntos anteriores, las demandas de ductilidad también son reducidas.
- En ambos casos las demandas de corte son subestimadas, es necesario realizar una estimación usando diseño por capacidad.
- Se puede apreciar una mejora respecto de las deformaciones residuales, las que disminuyeron de 6 [cm] a 1 [cm].

Las expresiones propuestas en la literatura para estimar deformaciones de fluencia de muros en voladizo no pudieron ser aplicadas a este caso. El brusco cambio de rigidez en altura obligo a proponer una nueva expresión que considera la concentración de deformación en el piso débil, el resultado es consistente con el obtenido del análisis no lineal.

Finalmente, bajo el supuesto de que la armadura longitudinal se pandeo antes que el hormigón del núcleo del muro se aplastara, se estimó en 15 [cm] (0.56% de la altura) la deformación lateral del techo a la cual se produjo la falla en los muros del primer piso. Esta situación ocurrió a los 39,12 segundos del terremoto; la respuesta de la estructura después de este punto es un interesante caso de estudio para futuros trabajos y se deben considerar (y modelar) mecanismos de fallas distintos a la flexión (aplastamiento del hormigón, pandeo de armaduras, etc.).

Bibliografía

- [1] Nch-433, Nch-433 Diseño Sísmico de Edificios, Instituto Nacional de Normalización, 1996.
- [2] ACI 318-95, Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, 1995.
- [3] ACI 318-08, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios, 2008.
- [4] INN, Decreto Supremo Nº 60, Requisitos de Diseño y Cálculo para el Hormigón Armado,»Santiago, Diciembre de 2011.
- [5] INN-Chile, «DS Nº 61: Respuesta a consulta sobre clasificación,» Diario Oficial De La Republica De Chile, Diciembre De 2011.
- [6] Athol Carr, Manual Ruaumoko 3D, Universidad de Cantenburry, 2008.
- [7] CSI, *Manual ETABS*, 2013.
- [8] INN Nch-433, Nch-433, Diseño Sísmico de Edificios, Santiago, 2009.
- [9] INN, NCH 1537, Cargas y Sobrecargas de Uso, Santiago, 2010.
- [10] INN Nch-3171, Diseño estructural - Disposiciones generales y Combinaciones de Carga, Santiago:, 2010.
- [11] SANTOLAYA, «Informe Técnico de Proyecto de Reparacion y Refuerzo,» Santiago, 2011.
- [12] PUCV, "Estudio Del Proyecto Estructural Y Recomendaciones Generales de Recuperación Edificio Toledo - Viña Del Mar, Valparaiso: Valparaiso, 2010, julio.
- [13] Á. Bartolomé y D. Silva, Observations Regarding The Type Of Failure In Concrete, PUCP 2011.
- [14] J. Maffei, Practical Lessons for Concrete Wall Design, Based On Studies of the 2010 Chile Earthquake., Lisboa, 2012.
- [15] S. I. Consultores, Informe de daños, Santiago, 2010.
- [16] PUCV, "Estudio Del Proyecto Estructural Y Recomendaciones Generales de Recuperación Edificio Toledo - Viña Del Mar, Valparaiso: Valparaiso, 2010, julio.
- [17] Thomsen y Wallace, Displacement-Based Design of Reinforced Concrete Structural, University of California, Los Angeles, 2004.

- [18] Sungjin & Bae, Inelastic Buckling of Reinforcing Bars, Journal Of Structural Engineering, 2005.
- [19] Pantazopoulou, Instability of Reinforcing Bars, ASCE, 1998.
- [20] A. S. Institute, AISC 360-10 Para Construcciones de Acero, 2005.
- [21] H. Rüsçh, Researches Toward a General Flexure Theory for Structural Concrete.
- [22] Park & Paulay, Estructuras de Concreto Reforzado, 1988.
- [23] CSI, Manual SAP2000, 2012.
- [24] ICHDCH, «Guía Práctica Para El Diseño De Muros De Hormigón Armado,» Santiago, 2013.
- [25] Bonelli & Restrepo «Sud-Americana de Engenharia Estrutural,» vol. v. 7, nº mai./dez., 2010.
- [26] A. Castelo, 8.8. El terremoto de Maule. 27F2010, ITSEMAP y MAPFRE ingenieros, 2010.
- [27] Paulay & Goodsir, «The Ductility of Structural Walls,» University of Canterbury, Canterbury, 1990.
- [28] A. González, Comparación de Métodos de Diseño Sísmico para una Estructura de Muros Especiales: MBF y MDDBD, Valparaíso: Universidad de Valparaíso, 2013.
- [29] Alfaro, Estimación Del Desplazamiento Lateral Elástico e Inelástico de Muros Esbeltos Mediante un Modelo de Rotula Plástica Basado en un Modelo De Fibras, Santiago: Universidad de Chile, 2013.
- [30] ACI 318S-08, Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentarios, Comité ACI 318 Reglamento Estructural para edificaciones, 2008.
- [31] Bartolomé, Silva, Quiun y Wilson, Observations Regarding The Type Of Failure In Concrete, Pontificia Universidad Católica del Perú, 2011.
- [32] Maffei & Telleen , Practical Lessons for Concrete Wall Design, Based On Studies of the 2010 Chile Earthquake., Lisboa, 2012.
- [33] Bonelli, Telleen & Maffei, Practical Lessons for Concrete Wall Design, 2010.