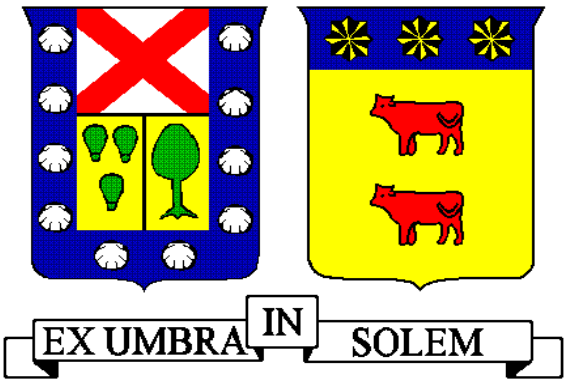
UNIVERSIDAD TÉCNICA FEDERICO SANTA MARÍA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAÍSO – CHILE



"ESTUDIO DE LOS DAÑOS OCURRIDOS EN EL EDIFICIO RÍO IMPERIAL EN VIÑA DEL MAR DURANTE EL SISMO DE 2010"

ANDRÉS FELIPE SALDÍAS ESPINOZA
Memoria para optar al título de
Ingeniero Civil

Profesor guía
Gilberto Leiva H.

Diciembre de 2017

UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES
VALPARAISO – CHILE

TÍTULO DE LA TESIS:

ESTUDIO DE LOS DAÑOS OCURRIDOS EN EL EDIFICIO RÍO IMPERIAL EN VIÑA DEL MAR DURANTE EL SISMO DE 2010.

AUTOR:

ANDRÉS FELIPE SALDÍAS ESPINOZA

TRABAJO DE TESIS, presentado en cumplimiento parcial de los requisitos para el título de **Ingeniero Civil** de la Universidad Técnica Federico Santa María.

Nombre Profesor Guía	**GILBERTO LEIVA H.**
Nombre Miembro 1 Comisión	**RAMIRO BAZÁEZ G**.
Nombre Miembro 2 Comisión	**CLAUDIO SEPÚLVEDA C**.

Valparaíso, Chile, Diciembre de 2017

AGRADECIMIENTOS

A mis familiares, a mis amigos y compañeros de universidad, con quienes compartí tantas horas de estudio y vivencias personales.

A los profesores de esta casa de estudios, en particular a mi profesor guía de trabajo de título don Gilberto Leiva H., por su ayuda y por compartir sus conocimientos conmigo en este proceso.

Trabajo especialmente dedicado a mi madre y hermano, Iris y Mauricio, por su apoyo incondicional todos estos años y a mi padre Roberto Q.E.P.D.

RESUMEN

El edificio Río Imperial es una estructura de hormigón armado de 16 pisos de altura más 1 subterráneo, ubicado en el centro de la ciudad de Viña del Mar, cuya fecha de construcción data del año 1998. Para el sismo de Cauquenes del año 2010 el edificio presentó importantes daños en muros, vigas y columnas, debiendo ser sometido a un proceso de reparación y refuerzo con posterioridad.

A efectos de identificar el daño, el Centro de Estudios e Investigaciones en Infraestructura de la U.T.F.S.M realizó un catastro en terreno el año 2010, durante el cual se revisó el estado de todos los elementos estructurales. A partir de la información obtenida de este informe, en este trabajo se presenta un resumen con los daños de los principales elementos estructurales, enfocado fundamentalmente en los tres muros de subterráneo que presentaron fallas importantes, tales como rotura de la armadura de refuerzo, tanto longitudinal como transversal, y pérdida del núcleo de hormigón.

En primer término se ha realizado la verificación del diseño original de la estructura, de acuerdo a las disposiciones de la siguiente normativa:

- Norma chilena vigente al momento de diseñar el edificio: NCh433.Of96.
- Norma chilena vigente a la fecha: NCh433.Of96 mod.2009 - D.S. Nº61.

En ambos casos se realizó un análisis modal espectral del edificio, con los respectivos espectros de diseño de las normas. Con los resultados del análisis se verificaron los parámetros globales de diseño, tales como corte basal y deformaciones laterales. Se verificó el diseño por resistencia y por capacidad de deformación de los muros con mayor daño durante el sismo. Adicionalmente, se realizó una verificación del diseño a corte de estos muros mediante el método de diseño por capacidad.

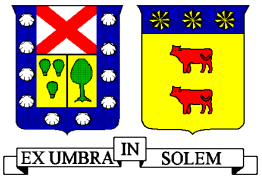
En segundo término, se realizó un análisis tiempo historia lineal elástico con los registros de aceleraciones capturados en el centro de Viña del Mar del sismo de Cauquenes de 2010. Los registros presentan peaks de aceleración horizontal del orden de 0.3g y de aceleración vertical de 0.17g. En base a los registros de aceleraciones, velocidades y desplazamientos del suelo, se estimó que la zona de movimiento fuerte del sismo está comprendida entre los 45 y 65 segundos aproximadamente.

A efectos de realizar los análisis tiempo historia, se consideraron los siguientes casos:

- Modelo con la inercia de las secciones brutas de los elementos.
- Modelo considerando la inercia de las secciones agrietadas, según las recomendaciones contenidas en el documento FEMA356.

Con los resultados de estos análisis se determinó el instante en que se habría producido un primer evento significativo, a partir del cual la respuesta de la estructura incursiona en el rango no lineal y se empieza a manifestar el daño importante en los elementos que se consideran como críticos.

Los resultados de los análisis tiempo historia se han comparado, en términos globales, con los niveles de respuesta que habría alcanzado el edificio durante el sismo, estimados mediante el método de diseño sísmico por desempeño.



ABSTRACT

The building Río Imperial is a structure of reinforced concrete of 16 stories high and 1 underground floor, located in the center of the city of Viña del Mar, whose construction dates from the year 1998. For the earthquake of Cauquenes of the year 2010 the building showed significant damage in walls, beams and columns, and it was fixed and reinforced later.

To identify the damage, the studies and investigations on infrastructure center of the U.T.F.S.M. made a cadastre in the year 2010, during which the status of all structural elements was reviewed. From the information obtained, in this work a summary is presented with the damages of the main structural elements, focusing mainly on the three underground walls that presented important faults, such as breakage of reinforcement, both longitudinal and transverse, and loss of concrete core.

In the first place, the verification of the original design of the structure has been carried out, in accordance with the provisions of the following regulations:

- Chilean norm at the time of designing the building: NCh433.Of96.
- Chilean norm to date: NCh433.Of96 mod.2009 - D.S. Nº61.

In both cases a spectral modal analysis of the building was carried out, with the respective design spectrums of the standards. With the results of the analysis, the global design parameters were verified, such as basal shear and lateral deformations. The design was verified by resistance and capacity of deformation of the walls with greater damage during the earthquake. Additionally, a verification of the shear design of these walls was carried out using the capacity design method.

Secondly, an elastic linear time history analysis was performed with the records of accelerations captured in the center of Viña del Mar in the 2010 Cauquenes earthquake. The records show horizontal acceleration peaks of the order of 0.3g and vertical acceleration of 0.17g. Based on the records accelerations, velocities and displacements of the ground, it was estimated that the zone of strong movement of the earthquake is between 45 and 65 seconds approximately.

For the purpose of performing the time-history analysis, the following cases were considered:

- Model with the inertia of the gross sections of the elements.
- Model considering the inertia of the cracked sections, according to the recommendations contained in the document FEMA356.

With the results of these analyses, the moment in which a first significant event would have occurred was determined, from which the response of the structure enters in the non-linear range and begins to manifest the important damage in the elements that are considered as critics.

The results of the time history analysis have been compared, in global terms, with the response levels that the building would have reached during the earthquake, estimated by the performance based seismic design.

Contenido

1. CAPÍTULO - INTRODUCCIÓN 1
1.1 INTRODUCCIÓN 2
1.2 ALCANCE 3
2. CAPÍTULO - DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA 4
2.1 GENERAL 5
2.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES 10
2.2.1 Hormigón 10
2.2.2 Barras de refuerzo para hormigón armado 10
2.3 CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL TIPO DE SUELO 11
2.4 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA 11
3. CAPÍTULO - DESCRIPCIÓN DEL DAÑO ESTRUCTURAL PROVOCADO POR EL TERREMOTO DE CAUQUENES DEL 27 DE FEBRERO DE 2010 13
3.1 GENERAL 14
3.2 VERTICALIDAD DEL EDIFICIO 14
3.3 DAÑOS EN MUROS DE SUBTERRÁNEO - EJE P 15
3.4 DAÑOS EN MUROS DE SUBTERRÁNEO - EJE 9 32
3.5 DAÑOS EN MURO EJE 3 34
3.6 DAÑOS EN EJE 4 35
3.7 DAÑOS EN EJE F 36
3.8 NIVEL DE DESEMPEÑO ESTIMADO DEL EDIFICIO EN FUNCIÓN DEL DAÑO EVIDENCIADO 39
3.8.1 Diseño por desempeño 39
3.8.2 Nivel de desempeño 39
3.8.3 Relación del nivel de desempeño con intensidad de daño, nivel de la respuesta y estado límite 40
3.8.4 Niveles de desempeño y estados límites considerados 40
3.8.5 Características y parámetros analizados en el edificio y su posible correlación con el nivel de desempeño 43
4. CAPÍTULO – VERIFICACIÓN DE DISEÑO SEGÚN NORMATIVA 44
4.1 GENERAL 45
4.2 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL 45
4.3 CARGAS ESTÁTICAS 46
4.4 MATERIALES 46
4.5 ESPECTROS DE DISEÑO 47

4.5.1 Espectro de aceleraciones de NCh433.Of1996 47
4.5.2 Espectro de aceleraciones contenido en NCh433.Of1996 mod.2009 y D.S.Nº61 48
4.5.3 Espectro de desplazamientos del D.S.Nº61 50
4.6 ANÁLISIS DEL CORTE BASAL 51
4.6.1 Corte basal según NCh433.Of1996 51
4.6.2 Corte basal según NCh433.Of1996 mod.2009 y D.S. Nº61 51
4.7 ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS 52
4.7.1 Desplazamientos relativos de entrepiso obtenidos del análisis modal espectral con NCh433.Of1996 52
4.7.2 Desplazamientos relativos de entrepiso obtenidos del análisis modal espectral con NCh433.Of1996 mod.2009 y D.S.Nº61 53
4.8 VERIFICACIÓN DE DISEÑO DE MUROS DAÑADOS 55
4.8.1 Muro 1 64
4.8.2 Muro 2 70
4.8.3 Muro 3 77
5. CAPÍTULO - ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA LINEAL ELÁSTICO 83
5.1 GENERAL 84
5.2 DESCRIPCIÓN DE LOS SISMOS 87
5.2.1 Terremoto de Algarrobo – 3 de Marzo de 1985 87
5.2.2 Terremoto de Cauquenes – 27 de Febrero de 2010 89
5.2.3 Terremoto de Illapel – 16 de Septiembre de 2015 91
5.3 VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS GLOBALES DE LA ESTRUCTURA 94
5.3.1 Desplazamientos obtenidos con el registro del sismo de Cauquenes de 2010 94
5.4 PEAKS DE ACELERACIÓN, VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTO DEL SUELO 96
5.4.1 Análisis de aceleraciones del suelo para el sismo de Cauquenes de 2010 97
5.4.2 Análisis de velocidades del suelo para el sismo de Cauquenes de 2010 98
5.4.3 Análisis de desplazamientos del suelo para el sismo de Cauquenes de 2010 99
5.5 VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO LINEAL DE LOS MUROS 100
5.5.1 Criterio de carga última 100
5.5.2 Criterio de deformación 108
5.6 VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS CONSIDERANDO SECCIONES AGRIETADAS 120
5.6.1 Verificación del comportamiento bajo el criterio de carga última 123
5.6.2 Criterio de deformación 126

6. CAPÍTULO - CONCLUSIONES 132
6.1 CONCLUSIONES 133
6.1.1 Información disponible para realizar el estudio 133
6.1.2 Análisis normativo 133
6.1.3 Análisis tiempo historia con los registros del sismo de Cauquenes de 2010 134

Índice de figuras

Figura 1.1 Epicentro del terremoto del 27 de Febrero de 2010 en el mar chileno 2
Figura 2.1 Ubicación del edificio Río Imperial – Fuente: Google Earth 5
Figura 2.2 Vista general Edificio Río imperial 6
Figura 2.3 Planta estructura cielo subterráneo y estacionamientos 6
Figura 2.4 Planta estructura cielo 1erPiso 7
Figura 2.5 Planta estructura cielo 2º, 3er y 11º Piso 7
Figura 2.6 Planta estructura cielo 4º al 10º Piso 8
Figura 2.7 Planta estructura cielo 12º Piso 8
Figura 2.8 Planta estructura cielo 13º y 14º Piso 9
Figura 2.9 Planta estructura cielo 15º Piso 9
Figura 2.10 Planta estructura cielo 16º Piso 10
Figura 3.1 Ubicación en planta estructura subterráneo de los muros con mayor daño 15
Figura 3.2 Daño estructural elevación eje P 16
Figura 3.3 Esquema Muro 1 - Sección transversal "L" 17
Figura 3.4 Esquema muro 2 17
Figura 3.5 Esquema muro 3. Machón de 20x90cm 17
Figura 3.6 Daño estructural muros Nº1 y Nº2 18
Figura 3.7 Pérdida de núcleo de hormigón y pandeo del refuerzo longitudinal. Vista Sur-Oriente muro 1 18
Figura 3.8 Pandeo de refuerzo longitudinal. Vista Sur-Poniente 19
Figura 3.9 Esquema del muro 1 - Rotura de refuerzo 19
Figura 3.10 Rotura de refuerzo longitudinal 20
Figura 3.11 Detalle de rotura de refuerzo longitudinal 20
Figura 3.12 Detalle de rotura de refuerzo longitudinal 21
Figura 3.13 Pérdida de estribos y ganchos en 90° 21
Figura 3.14 Detalle de pérdida de amarre de los estribos 22
Figura 3.15 Medición de verticalidad en muro 1 22
Figura 3.16 Daño en la zona longitudinal y ala del muro 2 23
Figura 3.17 Daño en zona longitudinal del muro. Vista oriente 23
Figura 3.18 Pandeo de la malla vertical del muro y desprendimiento del hormigón 24
Figura 3.19 Grietas diagonales en ambas direcciones. Vista poniente 24
Figura 3.20 Grietas diagonales en ambas direcciones. Vista oriente 25
Figura 3.21 Pérdida de núcleo de hormigón. Vista Nor-Poniente 25
Figura 3.22 Pérdida de núcleo de hormigón y pandeo de refuerzo longitudinal. Vista Sur 26
Figura 3.23 Esquema de muro 2 y rotura de refuerzo 26
Figura 3.24 Rotura de refuerzo longitudinal 27
Figura 3.25 Detalle de rotura de refuerzo longitudinal 27
Figura 3.26 Detalle de gancho y pérdida de amarre del estribo 28
Figura 3.27 Daño estructural muro 3 28
Figura 3.28 Pérdida de núcleo de hormigón 29
Figura 3.29 Pérdida de núcleo de hormigón. Vista oriente 29
Figura 3.30 Esquema de pandeo de refuerzo longitudinal en muro 3 29
Figura 3.31 Pandeo de refuerzo longitudinal 30
Figura 3.32 Pandeo de refuerzo longitudinal, dirección Eje P 30
Figura 3.33 Gancho en 90° en refuerzo transversal 31

Figura 3.34 Pérdida de amarre de estribo 31
Figura 3.35 Antepecho vano eje P entre ejes 19 y 20. Departamento 403 32
Figura 3.36 Daño estructural elevación eje 9 32
Figura 3.37 Grieta diagonal en muro. Departamento 201 33
Figura 3.38 Agrietamiento vano ventana. Departamento 201 33
Figura 3.39 Daño estructural elevación eje 3. 34
Figura 3.40 Daño en muro eje 3 entre ejes M y K, 1er piso 34
Figura 3.41 Daño estructural elevación eje 4 35
Figura 3.42 Daño estructural elevación eje F 36
Figura 3.43 Daño estructural elevación en muro eje F entre ejes 2 y 4. Vista en planta 37
Figura 3.44 Esquina inferior poniente muro eje F. Departamento 301 37
Figura 3.45 Grietas en muro entre ejes 2 y 4. Departamento 802 38
Figura 3.46 Grietas en muros entre ejes 2 y 4. Departamento 1002 38
Figura 3.47 Nivel de desempeño en función del desplazamiento relativo global alcanzado [ACI 374] 41
Figura 4.1 Modelo computacional generado en ETABS - Edificio Río Imperial 45
Figura 4.2 Espectros de aceleraciones para zona sísmica 3 y suelo tipo III - NCh433.Of96. Períodos naturales en dirección longitudinal$[Tnx]$ y transversal $[Tny]$ del edificio Río Imperial. 48
Figura 4.3 Espectros de aceleraciones para zona sísmica 3 suelo tipo D - NCh433.Of96 mod.2009 y D.S.Nº61. Períodos naturales en dirección longitudinal $[Tnx]$ y transversal $[Tny]$ del edificio Río Imperial. 49
Figura 4.4 Espectro elástico de desplazamientos suelo tipo *"D"* – Períodos agrietados Edificio Río Imperial. 50
Figura 4.5 Distribución aproximada de fuerzas laterales asociadas al primer modo de vibrar 56
Figura 4.6 Fuerzas resultantes al alcanzar el momento resistente del muro 57
Figura 4.7 Posición y distribución aproximada de la fuerza resultante para modos altos 57
Figura 4.8 Curva de comportamiento del acero de refuerzo 58
Figura 4.9 Curva idealizada esfuerzo-deformación de Hognestad para el hormigón en compresión uniaxial 58
Figura 4.10 Curva de comportamiento del hormigón sin confinar - Modelo de Hognestad 59
Figura 4.11 Deformación de un miembro a flexión 59
Figura 4.12 Diagrama momento-curvatura típico de secciones ligeramente reforzadas 60
Figura 4.13 Diagrama momento-curvatura típico de secciones altamente reforzadas 60
Figura 4.14 Distribución de momento y curvatura para un muro en voladizo 61
Figura 4.15 Rótula plástica en muros en voladizo 61
Figura 4.16 Muro en voladizo con patrón de carga rectangular uniforme – Estimación de δe 62
Figura 4.17 Solicitaciones sísmicas – Esquema explicativo 63
Figura 4.18 Sección transversal - Armadura longitudinal y transversal muro 1 64
Figura 4.19 Diagrama de interacción muro 1 en dirección longitudinal "X" – Solicitaciones NCh433.Of1996 64
Figura 4.20 Diagrama de interacción muro 1 en dirección transversal "Y" – Solicitaciones NCh433.Of1996.. 65
Figura 4.21 Diagrama de interacción muro 1 en dirección longitudinal "X" – Solicitaciones D.S. N°61 65
Figura 4.22 Diagrama de interacción muro 1 en dirección transversal "Y" – Solicitaciones D.S. N°61 66
Figura 4.23 Diagrama M-C Muro 1 en sentido "+X". 67
Figura 4.24 Diagrama M-C Muro 1 en sentido "-X". 68
Figura 4.25 Diagrama M-C Muro 1 en sentido "+Y". 69
Figura 4.26 Diagrama M-C Muro 1 en sentido "-Y". 69
Figura 4.27 Distribución armadura longitudinal muro 2 70
Figura 4.28 Sección transversal muro 2 70
Figura 4.29 Diagrama de interacción muro 2 en dirección longitudinal "X" – Solicitaciones NCh433.Of1996 71

Figura 4.30 Diagrama de interacción muro 2 en dirección transversal "Y" – Solicitaciones NCh433.Of1996.. 71
Figura 4.31 Diagrama de interacción muro 2 en dirección longitudinal "X" – Solicitaciones D.S. N°61..... 72
Figura 4.32 Diagrama de interacción muro 2 en dirección transversal "Y" – Solicitaciones D.S. N°61 72
Figura 4.33 Diagrama M-C muro 2 en dirección"+X" 74
Figura 4.34 Diagrama M-C muro 2 en dirección "-X" 75
Figura 4.35 Diagrama M-C muro 2 en dirección"+Y" 75
Figura 4.36 Diagrama M-C muro 2 en dirección "-Y" 76
Figura 4.37 Sección transversal muro 3..... 77
Figura 4.38 Armadura longitudinal muro 3 77
Figura 4.39 Diagrama de interacción muro 3 en dirección longitudinal "X" – Solicitaciones NCh433.Of1996 78
Figura 4.40 Diagrama de interacción muro 3 en dirección transversal "Y" – Solicitaciones NCh433.Of1996.. 78
Figura 4.41 Diagrama de interacción muro 3 en dirección longitudinal "X" – Solicitaciones D.S. N°61..... 79
Figura 4.42 Diagrama de interacción muro 3 en dirección transversal "Y" – Solicitaciones D.S. N°61 79
Figura 4.43 Diagrama M-C muro 3 en dirección "X". 81
Figura 4.44 Diagrama M-C muro 3 en dirección "Y"..... 82
Figura 5.1 Vista satelital con la ubicación de la estación de registro y el Edificio Río Imperial - Viña del Mar 2010..... 85
Figura 5.2 Vista satelital con la ubicación de la estación de registro y el Edificio Río Imperial - Viña del Mar 2015..... 85
Figura 5.3 Epicentro del terremoto de Algarrobo de 1985 – Fuente: Google images 87
Figura 5.4 Registro de aceleraciones sismo 1985 centro Viña del Mar – Componente Norte – Sur..... 87
Figura 5.5 Registro de aceleraciones sismo 1985 centro Viña del Mar – Componente Este – Oeste 88
Figura 5.6 Registro de aceleraciones sismo 1985 centro Viña del Mar – Componente vertical 88
Figura 5.7 Epicentro del terremoto del 27 de Febrero de 1985 – Fuente: Google Images 89
Figura 5.8 Registro de aceleraciones sismo 2010 centro Viña del Mar – Componente Norte – Sur..... 89
Figura 5.9 Registro de aceleraciones sismo 2010 centro Viña del Mar – Componente Este - Oeste..... 90
Figura 5.10 Registro de aceleraciones sismo 2010 centro Viña del Mar – Componente vertical 90
Figura 5.11 Epicentro de terremoto de Illapel de 2015 – Fuente: Informe técnico terremoto Illapel, Centro Sismológico Nacional..... 91
Figura 5.12 Registro de aceleraciones sismo Illapel centro Viña del Mar – Componente Norte – Sur 92
Figura 5.13 Registro de aceleraciones sismo Illapel centro Viña del Mar – Componente Este – Oeste 92
Figura 5.14 Registro de aceleraciones sismo Illapel centro Viña del Mar – Componente Vertical 93
Figura 5.15 Registros de aceleraciones horizontales y vertical sismo 2010 - Centro Viña del Mar 97
Figura 5.16 Registros de velocidades horizontales y vertical sismo 2010 - Centro Viña del Mar..... 98
Figura 5.17 Registros de desplazamientos horizontales y vertical sismo 2010 - Centro Viña del Mar. 99
Figura 5.18 Elemento en o cercano al rango lineal elástico - Criterio de resistencia 100
Figura 5.19 Falla del elemento - Criterio de resistencia 100
Figura 5.20 Diagrama de interacción muro 1 en dirección longitudinal "X" – Combinaciones C5..... 101
Figura 5.21 Diagrama de interacción muro 1 en dirección transversal "Y" – Combinaciones C5 102
Figura 5.22 Diagrama de interacción muro 1 en dirección longitudinal "X" – Combinaciones C7..... 102
Figura 5.23 Diagrama de interacción muro 1 en dirección transversal "Y" – Combinaciones C7 103
Figura 5.24 Diagrama de interacción muro 2 en dirección longitudinal "X" – Combinaciones C5..... 103
Figura 5.25 Diagrama de interacción muro 2 en dirección transversal "Y" – Combinaciones C5 104
Figura 5.26 Diagrama de interacción muro 2 en dirección longitudinal "X" – Combinaciones C7..... 104
Figura 5.27 Diagrama de interacción muro 2 en dirección transversal "Y" – Combinaciones C7 105

Figura 5.28 Diagrama de interacción muro 3 en dirección longitudinal "X" – Combinaciones C5 105
Figura 5.29 Diagrama de interacción muro 3 en dirección transversal "Y" – Combinaciones C5 106
Figura 5.30 Diagrama de interacción muro 3 en dirección longitudinal "X" – Combinaciones C7 106
Figura 5.31 Diagrama de interacción muro 3 en dirección transversal "Y" – Combinaciones C7 107
Figura 5.32 Curvas de capacidad elástica y última del muro 1 - Sentido "+X" 109
Figura 5.33 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 Sentido “+X” 109
Figura 5.34 Curvas de capacidad elástica y última del muro 1 - Sentido "-X" 110
Figura 5.35 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 sentido “-X” 110
Figura 5.36 Curvas de capacidad elástica y última del muro 1 - Sentido "+Y" 111
Figura 5.37 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 sentido “+Y” 111
Figura 5.38 Curvas de capacidad elástica y última del muro 1 - Sentido "-Y" 112
Figura 5.39 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 sentido “-Y” 112
Figura 5.40 Curvas de capacidad elástica y última del muro 2 - Sentido "+X" 113
Figura 5.41 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 sentido “+X” 113
Figura 5.42 Curvas de capacidad elástica y última del muro 2 - Sentido "-X" 114
Figura 5.43 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 sentido “-X” 114
Figura 5.44 Curvas de capacidad elástica y última del muro 2 - Sentido "+Y" 115
Figura 5.45 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 sentido “+Y” 115
Figura 5.46 Curvas de capacidad elástica y última del muro 2 - Sentido "-Y" 116
Figura 5.47 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 sentido “-Y” 116
Figura 5.48 Curvas de capacidad elástica y última del muro 3 - Dirección “X" 117
Figura 5.49 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 3 –Dirección “X” 117
Figura 5.50 Curvas de capacidad elástica y última del muro 3 - Dirección “Y" 118
Figura 5.51 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 3 –Dirección “Y” 118
Figura 5.52 Zona de movimiento fuerte del sismo de Cauquenes de 2010 e instante de tiempo en que el primer muro entra en el rango no lineal 119
Figura 5.53 Diagrama de interacción muro 1 en dirección longitudinal "X". 123
Figura 5.54 Diagrama de interacción muro 1 en dirección transversal "Y". 123
Figura 5.55 Diagrama de interacción muro 2 en dirección longitudinal "X". 124
Figura 5.56 Diagrama de interacción muro 2 en dirección transversal "Y". 124
Figura 5.57 Diagrama de interacción muro 3 en dirección longitudinal "X". 125
Figura 5.58 Diagrama de interacción muro 3 en dirección transversal "Y". 125
Figura 5.59 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 – Sentido “+X” 126
Figura 5.60 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 – Sentido “-X” 126
Figura 5.61 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 – Sentido “+Y” 127
Figura 5.62 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 – Sentido “-Y” 127
Figura 5.63 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 – Sentido “+X” 128
Figura 5.64 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 – Sentido “-X” 128
Figura 5.65 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 – Sentido “+Y” 129
Figura 5.66 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 – Sentido “-Y” 129
Figura 5.67 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 3 – Dirección “X” 130
Figura 5.68 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 3 – Dirección “Y” 130
Figura 5.69 Zona de movimiento fuerte del sismo de Cauquenes de 2010 e instantes de tiempo en que el primer muro entra en el rango no lineal y falla respectivamente 131

Índice de tablas

Tabla 2.1 Densidad de muros por piso - Edificio Río Imperial 11
Tabla 3.1 Mediciones de verticalidad por calle 7 Norte. Eje P entre ejes 6 y 7 14
Tabla 3.2 Mediciones de verticalidad por calle 2 Poniente. Eje 2 entre ejes I e Ia 14
Tabla 3.3 Mediciones de verticalidad por calle 2 Poniente. Eje 2 entre ejes C y Ca 14
Tabla 3.4 Ubicación y definición de muros con daño en subterráneo 15
Tabla 3.5 Probabilidad de excedencia y período de retorno por nivel de desempeño [ASCE/SEI 41-13] 39
Tabla 3.6 Nivel de desempeño en base al daño [ASCE/SEI 41-13, FEMA247-1995] 42
Tabla 3.7 Tabla Resumen Edificio Río Imperial 43
Tabla 4.1 Resultados del análisis modal 45
Tabla 4.2 Cargas de uso uniformemente distribuidas 46
Tabla 4.3 Propiedades mecánicas del hormigón 46
Tabla 4.4 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo 46
Tabla 4.5 Parámetros para el análisis sísmico según NCh433.Of1996 – Edificio Río Imperial 47
Tabla 4.6 Parámetros para análisis sísmico según NCh433.Of1996mod.2009 y D.S.N°61 – Edificio Río Imperial 49
Tabla 4.7 Resultados de análisis del corte basal - Según NCh433.Of1996 51
Tabla 4.8 Resultados de análisis del corte basal - Según NCh433.Of1996 mod.2009 y D.S. Nº61 51
Tabla 4.9 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección longitudinal "X" - NCh433.Of1996 52
Tabla 4.10 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección transversal "Y" - NCh433.Of1996 53
Tabla 4.11 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección longitudinal "X" - NCh433.Of96 y D.S.Nº61 53
Tabla 4.12 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección transversal "Y" - NCh433.Of96 y D.S.Nº61 54
Tabla 4.13 Combinaciones de carga *LRFD* - NCh3171.Of2010 55
Tabla 4.14 Desplazamientos laterales de diseño en el techo del edificio 61
Tabla 4.15 Verificación de diseño a corte muro 1 según solicitaciones de NCh433.Of1996 66
Tabla 4.16 Verificación de diseño a corte muro 1 según solicitaciones de NCh433.Of96 mod.2009 y D.S.Nº61 66
Tabla 4.17 Verificación de diseño a corte por capacidad muro 1 según solicitaciones de NCh433.Of1996 67
Tabla 4.18 Verificación de diseño a corte por capacidad muro 1 según solicitaciones del D.S.Nº61 67
Tabla 4.19 Resultados diagrama M-C muro 1 en sentido "+X". 68
Tabla 4.20 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 1 en sentido "-X". 68
Tabla 4.21 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 1 en sentido "+Y". 69
Tabla 4.22 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 1 en sentido "-Y". 70
Tabla 4.23 Verificación de diseño a corte muro 2 según solicitaciones de NCh433.Of1996 73
Tabla 4.24 Verificación de diseño a corte muro 2 según solicitaciones de NCh433.Of96 mod.2009 y D.S.Nº61 73
Tabla 4.25 Verificación de diseño a corte por capacidad muro 2 según solicitaciones de NCh433.Of1996 73
Tabla 4.26 Verificación de diseño a corte por capacidad muro 2 según solicitaciones del D.S.Nº61 73
Tabla 4.27 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 2 en sentido "+X". 74
Tabla 4.28 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 2 en sentido "-X". 75
Tabla 4.29 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 2 en sentido "+Y" 76
Tabla 4.30 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 2 en sentido "-Y" 76
Tabla 4.31 Verificación de diseño a corte muro 2 según solicitaciones de NCh433.Of1996 80

Tabla 4.32 Verificación de diseño a corte muro 2 según solicitaciones de NCh433.Of96 mod.2009 y D.S.Nº61 80
Tabla 4.33 Verificación de diseño a corte por capacidad muro 3 según solicitaciones de NCh433.Of1996 80
Tabla 4.34 Verificación de diseño a corte por capacidad muro 3 según solicitaciones del D.S.Nº61 80
Tabla 4.35 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 3 en dirección "X". 81
Tabla 4.36 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 3 en dirección "Y". 82
Tabla 5.1 Peaks de aceleraciones - Sismo 1985..... 88
Tabla 5.2 Peaks de aceleraciones - Sismo 2010..... 90
Tabla 5.3 Peaks de aceleraciones - Sismo 2015..... 93
Tabla 5.4 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección longitudinal "X" 94
Tabla 5.5 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección transversal "Y" 95
Tabla 5.6 Curva de desplazamientos en la dirección longitudinal “X” 95
Tabla 5.7 Curva de desplazamientos en la dirección longitudinal “Y” 96
Tabla 5.8 Peaks comunes de aceleración - Registro Centro Viña del mar 2010..... 97
Tabla 5.9 Peaks comunes de velocidad - Registro Centro Viña del mar 2010 98
Tabla 5.10 Peaks comunes de desplazamiento - Registro Centro Viña del mar 2010..... 99
Tabla 5.11 Combinaciones de carga *LRFD* - Análisis tiempo historia 101
Tabla 5.12 Factores de modificación de rigidez – Tabla 6.5 FEMA356..... 120
Tabla 5.13 Períodos naturales agrietados y sin agrietar del Edificio Río Imperial..... 120
Tabla 5.14 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección longitudinal "X" 121
Tabla 5.15 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección transversal "Y" 121
Tabla 5.16 Curva de desplazamientos en la dirección longitudinal “X” 122
Tabla 5.17 Curva de desplazamientos en la dirección transversal “Y” 122

1. CAPÍTULO - INTRODUCCIÓN

1.1 INTRODUCCIÓN

La madrugada del 27 de Febrero de 2010 ocurrió un sismo de magnitud 8.8 M_w, con epicentro en el mar chileno, frente a la localidad de Cauquenes tal como se muestra en la Figura 1.1.

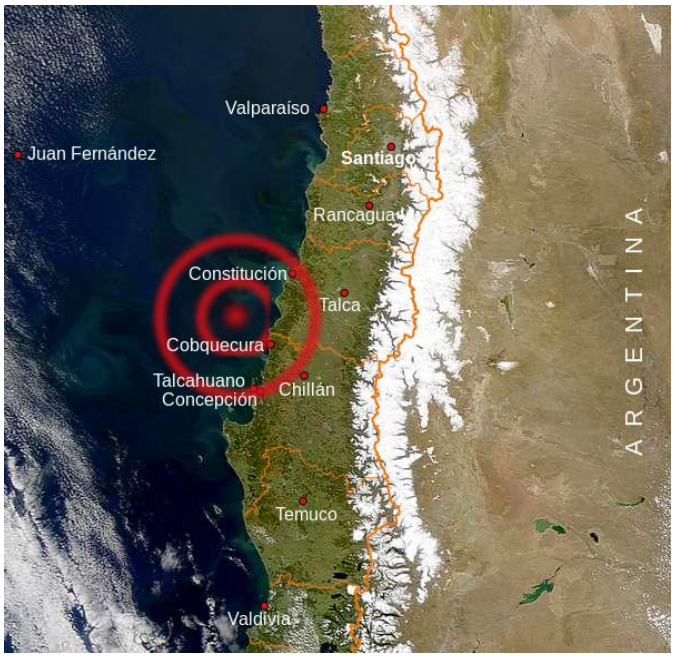


Figura 1.1 Epicentro del terremoto del 27 de Febrero de 2010 en el mar chileno
Fuente: Google Images

Las ondas del sismo se propagaron con gran intensidad hasta la región de Valparaíso, generando serios daños en diversas estructuras, entre ellas el Edificio Río Imperial, una estructura de hormigón armado de 16 pisos de altura más un subterráneo que se ubica en el plano de la ciudad de Viña del Mar, a unos 270 km aproximadamente del epicentro del sismo.

El edificio mostró importantes daños durante el sismo de 2010, concentrados principalmente en el subterráneo y primer piso, en donde varios muros presentaron fallas tales como pérdida del núcleo de hormigón, pandeo y rotura del acero de refuerzo, tanto longitudinal como transversal. Con posterioridad al sismo de 2010, el edificio fue reparado y reforzado. Durante el sismo de 2015 de magnitud 8.4 M_w con epicentro en la ciudad de Illapel, el edificio mostró algunos daños menores en elementos no estructurales y en un muro que no fue modificado el año 2010 por razones arquitectónicas.

A partir de la información disponible que incluye, entre otros documentos, los planos originales de diseño estructural y un levantamiento de daños efectuado por el CEII de la USM durante el sismo de 2010, se pretenderá determinar la causa de estos daños.

En primer lugar se verificará el diseño original de la estructura, según las disposiciones de diseño sísmico vigentes a la fecha de su construcción y las actuales. Con los resultados del análisis se verificarán parámetros globales de diseño, tales como corte basal y deformaciones laterales, y se verificará el diseño por resistencia y por capacidad de deformación de los muros que presentaron mayor daño durante el sismo de 2010. No se espera que el análisis normativo entregue conclusiones certeras respecto a las causas del daño. No obstante, este análisis permitirá detectar deficiencias de diseño del edificio.

En segundo lugar se pretende revisar si es posible obtener información que explique las fallas a partir de un análisis lineal elástico de la estructura. Para esto se realizarán análisis lineales tiempo-historia con los registros de aceleraciones capturados en el centro de Viña del Mar. Con estos análisis se trata de identificar el instante en que se produce el primer evento significativo, a partir del cual la respuesta entra en el rango no lineal y se empieza a manifestar daño importante en los elementos.

Los resultados de los análisis tiempo-historia, indicando los primeros elementos que incursionan en el rango no lineal, serán comparados con las observaciones en terreno, considerando los niveles estimados para la respuesta, de acuerdo a los daños observados y a los principios generales de diseño por desempeño.

1.2 ALCANCE

El capítulo 2 presenta una descripción general del edificio. Se describe de manera general el sistema sismo resistente, incluyendo vistas en planta de cada piso y propiedades mecánicas nominales de los materiales contenidas en los planos estructurales.

En el capítulo 3 se presenta una descripción del daño del edificio provocado por el sismo de 2010, incluyendo un registro fotográfico con los principales daños detectados. La descripción se enfoca principalmente en los muros que se analizarán posteriormente en los siguientes capítulos. A partir del levantamiento de daños, se estima el nivel de respuesta de acuerdo a los principios generales de diseño por desempeño.

El capítulo 4 contiene la verificación del diseño del edificio según disposiciones de la normativa del país. La verificación incluye aspectos de la respuesta global de la estructura, obtenidos con los espectros de aceleraciones de la norma NCh433.Of1996 [1] y el Decreto Supremo Nº61 (D.S. Nº61) [2]. Se incluye además aspectos del diseño de los muros dañados, como son los requisitos de resistencia a flexo-compresión y corte y, en el caso particular del análisis con el D.S. Nº61, se verifica que además cumplan con los requisitos de deformación impuestos por el espectro de desplazamientos. Se incluye además dentro del capítulo una verificación de la resistencia a corte de los muros según el método de diseño por capacidad.

En el capítulo 5 se presenta los resultados del análisis tiempo-historia lineal elástico, para los registros del sismo de Cauquenes de 2010, considerando secciones brutas y secciones agrietadas. Para este último caso, se utilizan las recomendaciones contenidas en el documento FEMA356 [3]. Los resultados de los análisis se contrastan con los daños observados en terreno.

Finalmente en el capítulo 6 se presenta un resumen y las conclusiones del estudio.

2. CAPÍTULO - DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

2.1 GENERAL

El edificio Río Imperial está ubicado en el centro de la ciudad de Viña del Mar, en calle Dos Poniente #648 (33º0'56.28'' latitud sur y 71º33'8.18'' longitud oeste), en la zona de la cuenca del estero Marga-Marga, que corresponde a una zona de depósitos horizontales de arena de origen marino al borde noroeste del valle, con estratos intercalados de arenas sedimentarias de origen fluvial en el borde Sur y arenas finas con arenas limosas en el borde noreste de la cuenca. En la Figura 2.1 se muestra la ubicación del edificio desde una fotografía satelital.

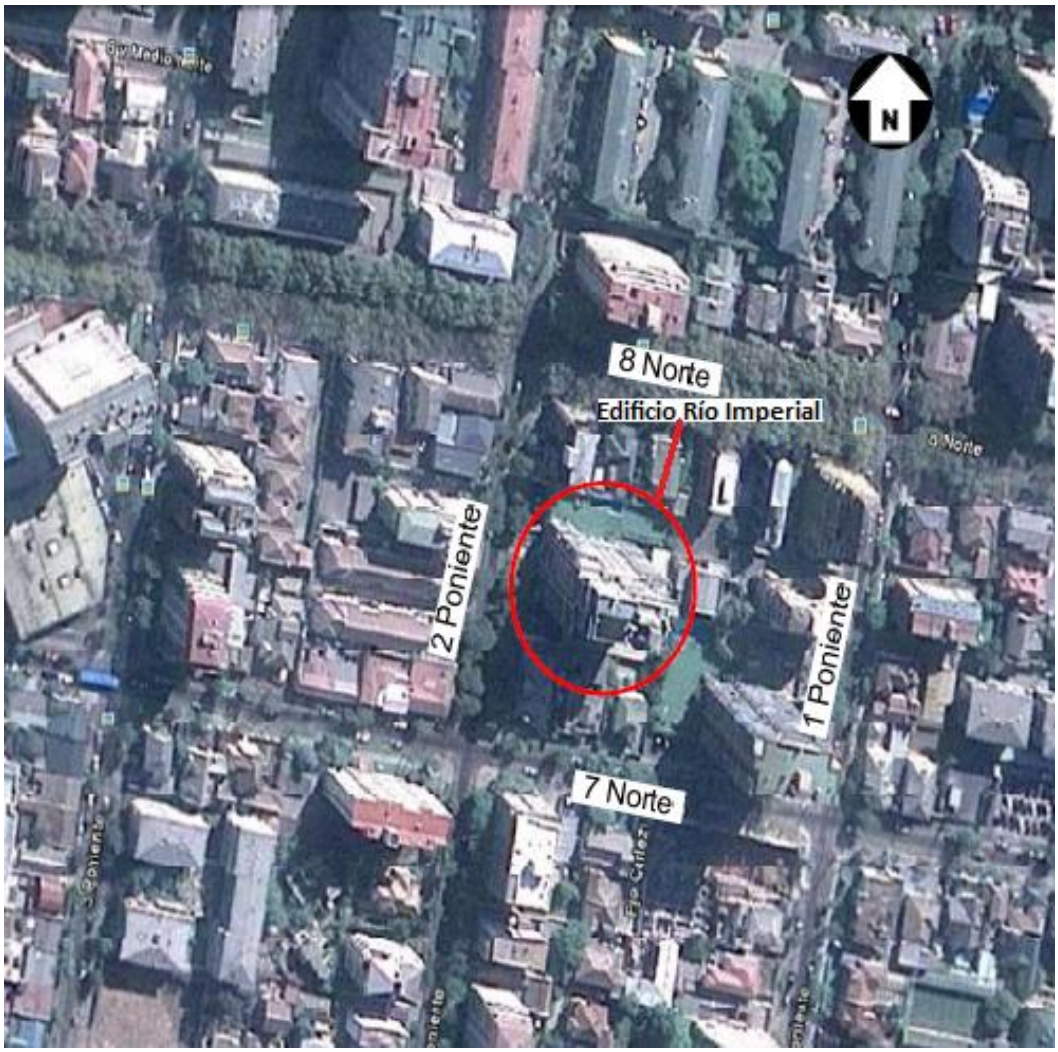


Figura 2.1 Ubicación del edificio Río Imperial – Fuente: Google Earth

Este edificio, que fue construido en el año 1998, es una estructura de hormigón armado que consta de 16 pisos destinados al uso habitacional, más un subterráneo destinado para bodegas y estacionamientos. La altura de entrepiso de todos los niveles es de 2.55 metros, con excepción del primer nivel, que tiene una altura de entrepiso de 3 metros. En la Figura 2.2 se muestra una vista general del edificio.



(a) Vista Nor -Poniente (b) Vista Poniente

Figura 2.2 Vista general Edificio Río imperial

Las plantas desde el 1er piso al 11º piso son aproximadamente rectangulares, con un largo cercano a los 29.1 metros en dirección longitudinal (Oriente – Poniente) y 22.7 metros en dirección transversal (Norte – Sur). En los pisos superiores las dimensiones de las plantas se reducen, manteniendo la forma rectangular de los pisos inferiores. A nivel de subterráneo, la planta presenta un incremento respecto al primer piso de aproximadamente 12 metros en el sentido longitudinal y 11 metros en el sentido transversal. En las Figura 2.3 a Figura 2.10 se muestra la configuración de las distintas plantas del edificio.

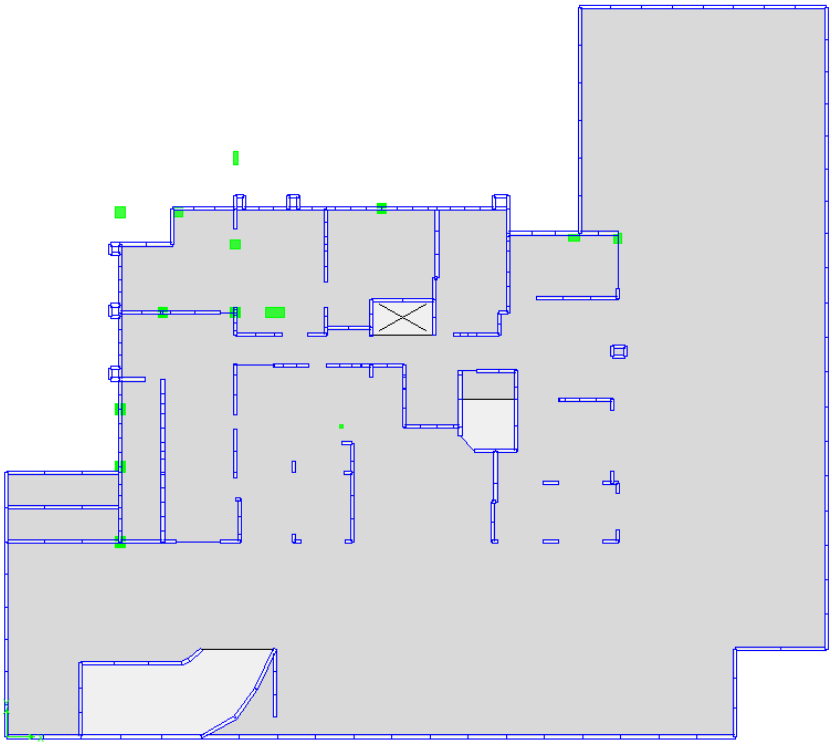


Figura 2.3 Planta estructura cielo subterráneo y estacionamientos

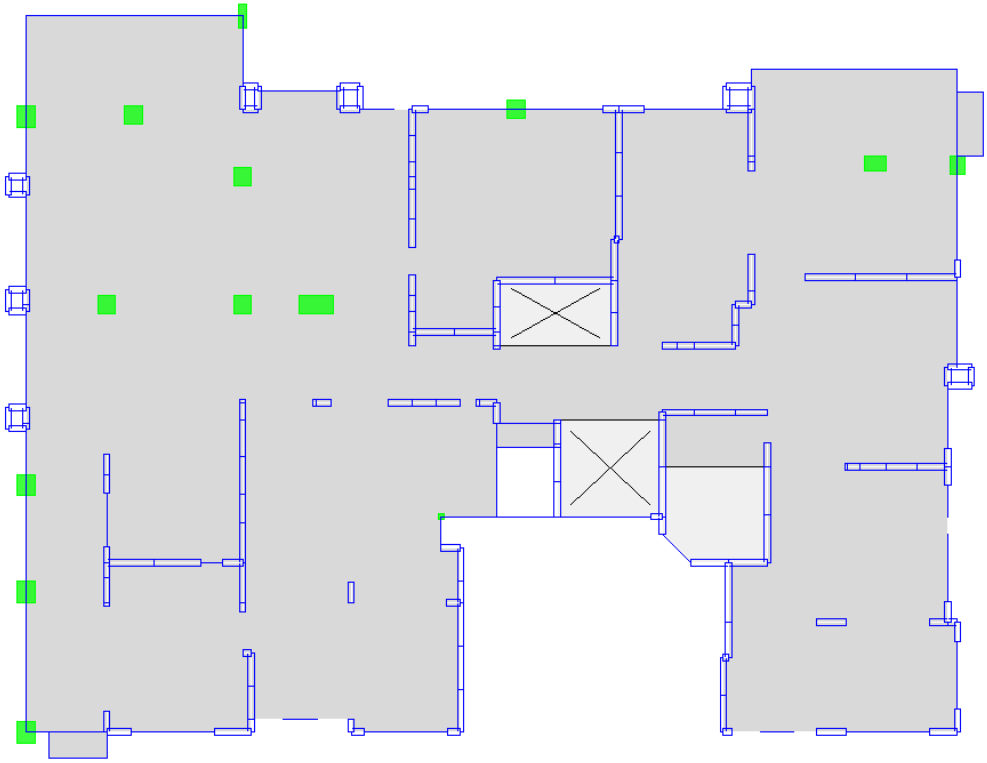


Figura 2.4 Planta estructura cielo 1erPiso

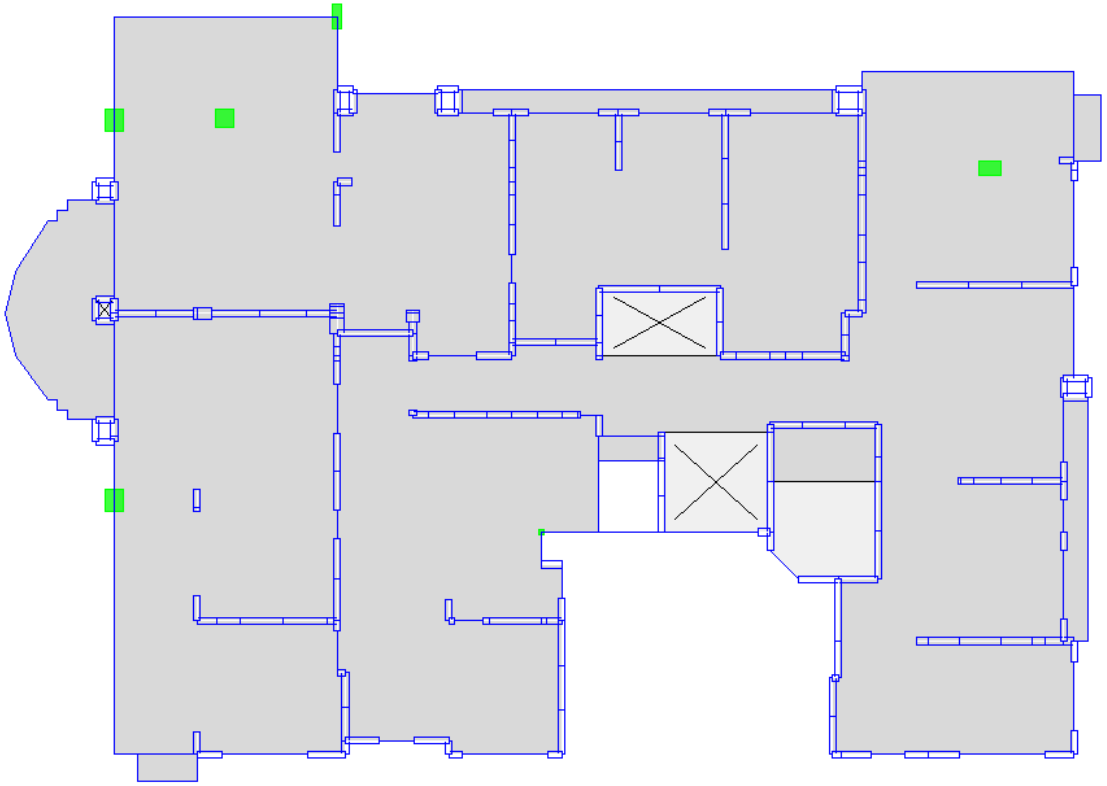


Figura 2.5 Planta estructura cielo 2º, 3er y 11º Piso

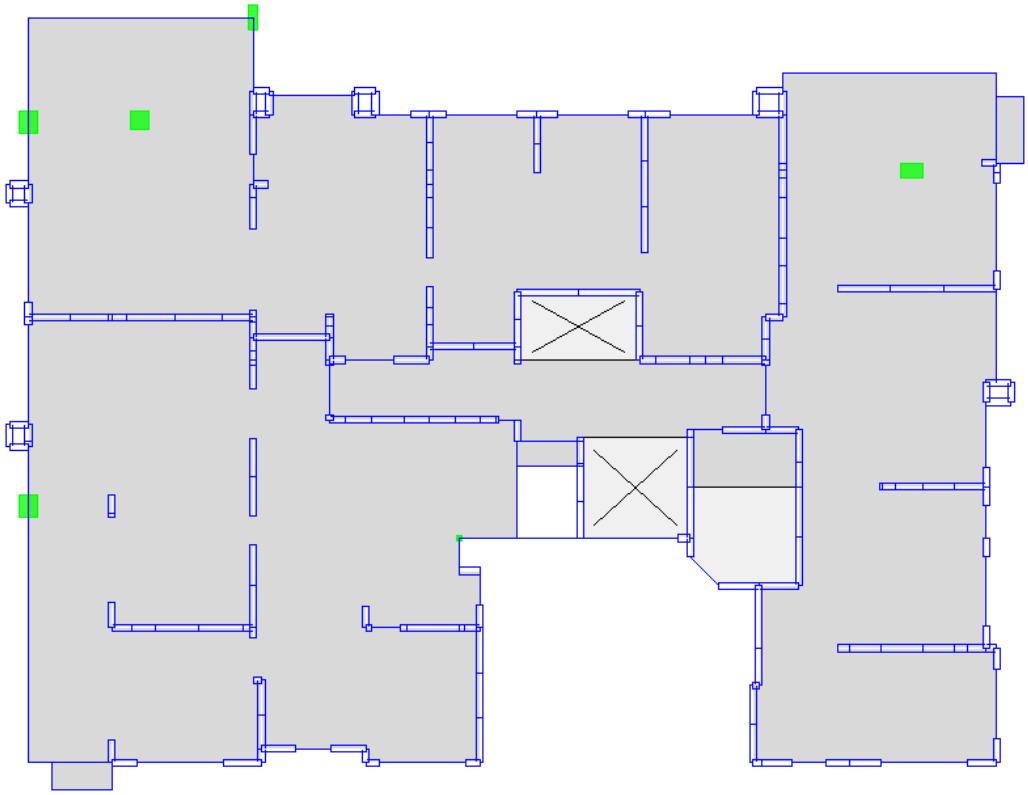


Figura 2.6 Planta estructura cielo 4º al 10º Piso

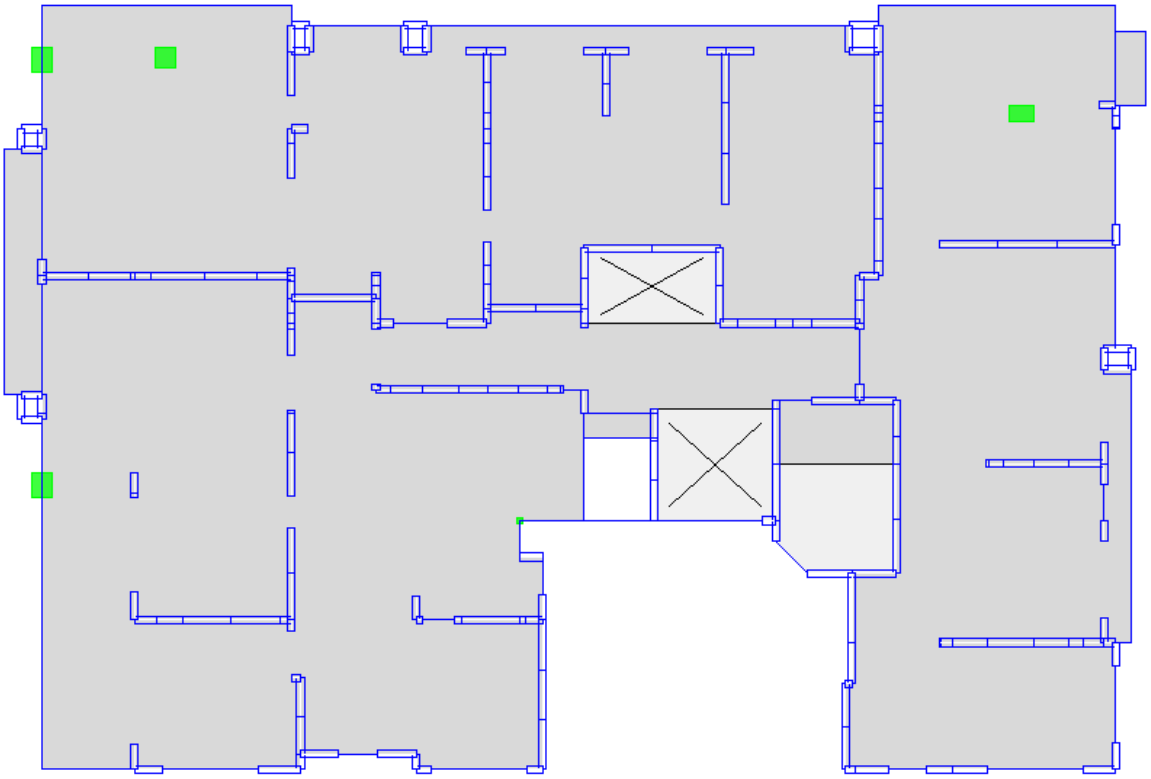


Figura 2.7 Planta estructura cielo 12º Piso

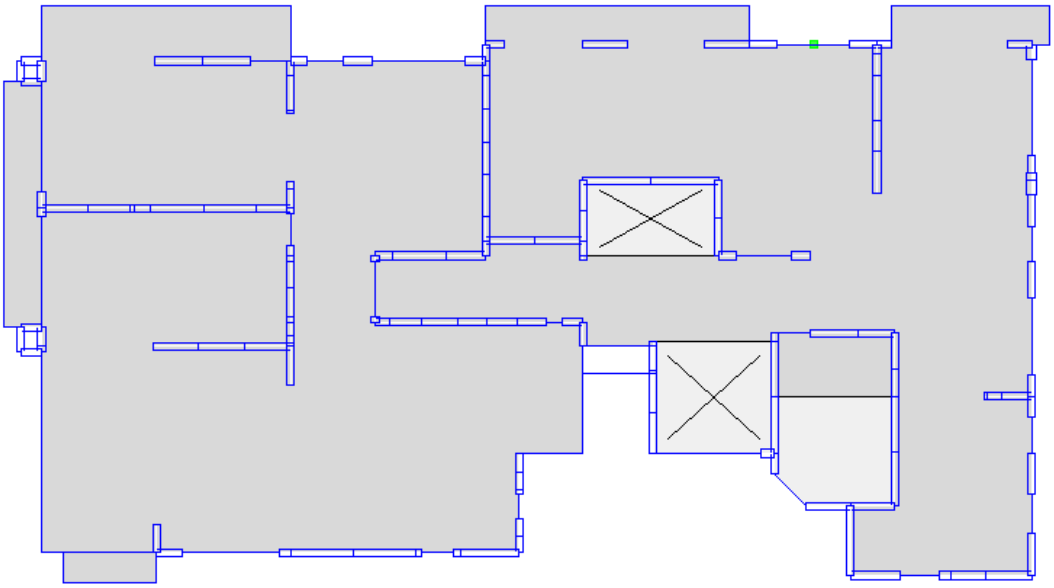


Figura 2.8 Planta estructura cielo 13º y 14º Piso

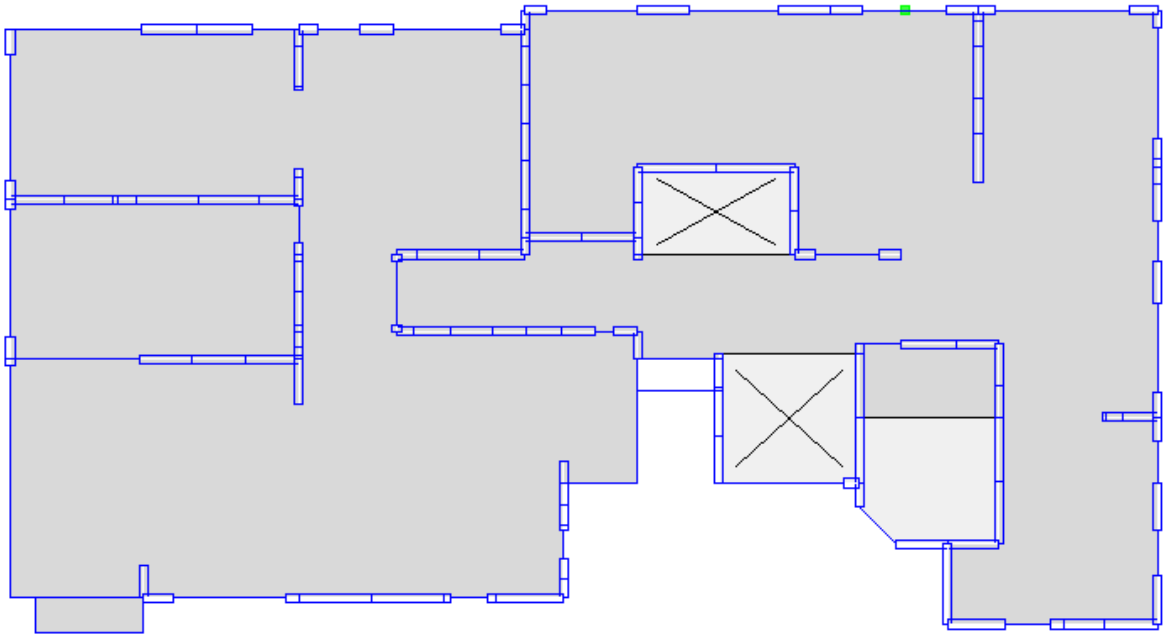


Figura 2.9 Planta estructura cielo 15º Piso

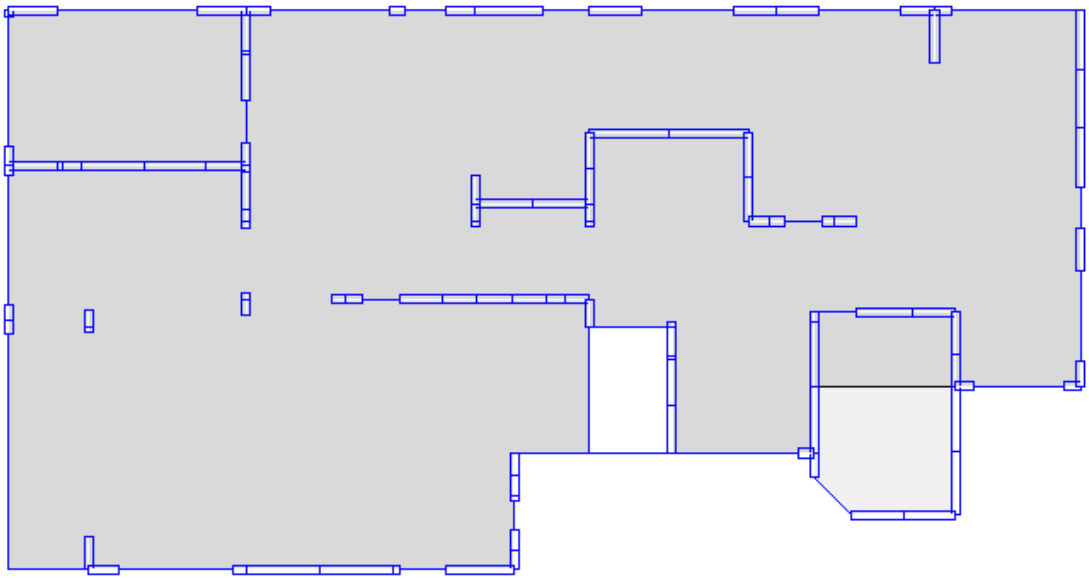


Figura 2.10 Planta estructura cielo 16º Piso

2.2 PROPIEDADES MECÁNICAS DE LOS MATERIALES

Los elementos estructurales del edificio Río Imperial son en su totalidad elementos de hormigón armado.

2.2.1 Hormigón

Según la información otorgada por el plano estructural, lámina 01, el tipo de hormigón es *H-30* con un 90% de confiabilidad. La norma NCh170.Of1985 [4] indica que el hormigón se clasifica con respecto a su resistencia especificada a compresión, f_c, medida en probetas cúbicas de 200 mm de arista, de acuerdo con las normas NCh1017.Of1975 [5] y NCh1037.Of1977 [6] (vigentes a la fecha de construcción del edificio), a la edad de 28 días.

2.2.2 Barras de refuerzo para hormigón armado

Según la información otorgada por el plano estructural, lámina 01, el acero especificado se clasifica como A63-42H. La norma NCh204.Of1977 [7] (vigente a la fecha de construcción del edificio) estipula que las barras de acero grado A63-42H solo se fabricaban con resaltes, con diámetros que oscilan entre los 8 y los 36 (mm). Al realizar ensayos de tracción según la norma NCh200.Of1972 [8], las barras deben cumplir con los valores límites de tensión estipulados dentro de ella.

Las propiedades mecánicas nominales para efectos de cálculo son los siguientes:

$$f_y = 4200\ \left(\frac{Kgf}{cm^2}\right) \quad Tensión\ de\ fluencia$$

$$f_u = 6300\ \left(\frac{Kgf}{cm^2}\right) \quad Tensión\ de\ rotura$$

$$E_S = 2.1 * 10^5 (Mpa) = 2.1 * 10^6 (Kgf/cm^2)\ Módulo\ de\ elasticidad$$

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{4200\ (Kgf/cm^2)}{2100000 (Kgf/cm^2)} = 0.002\ \ Deformación\ unitaria\ de\ fluencia$$

2.3 CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL TIPO DE SUELO

Ya que no se cuenta con un estudio de mecánica de suelos que permita clasificar sísmicamente el terreno según lo estipulado en la norma NCh433.Of1996 y el D.S. Nº61, se consideraron estudios de suelos en zonas aledañas al edificio. Se supone que el terreno es de topografía y estratificación horizontal, y que la estructura se encuentra lejos de singularidades geomorfológicas y topográficas.

Para la zona de Viña del Mar, se tienen generalmente suelos medianamente densos o firmes, por lo que el suelo se clasifica sísmicamente como suelo tipo "III" según la norma NCh433.Of1996 y como suelo tipo "D" según el D.S. Nº61.

2.4 DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El sistema estructural resistente a acciones gravitacionales y laterales está conformado por vigas, losas, columnas y muros de hormigón armado. Los muros se distribuyen en 26 ejes en el sentido transversal y en 20 ejes en el sentido longitudinal. Las mayores concentraciones de muros están en la zona central de la planta del edificio, en las cajas de ascensores, cajas de escalas y en el pasillo central. Las acciones sísmicas son resistidas, casi en su totalidad, por los muros en conjunto, debido al acoplamiento que proveen las vigas y al diafragma rígido que constituye la losa en cada uno de los pisos.

Las fachadas se estructuran con machones y vigas invertidas.

En el subterráneo se presentan muros perimetrales.

La densidad de muros, definida como el cociente entre el área total de la sección transversal de los muros y el área total en planta para un piso dado, es un indicador utilizado al momento de predefinir la estructuración, y permite otorgar un cierto nivel de rigidez y comportamiento a la estructura. En la Tabla 2.1 se presentan los valores obtenidos en ambas direcciones (longitudinal y transversal) para cada uno de los pisos.

Tabla 2.1 Densidad de muros por piso - Edificio Río Imperial

Piso	Superficie total (m^2)	X%	Y%
Sub-T	1436.36	2.32	2.40
1	512.38	1.85	2.65
2	541.86	2.70	2.79
3	531.96	2.70	2.86
4	512.38	2.76	2.95
5	512.38	2.76	2.95
6	512.38	2.76	2.95
7	512.38	2.76	2.95
8	512.38	2.76	2.95
9	512.38	2.76	2.95
10	512.38	2.76	2.95
11	521.27	2.76	2.92
12	520.03	2.76	2.92
13	354.70	3.02	2.57
14	354.69	3.02	2.60
15	326.84	3.14	2.76
16	266.15	2.96	2.47

La densidad promedio de muros, sin considerar el subterráneo, en la dirección longitudinal (X) es de 2.76% y en la dirección transversal (Y) es de 2.82% aproximadamente. La densidad promedio de muros total en ambas direcciones, sin considerar el subterráneo, es de 5.59%.

El comentario D.1.1 de la norma NCh433.Of96 mod.2009 indica que para proporciones de áreas de muros relativas al área de la planta del orden del 2 al 3% en cada dirección, y un número de pisos menor que 20, no fue difícil mantener los desplazamientos horizontales relativos máximos entre pisos sucesivos dentro de límites estrechos y lograr que las tensiones por esfuerzo de corte y por flexo-compresión de los muros tuvieran valores moderadamente bajos, sin necesidad de recurrir a los pesados refuerzos de borde que se exigían a los muros en otros países sísmicos, como por ejemplo, en el código ACI 318-89. El buen comportamiento sísmico de los edificios chilenos construidos hasta 1985 se atribuyó a su alta rigidez y a la práctica para evitar plantas con excentricidades excesivas, impulsada por la disposición de la norma NCh433.Of72, que limitaba las estructuraciones en planta a aquellas en que el valor del esfuerzo producido en cada elemento por la torsión no superara al esfuerzo producido por traslación.

Por lo tanto, la densidad de muros del edificio Río Imperial se encuentra dentro de los valores típicos indicados en los comentarios de la norma NCh433, y a priori parece presentar una configuración en planta sin excentricidades excesivas. No obstante, se verificará la excentricidad en planta del edificio en el capítulo 4, mediante la revisión normativa que incluye la torsión del edificio.

3. CAPÍTULO - DESCRIPCIÓN DEL DAÑO ESTRUCTURAL PROVOCADO POR EL TERREMOTO DE CAUQUENES DEL 27 DE FEBRERO DE 2010

3.1 GENERAL

Se entiende como daño estructural a aquel que afecta elementos que forman parte de la estructura resistente del edificio, y cuya eventual falla podría comprometer sus condiciones de servicio o su estabilidad.

A efectos de identificar el daño se realizó un catastro en terreno en el año 2010, durante el cual se revisó el estado de todos los elementos estructurales. La información obtenida ha sido documentada con observaciones, ubicación en los planos del edificio y registro fotográfico en el informe técnico "ITRIOIMPERIAL-01 - Estudio de diagnóstico estructural, análisis causas del daño" [9], con fecha Agosto de 2010.

La situación global del edificio se verificó midiendo su verticalidad en las direcciones Norte-Sur y Oriente-Poniente.

3.2 VERTICALIDAD DEL EDIFICIO

El Centro de Estudios e Investigaciones e Infraestructuras (CEII) de la Universidad Técnica Federico Santa María, realizó mediciones topográficas de la inclinación de la estructura, con objeto de verificar posibles pérdidas de verticalidad en el edificio. Los resultados de estas mediciones se indican en las Tabla 3.1 a Tabla 3.3.

Tabla 3.1 Mediciones de verticalidad por calle 7 Norte. Eje P entre ejes 6 y 7

Nivel	Δ verticalidad [mm]	Distancia horizontal [m]
Piso 1	0	51.182
Piso 6	1	51.166
Piso 13	1	51.167

Tabla 3.2 Mediciones de verticalidad por calle 2 Poniente. Eje 2 entre ejes I e Ia

Nivel	Δ verticalidad [mm]	Distancia horizontal [m]
Piso 1	0	21.982
Piso 6	28 derecha	21.971
Piso 13	34 derecha	21.976

Tabla 3.3 Mediciones de verticalidad por calle 2 Poniente. Eje 2 entre ejes C y Ca

Nivel	Δ verticalidad [mm]	Distancia horizontal [m]
Piso 1	0	20.163
7	26 derecha	20.166
Piso 13	32 derecha	20.168

La norma americana ACI-117[10] especifica que para la altura del edificio, la máxima desviación de la verticalidad por defectos constructivos es de 56 [mm]. Por lo tanto los valores medidos se encuentran dentro de la tolerancia especificada en la norma.

Dado que no existen registros de medición de verticalidad anteriores al sismo, y que los valores medidos con posterioridad a éste no sobrepasan las tolerancias admisibles de la normativa, no es posible determinar si la inclinación medida se debe al terremoto o bien a diferencias de construcción. Sin embargo, al estar dentro de los rangos permitidos, la inclinación medida no debería tener influencia en la estabilidad del edificio.

A continuación se presenta el levantamiento de daños de los muros de subterráneo más afectados, según el informe realizado por el CEII y presentado en el documento “ITRIOIMPERIAL-01 - Estudio de diagnóstico estructural, análisis causas del daño”.

3.3 DAÑOS EN MUROS DE SUBTERRÁNEO - EJE P

Los muros que presentaron mayor daño estructural se concentran en el subterráneo del edificio, ubicados a lo largo del Eje P o conectados transversalmente a éste. La ubicación específica de los muros se indica en la Tabla 3.4. En la Figura 3.1 se muestra la Planta de Fundaciones, indicando con círculos rojos los muros que presentan daño estructural, los cuales se han definido como Muro 1, Muro 2 y Muro 3.

Tabla 3.4 Ubicación y definición de muros con daño en subterráneo

Muro	N°1	N°2	N°3
Tipo	Muro en L	Muro en C	--
Ubicación	Eje 9 entre Eje P y M	Eje P entre Eje 5 y 9	Eje P entre Eje 15 y 20

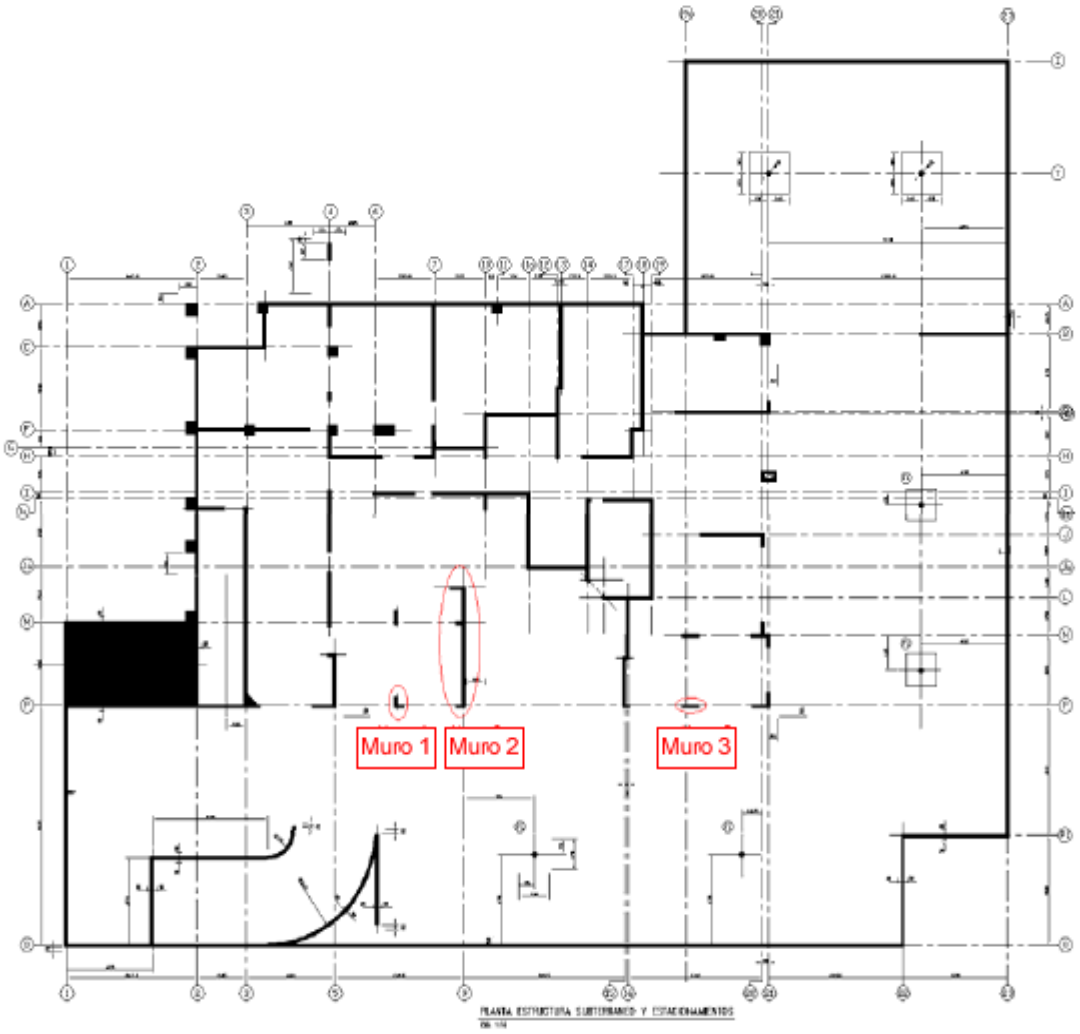


Figura 3.1 Ubicación en planta estructura subterráneo de los muros con mayor daño

En la Figura 3.2 se muestra la elevación del eje P, que corresponde a la fachada sur del edificio, indicándose en rojo la ubicación de los elementos dañados en el subterráneo.

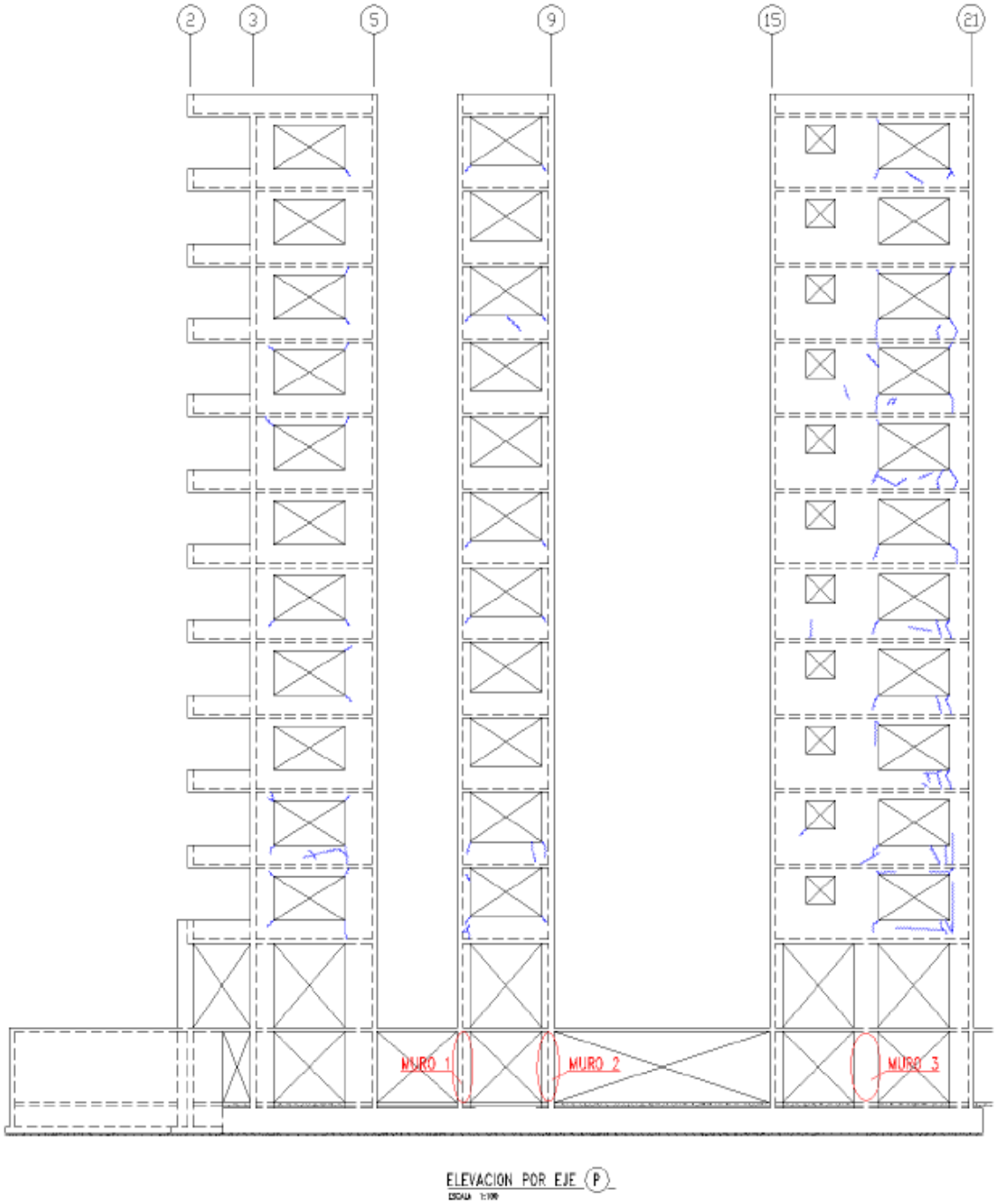


Figura 3.2 Daño estructural elevación eje P

El muro 1 corresponde a un elemento de sección transversal con forma de "*L*", con un ala de 50 cm en la dirección del eje P y la otra de 60 cm ubicada entre los ejes P y O, según se detalla en la Figura 3.3.

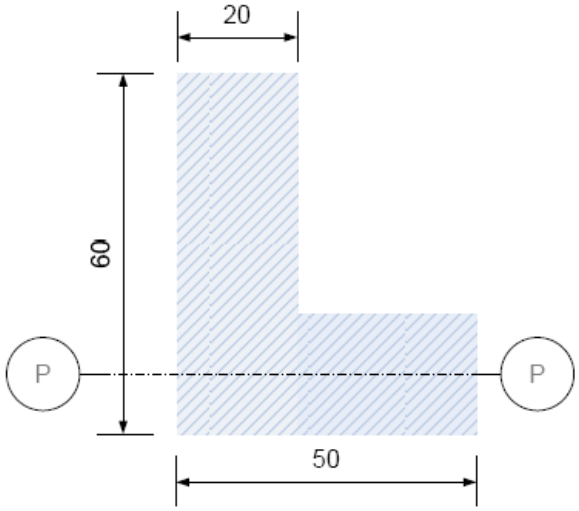


Figura 3.3 Esquema Muro 1 - Sección transversal "L"

El Muro 2 se ubica en planta en el Eje 9 en dirección transversal, entre los Ejes P y K e inmediatamente vecino al Muro 1 (ver Figura 3.1). Tiene una sección transversal de 20 cm de espesor y 582 cm de longitud, con elementos de borde en ambos extremos, de 50 cm de ancho por 20 cm de espesor en el lado del eje P, y 80 cm de ancho por 20 cm de espesor en el extremo correspondiente al Eje K, tal como se señala en la Figura 3.4.

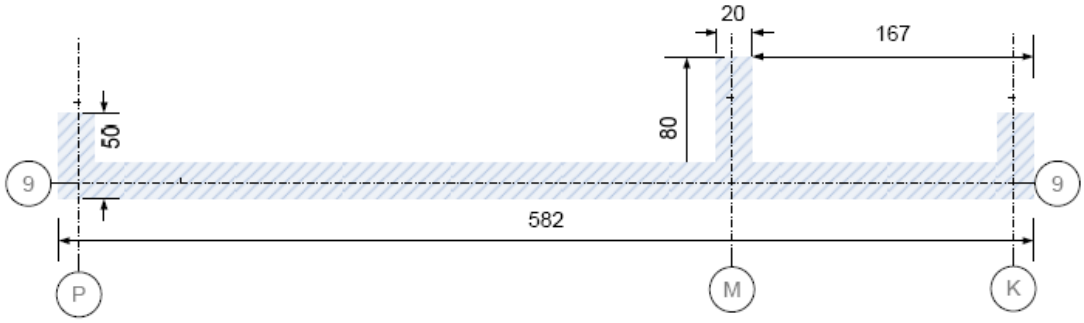


Figura 3.4 Esquema muro 2

El muro 3 corresponde a un machón de sección 20x90 cm, situado en el eje P en dirección longitudinal, entre los ejes 15 y 20 (Ver Figura 3.5).

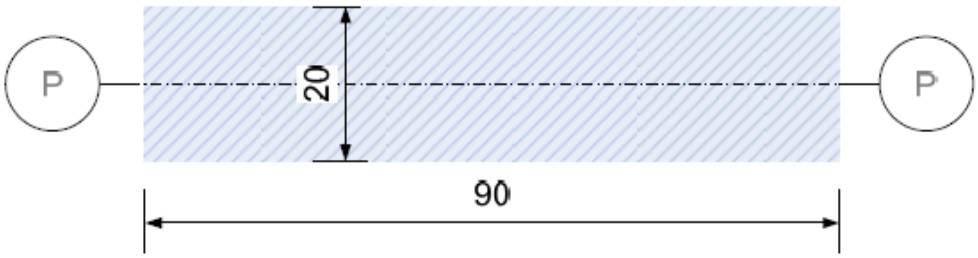


Figura 3.5 Esquema muro 3. Machón de 20x90cm

Es de menester señalar que a nivel de subterráneo no existen vigas que conecten los muros y machones entre sí. Por el contrario, en los pisos superiores existen vigas invertidas que ejercen un fuerte efecto de acoplamiento entre estos elementos.

Los muros 1 y 2 presentan un daño considerable en la zona del tercio superior de la altura, con desprendimiento total del hormigón, pandeo del refuerzo longitudinal y abertura lateral del refuerzo transversal, tal como se aprecia en la Figura 3.6.



Figura 3.6 Daño estructural muros Nº1 y Nº2

El muro 1 presenta daños que atraviesan toda la sección transversal del mismo. También se observa desprendimiento completo del núcleo de hormigón (Figura 3.7), dividiendo el muro en dos elementos, siendo éste sostenido sólo por el refuerzo longitudinal.



Figura 3.7 Pérdida de núcleo de hormigón y pandeo del refuerzo longitudinal. Vista Sur-Oriente muro 1

Se observa pandeo de las 4 barras longitudinales de diámetro 25 [mm], con un desplazamiento máximo en la horizontal desde la vertical en la cara poniente del elemento en aproximadamente 4 [cm], tal como se indica en la Figura 3.8.

Por otra parte, las tres barras longitudinales de diámetro 16 [mm] que se ubican en la zona de intersección de las alas del muro, tal como se indica en la Figura 3.9, presentan roturas y algunas de ellas en más de un punto (ver Figura 3.10, Figura 3.11 y Figura 3.12).



Figura 3.8 Pandeo de refuerzo longitudinal. Vista Sur-Poniente

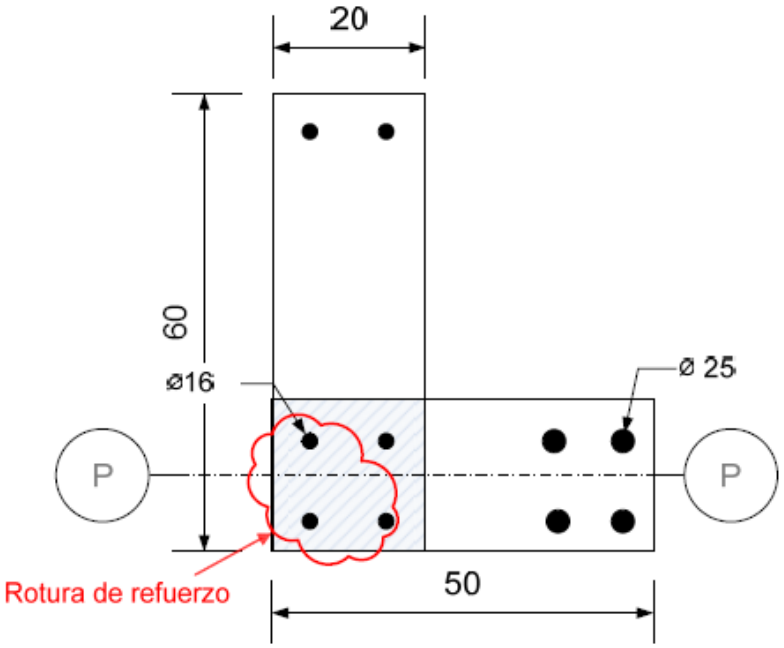


Figura 3.9 Esquema del muro 1 - Rotura de refuerzo



Figura 3.10 Rotura de refuerzo longitudinal



Figura 3.11 Detalle de rotura de refuerzo longitudinal



Figura 3.12 Detalle de rotura de refuerzo longitudinal

Se observa que los ganchos del refuerzo transversal están dispuestos a 90° y presentan pérdida de amarre, tal como se indica en las Figura 3.13 y Figura 3.14.



Figura 3.13 Pérdida de estribos y ganchos en 90°



Figura 3.14 Detalle de pérdida de amarre de los estribos

Se observa además en el Muro 1, una desviación horizontal y perdida de verticalidad, la que fue objeto de medición registrando las desviaciones señaladas en la Figura 3.15.

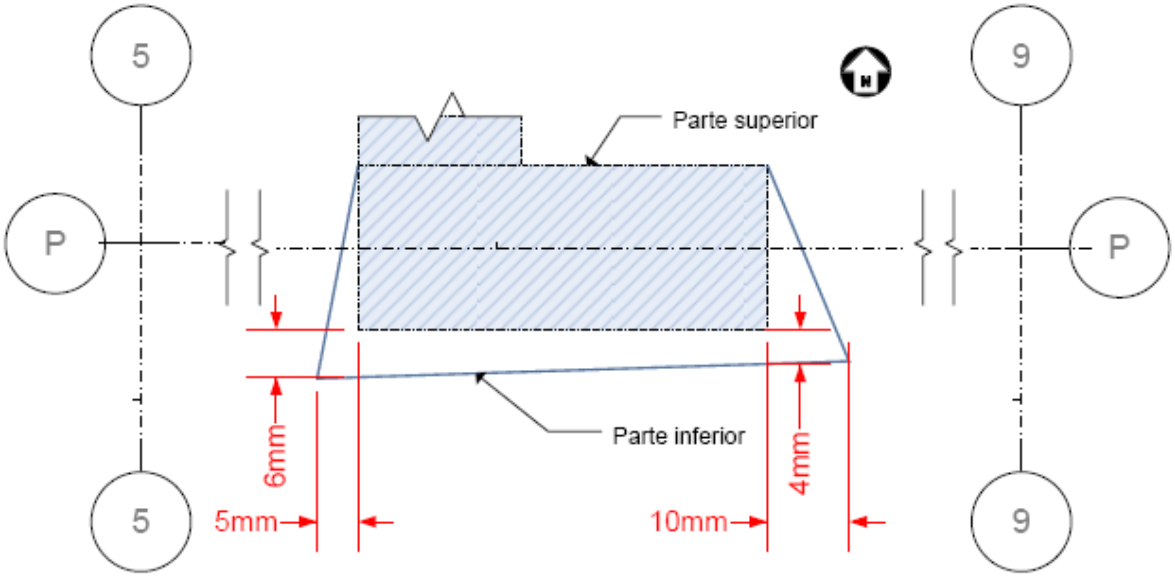


Figura 3.15 Medición de verticalidad en muro 1

En la figura antes señalada, se indican de manera esquemática las secciones transversales por encima (parte superior del pilar) y por debajo (parte inferior pilar) de la zona que presenta daño. De esta manera se puede observar un desaplome entre ambas secciones, con un valor máximo de 1 [cm].

El Muro 2, señalado en la Figura 3.6, muestra considerable daño en la zona del tercio superior de la altura, a lo largo de la longitud entre el extremo del Eje P y el Eje M, aproximadamente dos tercios de la longitud de la sección en ambas caras, tal como se indica en las Figura 3.16 y Figura 3.17. Este daño longitudinal se manifiesta principalmente por pandeo de la malla vertical del muro y desprendimiento de hormigón en toda la sección antes descrita (ver Figura 3.18). Además se presentan una serie de grietas diagonales en ambas direcciones en todo el muro, que se reflejan en ambas caras (poniente y oriente). Las grietas principales han sido marcadas digitalmente en color rojo y señaladas mediante flechas tal como se indica en las Figura 3.19 y Figura 3.20.



Figura 3.16 Daño en la zona longitudinal y ala del muro 2



Figura 3.17 Daño en zona longitudinal del muro. Vista oriente



Figura 3.18 Pandeo de la malla vertical del muro y desprendimiento del hormigón

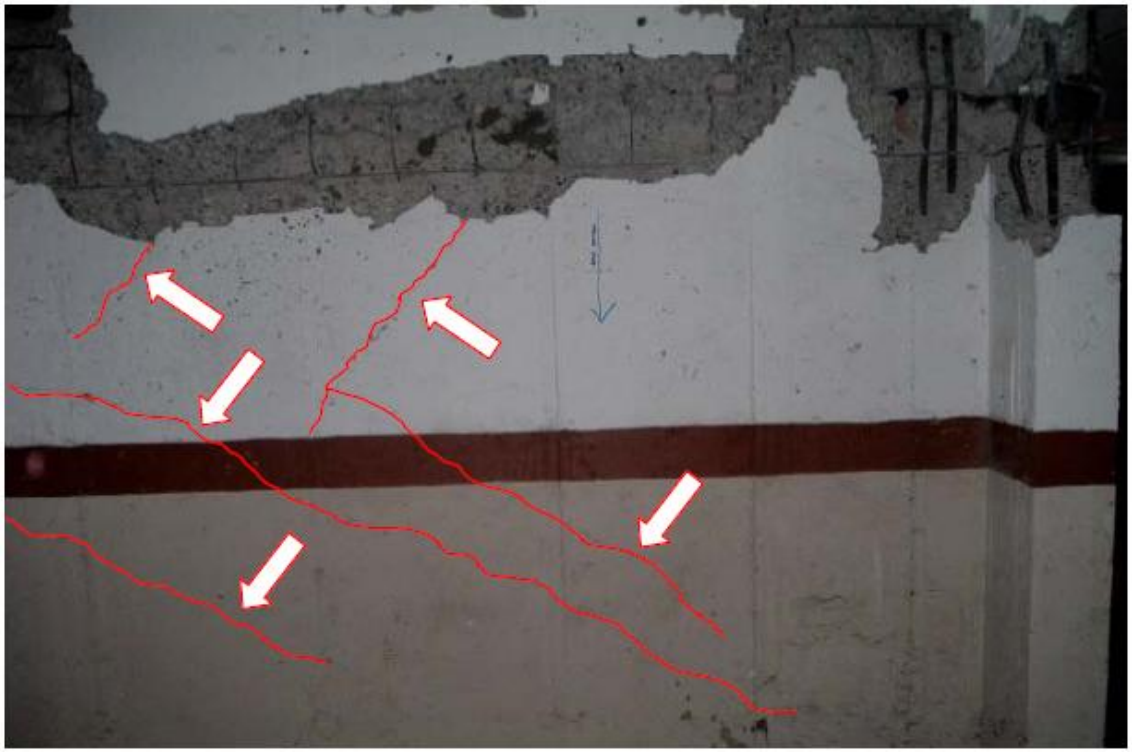


Figura 3.19 Grietas diagonales en ambas direcciones. Vista poniente

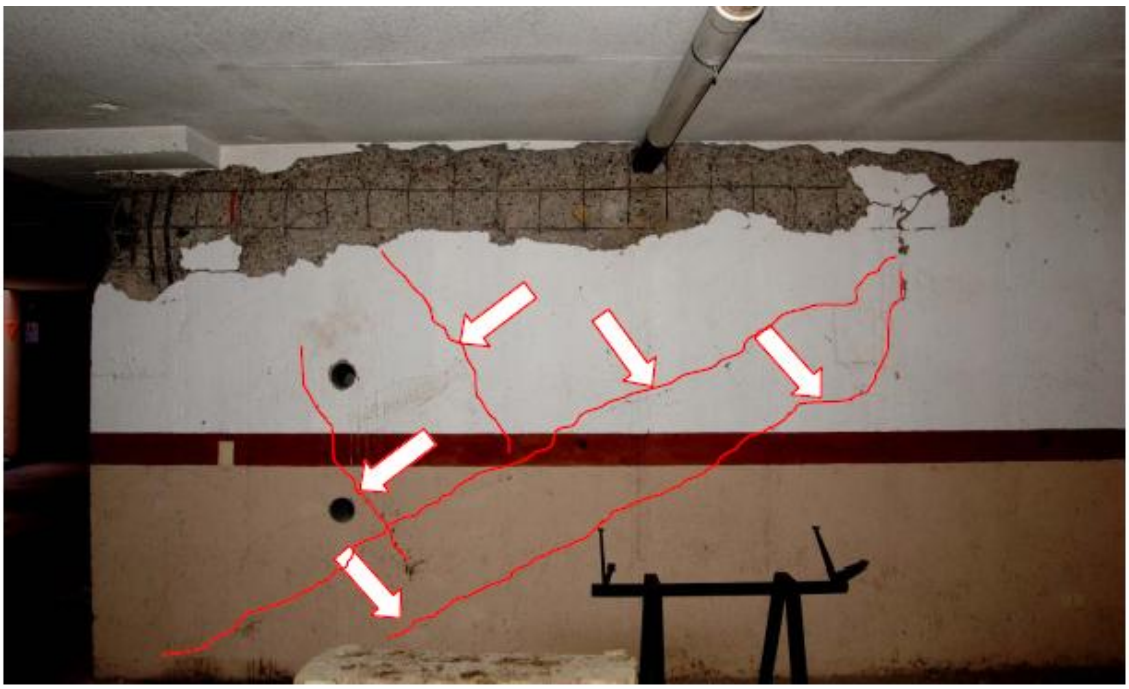


Figura 3.20 Grietas diagonales en ambas direcciones. Vista oriente

El daño mayor del muro se aprecia en el elemento de borde en el extremo del Eje P, el que muestra una situación similar a la descrita para el Muro 1. En este se observa desprendimiento completo del núcleo de hormigón (ver Figura 3.21).



Figura 3.21 Pérdida de núcleo de hormigón. Vista Nor-Poniente

También se observa pandeo de la totalidad de las barras longitudinales del elemento de borde extremo de diámetro 25 mm, con un desplazamiento máximo en la horizontal desde la vertical de 3.9 cm aproximadamente, tal como se indica en la Figura 3.22.

Por otra parte, una de las barras longitudinales de diámetro 25 mm que se ubican en la zona del alma del muro que llega al Eje P (ver Figura 3.23), presenta rotura. El registro fotográfico general y de detalle se indica en las Figura 3.24 y Figura 3.25, respectivamente.

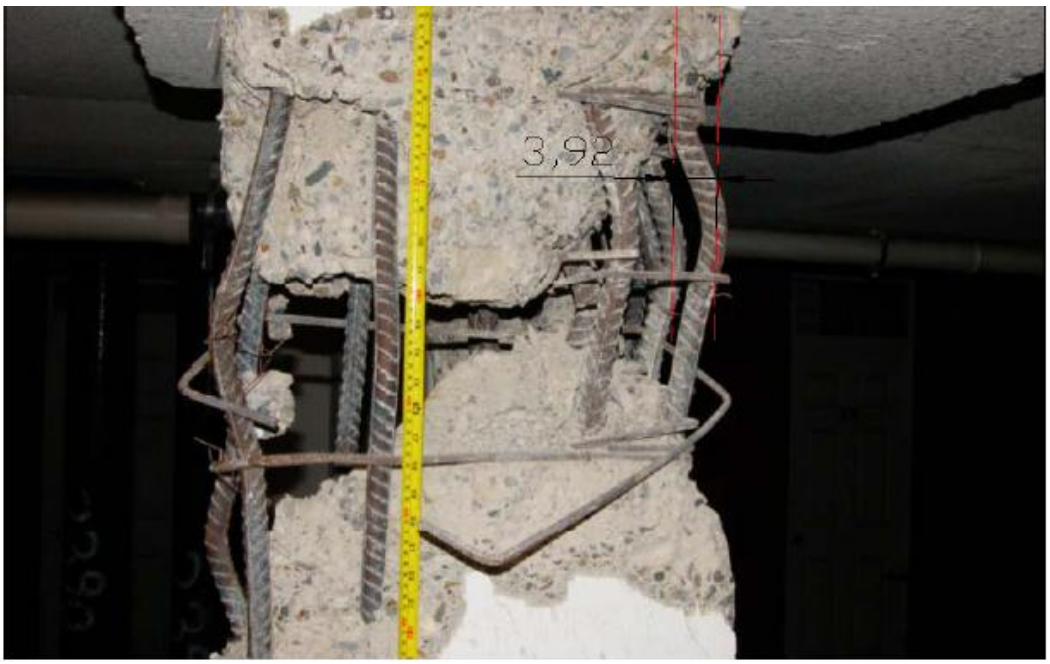


Figura 3.22 Pérdida de núcleo de hormigón y pandeo de refuerzo longitudinal. Vista Sur

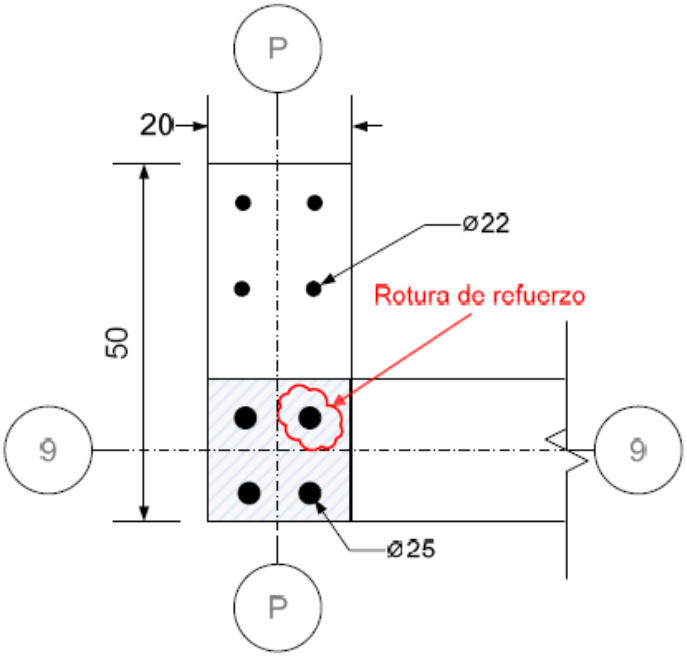


Figura 3.23 Esquema de muro 2 y rotura de refuerzo



Figura 3.24 Rotura de refuerzo longitudinal



Figura 3.25 Detalle de rotura de refuerzo longitudinal

Se observa que los ganchos del refuerzo transversal están dispuestos a 90° y presentan pérdida de amarre, tal como se indica en las figuras anteriores y en detalle en la Figura 3.26.



Figura 3.26 Detalle de gancho y pérdida de amarre del estribo

El Muro 3 presenta daño a lo largo de toda la sección transversal, también en la zona del tercio superior de la altura, tal como se presenta en la Figura 3.27. El daño se refleja en la pérdida del núcleo de hormigón, pandeo del refuerzo longitudinal y la apertura de los estribos (refuerzo transversal).

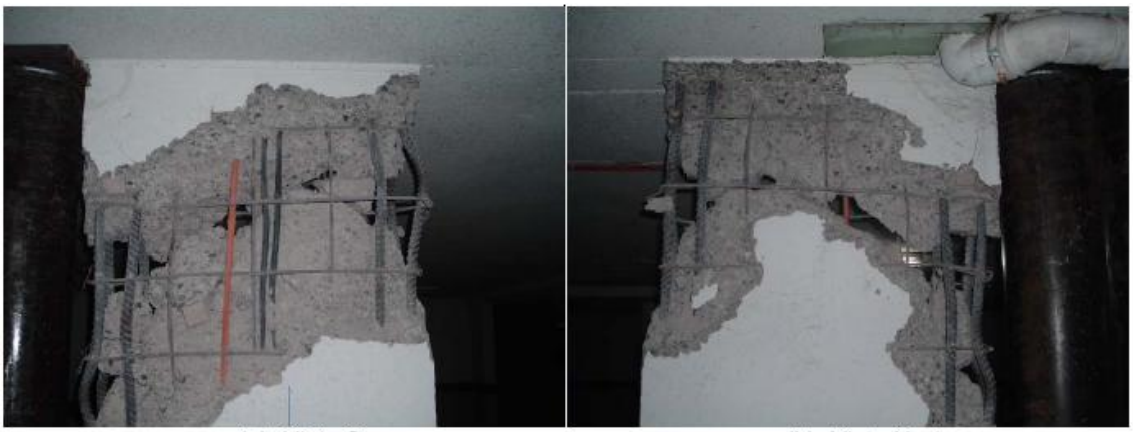
Las siguientes figuras, Figura 3.28 y Figura 3.29, evidencian la pérdida de hormigón en prácticamente toda la sección transversal del muro.

En las figuras antes señaladas se puede observar el pandeo de los refuerzos longitudinales que se ubican en los extremos de la sección (ver Figura 3.30). Mayor detalle se indica en la Figura 3.31, donde las 8 barras de diámetro 25 mm presentan pandeo. La medición del pandeo en la dirección del Eje P del refuerzo longitudinal ubicado en el extremo de la sección, presentada en la Figura 3.32, registra un desplazamiento horizontal aproximado, desde la vertical, de 5.7 cm.

Por otra parte, se observa que los ganchos del refuerzo transversal están dispuestos a 90° (Ver Figura 3.33) y presentan perdida de amarre, tal como se indica en la Figura 3.34.



Figura 3.27 Daño estructural muro 3



(a) Vista Sur (b) Vista Norte

Figura 3.28 Pérdida de núcleo de hormigón



Figura 3.29 Pérdida de núcleo de hormigón. Vista oriente

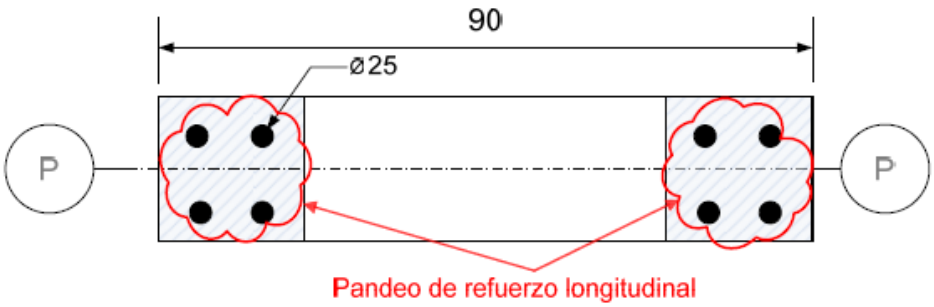


Figura 3.30 Esquema de pandeo de refuerzo longitudinal en muro 3



(a) Extremo Oriente (b) Extremo Poniente

Figura 3.31 Pandeo de refuerzo longitudinal

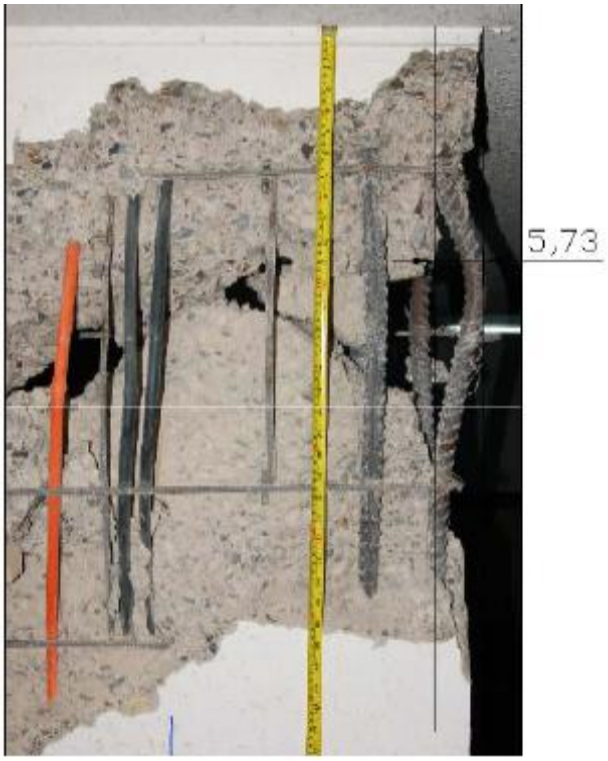


Figura 3.32 Pandeo de refuerzo longitudinal, dirección Eje P



Figura 3.33 Gancho en 90° en refuerzo transversal



Figura 3.34 Pérdida de amarre de estribo

En el resto del Eje P, se observó únicamente grietas en vigas invertidas de antepechos de ventanales (ver Figura 3.2). En la Figura 3.35 se aprecian en detalle estas grietas, vistas desde el interior del edificio.



Figura 3.35 Antepecho vano eje P entre ejes 19 y 20. Departamento 403

3.4 DAÑOS EN MUROS DE SUBTERRÁNEO - EJE 9

El daño en los muros del eje 9 no es tan importante como en otros ejes, sin embargo se presentan los daños debido a que el Muro 2 se encuentra contenido en él. En este eje se aprecia agrietamiento de muros y antepechos de vanos de ventanas según se indica en la Figura 3.36. A modo de ejemplificar el daño, se incluye el registro fotográfico del 2° piso para la grieta diagonal del muro (Figura 3.37) y grieta del vano de la ventana (Figura 3.38).

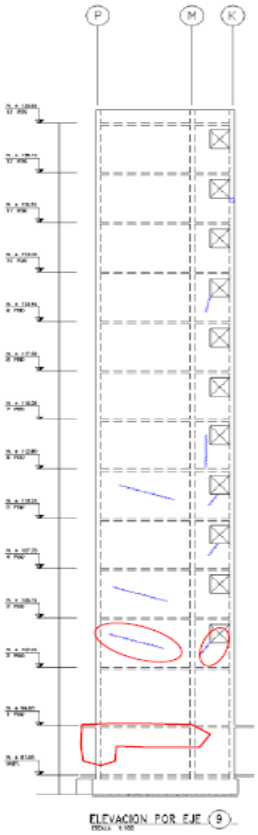


Figura 3.36 Daño estructural elevación eje 9

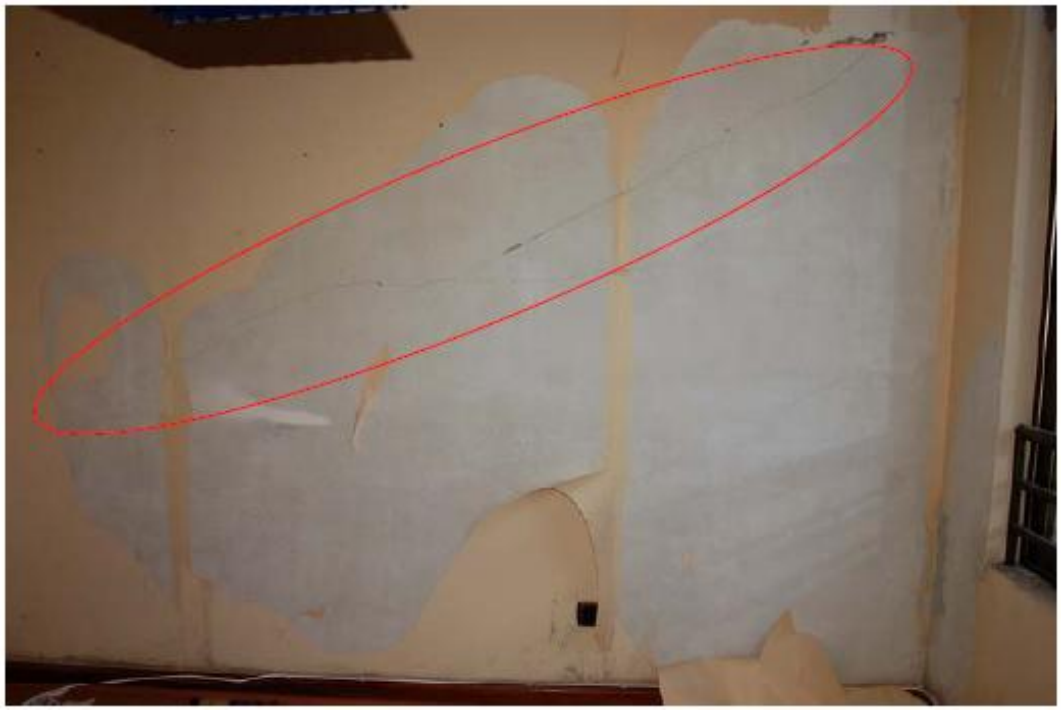


Figura 3.37 Grieta diagonal en muro. Departamento 201



Figura 3.38 Agrietamiento vano ventana. Departamento 201

3.5 DAÑOS EN MURO EJE 3

El eje 3 presenta daño estructural en el 1er piso, entre los ejes M y L, caracterizado por pérdida de hormigón en el núcleo y agrietamiento entre el nivel de piso y cielo, tal como se indica en la Figura 3.39.

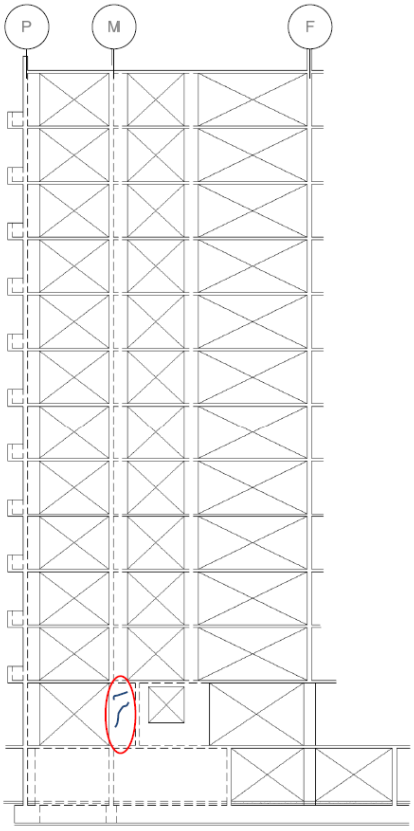


Figura 3.39 Daño estructural elevación eje 3.

La Figura 3.40 muestra el daño observado en el muro del eje 3.



Figura 3.40 Daño en muro eje 3 entre ejes M y K, 1er piso

3.6 DAÑOS EN EJE 4

EL eje 4 presenta daño estructural asociado en su totalidad a los dinteles en los vanos entre muros, los cuales presentan pérdida de recubrimiento y pérdida de hormigón en el núcleo, así como agrietamiento entre el nivel de piso y cielo. Además se observa un segmento de muro totalmente fallado, el que genera una discontinuidad de un vano en el 1er piso del edificio.

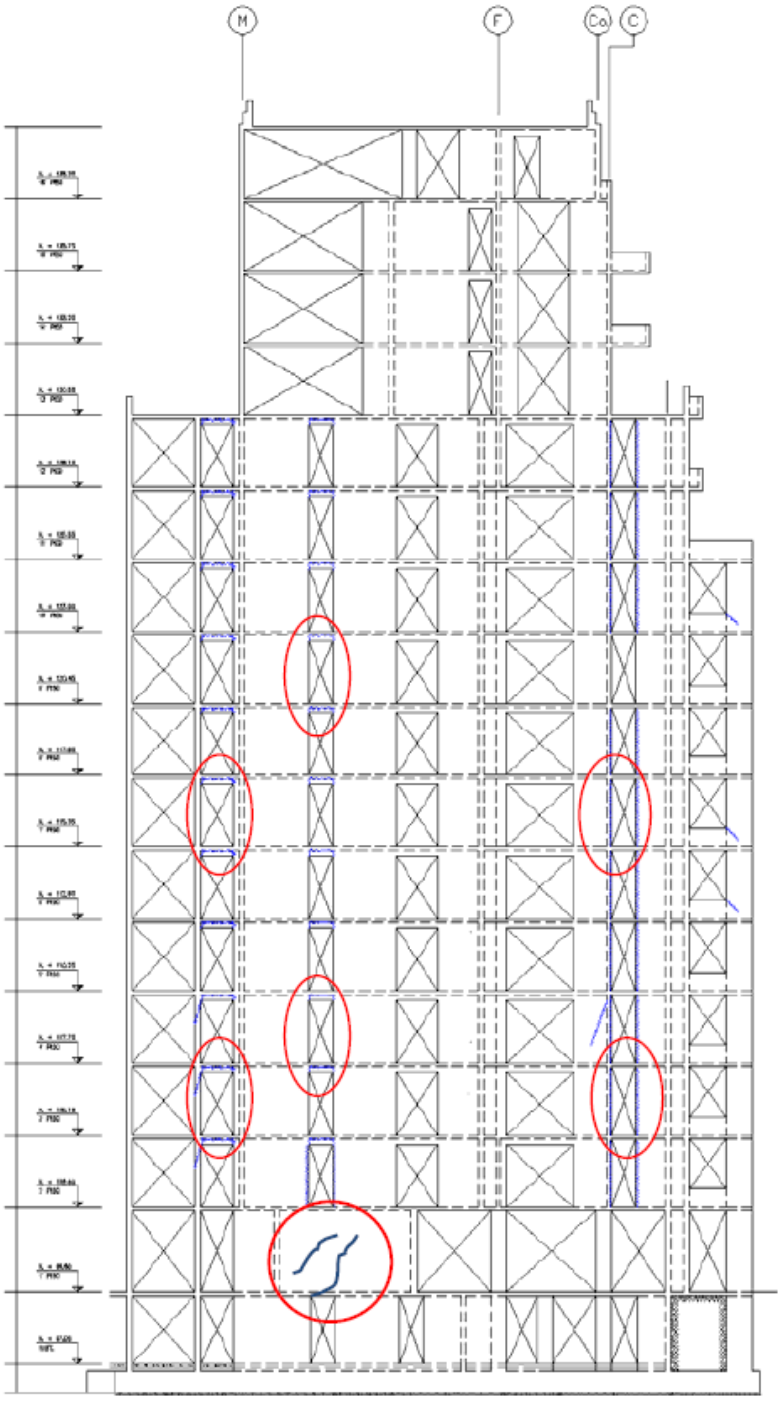


Figura 3.41 Daño estructural elevación eje 4

3.7 DAÑOS EN EJE F

El muro en el eje F presenta agrietamiento diagonal entre el 2° y el 12° piso, tal como se indica en la Figura 3.42

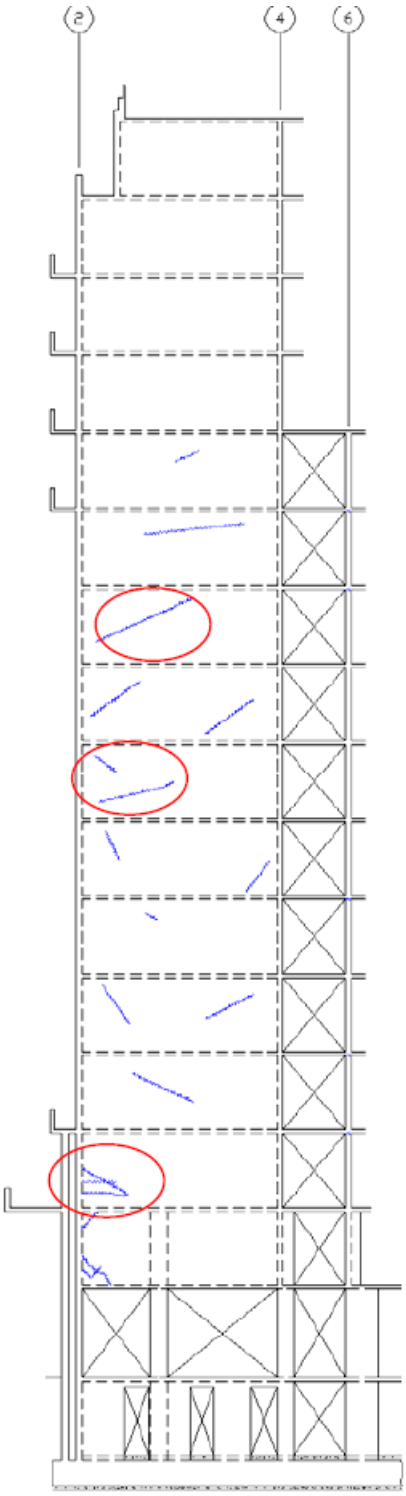


Figura 3.42 Daño estructural elevación eje F

En la Figura 3.43 se indica el muro del eje F que presenta agrietamiento diagonal, el que se replica en gran parte de la elevación.

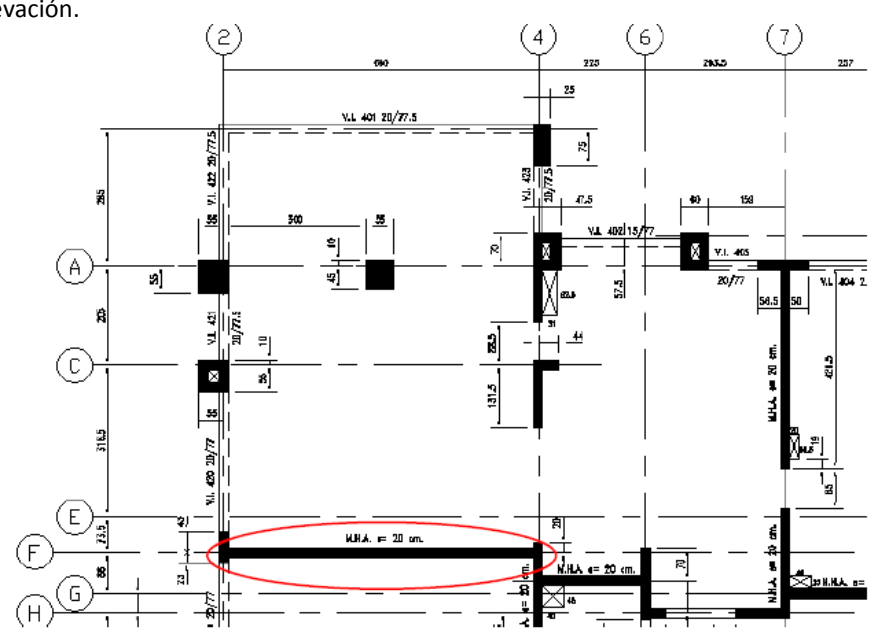


Figura 3.43 Daño estructural elevación en muro eje F entre ejes 2 y 4. Vista en planta

Para ejemplificar el daño descrito del muro, se muestra el registro fotográfico de los pisos 3er, 8° y 10°.



Figura 3.44 Esquina inferior poniente muro eje F. Departamento 301



Figura 3.45 Grietas en muro entre ejes 2 y 4. Departamento 802



Figura 3.46 Grietas en muros entre ejes 2 y 4. Departamento 1002

3.8 NIVEL DE DESEMPEÑO ESTIMADO DEL EDIFICIO EN FUNCIÓN DEL DAÑO EVIDENCIADO

Con el fin de evaluar la respuesta del edificio durante el sismo de Cauquenes de 2010 y correlacionar dicha respuesta con algunos de los parámetros que caracterizan la configuración de los edificios, se presentan los resultados y la metodología utilizada en la memoria de magister en la U.T.F.S.M. del alumno Diego Pereira titulada "Identificación de características que pudieron haber sido importantes en el desempeño de 20 edificios durante el sismo de Chile de 2010" [11], del año 2017. La evaluación de la respuesta se realiza considerando los principios del diseño sísmico por desempeño, metodología que permite calificar los niveles alcanzados durante la respuesta según las características del daño observado durante el sismo.

3.8.1 Diseño por desempeño

El diseño basado en el desempeño es un método que se enfoca en diseñar los elementos estructurales, no estructurales y sus uniones a modo que se garantice una respuesta fiable acorde al nivel de seguridad establecido.

Mediante el análisis y/o pruebas se debe demostrar que los elementos presentarán un comportamiento no menor al esperado en elementos diseñados por resistencia cuando se ven sometidos a cargas de peso propio, sobrecargas de uso y cargas eventuales incluyendo la incertidumbre en las cargas y en la resistencia. El análisis debe emplear métodos racionales basados en principios aceptados en ingeniería y debe tener en cuenta todas las fuentes significativas de deformación y resistencia. Los supuestos de rigidez, resistencia, amortiguación y otras propiedades de los componentes y las conexiones incorporadas en el análisis deben basarse en los datos de prueba aprobados o en las normas referenciadas. (ASCE/SEI 7-10 [12], FEMA-445 [13], PEER-2010 [14])

3.8.2 Nivel de desempeño

El nivel de desempeño corresponde a un estado límite de respuesta esperado para el diseño realizado a la estructura.

Los niveles de desempeño se basan en el tiempo y factibilidad en la reparación post sismo; la seguridad otorgada a los ocupantes durante y después del evento; y la funcionalidad de la estructura después del sismo, esto también incluye el tiempo fuera de servicio de la estructura. El nivel de desempeño está directamente relacionado con los daños esperables en la estructura.

Las organizaciones y asociaciones ingenieriles competentes en lo relacionado a diseño y daño estructural definen los niveles de desempeño en base al alcance de los daños en el edificio. (SEAOC, VISION 2000 Committee [15], ATC-40 1996 [16], ASCE/SEI 41-13 [17], PEER 2010, PEER/ATC-72 2010 [18]). En general, todas las propuestas para determinar un nivel de desempeño se basan en los mismos principios.

Un criterio empleado para definir los niveles de desempeño se enfoca en asociar un determinado nivel de daño debido a un sismo de determinado periodo de retorno. Los periodos de retorno considerados se presentan en la Tabla 3.5 extraída del código ASCE/SEI 41-13.

Tabla 3.5 Probabilidad de excedencia y período de retorno por nivel de desempeño (ASCE/SEI 41-13)

Probabilidad de excedencia del sismo	Período de retorno promedio en años
50%/50años	72
20%/50 años	225
10%/50 años	474
2%/50 años	2475

El objetivo de un diseño por desempeño es lograr una funcionalidad completa cuando la estructura se ve sometida a sismos con periodo de retorno de 42 años (frecuentes), se mantenga operacional para sismos con periodo de retorno de 72 años (ocasionales), que para sismos con periodo de retorno de 225 años (raros) la estructura garantice la seguridad de los ocupantes y que para sismos con periodo de retorno de 2475 años (muy raros) la estructura no colapse. (SEAOC, VISION 2000 Committee, ATC 1996, ASCE/SEI 41-13, PEER 2010, PEER/ATC-72 2010).

3.8.3 Relación del nivel de desempeño con intensidad de daño, nivel de la respuesta y estado límite

No existe un consenso establecido para medir el daño estructural ya que es una variable difícil de cuantificar. En base a la norma NCh433 se interpreta el daño estructural como la pérdida o deterioro de alguna de las características estructurales, tales como resistencia, rigidez, ductilidad, masa o sistema de fundaciones. El daño provocado por un sismo se clasifica en tres categorías: leve, moderado y severo. La estimación se realiza según criterios establecidos y bajo la responsabilidad de un profesional especialista.

Los estados límites corresponden a criterios cuantificables de daño o deformación en una estructura, como el nombre lo indica, cada estado límite independiente establece un límite para el daño o para las deformaciones transitorias o permanentes, para de este modo, establecer un determinado nivel de desempeño. Cuando se atraviesa el umbral de daño o deformación de un estado límite, se pasa a la siguiente categoría de desempeño. Entonces cada estado límite queda definido de acuerdo al nivel de daño permisible, espesor de grietas y desprendimiento de hormigón, por ejemplo, y el nivel de deformación permisible (desplazamientos permanentes y transitorios). (NCh433, SEAOC, VISION 2000 Committee, ATC 1996, ASCE/SEI 41-13, PEER 2010, PEER/ATC-72 2010)

3.8.4 Niveles de desempeño y estados límites considerados

Dada la clara diferenciación entre los estados límites y por proponer un método sencillo de cuantificación de los daños, para el estudio realizado por Diego Pereira se consideraron los estados límites presentes en ASCE/SEI 41-13 el cual se basa en los criterios del FEMA 274-1997 [19].

Los niveles de desempeño estructurales discretos son:

Ocupación inmediata (S-1): *Se define como el estado de daños post sismo en el que una estructura sigue siendo segura de ocupar, mantiene su resistencia y rigidez y se ajusta a los criterios de aceptación especificados en la norma. Este nivel de desempeño indica que los daños post sismo son muy limitados, los elementos verticales y horizontales mantienen casi completamente su resistencia y rigidez original. El riesgo a la vida humana debido a daños estructurales es mínimo, se necesitarían reparaciones estructurales menores antes de la reocupación.*

Control de daños (S-2): *Es un rango de transición entre el rango Ocupación Inmediata y Poca Seguridad para los ocupantes. Este rango considera reducir al mínimo el tiempo de reparación e interrupción del funcionamiento, garantiza parcialmente la protección de equipos y contenidos valiosos.*

Poca seguridad para los ocupantes (S-3): *Este rango considera daños en componentes después del sismo, sin embargo la estructura conserva su integridad y no presenta colapso ni global ni parcial. Algunos elementos están muy gravemente dañados, pero no existe riesgo de desprendimientos de material, pueden existir lesiones en las personas, pero son mínimas, el daño presente debería ser un daño reducido y antes de la re-ocupación de la estructura se recomienda repararla. Para clasificar en este nivel de desempeño se debe estar conforme a los criterios del estado límite.*

Seguridad estructural limitada (S-4): *Es un rango de transición entre el rango Poca seguridad para los ocupantes y Peligro de Colapso.*

Peligro de Colapso (S-5): *Se define como el estado de daños después del sismo donde la estructura ha dañado componentes severamente, sin embargo, sigue resistiendo las cargas de gravedad aun cuando está cercana al colapso, los elementos presentan una reducción significativa en su resistencia y rigidez, la estructura presenta una gran deformación lateral permanente. Existe un riesgo significativo de lesiones debido a desprendimientos de material. La estructura técnicamente no puede ser reparada y debe ser demolida para prevenir un colapso poco controlado.*

La gravedad del daño determina la clasificación del nivel de desempeño. La Figura 3.47 muestra el nivel de desempeño en función del desplazamiento lateral alcanzado por los edificios (ACI 374). En el gráfico se puede observar que si ante un sismo un edificio responde en el rango elástico, no presentaría problemas estructurales y podría ser reocupado sin ningún inconveniente. Si el edificio, debido al desplazamiento exigido por el sismo, empieza a incursionar en el rango no-lineal, su deformación progresiva va acompañada de daños importantes, tales como grietas notoriamente visibles y desprendimientos que pueden generar problemas de seguridad para los ocupantes. Cuando el edificio es exigido a una deformación más allá del 1% de la altura (caso para edificios de muros), existiría un evidente peligro de colapso. Sin embargo, los edificios diseñados por desempeño debiesen ser capaces de deformarse sin colapsar.

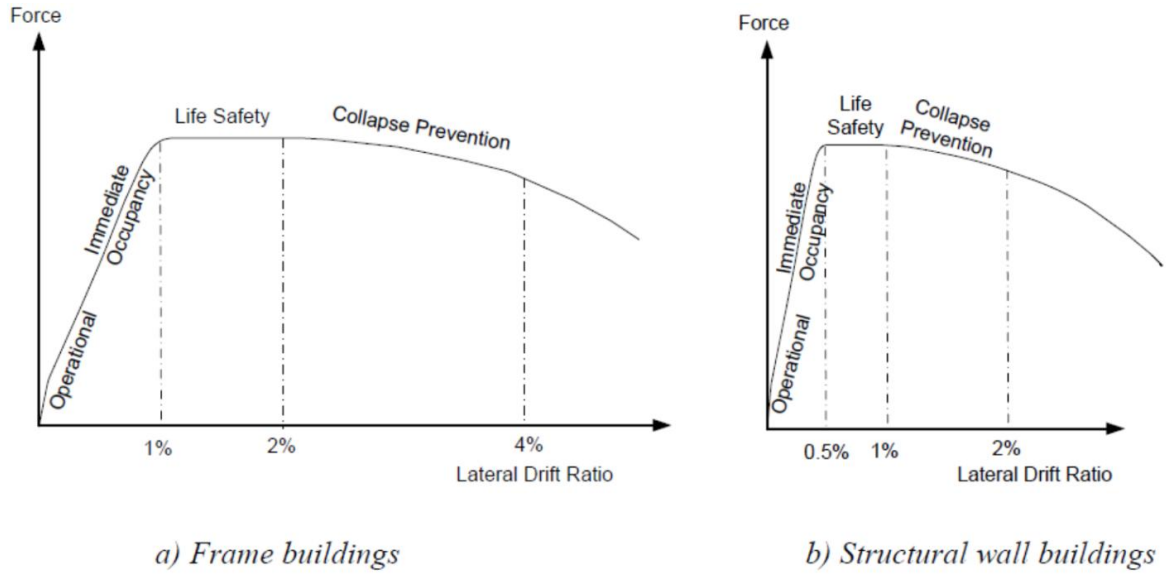


Figura 3.47 Nivel de desempeño en función del desplazamiento relativo global alcanzado (ACI 374)

La Tabla 3.6 muestra los niveles de desempeño Operacional, Ocupación Inmediata, Poca Seguridad para los Ocupantes y Peligro de Colapso en base a la cuantificación del daño observable y de la deformación lateral transitoria y permanente en edificios de muros según ASCE/SEI 41-13, la clasificación del nivel de desempeño en base al daño observado en los edificios estudiados se basa en dicha tabla.

Tabla 3.6 Nivel de desempeño en base al daño (ASCE/SEI 41-13, FEMA247-1995)

Nivel de desempeño	Tipo de elemento estructural	Edificio de muros
Operacional		Líneas de agrietamiento diminutas; no existe aplastamiento del hormigón ni deformaciones permanentes. La estructura conserva su resistencia y su rigidez.
Ocupación inmediata	Primario	Líneas de agrietamiento muy pequeñas en muros menores a 1/16 In. (0.16 cm) de ancho; vigas de acople experimentan agrietamiento menor a 1/8 In. (0.3 cm) de ancho.
	Secundario	Líneas de agrietamiento muy pequeñas en muros; algunas evidencias de deslizamiento en uniones de construcción; vigas de acoplamiento experimentan agrietamiento menor a 1/8 In. (0.3 cm) de ancho; desprendimiento de hormigón muy reducido.
	Deformación lateral	0.5% de la altura, transitorio Permanente, despreciable
Poca seguridad para los ocupantes	Primario	Algunos elementos en estado límite de esfuerzos; incluyendo pandeo limitado del refuerzo; algunos deslizamientos en uniones; daño alrededor de aperturas; algún aplastamiento y agrietamiento por flexión; algún agrietamiento, pero el hormigón generalmente permanece en su sitio.
	Secundario	Grietas mayores por corte y flexión; descascaramiento en uniones; extenso agrietamiento; fallas alrededor de aperturas; daño severo en elementos de borde; vigas de acople destrozadas, prácticamente desintegradas.
	Deformación lateral	1% de la altura, transitorio 0.5% de la altura, permanente
Peligro de colapso	Primario	Grietas mayores y huecos por corte y flexión; descascaramiento en uniones; extenso agrietamiento y pandeo del refuerzo; fallas alrededor de aperturas; daño severo en elementos de borde; vigas de acople destrozadas, prácticamente desintegradas.
	Secundario	Paneles destrozados, prácticamente desintegrados.
	Deformación lateral	2% de la altura, transitorio o Permanente

3.8.5 Características y parámetros analizados en el edificio y su posible correlación con el nivel de desempeño

Se analizan los posibles efectos de diferentes parámetros, tales como características intrínsecas de su estructuración, propiedades de diseño y parámetros de la respuesta calculada, sobre el nivel de desempeño, caracterizado por el daño observado con posterioridad al sismo y clasificado según se describió en el punto anterior. Entre las características intrínsecas de los edificios que fueron analizadas están las geométricas, esto es la altura, longitudes en planta, esbeltez en planta y en la altura, área en planta, espesores de muros, áreas de muros y densidades de muros en planta. Otras características consideradas incluyen el peso sísmico por área, el peso sísmico por piso y los pesos sísmicos sobre las longitudes en planta, Se incluyó además las características asociadas a la ubicación de los edificios, como son la ubicación geográfica, la orientación con respecto al norte geográfico y el tipo de suelo de fundación de los edificios.

Respecto a propiedades de diseño, se revisó la resistencia de los muros dañados, tanto en flexo-compresión, como en corte, y la capacidad de deformación, de acuerdo a las disposiciones de la normativa chilena actualmente vigente NCh433 y Decreto61, y la de diseño de edificaciones de hormigón armado, NCh430 y Decreto 60.

Entre los parámetros de la respuesta calculada se incluye los periodos fundamentales de vibración de los edificios, los cortes basales y los desplazamientos sísmicos. Finalmente se considera el efecto de diversos índices de irregularidad, tanto geométricos como de resistencia, en las plantas y en la altura de los edificios.

Tabla 3.7 Tabla Resumen Edificio Río Imperial



Descripción general del edificio			
Año de construcción estimado	1998		
Número de pisos + subterráneos	16+1		
Altura total del edificio [m]	43.8		
Área de piso promedio (sin subterráneos) $[m^2]$	519.40		
Densidad promedio de muros, ejes x, y, total (sin subterráneos) [%]	2.76	2.82	5.59
Peso sísmico [tonf]	9852		
Periodo eje x e y, [s]	0.62		0.99
Orientación c/r norte	84°N		



Por lo tanto, de acuerdo al levantamiento de daños realizado y a la clasificación presentada anteriormente, el edificio Río Imperial se clasifica con un nivel de desempeño intermedio entre Poca seguridad para los habitantes y de Peligro de colapso.

Nota: El cálculo del peso sísmico y los períodos mostrados en la tabla anterior, se detalla en el capítulo 4.

4. CAPÍTULO – VERIFICACIÓN DE DISEÑO SEGÚN NORMATIVA

4.1 GENERAL

A fin de verificar el diseño original de la estructura, se realizó un análisis lineal elástico mediante un modelo computacional del edificio con el programa de elementos finitos ETABS (Ver Figura 4.1). Para el análisis, se consideran 2 casos:

- Análisis con la normativa chilena vigente al momento de diseñar el edificio: NCh433.Of96
- Análisis con la normativa chilena vigente al 2016: NCh433.Of96 mod.2009 - D.S. Nº61

No se espera que este análisis entregue conclusiones certeras respecto a las causas del daño. No obstante, permitirá detectar deficiencias de diseño del edificio.

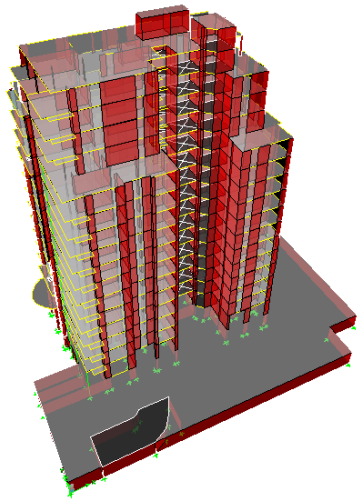


Figura 4.1 Modelo computacional generado en ETABS - Edificio Río Imperial

Los muros fueron modelados como elementos tipo “shell”, mientras que para las vigas y las columnas se utilizaron elementos tipo “frame”. Para las losas se usó elementos tipo membrana, por lo tanto la rigidez de éstas no colabora y solo descargan a los demás elementos estructurales. En todos los pisos se consideró que los diafragmas son infinitamente rígidos.

4.2 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

El análisis modal espectral debe incluir todos los modos normales ortogonales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa total, según lo indicado en la norma NCh433. Sin embargo, dado que en el siguiente capítulo se evaluará el efecto de la componente vertical del sismo, es necesario considerar un número de modos bastante mayor al requerido por la norma debido a la alta rigidez axial del edificio en torno a su eje vertical. La norma NCh433.Of1996 mod2009 establece que para el cálculo de las masas se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, que no puede ser inferior al 25% en construcciones destinadas a la habitación privada o al uso público donde no es usual la aglomeración de personas u objetos. Para este trabajo se considera el 25% de las cargas de uso para el cálculo de las masas. La Tabla 4.1 muestra los períodos naturales obtenidos en cada dirección ortogonal de análisis y el peso sísmico de la estructura.

Tabla 4.1 Resultados del análisis modal

Nº de modos	Dirección de análisis	% de participación modal	Período Fundamental (T_n)	Peso sísmico
61	Longitudinal - "X"	100%	0.62 [seg]	9852 [Tonf]
	Transversal - "Y"	100%	0.99 [seg]	

4.3 CARGAS ESTÁTICAS

La norma NCh1537.Of2009 [20] estipula las sobrecargas de diseño que se deben considerar, dependiendo del tipo de edificio y del uso que se le dé a éste.

- Cargas permanentes: Consiste en el peso de todos los materiales de construcción incorporados dentro del edificio.

  El programa cubica los materiales y calcula el peso de cada uno de elementos estructurales a partir del peso específico. Para el hormigón armado se considera un peso específico de $2.5\ \left(\frac{Tonf}{m^3}\right)$. Adicional al peso del material, se agrega como peso propio extra la tabiquería $150\ \left(\frac{Kgf}{m^2}\right)$ y una sobrelosa no estructural de 6 cm de espesor, equivalente a $150\ \left(\frac{Kgf}{m^2}\right)$.

- Cargas de uso: Consiste en las cargas de ocupación del edificio, sin incluir cargas de construcción o ambientales.

  La tabla 4 de la norma NCh1537.Of2009 especifica los valores de cargas de uso uniformemente distribuidas para pisos y techumbres. En la Tabla 4.2 se presentan los valores de carga de uso consideradas en el análisis de la estructura.

Tabla 4.2 Cargas de uso uniformemente distribuidas

Tipo de superficie	Magnitud	Unidad
Estacionamientos	500	Kgf/m^2
Viviendas - Áreas de uso general	200	Kgf/m^2

4.4 MATERIALES

Se consideraron las propiedades mecánicas nominales de los materiales especificados en el proyecto de cálculo original (Ver Tabla 4.3 y Tabla 4.4).

Tabla 4.3 Propiedades mecánicas del hormigón

Hormigón grado H30	Magnitud	Unidad
Resistencia a la compresión cilíndrica ($f'c$)	250	Kgf/cm^2
Módulo de elasticidad (E_c)	238752	Kgf/cm^2
Peso específico	2500	Kgf/m^3
Coeficiente de Poisson	0.2	-

Tabla 4.4 Propiedades mecánicas del acero de refuerzo

Acero de refuerzo A63-42H	Magnitud	Unidad
Tensión de fluencia	4200	Kgf/cm^2
Tensión de rotura	6300	Kgf/cm^2
Módulo de elasticidad (E_s)	2100000	Kgf/cm^2

Para el cálculo del módulo de elasticidad del hormigón, se consideró la expresión del código ACI318-08 [21].

$$E_c = 15100\sqrt{f'c}\text{ , en } kgf/cm^2.$$

4.5 ESPECTROS DE DISEÑO

Un espectro de respuesta elástico se define como el conjunto de respuestas máximas en el tiempo, en función del período y el amortiguamiento del sistema, de un oscilador de un grado de libertad cuando se somete a una determinada excitación. Para la norma NCh433.Of1996, se utilizaron los registros del sismo de Algarrobo de 1985 para calibrar el espectro de aceleraciones. De igual manera, el D.S. Nº61 incluyó los registros del sismo del 27F de 2010 para calibrar los espectros de aceleraciones y desplazamientos.

Una vez obtenido el espectro de respuesta elástica, se define un espectro de diseño reducido al dividir el espectro elástico por un cierto factor "*R*", el cual es función del tipo de sistema estructural y de la materialidad del sistema.

4.5.1 Espectro de aceleraciones de NCh433.Of1996

El espectro de aceleraciones de diseño, que determina la resistencia sísmica mínima que debe tener la estructura, está dado por:

$$S_a = \frac{I A_0 \alpha}{R^*}$$

Donde:

S_a = Aceleración espectral de diseño.
A_0 = Aceleración efectiva máxima del suelo.
α = Factor de amplificación.
R^* = Factor de reducción.
I = Coeficiente de importancia.

En la Tabla 4.5 se muestran los principales parámetros utilizados para el análisis sísmico del edificio Río Imperial, según lo estipulado en la norma NCh433.Of1996.

Tabla 4.5 Parámetros para el análisis sísmico según NCh433.Of1996 – Edificio Río Imperial

Zona sísmica	3	
	Ao/g	0.4
Tipo de suelo	III	
	S	1.2
	To [seg]	0.75
	T' [seg]	0.85
	n	1.8
	p	1
Categoría del edificio	C	
	I	1
Factores modificación respuesta	*R*	7
	Ro	11
Factores reducción aceleración espectral	*T* (x)* [seg]	0.62
	R (x)*	5.71
	T (y)* [seg]	0.99
	R (y)*	6.46
Peso sísmico (P)	9852 [Tf]	

En la Figura 4.2 se muestra el espectro elástico junto con los espectros de diseño obtenidos en cada dirección de análisis, respectivamente. Además, se indican los períodos naturales del edificio en el gráfico.

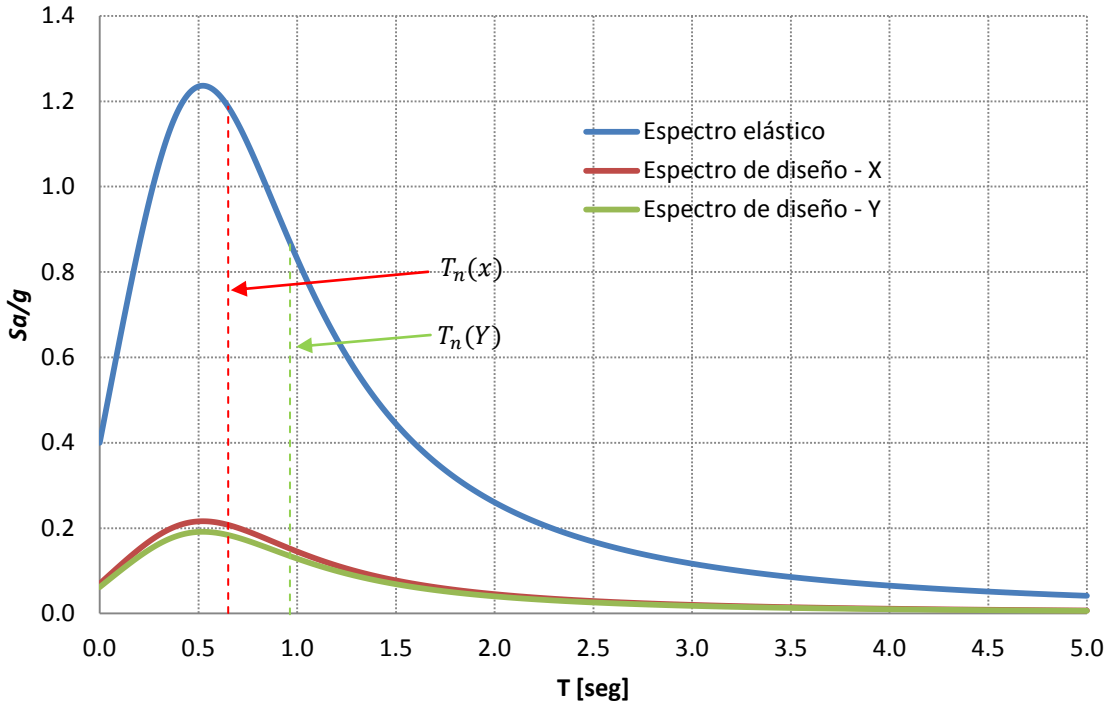


Figura 4.2 Espectros de aceleraciones para zona sísmica 3 y suelo tipo III - NCh433.Of96. Períodos naturales en dirección longitudinal$[\boldsymbol{T_n(x)}]$ y transversal $[\boldsymbol{T_n(y)}]$ del edificio Río Imperial.

4.5.2 Espectro de aceleraciones contenido en NCh433.Of1996 mod.2009 y D.S.Nº61

El espectro de aceleraciones de diseño, que determina la resistencia sísmica mínima que debe tener la estructura, está dado por:

$$S_a = \frac{SA_o\alpha}{(R^*/I)}$$

Donde:

S = Parámetro dependiente del tipo de suelo.

Se observa fácilmente que la diferencia entre el espectro de la norma NCh433.Of96 y el espectro con las respectivas modificaciones del D.S. Nº61, radica en que este último amplifica las aceleraciones por el parámetro dependiente del tipo suelo *"S"*, el cual tiene un valor de 1.2, para ambas clasificaciones del tipo de suelo (Suelo tipo "III" y suelo tipo "D").

En la Tabla 4.6 se muestran los principales parámetros utilizados para el análisis sísmico del edificio Río Imperial, según lo estipulado en la norma NCh433.Of1996mod.2009 y el D.S. Nº61.

Tabla 4.6 Parámetros para análisis sísmico según NCh433.Of1996mod.2009 y D.S.N°61 – Edificio Río Imperial

Zona sísmica	3	
	Ao/g	0.4
Tipo de suelo	D	
	S	1.2
	To [seg]	0.75
	T' [seg]	0.85
	n	1.8
	p	1
Categoría del edificio	II	
	I	1
Factores modificación respuesta	*R*	7
	Ro	11
Factores reducción aceleración espectral	*T* (x)* [seg]	0.62
	R (x)*	5.71
	T (y)* [seg]	0.99
	R (y)*	6.27
Peso sísmico (P)	9852 [Tf]	

En la Figura 4.3 se muestra el espectro elástico junto con los espectros de diseño obtenidos en cada dirección de análisis, respectivamente. Además, se indican los períodos naturales del edificio en el gráfico.

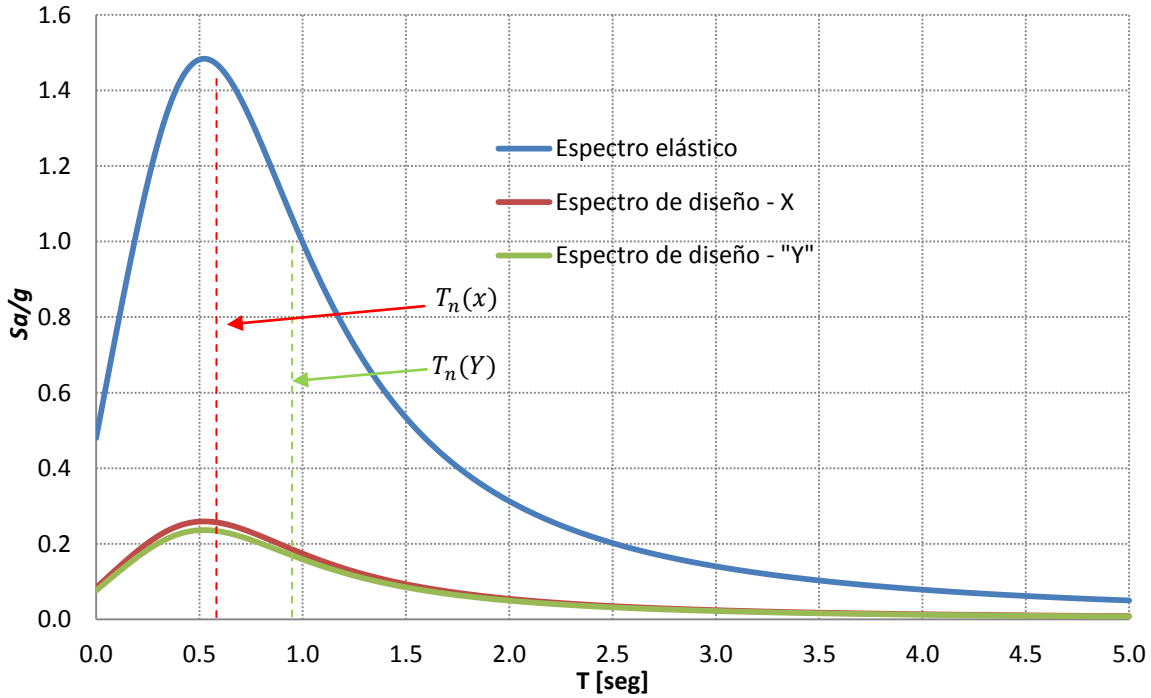


Figura 4.3 Espectros de aceleraciones para zona sísmica 3 suelo tipo D - NCh433.Of96 mod.2009 y D.S.Nº61. Períodos naturales en dirección longitudinal $[T_n(x)]$ y transversal $[T_n(y)]$ del edificio Río Imperial.

4.5.3 Espectro de desplazamientos del D.S.Nº61

El espectro elástico de desplazamientos requerido para el cálculo del desplazamiento lateral de diseño en el techo se obtiene de la siguiente expresión:

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

Donde:

S_{de} = Espectro elástico de desplazamiento, en centímetros.
α = Factor de amplificación.
A_0 = Aceleración efectiva máxima del suelo.
T_n = Período natural de la estructura.
${C_d}^*$ = Factor de amplificación de desplazamiento elástico.

El factor ${C_d}^*$, trata de estimar la respuesta no lineal de desplazamientos del sistema, en función del tipo de suelo y del período natural de la estructura. Según lo indicado en el comentario D.6.3.5.5 de la norma NCh433.Of1996mod.2009 con los cambios del D.S. N°61, las ecuaciones para el cálculo del factor ${C_d}^*$ representan un ajuste analítico para obtener los valores del espectro elástico de desplazamientos, consistentes con los registros del sismo del 27 de Febrero de 2010, a partir del espectro elástico de pseudo-aceleraciones. Esta demanda de desplazamientos se usa en las recomendaciones de diseño de confinamiento para muros de hormigón armado, contenidas en el D.S. N°60 [22].

La Figura 4.4 presenta el espectro de desplazamientos para un suelo tipo "*D*". Para el cálculo del período agrietado de la estructura (T_{ag}), se utiliza la siguiente expresión aproximada contenida en el D.S.Nº61:

$$T_{ag} = 1.5T_n$$

Al reemplazar los valores indicados en la Tabla 4.1, se obtienen los siguientes períodos agrietados:

$$T_{ag}(x) = 1.5T_n(x) = 1.5 * 0.62 = 0.93\ [seg] \quad ; \quad T_{ag}(y) = 1.5T_n(y) = 1.5 * 0.99 = 1.49\ [seg]$$

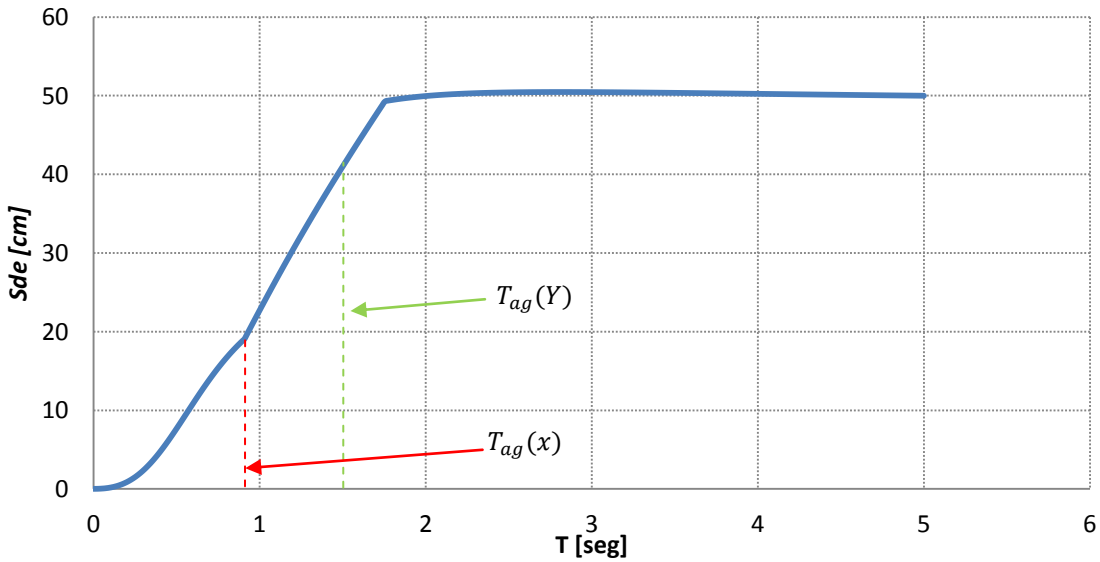


Figura 4.4 Espectro elástico de desplazamientos suelo tipo "*D*" – Períodos agrietados Edificio Río Imperial

4.6 ANÁLISIS DEL CORTE BASAL

La norma chilena NCh433.Of1996 y sus posteriores modificaciones limitan el esfuerzo de corte basal superior e inferiormente. En caso de que la componente del esfuerzo del corte basal resulte menor que el límite establecido en la norma, los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales y las solicitaciones de los elementos estructurales se deben multiplicar por un factor de manera que dicho esfuerzo de corte alcance el valor señalado, como mínimo. En caso de que la componente del esfuerzo de corte basal resulte mayor que el límite establecido en la norma, las solicitaciones de los elementos estructurales se pueden multiplicar por un factor de modo que dicho esfuerzo de corte no sobrepase el valor señalado. Esta disposición no rige para el cálculo de los desplazamientos y rotaciones de los diafragmas horizontales de piso.

4.6.1 Corte basal según NCh433.Of1996

El valor del corte basal mínimo, al utilizar la expresión contenida en la norma NCh433.Of1996 es:

$$V_{mín} = I * A_0 * P/6g = 1 * 0.4 * 9852/6 = 657\ [Tonf]$$

El valor del corte basal máximo, al utilizar la expresión contenida en la norma NCh433.Of1996 es:

$$V_{máx} = I * C_{máx} * P = 1 * 0.168 * 9852 = 1655\ [Tonf]$$

Donde:

$C_{máx}$ = Coeficiente sísmico máximo, en función del factor de reducción *R*.

La Tabla 4.7 entrega un resumen de los valores obtenidos de corte basal para cada dirección de análisis.

Tabla 4.7 Resultados de análisis del corte basal - Según NCh433.Of1996

Dirección	Período [seg]	Peso sísmico [Tonf]	*R**	*R***	Vmín [Tonf]	Vmáx [Tonf]	Vbasal calculado [Tonf]	Vbasal adoptado [Tonf]
X	0.62	9852	5.71	5.71	657	1655	1288	1288
Y	0.98	9852	7.00	6.46	657	1655	606	657

4.6.2 Corte basal según NCh433.Of1996 mod.2009 y D.S. Nº61

El valor del corte basal mínimo, al utilizar la expresión contenida en la norma NCh433.Of1996 mod.2009 con las respectivas modificaciones del D.S. Nº61, es:

$$V_{mín} = I * S * A_0 * P/6g = 1 * 1.2 * 0.4 * 9852/6 = 788\ [Tonf]$$

El valor del corte basal máximo, al utilizar la expresión contenida en la norma NCh433.Of1996 mod.2009 con las respectivas modificaciones del D.S. Nº61, es:

$$V_{máx} = I * C_{máx} * P = 1 * 0.168 * 9852 = 1655\ [Tonf]$$

La Tabla 4.8 entrega un resumen de los valores obtenidos de corte basal para cada dirección de análisis.

Tabla 4.8 Resultados de análisis del corte basal - Según NCh433.Of1996 mod.2009 y D.S. Nº61

Dirección	Periodo [seg]	Peso sísmico [Tonf]	*R**	*R***	Vmín [Tonf]	Vmáx [Tonf]	Vbasal calculado [Tonf]	Vbasal adoptado [Tonf]
X	0.62	9852	5.71	5.71	788	1655	1546	1546
Y	0.98	9852	7.00	6.46	788	1655	727	788

4.7 ANÁLISIS DE DESPLAZAMIENTOS

Se verifican los desplazamientos según las disposiciones de la norma NCh433.Of1996 para deformaciones sísmicas Los límites de deformaciones no sufrieron modificaciones con los cambios posteriores de la norma. El capítulo 5 de la norma NCh433 especifica que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en el centro de masas en cada una de las direcciones de análisis, no debe ser mayor que la altura de entrepiso multiplicada por 0.002, y que el desplazamiento relativo máximo entre dos pisos consecutivos, medido en cualquier punto de la planta en cada una de las direcciones de análisis, no debe exceder en más de 0.001h al desplazamiento relativo correspondiente medido en el centro de masas, donde h es la altura de entrepiso.

Para los cálculos de desplazamientos horizontales y rotaciones de diafragmas de piso se incluye el efecto de la torsión accidental.

La disposición para controlar la deformación de entrepiso fue analizada durante la discusión del D.S. Nº61. Diversos aspectos fueron analizados, así por ejemplo, se reconoce que en los edificios muy altos la amplificación para alcanzar el corte mínimo es del mismo orden de magnitud que el factor de modificación de la respuesta y por lo tanto la limitación de desplazamientos de entrepiso se aplica esencialmente a valores elásticos, no reducidos. En este caso los límites de la deformación de entrepisos pueden estar por el lado conservador. Alternativamente algunos ingenieros han hecho ver la conveniencia de controlar la deformación relativa de entrepisos con la respuesta elástica. También se reconoce que en la filosofía del "Diseño basado en desempeño" se controla adicionalmente la deformación de techo respecto de la altura total.

4.7.1 Desplazamientos relativos de entrepiso obtenidos del análisis modal espectral con NCh433.Of1996

En las Tabla 4.9 y Tabla 4.10 se muestran los valores de los desplazamientos relativos de entrepiso para los centros de masas (Drift CM‰) y los valores para el punto de máximo desplazamiento (Drift max ‰), para la dirección longitudinal (“X”) y transversal (“Y”) respectivamente.

Tabla 4.9 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección longitudinal "X" - NCh433.Of1996

Nº Piso	Drift CM ‰	Drift max ‰
16	0.63	0.74
15	0.71	0.91
14	0.76	0.77
13	0.75	0.83
12	0.90	0.99
11	0.95	0.99
10	1.04	1.04
9	1.08	1.08
8	1.10	1.10
7	1.11	1.11
6	1.10	1.10
5	1.07	1.07
4	1.01	1.01
3	0.93	0.93
2	0.84	0.84
1	0.76	0.76
0	0.09	0.45

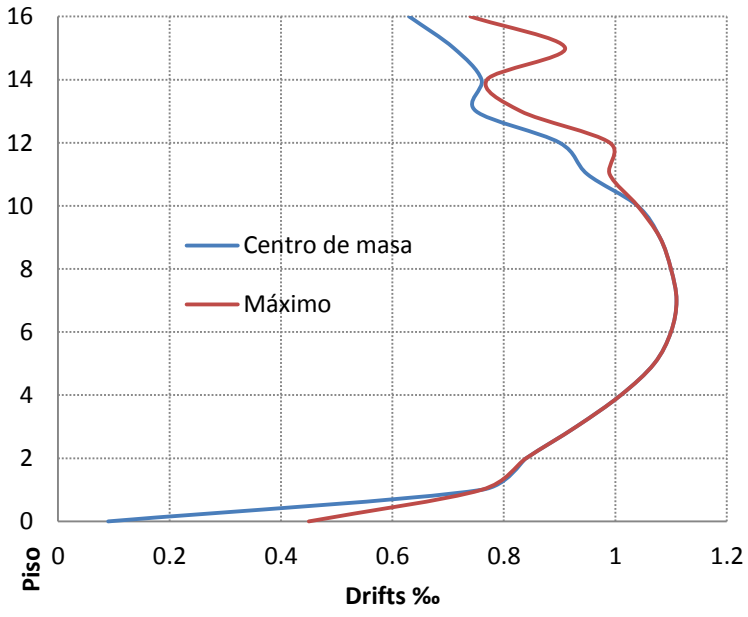
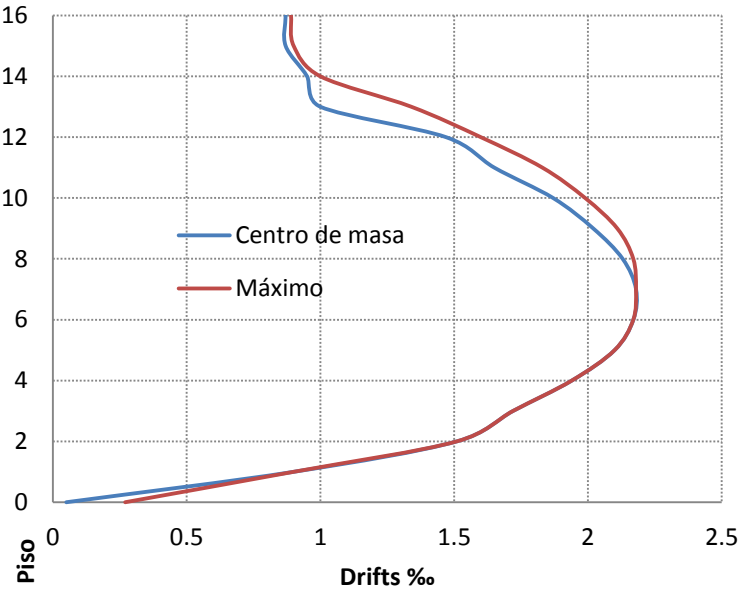


Tabla 4.10 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección transversal "Y" - NCh433.Of1996

Nº Piso	Drift CM ‰	Drift max ‰
16	0.87	0.89
15	0.87	0.90
14	0.95	1.00
13	1.00	1.34
12	1.47	1.60
11	1.65	1.83
10	1.87	1.99
9	2.02	2.11
8	2.13	2.17
7	2.18	2.18
6	2.17	2.17
5	2.10	2.10
4	1.94	1.94
3	1.72	1.72
2	1.51	1.51
1	0.90	0.90
0	0.05	0.27



Las deformaciones sísmicas en el sentido longitudinal cumplen con los requisitos estipulados en la norma.
Las deformaciones sísmicas en el sentido transversal no cumplen con los requisitos estipulados en la norma.

4.7.2 Desplazamientos relativos de entrepiso obtenidos del análisis modal espectral con NCh433.Of1996 mod.2009 y D.S.Nº61

En las Tabla 4.11 y Tabla 4.12 se muestran los valores de los desplazamientos relativos de entrepiso para los centros de masas (Drift CM‰) y los valores para el punto de máximo desplazamiento (Drift max ‰), para la dirección longitudinal (“X”) y transversal (“Y”) respectivamente.

Tabla 4.11 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección longitudinal "X" - NCh433.Of96 y D.S.Nº61

Nº Piso	Drift CM ‰	Drift max ‰
16	0.68	0.79
15	0.74	0.89
14	0.79	0.82
13	0.79	0.90
12	0.97	1.11
11	1.03	1.09
10	1.13	1.17
9	1.20	1.23
8	1.26	1.27
7	1.29	1.29
6	1.29	1.29
5	1.26	1.26
4	1.19	1.19
3	1.08	1.08
2	0.94	0.94
1	0.85	0.85
0	0.11	0.38

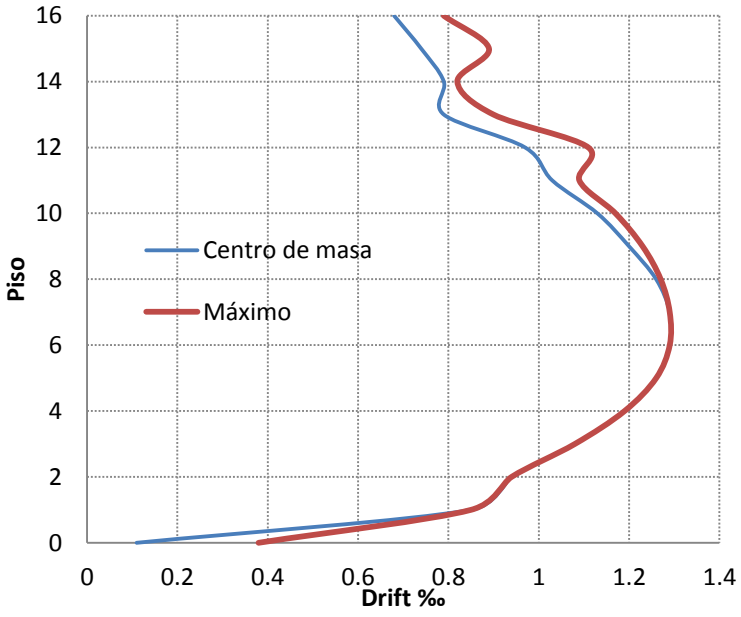
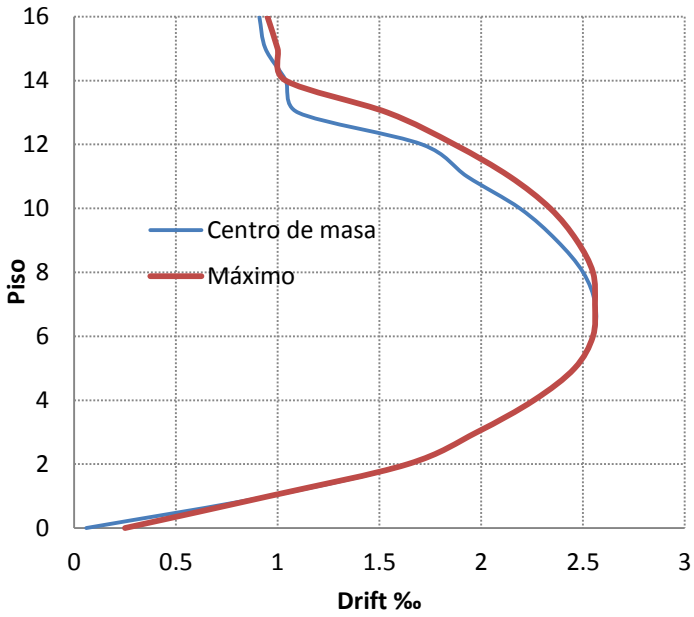


Tabla 4.12 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección transversal "Y" - NCh433.Of96 y D.S.Nº61

Nº Piso	Drift CM ‰	Drift max ‰
16	0.91	0.95
15	0.94	1.00
14	1.04	1.04
13	1.10	1.54
12	1.71	1.87
11	1.93	2.14
10	2.19	2.34
9	2.37	2.47
8	2.50	2.55
7	2.56	2.56
6	2.55	2.55
5	2.46	2.46
4	2.26	2.26
3	1.98	1.98
2	1.64	1.64
1	0.96	0.96
0	0.06	0.25



Las deformaciones sísmicas en el sentido longitudinal cumplen con los requisitos estipulados en la norma.
Las deformaciones sísmicas en el sentido transversal no cumplen con los requisitos estipulados en la norma.

El punto D.5.1.2 de la norma NCh433.Of96 mod.2009 contextualiza y destaca la importancia de los límites impuestos:

"El hecho de que el tipo de análisis sísmico que se requiere siga basándose en el comportamiento lineal-elástico de la estructura merece ser analizado. No existen aún procedimientos de análisis inelásticos suficientemente sencillos para ser aplicados en la práctica profesional. Por esta razón, el énfasis de las disposiciones de esta norma no se ha puesto en sofisticar los métodos de análisis sino en exigir limitaciones a las deformaciones sísmicas para obtener estructuraciones sanas y adecuado comportamiento sísmico. En este sentido, se puede afirmar que el corazón de las disposiciones aprobadas en 1996 está en las limitaciones de deformaciones del párrafo 5.9: limitando la deformación de entrepiso, medida en el centro de masas, a 0,002 veces la altura de entrepiso se pretende obtener suficiente rigidez lateral e impedir daños en elementos secundarios; limitando la deformación de entrepiso, medida en cualquier punto de la planta (esquinas) y en forma relativa al desplazamiento correspondiente del centro de masas, a 0.001 veces la altura de entrepiso se pretende obtener estructuraciones razonablemente simétricas en planta y con suficiente rigidez torsional".

Por lo tanto, de acuerdo a los resultados obtenidos de las deformaciones sísmicas normativas, se puede concluir:

- El edificio Río Imperial no poseía suficiente rigidez lateral en el sentido transversal, por lo tanto sus elementos secundarios eran susceptibles de sufrir daños.
- El edificio Río Imperial tenía una estructuración razonablemente simétrica en planta y con suficiente rigidez torsional.

4.8 VERIFICACIÓN DE DISEÑO DE MUROS DAÑADOS

Una vez descrito el daño estructural en el edificio es necesario verificar el diseño de los elementos detallados en el Capítulo 3, según las disposiciones del código ACI318-08 y las normas chilenas de diseño. El código ACI318-08 contiene las disposiciones de diseño de elementos de hormigón armado para nuestro país, en conjunto con la norma NCh430.Of2008 [23] y el D.S. Nº60.

Para cada elemento, la verificación consiste en comparar la demanda de fuerzas y desplazamientos obtenidos del análisis modal espectral (solicitaciones), con la resistencia o capacidad de deformación de diseño del elemento (capacidad). La verificación se realiza tanto con las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996 como con las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996mod.2009 y el D.S. N°61.

A efecto de la verificación de resistencia, se consideran las combinaciones de carga estipuladas en el punto 9.1.1 de la norma NCh3171.Of2010 [24] para el método de diseño por resistencia última (Load and Resistance Factor Design - *LRFD*).

Tabla 4.13 Combinaciones de carga *LRFD* - NCh3171.Of2010

Combinación	Factor según tipo de carga			
	Cargas permanentes	Cargas de uso	Espectro X	Espectro Y
C1	1.4	-	-	-
C2	1.2	1.6	-	-
C5x	1.2	1.0	1.4	-
C5y	1.2	1.0	-	1.4
C7x	0.9	-	1.4	-
C7y	0.9	-	-	1.4

Las capacidades de los elementos estructurales se determinan a partir de las propiedades nominales de los materiales según se especifica en el diseño original del edificio, con las dimensiones y cuantías de elementos indicadas en los planos de diseño del edificio y considerando las hipótesis usuales que gobiernan el comportamiento de secciones y elementos de hormigón armado.

La descripción del procedimiento de verificación para flexo-compresión, corte y capacidad de desplazamiento de los muros se muestran a continuación.

- **Verificación a flexo-compresión**

La resistencia a flexo-compresión se representa mediante los diagramas de interacción (DI), los cuales son la representación gráfica de la resistencia conformada por los pares momento flector y fuerza axial de la sección transversal en estado último.

En los diagramas, la curva de color azul representa la resistencia nominal del elemento $(M_n - N_n)$, calculada con las propiedades nominales de los materiales.

La curva de color rojo en los diagramas representa la resistencia de diseño del elemento $(\phi M_n - \phi N_n)$, donde ϕ es el factor de reducción de resistencia definido en el código ACI-318-08, en función de la deformación unitaria del acero de refuerzo que se encuentra más traccionado.

La línea horizontal en el gráfico es el límite de carga axial "*Pu*" definido en el D.S. Nº60, que se impone pretendiendo asegurar una mínima capacidad de deformación plástica de la sección del muro. Sin embargo, este límite podría ser insuficiente en secciones asimétricas. A mayor carga axial sobre los elementos, menor es la capacidad de deformación de éstos.

Un elemento satisface los requerimientos de diseño si las solicitaciones no sobrepasan la resistencia de diseño. Gráficamente, los puntos rojos (solicitaciones) deben quedar dentro de la curva roja (resistencia de diseño) y bajo la línea horizontal naranja (límite de carga axial).

Puntos de demanda que queden en el espacio entre la curva roja y la curva azul indican casos en que la solicitación supera la resistencia diseño, pero no la resistencia nominal. Esta situación, en teoría, no es un indicador de falla del elemento, sin embargo no se acepta dentro del diseño.

Puntos de demanda fuera de ambas curvas indican los casos en que las solicitaciones superan la resistencia del elemento. Por lo tanto, se está frente a una posible falla del elemento por resistencia.

- **Verificación a corte**

La verificación a corte se realiza de acuerdo al criterio de cargas últimas, según las disposiciones del capítulo 21 del código ACI318-08. La resistencia a corte de un muro, queda determinada por la siguiente expresión contenida en el código ACI318-08:

$$\emptyset V_n = \emptyset(V_c + V_s) = 0.6\left(\alpha_C \lambda \sqrt{f'_c} hd + \frac{A_v f_{yt} d}{s}\right)$$

Donde:

$\emptyset$	=	Factor de reducción de resistencia a corte = 0.60
V_n	=	Resistencia nominal a corte.
V_c	=	Resistencia nominal a corte del hormigón.
V_s	=	Resistencia nominal a corte del acero de refuerzo.
α_C	=	Coeficiente de contribución relativa del hormigón al corte.
λ	=	Factor de modificación para hormigones de peso liviano.
f'_c	=	Resistencia a compresión cilíndrica del hormigón.
h	=	Espesor del muro.
d	=	0.8*largo del muro.
A_v/s	=	Área de acero transversal por unidad de largo.
f_{yt}	=	Tensión de fluencia del acero de refuerzo transversal

Los resultados de la verificación a corte se presentan en función del factor de utilización (F.U.), el cual se define como la razón entre las solicitaciones y la resistencia de diseño. Por lo tanto, un elemento tiene resistencia suficiente de diseño si presenta un factor de utilización menor o igual a 1.

Adicionalmente a la verificación normativa a corte de los muros, se realiza una verificación mediante el método de diseño por capacidad, el cual apunta a obtener una falla dúctil dominada por flexión en el momento en que el muro alcance su resistencia última. El diseño por capacidad se asocia a un mecanismo de colapso, y por lo tanto supone la formación de ciertas rótulas plásticas e incursión en el rango no lineal. En la Figura 4.5 se observa una distribución de fuerzas laterales similar a las fuerzas asociadas al primer modo de la respuesta (modo dominante). Además se observa el momento en la base M_E y la fuerza resultante V_E ubicada a una altura h_1 desde la base.

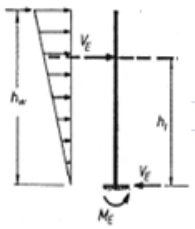


Figura 4.5 Distribución aproximada de fuerzas laterales asociadas al primer modo de vibrar

En la Figura 4.6 se presentan las fuerzas resultantes cuando el muro alcanza el momento resistente $M_n = \phi_{ow} * M_E$ en la base y manteniendo la misma forma de distribución de fuerzas, el corte en la base es $\phi_{ow} * V_E$ donde ϕ_{ow} es el factor de sobre-resistencia a la flexión.

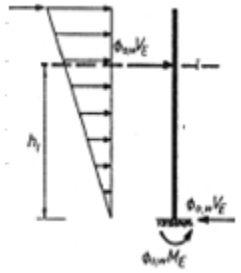


Figura 4.6 Fuerzas resultantes al alcanzar el momento resistente del muro

Si se considera el aporte de los modos más altos durante la respuesta dinámica, tal como se indica en la Figura 4.7, la posición de la fuerza resultante cambiará y el corte de diseño del muro será $V_u = \omega_v * \phi_{ow} * V_E$, donde ω es un factor de amplificación dinámica.

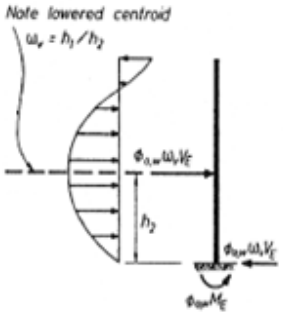


Figura 4.7 Posición y distribución aproximada de la fuerza resultante para modos altos

El método presentado corresponde al método simplificado (neozelandés) para calcular la demanda a corte por capacidad. Para el mecanismo de colapso supuesto, el corte resultante de diseño debe ser mayor al obtenido por cargas últimas para validar el método.

- **Verificación de la capacidad de curvatura**

Se verifica si el muro tiene una capacidad de curvatura suficiente para resistir la demanda de curvatura calculada a partir del espectro de desplazamientos de norma.

Los modelos utilizados para representar las curvas esfuerzo-deformación para cada material se presentan a continuación:

a) Acero de refuerzo:

El acero de refuerzo se considera como un material homogéneo, isotrópico y bilineal. La deformación unitaria de fluencia para el acero A630-420H es:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E} = \frac{4200\left[{}^{kgf}/_{cm^2}\right]}{2100000\left[{}^{kgf}/_{cm^2}\right]} = 0.002$$

Para deformaciones unitarias menores al 2‰ se considera al acero como un material lineal elástico, por lo tanto cumple con la ley de Hooke. En condiciones de servicio los elementos estructurales trabajan en este rango.

Para deformaciones unitarias mayores o iguales al 2‰ se considera que el acero solo se deforma sin aumentar los esfuerzos, hasta alcanzar una deformación unitaria máxima del 6% (no se considera el endurecimiento del acero). La curva esfuerzo-deformación se muestra en la Figura 4.8.

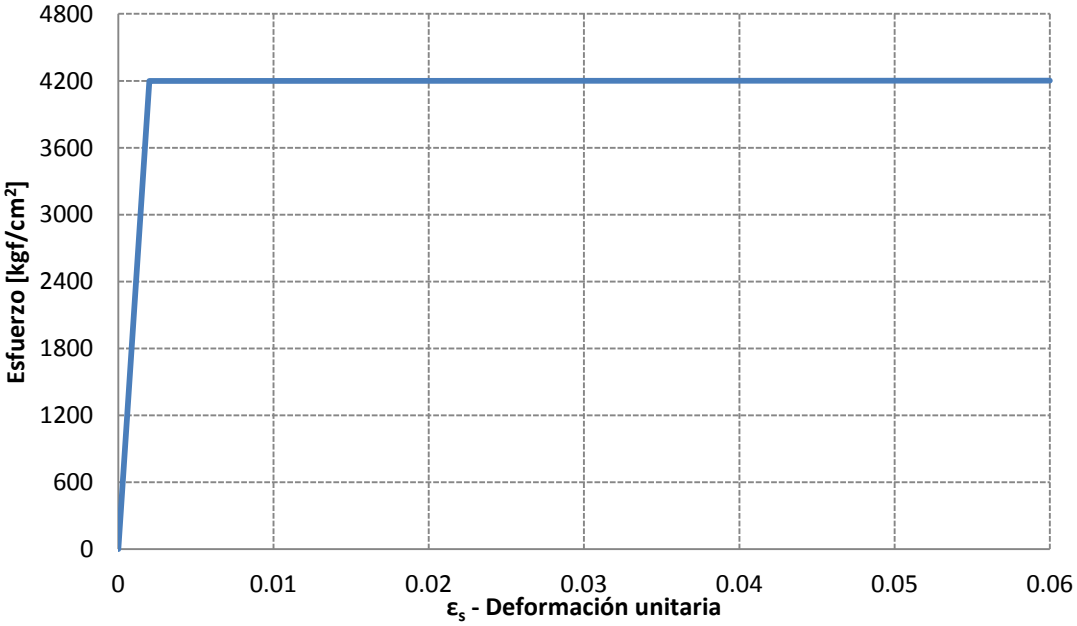


Figura 4.8 Curva de comportamiento del acero de refuerzo

b) Hormigón

Para modelar el comportamiento del hormigón no confinado, como es el caso de los muros en análisis del edificio Río Imperial, se utiliza el modelo de Hognestad (ver Figura 4.9), el cual refleja de buena manera las relaciones esfuerzo-deformación en esta situación.

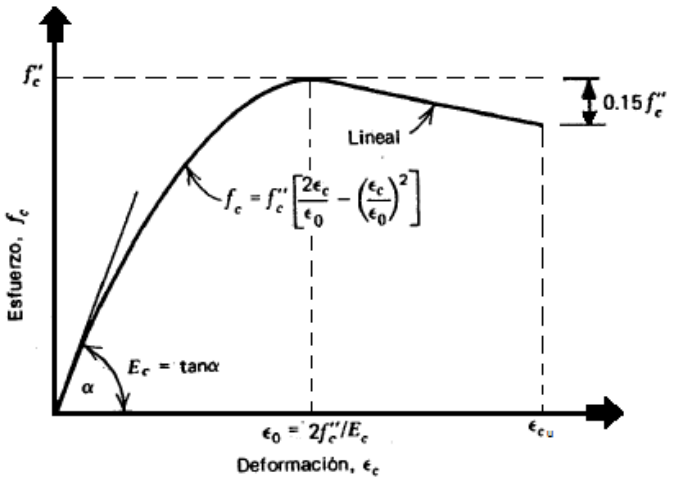


Figura 4.9 Curva idealizada esfuerzo-deformación de Hognestad para el hormigón en compresión uniaxial

Donde:

f'_c: Resistencia a compresión cilíndrica del hormigón, con un nivel de confianza del 90%.
ε_0: Deformación unitaria con la que el hormigón alcanza f'_c.
ε_{cu}: Deformación unitaria última del hormigón.
E_c: Módulo de elasticidad del hormigón.

La Figura 4.10 muestra la curva de comportamiento para un hormigón H30 sin confinamiento.

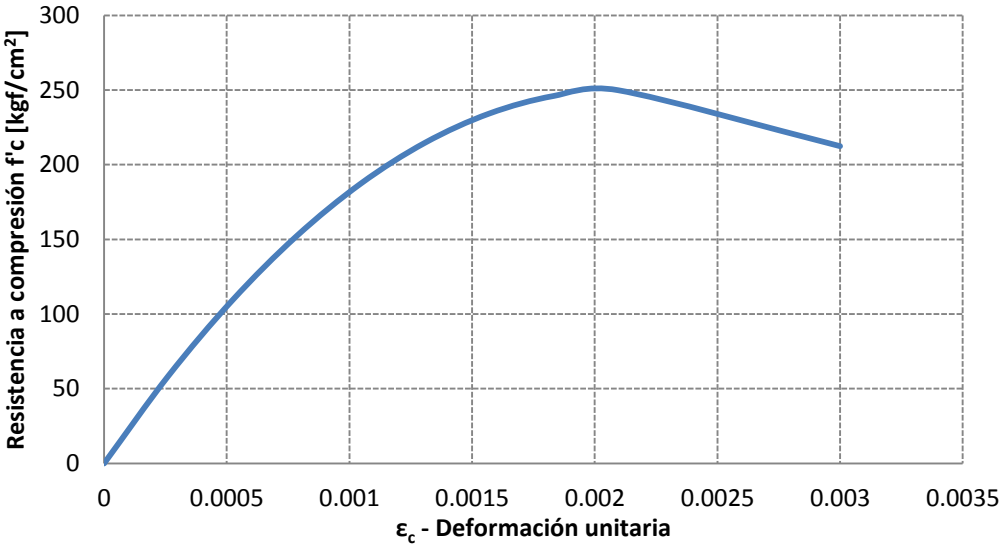


Figura 4.10 Curva de comportamiento del hormigón sin confinar - Modelo de Hognestad

La deformación de un miembro a flexión se presenta en la Figura 4.11.

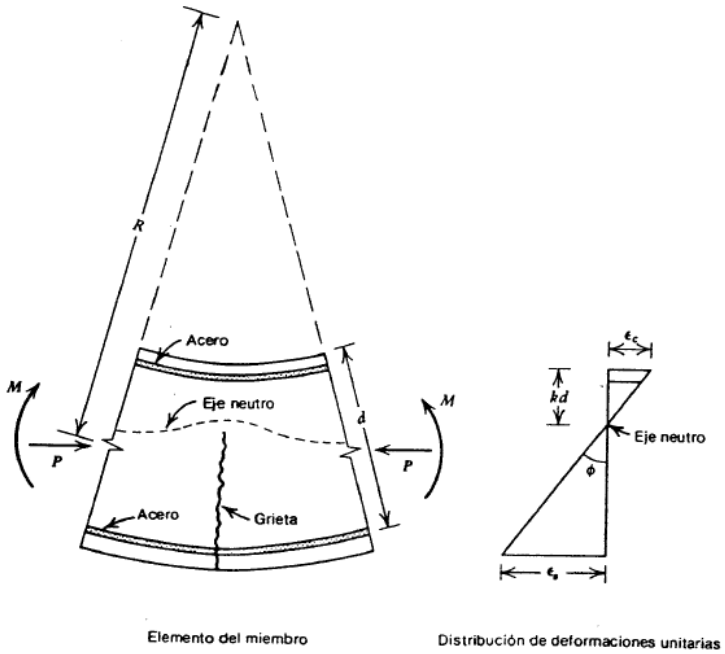


Figura 4.11 Deformación de un miembro a flexión

En donde $1/R$ es la curvatura en el elemento (la rotación por longitud unitaria del miembro) y está dada por:

$$Ø = \frac{\varepsilon_c}{kd} = \frac{\varepsilon_s}{d(1-k)} = \frac{\varepsilon_c + \varepsilon_s}{d}$$

La curva que relaciona el momento flector con la curvatura es conocida como el diagrama momento-curvatura. En etapas iniciales, antes de la aparición de grietas, la ecuación de la elástica proporciona la relación momento-curvatura:

$$EI = MR = \frac{M}{Ø}$$

Al aumentar las deformaciones, el agrietamiento del hormigón reduce la rigidez a flexión de la sección. El comportamiento de la sección después del agrietamiento depende principalmente de la cuantía de acero. En las secciones con baja cuantía de refuerzo se generan curvas *M-Ø* prácticamente lineales hasta el punto de fluencia del acero. Cuando éste cede, ocurre un aumento significativo en la curvatura a momento flector casi constante, y el momento se eleva paulatinamente hasta un máximo debido a un aumento en el brazo de palanca interno, para luego decrecer (ver Figura 4.12).

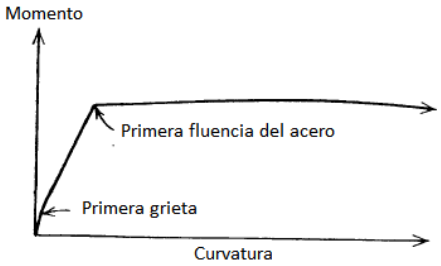


Figura 4.12 Diagrama momento-curvatura típico de secciones ligeramente reforzadas

De forma contraria, cuando el elemento presenta una alta cuantía de refuerzo longitudinal, la curva *M-Ø* deja de ser lineal cuando el hormigón se agrieta y la falla puede ser bastante frágil, a menos que se confine el hormigón mediante estribos cerrados con una pequeña separación entre ellos. Si no hay confinamiento, el concreto se aplasta a una curvatura relativamente baja antes de que fluya el acero, ocasionando una disminución instantánea en la capacidad de momento flector de la sección (ver Figura 4.13).

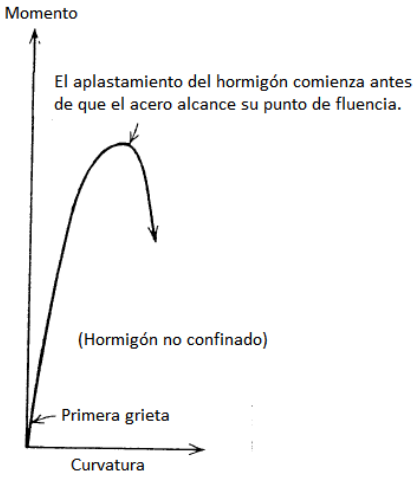


Figura 4.13 Diagrama momento-curvatura típico de secciones altamente reforzadas

En la Figura 4.14 se muestra el estado de cargas y deformaciones de un muro en voladizo, en el rango no lineal, habiéndose superado la curvatura de fluencia $\emptyset_y$ en las secciones cercanas a la base.

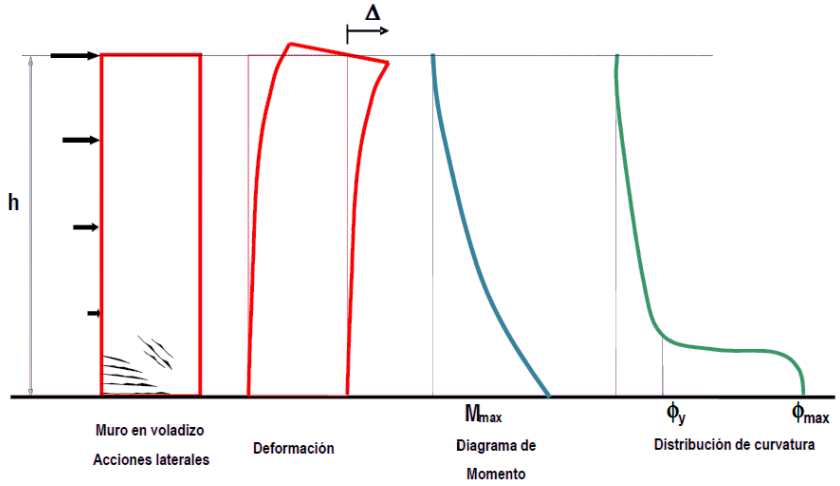


Figura 4.14 Distribución de momento y curvatura para un muro en voladizo

En muros en voladizo la zona plastificada tiende a concentrarse en la base del muro (zona crítica). El estado último corresponde al instante en que la sección en la base alcanza su capacidad de curvatura.

La rótula plástica corresponde a la zona plastificada ($\emptyset > \emptyset_y$) de longitud l_p. Para efectos de cálculo se puede considerar la distribución idealizada que se muestra en la Figura 4.15.

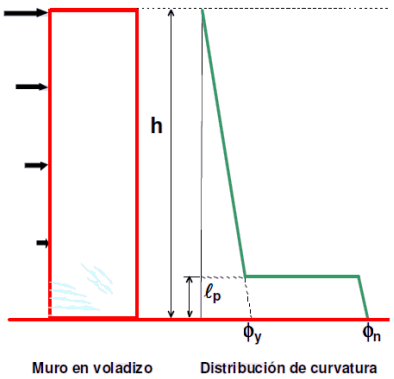


Figura 4.15 Rótula plástica en muros en voladizo

A mayor carga de compresión axial, los muros presentan una menor capacidad de deformación, por lo que son susceptibles de presentar fallas frágiles tempranamente. Según lo indicado en el D.S. Nº60, la verificación se debe hacer considerando la mayor carga axial (Pu) consistente con el desplazamiento lateral de diseño del techo estipulado en el decreto supremo Nº61 (δu). Obtenidos los períodos de la estructura agrietada en ambas direcciones ortogonales, es posible calcular el desplazamiento lateral de diseño en el techo del edificio (Ver Tabla 4.14).

Tabla 4.14 Desplazamientos laterales de diseño en el techo del edificio

δu (X)		δu (Y)	
T_{ag} [seg]	0.93	T_{ag} [seg]	1.49
S_{de} [cm]	19.91	S_{de} [cm]	40.32
δ_u [cm]	25.88	δ_u [cm]	52.42

El decreto supremo Nº60 agregó la siguiente clausula al código ACI318-08:

"La sección crítica de todo muro con razón de aspecto H_t/l_w mayor o igual a 3 debe tener una capacidad de curvatura, Ø, mayor que la demanda de curvatura, $Ø_u$, calculada a partir de la expresión:"

$$Ø_u = \frac{2\delta_u}{H_t l_w}$$

Donde:

δ_u = Desplazamiento lateral de diseño a nivel de techumbre.
H_t = Distancia entre el último nivel significativo del edificio y la sección crítica de un muro.
l_w = Longitud del muro en la dirección de análisis.

Esta verificación se debe hacer considerando la mayor carga axial consistente con δ_u . Considerando que las mayores solicitaciones se generan en la base de los muros, se asume que la sección crítica se encuentra ubicada en la base del elemento.

Alternativamente, en el D.S. N°60 permite calcular $Ø_u$ con la siguiente expresión:

$$Ø_u = \frac{\delta_u - \delta_e}{l_p(H_t - l_p/2)} + Ø_e$$

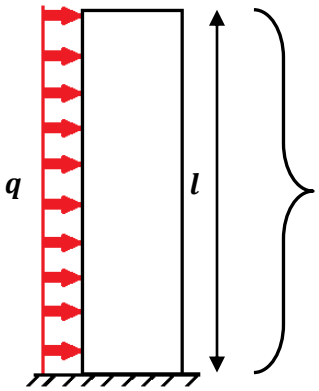
Donde:

δ_e = Capacidad de desplazamiento elástico de un muro en su extremo superior
l_p = Longitud de la rótula plástica
$Ø_e$ = Curvatura en la sección crítica de un muro, consistente con δ_e.

El valor de la longitud de la rótula plástica no debe tomarse superior a la mitad de la longitud del muro en la dirección de análisis y los valores de $Ø_e$ y δ_e deben justificarse. El profesor de la Pontificia Universidad Católica de Chile, Rodrigo Jordán, propone estimar la curvatura $Ø_e$ como:

$$Ø_e = \frac{M_n}{E_c * I_g}$$

Para calcular la capacidad de desplazamiento elástica del muro en su extremo superior, el profesor Jordán obtiene una fórmula simplificada cuando se asume un muro en voladizo con un patrón de carga rectangular uniforme, tal como se muestra en la Figura 4.16.



$$\delta = \frac{ql^4}{8EI} = \frac{ql^2}{2} * \frac{l^2}{4EI}$$

Igualando al momento nominal, se tiene:

$$M_n = \frac{ql^2}{2}$$
$$\delta_e = \frac{M_n}{EI_g} * \frac{l^2}{4}$$
$$\delta_e = Ø_e * \frac{l^2}{4}$$

Figura 4.16 Muro en voladizo con patrón de carga rectangular uniforme – Estimación de $\boldsymbol{\delta_e}$

Si bien este modelo simplificado no representa el comportamiento real de un muro frente a las cargas sísmicas, si estima de buena manera el desplazamiento y la curvatura elástica de un muro relativamente continuo en altura. Es importante destacar que esta fórmula simplificada asume que el muro se comporta como un sólo elemento en voladizo y que no está acoplado a otros elementos, por lo que podría subestimar de manera importante la rigidez lateral del elemento.

El Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile elaboró un documento titulado "Guía práctica para el diseño de muros de hormigón armado" [25] el año 2013 como parte del proyecto Innova 10CREC-8500, en donde se proponen distintas metodologías para el cálculo del desplazamiento elástico de muros. A continuación se detallan los pasos a seguir para calcular el desplazamiento elástico de los muros a través de la metodología denominada amplificación a la curvatura de fluencia.

Paso N°1: Obtener el momento (M_a) en la sección analizada y el desplazamiento (δ_a) en la parte superior del muro, producto de la acción sísmica en la dirección de análisis.

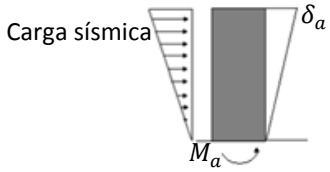


Figura 4.17 Solicitaciones sísmicas – Esquema explicativo

Paso N°2: A través del diagrama de momento curvatura de la sección analizada, obtener la curvatura de fluencia ($\emptyset_y$).

Paso N°3: Calcular la curvatura de análisis ($\emptyset_a$) a través de la siguiente expresión:

$$\emptyset_a = \frac{\mathrm{M_a}}{\mathrm{E_c} * \mathrm{I_g}}$$

Paso N°4: Estimar el desplazamiento elástico del muro a través de la siguiente expresión:

$$\delta_e = 0.7\left(\delta_a \frac{\emptyset_y}{\emptyset_a}\right)$$

En la estimación de esta fórmula el término $\emptyset_y/\emptyset_a$ reconoce el hecho de que la capacidad elástica de la sección puede ser mayor o menor que la obtenida directamente del modelo estructural lineal elástico. La capacidad de desplazamiento elástico del muro se obtiene de un modelo estructural más complejo que considera el acoplamiento entre los muros, el cual tiene mucha mayor rigidez lateral que la de un solo muro en voladizo. Por lo tanto, en general el desplazamiento elástico obtenido con esta fórmula es menor.

Finalmente, es necesario destacar que las fórmulas del desplazamiento último del decreto asumen que el muro ha sobrepasado la curvatura de fluencia. Si mediante el diagrama momento-curvatura de la sección se determina que el hormigón no confinado se aplasta ($\varepsilon_c = 3‰$) antes de que el acero de refuerzo longitudinal alcance a fluir ($\varepsilon_s = 2‰$), el muro tendrá una capacidad de curvatura mayor que la demanda de diseño si:

- En la fórmula alternativa del D.S.N°60, $\delta_e > \delta_u \rightarrow$ Comportamiento lineal del muro.
- La capacidad de curvatura (o desplazamiento) es mayor que la demanda lineal de curvatura.

Los desplazamientos elásticos se calcularán mediante el método de amplificación a la curvatura de fluencia.

4.8.1 Muro 1

En la Figura 4.18 se muestra la sección transversal con la armadura de refuerzo longitudinal y transversal del muro 1, según lo indicado en los planos estructurales del edificio (Lámina 33, corte B). Las cotas están en centímetros.

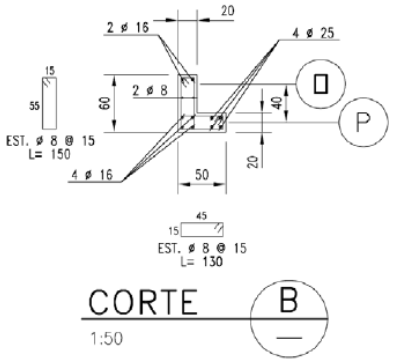


Figura 4.18 Sección transversal - Armadura longitudinal y transversal muro 1

4.8.1.1 Verificación de resistencia

A continuación, se presentan los resultados obtenidos del análisis modal espectral con la norma NCh433.Of1996. Es importante destacar que los puntos de los gráficos corresponden a los pares $M_u - N_u$, de acuerdo a las combinaciones de carga mencionadas en la Tabla 4.13.

- **Verificación a flexo-compresión**

Verificación a flexo-compresión con las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996:

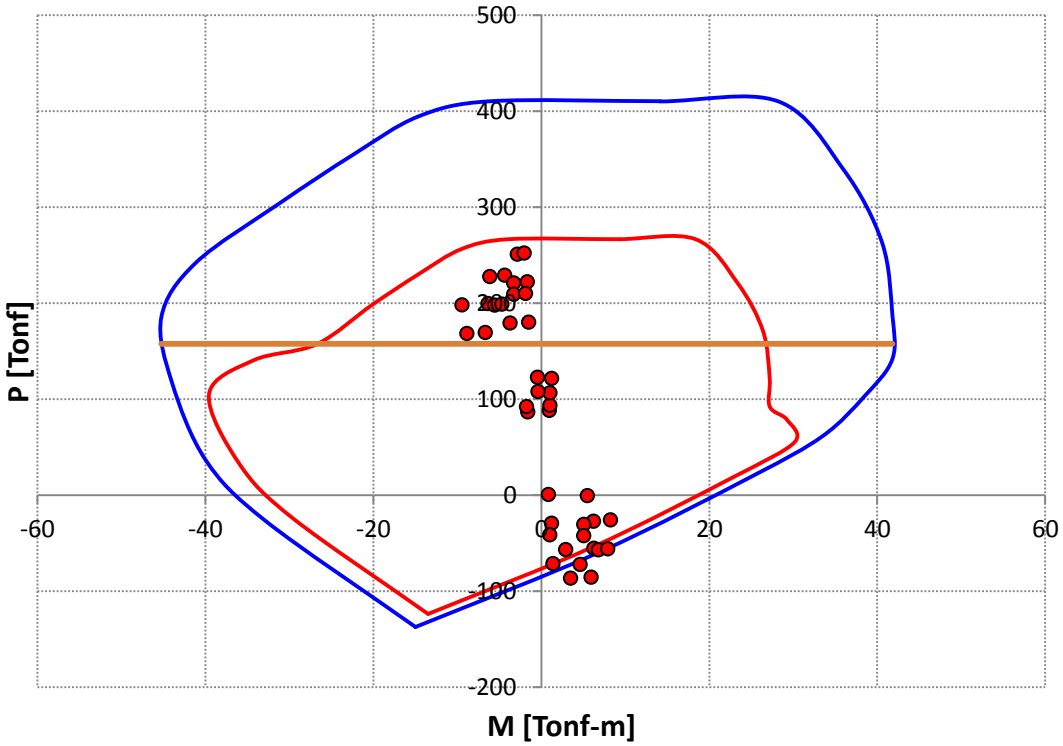


Figura 4.19 Diagrama de interacción muro 1 en dirección longitudinal "X" – Solicitaciones NCh433.Of1996

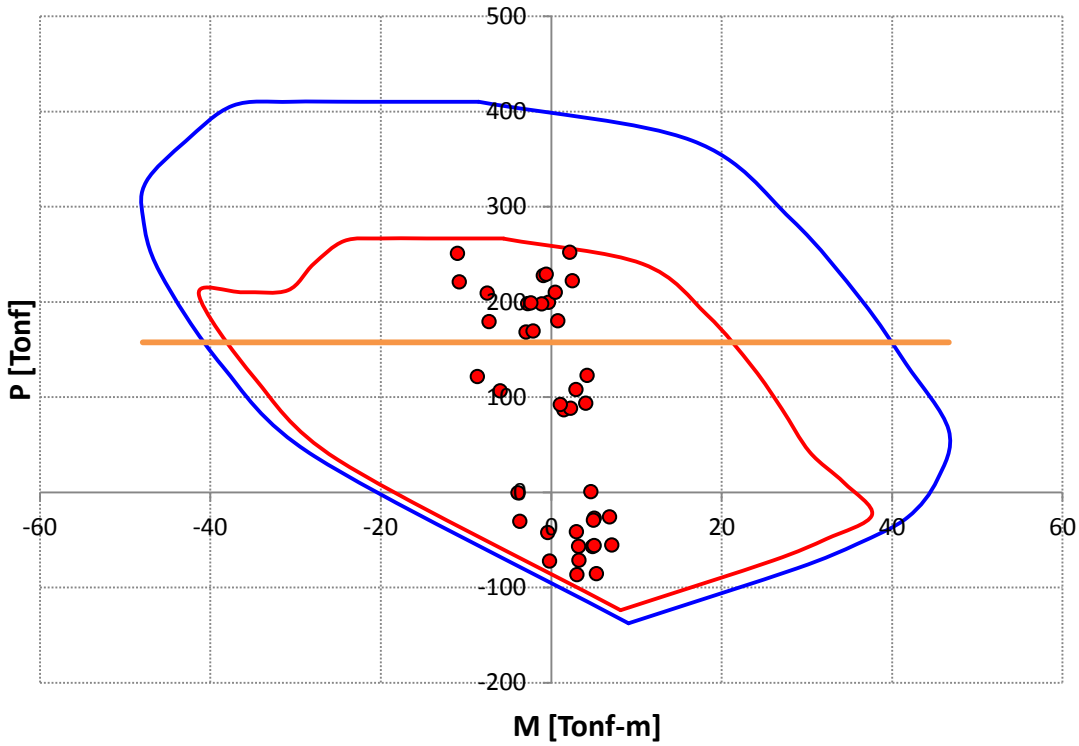


Figura 4.20 Diagrama de interacción muro 1 en dirección transversal "Y" – Solicitaciones NCh433.Of1996

Verificación a flexo-compresión con las solicitaciones de la norma NCh433.Of96 mod.2009 y D.S.Nº61:

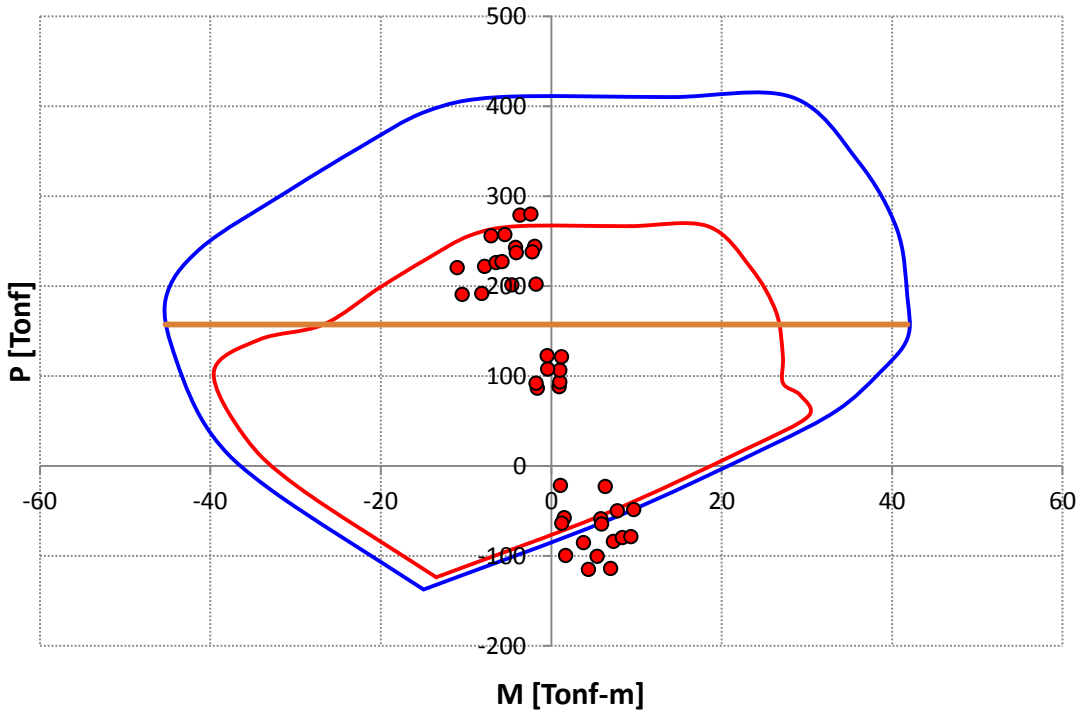


Figura 4.21 Diagrama de interacción muro 1 en dirección longitudinal "X" – Solicitaciones D.S. N°61

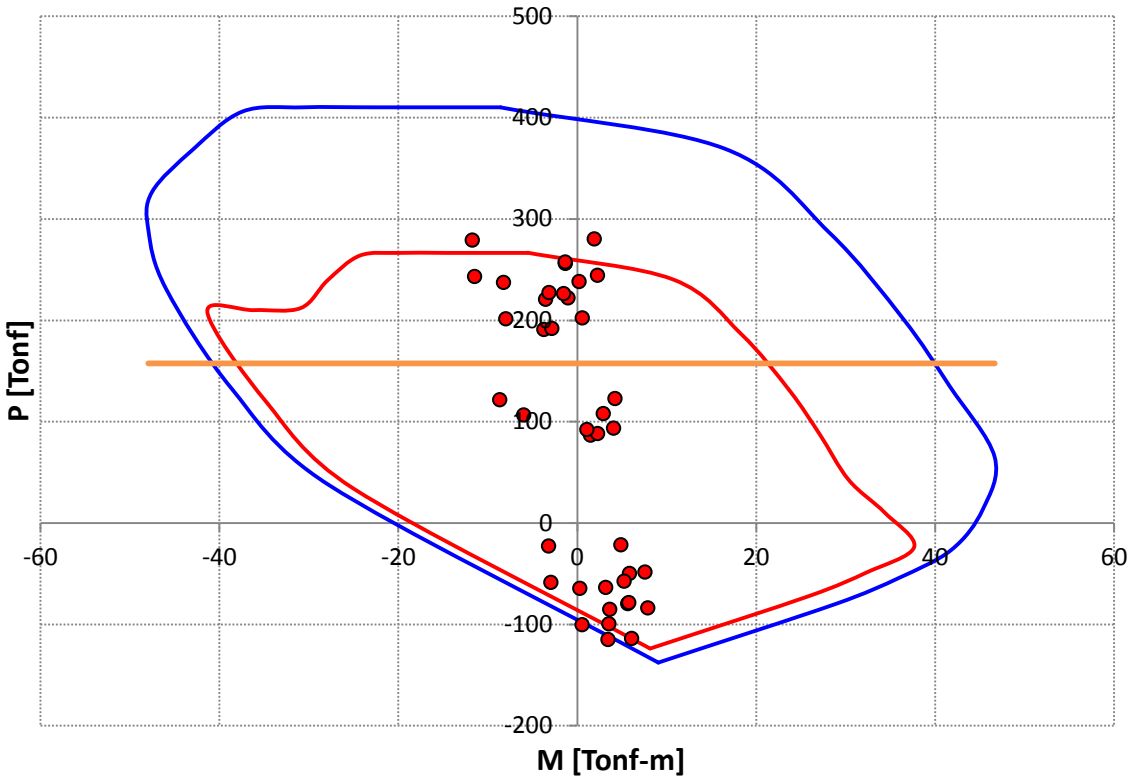


Figura 4.22 Diagrama de interacción muro 1 en dirección transversal "Y" – Solicitaciones D.S. N°61

Se observa que la demanda supera la resistencia de diseño y nominal en la dirección longitudinal, y que supera la resistencia de diseño en la dirección transversal. Al superarse el límite de carga axial "*Pu*", se tiene un indicador de que el muro no posee una adecuada capacidad de deformación plástica. Sin embargo, se verificará la capacidad de deformación de la sección posteriormente a través de un diagrama momento – curvatura.

- **Verificación a corte**

En las Tabla 4.15 y Tabla 4.16 se presentan los resultados obtenidos al verificar la resistencia a corte del muro 1, según las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996 y la norma NCh433.Of1996 mod.2009 con el D.S.Nº61, respectivamente

Tabla 4.15 Verificación de diseño a corte muro 1 según solicitaciones de NCh433.Of1996

Dirección de análisis	*Vu [Tonf]*	*Vc [Tonf]*	*Vs [Tonf]*	*ØVn [Tonf]*	F.U.
Longitudinal - "X"	5.90	6.70	11.26	10.78	0.55
Transversal - "Y"	6.24	8.04	13.51	12.93	0.48

Tabla 4.16 Verificación de diseño a corte muro 1 según solicitaciones de NCh433.Of96 mod.2009 y D.S.Nº61

Dirección de análisis	*Vu [Tonf]*	*Vc [Tonf]*	*Vs [Tonf]*	*ØVn [Tonf]*	F.U.
Longitudinal - "X"	6.90	6.70	11.26	10.78	0.64
Transversal - "Y"	6.63	8.04	13.51	12.93	0.51

Por lo tanto, con estribos de diámetro 8 milímetros espaciados a 15 centímetros, se alcanza la resistencia de corte requerida por el código ACI318-08.

Las Tabla 4.17 y Tabla 4.18 muestran los resultados obtenidos al verificar la resistencia a corte del muro mediante el método de diseño por capacidad presentado anteriormente, según las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996 y la norma NCh433.Of1996 mod.2009 con el D.S.Nº61, respectivamente.

Tabla 4.17 Verificación de diseño a corte por capacidad muro 1 según solicitaciones de NCh433.Of1996

Dirección de análisis	*Vu [Tonf]*	*Vc [Tonf]*	*Vs [Tonf]*	*ØVn [Tonf]*	F.U.
Longitudinal - "X"	16.70	6.70	11.26	13.47	1.24
Transversal - "Y"	76.80	8.04	13.51	16.16	4.75

Tabla 4.18 Verificación de diseño a corte por capacidad muro 1 según solicitaciones del D.S.Nº61

Dirección de análisis	*Vu [Tonf]*	*Vc [Tonf]*	*Vs [Tonf]*	*ØVn [Tonf]*	F.U.
Longitudinal - "X"	11.16	6.70	11.26	13.47	0.83
Transversal - "Y"	71.69	8.04	13.51	16.16	4.44

El refuerzo transversal especificado para el elemento, no satisface los requerimientos de ACI318-08, sección 21.6.4.6, donde se indica que los muros discontinuos deben tener refuerzo de confinamiento en toda su altura, incluyendo una longitud de penetración en la fundación y en el elemento que se discontinúa.

El muro 1 no posee la resistencia a corte necesaria para desarrollar un mecanismo de falla dúctil en la dirección transversal “Y”.

El espesor mínimo estipulado para secciones críticas que requieran confinamiento en el decreto supremo 60 (30 centímetros), tampoco se satisface. Para verificar si el muro requiere confinamiento, se calcula la capacidad de curvatura del elemento mediante un diagrama momento-curvatura.

4.8.1.2 Verificación de capacidad de deformación

El muro 1 presenta una sección transversal asimétrica en ambas direcciones, tanto en “X” como en “Y”. Por lo tanto la capacidad de curvatura varía con la dirección y el sentido de análisis

En las Figura 4.23 a Figura 4.26 se presentan los cuatro diagramas momento – curvatura obtenidos para la sección transversal del muro 1, considerando los modelos de comportamiento de los materiales mencionados anteriormente y la carga axial estipulada por el D.S. Nº60.

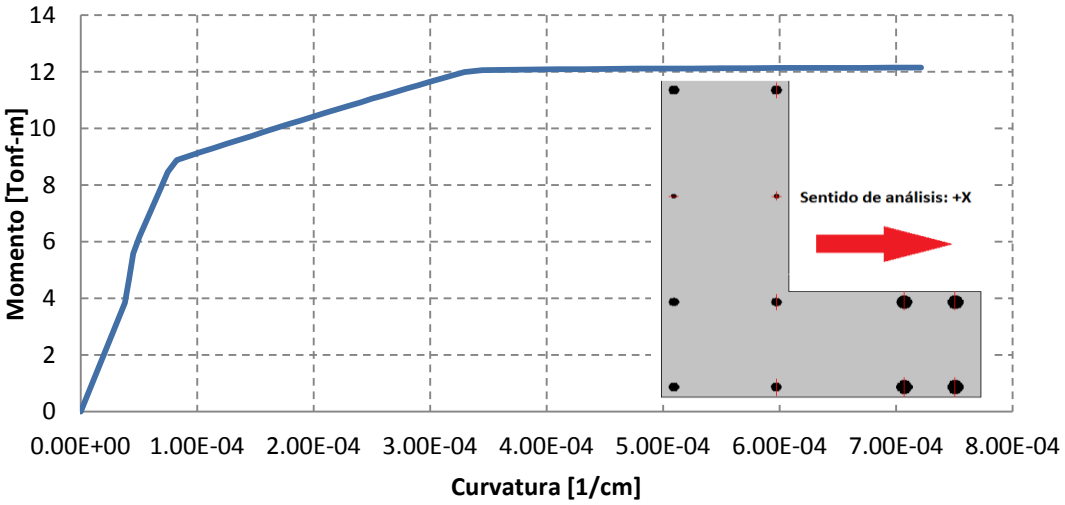


Figura 4.23 Diagrama M-C Muro 1 en sentido “+X”.

Tabla 4.19 Resultados diagrama M-C muro 1 en sentido "+X".

Carga axial - P [Tf]	εc	εs	M [Tonf-m]	c [cm]	Capacidad de curvatura – ϕ [1/cm]
-48.37	0.003	0.0316	12.14	4.16	$7.21*10^{-4}$

Desplazamiento elástico: $\delta_e = 0.7\left(3.43 * \frac{4.51*10^{-5}}{1.21*10^{-5}}\right) \approx 8.93[cm]$

Demanda de curvatura: $\emptyset_u = \frac{25.88-8.93}{25(3360-50)} + 4.51 * 10^{-5} \approx 2.50 * 10^{-4}\left[\frac{1}{cm}\right]$

Por lo tanto, la sección tiene una capacidad de curvatura suficiente para la demanda de diseño en la dirección de análisis "+X".

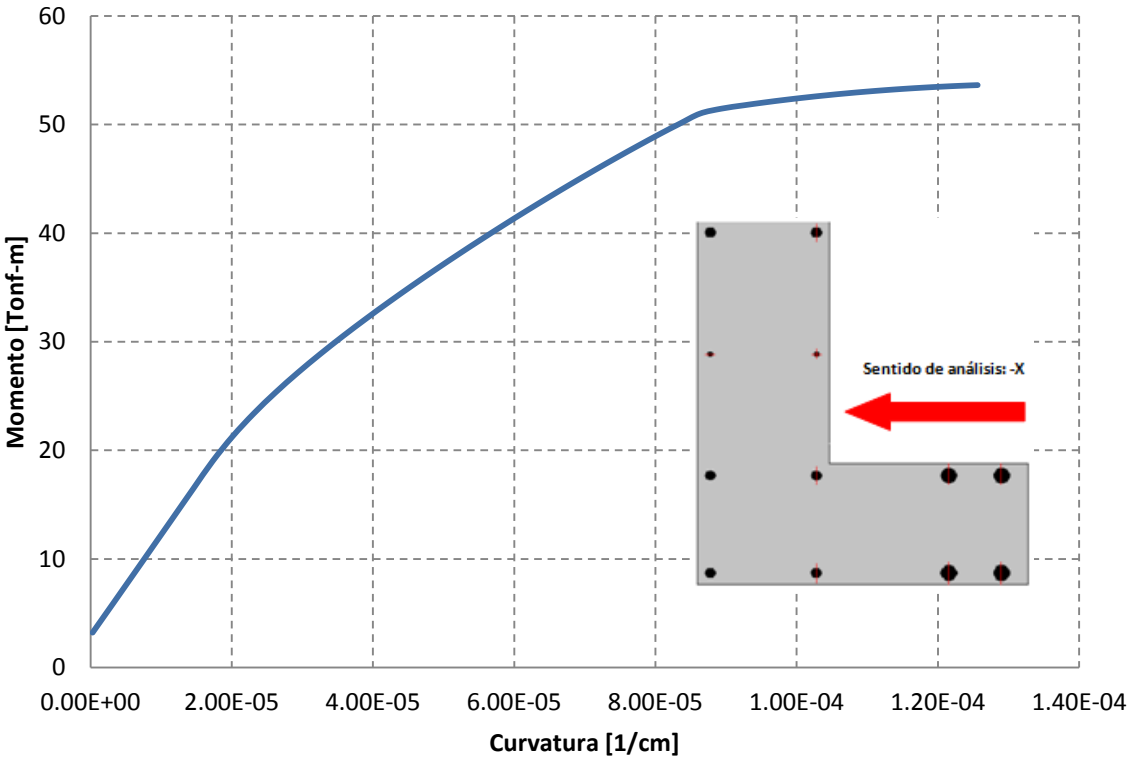


Figura 4.24 Diagrama M-C Muro 1 en sentido "-X".

Tabla 4.20 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 1 en sentido "-X".

Carga axial - P [Tf]	εc	εs	M [Tonf-m]	c [cm]	Capacidad de curvatura – ϕ [1/cm]
220.74	0.003	0.003	53.64	23.88	$1.26*10^{-4}$

Desplazamiento elástico: $\delta_e = 0.7\left(3.43 * \frac{8.75*10^{-5}}{1.38*10^{-5}}\right) \approx 15.22[cm]$

Demanda de curvatura: $\emptyset_u = \frac{25.88-15.22}{25(3360-50)} + 8.75 * 10^{-5} \approx 2.92 * 10^{-4}\left[\frac{1}{cm}\right]$

Por lo tanto, la sección tiene una capacidad de curvatura menor que la demanda de diseño en la dirección de análisis "-X".

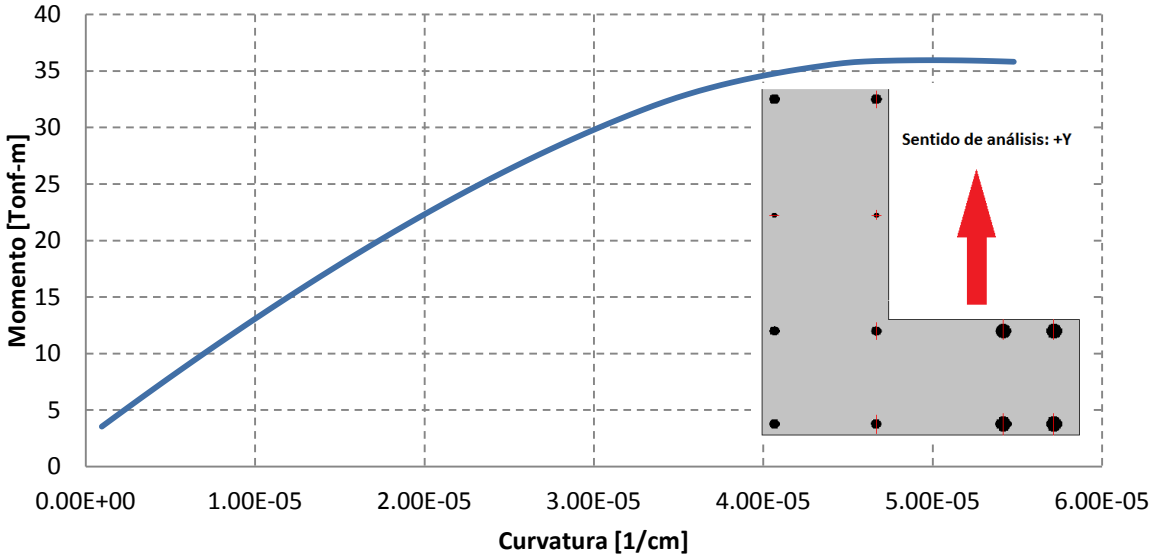


Figura 4.25 Diagrama M-C Muro 1 en sentido "+Y".

Tabla 4.21 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 1 en sentido "+Y".

Carga axial - P [Tf]	εc	εs	M [Tonf-m]	c [cm]	Capacidad de curvatura – ϕ [1/cm]
280.31	0.003	0.0002	35.83	54.77	$5.48*10^{-5}$

Desplazamiento elástico: $\delta_e = 0.7\left(3.73 * \frac{3.42*10^{-5}}{2.06*10^{-6}}\right) \approx 43.39[cm]$

Demanda de curvatura: $\emptyset_u = \frac{52.42-43.39}{30(3360-60)} + 3.42 * 10^{-5} \approx 1.25 * 10^{-4}\left[\frac{1}{cm}\right]$

Por lo tanto, la sección tiene una capacidad de curvatura menor que la demanda de diseño en la dirección de análisis "+Y".

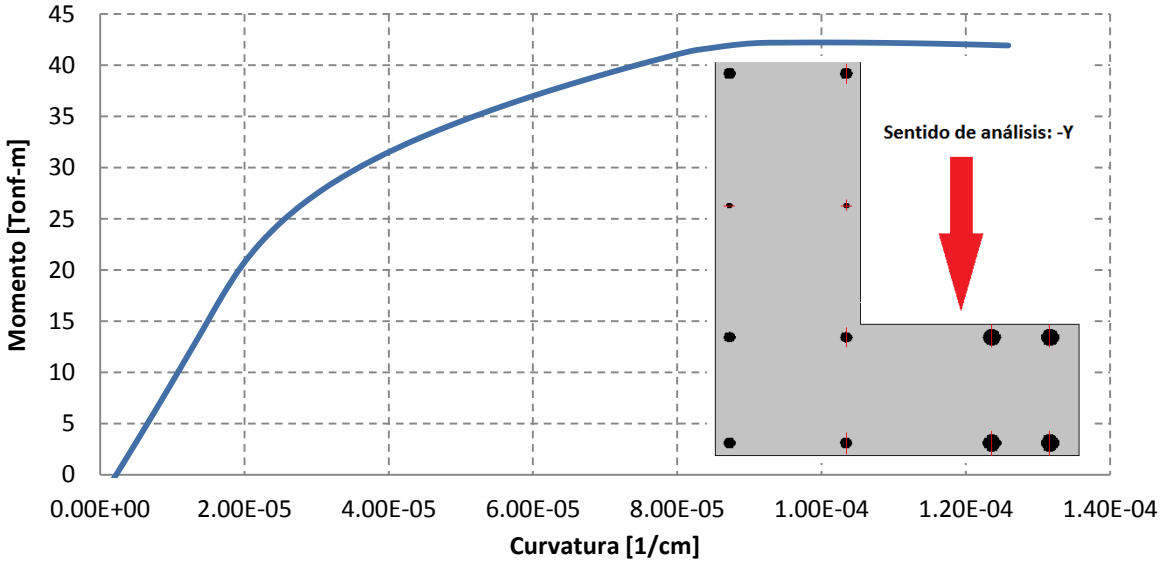


Figura 4.26 Diagrama M-C Muro 1 en sentido "-Y".

Tabla 4.22 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 1 en sentido "-Y".

Carga axial - P [Tf]	εc	εs	M [Tonf-m]	c [cm]	Capacidad de curvatura – ϕ [1/cm]
279.13	0.003	0.003	41.93	23.83	$1.26*10^{-4}$

Desplazamiento elástico: $\delta_e = 0.7\left(3.73 * \frac{7.06*10^{-5}}{1.27*10^{-5}}\right) \approx 14.53[cm]$

Demanda de curvatura: $\emptyset_u = \frac{52.42-14.53}{30(3360-60)} + 7.06 * 10^{-5} \approx 4.53 * 10^{-4}\left[\frac{1}{cm}\right]$

Por lo tanto, la sección tiene una capacidad de curvatura menor que la demanda de diseño en la dirección de análisis "-Y".

En resumen, el muro 1 no posee la capacidad de deformación necesaria en la dirección transversal, corroborando lo que se había anticipado en el análisis por resistencia. Es necesario confinar el muro

4.8.2 Muro 2

En la Figura 4.27 se muestra la distribución de armadura longitudinal del muro (Plano estructural, lámina 24). El refuerzo en el machón central se presenta en la Figura 4.28 (Plano estructural, lámina 32).

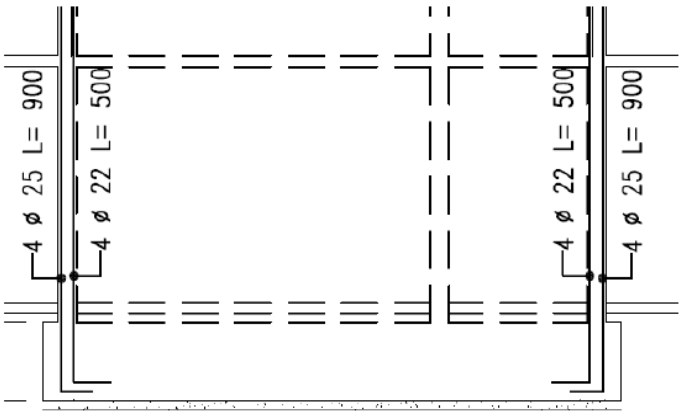


Figura 4.27 Distribución armadura longitudinal muro 2

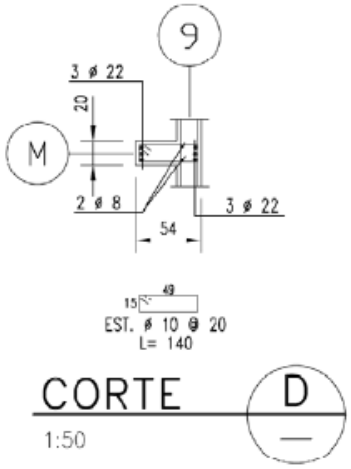


Figura 4.28 Sección transversal muro 2

4.8.2.1 Verificación de resistencia

- **Verificación a flexo-compresión**

Verificación a flexo-compresión con las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996:

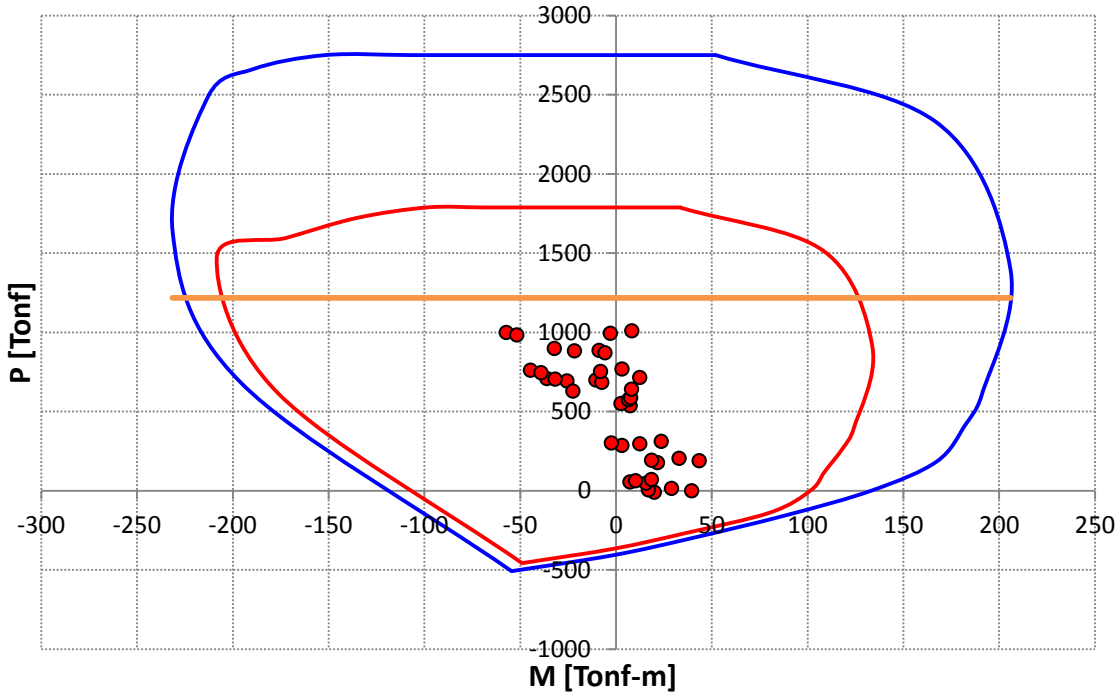


Figura 4.29 Diagrama de interacción muro 2 en dirección longitudinal "X" – Solicitaciones NCh433.Of1996

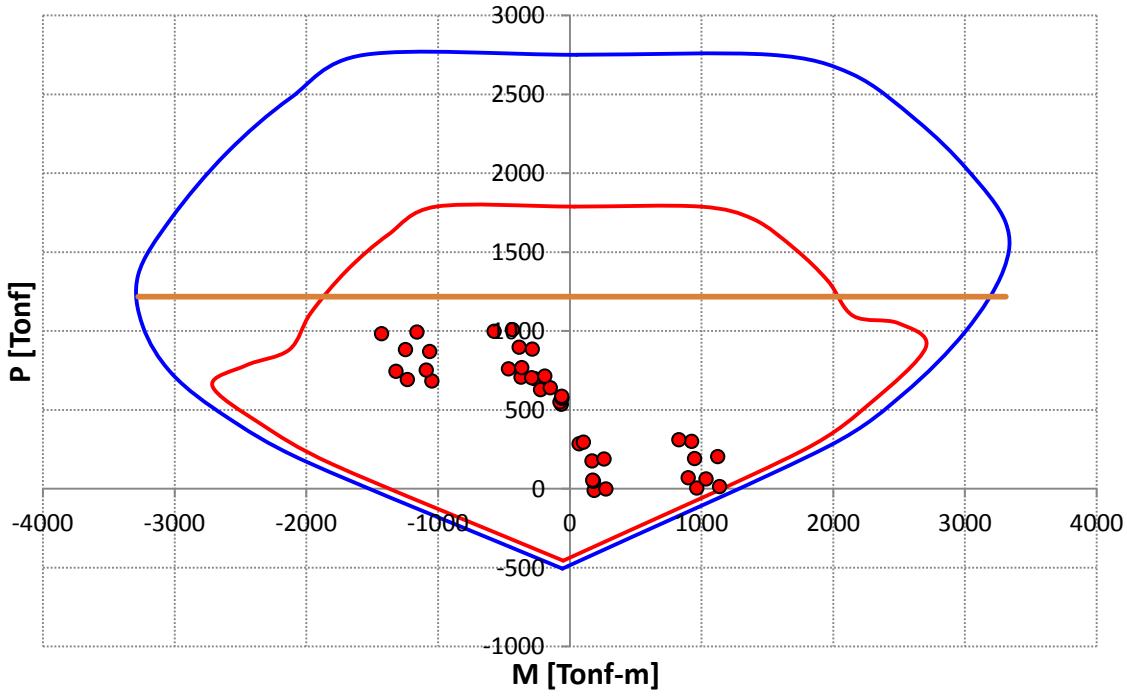


Figura 4.30 Diagrama de interacción muro 2 en dirección transversal "Y" – Solicitaciones NCh433.Of1996

Verificación a flexo-compresión con las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996 y el D.S. Nº61:

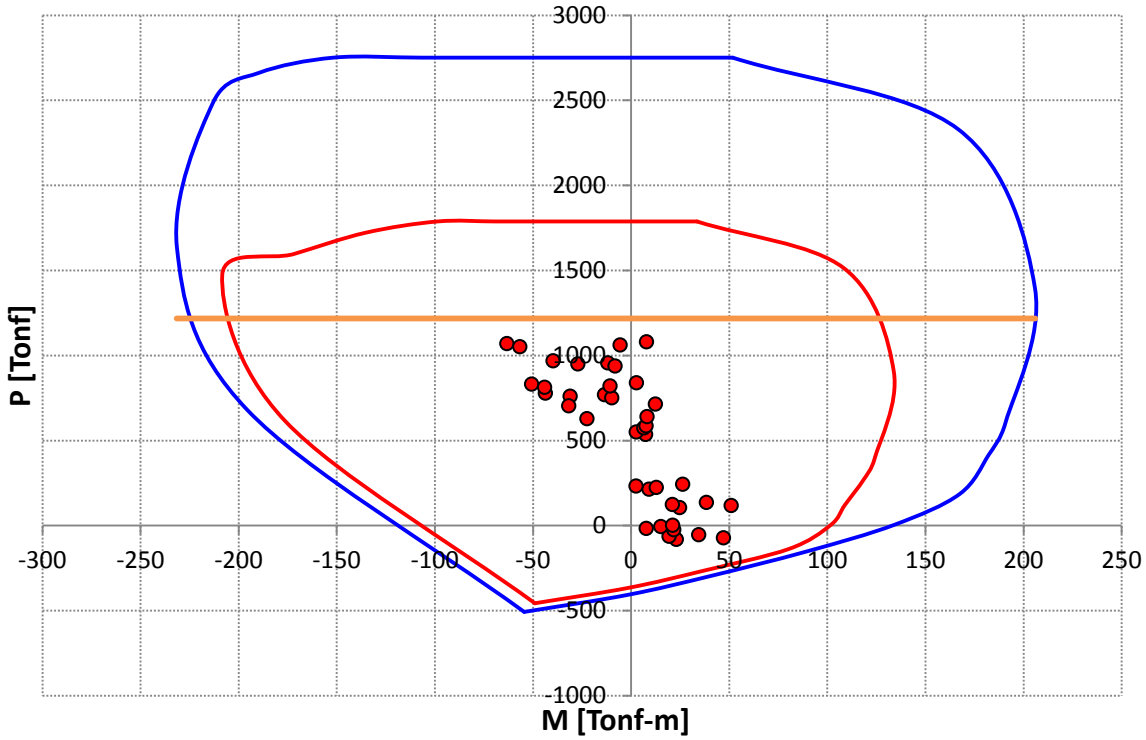


Figura 4.31 Diagrama de interacción muro 2 en dirección longitudinal "X" – Solicitaciones D.S. N°61

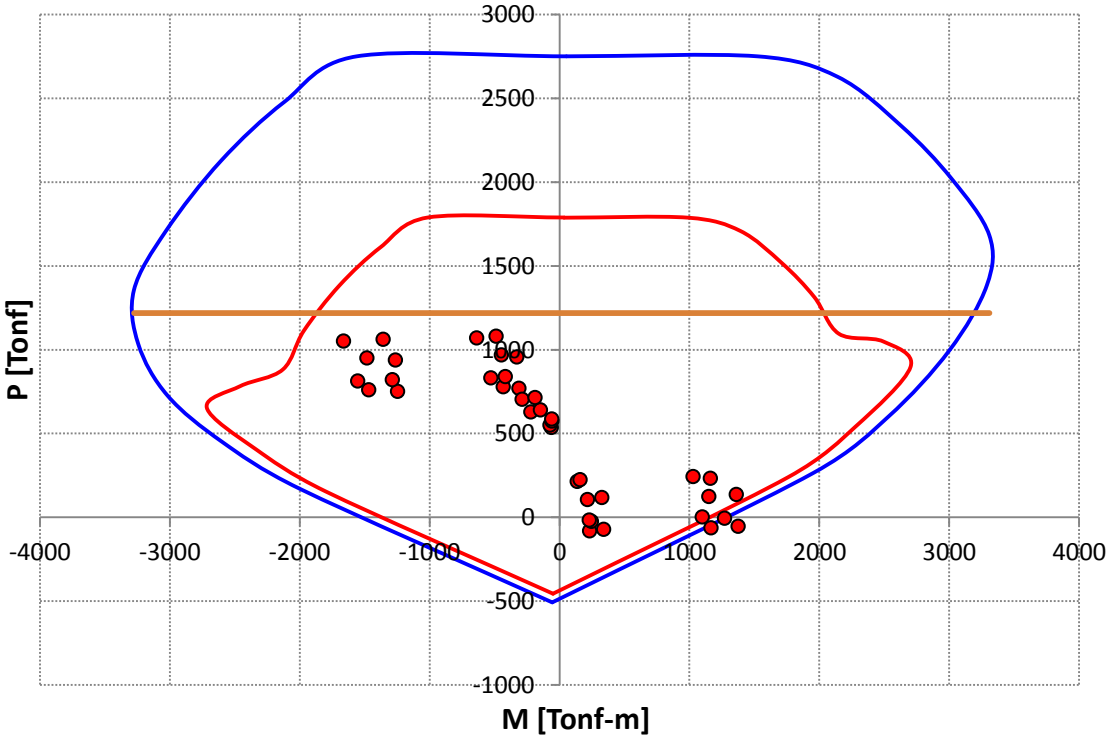


Figura 4.32 Diagrama de interacción muro 2 en dirección transversal "Y" – Solicitaciones D.S. N°61

Se observa que la demanda se encuentra en el límite de la resistencia de diseño en la dirección transversal para las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996, y que supera la resistencia de diseño y nominal en la dirección transversal para las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996 mod.2009 y D.S. Nº61. En ningún caso se supera el límite de carga axial "*Pu*", por lo que aparentemente que el muro posee una adecuada capacidad de deformación plástica, sin embargo se verificará la capacidad de deformación de la sección posteriormente a través de un diagrama momento – curvatura. Es importante recalcar que tal como se estipula en el D.S. Nº60, este límite puede resultar insuficiente para secciones asimétricas, como es el caso del muro 2.

- **Verificación a corte**

En las Tabla 4.23 y Tabla 4.24 se presentan los resultados obtenidos al verificar la resistencia a corte del muro 2, según las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996 y la norma NCh433.Of1996 mod.2009 con el D.S.Nº61, respectivamente.

Tabla 4.23 Verificación de diseño a corte muro 2 según solicitaciones de NCh433.Of1996

Dirección de análisis	*Vu [Tf]*	*Vc [Tf]*	*Vs [Tf]*	*ØVn*	F.U.
Longitudinal - "X"	26.56	23.33	45.92	41.55	0.64
Transversal - "Y"	108.17	78.03	153.59	138.97	0.78

Tabla 4.24 Verificación de diseño a corte muro 2 según solicitaciones de NCh433.Of96 mod.2009 y D.S.Nº61

Dirección de análisis	*Vu [Tf]*	*Vc [Tf]*	*Vs [Tf]*	*ØVn*	F.U.
Longitudinal - "X"	28.94	23.33	45.92	41.55	0.70
Transversal - "Y"	123.06	78.03	153.59	138.97	0.80

Por lo tanto, el muro 2 tiene la resistencia de corte requerida por el código ACI318-08.

Las Tabla 4.25 y Tabla 4.26 muestran los resultados obtenidos al verificar la resistencia a corte del muro mediante el método de diseño por capacidad presentado anteriormente, según las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996 y la norma NCh433.Of1996 mod.2009 con el D.S.Nº61, respectivamente.

Tabla 4.25 Verificación de diseño a corte por capacidad muro 2 según solicitaciones de NCh433.Of1996

Dirección de análisis	*Vu [Tonf]*	*Vc [Tonf]*	*Vs [Tonf]*	*ØVn [Tonf]*	F.U.
Longitudinal - "X"	481.31	23.33	45.92	51.94	9.27
Transversal - "Y"	333.81	78.03	153.59	173.72	1.92

Tabla 4.26 Verificación de diseño a corte por capacidad muro 2 según solicitaciones del D.S.Nº61

Dirección de análisis	*Vu [Tonf]*	*Vc [Tonf]*	*Vs [Tonf]*	*ØVn [Tonf]*	F.U.
Longitudinal - "X"	506.54	23.33	45.92	51.94	9.75
Transversal - "Y"	278.52	78.03	153.59	173.72	1.60

El muro 2 no posee la resistencia a corte necesaria para desarrollar un mecanismo de falla dúctil en ambas direcciones de análisis.

La separación de los estribos tampoco cumple con el mínimo estipulado para el confinamiento. El espesor mínimo estipulado para secciones críticas que requieran confinamiento en el decreto supremo 60 (30 centímetros), tampoco se satisface.

4.8.2.2 Verificación de capacidad de deformación

El muro 2 presenta una sección transversal asimétrica en ambas direcciones, tanto en "X" como en "Y". Por lo tanto la capacidad de curvatura varía con la dirección y el sentido de análisis.

En las Figura 4.33 a Figura 4.36 se presentan los cuatro diagramas momento – curvatura obtenidos para la sección transversal del muro 2, considerando los modelos de comportamiento de los materiales mencionados anteriormente y la carga axial estipulada por el D.S. Nº60.

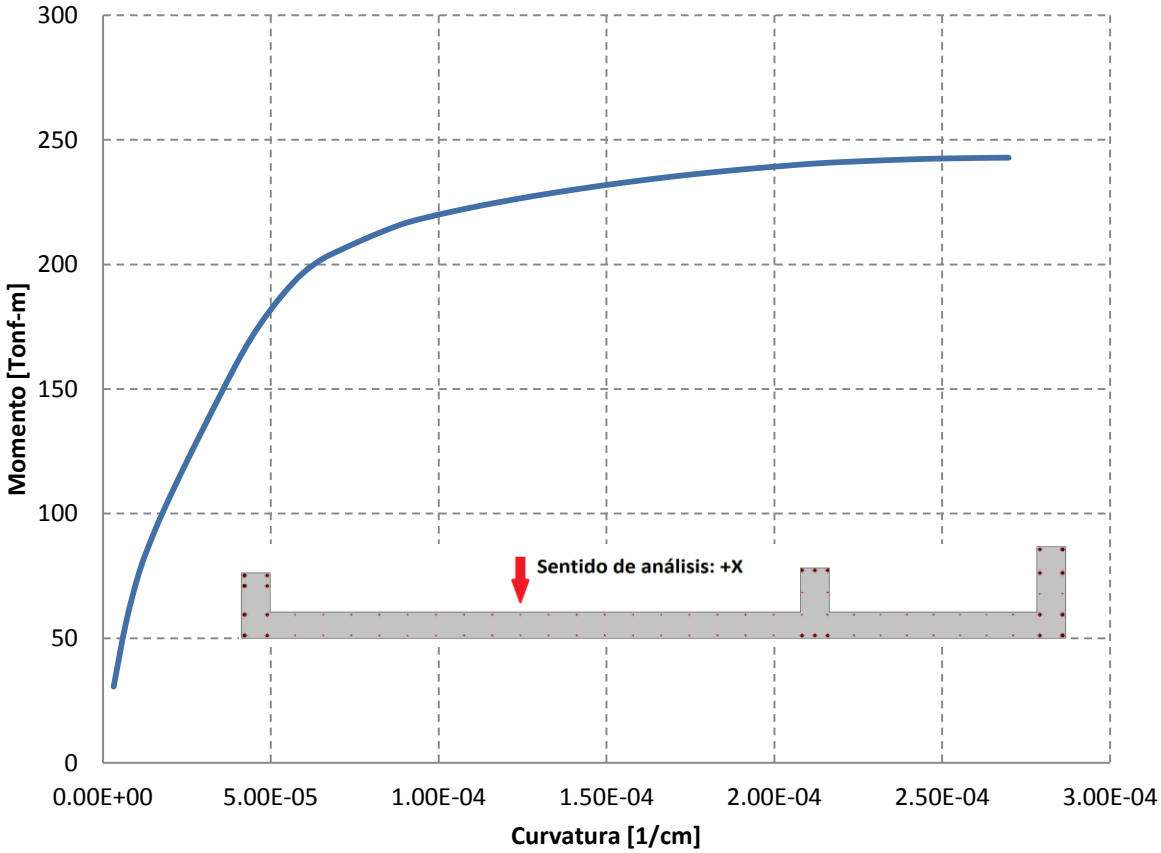


Figura 4.33 Diagrama M-C muro 2 en dirección"+X"

Tabla 4.27 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 2 en sentido "+X".

Carga axial - P [Tf]	εc	εs	M [Tonf-m]	c [cm]	Capacidad de curvatura – ϕ [1/cm]
1070.79	0.003	0.0153	242.78	11.12	$2.70*10^{-4}$

Desplazamiento elástico: $\delta_e = 0.7\left(3.43 * \frac{4.17*10^{-5}}{1.74*10^{-5}}\right) \approx 5.75[cm]$

Demanda de curvatura: $\emptyset_u = \frac{25.88-5.75}{35(3360-70)} + 4.17 * 10^{-5} \approx 2.16 * 10^{-4}\left[\frac{1}{cm}\right]$

Por lo tanto, la sección tiene una capacidad de curvatura suficiente para la demanda de diseño en la dirección de análisis "+X".

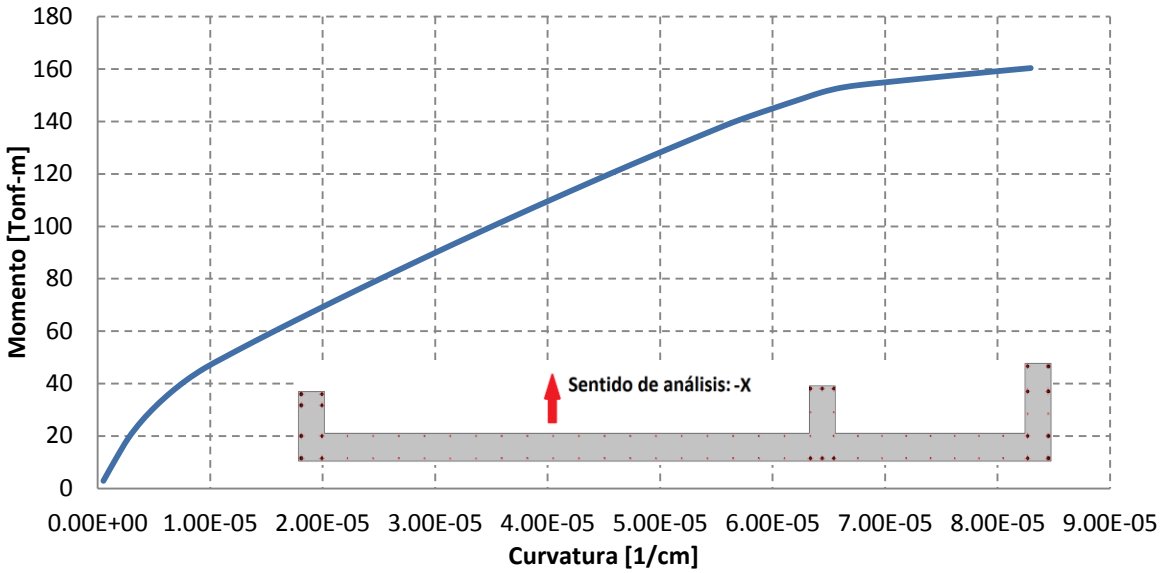


Figura 4.34 Diagrama M-C muro 2 en dirección "-X"

Tabla 4.28 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 2 en sentido "-X".

Carga axial - P [Tf]	εc	εs	M [Tonf-m]	c [cm]	Capacidad de curvatura – ϕ [1/cm]
118.96	0.003	0.0026	160.38	36.17	$8.29*10^{-5}$

Desplazamiento elástico: $\delta_e = 0.7\left(3.43 * \frac{6.61*10^{-5}}{1.40*10^{-5}}\right) \approx 11.33[cm]$

Demanda de curvatura: $\emptyset_u = \frac{25.88-11.33}{35(3360-70)} + 6.61 * 10^{-5} \approx 1.90 * 10^{-4}\left[\frac{1}{cm}\right]$

Por lo tanto, la sección tiene una capacidad de curvatura menor que la demanda de diseño en la dirección de análisis "-X".

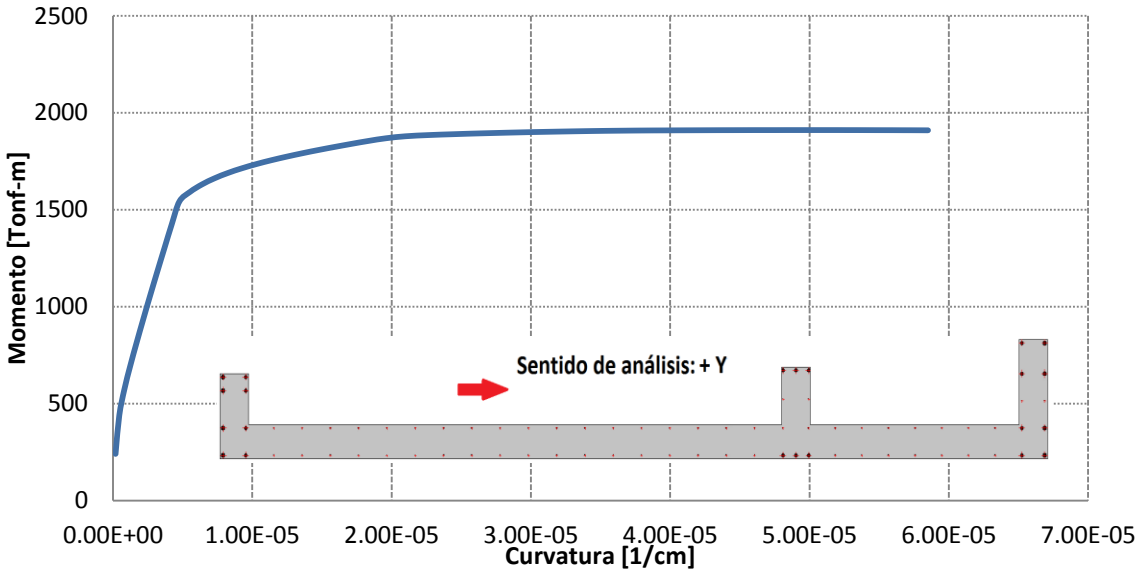


Figura 4.35 Diagrama M-C muro 2 en dirección"+Y"

Tabla 4.29 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 2 en sentido "+Y"

Carga axial - P [Tf]	εc	εs	M [Tonf-m]	c [cm]	Capacidad de curvatura – ϕ [1/cm]
243.9	0.003	0.0309	1910.48	51.27	$5.85*10^{-5}$

Desplazamiento elástico: $\delta_e = 0.7\left(4.16 * \frac{4.66*10^{-6}}{1.01*10^{-5}}\right) \approx 13.46[cm]$

Demanda de curvatura: $\emptyset_u = \frac{52.42-13.46}{291(3360-582)} + 4.66 * 10^{-6} \approx 5.29 * 10^{-5}\left[\frac{1}{cm}\right]$

Por lo tanto, la sección tiene una capacidad de curvatura suficiente para la demanda de diseño en la dirección de análisis "+Y".

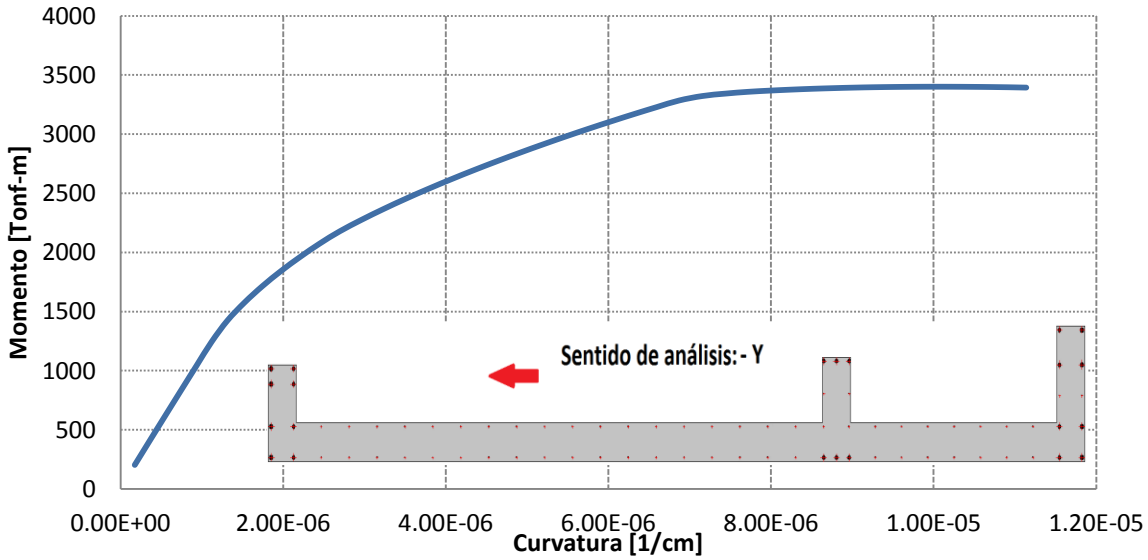


Figura 4.36 Diagrama M-C muro 2 en dirección "-Y"

Tabla 4.30 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 2 en sentido "-Y"

Carga axial - P [Tf]	εc	εs	M [Tonf-m]	c [cm]	Capacidad de curvatura – ϕ [1/cm]
1062.59	0.003	0.0035	3393.35	269.33	$1.11*10^{-5}$

Desplazamiento elástico: $\delta_e = 0.7\left(4.28 * \frac{7.05*10^{-6}}{1.33*10^{-6}}\right) \approx 15.88[cm]$

Demanda de curvatura: $\emptyset_u = \frac{52.42-15.88}{291(3360-582)} + 7.05 * 10^{-6} \approx 5.23 * 10^{-5}\left[\frac{1}{cm}\right]$

Por lo tanto, la sección tiene una capacidad de curvatura menor que la demanda de diseño en la dirección de análisis "-Y".

El muro 2 no posee la capacidad de deformación necesaria en el sentido "-X" y "-Y". Por el contrario, en los sentidos "+X" y "+Y" el muro 2 posee la capacidad de deformación necesaria. Se corrobora que el límite de carga axial para secciones asimétricas es insuficiente.

Es necesario confinar el muro y aumentar el espesor de éste a, al menos, 30 centímetros, para cumplir con los requisitos de capacidad de deformación estipulados por el D.S.Nº60.

4.8.3 Muro 3

El muro 3 posee una sección transversal de forma rectangular (ver Figura 4.37). La armadura longitudinal se muestra en la Figura 4.38, según aparece en los planos estructurales del edificio (lámina 33).

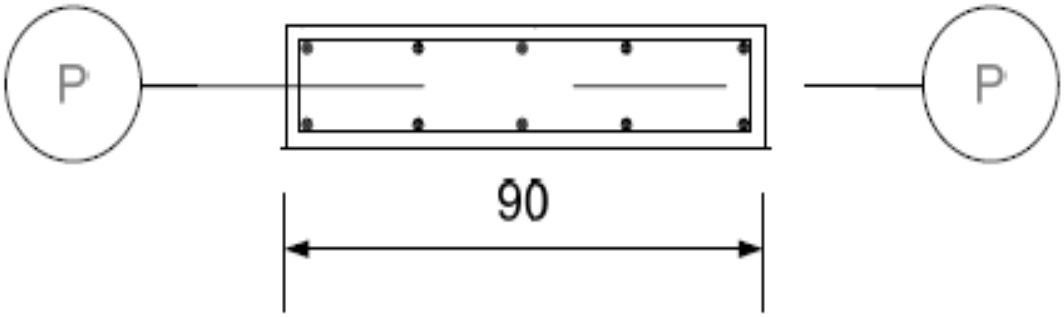


Figura 4.37 Sección transversal muro 3

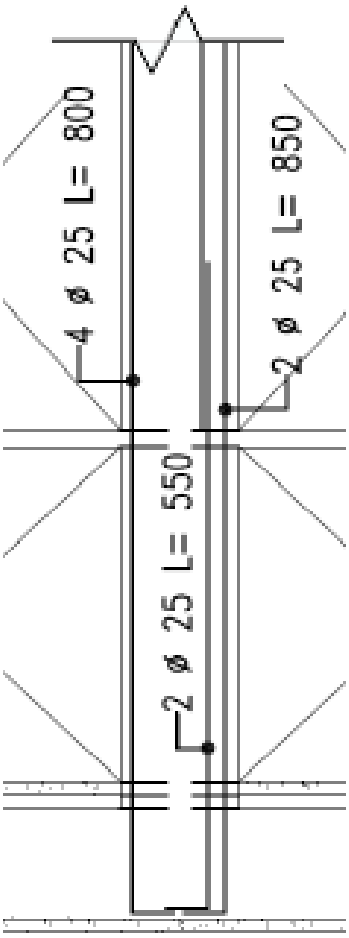


Figura 4.38 Armadura longitudinal muro 3

4.8.3.1 Verificación de resistencia

- **Verificación a flexo-compresión**

Verificación a flexo-compresión con las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996:

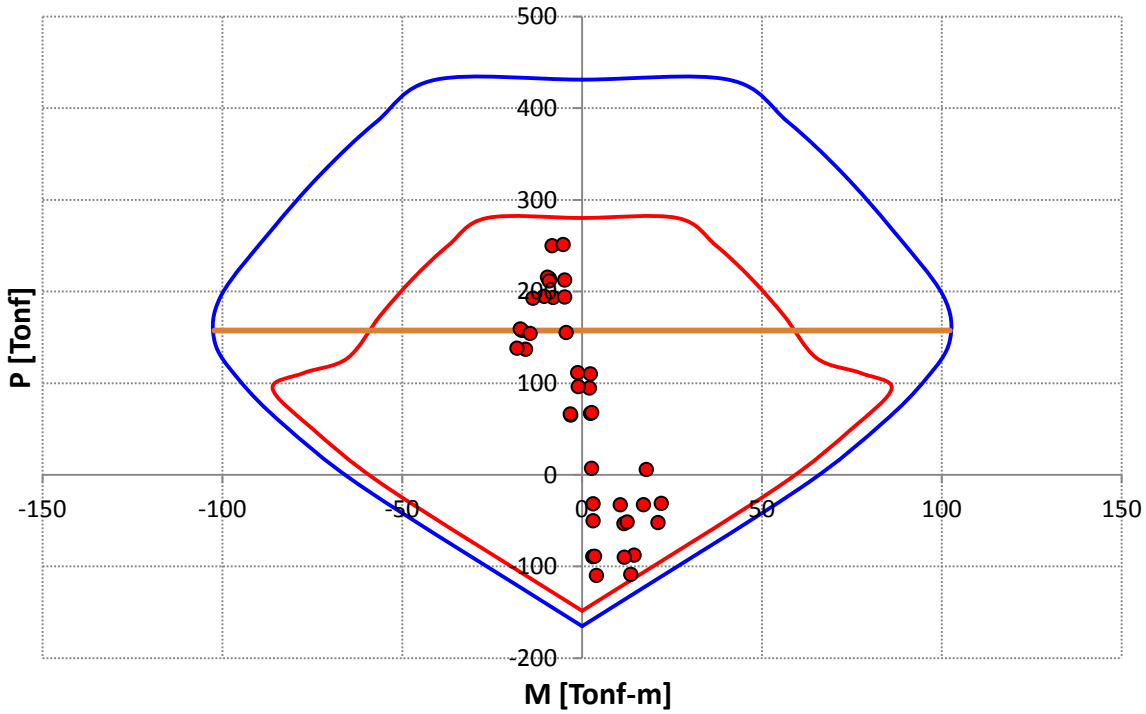


Figura 4.39 Diagrama de interacción muro 3 en dirección longitudinal "X" – Solicitaciones NCh433.Of1996

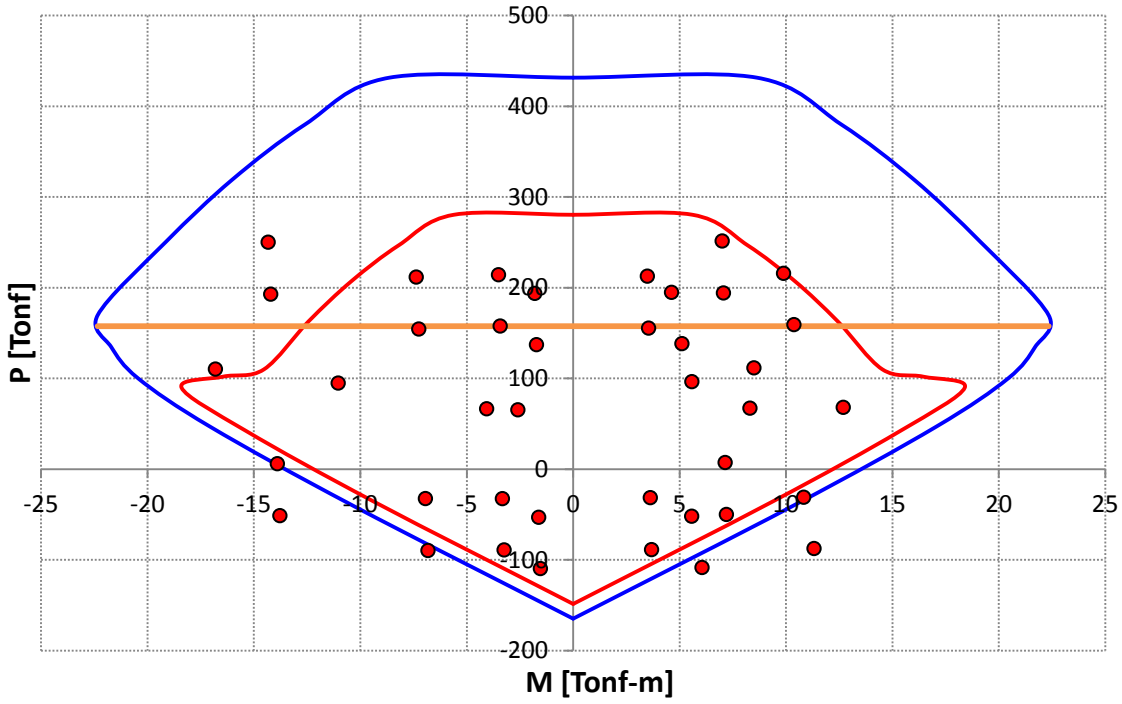


Figura 4.40 Diagrama de interacción muro 3 en dirección transversal "Y" – Solicitaciones NCh433.Of1996

Verificación a flexo-compresión con las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996 y el D.S. Nº61:

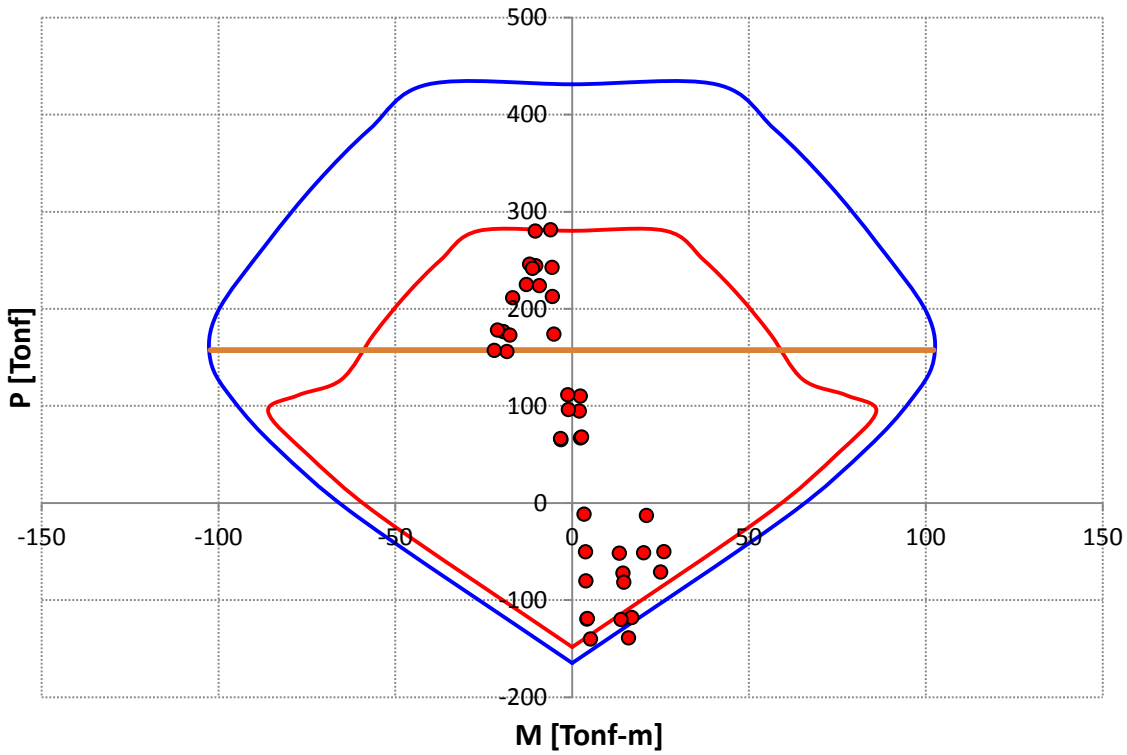


Figura 4.41 Diagrama de interacción muro 3 en dirección longitudinal "X" – Solicitaciones D.S. N°61

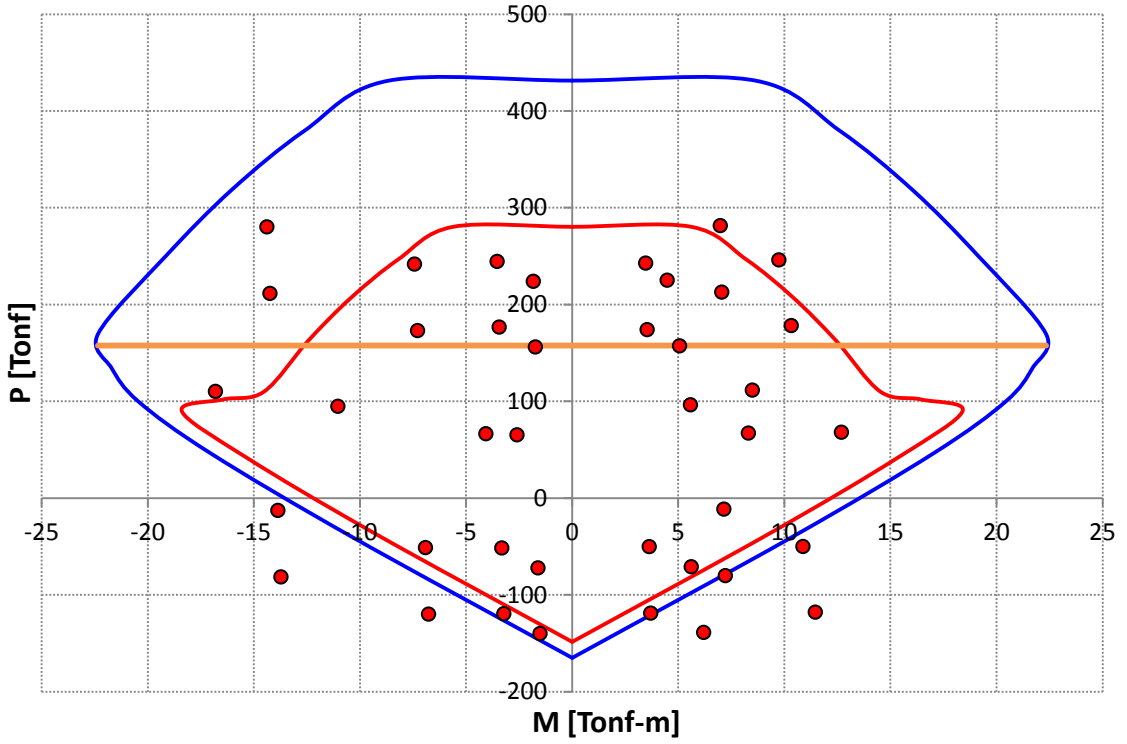


Figura 4.42 Diagrama de interacción muro 3 en dirección transversal "Y" – Solicitaciones D.S. N°61

Se observa que la demanda supera la resistencia de diseño en la dirección transversal y que en la dirección longitudinal se supera el límite de carga axial, para las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996. Para las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996 mod.2009 y D.S. Nº61 se supera la resistencia de diseño y nominal y el límite de carga axial en ambas direcciones. Por lo tanto, el muro no posee una adecuada capacidad de deformación plástica, sin embargo se verificará la capacidad de deformación de la sección posteriormente a través de un diagrama momento – curvatura.

- **Verificación a corte**

En las Tabla 4.31 y Tabla 4.32 se presentan los resultados obtenidos al verificar la resistencia a corte del muro 3, según las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996 y la norma NCh433.Of1996 mod.2009 con el D.S.Nº61, respectivamente.

Tabla 4.31 Verificación de diseño a corte muro 2 según solicitaciones de NCh433.Of1996

Dirección de análisis	*Vu [Tf]*	*Vc [Tf]*	*Vs [Tf]*	*ØVn*	F.U.
Longitudinal - "X"	12.90	12.07	15.20	16.36	0.79
Transversal - "Y"	9.92	12.07	3.38	9.27	1.07

Tabla 4.32 Verificación de diseño a corte muro 2 según solicitaciones de NCh433.Of96 mod.2009 y D.S.Nº61

Dirección de análisis	*Vu [Tf]*	*Vc [Tf]*	*Vs [Tf]*	*ØVn*	F.U.
Longitudinal - "X"	15.12	12.07	15.20	16.36	0.92
Transversal - "Y"	9.92	12.07	3.38	9.27	1.07

Por lo tanto, el muro 3 no tiene la resistencia de corte requerida por el código ACI318-08 en la dirección transversal. Si bien el factor de utilización es mayor que 1, es un valor relativamente aceptable dentro del diseño y que, por sí solo, no es un indicador de que el elemento pueda fallar.

Las Tabla 4.33 y Tabla 4.34 muestran los resultados obtenidos al verificar la resistencia a corte del muro mediante el método de diseño por capacidad presentado anteriormente, según las solicitaciones de la norma NCh433.Of1996 y la norma NCh433.Of1996 mod.2009 con el D.S.Nº61, respectivamente.

Tabla 4.33 Verificación de diseño a corte por capacidad muro 3 según solicitaciones de NCh433.Of1996

Dirección de análisis	*Vu [Tonf]*	*Vc [Tonf]*	*Vs [Tonf]*	*ØVn [Tonf]*	F.U.
Longitudinal - "X"	47.89	12.07	15.20	20.45	2.34
Transversal - "Y"	15.62	12.07	3.38	11.59	1.35

Tabla 4.34 Verificación de diseño a corte por capacidad muro 3 según solicitaciones del D.S.Nº61

Dirección de análisis	*Vu [Tonf]*	*Vc [Tonf]*	*Vs [Tonf]*	*ØVn [Tonf]*	F.U.
Longitudinal - "X"	45.52	12.07	15.20	20.45	2.26
Transversal - "Y"	15.45	12.07	3.38	11.59	1.33

El muro 3 no posee la resistencia a corte necesaria para desarrollar un mecanismo de falla dúctil en ambas direcciones de análisis.

La separación de los estribos tampoco cumple con el mínimo estipulado para el confinamiento.

4.8.3.2 Verificación de capacidad de deformación

- **Verificación de la capacidad de curvatura**

El muro 3 presenta una sección transversal simétrica en ambas direcciones, tanto en "X" como en "Y". Por lo tanto la capacidad de curvatura varía sólo con la dirección de análisis.

En las Figura 4.43 y Figura 4.44 se presentan los diagramas momento – curvatura obtenidos para la sección transversal del muro 3, considerando los modelos de comportamiento de los materiales mencionados anteriormente y la carga axial estipulada por el D.S. Nº60.

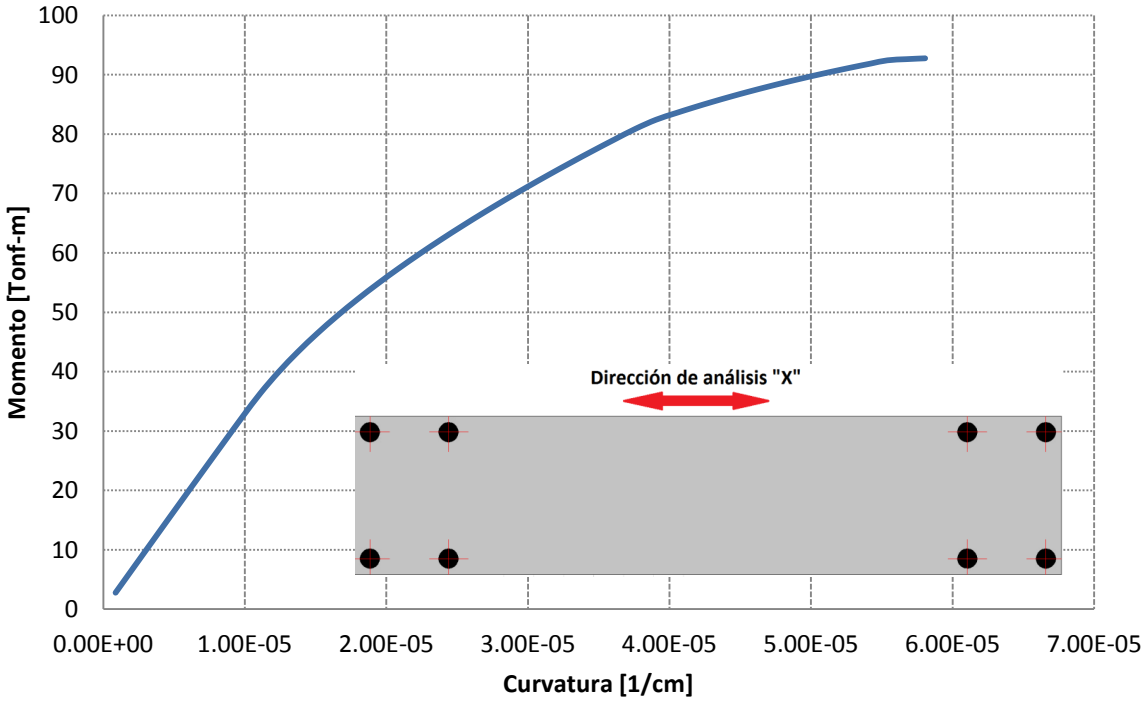


Figura 4.43 Diagrama M-C muro 3 en dirección "X".

Tabla 4.35 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 3 en dirección "X".

Carga axial - P [Tf]	εc	εs	M [Tonf-m]	c [cm]	Capacidad de curvatura – ϕ [1/cm]
212.82	0.003	0.0021	92.77	51.67	$5.81*10^{-5}$

Desplazamiento elástico: $\delta_e = 0.7\left(3.43 * \frac{5.56*10^{-5}}{5.79*10^{-6}}\right) \approx 23.03[cm]$

Demanda de curvatura: $\emptyset_u = \frac{25.88-23.03}{45(3360-90)} + 5.56 * 10^{-5} \approx 7.50 * 10^{-5}\left[\frac{1}{cm}\right]$

Por lo tanto, la sección tiene una capacidad de curvatura menor que la demanda de diseño en la dirección de análisis "X".

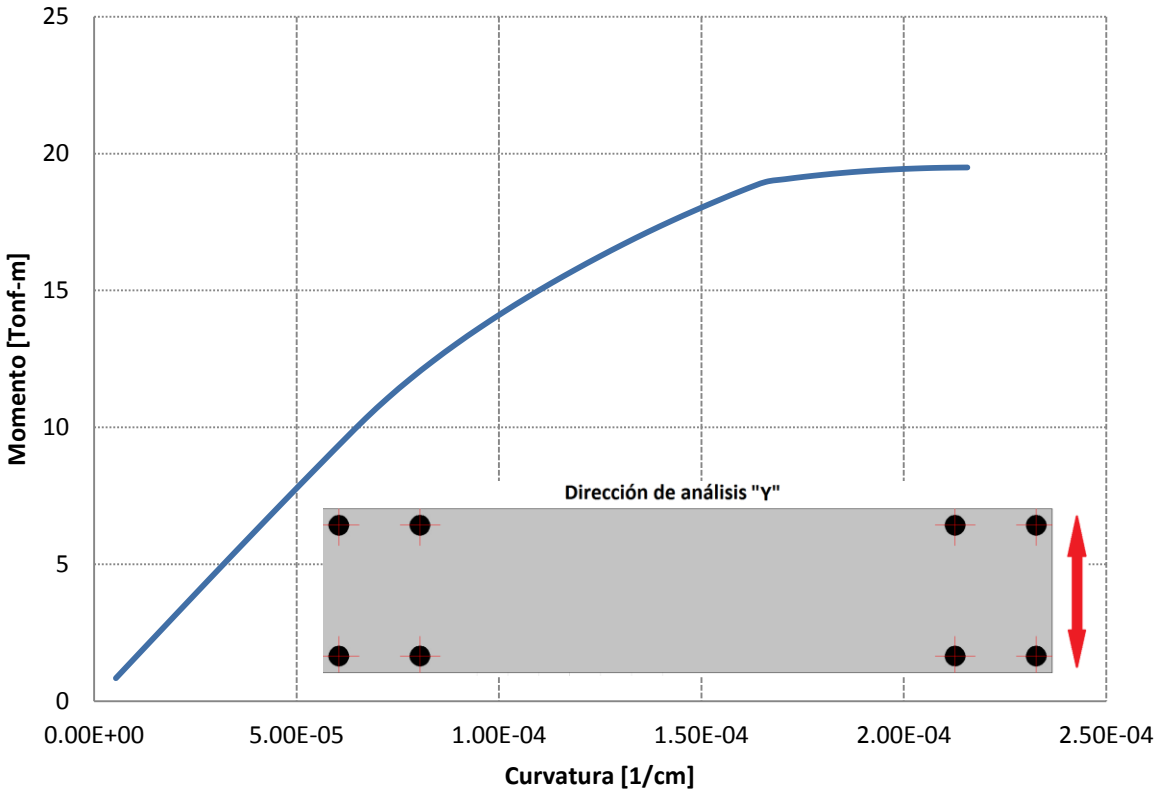


Figura 4.44 Diagrama M-C muro 3 en dirección "Y".

Tabla 4.36 Resumen de resultados Diagrama M-C muro 3 en dirección "Y".

Carga axial - P [Tf]	εc	εs	M [Tonf-m]	c [cm]	Capacidad de curvatura – ϕ [1/cm]
281.54	0.003	0.0009	19.49	13.90	$2.16*10^{-4}$

Desplazamiento elástico: $\delta_e = 0.7\left(4.21 * \frac{1.31*10^{-4}}{4.88*10^{-5}}\right) \approx 7.89[cm]$

Demanda de curvatura: $\emptyset_u = \frac{52.42-7.89}{10(3360-20)} + 1.31 * 10^{-4} \approx 1.46 * 10^{-3}\left[\frac{1}{cm}\right]$

Por lo tanto, la sección tiene una capacidad de curvatura menor que la demanda de diseño en la dirección de análisis "Y".

En resumen, el muro 3 no posee la capacidad de deformación necesaria en ambas direcciones de análisis, corroborando lo que se había anticipado en el análisis por resistencia. Es necesario confinar el muro.

5. CAPÍTULO - ANÁLISIS TIEMPO HISTORIA LINEAL ELÁSTICO

5.1 GENERAL

El territorio chileno se encuentra ubicado a lo largo de un margen continental activo donde las placas de Nazca (oceánica) y Sudamericana (continental) convergen a una velocidad de 7 [cm/año]. El límite de ambas placas está marcado por una zona de subducción de varios miles de kilómetros de largo por decenas de kilómetros de ancho, que abarca desde Colombia hasta la zona sur de Chile. En la zona de subducción, la placa de Nazca se introduce por debajo de la placa sudamericana.

Si bien dos puntos fijos situados sobre ambas placas convergen a una tasa promedio de 7 centímetros por año, la placa de Nazca no se desliza de manera continua y constante bajo la placa Sudamericana sino que durante la mayor parte del tiempo se encuentra trabada a lo largo y ancho de la zona de subducción. Eventualmente, la zona de contacto entre ambas placas se rompe y se desliza liberando una cantidad variable de energía elástica almacenada durante un período intersísmico.

Para registrar la magnitud e intensidad de estos eventos, es necesario tener instrumentado el territorio nacional con una amplia red de acelerógrafos. Estos registros sirven para poder analizar posteriormente de manera más fidedigna el comportamiento de una estructura durante un sismo y generar espectros de aceleraciones calibrados.

En este capítulo se presenta los registros de aceleraciones para 3 sismos distintos, los cuales se denominan por el lugar de ocurrencia del epicentro (ciudad coincidente en latitud) y la fecha del suceso. El terremoto de Algarrobo de 1985, el terremoto de Cauquenes de 2010 y el terremoto de Illapel de 2015.

Si bien el edificio Río Imperial fue construido con posterioridad al terremoto de Algarrobo de 1985, al describir el sismo se obtiene una idea general de la amplitud y el contenido de frecuencias de uno de los registros de aceleraciones con los cuales se calibró el espectro de diseño utilizado en la norma NCh433.Of1996, para la zona sísmica y el tipo de suelo en donde se emplaza la estructura.

La Figura 5.1 muestra la ubicación de la estación de registro del centro de Viña del Mar para el sismo de 2010, la ubicación del Edificio Río Imperial, y la distancia relativa entre la estación y el edificio. Esta estación estuvo operativa hasta el año 2010 a cargo de RENADIC de la Universidad de Chile. Del año 2011 en adelante esta estación dejó de estar operativa, ya que las estaciones cambiaron de ubicación debido a un cambio administrativo, pasando la administración de RENADIC al Centro Sismológico Nacional.

La Figura 5.2 muestra la ubicación de la nueva estación de registro de Viña del Mar para el sismo de 2015, la cual se encuentra ubicada en roca y por lo tanto no representa las aceleraciones del suelo en el lugar del edificio, el cual es un suelo blando de relleno que amplifica las aceleraciones. Muy probablemente, el registro capturado del año 2015 es una subestimación de lo observado en el sitio del edificio.

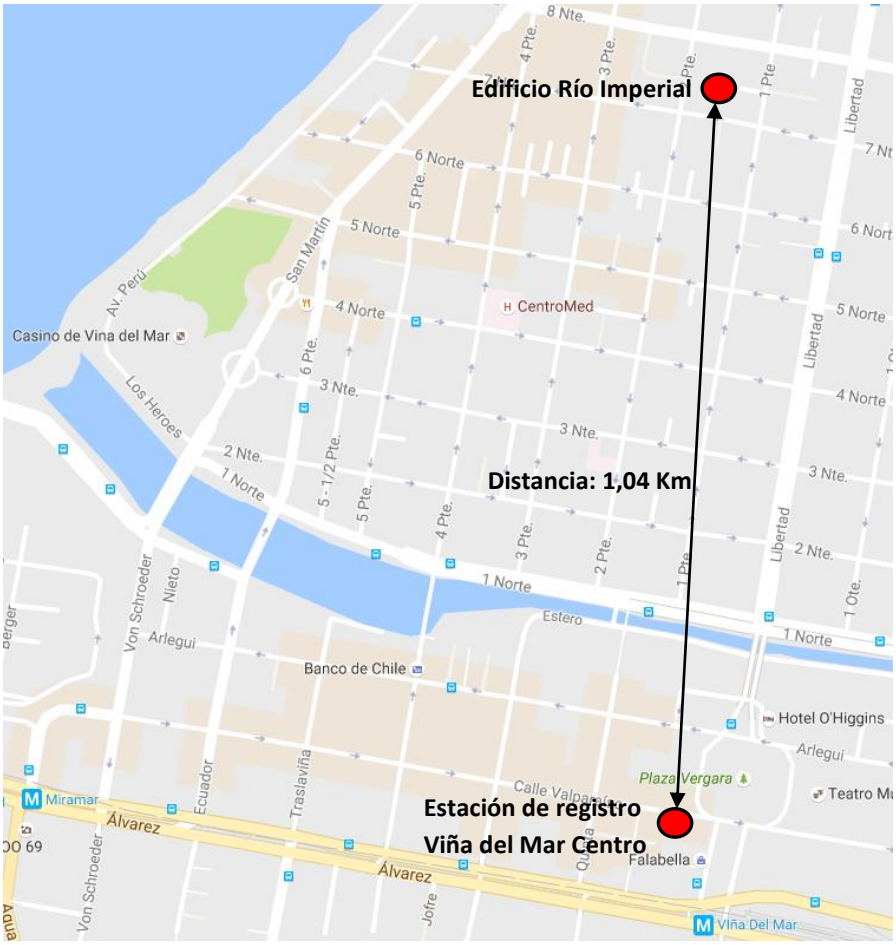


Figura 5.1 Vista satelital con la ubicación de la estación de registro y el Edificio Río Imperial - Viña del Mar 2010

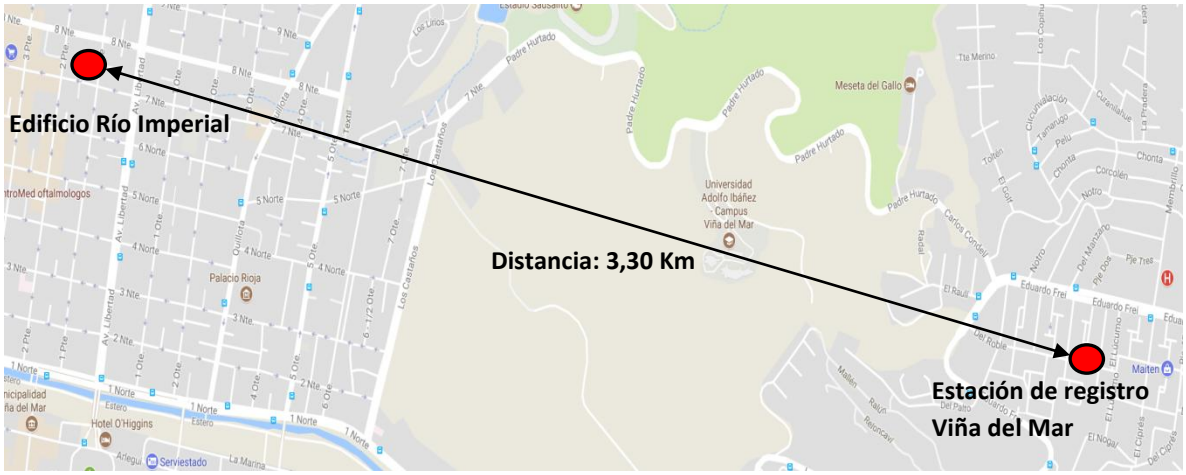


Figura 5.2 Vista satelital con la ubicación de la estación de registro y el Edificio Río Imperial - Viña del Mar 2015

Con el registro del sismo de Cauquenes de 2010, se realiza un análisis tiempo historia lineal elástico de la estructura. El análisis se realiza con el método de superposición modal, el cual otorga una alta eficiencia y exactitud en el desarrollo de un análisis tiempo historia lineal, en cuanto se considere un número suficiente de modos en éste. Para determinar si los modos calculados por el programa son adecuados para representar la respuesta tiempo historia de la estructura frente a la carga aplicada, se deben verificar los siguientes puntos:

a) Hay una cantidad suficiente de modos: Se considerará como base el criterio estipulado en el punto 6.3.3 de la norma NCh433.Of1996 modificada en 2009, el cual establece que se debe incluir en el análisis todos los modos normales ordenados según valores crecientes de las frecuencias propias, que sean necesarios para que la suma de las masas equivalentes para cada una de las dos acciones sísmicas sea mayor o igual a un 90% de la masa total. Sin embargo, al realizar un análisis modal la alta rigidez axial vertical del edificio implica tener que llegar al 100% de la masa total para capturar el efecto del sismo vertical, y usar un modelo con masas consistentes (sin masas concentradas a nivel de piso) que permita determinar la respuesta vertical de la estructura.

b) Los modos cubren un rango de frecuencias adecuado: Se utilizará el mismo criterio del punto a)

c) Las relaciones de participación de masa, debido a cargas dinámicas son "adecuadas": Se considerará el criterio estipulado en el punto 5.5.1 de la norma NCh433.Of1996 modificada en 2009, el cual establece que para el cálculo de las masas se deben considerar las cargas permanentes más un porcentaje de la sobrecarga de uso, no menor que el 25% en construcciones destinadas a la habitación privada o uso público donde no es usual la aglomeración de personas o cosas.

d) Los modos de vibrar representan todas las deformaciones deseadas: Al obtener un 100% de participación, se capturan la totalidad de las deformaciones de la estructura.

Adicionalmente, el software entrega la opción de elegir un análisis transiente o periódico. Un análisis transiente considera que la carga es aplicada como un evento de una sola vez, con un comienzo y final, mientras que un análisis periódico considera que la carga se repite indefinidamente, con todas las respuestas transitorias amortiguadas.

El objetivo de este análisis es poder caracterizar el comportamiento de la estructura frente a una carga real (registros de aceleraciones), y a través del análisis determinar el instante en que se produciría un primer evento significativo, a partir del cual la respuesta de la estructura entra en el rango no lineal y se empieza a manifestar el daño importante en los elementos que se consideran como críticos. Se utilizan dos criterios para determinar la falla de los elementos: Por resistencia última y por capacidad de desplazamiento.

Es importante destacar que el análisis sólo se realiza con el registro de aceleraciones del sismo de Cauquenes de 2010 ya que el edificio data del año 1998, por lo tanto no es relevante repetir el análisis con el registro de aceleraciones del sismo de 1985, y el registro del sismo de Illapel de 2015 no representa el comportamiento del suelo en el lugar donde se ubica la estructura.

5.2 DESCRIPCIÓN DE LOS SISMOS

5.2.1 Terremoto de Algarrobo – 3 de Marzo de 1985

El 3 de Marzo de 1985, ocurrió un sismo en la zona central de magnitud $7.8\ M_w$. Este sismo con epicentro en el mar frente a Algarrobo (ver Figura 5.3) fue el más destructivo que afectó a esta zona en el siglo XX, con la excepción del terremoto de Valparaíso de 1906, según lo indicado en el documento "Sismo destructivo del 03 de Marzo de 1985" [26] elaborado por la división de protección de la ONEMI.

El terremoto fue medido por 35 acelerógrafos, la mayoría de ellos localizados a nivel del suelo. La interpretación preliminar de los registros permitió determinar que el evento del 3 de Marzo estaba constituido por dos terremotos, el primero de magnitud $5.3\ M_w$, con epicentro en el mar frente a Algarrobo, con una duración de movimiento fuerte de 10 segundos, y el segundo que ocurrió 10 segundos después, de magnitud $7.8\ M_w$ con su epicentro ubicado en el mar frente a San Antonio y con una duración de movimiento fuerte de 30 segundos. La duración total de ambos terremotos es de 120 segundos.

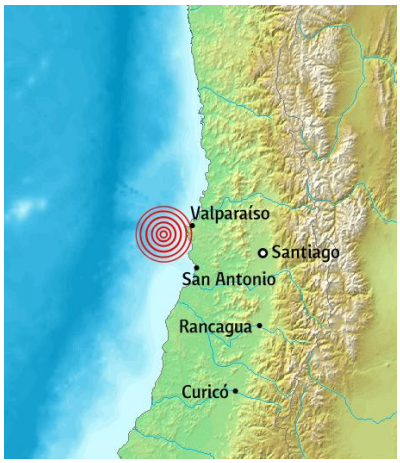


Figura 5.3 Epicentro del terremoto de Algarrobo de 1985 – Fuente: Google images

Las Figura 5.4 a Figura 5.6 muestran los registros de aceleraciones obtenidos en el centro de Viña del Mar para las componentes Norte - Sur, Este - Oeste y vertical, respectivamente.

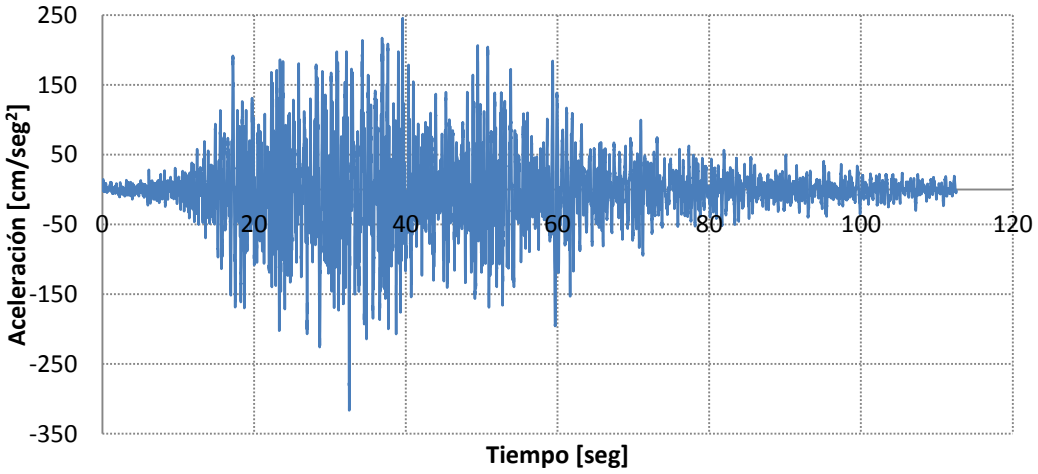


Figura 5.4 Registro de aceleraciones sismo 1985 centro Viña del Mar – Componente Norte – Sur
Fuente: http://www.terremotosuchile.cl

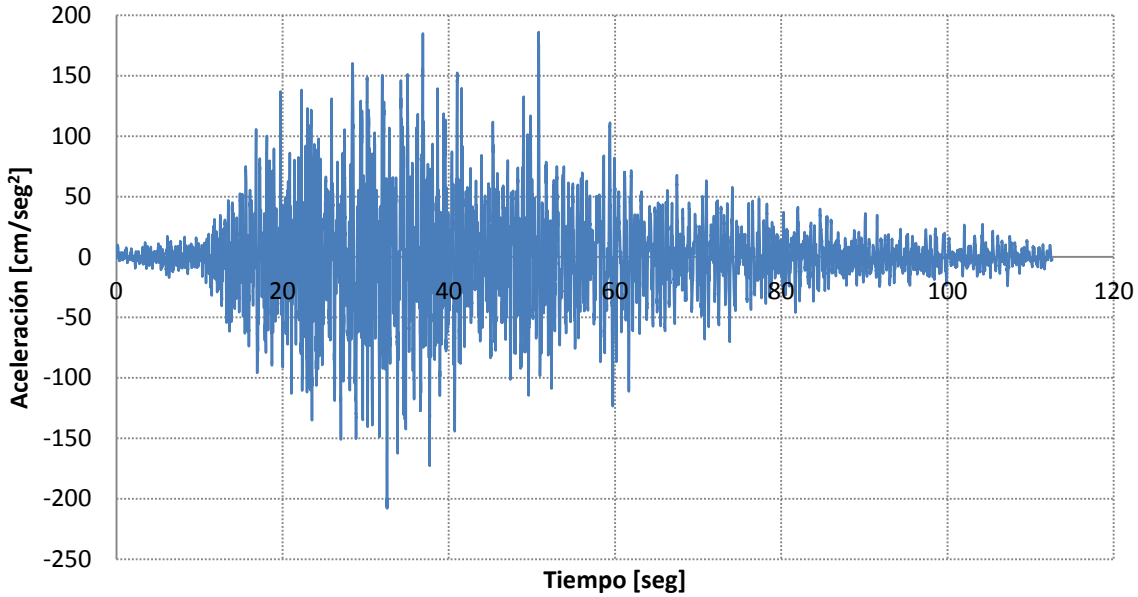


Figura 5.5 Registro de aceleraciones sismo 1985 centro Viña del Mar – Componente Este – Oeste
Fuente: http://www.terremotosuchile.cl

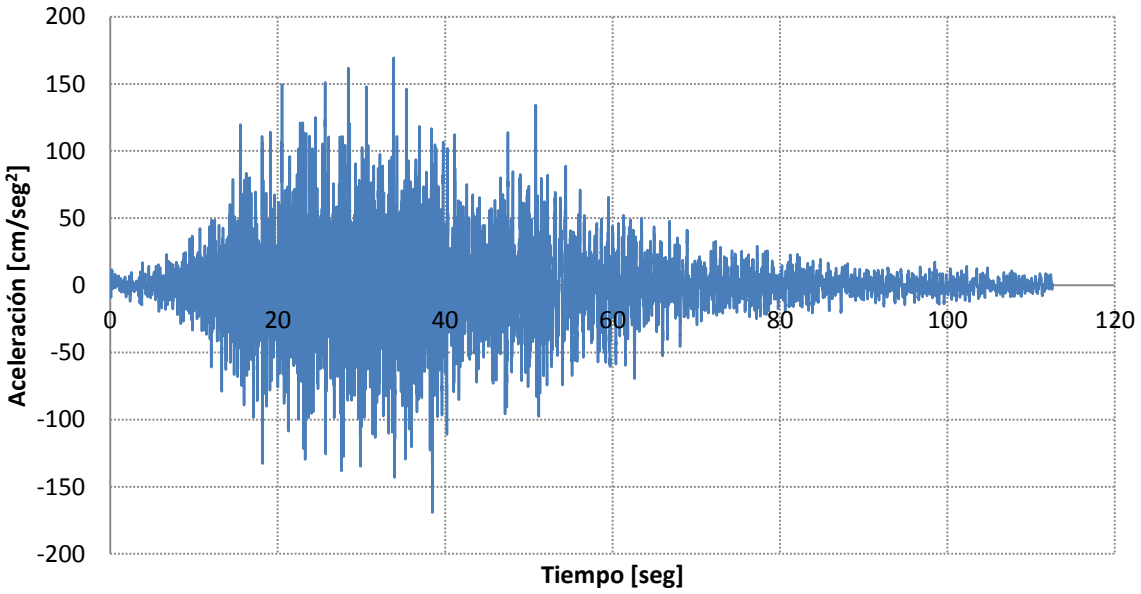


Figura 5.6 Registro de aceleraciones sismo 1985 centro Viña del Mar – Componente vertical
Fuente: http://www.terremotosuchile.cl

En la Tabla 5.1 se muestran los peaks de aceleraciones para cada componente (en valor absoluto), y el instante de tiempo en que ocurren.

Tabla 5.1 Peaks de aceleraciones - Sismo 1985

Componente	Peak	Tiempo [seg]
Norte - Sur	0.32 g	32.53
Este - Oeste	0.21 g	32.56
Vertical	0.17 g	33.87

5.2.2 Terremoto de Cauquenes – 27 de Febrero de 2010

La madrugada del 27 de Febrero de 2010 se produjo un sismo de magnitud $8.8\ M_w$ que no rompió el segmento esperado de la zona de subducción ubicada ente Constitución y Concepción, sino que abarcó parte de la zona de ruptura correspondiente al terremoto de 1985 (Algarrobo) y al de 1960 (Valdivia). Sobre la base de la localización del sismo principal y sus réplicas se puede estimar que la zona de ruptura del terremoto del 27 de Febrero de 2010 tuvo un largo de aproximadamente 650 kilómetros y un ancho de 60 kilómetros, y deslizó un máximo de aproximadamente 12 metros en la zona epicentral, disminuyendo gradualmente hacia los extremos de la zona de ruptura. La magnitud de este terremoto se ubica entre las cinco más grandes registradas instrumentalmente y demuestra el potencial de ocurrencia de sismos de gran magnitud en otras lagunas sísmicas del margen chileno en los próximos años o decenios.

Según el servicio sismológico de Chile, el hipocentro se ubicó a 30.1 kilómetros de profundidad bajo el océano pacífico, a unos 12.5 kilómetros de la costa chilena y a 17 kilómetros de la localidad de Cobquecura. En la Figura 5.7 se muestra la ubicación del epicentro del sismo

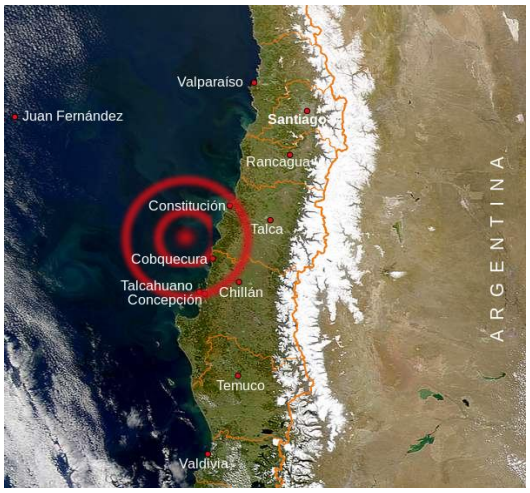


Figura 5.7 Epicentro del terremoto del 27 de Febrero de 1985 – Fuente: Google Images

Las Figura 5.8 a Figura 5.10 muestran los registros de aceleraciones obtenidos en el centro de Viña del Mar para las componentes Norte - Sur, Este - Oeste y vertical, respectivamente.

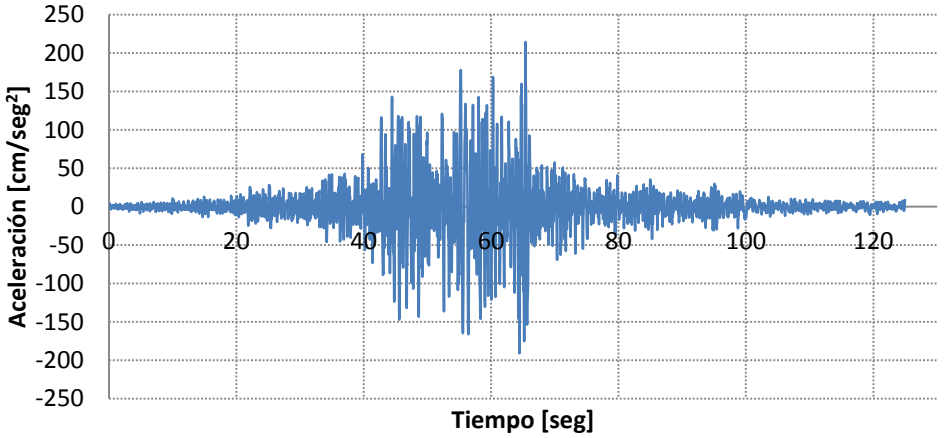


Figura 5.8 Registro de aceleraciones sismo 2010 centro Viña del Mar – Componente Norte – Sur
Fuente: http://www.terremotosuchile.cl

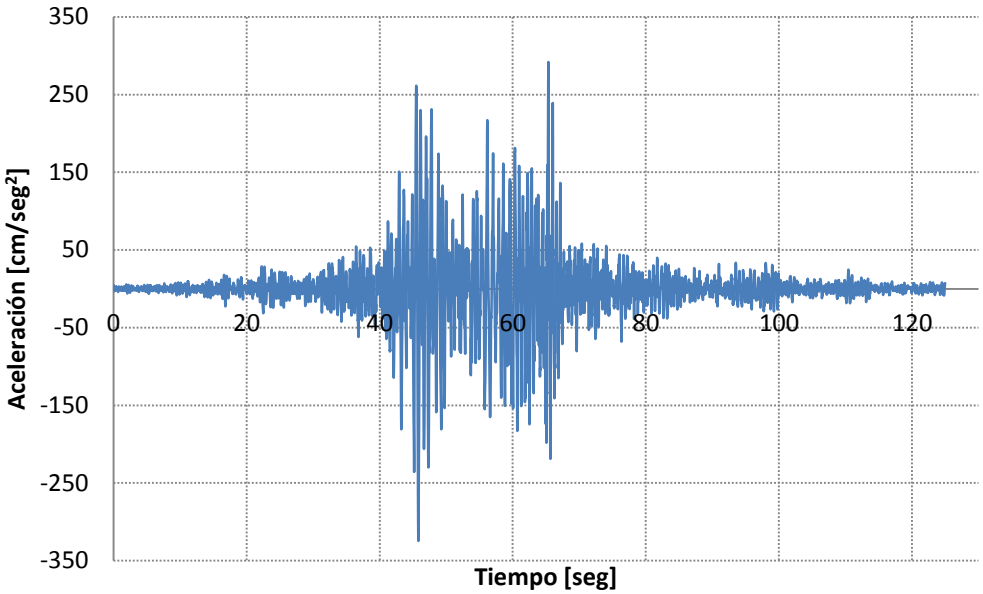


Figura 5.9 Registro de aceleraciones sismo 2010 centro Viña del Mar – Componente Este - Oeste
Fuente: http://www.terremotosuchile.cl

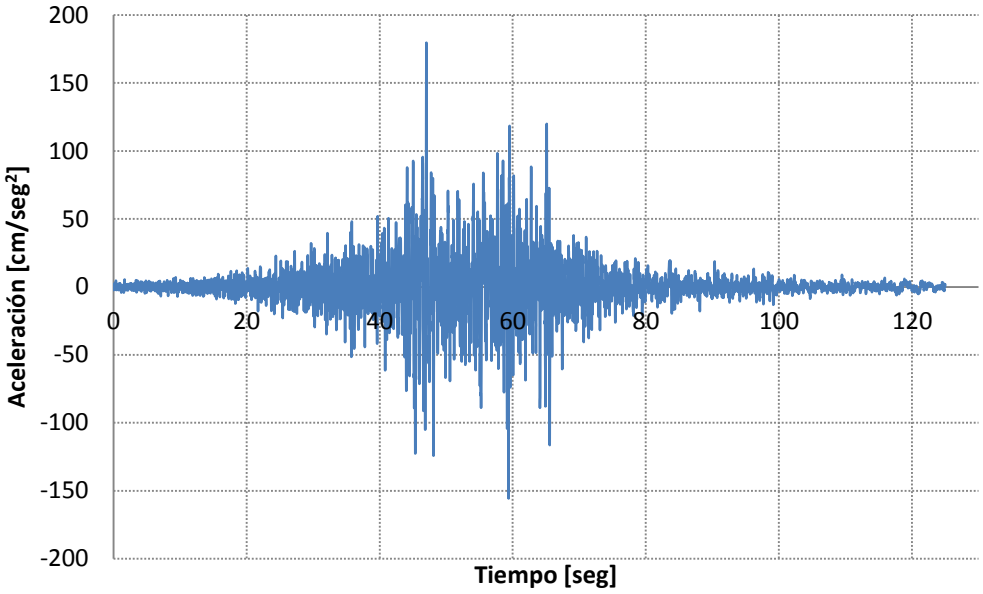


Figura 5.10 Registro de aceleraciones sismo 2010 centro Viña del Mar – Componente vertical
Fuente: http://www.terremotosuchile.cl

En la Tabla 5.2 se muestra los peaks de aceleraciones para cada componente (en valor absoluto), y el instante de tiempo en que ocurren.

Tabla 5.2 Peaks de aceleraciones - Sismo 2010

Componente	Peak	Tiempo [seg]
Norte - Sur	0.22 g	65.40
Este - Oeste	0.33 g	45.82
Vertical	0.18 g	47.02

5.2.3 Terremoto de Illapel – 16 de Septiembre de 2015

El día 16 de septiembre de 2015 a las 19:54 hrs. ocurrió un sismo de magnitud $8.4\ M_w$ frente a las costas de la Región de Coquimbo, a 42 km al oeste de la localidad de Canela Baja, a una profundidad de 11 km, según reporta el Centro Sismológico Nacional. Este terremoto es el mayor registrado desde el 27 de febrero de 2010 y el tercero mayor desde el 22 de mayo de 1960, superando en tamaño a aquel ocurrido frente a las costas de Pisagua-Iquique el 1 de abril de 2014.

Las coordenadas epicentrales indican una localización a 42 km al oeste de Canela Baja. Este punto corresponde al inicio de la ruptura, la cual se extiende por más de 100 km hacia el norte y unas decenas de km hacia el sur. La zona de ruptura se puede entender como una zona (casi una superficie) en el contacto entre la placa de Nazca y placa Sudamericana que corresponde, en este caso, a la región de aproximadamente 200 a 220 km de longitud entre la Punta Lengua de Vaca (norte de la Península de Talinay) y alrededor de Los Vilos.

La Figura 5.11 muestra el epicentro (estrella de color verde) y zona de ruptura preliminar del terremoto de Illapel 2015, que muestra el desplazamiento en [m] de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana.

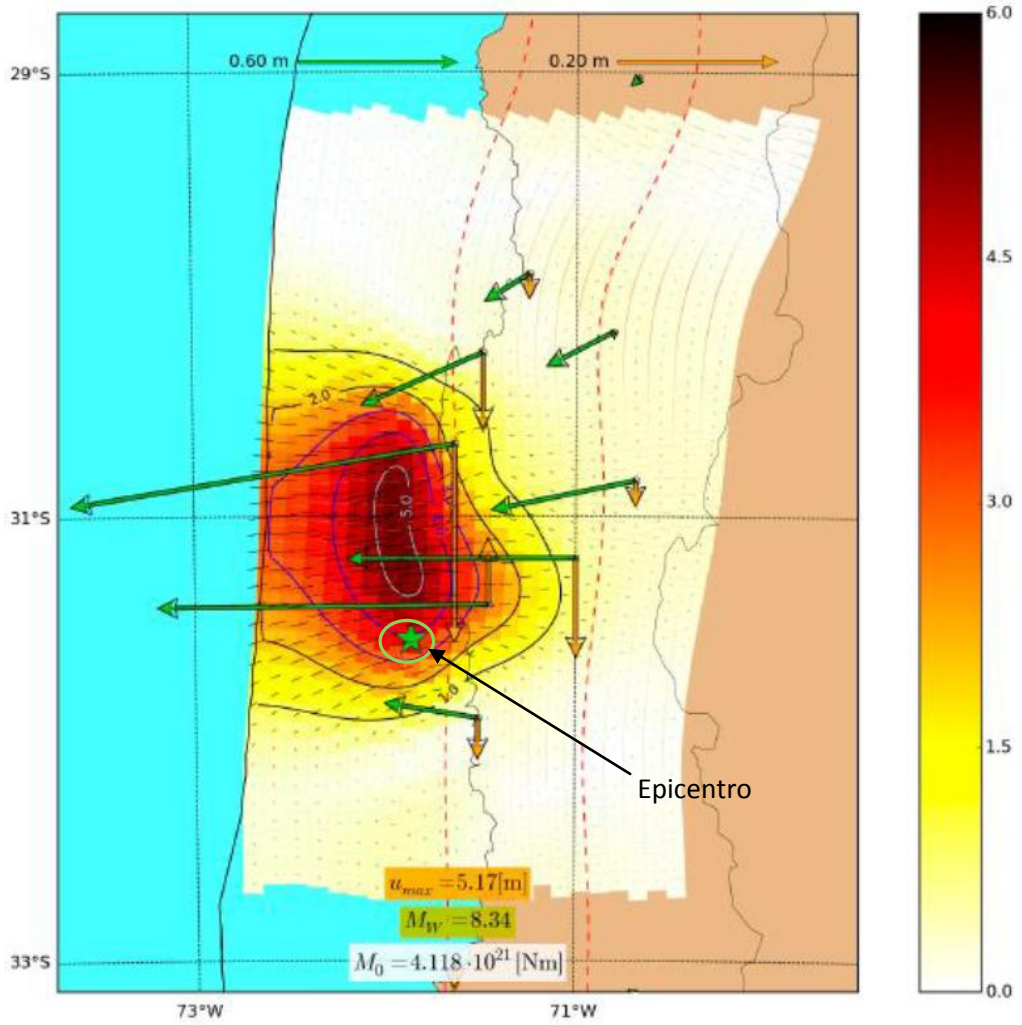


Figura 5.11 Epicentro de terremoto de Illapel de 2015 – Fuente: Informe técnico terremoto Illapel, Centro Sismológico Nacional [27].

Las Figura 5.12 a Figura 5.14 muestran los registros de aceleraciones obtenidos en el centro de Viña del Mar para las componentes Norte - Sur, Este - Oeste y vertical, respectivamente.

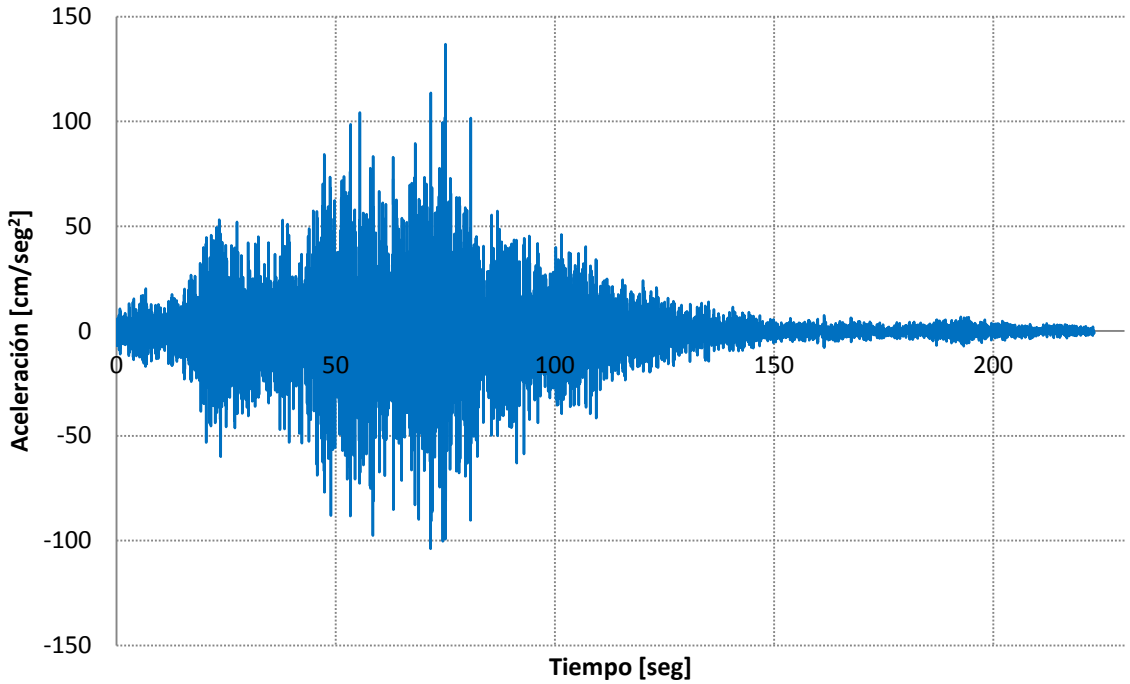


Figura 5.12 Registro de aceleraciones sismo Illapel centro Viña del Mar – Componente Norte – Sur
Fuente: http://evtdb.csn.uchile.cl/

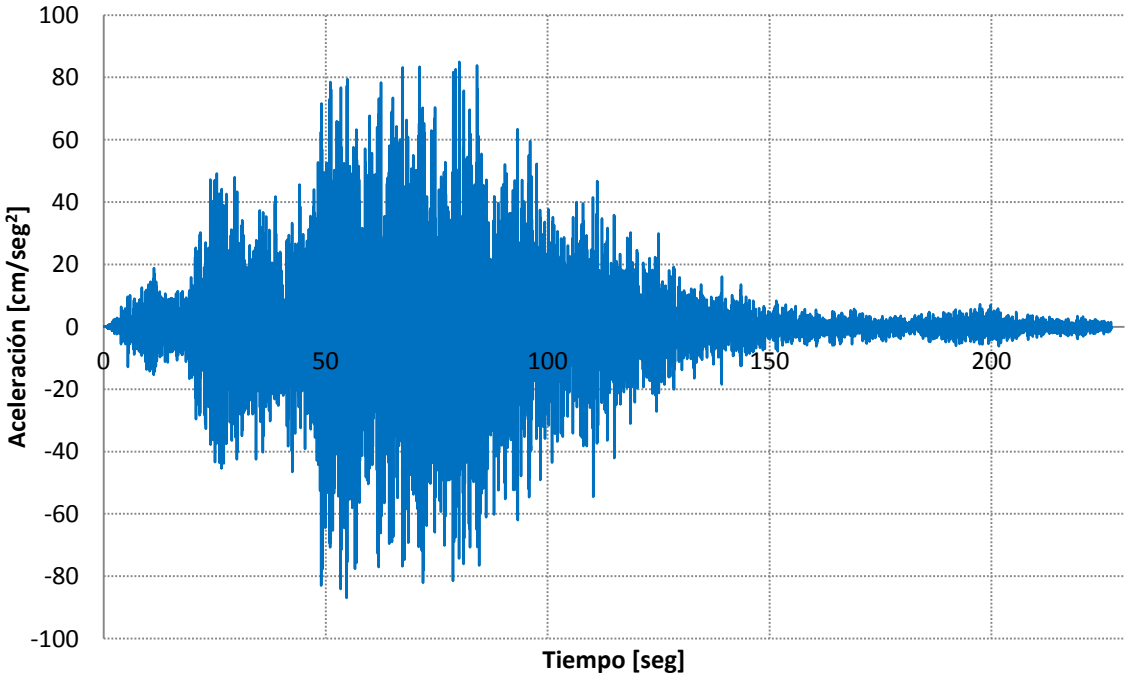


Figura 5.13 Registro de aceleraciones sismo Illapel centro Viña del Mar – Componente Este – Oeste
Fuente: http://evtdb.csn.uchile.cl/

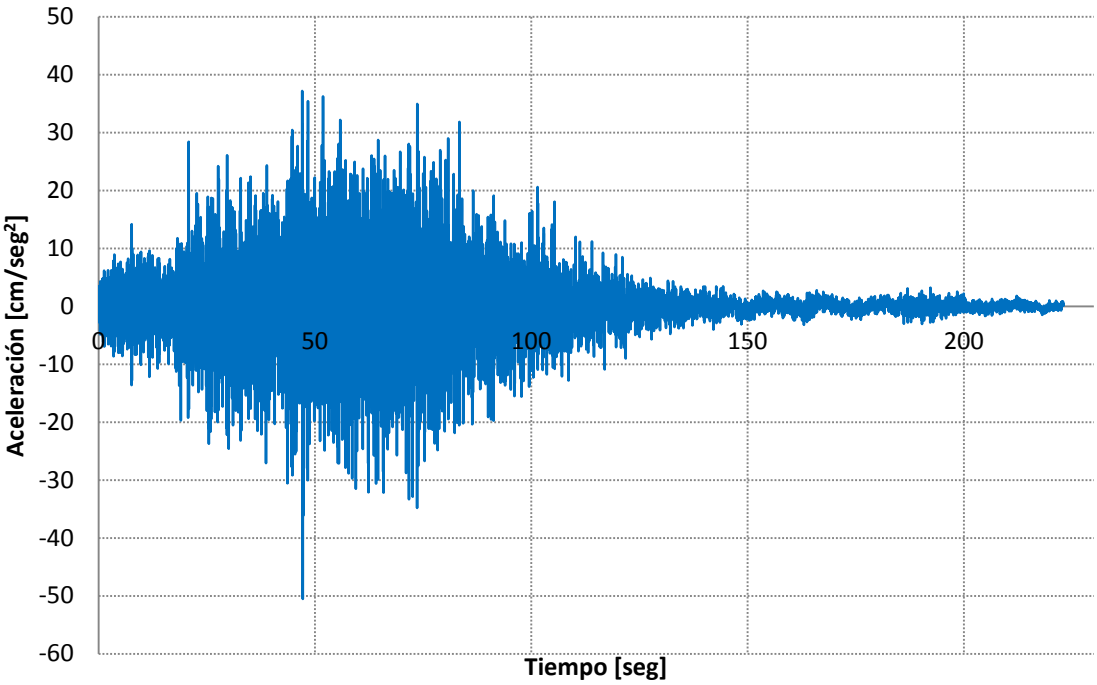


Figura 5.14 Registro de aceleraciones sismo Illapel centro Viña del Mar – Componente Vertical
Fuente: http://evtdb.csn.uchile.cl/

En la Tabla 5.3 se muestra los peaks de aceleraciones para cada componente (en valor absoluto), y el instante de tiempo en que ocurren.

Tabla 5.3 Peaks de aceleraciones - Sismo 2015

Componente	Peak	Tiempo [seg]
Norte - Sur	0.14 g	75.04
Este - Oeste	0.09 g	54.73
Vertical	0.05 g	47.19

Se aprecia claramente que los valores máximos de aceleración del suelo (Peak ground aceleration – PGA) son bastante menores a los registrados en los sismos de Algarrobo y Cauquenes.

Según lo indicado por el Centro Sismológico Nacional, recién el año 2017 se instaló la estación de monitoreo V08A, ubicada en el plan de Viña del Mar, la cual permitirá capturar de manera más fidedigna las aceleraciones del suelo blando o de relleno de Viña del Mar.

Sería importante en un futuro poder realizar el análisis tiempo-historia en el edificio Río Imperial para el sismo de Illapel de 2015 con un registro de aceleraciones que represente las condiciones del suelo blando donde se encuentra, ya que el edificio en su condición reforzada presentó ciertos daños puntuales en algunos muros y vigas posterior al sismo.

5.3 VERIFICACIÓN DE DESPLAZAMIENTOS GLOBALES DE LA ESTRUCTURA

Se verifica si las deformaciones sísmicas obtenidas con el registro del sismo de Cauquenes de 2010, incluyendo el efecto de la torsión accidental, son comparables con los desplazamientos y deformaciones estimadas a partir del nivel de desempeño del edificio indicado en el capítulo 3. Es importante destacar que las deformaciones obtenidas de un análisis tiempo-historia, con un registro de aceleraciones del sismo, son bastante mayores que las obtenidas de un análisis modal espectral con un espectro de aceleraciones de diseño (reducido).

Los cálculos de los desplazamientos relativos de entrepisos (Drifts) se realizan considerando que actúa sólo una componente horizontal del registro de aceleraciones, con tal de que la metodología sea comparable a la usada en un análisis normativo. A continuación, se presentan los resultados obtenidos con cada registro en cada dirección de análisis.

En el capítulo 3 se determinó que el edificio tuvo un nivel de desempeño intermedio entre “Poca seguridad para los habitantes” y de “Peligro de colapso”, por lo tanto la deformación lateral se encuentra entre el 1% y el 2% de la altura. En los siguientes gráficos se indica con línea punteada el valor promedio 1.5%, haciendo referencia a este rango de 1-2%.

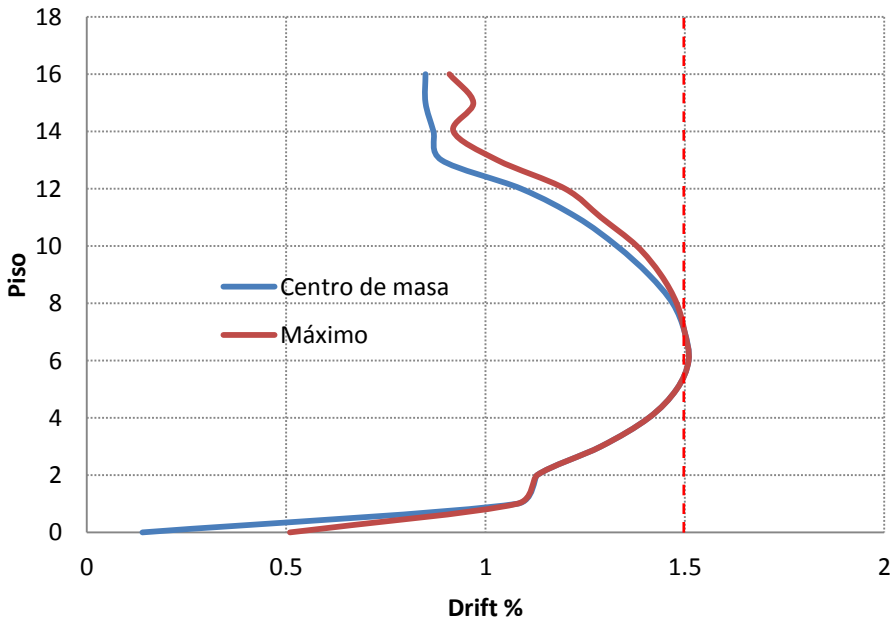
5.3.1 Desplazamientos obtenidos con el registro del sismo de Cauquenes de 2010

Las Tabla 5.4 y Tabla 5.5 muestran los desplazamientos horizontales relativos máximos obtenidos entre dos pisos consecutivos en ambas direcciones de análisis (longitudinal y transversal), para los registros de aceleraciones del sismo del Cauquenes de 2010.

Las Tabla 5.6 y Tabla 5.7 muestran las curvas de desplazamientos en ambas direcciones de análisis (longitudinal y transversal), para los registros de aceleraciones del sismo de Cauquenes de 2010.

Tabla 5.4 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección longitudinal "X"

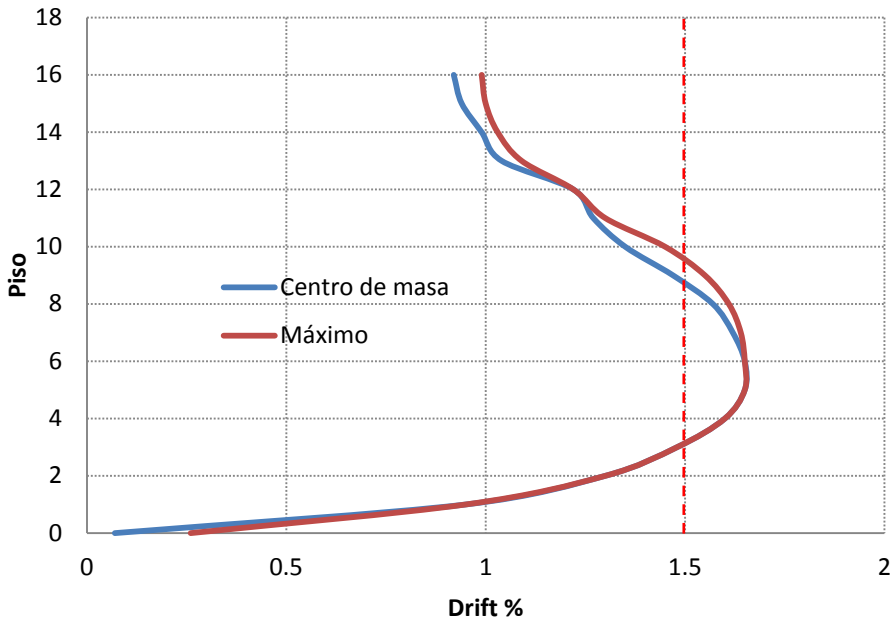
Nº Piso	Drift CM %	Drift max %
16	0.85	0.91
15	0.85	0.97
14	0.87	0.92
13	0.89	1.03
12	1.09	1.20
11	1.23	1.29
10	1.33	1.38
9	1.41	1.44
8	1.47	1.48
7	1.50	1.50
6	1.51	1.51
5	1.48	1.48
4	1.41	1.41
3	1.29	1.29
2	1.13	1.13
1	1.08	1.08
0	0.14	0.51



$$Drift\ global\ "X" = \frac{Desplazamiento\ de\ techo}{Altura\ total} = \frac{41.4[cm]}{43.80[m]} \approx 0.94\%$$

Tabla 5.5 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección transversal "Y"

Nº Piso	Drift CM %	Drift max %
16	0.92	0.99
15	0.94	1.00
14	0.99	1.03
13	1.04	1.09
12	1.22	1.22
11	1.27	1.30
10	1.35	1.45
9	1.47	1.55
8	1.57	1.61
7	1.62	1.64
6	1.65	1.65
5	1.65	1.65
4	1.60	1.60
3	1.48	1.48
2	1.30	1.30
1	0.95	0.95
0	0.07	0.26



$$Drift\ global\ "Y" = \frac{Desplazamiento\ de\ techo}{Altura\ total} = \frac{37.9[cm]}{43.80[m]} \approx 0.86\%$$

Tabla 5.6 Curva de desplazamientos en la dirección longitudinal "X"

Nº Piso	Desplazamiento [cm]
16	41.4
15	39.5
14	37.9
13	35.9
12	33.8
11	31.4
10	28.9
9	26.2
8	23.4
7	20.3
6	17.2
5	14.1
4	11.1
3	8.2
2	5.5
1	3.1
0	0.3

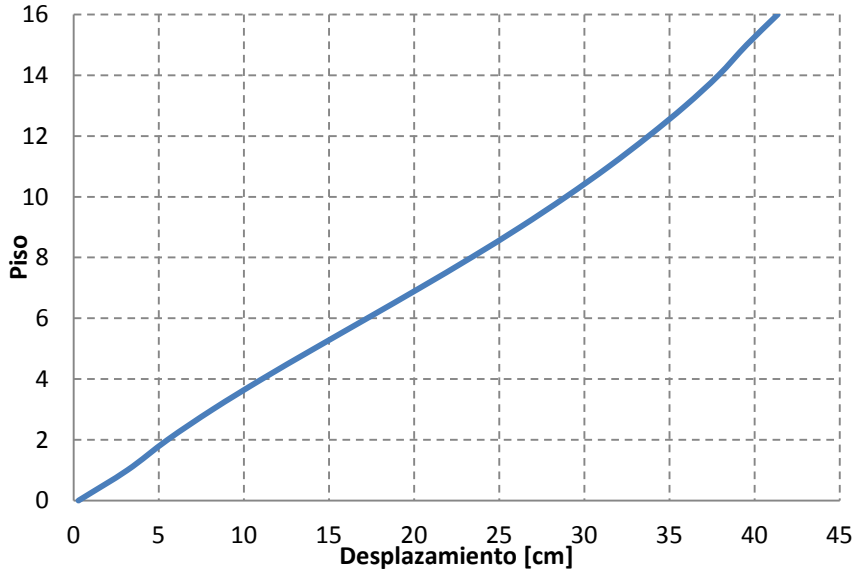
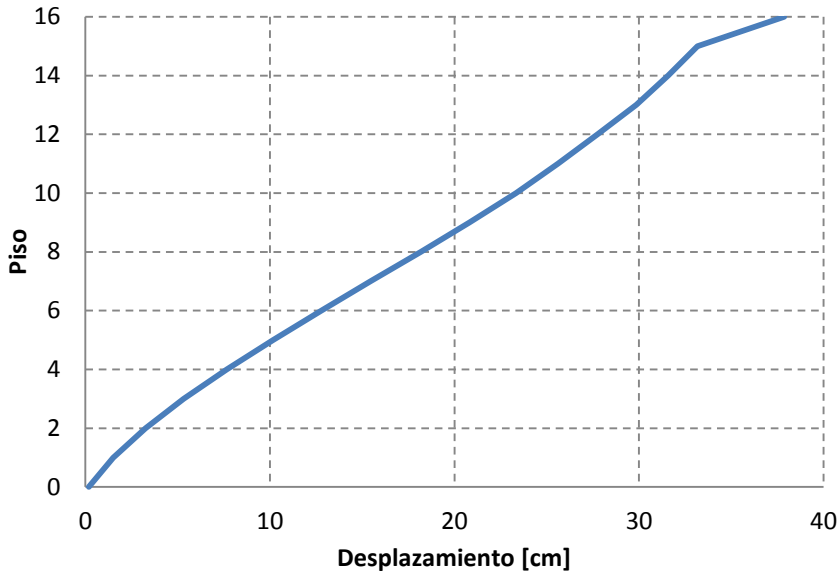


Tabla 5.7 Curva de desplazamientos en la dirección longitudinal "Y"

Nº Piso	Desplazamiento [cm]
16	37.9
15	33.2
14	31.6
13	29.9
12	27.8
11	25.6
10	23.3
9	20.8
8	18.2
7	15.5
6	12.8
5	10.2
4	7.7
3	5.3
2	3.3
1	1.5
0	0.2



Se observa claramente que los desplazamientos relativos entre dos pisos consecutivos, medidos en el centro de masa y en un punto cualquiera en cada una de las direcciones de análisis, sobrepasan el 1.5%. Si se considera el drift global, entonces el análisis lineal elástico entrega un desplazamiento del orden del 1% (0.94% en "X" y 0.86% en "Y") de la altura del edificio, lo que es bastante parecido a lo observado según los niveles de desplazamiento indicados en el nivel de desempeño de "Poca seguridad para los habitantes"

Grandes deformaciones conllevan daños en los elementos no estructurales con baja capacidad de deformación (puertas, ventanas, tabiquería liviana, etc), e incluso pueden provocar la falla de algún elemento estructural, si éste no se encuentra correctamente armado y detallado para tener una capacidad de incursión en el rango no lineal.

5.4 PEAKS DE ACELERACIÓN, VELOCIDAD Y DESPLAZAMIENTO DEL SUELO.

La aceleración vertical tiene una alta injerencia en la carga axial de muros y columnas, pudiendo generar cargas mucho mayores a las que se obtendrían solo considerando el efecto combinado del peso propio, la sobrecarga de uso y la aceleración horizontal, por lo tanto la acción de la aceleración vertical afecta la capacidad de deformación de los muros. Se espera que el momento de primera fluencia de los muros coincida con algún peak común de aceleración, velocidad o desplazamiento vertical y horizontal, o en su defecto con algún peak individual horizontal o vertical.

El análisis de los peaks sirve para determinar la zona de movimiento fuerte del sismo. Estos resultados en conjunto con los del análisis tiempo-historia, se usarán para estimar cualitativamente qué tanta demanda en el rango no lineal habría experimentado la estructura en función de la zona del registro en que se encuentre. Si el primer muro entra en el rango no lineal al comienzo de la zona de movimiento fuerte, se puede suponer que la estructura tuvo una alta demanda no lineal, por el contrario, si la incursión del primer muro que entra en el rango no lineal es al final de la zona de movimiento fuerte, se puede suponer que la estructura tuvo una baja demanda no lineal.

5.4.1 Análisis de aceleraciones del suelo para el sismo de Cauquenes de 2010

La Figura 5.15 muestra en un mismo gráfico, las aceleraciones horizontales y verticales registradas en el centro de Viña del Mar para el sismo de Cauquenes de 2010. La Tabla 5.8 muestra los valores de la aceleración horizontal, aceleración vertical y el tiempo de ocurrencia de los eventos. Se adopta arbitrariamente como criterio de peak común, aquellos puntos donde tanto la aceleración horizontal como vertical superan los 100 [cm/seg^2].

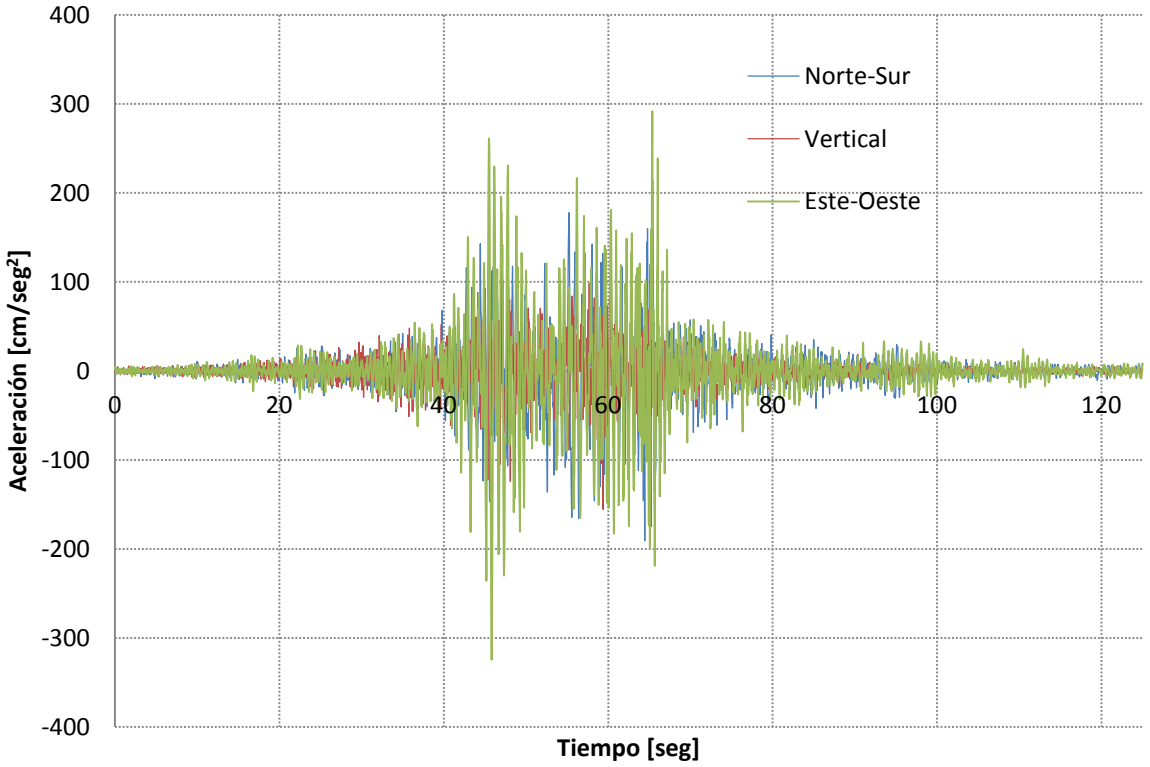


Figura 5.15 Registros de aceleraciones horizontales y vertical sismo 2010 - Centro Viña del Mar

Tabla 5.8 Peaks comunes de aceleración - Registro Centro Viña del mar 2010

Tiempo [seg]	Aceleración N-S [cm/seg^2]	Aceleración E-O [cm/seg^2]	Aceleración vertical [cm/seg^2]
47.04	108.56	123.98	159.94
47.05	110.22	116.28	136.66
47.06	106.04	112.23	109.94
59.51	-104.40	111.79	103.44
59.52	-111.76	122.47	117.35
59.53	-116.09	128.63	118.46

La zona de movimiento fuerte de aceleraciones se encuentra entre los 45 y 65 segundos aproximadamente.

5.4.2 Análisis de velocidades del suelo para el sismo de Cauquenes de 2010

La Figura 5.16 muestra en un mismo gráfico, las velocidades horizontales y verticales registradas en el centro de Viña del Mar para el sismo de Cauquenes de 2010. La Tabla 5.9 muestra los valores de las velocidades horizontales, velocidad vertical y el tiempo de ocurrencia de los eventos. Se adopta arbitrariamente como criterio de peak común aquellos puntos donde tanto la velocidad horizontal como vertical superan los 9 [cm/seg].

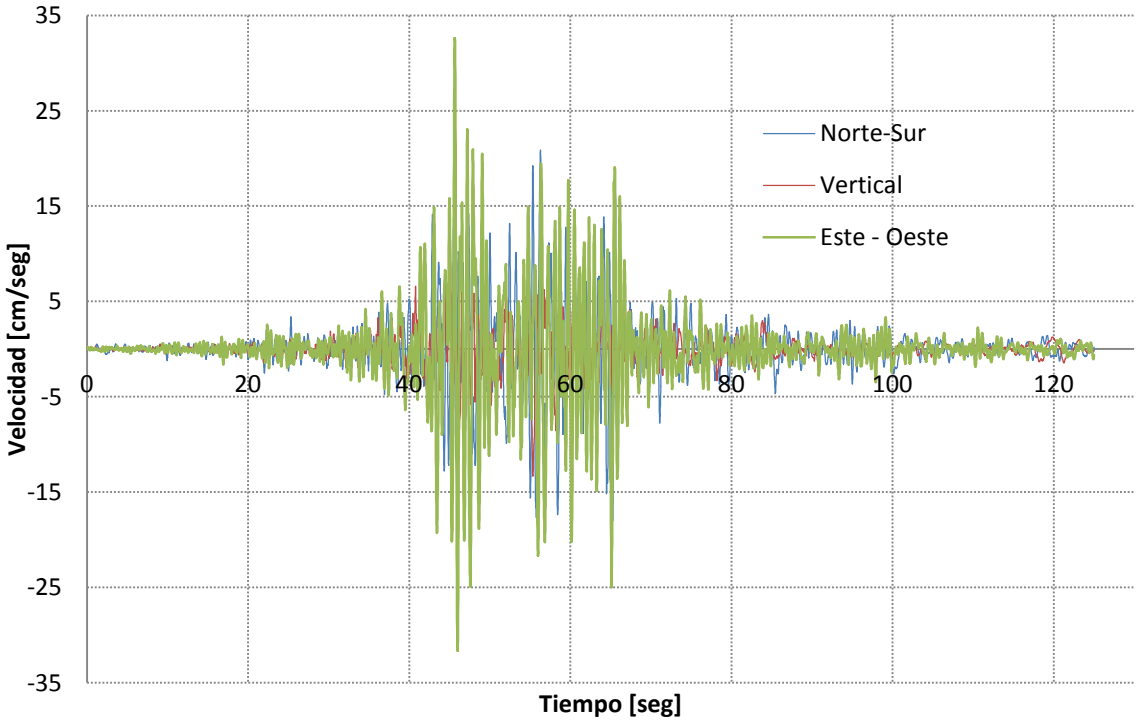


Figura 5.16 Registros de velocidades horizontales y vertical sismo 2010 - Centro Viña del Mar.

Tabla 5.9 Peaks comunes de velocidad - Registro Centro Viña del mar 2010

Tiempo [seg]	Velocidad N-S [cm/seg]	Velocidad E-O [cm/seg]	Velocidad vertical [cm/seg]
46.07	9.59	-26.10	-9.68
46.08	10.00	-24.47	-10.07
46.09	10.19	-22.66	-10.42
46.10	10.16	-20.70	-10.75
46.11	9.91	-18.60	-11.05
46.12	9.48	-16.39	-11.32
59.41	11.88	-12.09	-9.47
59.42	12.43	-12.39	-9.78
59.43	12.74	-12.62	-9.77
59.44	12.77	-12.76	-9.43

La zona de peaks de velocidades se encuentra entre los 45 y 65 segundos aproximadamente.

5.4.3 Análisis de desplazamientos del suelo para el sismo de Cauquenes de 2010

La Figura 5.17 muestra en un mismo gráfico, los desplazamientos horizontales y verticales registrados en el centro de Viña del Mar para el sismo de Cauquenes de 2010. La Tabla 5.10 muestra los valores del desplazamiento horizontal, desplazamiento vertical y el tiempo de ocurrencia de los eventos. Se adopta arbitrariamente como criterio de peak común aquellos puntos donde tanto los desplazamientos horizontales como verticales superan los 1.8 [cm].

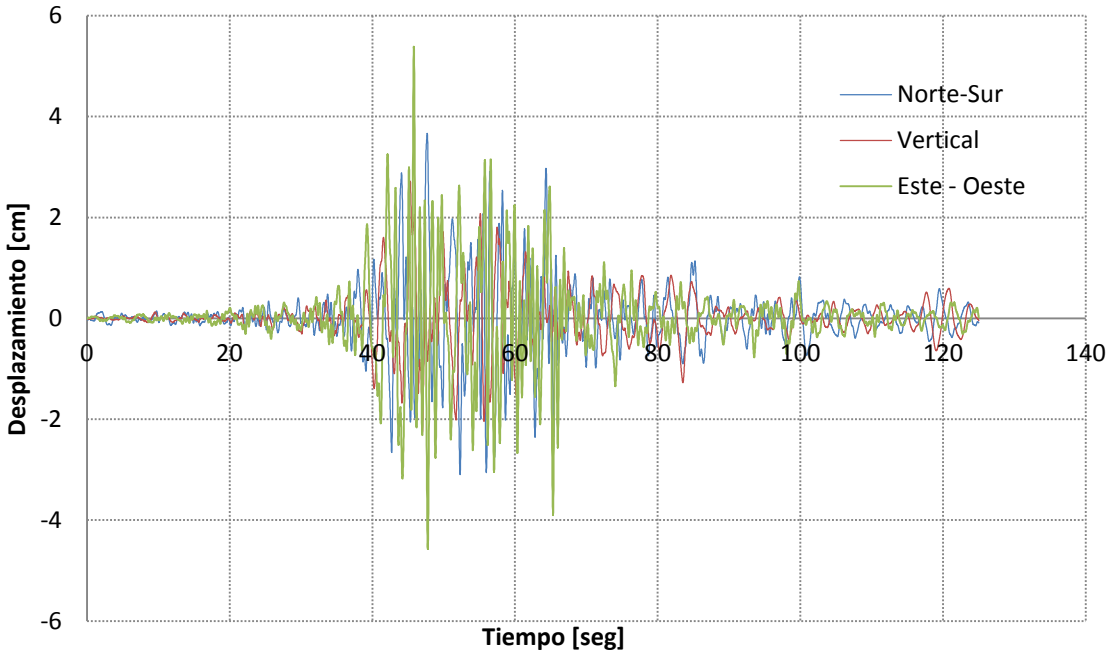


Figura 5.17 Registros de desplazamientos horizontales y vertical sismo 2010 - Centro Viña del Mar.

Tabla 5.10 Peaks comunes de desplazamiento - Registro Centro Viña del mar 2010

Tiempo [seg]	Desplazamiento N-S [cm]	Desplazamiento E-O [cm]	Desplazamiento vertical [cm]
45.90	-1.82	4.47	2.05
45.91	-1.86	4.24	2.06
45.92	-1.90	4.00	2.06
45.93	-1.93	3.73	2.06
45.94	-1.95	3.46	2.04
45.95	-1.96	3.17	2.03
45.96	-1.97	2.86	2.00
45.97	-1.97	2.56	1.97
45.98	-1.97	2.24	1.93
45.99	-1.96	1.93	1.88
55.58	1.97	1.82	-1.81
55.59	1.91	1.91	-1.87
55.60	1.83	2.00	-1.91

La zona de peaks de desplazamientos se encuentra entre los 45 y 60 segundos aproximadamente.

5.5 VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO LINEAL DE LOS MUROS

5.5.1 Criterio de carga última

Si bien al verificar la resistencia última de un elemento no es posible estimar el instante de tiempo en que éste comienza a incurrir en el rango no lineal, si sirve como una primera aproximación para analizar la respuesta de los muros frente a las solicitaciones del sismo de Cauquenes de 2010.

El criterio de carga última consiste en comparar la resistencia nominal teórica de los muros con la solicitación a la que fueron sometidos. Bajo este criterio, se estipula que un elemento se comporta lineal o cercano al rango lineal mientras la solicitación no supere la resistencia nominal del miembro (Ver Figura 5.18). Un elemento falla por resistencia cuando la solicitación supera la resistencia nominal del miembro (Ver Figura 5.19).

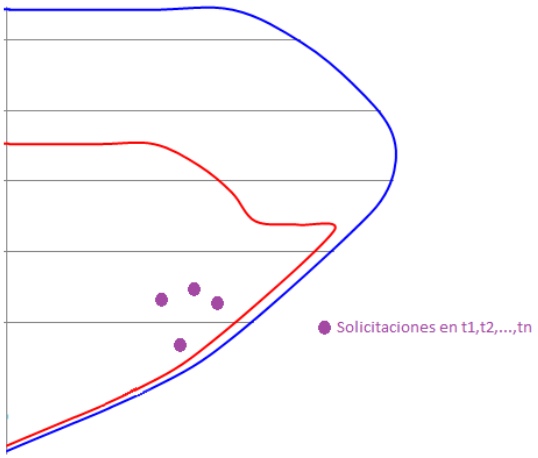


Figura 5.18 Elemento en o cercano al rango lineal elástico - Criterio de resistencia

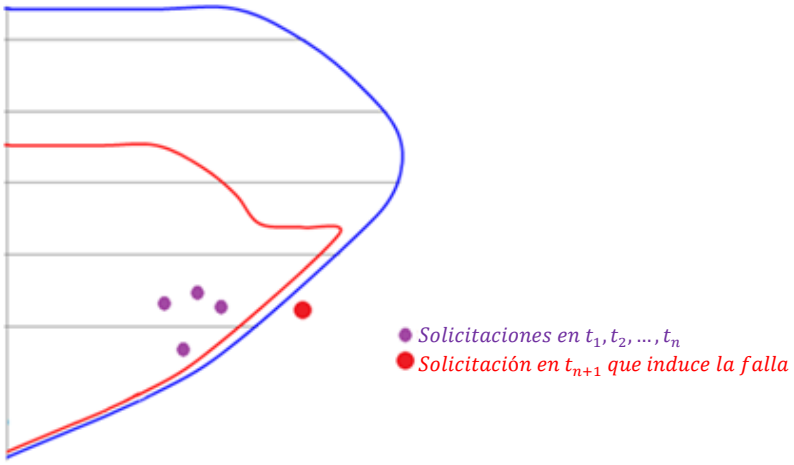


Figura 5.19 Falla del elemento - Criterio de resistencia

Por lo tanto, se considera como una primera aproximación que el instante de tiempo en que el muro comienza a incurrir en el rango no lineal es relativamente cercano al instante en que el muro falla. Esto sólo es cierto cuando los muros no están confinados y tienen un bajo nivel de detallamiento, como es el caso de los muros del edificio Río Imperial.

5.5.1.1 Verificación con solicitaciones del sismo del 27F de 2010

Para las combinaciones de cargas, se considera un factor de mayoración de carga igual a uno para las cargas producto del sismo, ya que estos datos corresponden a las solicitaciones registradas por los instrumentos, y se asume que en el sitio del edificio el terreno presentó la misma aceleración. Las combinaciones de carga para los casos sísmicos, a usar en el análisis tiempo-historia, se presentan en la Tabla 5.11:

Tabla 5.11 Combinaciones de carga *LRFD* - Análisis tiempo historia

Combinación	Factor según tipo de carga				
	Cargas permanentes	Cargas de uso	Sismo X	Sismo Y	Sismo Z
C5-X	1.2	0.25	1.0	—	—
C5-Y	1.2	0.25	—	1.0	—
C5-XY	1.2	0.25	1.0	1.0	—
C5-XYZ	1.2	0.25	1.0	1.0	1.0
C7-X	0.9	—	1.0	—	—
C7-Y	0.9	—	—	1.0	—
C7-XY	0.9	—	1.0	1.0	—
C7-XYZ	0.9	—	1.0	1.0	1.0

- Muro 1

Las Figura 5.20 a Figura 5.23 presentan la solicitación que induce la falla del muro 1, según el criterio presentado anteriormente, para las distintas combinaciones de carga.

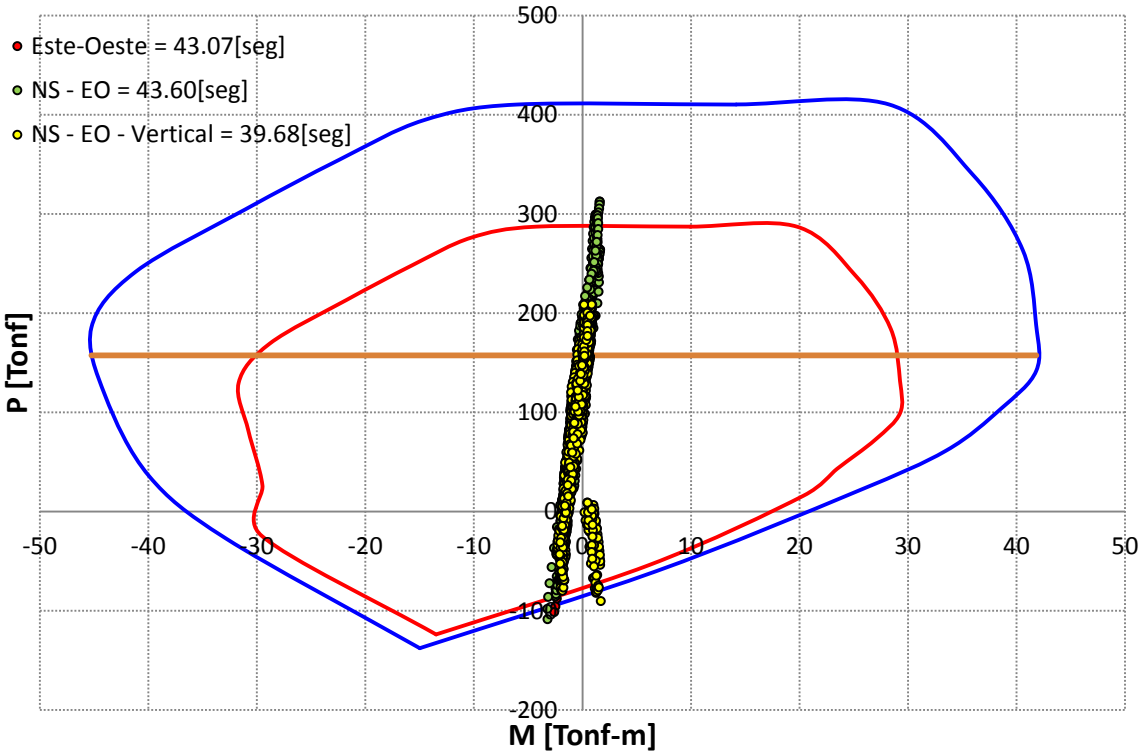


Figura 5.20 Diagrama de interacción muro 1 en dirección longitudinal "X" – Combinaciones C5
Tiempo en el que ocurre la falla: 39.68 segundos

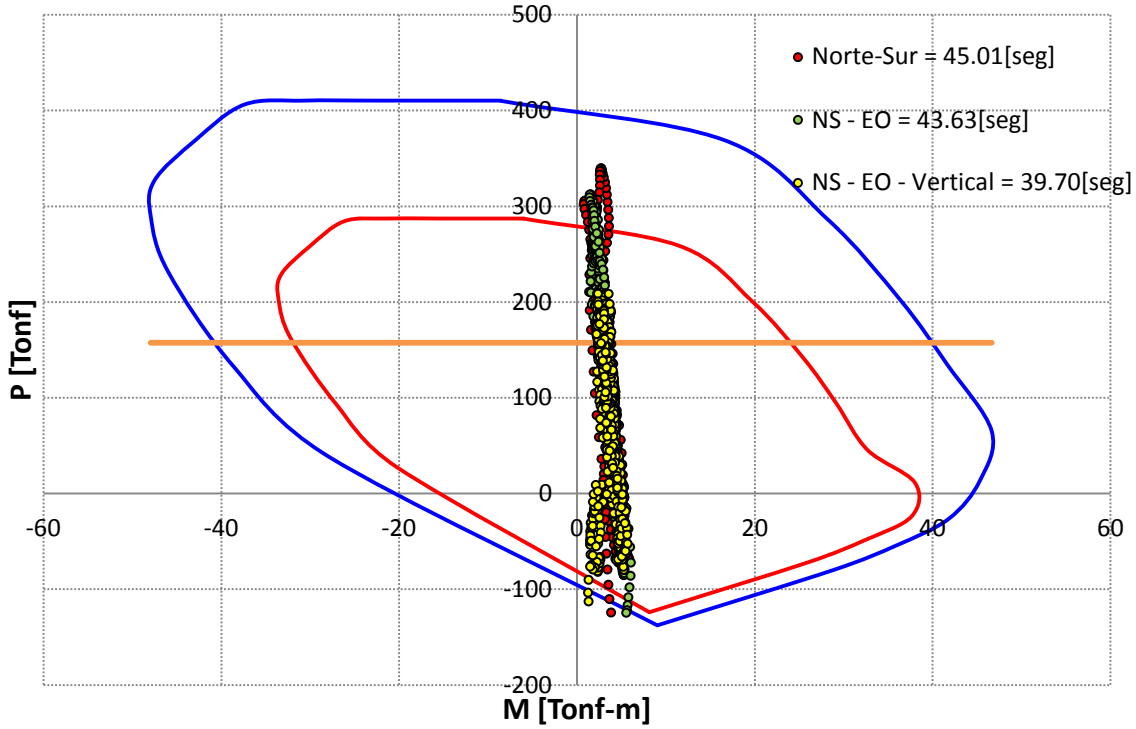


Figura 5.21 Diagrama de interacción muro 1 en dirección transversal "Y" – Combinaciones C5
Tiempo en el que ocurre la falla: 39.70 segundos

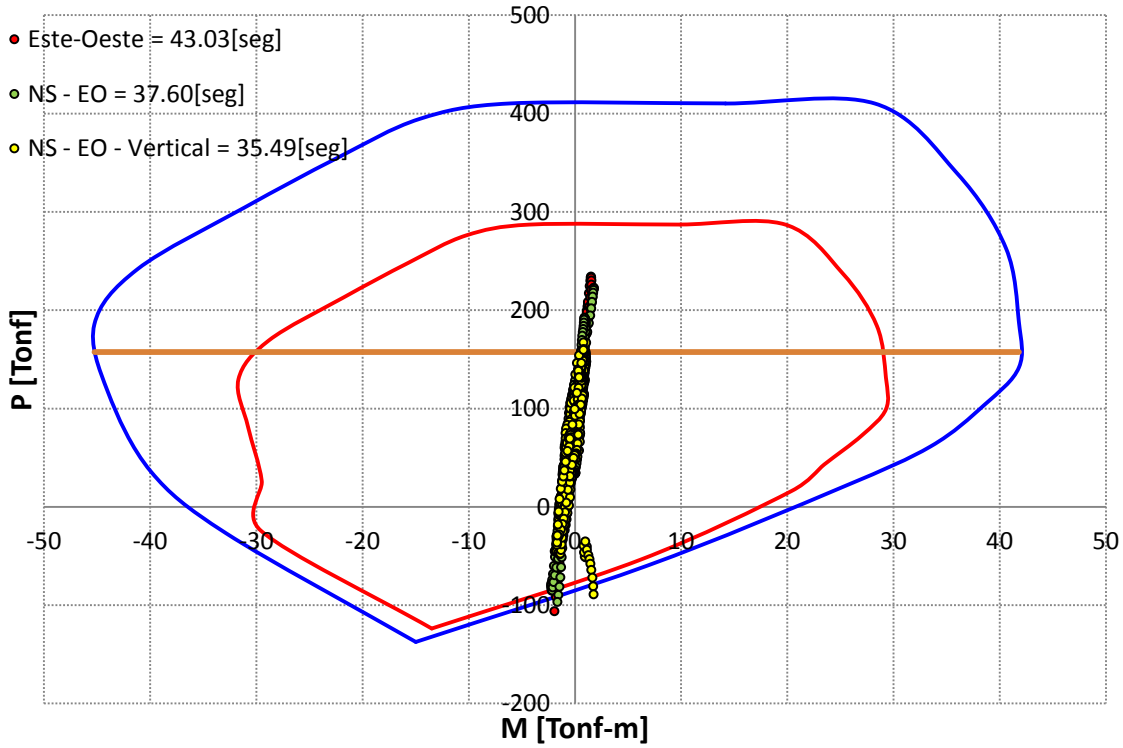


Figura 5.22 Diagrama de interacción muro 1 en dirección longitudinal "X" – Combinaciones C7
Tiempo en el que ocurre la falla: 35.49 segundos

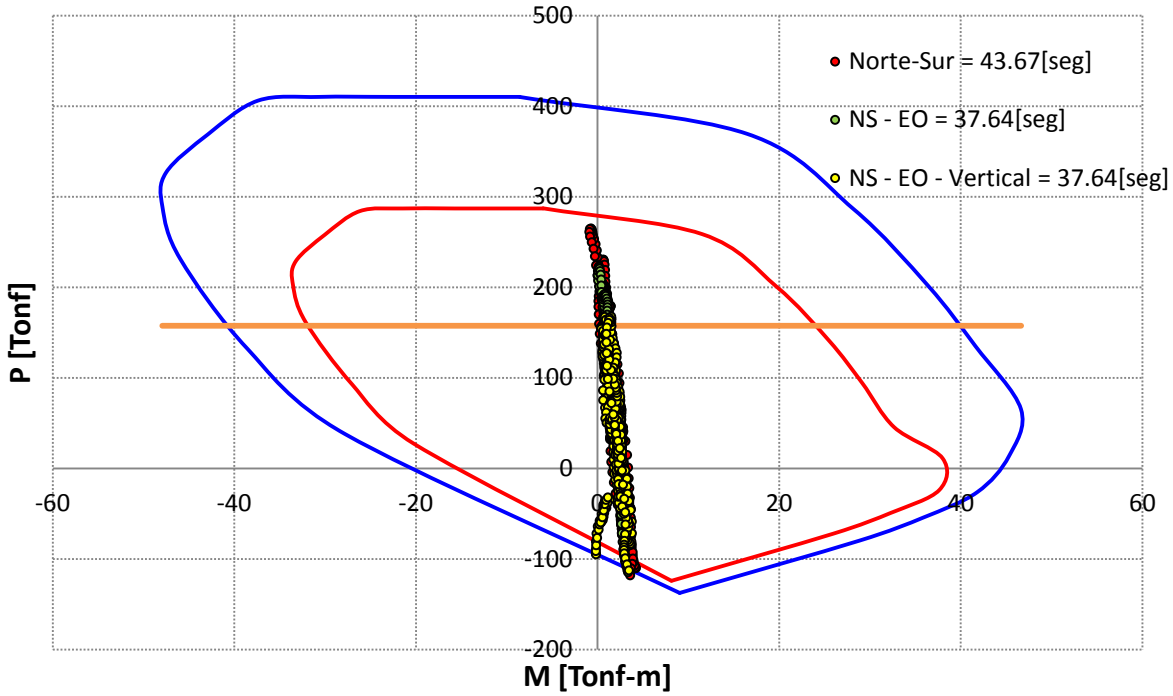


Figura 5.23 Diagrama de interacción muro 1 en dirección transversal "Y" – Combinaciones C7
Tiempo en el que ocurre la falla: 37.64 segundos

- Muro 2

Las Figura 5.24 a Figura 5.27 presentan la solicitación que induce la falla del muro 2, según el criterio presentado anteriormente, para las distintas combinaciones de carga.

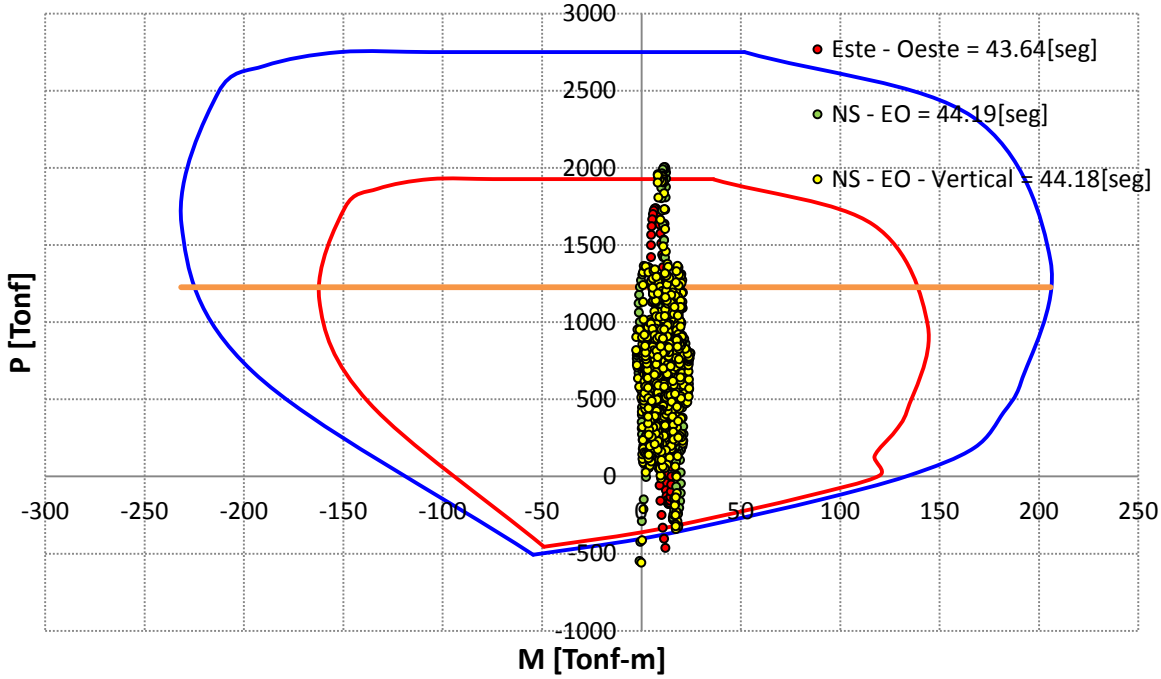


Figura 5.24 Diagrama de interacción muro 2 en dirección longitudinal "X" – Combinaciones C5
Tiempo en el que ocurre la falla: 44.18 segundos

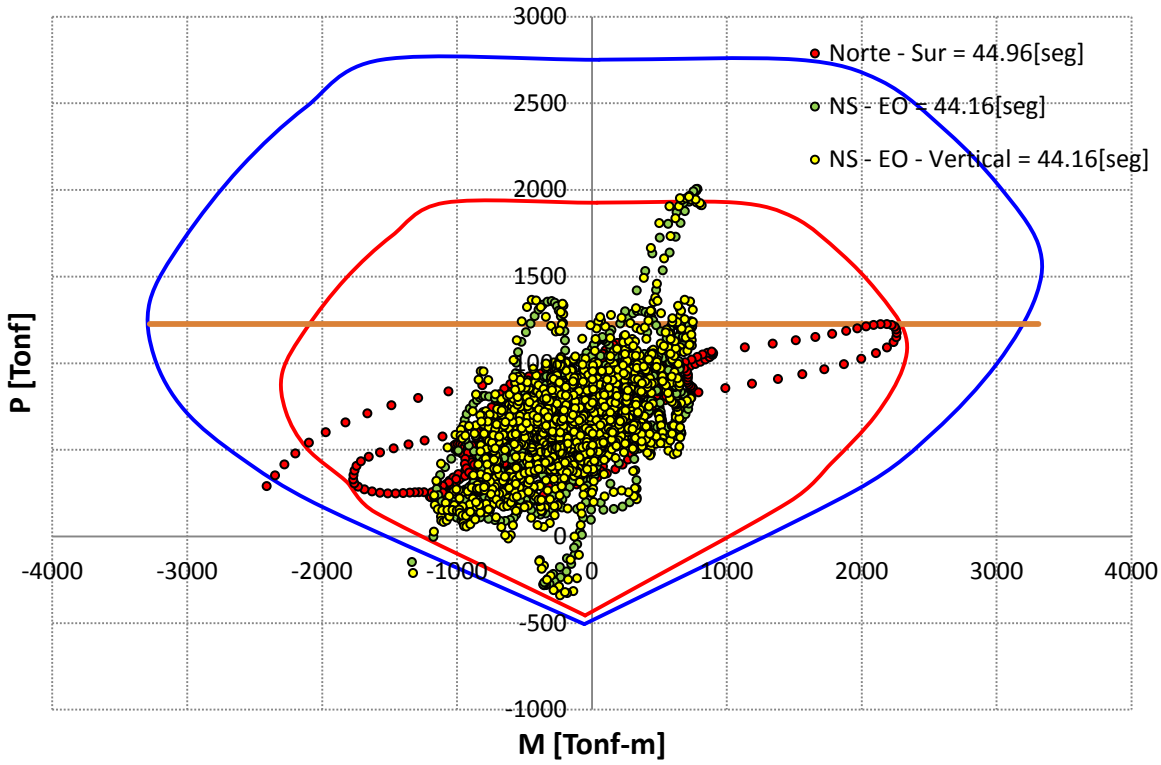


Figura 5.25 Diagrama de interacción muro 2 en dirección transversal "Y" – Combinaciones C5
Tiempo en el que ocurre la falla: 44.16 segundos

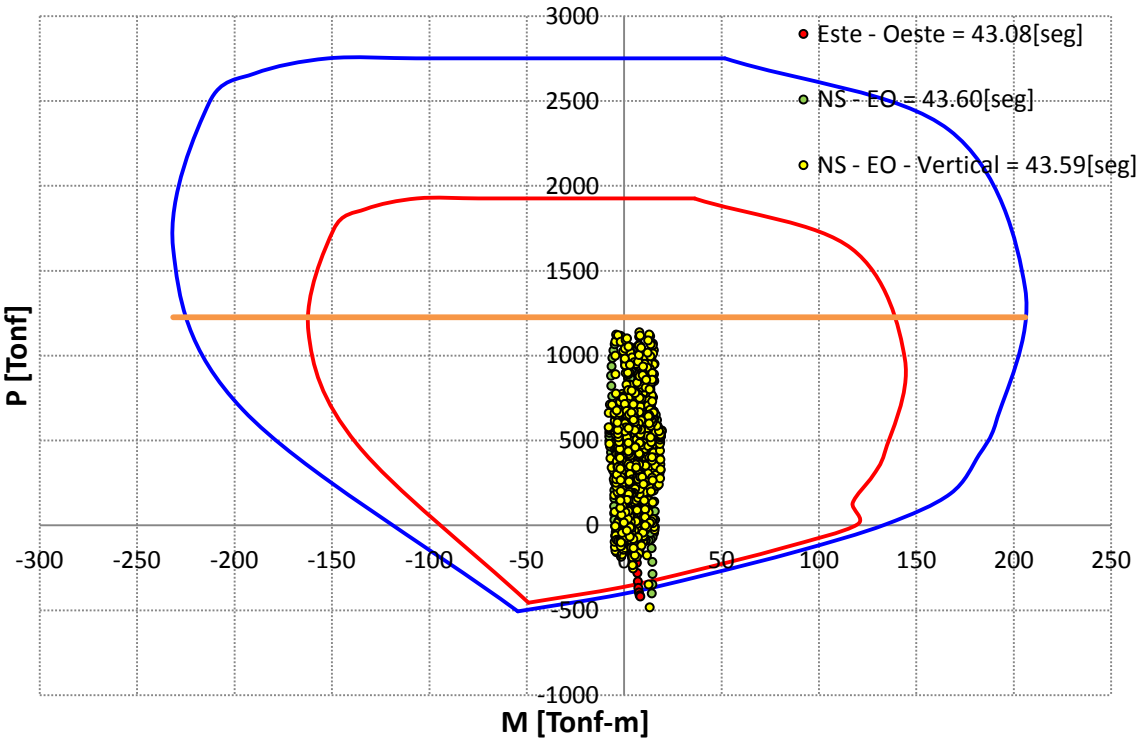


Figura 5.26 Diagrama de interacción muro 2 en dirección longitudinal "X" – Combinaciones C7
Tiempo en el que ocurre la falla: 43.59 segundos

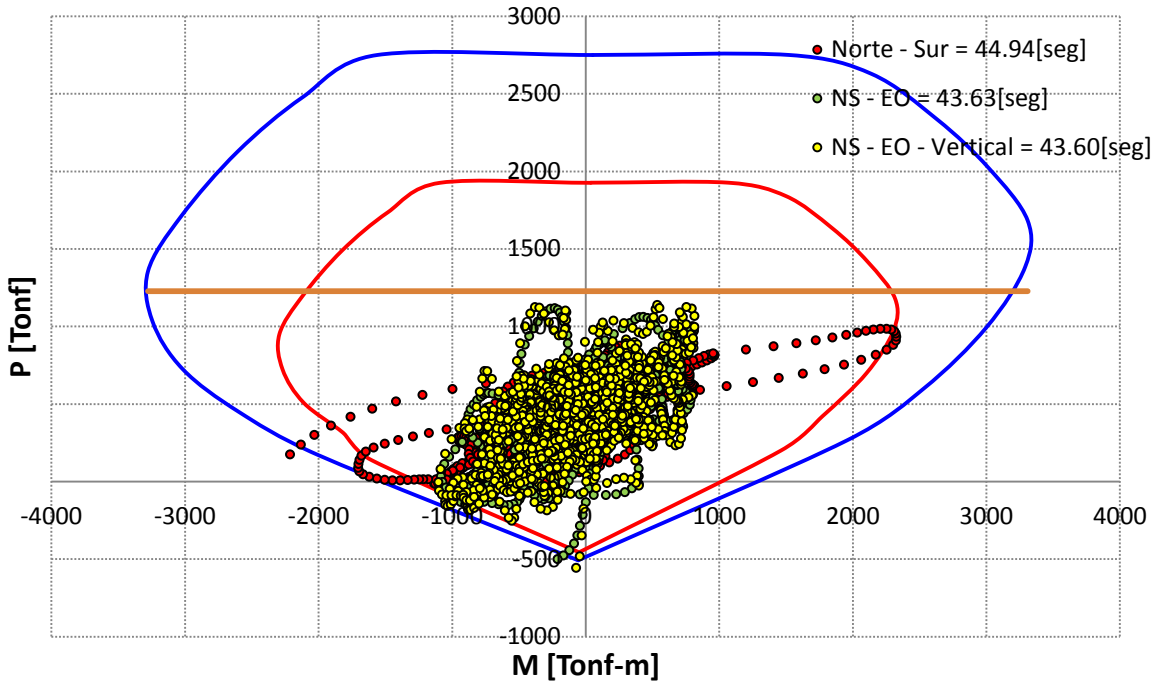


Figura 5.27 Diagrama de interacción muro 2 en dirección transversal "Y" – Combinaciones C7
Tiempo en el que ocurre la falla: 43.60 segundos

- Muro 3

Las Figura 5.28 a Figura 5.31 presentan la solicitación que induce la falla del muro 3, según el criterio presentado anteriormente, para las distintas combinaciones de carga.

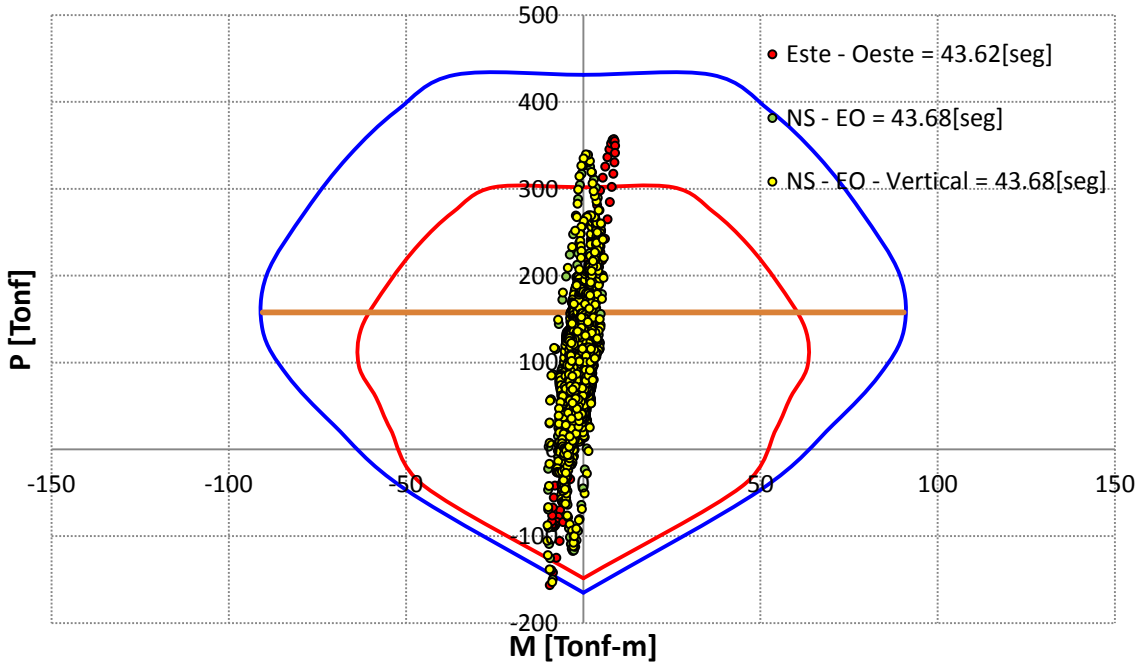


Figura 5.28 Diagrama de interacción muro 3 en dirección longitudinal "X" – Combinaciones C5
Tiempo en el que ocurre la falla: 43.68 segundos

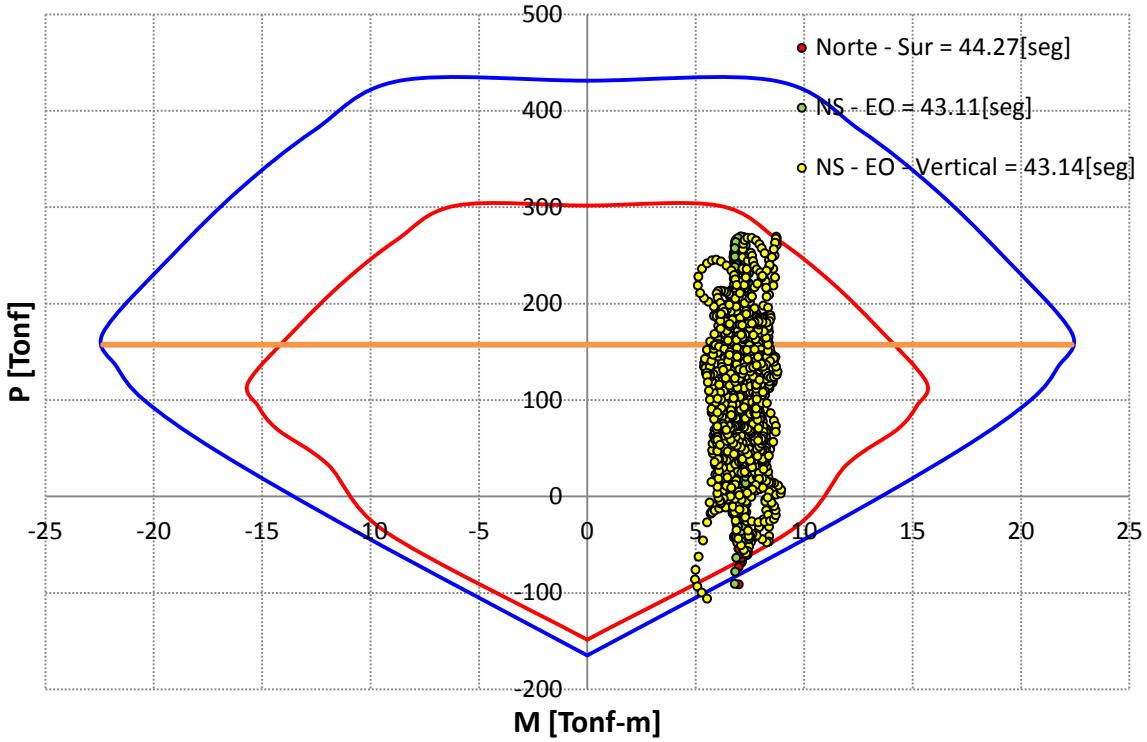


Figura 5.29 Diagrama de interacción muro 3 en dirección transversal "Y" – Combinaciones C5
Tiempo en el que ocurre la falla: 43.14 segundos

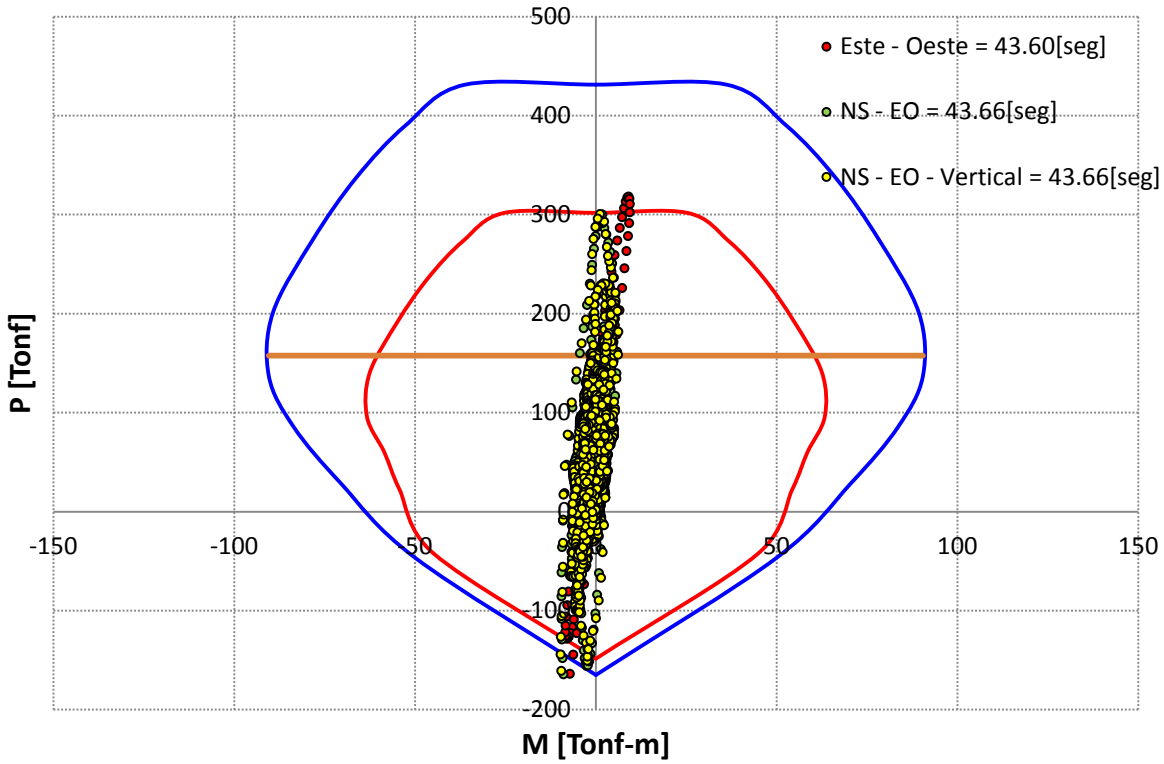


Figura 5.30 Diagrama de interacción muro 3 en dirección longitudinal "X" – Combinaciones C7
Tiempo en el que ocurre la falla: 43.66 segundos

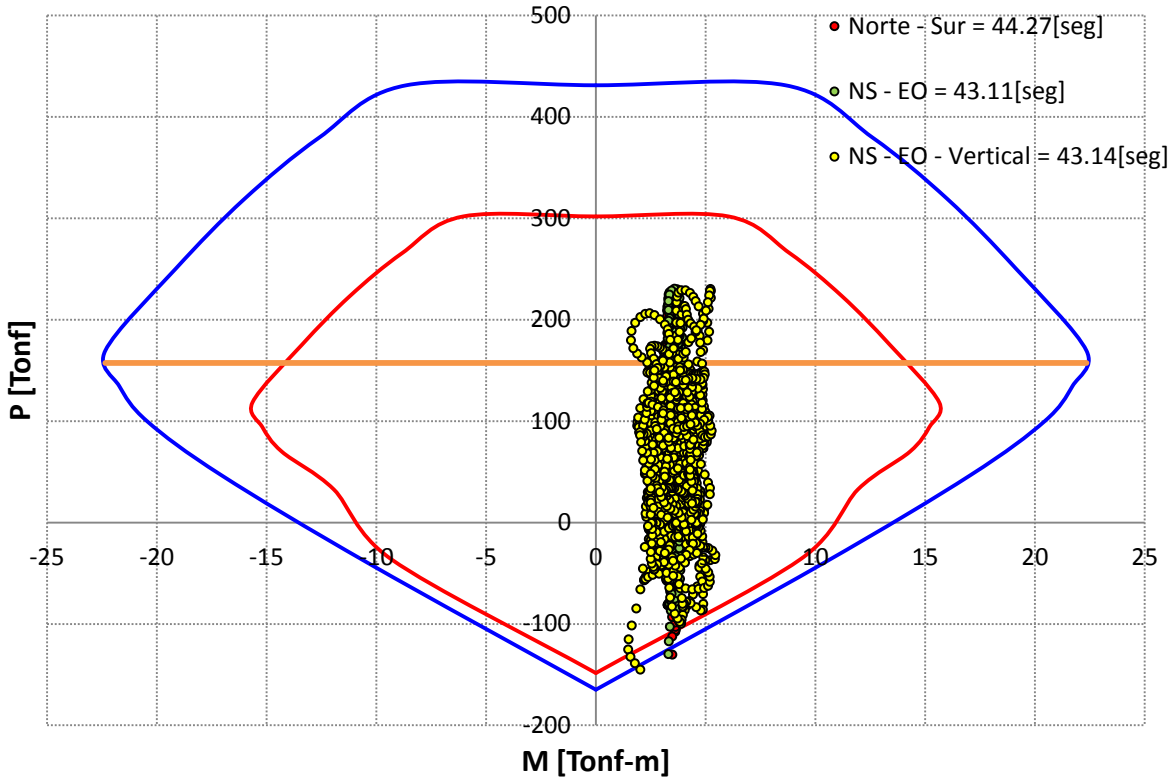


Figura 5.31 Diagrama de interacción muro 3 en dirección transversal "Y" – Combinaciones C7
Tiempo en el que ocurre la falla: 43.14 segundos

Al analizar los resultados, es posible notar una fuerte influencia de la carga axial en los muros debido al alto grado de acoplamiento. Al tener un modelo lineal elástico, las vigas de acople son incapaces de generar rótulas plásticas en la unión con los muros y generan grandes momentos que son transmitidos como corte, y posteriormente como carga axial a los muros.

Al coincidir aproximadamente el tiempo de falla de los muros con los peaks de los registros, se tiene un primer estimador del momento en que los muros comienzan a entrar en el rango no lineal. Se aprecia que bajo este criterio la primera incursión en el rango no lineal de los muros estaría prácticamente al comienzo de la zona de movimiento fuerte, por lo que habrían tenido una alta demanda en el rango no lineal en el sismo del 2010.

Para corroborar los resultados y obtener el instante de tiempo exacto en que los muros habrían comenzado a incurrir en el rango no lineal, se realiza un análisis bajo el criterio de deformación de los muros presentado en el capítulo 4.

5.5.2 Criterio de deformación

Los resultados que se presentan a continuación se obtuvieron estimando que el nivel de carga gravitacional en los muros, al momento de ocurrir el sismo, es de un 100% de las cargas permanentes más un 25% de las sobrecargas de servicio.

Ya que la capacidad de curvatura de los muros depende directamente de la carga axial, y ésta varía en cada instante de tiempo debido a la acción del sismo, se realiza una regresión polinomial de grado 21 con 100 puntos para estimar la capacidad de curvatura en función de la carga axial, obteniendo así una curva que permita comparar solicitaciones y demandas.

Los resultados que se presentan a continuación son considerando que las 3 componentes del registro de aceleraciones (Norte-Sur, Este-Oeste y vertical) actúan simultáneamente. En los gráficos de demanda vs capacidad se presenta solo la zona en que el muro está próximo a fallar, para que se puedan apreciar de buena forma los resultados.

Si la carga axial solicitante en un muro es superior a los límites de la curva de capacidad, ya sea en tracción o compresión, la sección presenta una falla y los resultados de la regresión dejan de ser válidos.

Es importante destacar 3 consideraciones del análisis realizado bajo el criterio de deformación:

a) Con tal de ser consistente en los análisis realizados por resistencia, se limita la capacidad a compresión axial de los muros a un 80% de la resistencia nominal, tal como se indica en el punto 10.3.6 del código ACI318-08. El propósito de limitar a un 80% de la resistencia nominal la capacidad a compresión, es considerar posibles excentricidades en las cargas.

   Por lo tanto, las curvas de capacidad presentan un quiebre en la zona a compresión cuando se llega al 80% de la resistencia nominal (Compresión pura).

b) Los casos de tracción y compresión pura, si bien son teóricamente posibles, son casos más bien hipotéticos que no se dan en la práctica. La diferencia entre ambos casos radica en que con altas compresiones y momentos pequeños la sección no tiene ductilidad (la sección se encuentra sobre el punto de falla balanceada), mientras que con altas tracciones y momentos pequeños hay una alta ductilidad, en donde prácticamente todo el acero de refuerzo alcanza a fluir.

   Ambos casos extremos, de tracción y compresión pura, son situaciones en que el elemento tiene una curvatura igual a cero. Las curvas carga axial vs curvatura se acercan casi asintóticamente a la zona de compresión pura, ya que la capacidad de deformación va disminuyendo paulatinamente hasta llegar a cero. Sin embargo, cuando se acerca a la zona a tracción la curva presenta un quiebre brusco el cual no representa de buena manera el fenómeno natural.

   Las curvas que se presentan a continuación no muestran el punto final de la curva en tracción (tracción pura), pero si se considera en el análisis que la capacidad a curvatura de la sección es nula en tal caso.

c) Para calcular la demanda de curvatura, debido a que el programa entrega directamente desplazamientos, se utilizaron las fórmulas y el procedimiento presentado en el capítulo 4.

- Muro 1

La Figura 5.32 muestra la capacidad de curvatura, para distintos niveles de carga axial a tracción y compresión en el sentido de análisis "+X".
Nota: Las cargas axiales de compresión son positivas y las de tracción negativas.

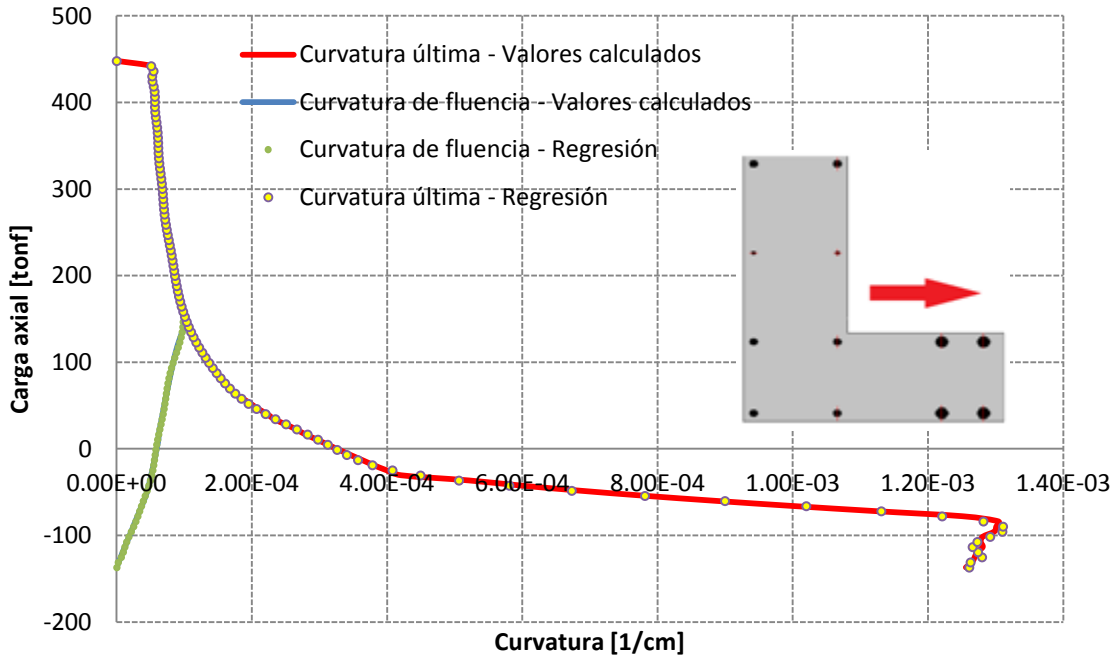


Figura 5.32 Curvas de capacidad elástica y última del muro 1 - Sentido "+X"

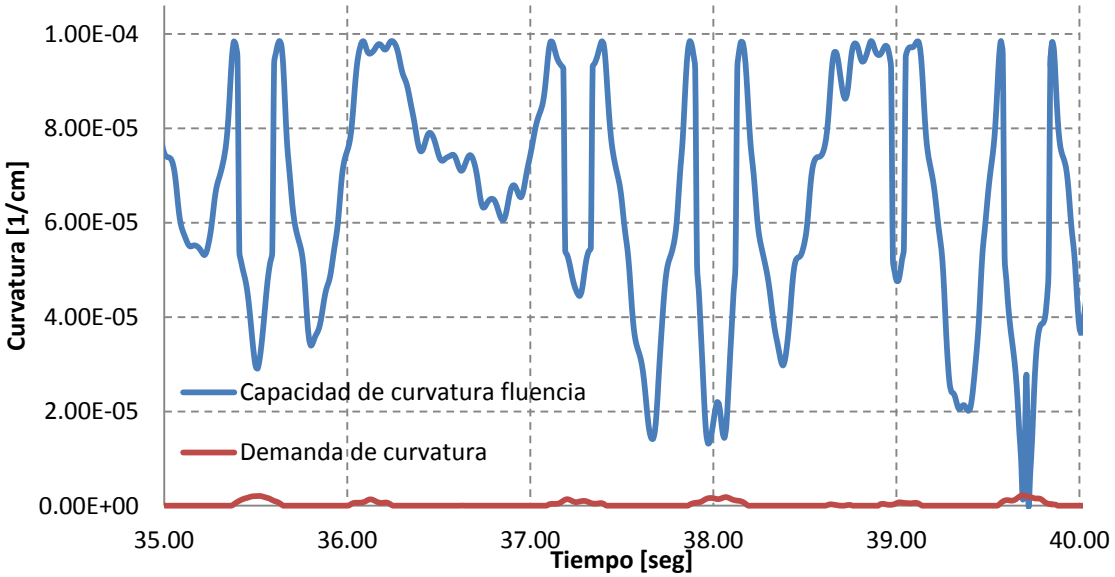


Figura 5.33 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 Sentido "+X"

La capacidad de curvatura de fluencia del muro 1 en el sentido "+X" se supera aproximadamente a los 39.70 segundos. Demanda bajo carga axial de tracción en el instante que se supera la capacidad.

La Figura 5.34 muestra la capacidad de curvatura, para distintos niveles de carga axial a tracción y compresión en el sentido de análisis "-X".

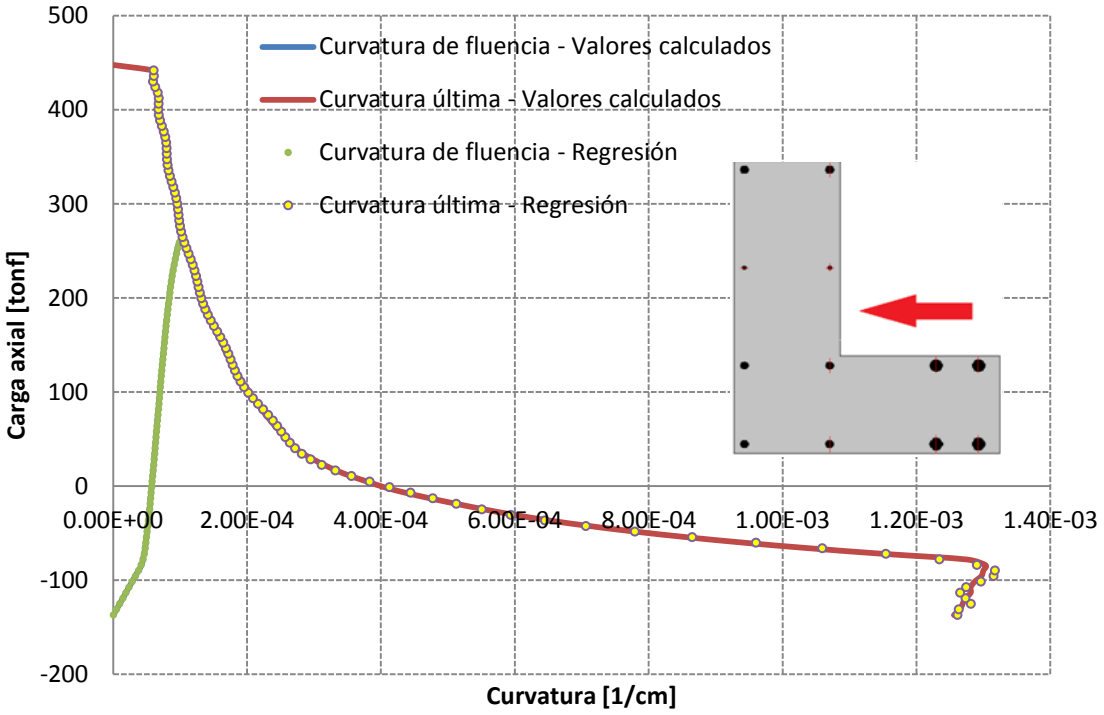


Figura 5.34 Curvas de capacidad elástica y última del muro 1 - Sentido "-X"

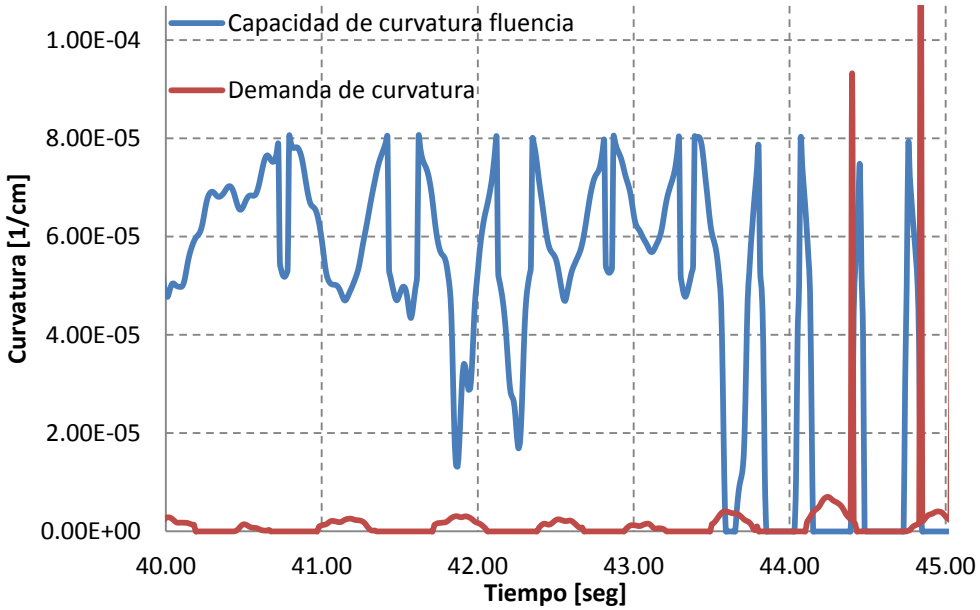


Figura 5.35 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 sentido "-X"

La capacidad de curvatura de fluencia del muro 1 en el sentido "-X", se supera aproximadamente a los 43.59 segundos. Demanda bajo carga axial de tracción en el instante que se supera la capacidad.

La Figura 5.36 muestra la capacidad de curvatura, para distintos niveles de carga axial a tracción y compresión en el sentido de análisis “+Y”.

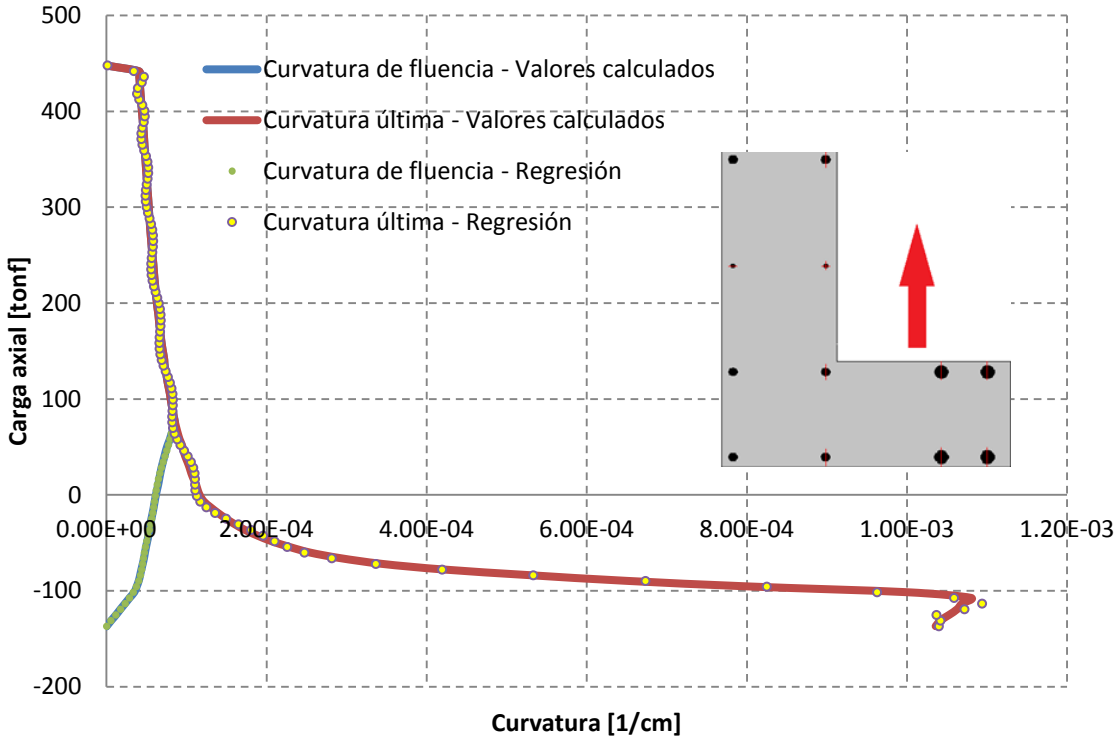


Figura 5.36 Curvas de capacidad elástica y última del muro 1 - Sentido "+Y"

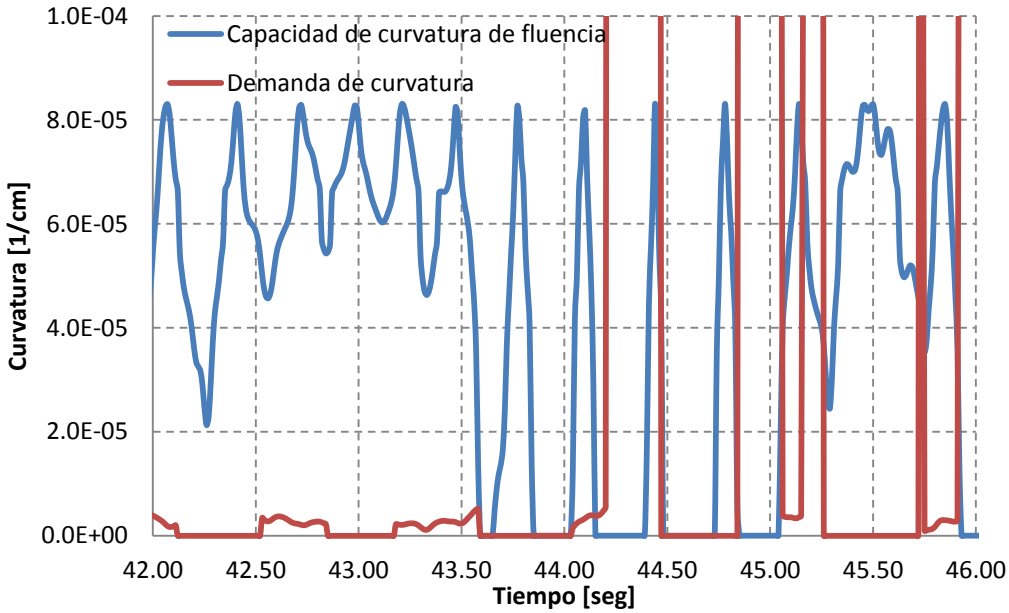


Figura 5.37 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 sentido “+Y”

La capacidad de curvatura de fluencia del muro 1 en el sentido “+Y”, se supera aproximadamente a los 44.15 segundos. Demanda bajo carga axial de tracción en el instante que se supera la capacidad.

La Figura 5.38 muestra la capacidad de curvatura, para distintos niveles de carga axial a tracción y compresión en el sentido de análisis "-Y".

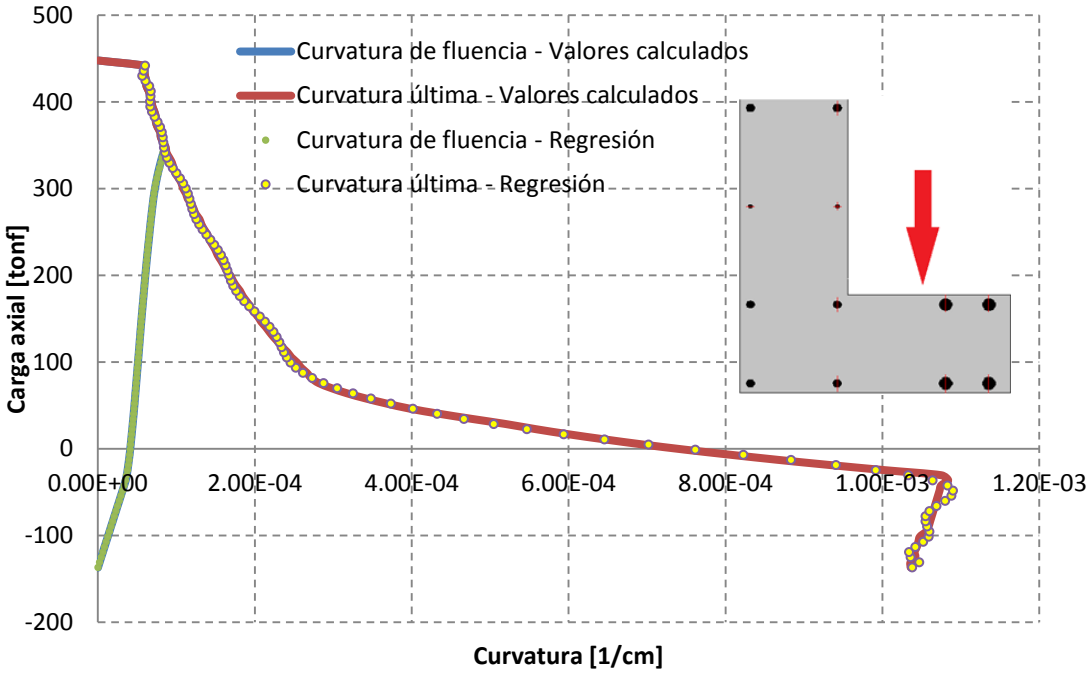


Figura 5.38 Curvas de capacidad elástica y última del muro 1 - Sentido "-Y"

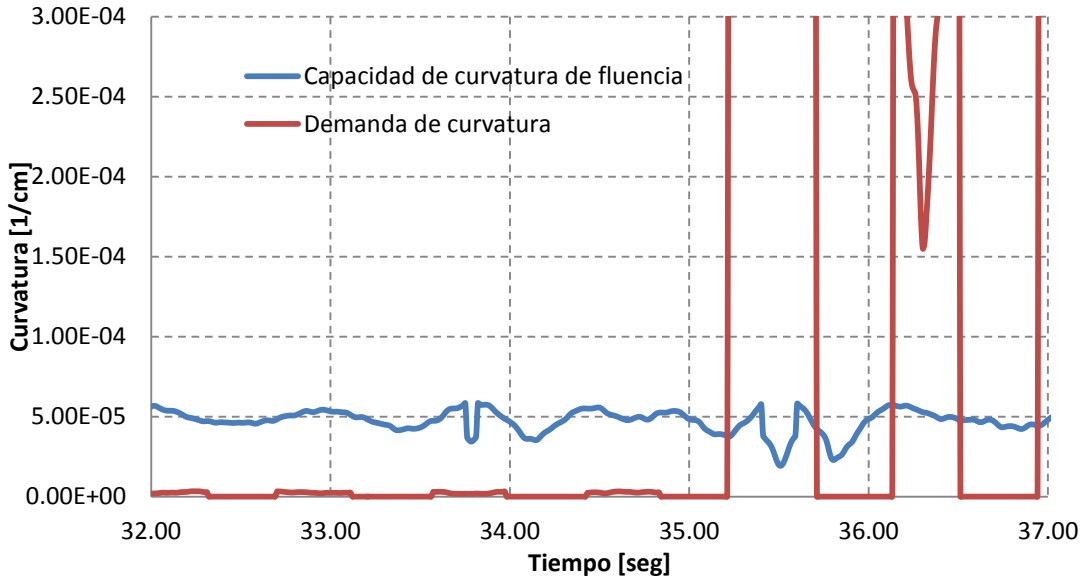


Figura 5.39 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 sentido "-Y"

La capacidad de curvatura de fluencia del muro 1 en el sentido "+Y", se supera aproximadamente a los 35.22 segundos. Demanda bajo carga axial de tracción en el instante que se supera la capacidad.

Basado en los resultados del análisis tiempo historia en los 4 sentidos del muro 1, es posible concluir que éste entra en el rango no lineal aproximadamente a los 35 segundos.

- Muro 2

La Figura 5.40 muestra la capacidad de curvatura, para distintos niveles de carga axial a tracción y compresión en el sentido de análisis "+X".

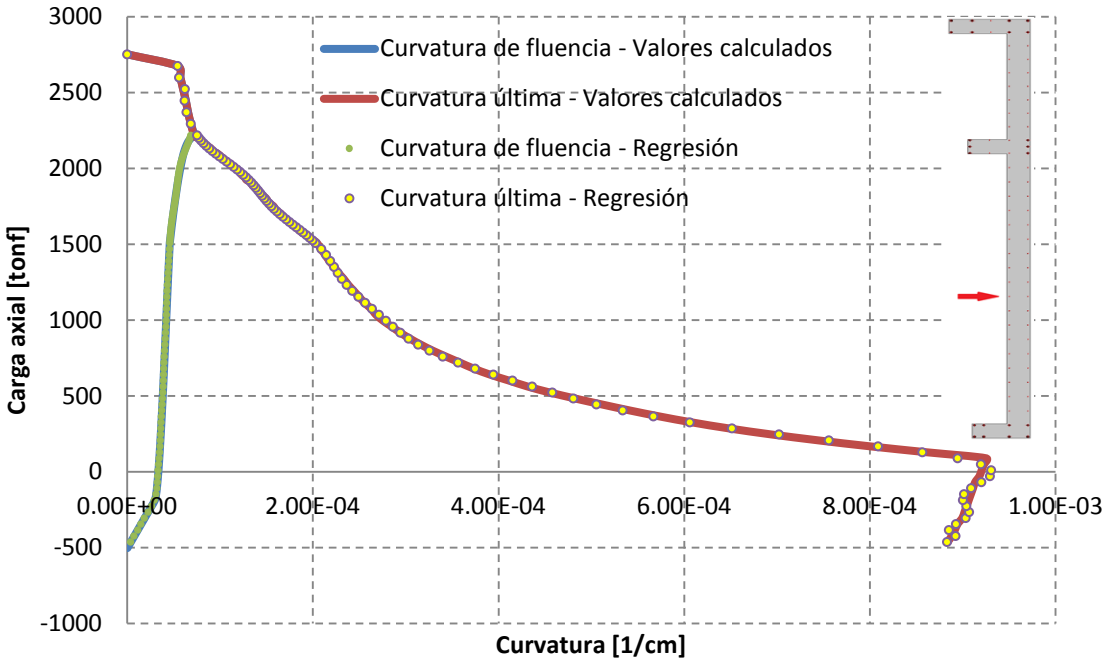


Figura 5.40 Curvas de capacidad elástica y última del muro 2 - Sentido "+X"

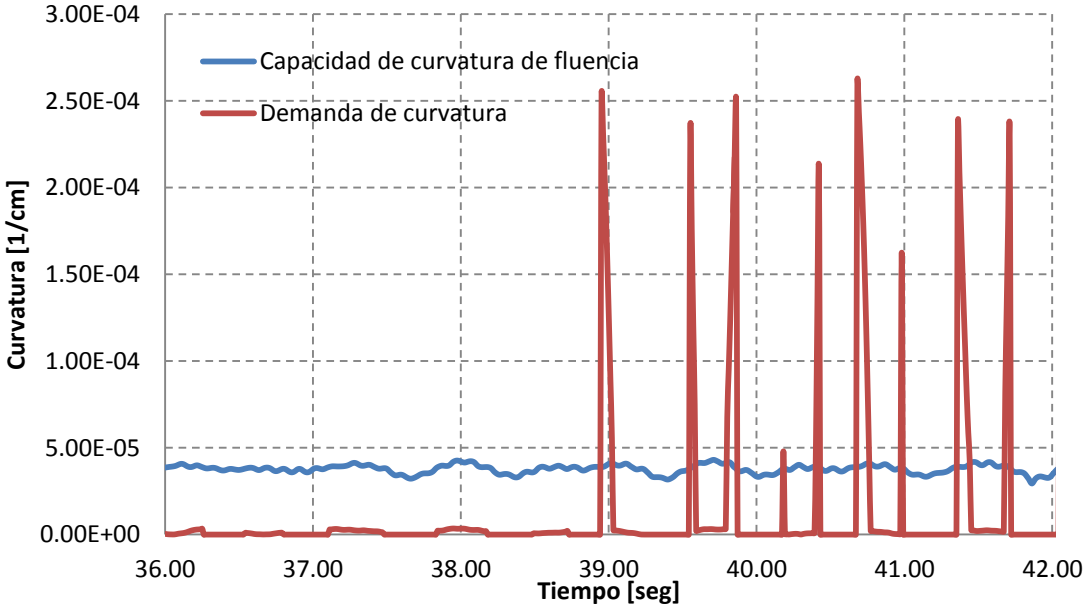


Figura 5.41 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 sentido "+X"

La capacidad de curvatura de fluencia del muro 2 en el sentido "+X", se supera aproximadamente a los 38.95 segundos. Demanda bajo carga axial de compresión en el instante que se supera la capacidad.

La Figura 5.42 muestra la capacidad de curvatura, para distintos niveles de carga axial a tracción y compresión en el sentido de análisis "-X".

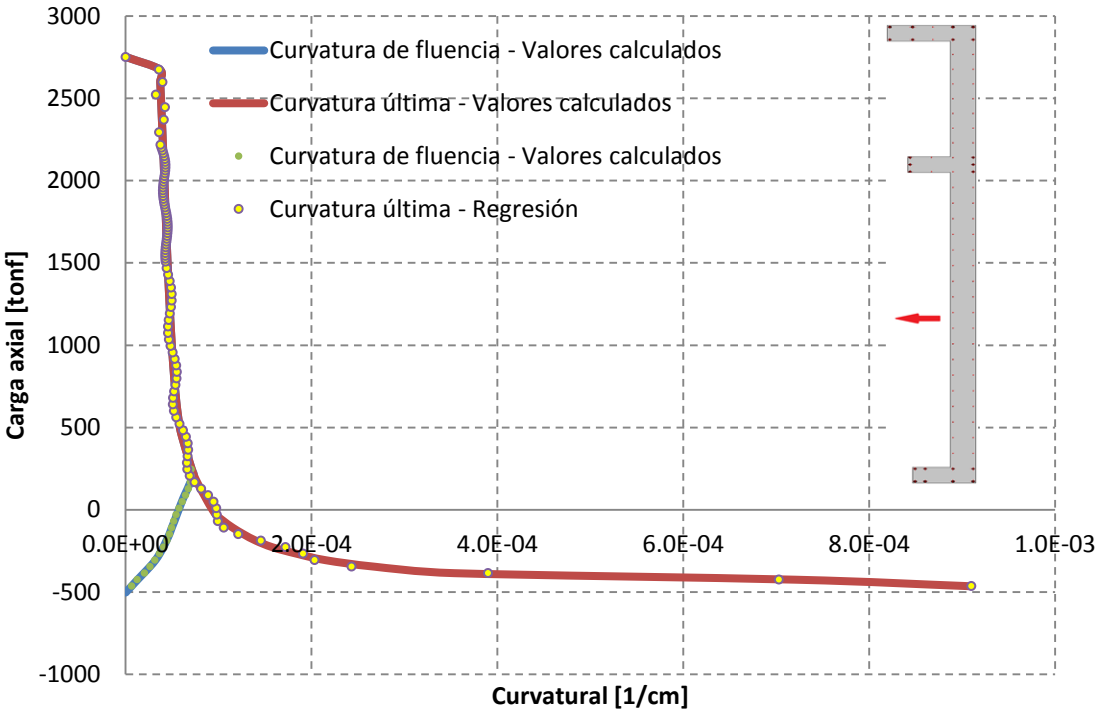


Figura 5.42 Curvas de capacidad elástica y última del muro 2 - Sentido "-X"

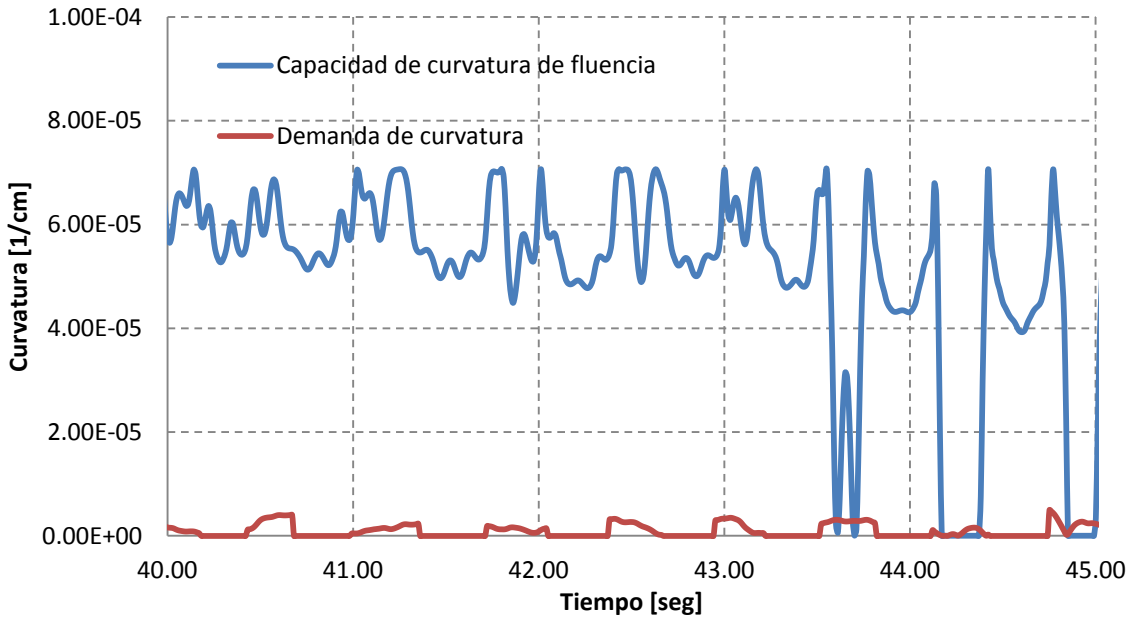


Figura 5.43 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 sentido "-X"

La capacidad de curvatura de fluencia del muro 2 en el sentido "-X", se supera aproximadamente a los 43.60 segundos. Demanda bajo carga axial de tracción en el instante que se supera la capacidad.

La Figura 5.44 muestra la capacidad de curvatura, para distintos niveles de carga axial a tracción y compresión en el sentido de análisis “+Y”.

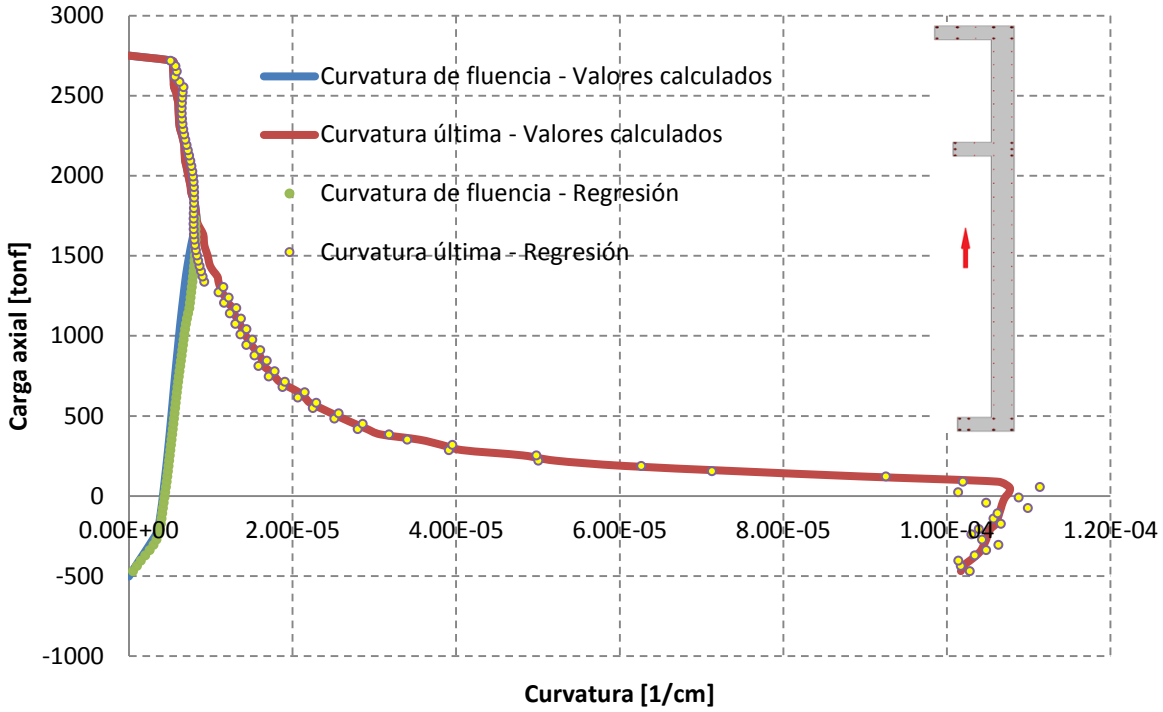


Figura 5.44 Curvas de capacidad elástica y última del muro 2 - Sentido "+Y"

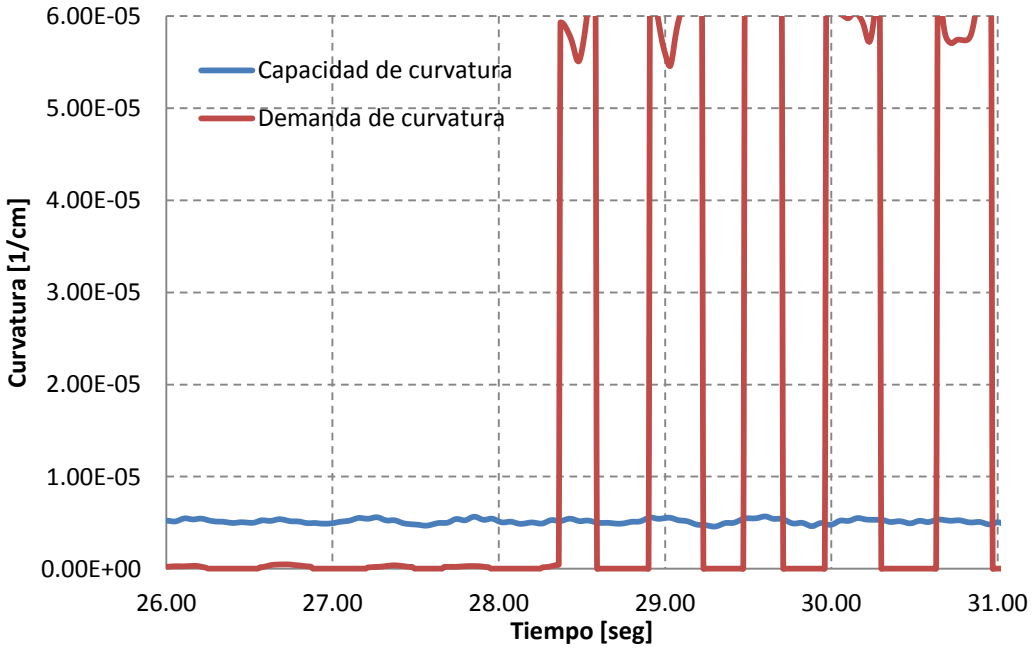


Figura 5.45 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 sentido “+Y”

La capacidad de curvatura de fluencia del muro 2 en el sentido “+Y”, se supera aproximadamente a los 28.37 segundos. Demanda bajo carga axial de compresión en el instante que se supera la capacidad.

La Figura 5.46 muestra la capacidad de curvatura, para distintos niveles de carga axial a tracción y compresión en el sentido de análisis "-Y".

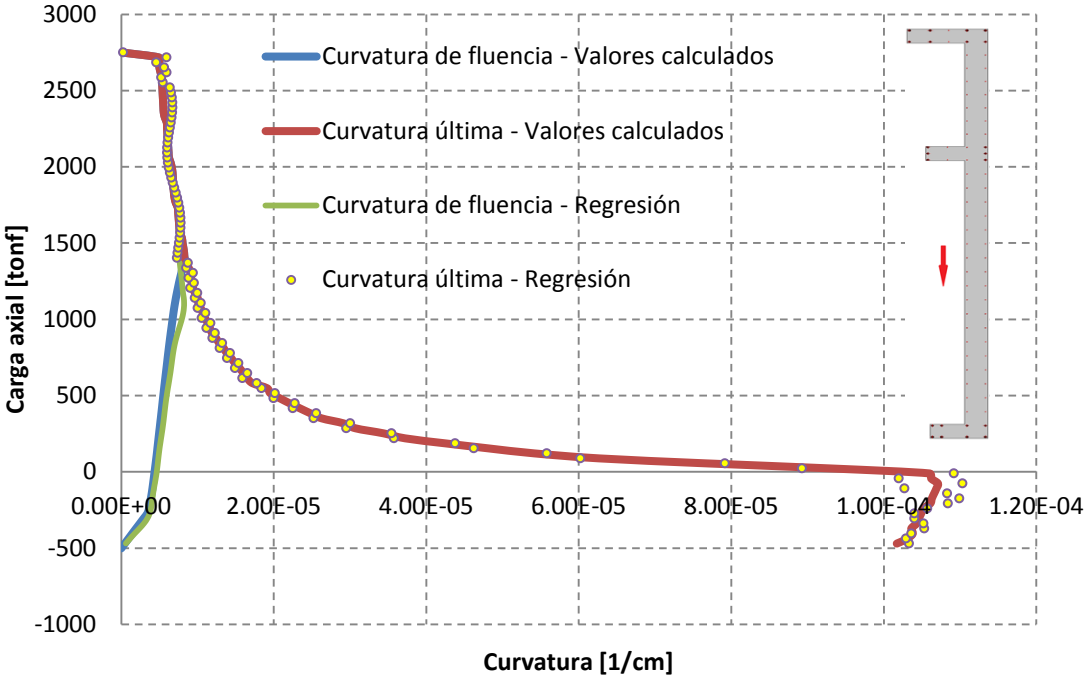


Figura 5.46 Curvas de capacidad elástica y última del muro 2 - Sentido "-Y"

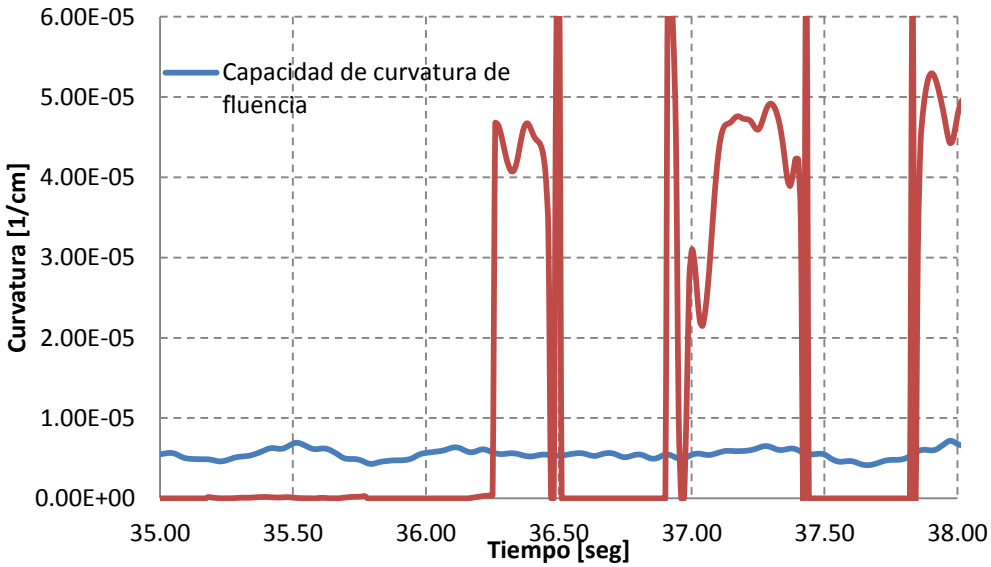


Figura 5.47 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 sentido "-Y"

La capacidad de curvatura de fluencia del muro 2 en el sentido "-Y", se supera aproximadamente a los 36.26 segundos. Demanda bajo carga axial de compresión en el instante que se supera la capacidad.

Basado en los resultados del análisis tiempo historia en los 4 sentidos del muro 2, es posible concluir que éste entra en el rango no lineal aproximadamente a los 29 segundos.

- Muro 3

La Figura 5.48 muestra la capacidad de curvatura, para distintos niveles de carga axial a tracción y compresión en la dirección de análisis "X".

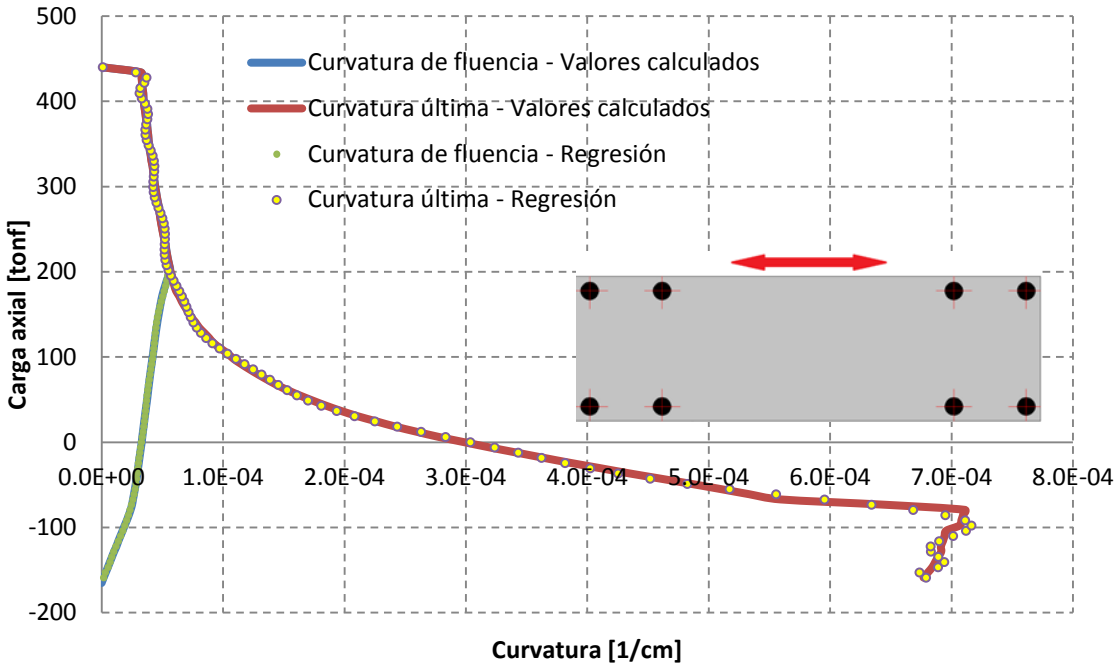


Figura 5.48 Curvas de capacidad elástica y última del muro 3 - Dirección "X"

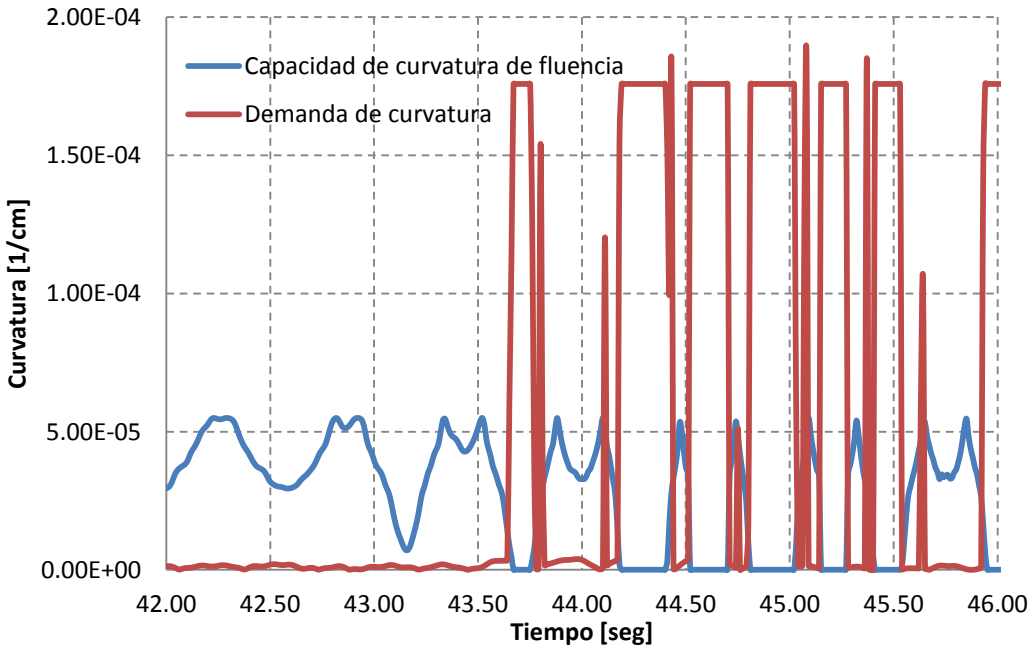


Figura 5.49 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 3 –Dirección "X"

La capacidad de curvatura de fluencia del muro 3 en dirección "X", se supera aproximadamente a los 43.65 segundos. Demanda bajo carga axial de tracción en el instante que se supera la capacidad.

La Figura 5.50 muestra la capacidad de curvatura, para distintos niveles de carga axial a tracción y compresión en la dirección de análisis "Y".

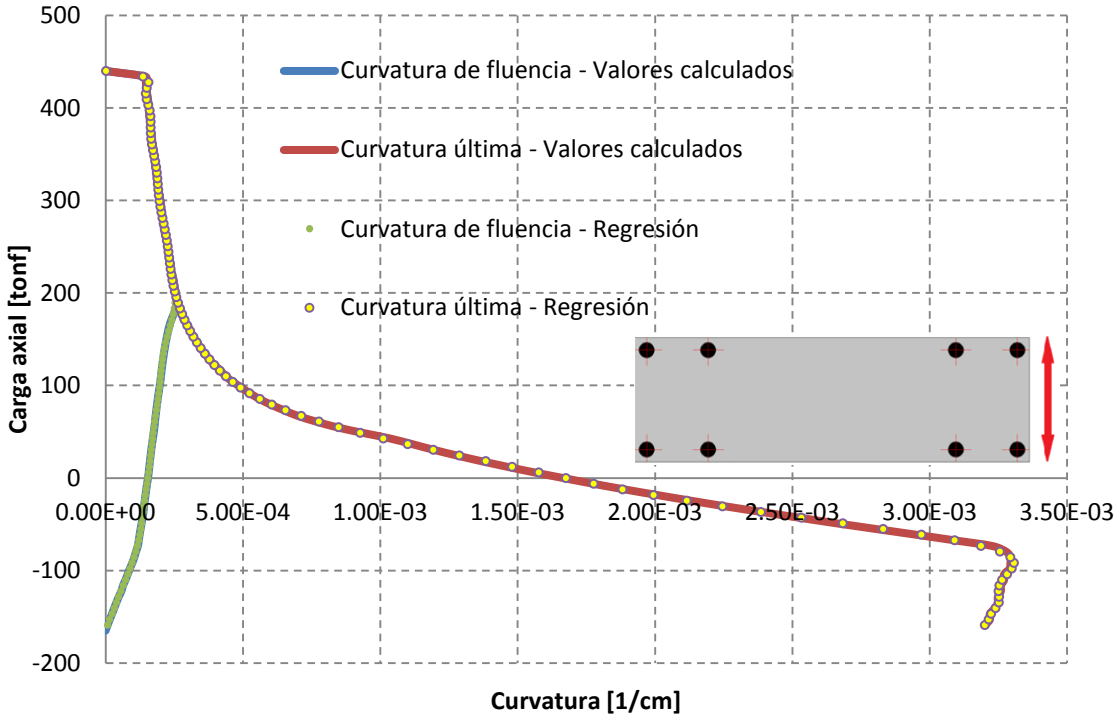


Figura 5.50 Curvas de capacidad elástica y última del muro 3 - Dirección "Y"

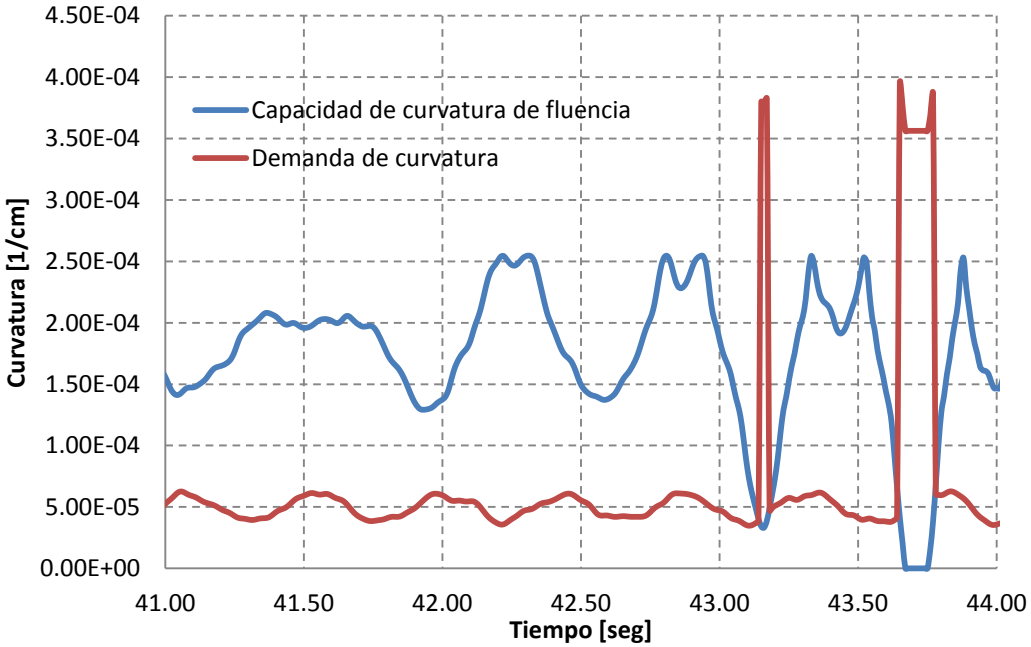


Figura 5.51 Curvatura de fluencia y demanda de curvatura vs tiempo muro 3 –Dirección "Y"

La capacidad de curvatura de fluencia del muro 3 en dirección "Y", se supera aproximadamente a los 43.15 segundos. Demanda bajo carga axial de tracción en el instante que se supera la capacidad.

De acuerdo los resultados obtenidos de los 3 muros, se concluye que el primer muro en entrar en el rango no lineal debe haber sido el muro 2, aproximadamente a los 29 segundos de iniciado el sismo. Es razonable pensar que el muro 2 sea el primero en entrar en el rango no lineal, ya que es un elemento con alta rigidez flexural y axial (mucho mayor a los otros muros analizados), y por lo tanto toma la mayor parte de las cargas sísmicas mientras que la estructura se mantiene en el rango lineal elástico. Una vez superada la curvatura de fluencia, se redistribuyen los esfuerzos de acuerdo a las nuevas rigideces relativas de los elementos.

Al igual que en el análisis realizado por resistencia, se nota una fuerte influencia de la carga axial en los muros debido al alto grado de acoplamiento. Las demandas de curvatura posterior a los 50 segundos aumentan considerablemente, pero los resultados dejan de tener sentido ya que el modelo lineal elástico no es capaz de limitar el aumento en la carga axial de los muros ya que no se generan rótulas plásticas y no se redistribuyen los esfuerzos. Para determinar de manera aproximada cuándo se supera la resistencia última de los muros, se realiza un análisis lineal elástico con las recomendaciones contenidas en el documento FEMA 356.

La Figura 5.52 muestra en un mismo gráfico, los registros de aceleraciones del sismo de Cauquenes de 2010, la zona determinada como de movimiento fuerte, y el instante de tiempo en que se estima que el primer muro (muro 2) habría comenzado a incurrir en el rango no lineal.

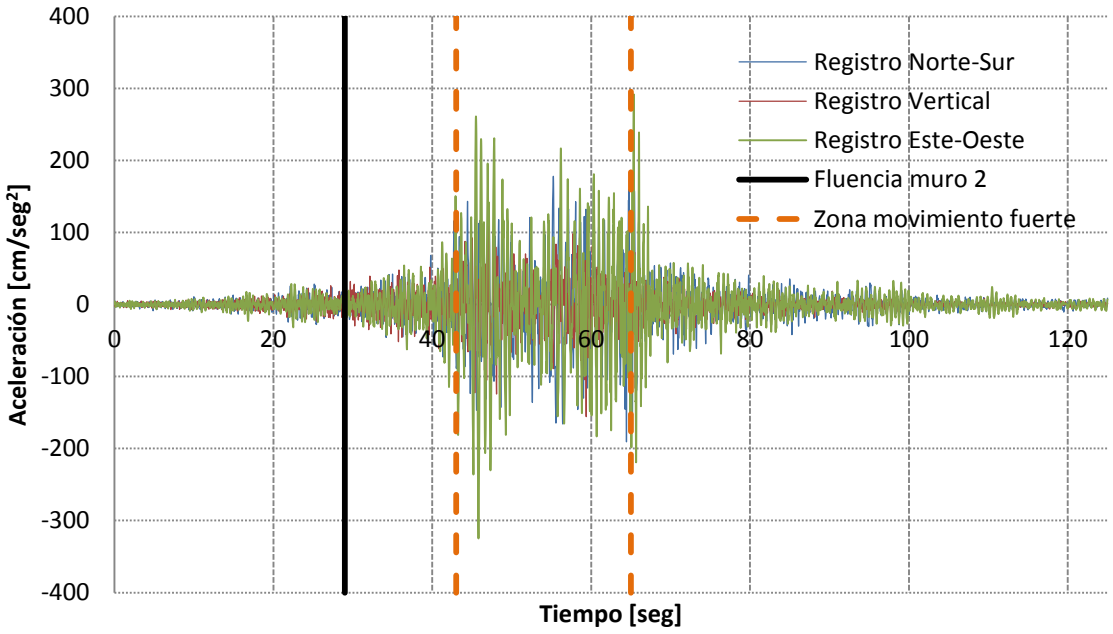


Figura 5.52 Zona de movimiento fuerte del sismo de Cauquenes de 2010 e instante de tiempo en que el primer muro entra en el rango no lineal

Por lo tanto se estima que los muros deben haber tenido una alta incursión en el rango no lineal, debido a que se superó su capacidad de curvatura de fluencia incluso un par de segundos antes de que se iniciara la zona de movimiento fuerte del sismo. Estos resultados son coincidentes con el levantamiento de daños y el desempeño estimado de la estructura.

5.6 VERIFICACIÓN DEL COMPORTAMIENTO DE LOS MUROS CONSIDERANDO SECCIONES AGRIETADAS

Una vez que los elementos comienzan a incurrir en el rango no lineal, presentan una disminución en su rigidez debido al agrietamiento del hormigón y/o a la fluencia del acero de refuerzo. Las estructuras hiperestáticas tienen la capacidad de redistribuir esfuerzos una vez que el primer elemento alcanza el rango no lineal, y a partir de este instante los resultados del análisis lineal elástico dejan de ser válidos.

FEMA 356 presenta una alternativa para estimar la respuesta no lineal de la estructura a través de un análisis lineal elástico en el cual se reduce la rigidez de los elementos. Según lo estipulado en el capítulo 6 del documento FEMA356, si las fuerzas en la estructura se obtienen de un modelo lineal elástico, la rigidez efectiva debe tratar de representar de buena manera los cambios de tensiones en los elementos debido a cambios volumétricos, de temperatura y por agrietamiento de la sección, con tal de simular el comportamiento no lineal de la estructura.

La Tabla 5.12 presenta los factores de rigidez efectiva propuestos por FEMA356 para elementos de hormigón armado. Estos factores de reducción se aplican directamente modificando las propiedades de las secciones brutas en el programa de análisis ETABS.

Tabla 5.12 Factores de modificación de rigidez – Tabla 6.5 FEMA356

Elemento	Rigidez		
	Flexural	Al corte	Axial
Vigas no pretensadas	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	—
Columnas a compresión con cargas gravitacionales de diseño ≥ $0.5A_gf_c'$	$0.7E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Columnas a compresión con cargas gravitacionales de diseño ≤ $0.3A_gf_c'$ o en tracción	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_sA_s
Muros sin agrietarse (Con inspección)	$0.8E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Muros agrietados	$0.5E_cI_g$	$0.4E_cA_w$	E_cA_g
Losas no pretensadas	—	$0.4E_cA_g$	—

Donde:
E_c = Módulo de elasticidad del hormigón.
E_s = Módulo de elasticidad del acero.
I_g = Inercia bruta de la sección transversal.
A_g = Área bruta de la sección transversal.
A_s = Área de refuerzo longitudinal de acero.
A_w = Área del alma de la sección bruta.

Al tener elementos de menor rigidez, aumenta el período de la estructura. El D.S. N°61 propone que el período agrietado lateral se puede estimar como 1.5 veces el período calculado con secciones brutas, es decir, $T_{nag} = 1.5T_n$. La Tabla 5.13 muestra los períodos naturales de la estructura calculados con las secciones no agrietadas y agrietadas.

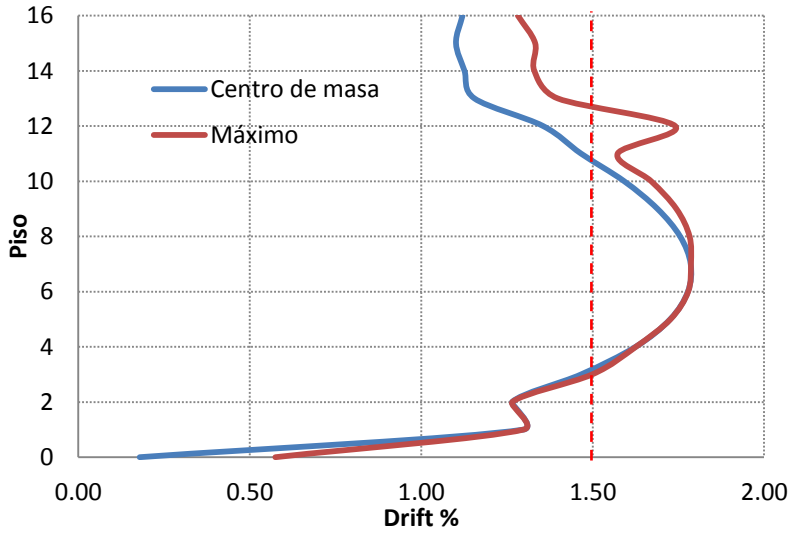
Tabla 5.13 Períodos naturales agrietados y sin agrietar del Edificio Río Imperial

Dirección de análisis	Períodos agrietados (T_{nag})		Período sin agrietar (T_n)
	Fema356	D.S. N°61	
Longitudinal - "X"	0.87 [seg]	0.93 [seg]	0.62 [seg]
Transversal - "Y"	1.23 [seg]	1.49 [seg]	0.99 [seg]
Vertical - "Z"	0.17 [seg]	—	0.12 [seg]

Las Tabla 5.14 a Tabla 5.17 muestran el comportamiento global de la estructura, al considerar los factores de modificación de rigidez indicados en la Tabla 5.12.

Tabla 5.14 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección longitudinal "X"

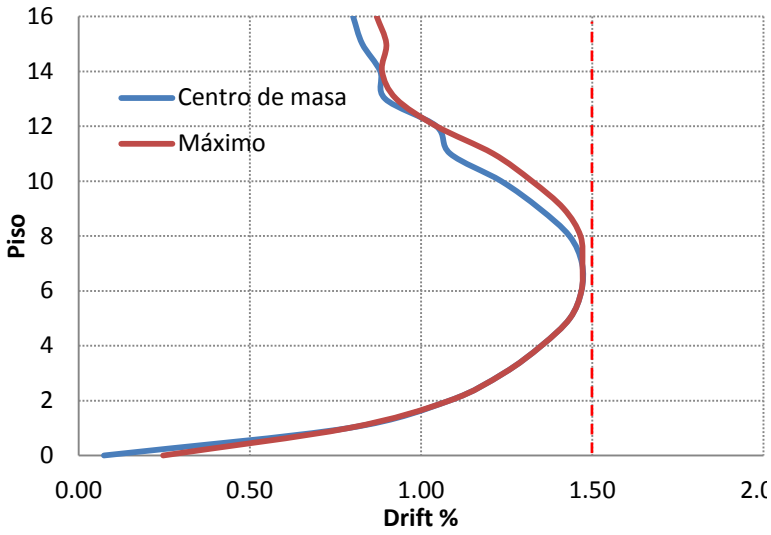
Nº Piso	Drift CM %	Drift max %
16	1.12	1.28
15	1.10	1.33
14	1.13	1.33
13	1.16	1.40
12	1.36	1.74
11	1.47	1.57
10	1.59	1.67
9	1.69	1.74
8	1.76	1.78
7	1.79	1.79
6	1.78	1.78
5	1.73	1.73
4	1.63	1.63
3	1.47	1.50
2	1.27	1.27
1	1.30	1.30
0	0.18	0.50



$$Drift\ global\ \text{"X"} = \frac{Desplazamiento\ de\ techo}{Altura\ total} = \frac{59.4[cm]}{43.80[m]} \approx 1.36\%$$

Tabla 5.15 Desplazamientos relativos de entrepiso en la dirección transversal "Y"

Nº Piso	Drift CM ‰	Drift max ‰
16	0.80	0.87
15	0.83	0.90
14	0.88	0.89
13	0.90	0.93
12	1.04	1.04
11	1.09	1.21
10	1.23	1.32
9	1.35	1.42
8	1.43	1.47
7	1.47	1.47
6	1.47	1.47
5	1.43	1.43
4	1.35	1.35
3	1.24	1.24
2	1.08	1.08
1	0.79	0.79
0	0.07	0.25



$$Drift\ global\ \text{"Y"} = \frac{Desplazamiento\ de\ techo}{Altura\ total} = \frac{27.8[cm]}{43.80[m]} \approx 0.64\%$$

Tabla 5.16 Curva de desplazamientos en la dirección longitudinal "X"

Nº Piso	Desplazamiento [cm]
16	59.4
15	56.8
14	54.0
13	51.1
12	48.2
11	44.9
10	41.1
9	37.1
8	32.9
7	28.4
6	23.9
5	19.5
4	15.2
3	11.1
2	7.4
1	4.2
0	0.4

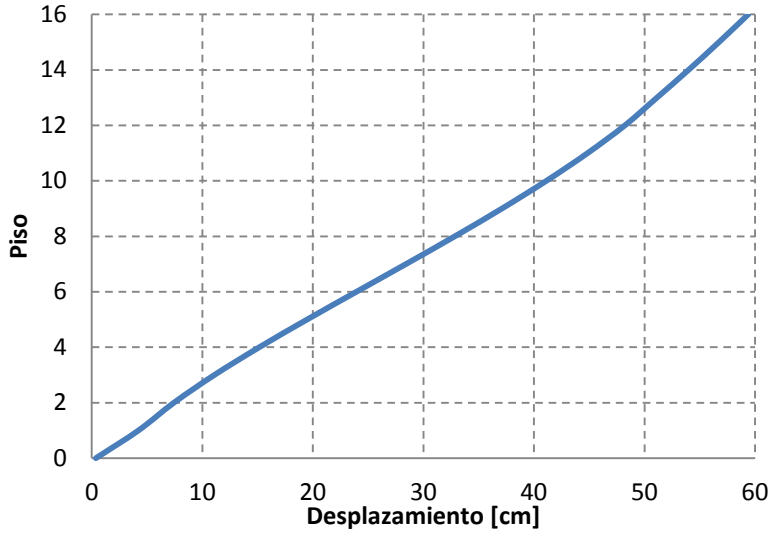
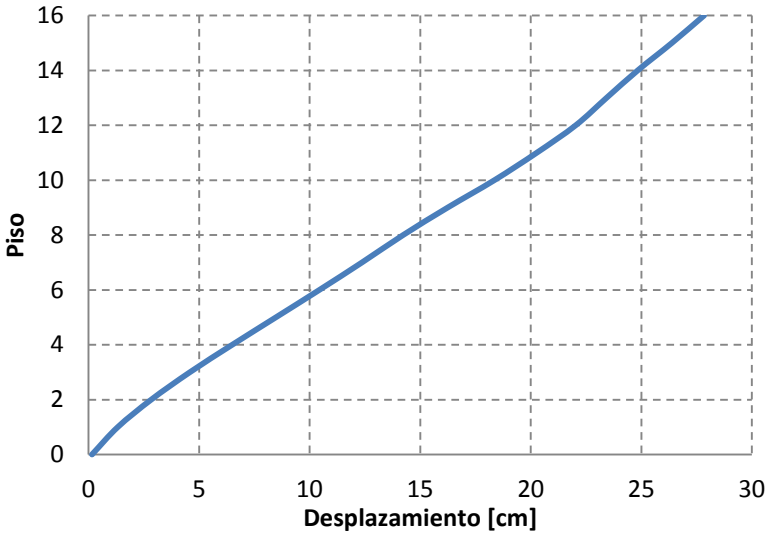


Tabla 5.17 Curva de desplazamientos en la dirección transversal "Y"

Nº Piso	Desplazamiento [cm]
16	27.8
15	26.4
14	24.8
13	23.4
12	22.0
11	20.3
10	18.4
9	16.2
8	14.2
7	12.4
6	10.4
5	8.5
4	6.50
3	4.6
2	2.8
1	1.3
0	0.2



El drift global calculado es del orden de 1.36% en "X" y 0.64% en "Y", lo que es similar a lo observado según los niveles de desplazamiento indicados en el nivel de desempeño de "Poca seguridad para los habitantes.

5.6.1 Verificación del comportamiento bajo el criterio de carga última

- Muro 1

Las Figura 5.53 y Figura 5.54 presentan la solicitación que induce la falla del muro 1, según el criterio presentado anteriormente, para las distintas combinaciones de carga.

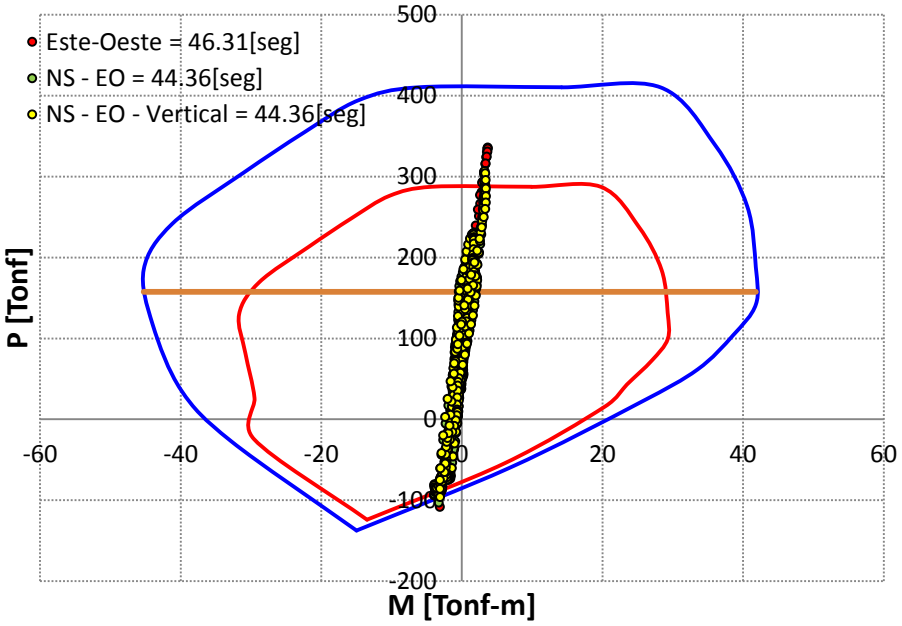


Figura 5.53 Diagrama de interacción muro 1 en dirección longitudinal "X".
Tiempo en que ocurre la falla: 44.36 [seg]

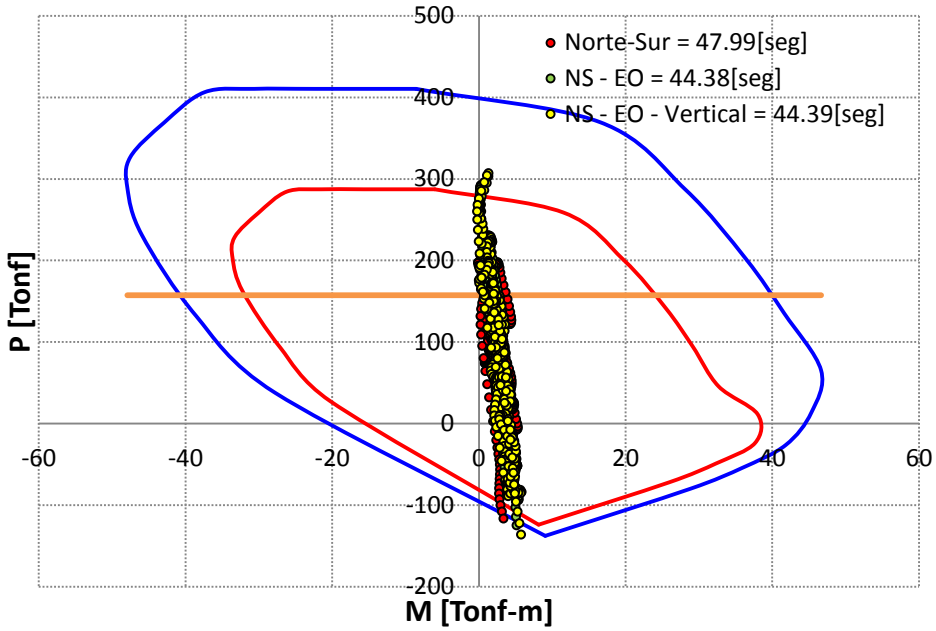


Figura 5.54 Diagrama de interacción muro 1 en dirección transversal "Y".
Tiempo en que ocurre la falla: 44.39 [seg]

- Muro 2

Las Figura 5.55 y Figura 5.56 presentan la solicitación que induce la falla del muro 2 entrar, según el criterio presentado anteriormente, para las distintas combinaciones de carga.

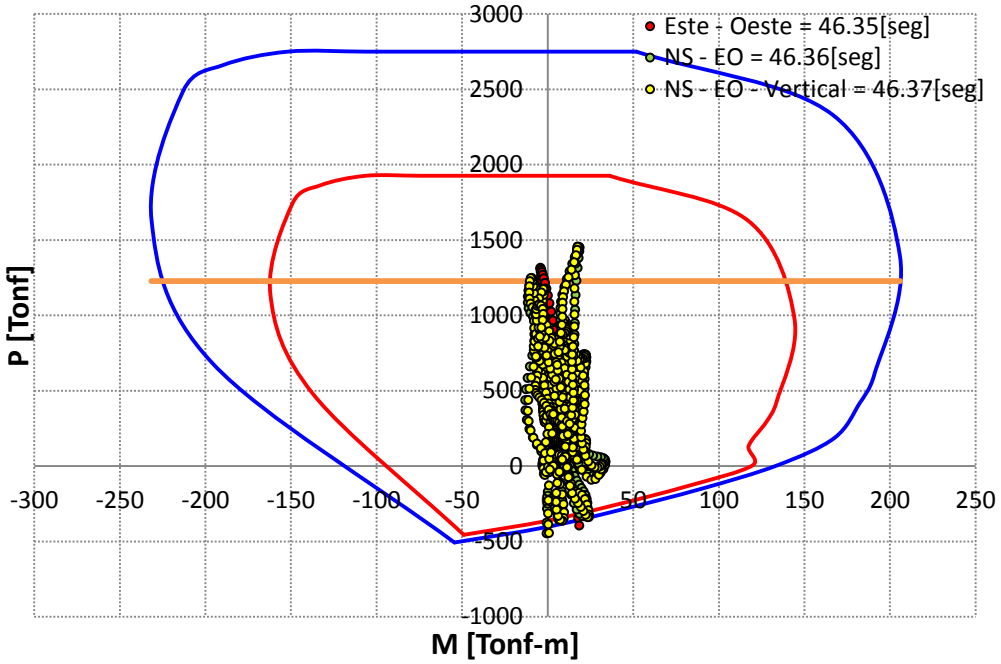


Figura 5.55 Diagrama de interacción muro 2 en dirección longitudinal "X".
Tiempo en que ocurre la falla: 46.37 [seg]

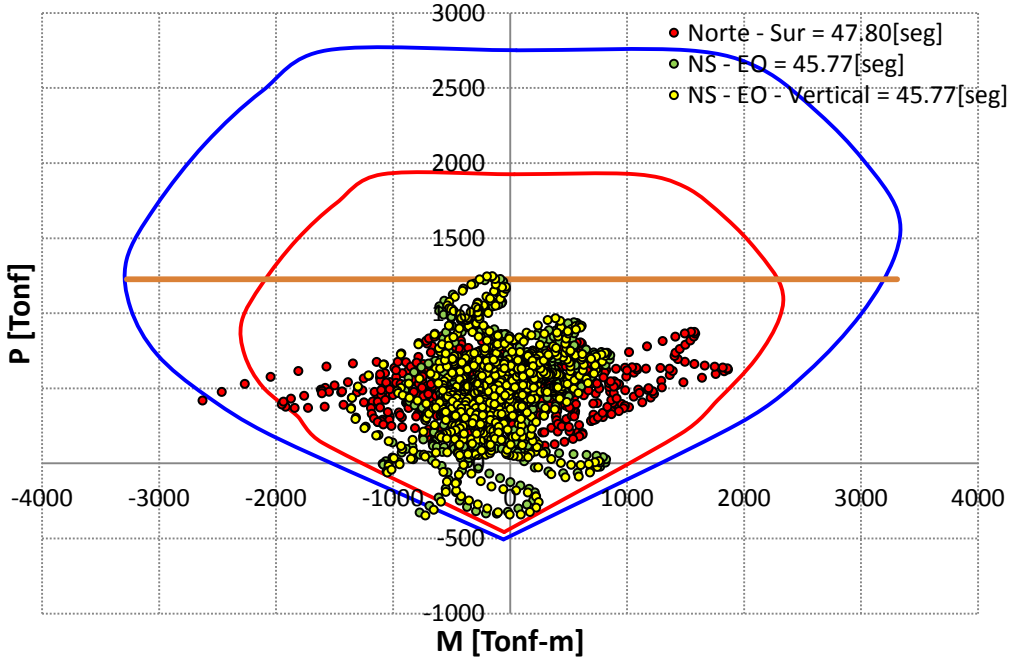


Figura 5.56 Diagrama de interacción muro 2 en dirección transversal "Y".
Tiempo en que ocurre la falla: 45.77 [seg]

- Muro 3

Las Figura 5.57 y Figura 5.58 presentan la solicitación que induce la falla del muro 3, según el criterio presentado anteriormente, para las distintas combinaciones de carga.

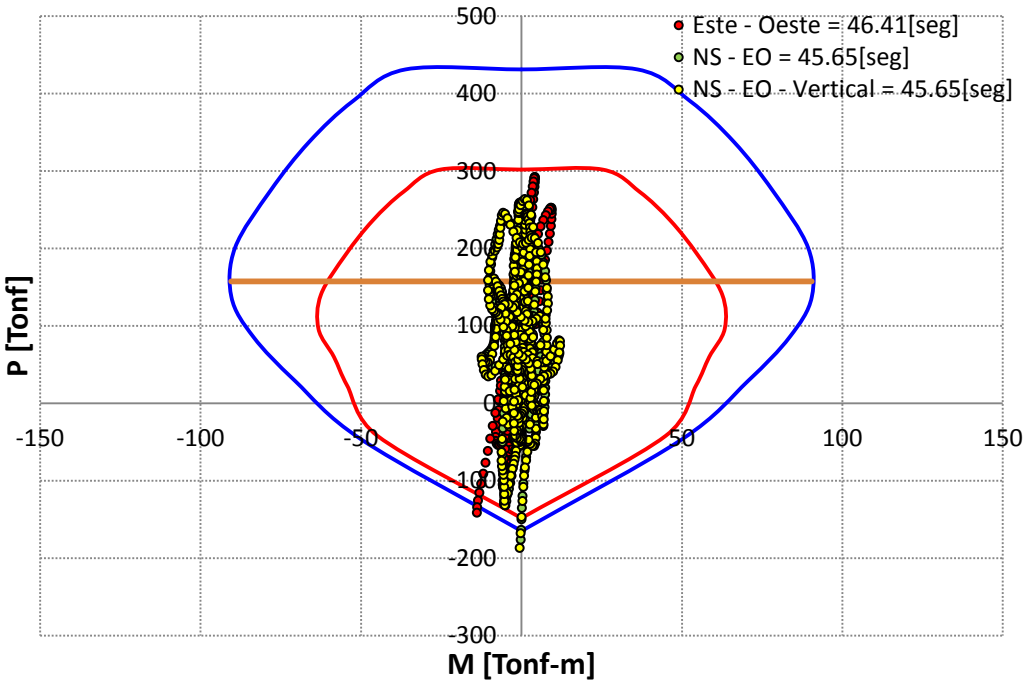


Figura 5.57 Diagrama de interacción muro 3 en dirección longitudinal "X".
Tiempo en que ocurre la falla: 45.65 [seg]

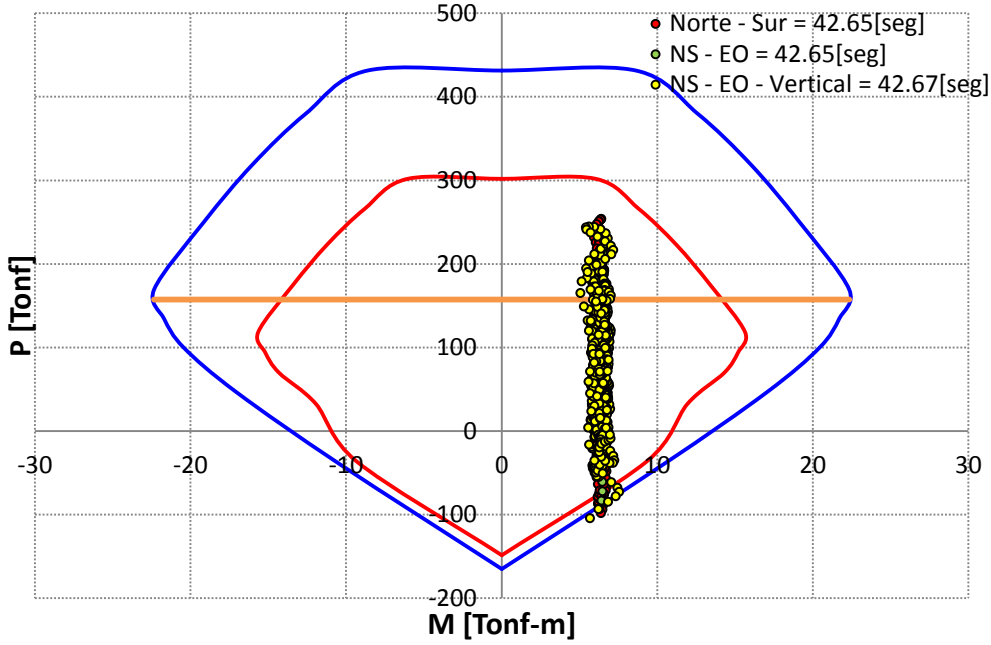


Figura 5.58 Diagrama de interacción muro 3 en dirección transversal "Y".
Tiempo en que ocurre la falla: 42.67 [seg]

5.6.2 Criterio de deformación

Las curvas de capacidad de los muros se presentaron anteriormente, cuando se analizaron los muros con secciones brutas, por lo tanto aquí se presentan directamente las capacidades y demandas de curvatura en el tiempo para cada muro. Es importante destacar que como este análisis trata de simular el comportamiento no lineal de la estructura, y ya se superó la capacidad de fluencia de los muros, ahora en lugar de utilizar la curvatura de fluencia se utiliza la capacidad de curvatura última en el análisis con tal de estimar el momento en que los muros fallaron.

- Muro 1

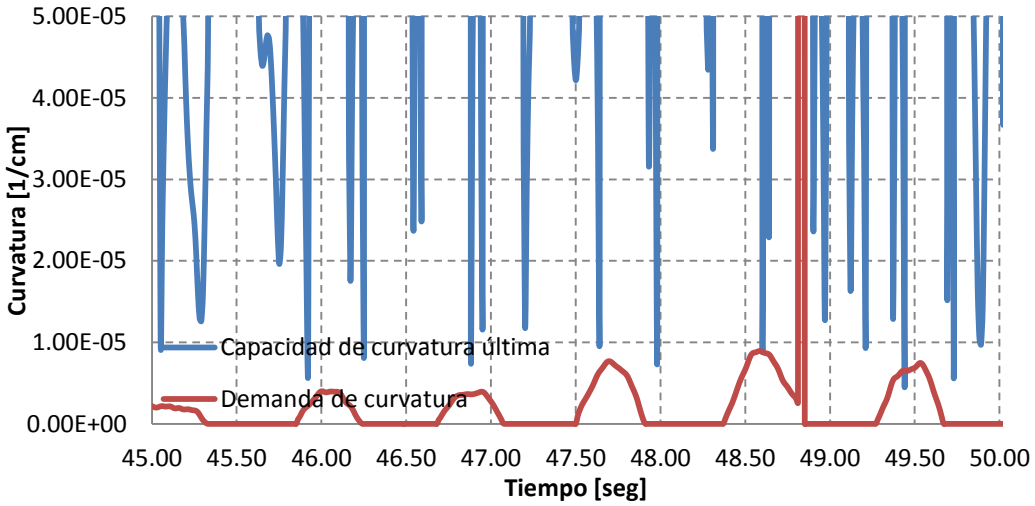


Figura 5.59 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 – Sentido "+X"
Carga que produce la falla: 150.03$[tonf]$ (Compresión)

Por lo tanto el muro 1 en sentido "+X", supera la capacidad de curvatura última a los 48.82 segundos.

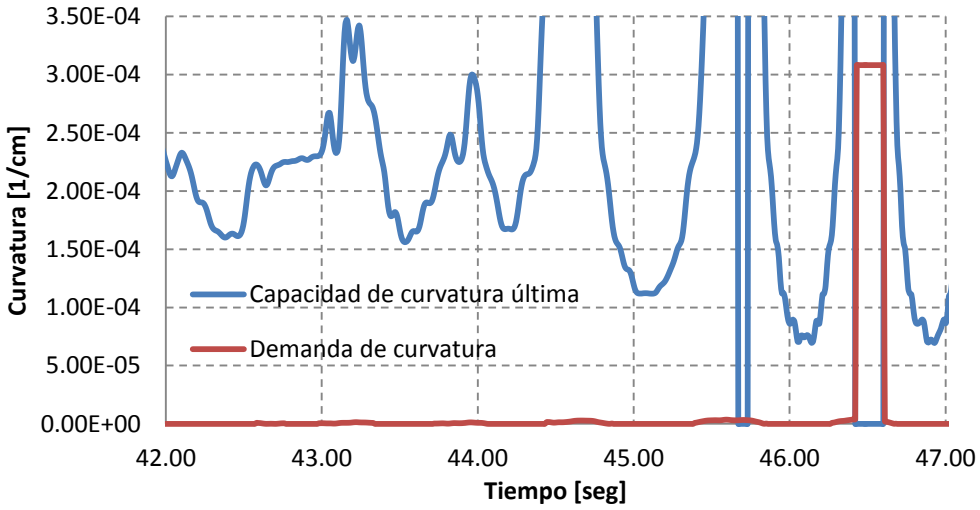


Figura 5.60 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 – Sentido "-X"
Carga que produce la falla: $-141.74[tonf]$ (Tracción)

Por lo tanto el muro 1 en sentido "-X", supera la capacidad a tracción nominal a los 45.67 segundos.

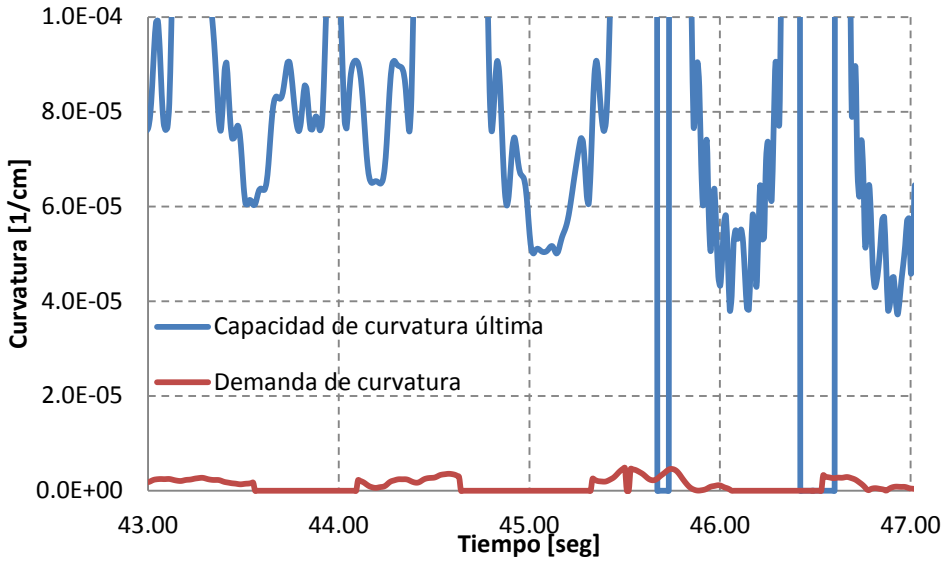


Figura 5.61 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 – Sentido "+Y"
Carga que produce la falla: $-141.74[tonf]$ (Tracción)

Por lo tanto el muro 1 en sentido "+Y", supera la capacidad a tracción nominal a los 45.67 segundos.

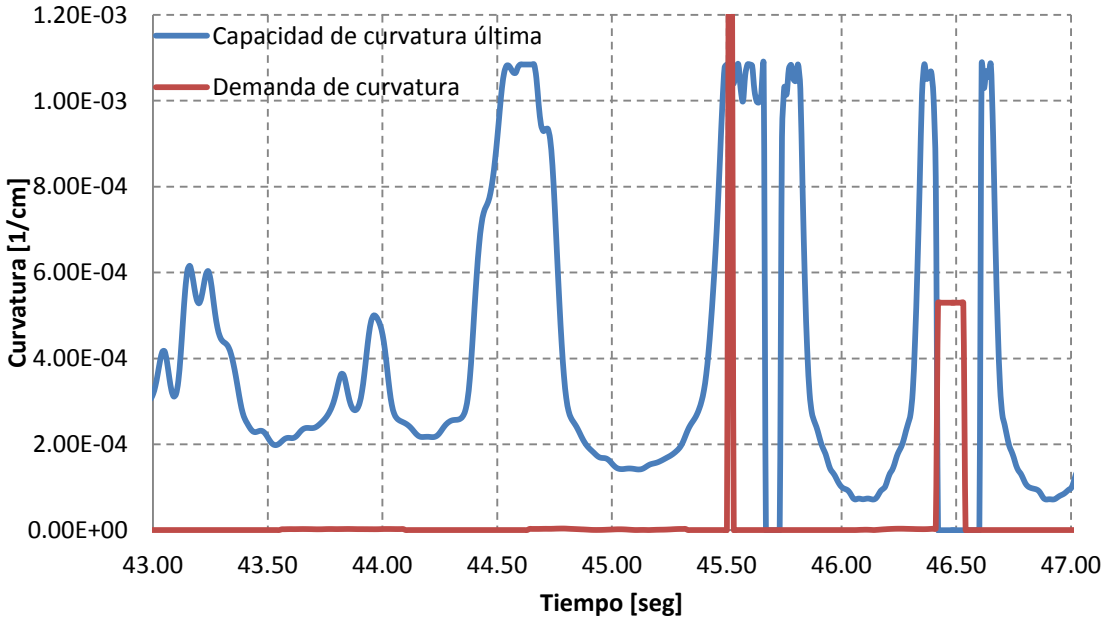


Figura 5.62 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 1 – Sentido "-Y"
Carga que produce la falla: $-59.48[tonf]$ (Tracción)

Por lo tanto el muro 1 en sentido "-Y", supera la capacidad de curvatura última a los 45.51 segundos.

Basado en los resultados en los 4 sentidos de análisis, el muro 1 falla aproximadamente a los 45.51 segundos.

- Muro 2

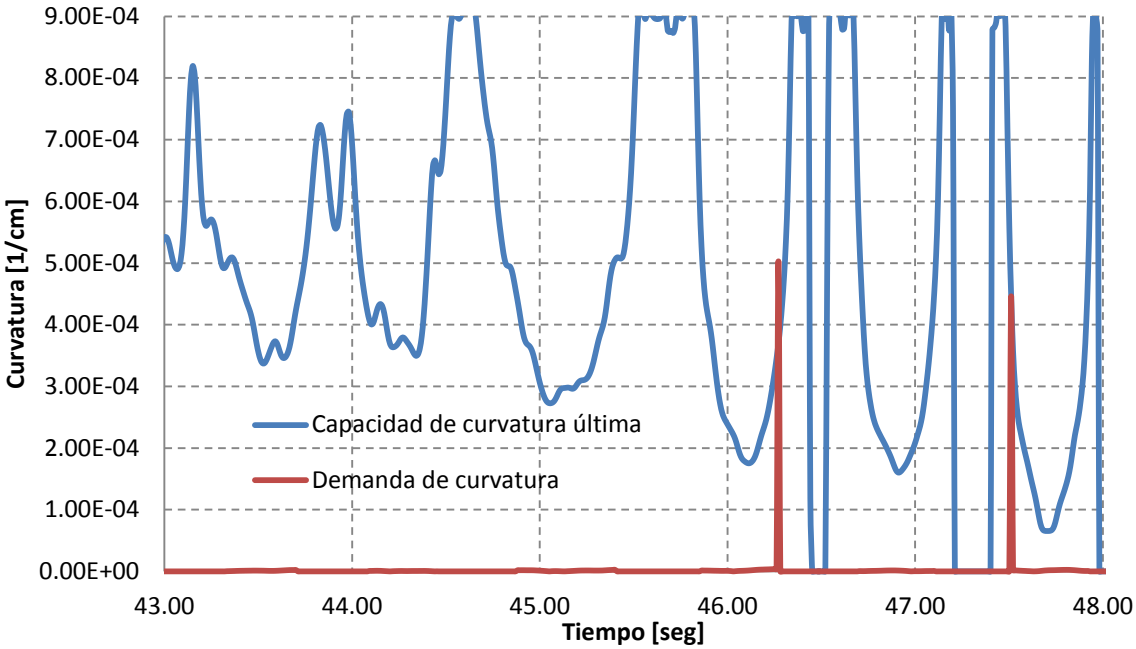


Figura 5.63 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 – Sentido "+X"
Carga que produce la falla: $688.65[tonf]$ (Compresión)

Por lo tanto el muro 2 en sentido "+X", supera la capacidad de curvatura última a los 46.27 segundos.

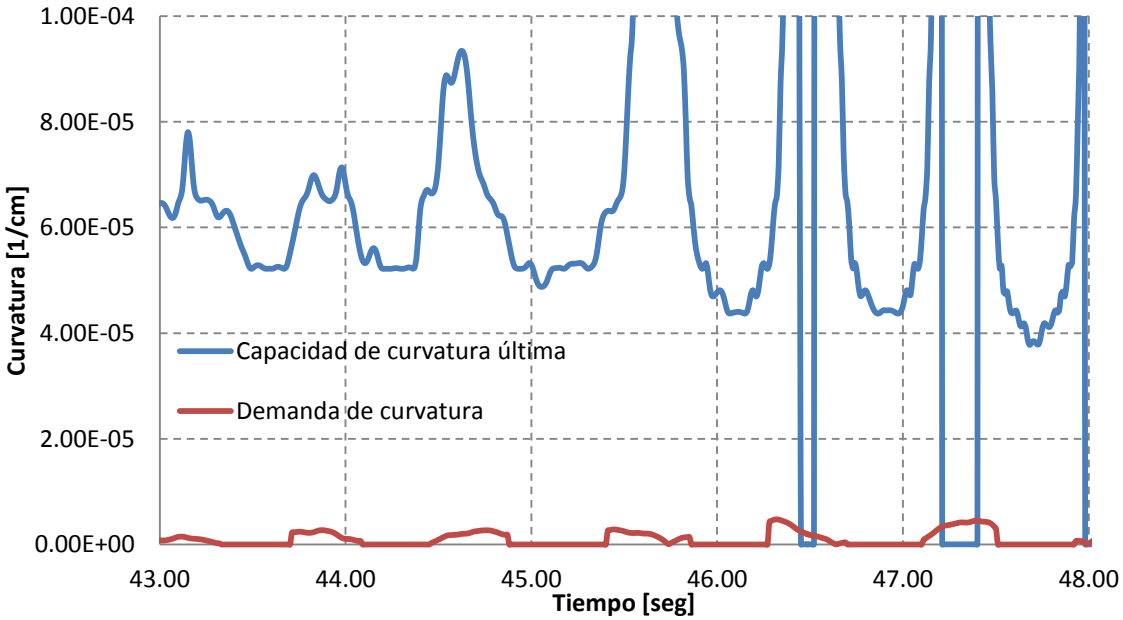


Figura 5.64 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 – Sentido "-X"
Carga que produce la falla: $-539.25[tonf]$ (Tracción)

Por lo tanto el muro 2 en sentido "-X", supera la capacidad a tracción nominal a los 46.45 segundos.

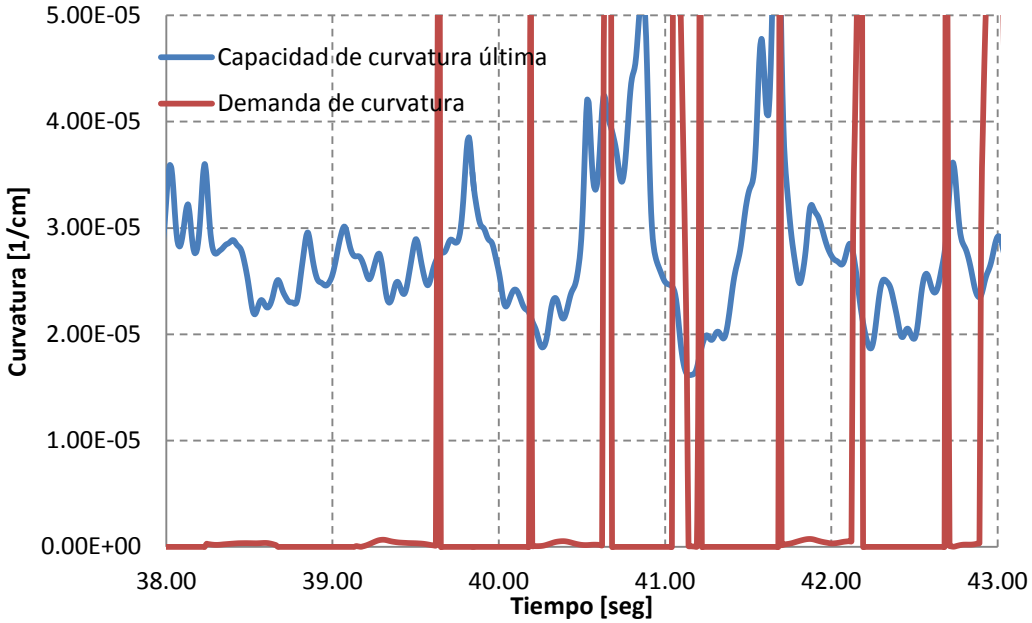


Figura 5.65 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 – Sentido "+Y"
Carga que produce la falla: $448.99[tonf]$ (Compresión)

Por lo tanto el muro 2 en sentido "+Y", supera la capacidad de curvatura última a los 39.63 segundos.

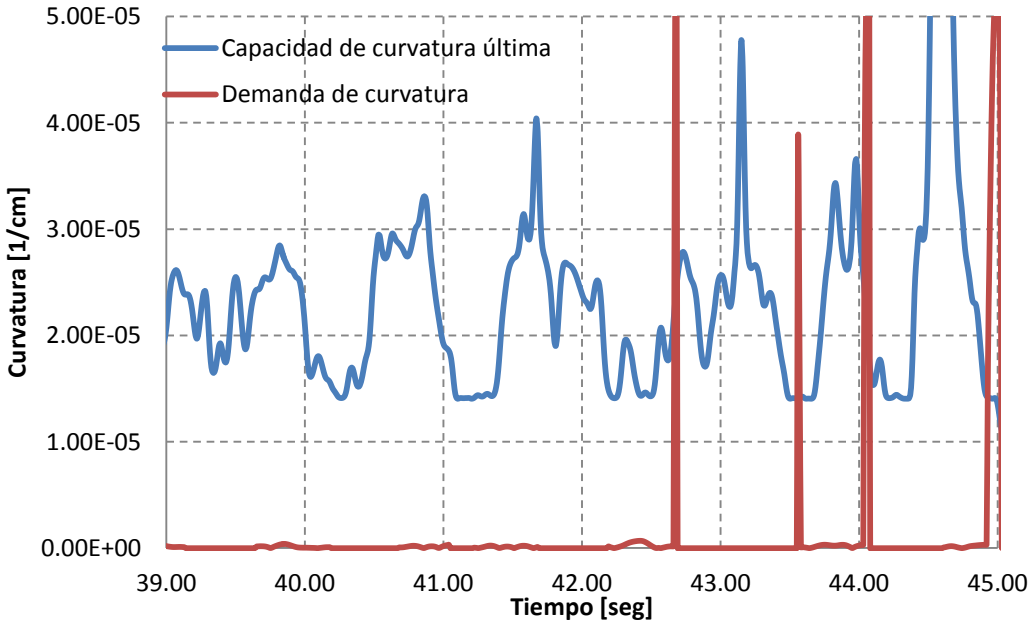


Figura 5.66 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 2 – Sentido "-Y"
Carga que produce la falla: $465.24[tonf]$ (Compresión)

Por lo tanto el muro 2 en sentido "-Y", supera la capacidad a tracción nominal a los 42.67 segundos.

Basado en los resultados en los 4 sentidos de análisis, el muro 2 falla aproximadamente a los 39.63 segundos.

- Muro 3

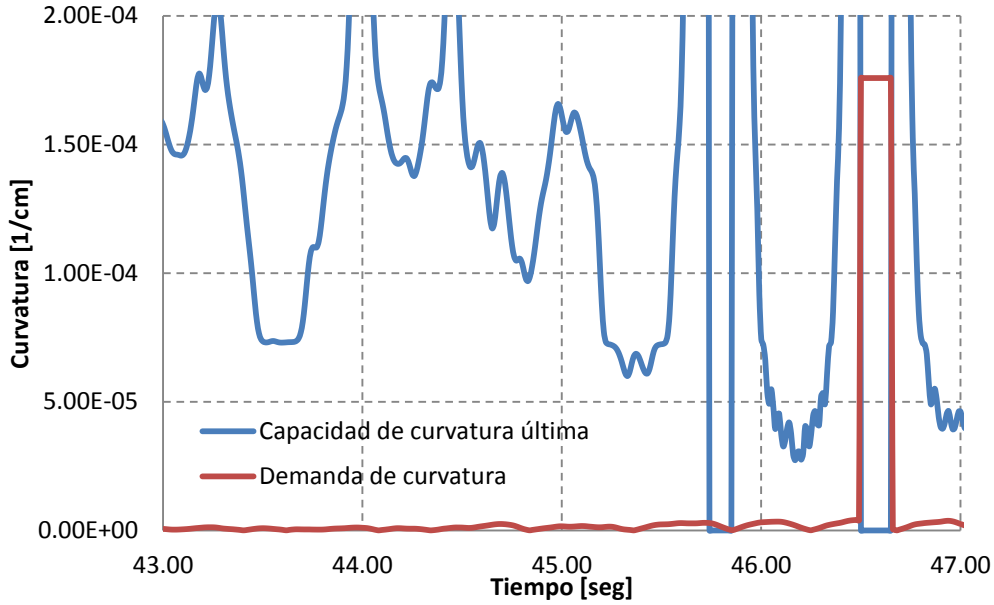


Figura 5.67 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 3 – Dirección "X"
Carga que produce la falla: -172.39$[tonf]$ (Tracción)

Por lo tanto el muro 3 en dirección "X", supera la capacidad a tracción nominal a los 45.74 segundos.

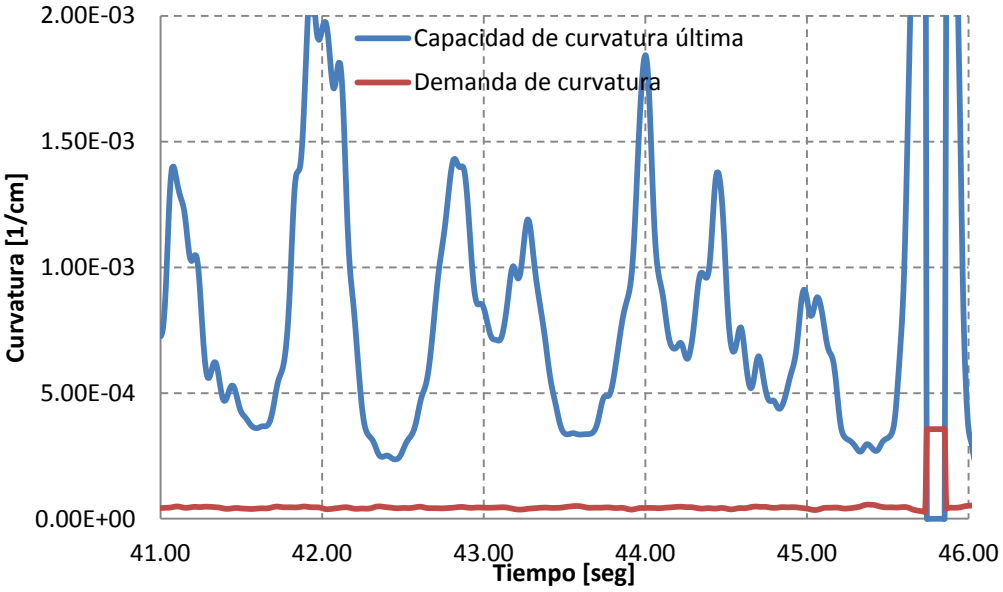


Figura 5.68 Curvatura última y demanda de curvatura vs tiempo muro 3 – Dirección "Y"
Carga que produce la falla: -172.39$[tonf]$ (Tracción)

Por lo tanto el muro 3 en dirección "X", supera la capacidad a tracción nominal a los 45.74 segundos.

Basado en los resultados en las 2 direcciones de análisis, el muro 3 falla aproximadamente a los 45.74 segundos.

De acuerdo los resultados obtenidos de los 3 muros, se concluye que el primer muro en fallar debe haber sido el muro 2, aproximadamente a los 40 segundos de iniciado el sismo. Antes de presentar la falla por resistencia, la cual ocurre aproximadamente a los 45 segundos, el análisis indica que se supera la capacidad de curvatura última del muro bajo carga axial de compresión, aplastándose el hormigón antes de que el acero de refuerzo presente rotura en tracción.

La Figura 5.69 muestra en un mismo gráfico, los registros de aceleraciones del sismo de Cauquenes de 2010, la zona determinada como de movimiento fuerte, el instante de tiempo en que se estima que el primer muro 2 habría comenzado a incurrir en el rango no lineal y el instante de tiempo en que se estima presenta la primera falla.

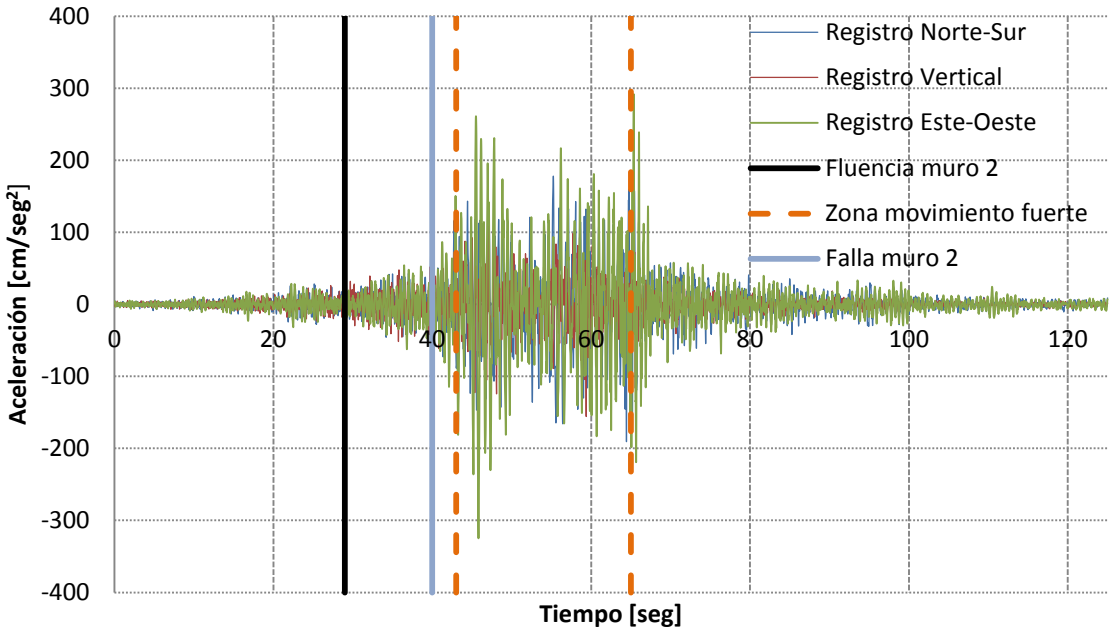


Figura 5.69 Zona de movimiento fuerte del sismo de Cauquenes de 2010 e instantes de tiempo en que el primer muro entra en el rango no lineal y falla respectivamente

Por lo tanto se concluye que el muro 2 habría presentado un comportamiento dúctil entre los 29 y 40 segundos aproximadamente, para luego presentar una falla por aplastamiento del hormigón, es decir, que éste superó la capacidad de deformación unitaria última considerada en el análisis ($\varepsilon_{cu} - \sin confinar = 0.003$).

Es de esperar que una vez la estructura entre en la zona de movimiento fuerte del sismo, debido al aumento de solicitaciones, se hayan presentado fallas sucesivas en otros elementos, tales como los muros 1 y 3.

6. CAPÍTULO - CONCLUSIONES

6.1 CONCLUSIONES

6.1.1 Información disponible para realizar el estudio

El estudio se realizó disponiendo de los documentos mínimos necesarios, tales como los planos estructurales del edificio, información del tipo de suelo, registros de aceleraciones y el informe con el catastro de los daños producidos por el sismo.

Cabe destacar que los planos estructurales no tenían un alto nivel de detallamiento y hay incongruencias de cotas, armaduras, etc. entre planos.

6.1.2 Análisis normativo

Con los antecedentes proporcionados fue posible realizar una verificación normativa del diseño del edificio. No se espera que el análisis normativo entregue conclusiones certeras respecto a las causas del daño. No obstante, permite detectar posibles deficiencias de diseño.

El Edificio Río Imperial presenta una configuración casi simétrica en planta, con una alta concentración de muros en la zona central, mayoritariamente en las cajas de ascensores, cajas de escalas y en el pasillo central. La densidad de muros en cada dirección ortogonal de análisis es del orden de 2.5%, coincidiendo estos valores con los valores tipo de densidad de muros de los edificios construidos en Chile hasta el año 1985.

Los resultados obtenidos del análisis modal espectral indican que los drifts medidos en el centro de masa son del orden de 1.2‰ en dirección longitudinal y del orden de 2.4‰ en dirección transversal.. En ninguna de las dos direcciones de análisis el drift de un punto cualquiera en planta sobrepasa en más de 1‰ al drift medido en el centro de masa.

Por lo tanto, de acuerdo con los resultados obtenidos de las deformaciones sísmicas normativas obtenidas con ambos espectros (con NCh433.Of96 y el D.S.61), se puede concluir que:

- El edificio Río Imperial no poseía suficiente rigidez lateral en el sentido transversal, por lo tanto sus elementos secundarios eran susceptibles de sufrir daños.
- El edificio Río Imperial poseía suficiente rigidez lateral en el sentido longitudinal y tenía una estructuración razonablemente simétrica en planta y con suficiente rigidez torsional.

De acuerdo con los resultados obtenidos del corte basal para ambos casos de análisis, se concluye que:

- En la dirección longitudinal, el corte basal calculado se encuentra dentro de los límites estipulados por la norma, por lo que no debió ser modificado.
- En la dirección transversal, el corte basal calculado se encontraba bajo el límite inferior estipulado por la norma, por lo que debió ser amplificado.

Basado en los resultados de los desplazamientos globales y cortes basales, el edificio podría haber presentado problemas asociados a la rigidez en la dirección transversal..

De la verificación de resistencia normativa, se concluye que la resistencia de diseño a flexo-compresión de los muros es insuficiente frente a las solicitaciones calculadas con ambos espectros de diseño (NCh433.Of96 y D.S.61). Con respecto a la resistencia de corte, los tres muros analizados cumplían con las disposiciones de la norma. . Sin embargo, la verificación de la resistencia de corte de los muros mediante el método de diseño por capacidad (Método Neozelandés), indicó que ninguno de los elementos analizados poseía la resistencia a corte necesaria para desarrollar un mecanismo de falla dúctil en la sección crítica.

Los resultados de la verificación de la capacidad de deformación de los muros considerando el hormigón sin confinamiento, frente a la demanda de curvatura calculada según lo estipulado en el D.S. N°60 y el espectro de desplazamiento del D.S. N°61, permiten concluir que ninguno de los muros analizados poseía capacidad de deformación suficiente frente a las demandas normativas, ni en dirección longitudinal ni transversal.

6.1.3 Análisis tiempo historia con los registros del sismo de Cauquenes de 2010

Los resultados globales obtenidos de los análisis tiempo historia con los registros del sismo de Cauquenes de 2010 son los siguientes:

- Los desplazamientos relativos de entrepiso son del orden de 1.5% de la altura en ambas direcciones, para ambos análisis realizados, con inercias brutas y agrietadas respectivamente). No hay problemas aparentes de torsión.
- El drift global obtenido en ambas direcciones de análisis, está en el rango entre 0.8% y 1.3%. Es interesante destacar que si bien los resultados han sido obtenidos de un análisis lineal-elástico, para este caso en particular se relacionan de buena manera con el desempeño observado del edificio durante el sismo, que habría alcanzado el nivel de desempeño de “poca seguridad para los habitantes”.

Del análisis realizado con secciones brutas, y considerando la capacidad de curvatura de fluencia de los muros, se estima que el muro 2 fue el primero que entró en el rango no lineal, alrededor de los 29 segundos después de iniciado el sismo, superándose la capacidad de curvatura de fluencia.

Los resultados del análisis muestran que las demandas de curvatura habrían aumentado considerablemente hasta la falla con posterioridad a los 50 segundos del sismo. Sin embargo, se debe destacar que estos carecen de validez ya que el modelo lineal elástico no es capaz de representar el comportamiento en este rango de la respuesta.

Del análisis realizado con secciones agrietadas, y considerando la capacidad de curvatura última de los muros, se estima que el muro 2 fue el primer muro que falló alrededor de los 40 segundos, superándose la capacidad de curvatura última. El análisis indica que se supera la capacidad de curvatura última del muro bajo carga axial de compresión, aplastándose el hormigón antes de que falle el acero de refuerzo (falla de tipo frágil).

Estos resultados se condicen con lo observado en terreno, en donde se observó que el muro 2 fue uno de los que tuvo mayores daños. El análisis lineal elástico permite, en este caso, detectar tempranamente y de manera relativamente simple, cuales son los elementos críticos dentro del diseño.

Ya que los muros no poseían mayor nivel de detallamiento, y no poseían la capacidad de desarrollar rótulas plásticas a flexión en las zonas críticas, es muy posible que la incursión en el rango no lineal haya sido casi nula y que presentaran otro tipo de fallas frágiles, lo que se condice con el estado final de los muros detectado en terreno.

En resumen los análisis tiempo historia permitieron detectar, a través de modelos lineales elásticos, que los muros considerados como críticos tuvieron un pobre comportamiento frente al sismo de Cauquenes de 2010. Esto es de gran utilidad ya que, sin la necesidad de realizar modelos más complejos como es el caso de los análisis no lineales, se pueden obtener estimadores del desempeño de los elementos estructurales.

REFERENCIAS

[1] Instituto Nacional de Normalización (Chile) - NCh433.Of1996: "Diseño sísmico de edificios", Santiago, Chile, 1996.

[2] Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile - Decreto Supremo Nº61: "Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga D.S. Nº117 de 2010", Santiago, Chile, 2011.

[3] Federal Emergency Management Agency (EEUU) – FEMA356: "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Washington, D.C., EEUU, 2000.

[4] Instituto Nacional de Normalización (Chile) - NCh170.Of1985: "Hormigón - Requisitos generales", Santiago, Chile, 1985.

[5] Instituto Nacional de Normalización (Chile) - NCh1017.Of1975: "Hormigón - Confección y curado en obra de probetas para ensayos de compresión y tracción", Santiago, Chile, 1975.

[6] Instituto Nacional de Normalización (Chile) - NCh1037.Of1977: "Hormigón - Ensayo de compresión de probetas cúbicas y cilíndricas", Santiago, Chile, 1977.

[7] Instituto Nacional de Normalización (Chile) - NCh204.Of1977: "Acero - Barras laminadas en caliente para hormigón armado", Santiago, Chile, 1977.

[8] Instituto Nacional de Normalización (Chile) - NCh200.Of1972: "Productos metálicos - Ensayo de tracción", Santiago, Chile, 1972.

[9] Centro de Estudios e Investigación en Infraestructura Universidad Técnica Federico Santa María - "Estudio de Diagnóstico Estructural, análisis causas del daño - IT Río Imperial - 01", Valparaíso, Chile, 2010.

[10] American Concrete Institute (EEUU) - ACI 117-10: "Specification for Tolerances for Concrete Construction and Materials", EEUU, 2010.

[11] Pereira Chamorro, Diego Andrés. "Identificación de características que pudieron haber sido importantes en el desempeño de 20 edificios durante el sismo de Chile de 2010". Tesis Magister en Ciencias de la Ingeniería Civil, Departamento de Obras Civiles, UTFSM. Valparaíso, Chile, 2017.

[12] American Society of Civil Engineers (EEUU) – ASCE/SEI 7-10: "Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", EEUU, 2013.

[13] Federal Emergency Management Agency (EEUU) – FEMA445: "Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines: Program Plan for New and Existing Buildings", EEUU, 2006.

[14] Pacific Earthquake Engineering Research Center (EEUU) – PEER 2010: "Guidelines for Performance-Based Seismic Design of Tall Buildings", EEUU, 2005.

[15] Structural Engineers Association of California (EEUU) – http://www.seaoc.org/

[16] Applied Technology Councial (EEUU) – ATC-40: "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Volume 1", EEUU, 1996.

[17] American Society of Civil Engineers (EEUU) – ASCE/SEI 41-13: “Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings”, EEUU, 2013.

[18] Pacific Earthquake Engineering Research Center (EEUU) – PEER/ATC-72 2010: “Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings”, EEUU, 2010.

[19] Federal Emergency Management Agency (EEUU) – FEMA274: “NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, EEUU, 1997.

[20] Instituto Nacional de Normalización (Chile) - NCh1537.Of2009: "Diseño estructural - Cargas permanentes y cargas de uso", Santiago, Chile, 2009.

[21] American Concrete Institute (EEUU) - ACI 318-08 "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural y Comentario", EEUU, 2008.

[22] Ministerio de Vivienda y Urbanismo de Chile - Decreto Supremo Nº60: "Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga el D.S. Nº118 de 2010", Santiago, Chile, 2011.

[23] Instituto Nacional de Normalización (Chile) - NCh430.Of2008: "Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo", Santiago, Chile, 2008.

[24] Instituto Nacional de Normalización (Chile) – NCh3171.Of2010: "Diseño estructural – Disposiciones generales y combinaciones de cargas", Santiago, Chile, 2010.

[25] Instituto del Cemento y del Hormigón de Chile – ICH: “Guía Práctica para el Diseño de Muros de Hormigón Armado”, Proyecto Innova 10CREC-8580, Santiago, Chile, 2013.

[26] Oficina Nacional de Emergencias del Ministerio del Interior de Chile – ONEMI: “Sismo Destructivo del 03 de Marzo 1985”, Santiago, Chile, 2009.

[27] Centro Sismológico Nacional (Chile) – CSN: “Informe Técnico Terremoto Illapel 16 Septiembre 2015”, Santiago, Chile, 2015.