

Análisis del daño en edificio de hormigón armado en Santiago durante el sismo del 27 de febrero del 2010

Damage analysis of a reinforced concrete building in Santiago during 27th February earthquake, 2010

Fecha de entrega: 25 de octubre 2023

Fecha de aceptación: 21 de marzo 2024

Rory Cordero¹, Gilberto Leiva¹ y Marcial Baeza²

¹ Universidad Técnica Federico Santa María, Departamento de Obras Civiles, Valparaíso, Chile, rory.cordero@alumnos.usm.cl, gilberto.leiva@usm.cl

² MBS y Asociados, Santiago, Chile, mbaezas@vtr.net

Un edificio de hormigón armado, de 19 pisos, 2 subterráneos y un piso mecánico, ubicado en Santiago, sufrió importante daño durante el sismo de Chile del 27 de febrero del 2010, destacándose la falla de un muro en el primer subterráneo, que se propagó a través de la sección, con importante pérdida de hormigón y pandeo del refuerzo longitudinal de borde y del alma. En el presente trabajo se ha pretendido obtener una explicación del daño y evaluar la posibilidad de predecir dicho daño a partir de análisis dinámicos tiempo historia lineal de un modelo 3D del edificio, considerando las tres componentes del registro sísmico. Se observó que un modelo lineal elástico, bajo ciertas condiciones, es capaz de determinar la ubicación más probable de daño, iniciado por la activación de un modo de vibrar asociado a la gran masa traslacional, determinado por el arribo en un tiempo específico de un pulso de energía de la señal sísmica (obtenido mediante espectrograma) y cuya frecuencia es similar a la de un modo de vibrar fundamental del edificio. Se evalúan los criterios que el modelo debe cumplir para lograr reproducir aproximadamente la ubicación del daño y se analizan ciertos aspectos normativos del diseño.

Palabras clave: análisis tiempo historia, modelo 3D, espectrograma

A 19-story reinforced concrete building, two underground stories and one mechanical floor, located in Santiago, suffered significant damage during the earthquake in Chile on February 27, 2010, highlighting the failure of a wall in the first underground story, which spread through the section, with significant loss of concrete and buckling of the longitudinal reinforcement in edge and web. In the present work it has been tried to obtain an explanation of the damage and to evaluate the possibility of predicting said damage from the results of linear dynamic time history analysis of a 3D building model, considering the three components of the seismic record. It was observed that a linear elastic model, under certain conditions, is capable of determining the most probable damage location, initiated by activation of a vibration mode associated with a large translational mass, determined by energy pulse arrival at a specific time from the seismic signal (obtained by spectrograms) and whose frequency is similar to one of the fundamental vibration building modes. The criteria that the model must meet in order to approximately reproduce the location of the damage are evaluated, and certain normative aspects of the design are analyzed.

keywords: time history analysis, 3D model, spectrograms

Introducción

El edificio, ubicado en Santiago, de 19 pisos, 2 subterráneos y un piso mecánico, consta de un pasillo central orientado en la dirección larga del edificio y que sirve de acceso a los departamentos. Por otra parte, los muros transversales sirven de división entre los departamentos ubicados a los costados del pasillo y los bordes libres en los muros llegan a las fachadas, para generar vistas amplias. En los subterráneos, los muros perimetrales de fachada son desconti-

nuados para dar paso a estacionamientos, como se observa en la Figura 1d. No obstante, se destaca la falla experimentada por el muro del eje 13 en el subterráneo 1, fachada sur, siendo el único que experimentó daño en dicho piso, lo cual hace interesante y representativo su estudio.

En el presente trabajo, se pretende obtener una explicación del daño y evaluar la posibilidad de reproducir dicho daño ocurrido en el muro mencionado, mediante una modela-

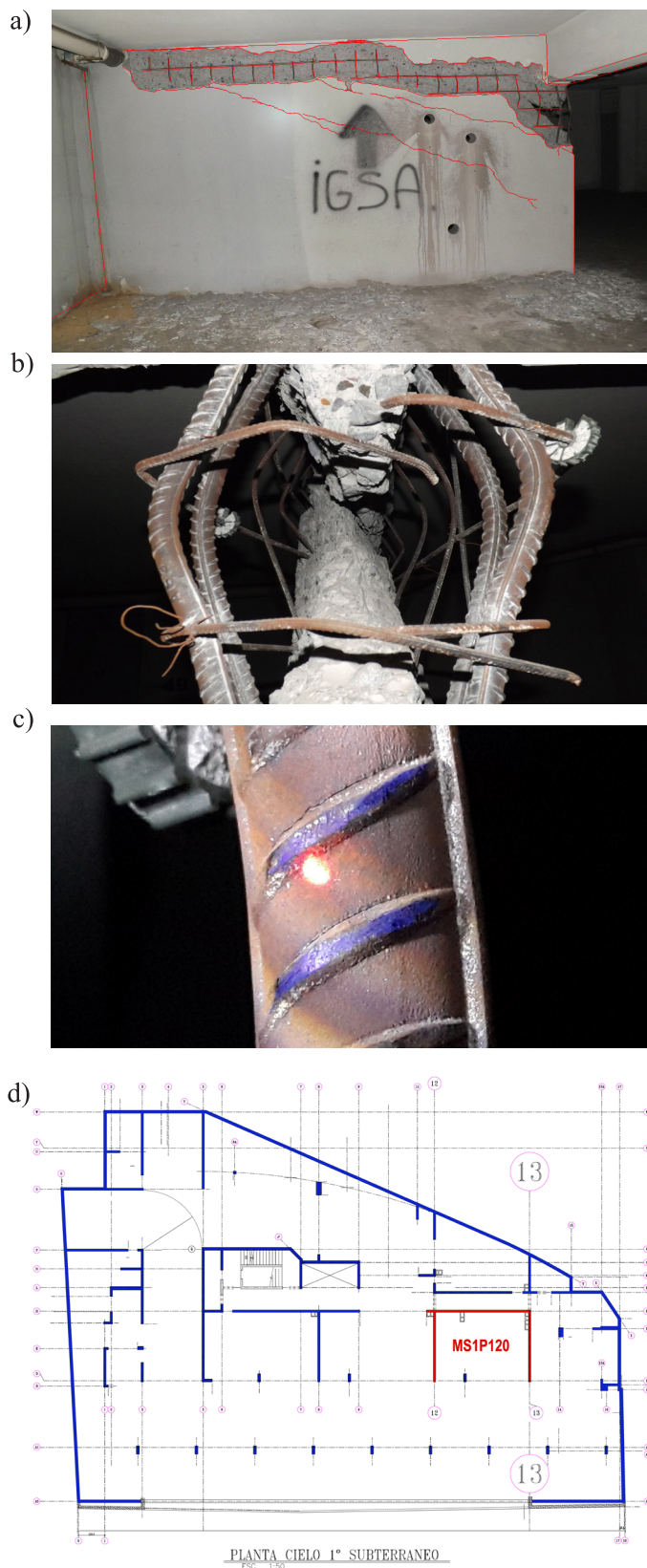
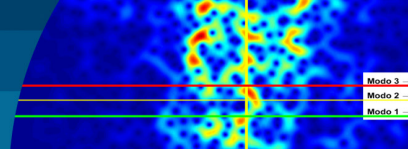


Figura 1: Daño en Muro Eje 13 Subterráneo 1; a) Vista Oriente, b) Perfil eje D, c) Detalle barra fisurada y d) Planta Subtel

ción 3D del edificio utilizando un análisis tiempo historia lineal que considere las tres componentes de una señal sísmica. Posteriormente, se evalúan los criterios que el modelo debe cumplir para lograr reproducir aproximadamente la ubicación del daño. Además, se analizan ciertos aspectos normativos del diseño y se evalúa la energía contenida en la señal sísmica mediante espectrogramas para observar su correlación con la activación de algún modo de vibrar fundamental del edificio.

Daños

Se observó daño importante en la fachada norte en el primer y segundo piso, principalmente en eje T perimetral, ejes 5, 8, 12, 13, 17. En cuanto a la fachada sur, eje D, los daños se concentraron principalmente en el eje 13 con eje D, entre el primer subterráneo y el segundo piso. El daño en el subterráneo 1, Figura 1a, se observó dos fisuras diagonales y una gran rotura longitudinal, extendida en casi todo el largo del muro y con cierta inclinación. En el borde libre, Figura 1b, la armadura quedó expuesta, evidenciando ausencia de armadura de confinamiento. Además, se apreció la abertura de ganchos de la armadura de corte, atribuible al pandeo de la armadura vertical de borde. En la Figura 1c se observa un acercamiento a las barras de borde, evidenciando la presencia de fisuras. Finalmente, la Figura 1d muestra la ubicación del muro MS1P120 en planta subterráneo 1, destacando la ubicación del daño en el eje 13.

Verificación del diseño según normativa Análisis sísmico

Se realizó un análisis sísmico del edificio según la normativa vigente DS61 (2011) que modifica la NCh433 (2009) y cuyos resultados se presentan en la Tabla 1.

La demanda de desplazamiento lateral de techo, expresión (1), según lo estipulado en NCh433 (2009) modificada por DS61 (2011) considera una rigidez agrietada mediante $T_E = \sqrt{2} \cdot T_n \approx 1.5T_n$. El espectro elástico de desplazamiento requerido para el cálculo del desplazamiento lateral de diseño en el techo se obtiene según la expresión (2). Finalmente, los resultados son presentados en la Tabla 2.

$$\delta_u = 1.3S_d(T_E, 5\%) \Rightarrow \delta_{ux} = 7.7 \text{ cm} \wedge \delta_{uy} = 13.55 \text{ cm} \quad (1)$$

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

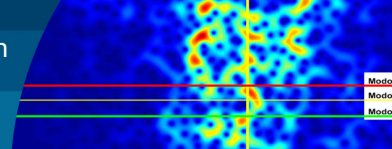


Tabla 1: Resultados globales para análisis sísmico

Tipo de Suelo	S	To	p	T'	n
B	1	0.3	1.5	0.35	1.33
Categoría Edificio	II	I	1		
Zona Sísmica	2	Ao/g	0.3		
Periodos Fundamentales Edificio					
T*x-x	0.52675	[s]			
T*y-y	0.85508	[s]			
Ro	11	R	R* x-x	R* y-y	
			7.76	8.94	
Peso Sísmico 16614.3825 [T]					
Corte Basal		C*I	C*I*P		
Mínimo		5.0%	830.7	[T]	
Máximo		10.5%	1744.5	[T]	
Calibración Corte Basal			Factor Calibración Espectro		
Corte Elástico		Control Corte Mín	Qmin o Qmax		
Dir	[T]	[T]	Fuerzas	Despl y Rot	
Vx	675.04	Cx	830.72	1.2306	1.2306
Vy	369.07	Cy	830.72	2.2508	2.251

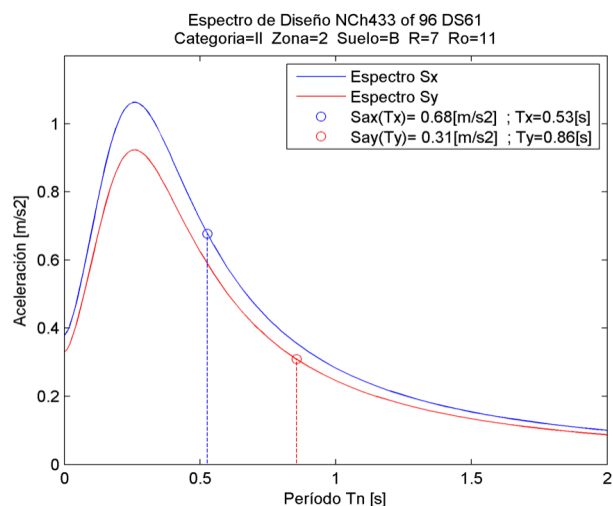
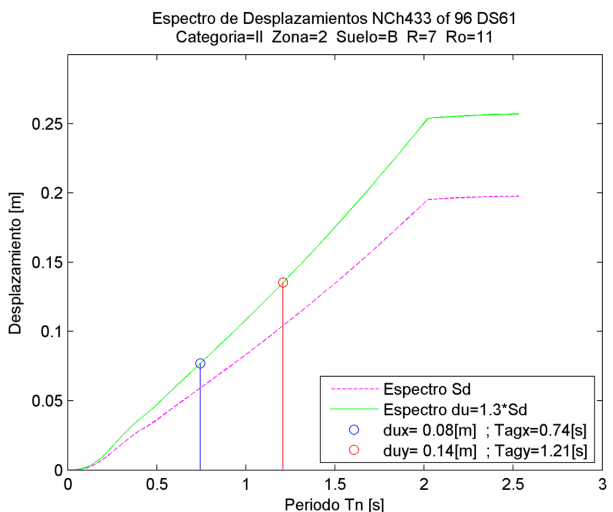


Tabla 2: Espectro de desplazamientos.

Dirección	Tn [s]	Cd*	α	Sde=Tn²/(4π²)*a*Ao*Cd' [m]
X	0.52675	1.0504	1.78846	0.0389
Y	0.85508	1.3623	0.93785	0.0696

Dirección	Tef=Tn*raiz(2) [s]	Cd*	α	Sde=Tef²/(4π²)*a*Ao*Cd' [m]	du=1.3*Sde [m]
X	0.74494	1.2577	1.14083	0.0594	0.0772
Y	1.20926	1.6988	0.56273	0.1042	0.1355



Verificación de la resistencia de corte

El diseño original del edificio fue realizado el año 2000 y consideró una cuantía mínima del 0.002 de refuerzo transversal. La verificación con la normativa vigente y la cuantía mínima de 0.0025 exigida por el ACI318 (2008), muestra que algunos muros quedan con un déficit de armadura de corte. Sin embargo, no todos los muros con déficit de armadura presentaron daño. Para la evaluación de la resistencia de corte de los muros, se usó la ecuación (3).

$$V_u = \phi V_n = \phi A_{cv} (\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c} + \rho_t f_y) \quad (3)$$

La Figura 2a presenta la elevación del muro P120 ubicado en el eje 13 entre A y H. Se puede apreciar que el muro posee déficit de resistencia de corte en el Subterráneo 1 y Piso 1. La Figura 2b presenta el muro P121 ubicado en el eje 13 entre T y J, el cual posee déficit de resistencia de corte entre el piso 2 y el piso 8.

Verificación de resistencia a flexo compresión

El muro del eje 13 subterráneo 1 fachada sur fue el único que presentó daño en el subterráneo 1. Para un análisis de flexo compresión en la dirección que produce la compresión del eje H, con lo cual, los bordes libres de los muros en eje 12 y 13 queden en tracción, produce que algunos puntos de solicitaciones queden fuera del diagrama de interacción para la zona de carga axial de tracción, lo cual sugiere una falla por tracción de la armadura del borde libre. Sin embargo, la gran mayoría de los puntos de demanda flexión carga axial quedan dentro del diagrama de interacción y quedan bajo el límite $0.35f'_c A_g$ con lo cual se considera un diseño seguro. La Figura 3 presenta el diagrama de interacción y la geometría para el muro que contiene al eje 13 subterráneo 1.

Análisis demanda capacidad de desplazamiento

Para la dirección de análisis tal que se comprimen los bordes libres de la sección, se observa que la capacidad de desplazamiento, obtenida según Wallace y Orakcal (2002), es $d_u = 59$ cm y cuyo valor proviene mayoritariamente del desplazamiento elástico, como se indica en la Tabla 3. Por otra parte, la demanda de desplazamientos según DS61 (2011) es $d_{u_sismoY} = 13.5$ cm. Finalmente, se observa que la demanda de desplazamientos $d_{u_sismoY} = 13.5$ cm es menor

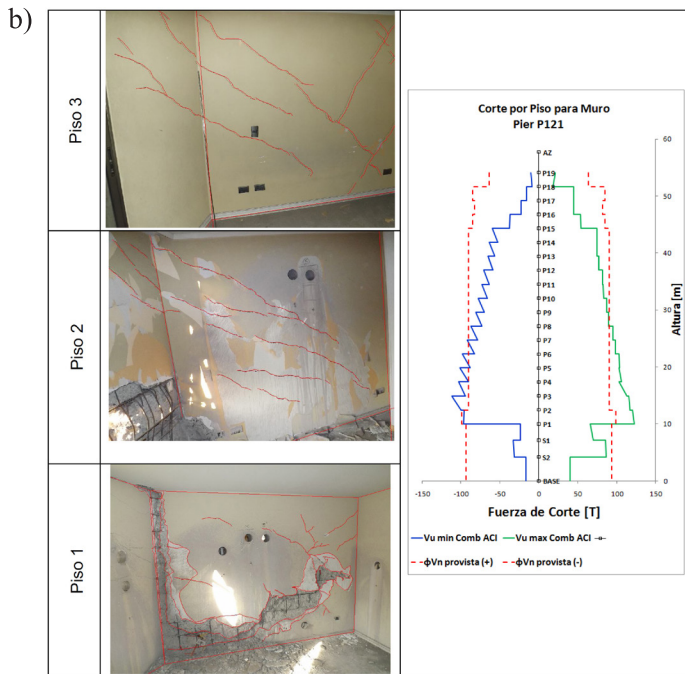
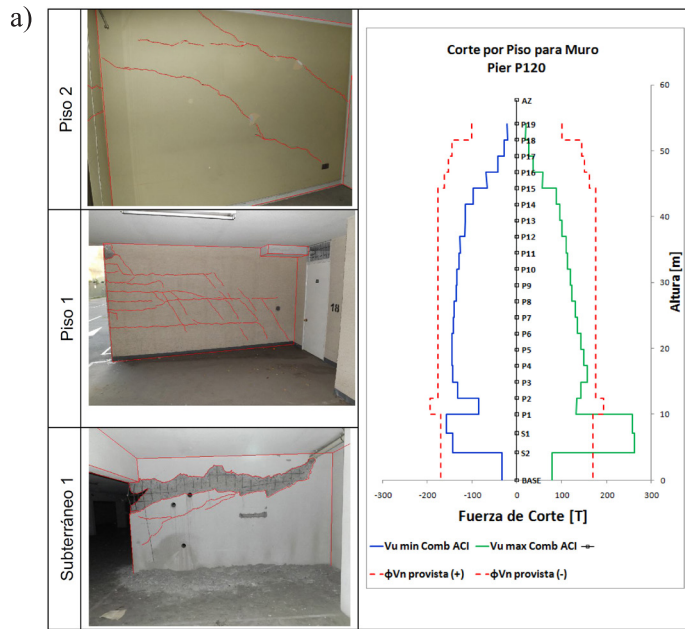


Figura 2: a) Corte por Piso Eje 13 entre eje D y H Muro P120 Vista Poniente y b) Corte por Piso Eje 13 entre eje T y J Muro P121 Vista Oriente

que la capacidad de desplazamiento $d_u = 59$ cm.

Además, según criterios presentes en ACI318 (2008), se requiere confinar cuando el valor de C es mayor que C_{lim} considerando $\frac{\delta_u}{H_w} = 0.007$. Sin embargo, DS61 (2011) permite estimar C_{lim} calculando $\frac{\delta_u}{H_w}$ con δ_u proveniente del espectro de desplazamientos en la ecuación (1), lo cual genera un C_{lim} mayor, que en ciertos casos permite una longitud de confinamiento menor que con el criterio ACI318 (2008)

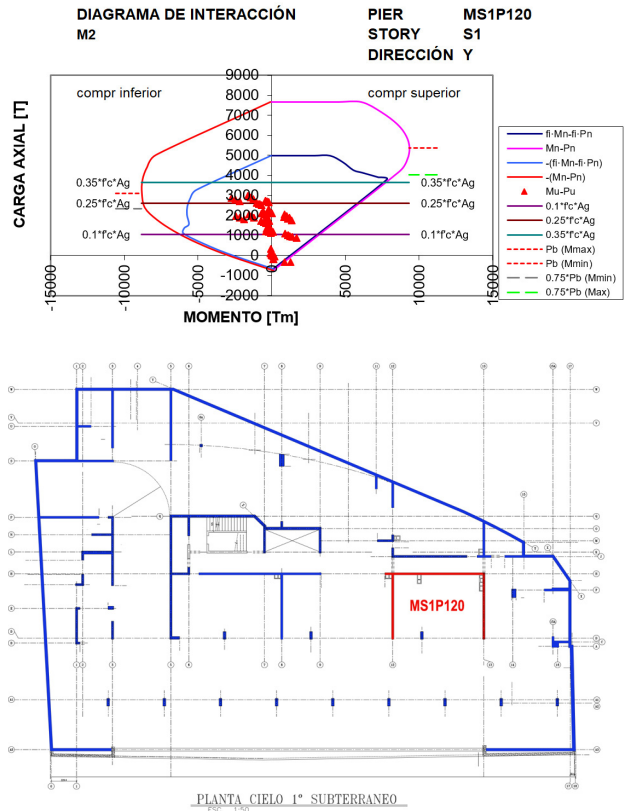


Figura 3: Diagramas de interacción flexión-carga axial Muro MS1P120 Subte 1

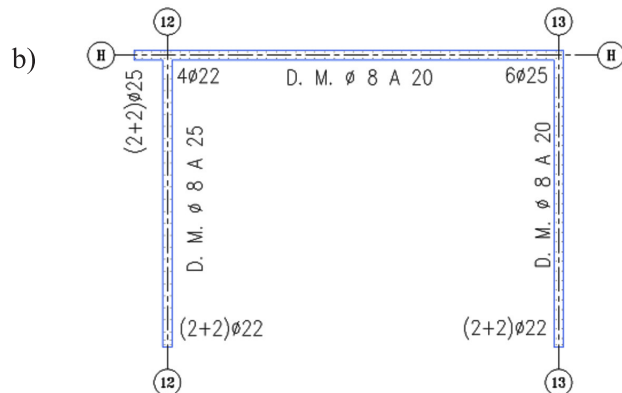
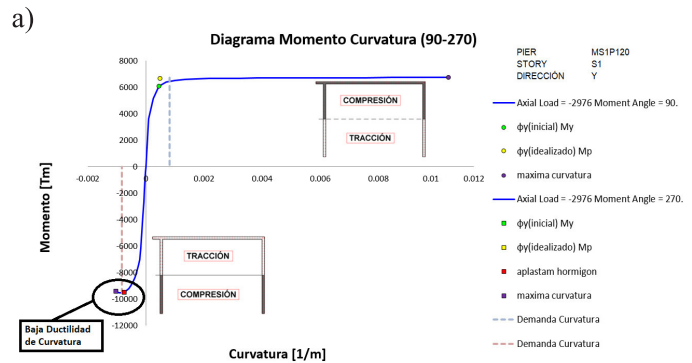


Figura 4: a) Diagrama momento-curvatura Muro MS1P120 Dirección Y, y b) armaduras MS1P120

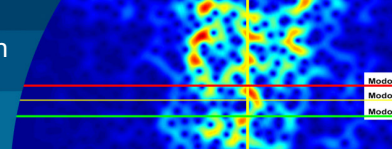


Tabla 3: Demanda capacidad muro MS1P120

Muro	MS1P120	Capacidad					Verific			Capacidad		Demanda		Verific
PISO	S1	Borde Comprimido	Pu [T]	ϕ_y [rad/m]	ϕ_u [rad/m]	ϕ_{dda} ACI [rad/m]	ϕ_{dda} ACI < ϕ_u	δ_y [cm]	δ_p [cm]	$\delta_u = \delta_y + \delta_p$ [cm]	δ_{dda} DS61 [cm]	δ_{dda} < δ_u		
Hw	53.51 [m]	Superior	2975.9	4.48E-04	1.04E-02	8.25E-04	ok	35.3	158.1	193.4	du Sy	ok		
Lw	6.14 [m]	Inferior	2975.9	7.50E-04	7.52E-04	8.25E-04	no	59.0	0.0	59.1	13.5	ok		
Lp	3.1 [m]										du Sx			
δ_y	$= 11/40 * \phi_y * Hw^2$										7.7	ok		
δ_p	$= (\phi_u - \phi_y) * Lp * (Hw - Lp/2)$	Derecha	2741.7	3.34E-04	2.14E-03	4.70E-04	ok	26.3	41.4	67.7	7.7	ok		
ϕ_{dda} ACI	$= 2du / (Hw * Lw)$	Izquierda	2741.7	3.55E-04	2.31E-03	4.70E-04	ok	27.9	44.6	72.5	7.7	ok		

Tabla 4: Demanda capacidad muro MS1P120

Longitud de Confinamiento			Lw/(600*(0.007))			Lw/(600*((du/h))			imagen
Piso	Muro	ubic	C [cm]	Clim ACI [cm]	Lconf ACI [cm]	du/h ‰ DS61	Clim DS61 [cm]	Lconf DS61 [cm]	
S1	MS1P120	SUPERIOR	20	146	---	2.53 ‰	404	----	
S1	MS1P120	INFERIOR	400	146	339	2.53 ‰	404	----	

y en oportunidades podría permitir no confinar, como se muestra en la Tabla 4.

Sin embargo, según DS61 (2011) no requiere confinamiento. No obstante, el muro presentó daño durante el sismo del 27F. Del mismo modo, la demanda de curvatura estimada mediante $\phi_{dda} = 2\delta_u / (H_w L_w)$ (Paulay y Priestley, 1992; Wallace y Orakcal, 2002), es mayor que la capacidad de curvatura para un análisis en la dirección que comprime el borde libre inferior.

La Figura 4 muestra el diagrama momento y curvatura, en donde se aprecia la baja ductilidad de curvatura que posee el muro para un análisis en la dirección que comprime los bordes libres, lo cual se relaciona con un comportamiento elasto-frágil.

Ubicación del punto balanceado de las secciones

El código UBC (1994) en el volumen 2, sección 1921.6.5.3, restringe la carga axial última máxima de un muro a $P_u \leq 0.35P_0$, cuando está sometido a cargas laterales que provengan de sismos, ya que muros acoplados pueden presentar un incremento de carga axial. Sin embargo, no hace referencia a la incorporación de una componente vertical de sismo. Dicha recomendación se mantuvo en versiones posteriores del UBC, pero fue eliminada en IBC (2012) (Moehle, 2015). Por otra parte, en el SEAOC Blue Book (1999) comentario C407.5.3 Muros con excesiva carga

axial, explica que el límite de $0.35P_0$ presente en el UBC (1997) v2 1921.6.6.3 Design of shear walls for flexural and axial loads, corresponde a una “aproximación del punto de balance”, para el cual, en caso de ser excedido, los bordes no confinados pueden experimentar falla frágil.

La norma Chilena de Diseño sísmico mediante el decreto DS60 (2011) en la sección 21.9.5.3, restringe $P_u \leq 0.35A_g f'_c$, cuya finalidad es la misma buscada por UBC.

Estudios de Johnson (2008) indican que el punto balanceado y el punto de máximo momento solo coinciden cuando la cuantía de armadura es baja y tanto la sección como la armadura son simétricas.

En la Figura 5a se muestra el diagrama de interacción para el muro MS1P120, el cual fue obtenido con ANSEC (Marillanca y Leiva, 1998) y se incluyen los diagramas de diseño ACI318 (1999) y ACI318 (2008) y cargas amplificadas para ACI318 (2008). En dicho diagrama se observa que el punto balanceado (en rojo) queda por debajo del límite $0.35f'_c A_g$ y también queda debajo del punto de máximo momento para la dirección de análisis que comprime los bordes libres del muro, corroborando lo expuesto por Johnson (2008). Lo anterior es válido para configuraciones de muros C, L y T. Además, ANSEC calcula el diagrama de momento-curvatura para múltiples cargas axiales. En la Figura 5b se aprecia que para el orden de las 3000 ton, la ductilidad que presenta el muro MS1P120 es muy baja.

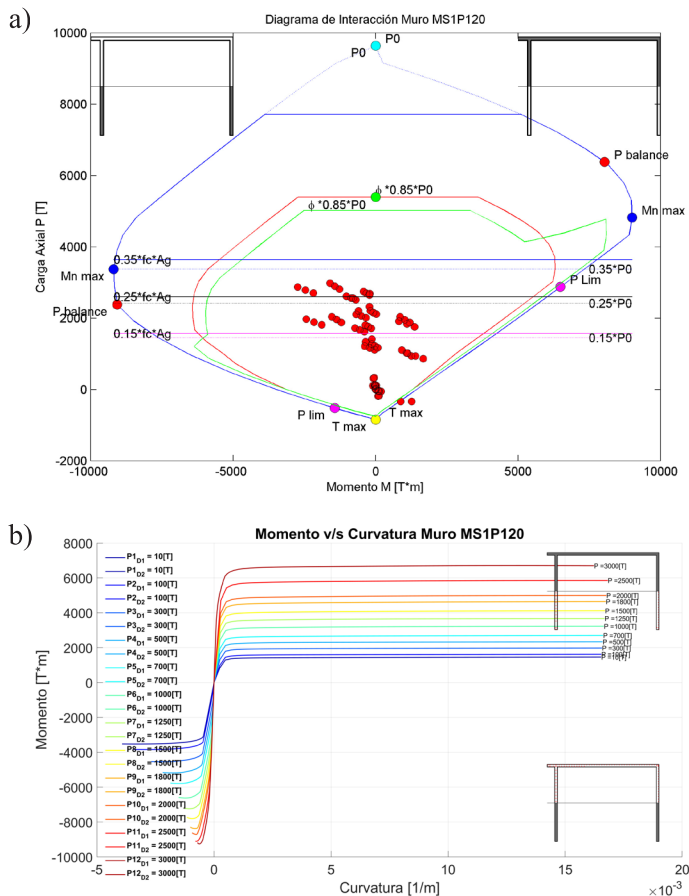
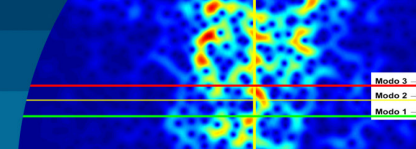


Figura 5: a) Diagrama de interacción y b) momento-curvatura con ANSEC MS1P120 Subterráneo 1.

Selección de registro sísmico

Debido al efecto de variación espacial en registros sísmicos, se debe elegir el registro más cercano medido sobre un suelo de características similares al de emplazamiento del edificio para eliminar distorsiones en el contenido de frecuencia (Harichandran, 1999). Debido a esto, fueron seleccionados los registros Santiago Centro (Comunidad de Andalucía) y Santiago La Florida (Metro Mirador) (RENADIC, 2012).

Análisis de pulsos de energía

El uso de espectrogramas permite evaluar las frecuencias de transporte de energía y los tiempos en donde la señal sísmica posee mayor energía (Saragoni y Ruiz, 2012; The MathWorks Inc. (2014)). Esta energía se presenta concentrada en tiempos relativamente pequeños. Cuando estas

frecuencias coinciden con las frecuencias fundamentales de vibración de una estructura, esta puede experimentar activación de dicho modo de vibrar. Luego, los tiempos de arribo de pulsos de energía pueden ser cercanos a los tiempos en que un análisis tiempo historia de un modelo 3D de una estructura puede presentar deformaciones que produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertas ubicaciones de la estructura, los cuales pueden estar asociados a daño. En la Figura 6, se presentan los espectrogramas para el registro sísmico Santiago Centro obtenidos el 27F.

Análisis tiempo historia de modelo 3D

El análisis tiempo historia se efectuó para un modelo 3D SAP2000 (CSI, 2012) lineal elástico del edificio, incluyendo las tres componentes de una señal sísmica obtenida durante el sismo del 27 de febrero del 2010. Se analizaron cuatro casos. Los primeros 3 mediante un análisis tiempo-historia modal y un cuarto caso con tiempo-historia con integración directa. Los análisis tiempo historia modal se realizaron usando análisis modal con vectores de Ritz CSI knowledge database (2012) para poder considerar el efecto del sismo vertical. El Caso 1, Santiago Centro azimuth 0° y el Caso 3, La Florida (Metro Mirador), presentan un máximo de la deformación unitaria del borde libre en un solo ciclo. En el Caso 1 de Santiago Centro, en el ciclo máximo se supera el 3% de deformación unitaria en compresión y se supera la curvatura de fluencia. En el Caso 3 La Florida, la deformación unitaria en compresión está muy cerca del 3% y el máximo de curvatura no supera la curvatura de fluencia. En el Caso 2 Santiago Centro azimuth 270°, los máximos de deformación unitaria de tracción y compresión se producen en ciclos diferentes. La deformación unitaria de compresión no llega al 3% y la curvatura máxima no supera la curvatura de fluencia. Independiente de la señal o el azimuth utilizado, los modelos experimentaron concentraciones de esfuerzos con máximos ubicados en el eje 13 subterráneo 1 y cuyos valores se presentan en la Tabla 3. Lo anterior se explica debido a que las ondas sísmicas se van homogeneizando a medida que se dispersan en una cuenca igualando su contenido de frecuencia.

En las Figuras 7, 8 y 9 se presentan las deformaciones unitarias medidas en el borde libre para los 3 casos de análisis tiempo historia modal.

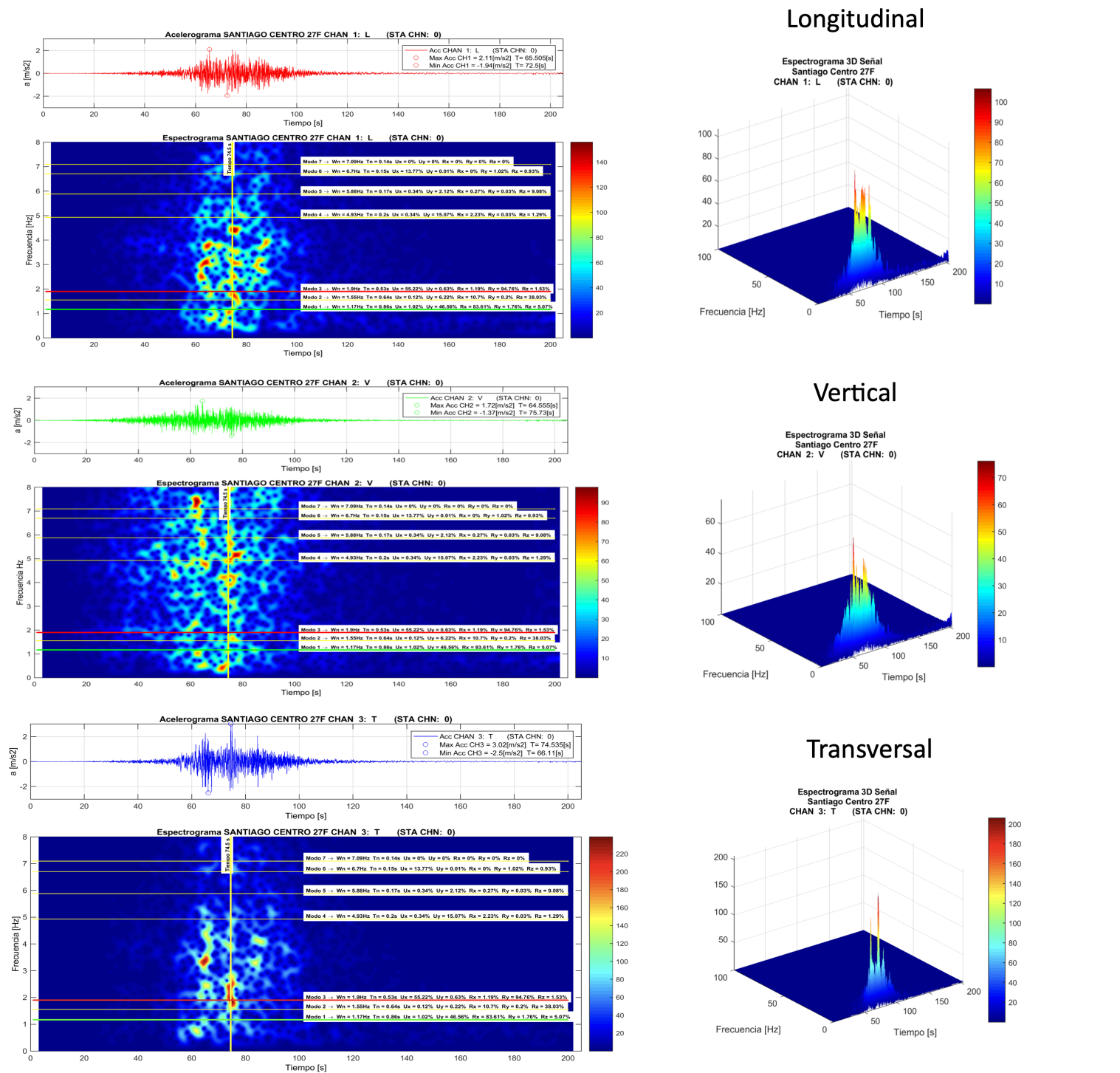


Figura 6: Espectrograma para señal Santiago Centro 27F

Tabla 5: Resultados medidos en borde libre eje 13 subterráneo 1 modelos TH-Modal

Caso	Registro señal sísmica	Esfuerzo S22, kgf/cm ²	Def unit compr, %	tiempo, s	Def unit tracc, %	tiempo s
1	Santiago Centro Canal 1 Long Azimut 0° c/r N	-264.97	-3.81	75.115	2.17	75.645
2	Santiago Centro Canal 1 Long Azimut 270° c/r N	-222.75	-2.88	68.010	1.50	62.13
3	La Florida Canal 1 Norte-Sur	-232.33	-3.06	71.475	1.37	70.97

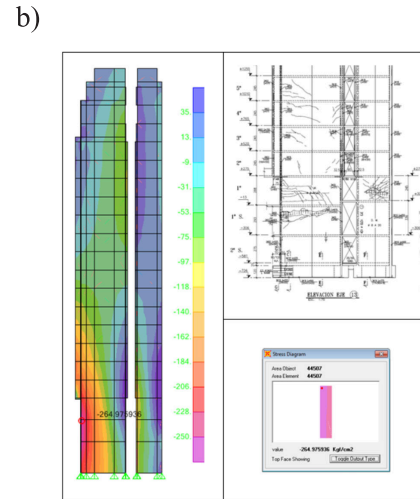
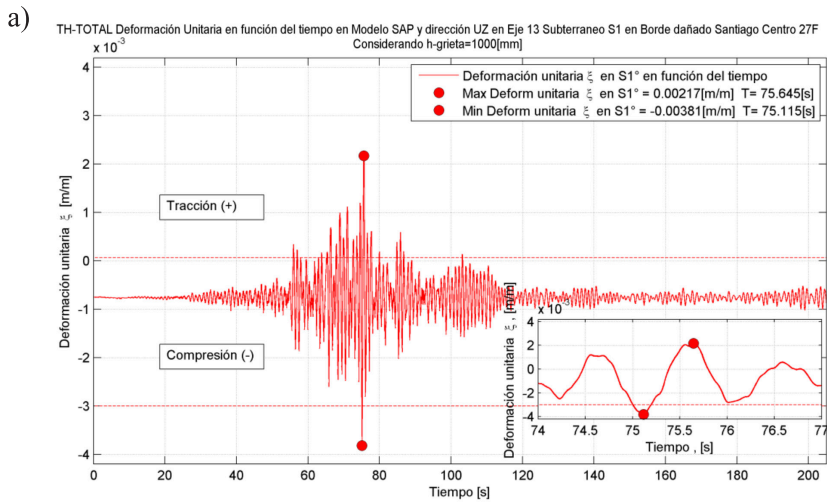


Figura 7: a) Caso 1 deformación unitaria TH-TOTAL y b) esfuerzos S22 TH-TOTAL modelo SAP2000 en Muro eje 13 subte 1 T = 75.115 s

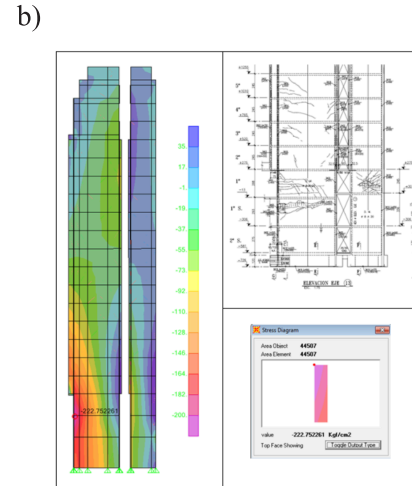
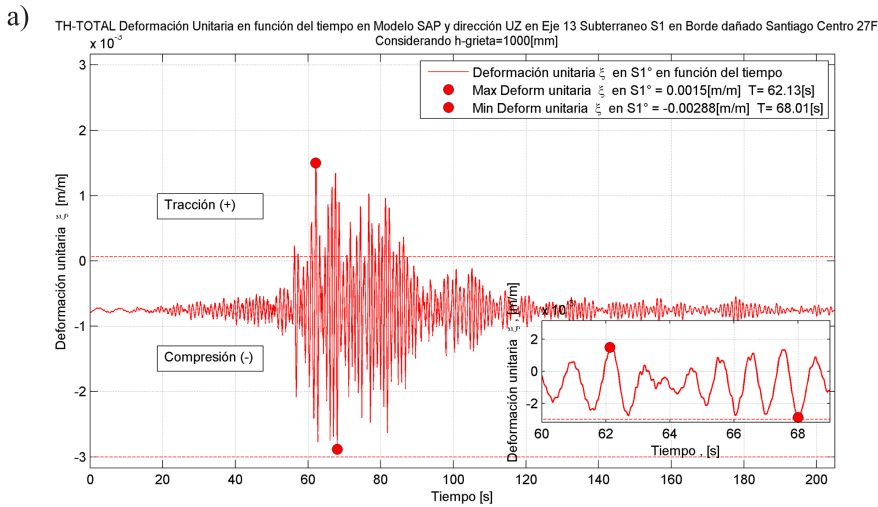


Figura 8: a) Caso 2 deformación unitaria TH-TOTAL modelo SAP en Muro eje 13 subte 1 y b) esfuerzos S22 TH-TOTAL modelo SAP en Muro eje 13 subte 1 en T = 68.01 s

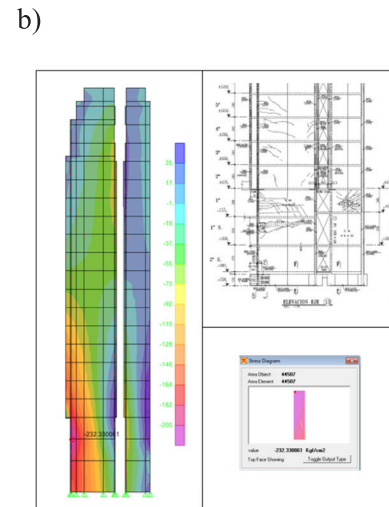
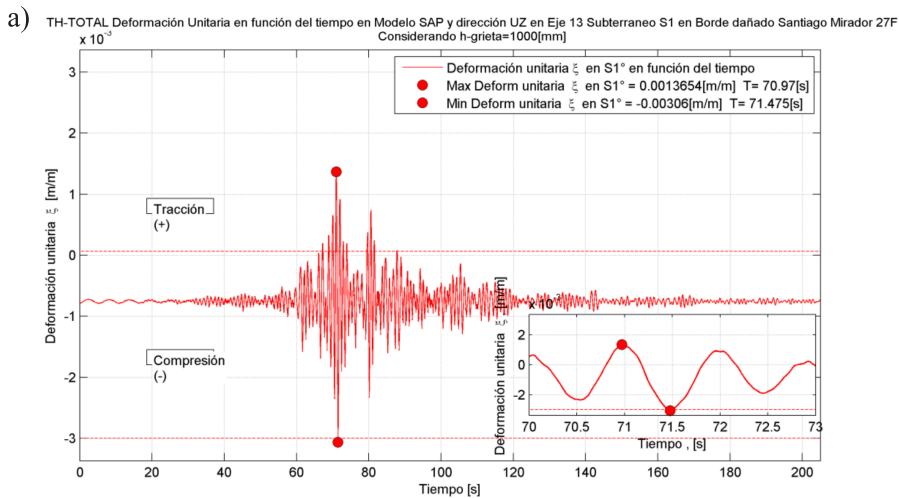


Figura 9: a) Caso 3 deformación unitaria TH-TOTAL modelo SAP en borde libre eje 13 subte 1 y b) esfuerzos S22 TH-Total en Muro eje 13 subte 1 en T = 71.475 s

El Caso 4, correspondió a un análisis tiempo historia con integración directa, utilizando el registro Santiago Centro azimuth 0°, el cual fue comparado con el Caso 1. Se observa que las deformaciones unitarias obtenidas mediante tiempo historia con integración directa para el eje 13 subterráneo 1 son similares a las obtenidas con un análisis tiempo historia modal como se muestra en la Figura 10.

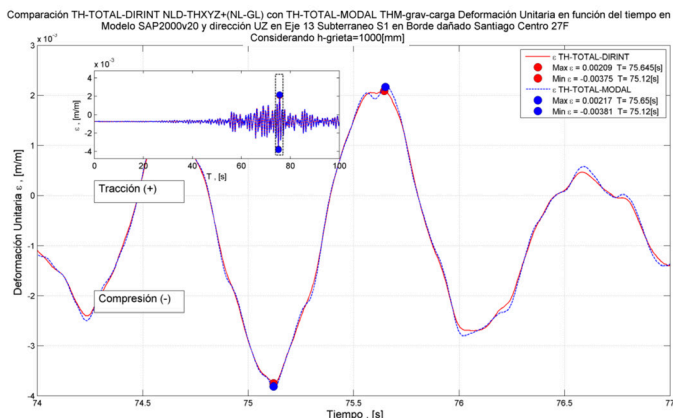


Figura 10: Deformación unitaria borde libre

Además, el tiempo de proceso al usar TH-Integración Directa es mucho mayor que usando TH-Modal con vectores de Ritz como se puede ver en la Tabla 6.

Tabla 6: Comparación de resultados de análisis tiempo historia modal y con integración directa medidos en borde libre eje 13 subterráneo 1

Registro Señal Sísmica		Santiago Centro Canal 1 Long Azimut 0° c/r N					
CASO	Modelo	T Proceso hr:min:s	S22 [kgf/cm2]	Def Unitaria Borde Libre Eje 13 Subt 1 [m/m]	%o	T[s] registro sism [s]	
Caso 1	TH-Modal	0:12:49	264.97	Tracción	0.00217	2.17	75.65
				Compresión	-0.00381	-3.81	75.12
Caso 4	TH-Dir Int	22:09:32	261.45	Tracción	0.00209	2.09	75.645
				Compresión	-0.00375	-3.75	75.12

En la Figura 11a se observa la deformación unitaria medida en el borde libre del modelo 3D para un análisis tiempo historia con integración directa.

Conclusiones

El daño en el edificio de Santiago de 19 pisos está relacionado con la activación de modos de vibrar asociados a gran masa traslacional. Dicha activación se produce cuando la energía de la señal sísmica presenta máximos cuya frecuencia es similar a los modos de vibrar de una estructura. Además, dichos máximos se producen en tiempos bien definidos y son similares a pulsos de energía, los cuales son observables mediante el uso de espectrogramas.

Debido a la estructuración de los edificios chilenos, las deformaciones del edificio en la dirección de inercia menor quedan controlados por elementos de baja ductilidad ya que comprimen los bordes libres de muros T, L y C. Por lo tanto, la capacidad de desplazamiento no lineal del muro con ausencia de confinamiento de borde es muy pequeña, ya que el desplazamiento último del muro queda controlado mayoritariamente por el desplazamiento elástico.

Un análisis tiempo historia de un modelo 3D lineal elástico del edificio, fue capaz de reproducir el punto de daño en el eje 13 subterráneo 1. Además, fue capaz de reproducir esfuerzos cercanos a la capacidad de diseño del hormigón y fue capaz de reproducir deformaciones unitarias cercanas a 3‰ en el borde libre comprimido. Lo anterior se produce debido a que, globalmente, solo ciertas zonas entraron en rangos no lineales que justifican la rotura en algunos elementos, pero como dichos elementos poseen baja ducti-

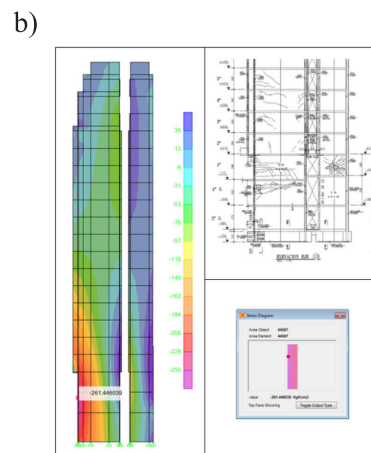
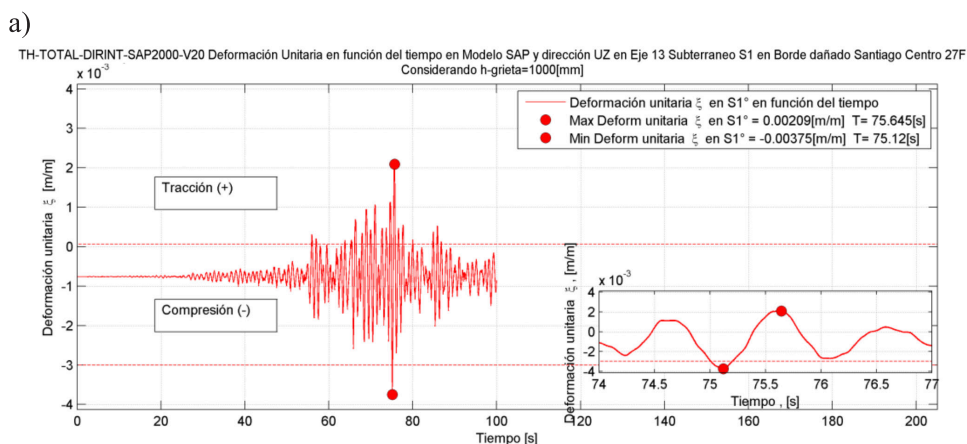


Figura 11: a) Deformación unitaria TH-TOTAL modelo SAP en borde libre eje 13 subte 1 y b) esfuerzos S22 en Modelo de integración directa en Muro eje 13 Subte

tilidad, su respuesta es más cercana a un comportamiento elástico frágil. Por lo tanto, se concluye que cuando el daño es local, un modelo lineal elástico puede reproducir el lugar de posibles daños iniciales cuando estos están ubicados en muros con baja ductilidad, ya que globalmente el edificio no ha entrado completamente en no linealidad de todos sus elementos (Lüders, 1989). Además, dicho resultado fue independiente de la señal sísmica utilizada u orientación de las componentes direccionales del registro. Dicho fenómeno se debe a la homogeneización de la señal sísmica en su dispersión dentro de una cuenca, la cual genera registros con aproximadamente el mismo contenido de frecuencia. Dicho efecto se observa en los espectros de respuesta de los registros sísmicos.

Mediante un análisis seccional con diagrama de interacción momento-carga axial obtenido con ANSEC en la dirección de análisis que comprime los bordes libres del muro eje 13 subterráneo 1, el punto de balance no coincide con el punto de carga axial de máximo momento del diagrama de interacción y se localiza debajo del punto de carga axial $0.35f_c A_g$. Además, existen algunos puntos de demanda momento-carga axial proveniente de las combinaciones de carga que superan el punto de balance obtenido con ANSEC. Por lo tanto, el diseño de muros debe considerar el cálculo del punto de balance.

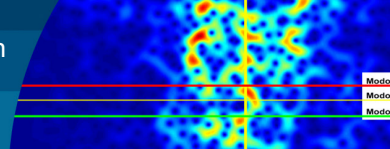
Para efectuar un análisis tiempo historia que permita reproducir la ubicación del daño, se requiere considerar los registros sísmicos más cercanos al edificio y que posean las mismas características de suelo y así reducir las distorsiones en el contenido de frecuencia. El análisis debe considerar las tres componentes direccionales de la señal sísmica actuando en conjunto. Para incorporar la componente vertical del sismo en un modelo tiempo historia lineal elástico se debe considerar un análisis modal con vectores de Ritz para evitar que el análisis modal tradicional con diafragma rígido produzca masas modales cero en la dirección vertical, con lo cual no hay masa modal que acelerar. Por lo tanto, un análisis tiempo historia para un modelo lineal elástico de un edificio con configuración de muro pasillo central en la dirección larga con muros perpendiculares divisorios de departamentos orientados en la dirección corta del edificio que generan configuraciones T, L y C, puede reproducir el lugar de daño cuando se concentra en muros T, L y C para la dirección de análisis que

comprime bordes libres, ya que presentan baja ductilidad.

Finalmente, las observaciones en terreno conducen a la necesidad de estudiar modos de falla no totalmente identificados en los muros estructurales. Por ejemplo, al observar el interior de la armadura vertical de borde pandeada, se detectó una fisura horizontal ubicada aproximadamente en la mitad de la longitud pandeada en la zona cóncava contigua a la nervadura. Dicha fisura se presentó en la armadura de borde de los muros dañados ubicados en el eje 13 subterráneo 1 y en la barra ubicada en el eje 13 en su unión con el eje T en el piso 2. La forma y ubicación de la fisura es similar a la obtenida en el trabajo de Restrepo (1992), las cuales presentaron pandeo y rotura en pocos ciclos de carga, atribuidas al mecanismo de rotura de bajo ciclaje.

Referencias

- ACI318 (1999, 2008). *Building code requirements for structural concrete and commentary*. American Concrete Institute, Farmington Hills MI, USA
- CSI (2012). *Integrated finite element analysis and design of structures*. SAP2000 v15.1.0. Computers and Structures Inc., Berkeley CA, USA
- CSI knowledge database. (2012). Ritz vs. Eigen vectors: Why are Ritz vectors recommended for dynamic analysis?. Computer and Structures Inc. <https://wiki.csiamerica.com/display/etabs/Ritz+vs.+Eigen+vectors> [Consulta: 15 Octubre 2014].
- DS60 (2011). *Aprueba reglamento que fija los requisitos de diseño y cálculo para el hormigón armado y deroga DS118 de 2010*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile
- DS61 (2011). *Aprueba reglamento que fija el diseño sísmico de edificios y deroga DS117 de 2010*. Ministerio de Vivienda y Urbanismo, Santiago, Chile
- Harichandran, R.S. (1999). *Spatial variation of earthquake ground motion - what is it, how do we model it, and what are its engineering implications?*. Michigan State University, USA
- IBC (2012). *International building code*. International Code Council. USA
- Johnson, P.W. (2008). *P-M Characteristics of reinforced concrete sections*. MSc thesis, Clemson University, South Carolina, USA
- Lüders, C. (1989). *La ductilidad en el comportamiento sísmico*



de las estructuras. Homenaje a Rodrigo Flores Álvarez. *Anales de la Universidad de Chile* **21**, 411-429

Marillanca, A. y Leiva, G. (1998). *ANSEC - análisis seccional*. Departamento de Obras Civiles, UTFSM, Valparaíso, Chile

Moehle, J. (2015). *Seismic design of reinforced concrete building*. McGraw Hill, New York, USA

NCh433 (2009). Diseño sísmico de edificios. Instituto Nacional de Normalización INN, Santiago, Chile

Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. John Wiley & Sons, New York, USA

RENADIC (2012). Red de cobertura nacional de acelerógrafos. <http://www.terremotosuchile.cl> (consulta 5 julio 2018)

Restrepo, J.I. (1992). *Seismic behaviour of connections between precast concrete elements*. PhD thesis, University of Canterbury, New Zealand

Saragoni, S. y Ruiz, S. (2012). Implicaciones y nuevos desafíos de diseño sísmico de los acelerogramas del terremoto del 2010. *Cap. 6 en Mw = 8.8 terremoto en Chile 27 de febrero 2010*. Universidad de Chile, Santiago, 127-146

SEAOC (1999). Recommended lateral force requirements and commentary. Structural Engineers Association of California, USA

The MathWorks Inc. (2014). MATLAB R2014a.

UBC (1994, 1997). Uniform building code. International Conference of Building Officials. Whittier, California, USA

Wallace, J.W. and Orakcal, K. (2002). ACI 318-99 provisions for seismic design of structural walls. *ACI Structural Journal* **99**(4), 499-508