

## EFFECTIVIDAD DE LOS AMORTIGUADORES DE MASA SINTONIZADOS EN ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN ARMADO FRENTE A SISMOS DE FALLA CERCANA

Martín Domizio<sup>a,b</sup>, Daniel Ambrosini<sup>a,b</sup>, y Oscar Curadelli<sup>a,b</sup>

<sup>a</sup>*Maestría en Ingeniería Estructural, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional de Cuyo Centro Universitario - Parque Gral. San Martín - 5500 Mendoza, mndomizio@conicet.gov.ar*  
<http://fing.uncu.edu.ar/academico/posgrados/estructural/maestria-en-ingenieria-estructural>

<sup>b</sup>CONICET

**Palabras Clave:** Amortiguador de masa sintonizado, Acción sísmica, Estructura de hormigón armado.

**Resumen.** Los amortiguadores de masa sintonizados (AMS) son dispositivos utilizados en el control de vibraciones desde principios del siglo XX. Las primeras aplicaciones en estructuras civiles se realizaron hace 45 años y desde entonces los AMS han mostrado ser eficientes para reducir los efectos de las vibraciones inducidas por la acción del viento y sismos de campo lejano. Sin embargo, su efectividad en el control de la respuesta estructural frente a sismos de falla cercana se encuentra aún en discusión. Esto se debe a la reducida duración significativa que poseen este tipo de acciones dinámicas, proporcionando al dispositivo un escaso tiempo para actuar. En el presente trabajo se investiga la efectividad de los AMS para incrementar el margen de seguridad frente al colapso estructural ocasionado por la acción de sismos de falla cercana. Se realiza un estudio sobre modelos numéricos que representan dos estructuras conformadas por pórticos de hormigón armado en sus dos direcciones principales. Sobre estas estructuras se incorporan AMS con distintos valores de masa, y se emplea un conjunto de registros de falla cercana con un alto contenido en frecuencia próximo a la frecuencia fundamental de la estructura. Mediante una serie de análisis dinámicos no lineales se encuentra para cada registro sísmico la mínima amplitud que produce el colapso estructural. Al comparar este valor, denominado aceleración de colapso, para el caso de las estructuras con y sin la incorporación de los AMS se establece el beneficio que produce la adición del dispositivo.

## 1 INTRODUCCIÓN

Los amortiguadores de masa sintonizados (AMS) son dispositivos empleados en el control de vibraciones. Estos dispositivos están compuestos en su forma más básica por una masa vinculada mediante un resorte a la estructura a proteger. La oscilación de la masa del dispositivo de forma relativa a la estructura principal permite transferir energía hacia el AMS. Esta transferencia es máxima cuando la oscilación relativa se produce a una frecuencia próxima a la del modo de vibración que se pretende controlar.

Los AMS han sido empleados en diversas áreas de la ingeniería y con distintos objetivos de control desde principios del siglo XX, siendo su aplicación en el control de vibraciones de estructuras civiles más reciente. Diversos autores han realizado estudios tanto numéricos como experimentales sobre su utilización para controlar la respuesta estructural frente a acciones sísmicas (Pinkaw et al. 2003, Lin et al. 2010, Angelis et al. 2012, Jiang et al. 2014, Miranda 2016), como así sobre la optimización de los parámetros que definen su comportamiento (Hoang et al. 2008, 2016, Nigdeli y Bekdas 2013, Lucchini et al. 2014) y alternativas a la disposición clásica para mejorar el desempeño del dispositivo (Daniel y Lavan 2013, Johnson et al. 2015, Pisal y Jangid 2016). En particular, los sismos de falla cercana se caracterizan por poseer una duración significativa reducida, entregando la energía a la estructura principal en unos pocos segundos. Este hecho plantea un interrogante sobre el desempeño de los AMS, debido al escaso tiempo que posee el dispositivo para transferir energía desde la estructura principal. La efectividad de los AMS para controlar la respuesta frente a la acción de sismos de falla cercana ha sido estudiada en menor medida (Matta 2011, 2013, Nigdeli & Bekdas 2013b), careciendo estos estudios de una modelación dinámica no lineal que permita estudiar el efecto de los AMS en estructuras que sufren degradación de rigidez y resistencia, alcanzando el colapso estructural frente a este tipo de acción.

En el presente trabajo se resumen los resultados de un estudio realizado para evaluar el desempeño de los AMS en estructuras de hormigón armado frente a la acción de sismos de falla cercana. Fueron objeto de este estudio dos estructuras con periodos fundamentales diferentes e igual tipología estructural. Sobre las estructuras analizadas se incorporan AMS con tres valores distintos de relación de masa, entre el 1 y 5%. Como excitación se emplean 5 registros sísmicos de falla cercana, seleccionados por poseer un alto contenido en frecuencia próximo a la frecuencia fundamental de las estructuras, presentando el mayor potencial destructivo. Para establecer el beneficio producido por adición del AMS, se busca para cada registro sísmico la mínima amplitud que produce el colapso estructural y se comparan los casos con y sin la incorporación del dispositivo de control.

## 2 DESCRIPCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS ANALIZADAS

Las estructuras empleadas en este estudio están conformadas por pórticos de hormigón armado en las dos direcciones principales y poseen una disposición geométrica en planta como la que se observa en la Figura 1, y elementos estructurales con las dimensiones que se resumen en la Tabla 1. Estas estructuras fueron diseñadas siguiendo los reglamentos CIRSOC 201(1982) y las Normas Antisísmicas Argentinas NAA-80 (1981). Se utilizaron estos códigos para poder estudiar el comportamiento de estructuras que requieran ser adaptadas para resistir el nivel de demanda sísmica establecido por los reglamentos actuales. Los detalles del cálculo estructural fueron presentados por Domizio (2016). Una de las estructuras estudiadas posee tres niveles y la restante diez niveles, habiendo definido para ambos casos una altura típica de piso de 2,65m. El número de pisos de cada estructura fue definido con el objetivo de evaluar la efectividad de los AMS en el control la respuesta de dos estructuras con frecuencias

fundamentales diferentes, que son al mismo tiempo representativas de estructuras existentes en las zonas de elevada peligrosidad sísmica de Argentina.

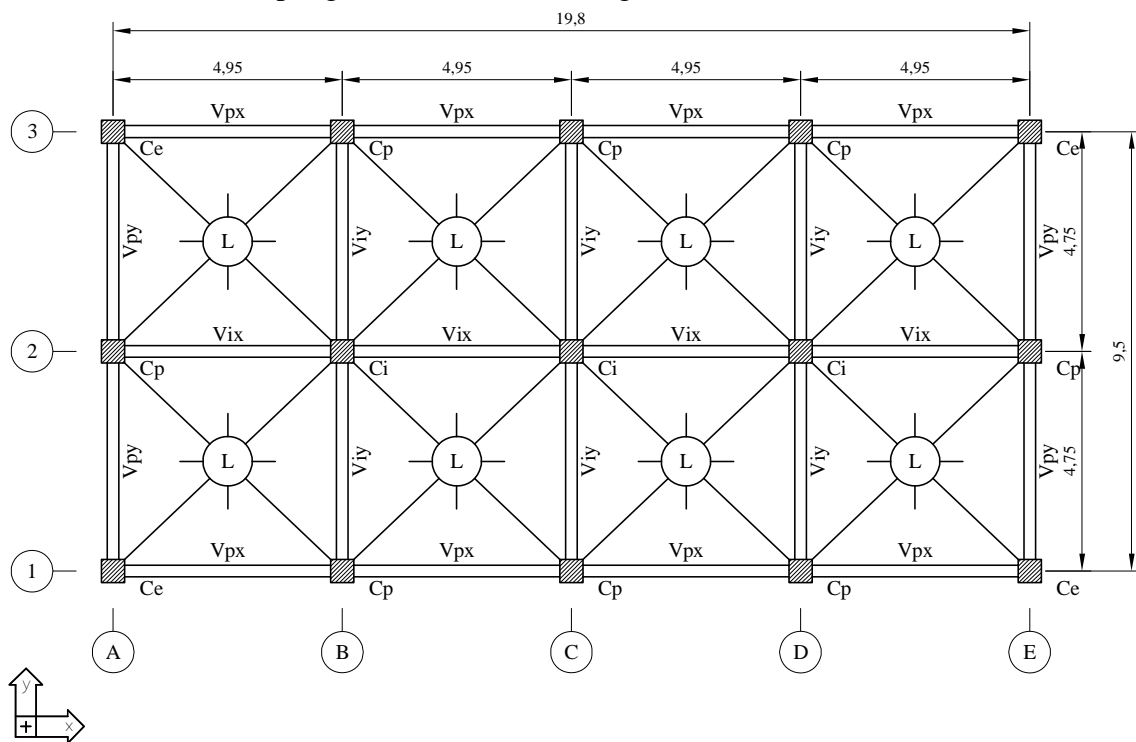


Figura 1: Vista en planta de las estructuras de tres y diez niveles.

Estructura	Nivel	Dimensión de Vigas	Dimensión de Columnas
3 niveles	1	25 cm x 50 cm	50 cm x 50 cm
	2	25 cm x 50 cm	50 cm x 50 cm
	3	25 cm x 30 cm	50 cm x 50 cm
10 niveles	1-4	25 cm x 70 cm	70 cm x 70 cm
	5-7	25 cm x 60 cm	60 cm x 60 cm
	8-10	25 cm x 50 cm	50 cm x 50 cm

Tabla 1: Dimensión de elementos estructurales.

## 2.1 Modelo numérico

Con el objetivo de representar el comportamiento dinámico no lineal de las estructuras analizadas se desarrolló un modelo numérico con el software LS-DYNA (Hallquist 2006). Para modelar el hormigón se utilizaron elementos solidos hexaédricos con un punto de integración, dispuestos en una malla que se muestra en la Figura 2. El modelo de material empleado es el denominado modelo de hormigón de Winfrith, el cual fue desarrollado por Broadhouse y Neilson (1987). Este modelo utiliza la superficie de falla por corte propuesta por Ottosen (1977), la cual tiene en cuenta la influencia del confinamiento y el efecto del tensor deviatorico sobre la falla del material. El modelo de la superficie de falla de Ottosen posee cuatro parámetros que definen su comportamiento. En la implementación en LS-DYNA a través del modelo de Winfrith, estos cuatro parámetros se definen a partir de dos propiedades de material, que son la resistencia característica a compresión y a tracción sin confinamiento. A través de la resistencia característica a compresión y el módulo de

elasticidad del hormigón el modelo establece una relación entre la presión y la deformación volumétrica del hormigón, la cual es empleada para actualizar el comportamiento elástico del material en los distintos escenarios de confinamiento. También cabe señalar que el modelo de material es capaz de representar la fisuración del hormigón, con una transferencia de corte a través de la fisura que depende del tamaño de agregado definido. Una vez que se produce la fisura, la tensión normal a la misma decae en forma lineal con la apertura.

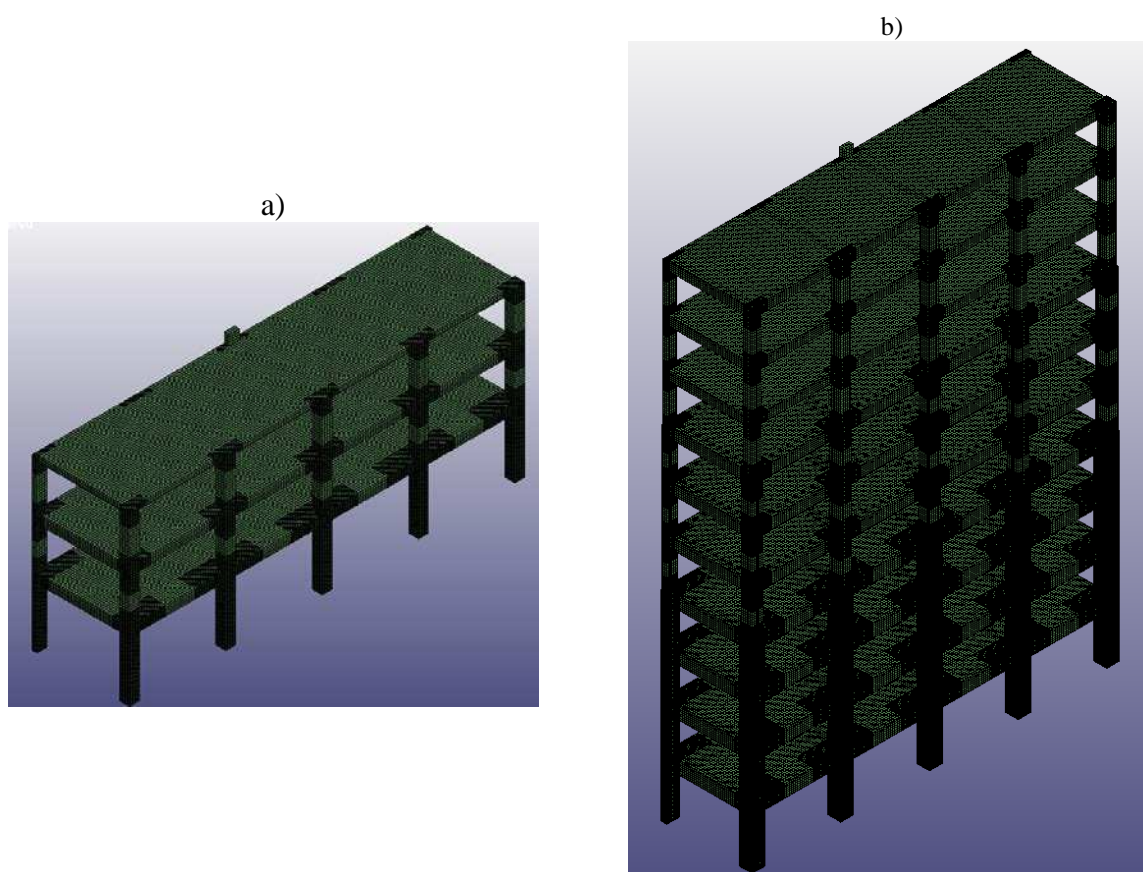


Figura 2: Vista general del modelo de elementos finitos: a) estructura de 3 niveles, b) estructura de 10 niveles.

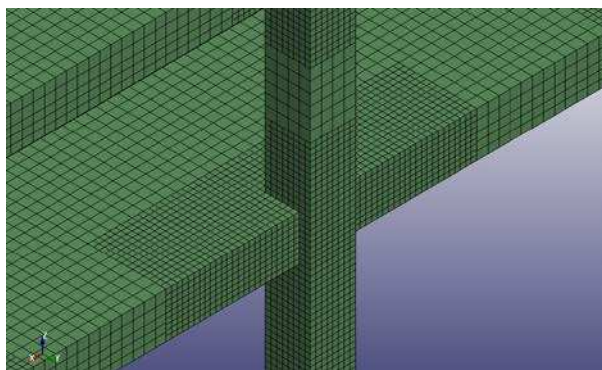
El refuerzo longitudinal de los distintos elementos estructurales fue modelado con elementos del tipo link, como puede observarse en la Figura 3.b. La malla de estos elementos de refuerzo comparte los nodos con los elementos sólidos que representan el hormigón. Este tipo de elemento es capaz de transmitir únicamente esfuerzos axiales, habiendo sido seleccionado por sobre los elementos de vigas por su menor costo computacional y por su capacidad para representar el comportamiento de la armadura de acero. Se definió para este tipo de elemento un modelo de material que representa al acero con una relación tensión-deformación bilineal y endurecimiento cinemático. Por su parte, el refuerzo transversal fue modelado como una armadura dispersa en los elementos que representan al hormigón, representado en la Figura 3.c. Esta armadura queda definida por la ubicación del plano que la contiene, por la dirección que adopta dentro de este plano y por la cuantía que representa respecto de la sección transversal. Para las armaduras transversales se definieron iguales propiedades de material que para el caso del refuerzo longitudinal.

Por su parte, el AMS fue modelado como una masa rígida vinculada a la estructura mediante un elemento discreto que representa el resorte y el amortiguador del dispositivo

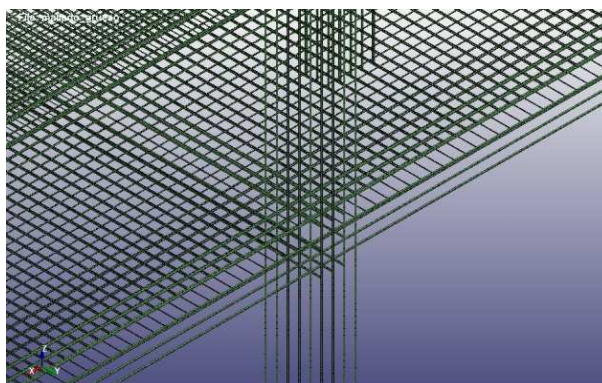
dispuestos de forma paralela. Una restricción cinemática fue impuesta para que la masa se desplace en una sola dirección, de manera solidaria con la estructura.

Los análisis dinámicos en los que se empleó el modelo numérico fueron realizados considerando a la acción sísmica actuando únicamente en la dirección X-X. Este hecho, sumado a las condiciones de simetría de la estructura respecto del eje 2, permitió modelar sólo la mitad de la estructura.

a)



b)



c)

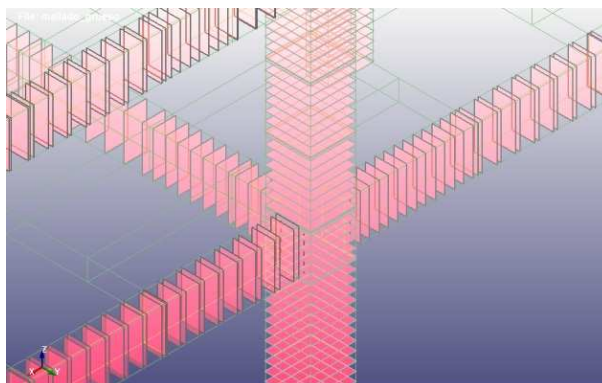


Figura 3: Detalles del modelo de elementos finitos: a) refinado del mallado en pisos inferiores, b) armadura longitudinal, c) armadura transversal.

Con base en los resultados del análisis de sensibilidad de malla presentado en el trabajo de Domizio (2016), el mallado fue refinado con elementos de 6,25cm en columnas y tercios extremos de vigas del primer nivel, en el caso de la estructura de 3 pisos, y en los cuatro primeros niveles en el caso de la estructura de 10 pisos. Esto permite representar el comportamiento de los elementos estructurales con 8 elementos en la menor dimensión de la sección transversal. Se utilizaron de manera gradual elementos de 12,5cm en los pisos superiores, dando lugar a un modelo con 196.926 nodos para el caso de la estructura de 3 niveles y 960.150 nodos para el caso de la estructura de 10 niveles.

El esquema de integración temporal utilizado en este modelo numérico es del tipo explícito, debido a que la no linealidad propia de las estructuras de hormigón conlleva a severos problemas de convergencia en el caso de los métodos implícitos. Bajo el esquema de integración explícito, el paso de tiempo queda determinado por la velocidad de propagación del sonido en el material empleado, función de su densidad y rigidez, así como por el menor tamaño de elemento de la malla del modelo.

Los parámetros que definen la respuesta del AMS son: la relación  $\mu$  entre la masa del dispositivo y la masa de la estructura; la relación  $\alpha$  entre la frecuencia del AMS y la frecuencia de la estructura; y la relación de amortiguamiento crítico  $\zeta$ . Para la definición de los parámetros óptimos de relación de frecuencia y amortiguamiento del AMS se emplearon las siguientes expresiones, dadas por Warburton (1982) para el caso de excitación armónica en la base.

$$\alpha_{opt} = \frac{\sqrt{1 - \frac{\mu}{2}}}{1 + \mu} \quad (1)$$

$$\zeta_{opt} = \sqrt{\frac{3 \cdot \mu}{8 \cdot (1 + \mu) \cdot \left(1 - \frac{\mu}{2}\right)}} \quad (2)$$

La masa de la estructura fue caracterizada por la masa modal obtenida al normalizar el autovector del primer modo con un valor unitario en el nivel de emplazamiento del AMS. A partir de un análisis modal realizado sobre el modelo numérico se determinó una frecuencia fundamental de 3,975Hz en la dirección X-X y una masa modal 221t para la estructura de tres niveles, y una frecuencia de 1,674Hz con una masa modal de 706 t para el caso de la estructura de 10 niveles. Los valores adoptados para los parámetros del AMS, en función de los tres valores de relación de masa definidos, se resumen en la Tabla 2.

Estructura	Relación de Masa $\mu$ (adim.)	Parámetros Óptimos		Masa del AMS (kg)	Constante de Resorte k (N/m)	Constante de Amortiguamiento Viscoso c (N.s/m)
		$\alpha_{opt}$ (adim.)	$\zeta_{opt}$ (adim.)			
3 niveles	0,0100	0,988	0,061	2213	1,35E+06	6,67E+03
	0,0250	0,969	0,096	5533	3,24E+06	2,58E+04
	0,0500	0,940	0,135	11066	6,10E+06	7,03E+04
10 niveles	0,0100	0,988	0,061	7063	7,62E+06	8,96E+03
	0,0250	0,969	0,096	17659	1,84E+06	3,47E+04
	0,0500	0,940	0,135	35318	3,45E+06	9,45E+04

Tabla 2: Parámetros óptimos del AMS.

La respuesta en frecuencia en términos de aceleración en el último piso al aplicar una aceleración en la base de las estructuras se presenta en la Figura 4.

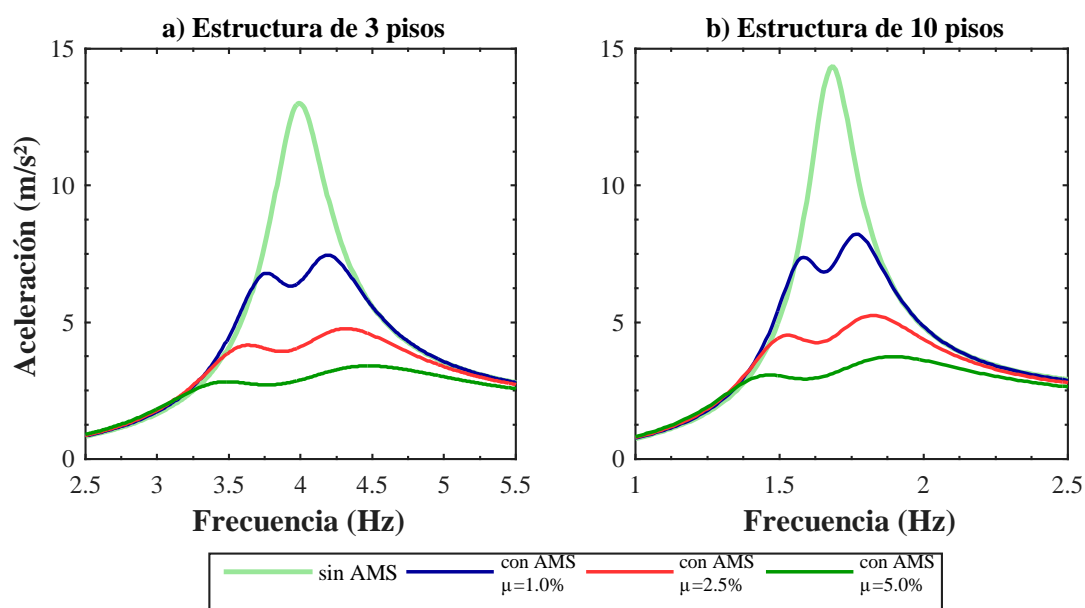


Figura 4. Respuesta en frecuencia de las estructuras con y sin la incorporación de AMS.

## 2.2 Registros sísmicos

Los registros de aceleraciones empleados en el presente estudio fueron seleccionados para representar el efecto de los sismos de falla cercana sobre las estructuras analizadas. Las características de los registros seleccionados se resumen en la Tabla 3. Los primeros cuatro registros fueron utilizados en los análisis realizados sobre la estructura de 3 niveles, mientras que el quinto registro fue aplicado sobre la estructura de 10 niveles.

Evento	Año	Magnitud de Momento	Estación	Componente	Distancia al plano de ruptura (km)	Aceleración Máxima del Suelo (m/s <sup>2</sup> )
Mendoza, Argentina	1985	6,3	--	--	--	4,68
Coyote Lake, EE.UU (1)	1979	5,7	Gilroy Array N°6	320	3,1	3,12
Northridge, EE.UU (1)	1994	6,7	Newhall Fire Station	090	5,9	5,72
Parkfield, EE.UU (1)	2004	6,0	Cholame 2WA	360	5,6	3,66
Coyote Lake, EE.UU (1)	1979	5,7	Gilroy Array N°6	230	3,1	4,13

Fuente: (1) Peer Ground motion Database (<http://ngawest2.berkeley.edu/>)

Tabla 3: Registros sísmicos de falla cercana seleccionados.

Los registros de aceleraciones utilizados y sus respectivos registros de velocidades se presentan en la Figura 5. En esta figura también pueden observarse los pulsos extraídos de los registros de velocidad de los sismos de Parkfield y Coyote Lake (componente 230), ya que pueden clasificarse como registros “tipo pulso” de acuerdo a los criterios establecidos por Baker (2007).

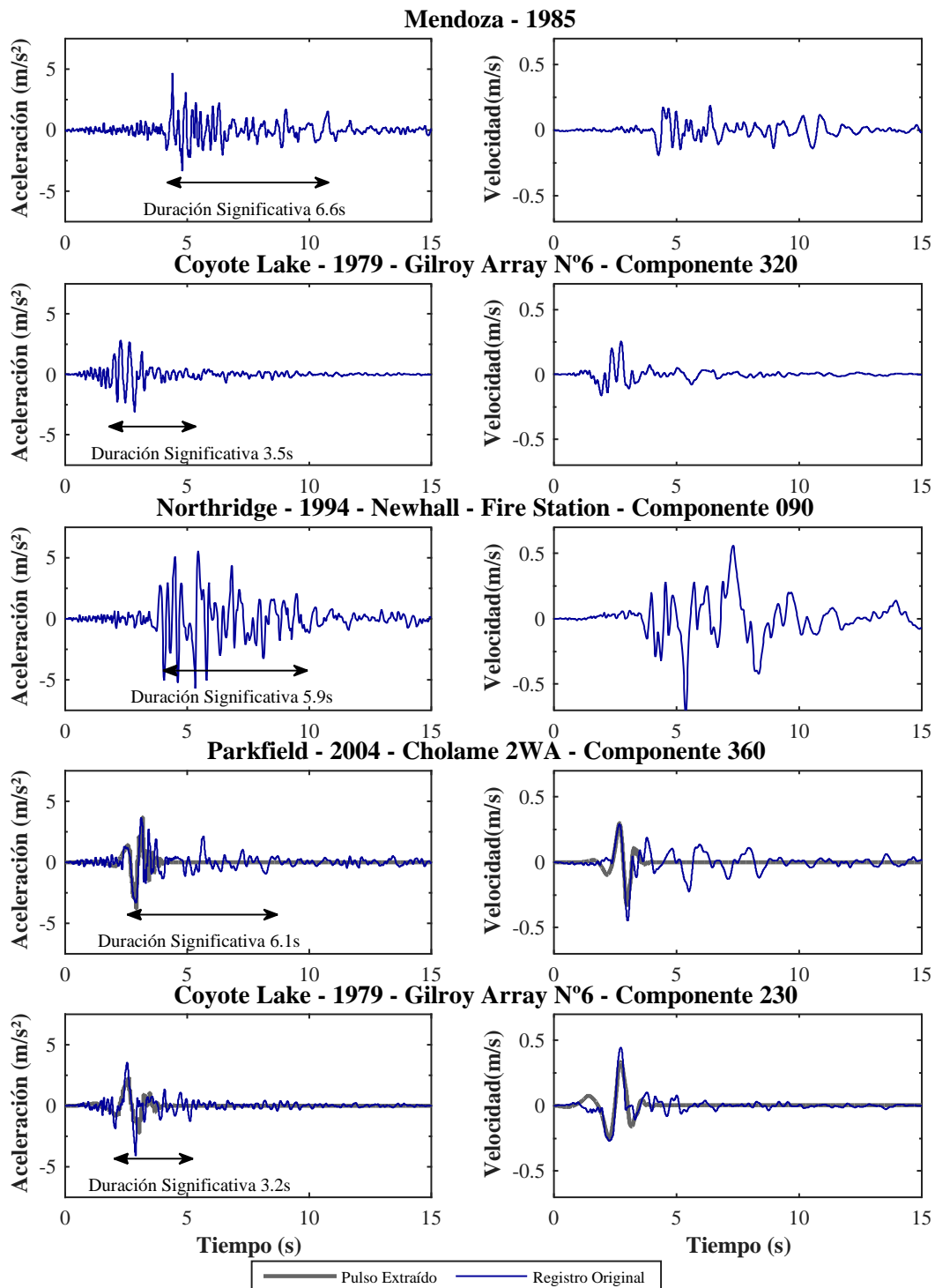


Figura 5: Registros sísmicos de aceleraciones y velocidades de los registros seleccionados.



En la Figura 6 se presentan los espectros de respuesta elástica de los registros seleccionados en término de aceleraciones, considerando un amortiguamiento del 5%.

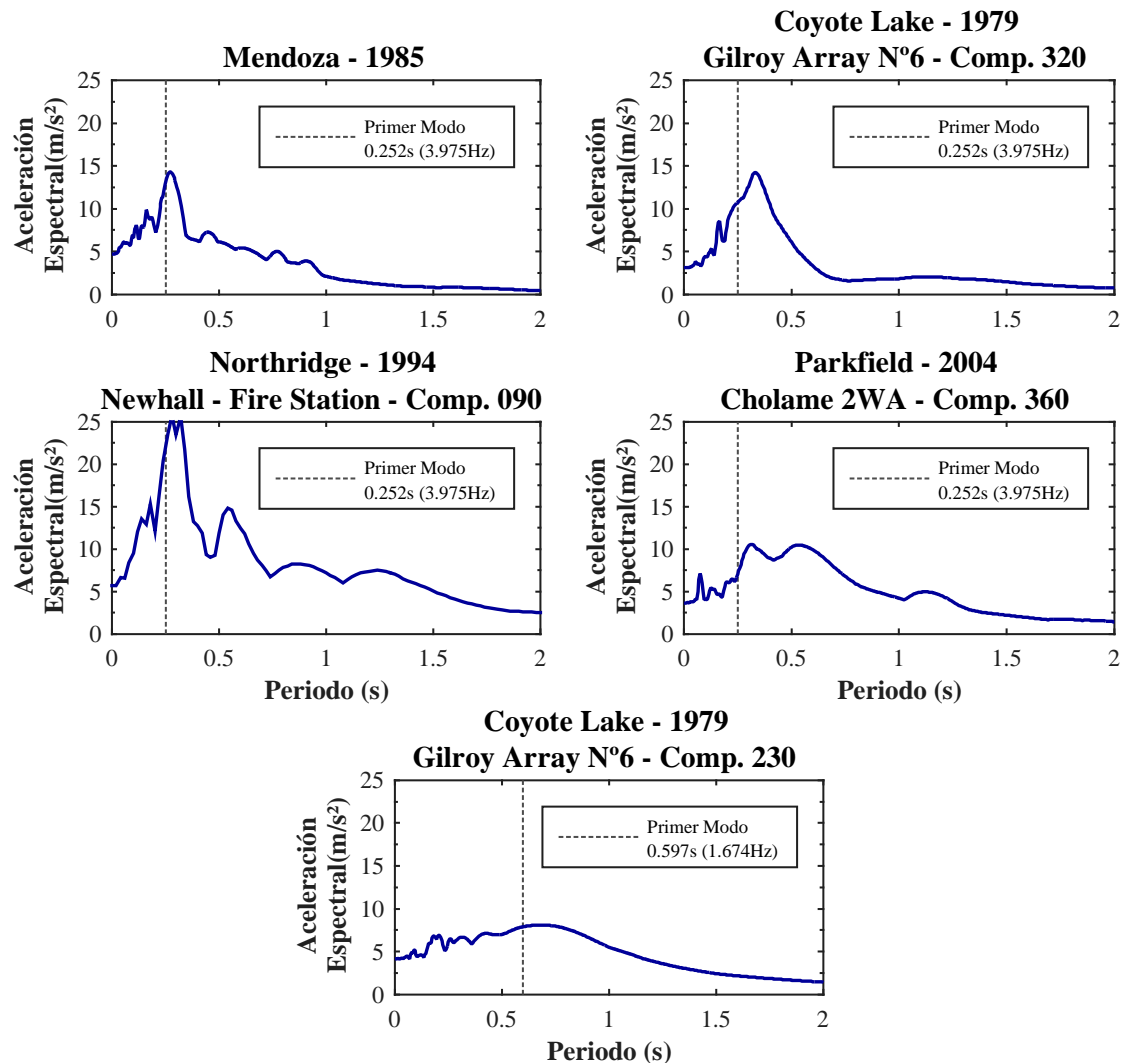


Figura 6: Espectros de respuesta de los registros seleccionados.

Para seleccionar los registros sísmicos utilizados en el presente estudio se emplearon dos criterios acordes con el objetivo de evaluar el desempeño de los AMS frente a los sismos de falla cercana. El primer criterio de selección está asociado a la duración significativa de los registros, siendo seleccionados registros sísmicos medidos en las cercanías de las fallas que presentan una duración significativa reducida. La duración significativa medida con la definición dada por [Trifunac y Brady \(1975\)](#) se muestra acotada en los registros de aceleraciones presentados en la Figura 5, observando que ningún registro supera los 7 segundos de duración significativa.

El segundo criterio utilizado para seleccionar los registros sísmicos fue el de poseer un elevado contenido en frecuencia cercano al periodo fundamental de las estructuras analizadas, presentando de esta manera un elevado potencial de daño por ser un caso más próximo a la resonancia. Esto puede observarse en la forma de los espectros de respuestas de la Figura 6, donde se indica el periodo fundamental de las estructuras analizadas, los cuáles son próximos

a los periodos de mayor respuesta espectral. Cabe mencionar que un registro del sismo Mendoza de 1985 forma parte del conjunto de los registros de aceleraciones seleccionados de acuerdo a los criterios mencionados previamente. Este registro fue utilizado para representar la sismicidad de una de las zonas de mayor peligrosidad sísmica de la República Argentina.

### 3 ANÁLISIS DE ACELERACIÓN DE COLAPSO BAJO ACCIÓN SÍSMICA

En el presente estudio se utilizó el concepto de aceleración de colapso con el objetivo de evaluar la efectividad de los AMS contra el colapso estructural producido por sismos de falla cercana. Esta aceleración de colapso representa para cada registro sísmico la mínima amplitud, caracterizada en este caso por la máxima aceleración del suelo, necesaria para producir el colapso estructural. Este valor de aceleración de colapso fue encontrada escalando los registros con el método de la bisección, como se detalla en el trabajo de Domizio et al. (2015). En la Tabla 4 se resumen, para cada registro sísmico, las aceleraciones máximas del suelo que producen el colapso de la estructura sin la incorporación del AMS.

Evento	Año	Estación	Componente	Estructura	Aceleración de Colapso (m/s <sup>2</sup> )
Mendoza	1985	--	--	3 niveles	21,03
Coyote Lake	1979	Gilroy Array N°6	320		31,39
Northridge	1994	Newhall Fire Station	090		13,68
Parkfield	2004	Cholame 2WA	360		15,20
Coyote Lake	1979	Gilroy Array N°6	230	10 niveles	18,07

Tabla 4: Aceleración de colapso de las estructuras sin AMS.

Cabe mencionar que el método utilizado en este estudio para evaluar el desempeño de los AMS difiere de la metodología establecida por el código ASCE/SEI 7-16 (2017) para verificar el diseño sísmico de estructuras con sistemas de amortiguamiento. En el capítulo 18 del código mencionado se establece que el diseño estructural y el comportamiento de los dispositivos de amortiguamiento es adecuado si la respuesta dinámica no lineal del conjunto estructural cumple con los límites de distorsión de piso establecidos y la demanda ocasionada en los distintos elementos estructurales es menor que su capacidad. Para determinar la respuesta dinámica no lineal del conjunto estructural el código establece la realización de un mínimo de 7 análisis con registros sísmicos escalados de manera tal de superar al espectro del sismo de diseño y al 90% del espectro del máximo sismo esperado en un rango de frecuencias asociado con el período fundamental de la estructura. En cambio, en el presente estudio la efectividad del dispositivo se determina a partir de incrementar la amplitud de la excitación hasta producir el colapso estructural con y sin la adición de los AMS, estableciendo el beneficio que produce su incorporación al comparar la amplitud de la acción sísmica alcanzada en cada caso.

La formación del mecanismo de colapso de la estructura de tres niveles sin la inclusión del AMS frente al registro de Coyote Lake, escalado a la amplitud de la aceleración de colapso, se presenta en la Figura 7. Los desplazamientos han sido amplificados 5 veces para su mejor visualización. En estas figuras se representa la deformación efectiva, la cual conforma el criterio de erosión adoptado en el modelo numérico. Puede observarse en estas figuras como las mayores sollicitaciones se dan en los nudos de los niveles inferiores y en las bases de las columnas, donde finalmente ocurre la falla por corte.

Las aceleraciones de colapso de la estructura obtenidas de los análisis donde se incluyó el AMS como dispositivo de control de vibraciones se presentan en las Figuras 8 y 9 para el caso de la estructura de 3 y 10 niveles respectivamente. Los resultados se expresan de forma relativa a la respuesta estructural sin control, considerando que la masa asignada al AMS es en este caso nula. Se observa, que para ambas estructuras no se superó en ningún caso el 7% de incremento en la aceleración de colapso respecto del caso sin control. En la Figura 8, se observa como bajo la acción del registro sísmico de Coyote Lake sobre la estructura de 3 niveles, la adición del AMS mostró ser incluso perjudicial, con una disminución de la aceleración de colapso prácticamente lineal con el incremento la cantidad de masa asignada al dispositivo. En el resto de los casos el incremento en la masa del AMS produjo un incremento de la aceleración de colapso.

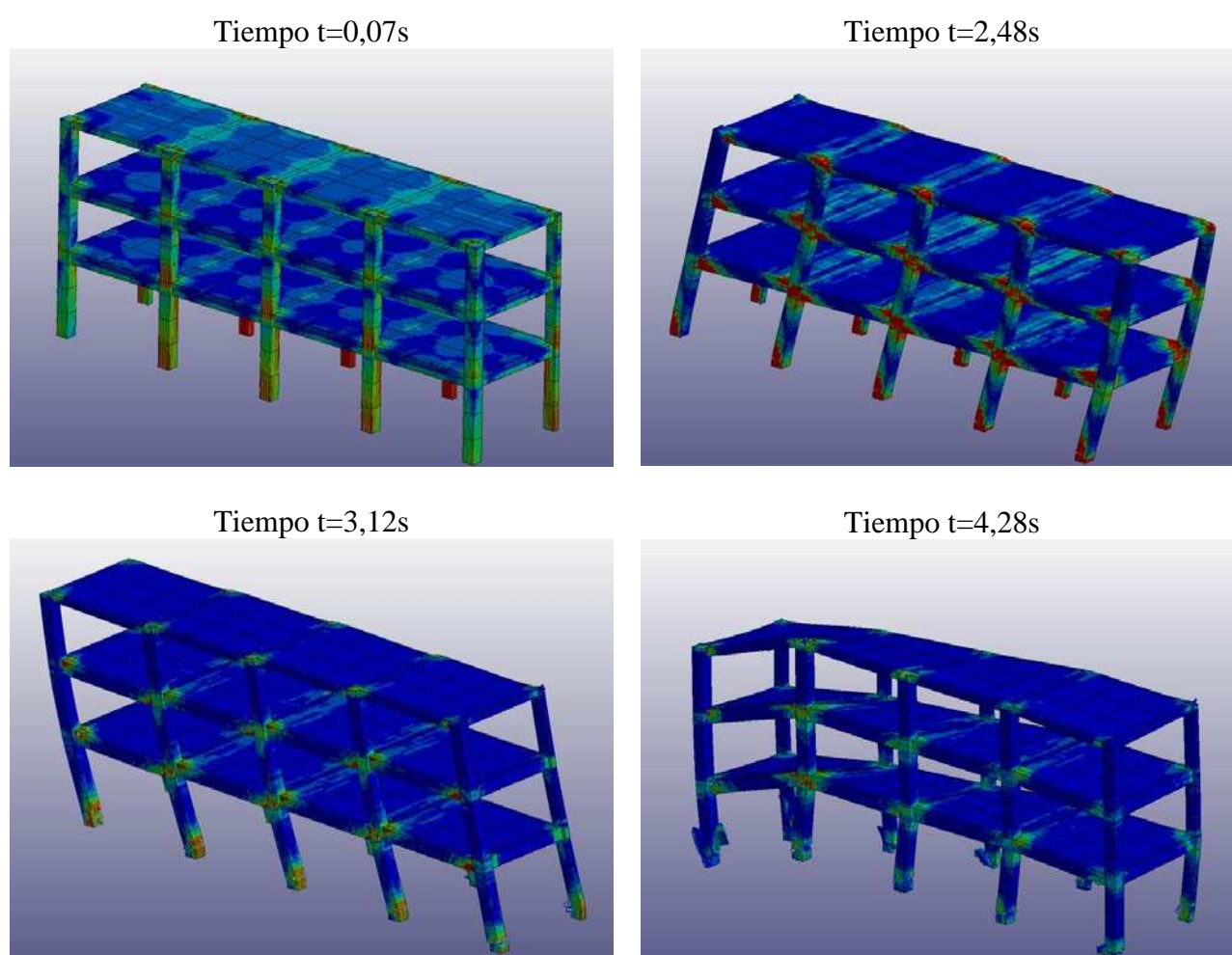


Figura 7: Deformaciones específicas en el tiempo y mecanismo de colapso para el registro Coyote Lake.

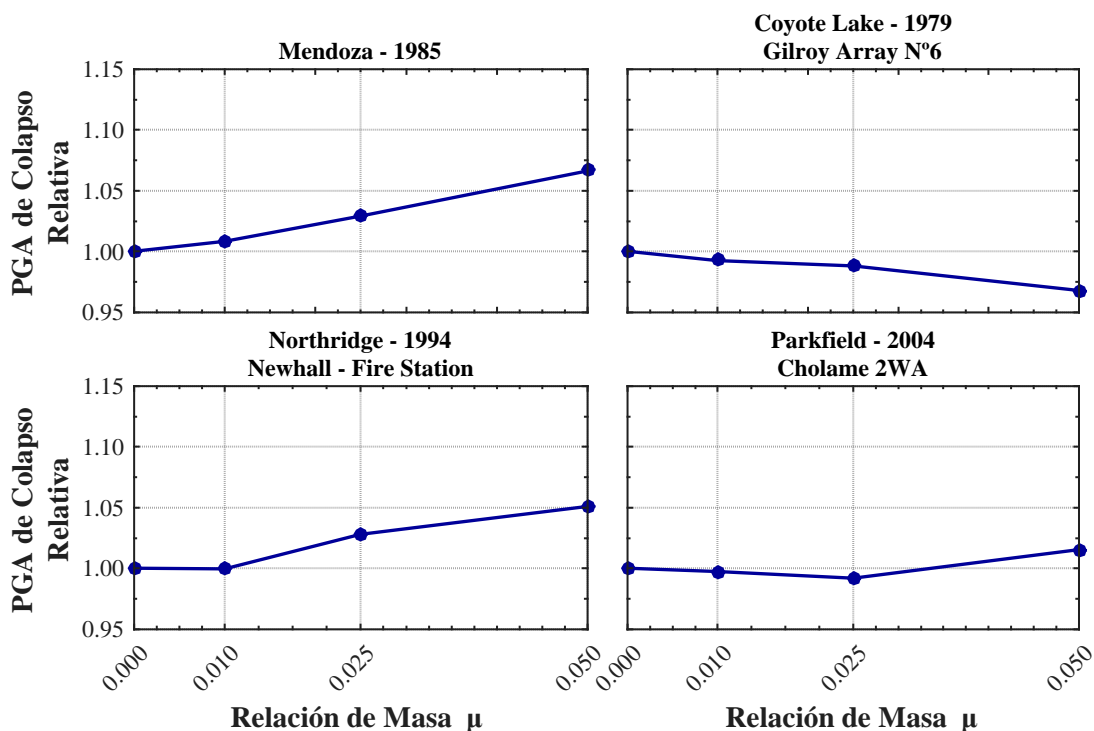


Figura 8: Aceleración de colapso de la estructura de tres niveles con AMS incluido respecto del caso sin control.

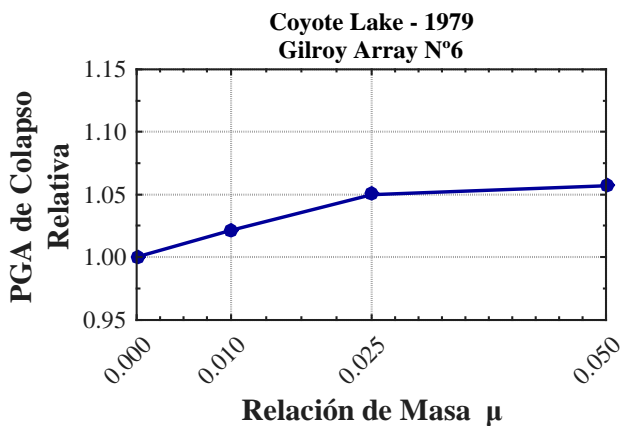


Figura 9: Aceleración de colapso de la estructura de diez niveles con AMS incluido respecto del caso sin control.

Las observaciones realizadas sobre el desempeño de los AMS en estructuras de hormigón pueden confirmarse en las Figuras 10 y 11. Se presenta en esta figura la energía total aportada por la acción sísmica a la estructura, identificando cuanta energía es transferida al dispositivo en función del tiempo. También se puede observar en las figuras, el corte en la base de las estructuras en función del desplazamiento del primer piso. La acción es escalada en este caso al valor inmediato inferior a la aceleración de colapso.

En todos los casos se observa como la energía es disipada en su mayor parte las deformaciones plásticas y por la degradación que tienen lugar en los elementos de la estructura principal, siendo significativamente menor la energía que es capaz de absorber el AMS. Esta transferencia de energía al dispositivo de control también muestra ser posterior a los incrementos repentinos de energía en la estructura, los cuales son producidos durante la

fase de mayores amplitudes de la acción sísmica.

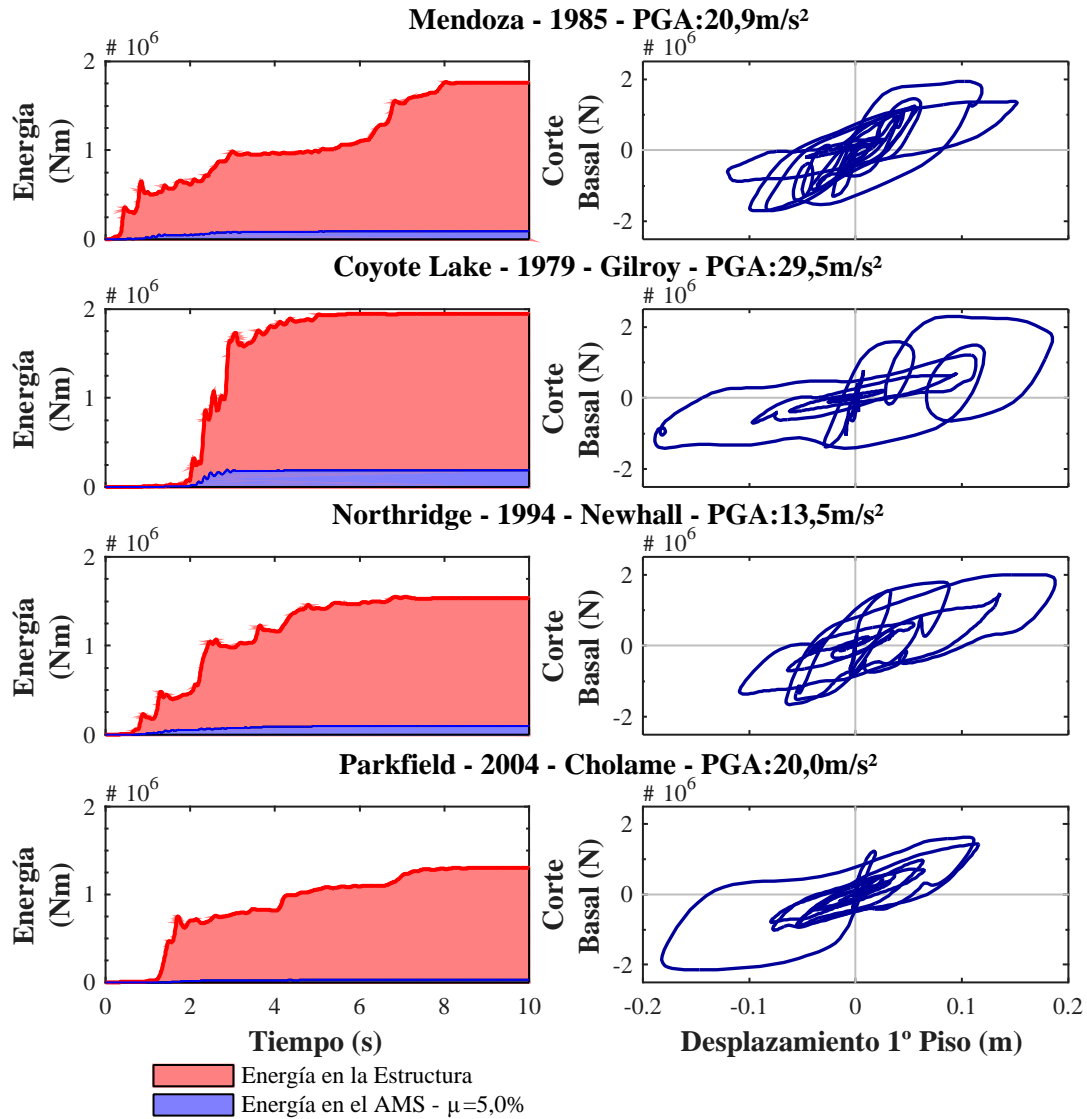


Figura 10: Energía aportada por la acción sísmica a la estructura principal y corte basal en función del desplazamiento del primer piso para la estructura de 3 niveles.

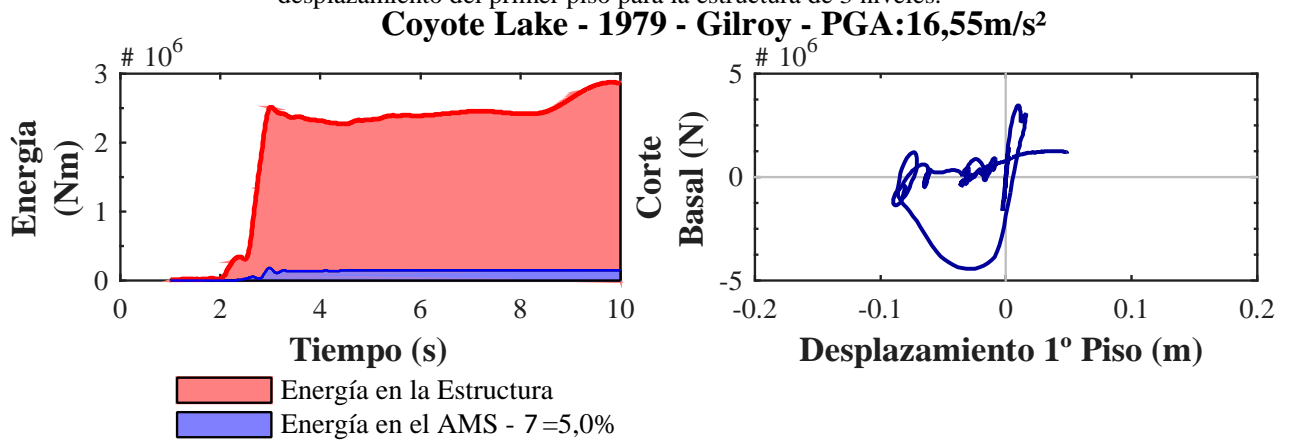


Figura 11: Energía aportada por la acción sísmica a la estructura principal y corte basal en función del desplazamiento del primer piso para la estructura de 10 niveles.

Otro factor importante en la baja efectividad de los AMS es el efecto del desintonizado. Este efecto es producido en este caso como consecuencia de la degradación de rigidez que sufre la estructura a través de los distintos ciclos de vibración, como puede observarse en las Figuras 10 y 11.

#### 4 CONCLUSIONES

En el presente trabajo se estudió el desempeño de los AMS para controlar la respuesta dinámica no lineal hasta colapso de estructuras de hormigón armado sujetas a la acción de sismos de falla cercana. El efecto del dispositivo de control sobre la estructura fue determinado a partir de análisis dinámicos no lineales realizados sobre un modelo de elementos finitos. Dos estructuras fueron analizadas, una de 3 niveles y otra de 10 niveles, conformadas por pórticos de hormigón armado en las dos direcciones principales. Sobre las estructuras se añadieron AMS con tres valores diferentes de masa, representando el 1%, 2,5% y 5% de la masa modal de la estructura original. Los valores de relación de frecuencia y amortiguamiento del AMS fueron definidos de acuerdo a una expresión clásica de valores óptimos para acciones armónicas aplicadas en la base de la estructura. Para la estructura de 3 niveles se seleccionaron 4 registros de sismos de falla cercana, y un único registro fue utilizado en la estructura de 10 niveles. Los registros fueron seleccionados por poseer un contenido en frecuencia cercano a las frecuencias fundamentales de las estructuras analizadas y una reducida duración significativa. Cabe mencionar que el número de registros, a pesar de no ser elevado debido al costo computacional de los análisis, permitió observar una tendencia clara sobre el beneficio que se obtiene a partir de la incorporación de los AMS.

Para cuantificar el beneficio producido por la incorporación del dispositivo de control se buscó para cada registro la menor amplitud que produce el colapso estructural sin la incorporación del AMS, encontrando la denominada aceleración de colapso. Este análisis se repitió para el modelo de la estructura con el dispositivo añadido, obteniendo incrementos en términos de aceleración de colapso que no superaron en ningún caso el 7% respecto del caso sin control en las dos estructuras. En uno de los registros utilizados sobre la estructura de tres niveles la incorporación mostró ser incluso perjudicial, disminuyendo la aceleración de colapso de la estructura. El incremento relativamente bajo de la aceleración de colapso se verificó en el análisis de la energía de la estructura, donde se observó como la mayor parte de la energía aportada por la acción sísmica se disipó rápidamente en la plastificación y daño de la estructura de hormigón armado en lugar de ser transferida hacia el dispositivo de control. Otro motivo para el bajo desempeño del dispositivo se observó a partir del análisis del corte basal en función del desplazamiento del primer piso. En todos los casos estudiados se produjo una elevada degradación de la rigidez, lo que conlleva al efecto perjudicial del desintonizado y la consecuente baja en la efectividad del dispositivo.

#### AGRADECIMIENTOS

Se agradece el apoyo económico de CONICET y SECTyP (Universidad Nacional de Cuyo).

#### REFERENCIAS

American Society of Civil Engineers, 2017. ASCE/SEI 7-16: Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures. American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

- Angelis, M. De, Perno, S. and Reggio, A., (2012) Dynamic response and optimal design of structures with large mass ratio TMD. *Earthq. Eng. Structural Dyn.* 41, 41–60.
- Baker, J.W., 2007. Quantitative Classification of Near-Fault Ground Motions Using Wavelet Analysis. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 97, 1486-1501. doi:10.1785/0120060255
- Broadhouse, B.J. and Neilson, A.J., (1987) Modelling Reinforced Concrete Structures in DYNA3D. Rep. AEEW-M2465, UK At. Energy Authority, Winfrith.
- Daniel, Y. and Lavan, O., (2013) Allocation and Sizing of Multiple Tuned Mass Dampers for Seismic Control of Irregular Structures, in: *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*. pp. 323–338.
- Domizio, M., (2016) Análisis de la efectividad de amortiguadores de masa sintonizados para evitar el colapso estructural ocasionado por sismos de falla cercana. Tesis Doctoral. Universidad Nacional de Cuyo.
- Domizio, M., Ambrosini, D. and Curadelli, O., (2015) Performance of tuned mass damper against structural collapse due to near fault earthquakes. *J. Sound Vib.* 336, 32–45.
- Hallquist, J.O., (2006) LS-DYNA theory manual, Livermore software Technology corporation.
- Hoang, N., Fujino, Y. and Warnitchai, P., (2008) Optimal tuned mass damper for seismic applications and practical design formulas. *Eng. Struct.* 30, 707–715.
- Hoang, T., Ducharme, K.T., Kim, Y. and Okumus, P., (2016) Structural impact mitigation of bridge piers using tuned mass damper. *Eng. Struct.* 112, 287–294.
- Jiang, Q., Lu, X., Guan, H. and Ye, X., (2014) Shaking table model test and FE analysis of a reinforced concrete mega-frame structure with tuned mass dampers. *Struct. Des. Tall Spec. Build.* 23, 1426–1442.
- Johnson, J.G., Pantelides, C.P. and Reaveley, L.D., (2015) Nonlinear rooftop tuned mass damper frame for the seismic retrofit of buildings. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 44, 299–316.
- Lin, C., Wang, J., Lien, C. and Chiang, H., (2010) Optimum design and experimental study of multiple tuned mass dampers with limited stroke. *Earthq. Eng. Structural Dyn.* 39, 1631–1651.
- Lucchini, A., Greco, R., Marano, G.C. and Monti, G., (2014) Robust Design of Tuned Mass Damper Systems for Seismic Protection of Multistory Buildings. *J. Struct. Eng.* 140, A4014009.
- Matta, E., (2011) Performance of tuned mass dampers against near-field earthquakes. *Struct. Eng. Mech.* 39, 621–642.
- Matta, E., (2013) Effectiveness of Tuned Mass Dampers against Ground Motion Pulses. *J. Struct. Eng.* 139, 188–198.
- Miranda, J.C., (2016) Discussion of system intrinsic parameters of tuned mass dampers used for seismic response reduction. *Struct. Control Heal. Monit.* 23, 349–368.
- Nigdeli, S.M. and Bekdas, G., (2013a) Optimum tuned mass damper design for preventing brittle fracture of RC buildings. *Smart Struct. Syst.* 12, 137–155.
- Nigdeli, S.M. and Bekdas, G., (2013b) THE EFFECT OF IMPULSIVE MOTIONS ON OPTIMUM TUNED MASS DAMPER PARAMETERS, in: *11th International Conference on Vibration Problems*. pp. 2–10.
- Normas Antisísmicas Argentinas NAA-80, (1981) . Instituto Nacional de Prevención Sísmica.
- Ottosen, N.S., (1977) A failure criterion for concrete. *J. Eng. Mech.* 527–535.
- Pinkaew, T., Lukkunaprasit, P. and Chatupote, P., (2003) Seismic effectiveness of tuned mass dampers for damage reduction of structures. *Eng. Struct.* 25, 39–46.
- Pisal, A.Y. and Jangid, R.S., (2016) Vibration control of bridge subjected to multi-axle

- vehicle using multiple tuned mass friction dampers. *Int. J. Adv. Struct. Eng.* 8, 213–227.
- Reglamento CIRSOC 201: Proyecto, Cálculo y Ejecución de Estructuras de Hormigón Armado y Pretensado, (1982) . Centro de Investigación de los Reglamentos Nacionales de Seguridad para las Obras Civiles.
- Trifunac, M. and Brady, A.G., (1975) A STUDY ON THE DURATION OF STRONG EARTHQUAKE GROUND MOTION. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 65, 581–626.
- Warburton, G.B., (1982) Optimal Absorber Parameters for Various Combinations of Response and Excitation Parameters. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.* 10, 381–402.