

## **EFFECTOS DE LA DURACIÓN DE LOS TERREMOTOS EN LA RESPUESTA INELÁSTICA DE LAS ESTRUCTURAS**

Felipe Carrasco D.<sup>1</sup>, Edwin Behrens R.<sup>2</sup>, Claudio Oyarzo V.<sup>2</sup>

- 1 Ingepro Ingeniería Ltda.  
Concepción, Chile  
Email: fcarrascod@ingeprolda.cl, felipe.carrasco.ingcivil@gmail.com.
- 2 Departamento de Ingeniería Civil, Universidad Católica de la Santísima Concepción.  
Concepción, Chile

### **RESUMEN**

Este estudio investiga la relación entre daño y duración del sismo. Para este fin, se analizó la respuesta inelástica de un marco de hormigón armado de cuatro pisos sometido a un total de 40 registros sísmicos de distintas duraciones e intensidades. La evaluación de la respuesta inelástica fue hecha en base a cuatro parámetros de daño: el desplazamiento máximo del último piso, el desplazamiento relativo máximo de entrepiso, la energía de histéresis disipada y la ductilidad acumulada. Se utilizó la duración propuesta por Somerville et al, definida como el intervalo entre el 5% y el 75% de la Intensidad de Arias. Los registros fueron escalados de manera que todos posean el mismo nivel de aceleración espectral para el período fundamental de la estructura en estudio. El nivel de aceleración espectral escogido, corresponde al que se obtiene del espectro de diseño de la norma chilena, NCh433 Of.96.

### **SUMMARY**

This study investigates the relationship between damage and earthquake duration. A 4-story RC frame subjected to 40 strong-motion records of different durations and intensities was analyzed. The inelastic response analysis was performed based on four parameters of damage: the maximum displacement on the top floor, the maximum relative displacement between floors, the dissipated hysteresis energy and the accumulated ductility. The duration proposed by Somerville et al, defined as the interval between the 5% and the 75% of the Arias Intensity, was used. The seismic records were scaled so that all have the same level of spectral acceleration for the fundamental period of the structure under study. The spectral acceleration was chosen by the design spectrum obtained from the Chilean Standard NCh433 Of.96.

## INTRODUCCIÓN

Si bien, la influencia de la duración de los terremotos en el potencial de licuefacción de suelos saturados (arenas sueltas) está claramente establecido en la literatura; la manera en que la duración de los sismos influye en la respuesta sísmica de las estructuras sigue siendo aún tema de discusión. Esto se debe a que la duración ha sido históricamente un parámetro secundario para el análisis sísmico tradicional de estructuras (análisis estático o modal espectral), y hasta ahora, son otros los parámetros a los cuales se les ha atribuido mayor importancia en la respuesta estructural. Por ejemplo: la magnitud del sismo, la aceleración máxima del registro (PGA), la aceleración espectral, etc. Así, se asume que un sismo con una gran amplitud de aceleración en general causará más daño que aquel que posea un nivel más bajo, independientemente de la duración. Por otra parte, el enfoque utilizado en el análisis sísmico basado en los espectros de respuesta no considera el efecto de la duración de los terremotos, pues los espectros de respuesta no contienen información relativa a la duración del sismo. En consecuencia, si se desea evaluar el efecto de la duración, se hace necesario utilizar análisis de respuesta en el tiempo (*Time-History Analysis*), método que por lo general resulta ser más laborioso y demanda un mayor tiempo de análisis.

Este estudio investiga la influencia de la duración en la respuesta inelástica de un marco de 4 pisos, utilizando 40 registros sísmicos con un amplio rango de duraciones. La duración de los registros han sido evaluadas según las definiciones propuestas por Somerville et al (1997) para desarrollar la Intensidad de Arias (Arias, 1970) en un intervalo entre el 5% y el 75%.

La evaluación de la respuesta inelástica fue hecha en base a cuatro parámetros de daño: (i) el desplazamiento máximo del último piso, (ii) el desplazamiento relativo máximo de entrepiso, (iii) la energía de histéresis disipada, y (iv) la ductilidad acumulada.

Los registros sísmicos fueron escalados de manera que todos posean el mismo nivel de aceleración espectral para el período fundamental de la estructura, con el objeto de que los resultados obtenidos en cada análisis sean comparables. El nivel de aceleración espectral escogido, corresponde al que se obtiene del espectro de diseño de la norma chilena, NCh433 Of.96 (INN-Chile, 1996).

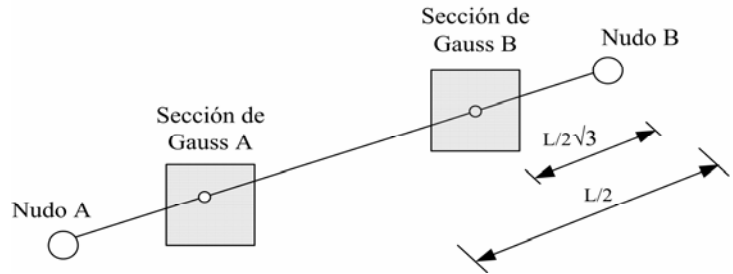
## MODELOS Y ANÁLISIS

### Modelo estructural

La estructura analizada en este trabajo corresponde a un marco de cuatro pisos de hormigón armado de 10 m de alto y 4 m de largo, que es representativo de un edificio habitacional típico compuesto por marcos de hormigón armado. Sus columnas son de 40x40cm y las vigas de 15 x 40 cm. Cada una de ellas es diseñada con las armaduras mínimas propuestas por el Código de Diseño de Hormigón Armado (ICH, 2002). En el diseño se consideró un hormigón H-25, cuya resistencia cilíndrica característica a compresión ( $f'_c$ ) corresponde a 20 MPa y su módulo de elasticidad ( $E_c$ ) es igual a 21019 MPa. El acero seleccionado corresponde a un A63-42H, cuya tensión de fluencia ( $f_y$ ) es igual a 420 MPa, y el módulo de elasticidad ( $E_s$ ) es 210000 MPa.

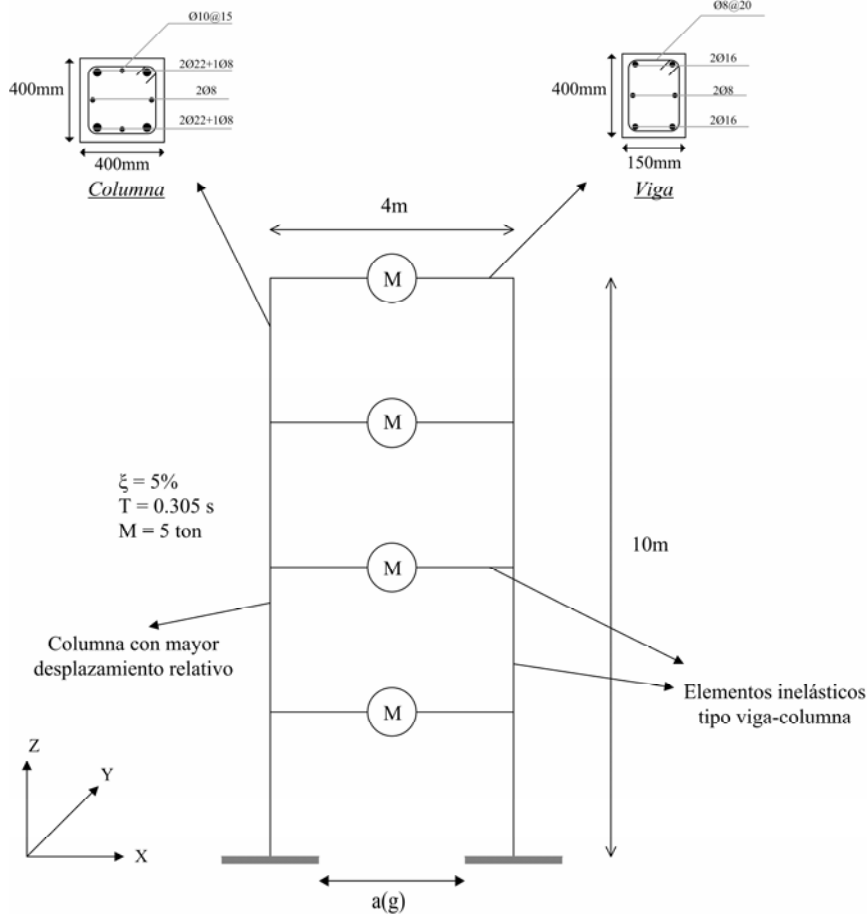
El análisis de respuesta en el tiempo de la estructura se desarrolló mediante el software de elementos finitos Seismostruct (Seismosoft, 2007). Las columnas y vigas del marco fueron discretizadas en 3 elementos cada uno y definidas como elementos inelásticos tridimensionales del

tipo viga-columna con 200 fibras por sección. Este tipo de elementos es capaz de considerar tanto las no linealidades geométricas como aquellas del material. La inelasticidad del material a lo largo del miembro está representada a través de un enfoque de modelamiento por medio de fibras: el elemento se divide en una serie de segmentos, en donde la delimitación de las secciones sigue la aproximación de Navier-Bernoulli (las secciones planas permanecen planas). Además, como se dijo anteriormente, la sección es discretizada en un número suficiente de fibras (que representan una superficie de hormigón o el acero de las barras de refuerzo) y la respuesta de la sección queda determinada por la integración numérica en la respuesta de la única fibra entre las dos secciones de Gauss, tal como se muestra en la Figura 1.



**Figura 1:** Secciones de Gauss a lo largo de la longitud de un miembro de hormigón armado.

En la Figura 2 se puede ver el modelo estructural utilizado en este trabajo, en donde se considera un marco empotrado en su base con una masa (M) de 5 toneladas por piso. El período fundamental (T) de la estructura es de 0.305 segundos y se considera un 5% de amortiguamiento ( $\xi$ ).

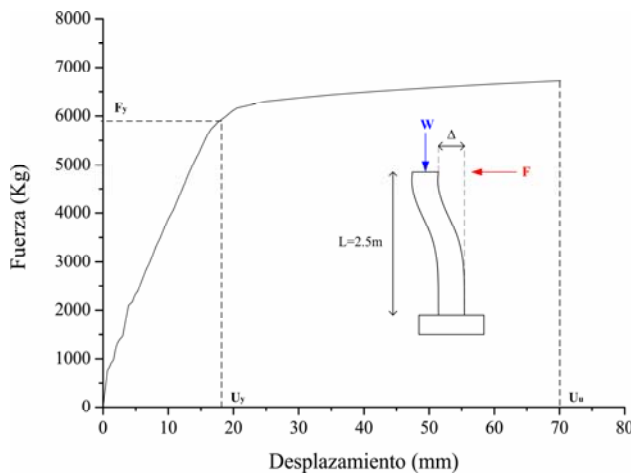


**Figura 2:** Modelo estructural utilizado.

El modelo constitutivo del hormigón considera un comportamiento no lineal con confinamiento constante (Mander et al, 1989), que utiliza una serie de modificaciones (Martínez-Rueda y Elnashai, 1997) que mejoran la estabilidad numérica bajo grandes desplazamientos. El comportamiento del acero es modelado usando el modelo de Menegotto-Pinto (1973), modificado por Filippou et al (1983) y Fragiadakis (2001).

Para obtener la capacidad horizontal de las columnas se aplicó una carga lateral monotónicamente creciente en la parte superior de la columna, método conocido como “pushover estático”. En el caso específico de este estudio, el análisis se realizó sobre la columna con mayor desplazamiento relativo, la que corresponde a aquellas ubicadas entre los pisos 1 y 2, las que han sido consideradas como doblemente empotradas y con una longitud efectiva de 2.5 m. La Figura 3 muestra la curva de capacidad de la columna. En éstas,  $F$  es la carga lateral creciente,  $W$  la porción del peso de los pisos superiores correspondientes y  $\Delta$  es la deformación medida.

Los resultados del análisis pushover se resumen en la Tabla 1 en función del desplazamiento de fluencia ( $u_y$ ), el desplazamiento último ( $u_u$ ) y la fuerza necesaria para que la columna entre en fluencia ( $F_y$ ). Cuando los desplazamientos de la columna exceden el desplazamiento de fluencia, la columna se comporta de forma inelástica.



**Tabla 1:** Resumen de resultados análisis pushover.

$u_y$ (mm)	$u_u$ (mm)	$F_y$ (Kg)
17	70.16	5775

**Figura 3:** Análisis pushover realizado a la columna.

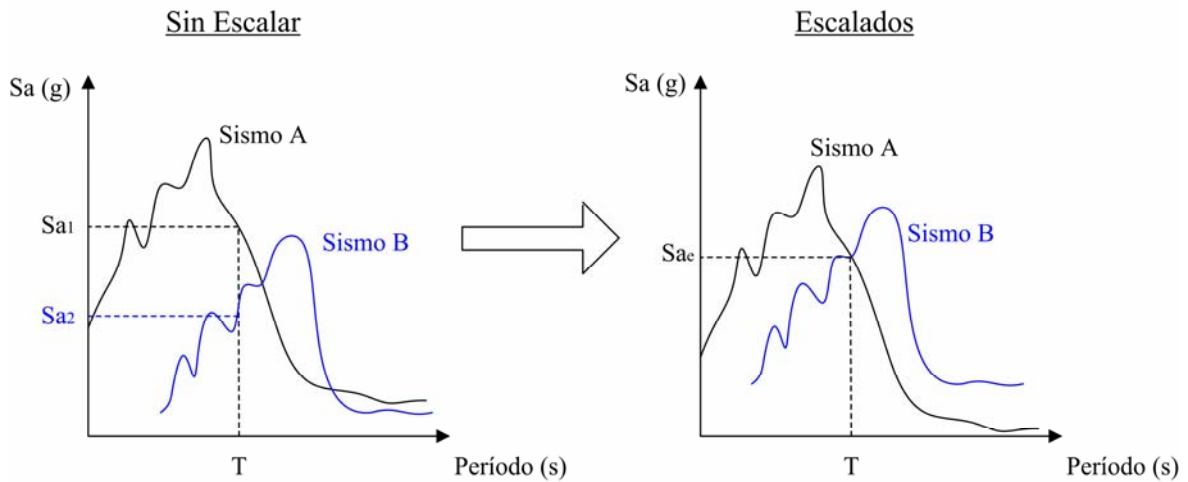
### Registros sísmicos seleccionados

De manera de identificar la influencia de la duración de los terremotos en la respuesta estructural del marco seleccionado, se eligieron 40 registros sísmicos de diferentes duraciones e intensidad. Estos registros fueron obtenidos de bases de datos disponibles de Internet para toda la comunidad científica (PEER NGA, COSMOS, LSMF-PUC, CISMID). La lista completa de los registros sísmicos y sus características se presentan en el Anexo A, con su correspondiente categorización del tipo de suelo de acuerdo la clasificación establecida en la Norma Chilena NCh433 Of.96 (INN-Chile, 1996).

Los registros fueron escalados para compatibilizar sus diferentes intensidades. El procedimiento utilizado consiste en multiplicar los registros de aceleración por determinados

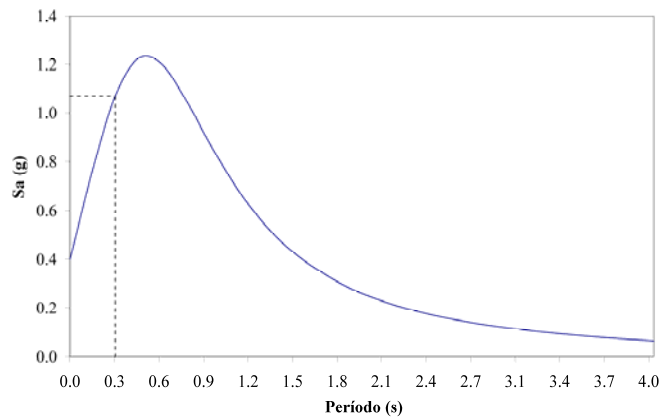
factores de escala a fin de que todos posean la misma aceleración espectral para el período fundamental de la estructura analizada.

En la Figura 4 se puede ver dos gráficos de aceleración espectral ( $S_a(g)$ ) versus el período de la estructura. El primer gráfico muestra que los dos sismos, A y B, tienen diferentes aceleraciones,  $S_{a1}$  y  $S_{a2}$ , para el período fundamental  $T$ . En el segundo gráfico se presentan los mismos espectros esta vez escalados de manera que ambos registren la misma aceleración  $S_{ae}$  para  $T$ .



**Figura 4:** Procedimiento del escalamiento de la aceleración espectral.

La aceleración espectral seleccionada como referencia para el período  $T$ , es determinada a partir del espectro de diseño propuesto por la norma NCh433 Of.96 (INN-Chile, 1996), considerando los parámetros propuestos para un caso típico en Concepción, Chile (Tabla 2). Dado que durante el análisis se considera el comportamiento inelástico del marco de forma directa, no se aplica el factor de reducción ( $R$ ) en la composición del espectro de diseño de la norma. El espectro correspondiente, usando los parámetros de la Tabla 3, se muestra en la Figura 5.



**Figura 5:** Espectro de diseño utilizado en este estudio propuesto por la norma NCh433 Of.96.

**Tabla 2:** Parámetros para el espectro de diseño.

<b>Categoría del edificio</b>	<b>C</b>	$I = 1.0$
<b>Zona sísmica</b>	<b>3</b>	$A_0 = 0.40g$
<b>Tipo de suelo</b>	<b>III</b>	$S = 1.20, T_0(s) = 0.75, T'(s) = 0.85, n = 1.80, p = 1.0$

Dado que el período fundamental del marco considerado es igual a  $T = 0.305$  s, la aceleración espectral de diseño corresponde a  $S_{ad} = 1.06g$ . Por lo tanto, se aplicó distintos factores de escala a los registros sísmicos del Anexo A de manera que todos tengan una aceleración espectral de  $1.06g$  para el período fundamental del marco ( $T = 0.305$  s).

## RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA

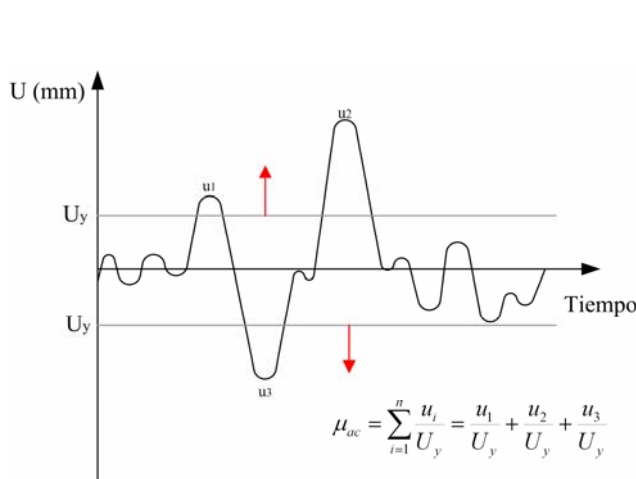
### Parámetros de daño estructural

La respuesta estructural del sistema ha sido evaluada en términos de parámetros de daño estructural. Los parámetros considerados en este estudio se pueden clasificar en los siguientes grupos:

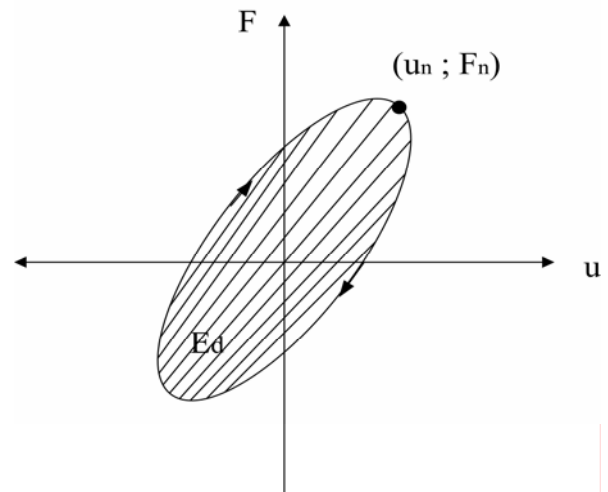
- 1) Parámetros de daño asociados a desplazamientos y/o deformaciones:
  - Desplazamiento máximo del último piso;
  - Desplazamiento máximo relativo entre pisos;
- 2) Parámetros de daño acumulativos asociados a los ciclos de carga:
  - Ductilidad acumulada;
  - Energía de histéresis disipada.

El desplazamiento máximo del último piso y el desplazamiento máximo relativo entre pisos, son obtenidos directamente del análisis estructural. La ductilidad acumulada ( $\mu_{ac}$ ) se obtiene como la suma de las demandas de ductilidad calculadas cada vez que la estructura entra en el rango inelástico (Figura 6).

La energía disipada por histéresis ( $E_d$ ) disipada se obtiene evaluando de forma acumulativa el área encerrada por los ciclos de histéresis identificados en los gráficos de Fuerza-Desplazamiento a lo largo de toda la historia de carga. La Figura 7 muestra el procedimiento aplicado para el n-ésimo del ciclo de carga.



**Figura 6:** Evaluación de la ductilidad acumulada.

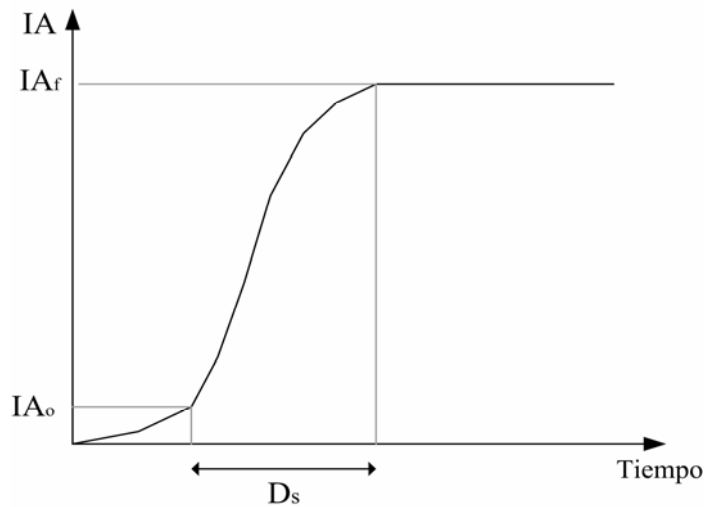


**Figura 7:** Evaluación de la energía de histéresis disipada.

## INFLUENCIA DE LA DURACIÓN DEL SISMO EN LA RESPUESTA ESTRUCTURAL

### Definiciones de duración

En la bibliografía disponible existen una serie de expresiones para calcular la duración de un movimiento sísmico, cada una de estas con una base teórica diferente y utilizando diferentes parámetros. Hay tipos de duraciones que se basan en intervalos continuos definidos por umbrales de aceleración. A este tipo de duración se les llama **duraciones entre intervalos**. Otro tipo de duraciones consisten en la sumatoria de intervalos discontinuos de tramos de aceleración, y se les conoce como **duraciones uniformes**. Existe un tercer grupo de duraciones llamadas **duraciones significativas**, que se basan en la acumulación de energía dentro de un registro sísmico determinado y es representada por la integral del cuadrado de la aceleración, velocidad o desplazamiento del registro. Si se utiliza la integral de la aceleración del movimiento, se habla del parámetro conocido como Intensidad de Arias (Arias, 1970). Por lo tanto se podría definir una duración significativa en relación al tiempo requerido para desarrollar una cierta cantidad de esta energía, tal como se muestra en la Figura 8 (Husid, 1969).

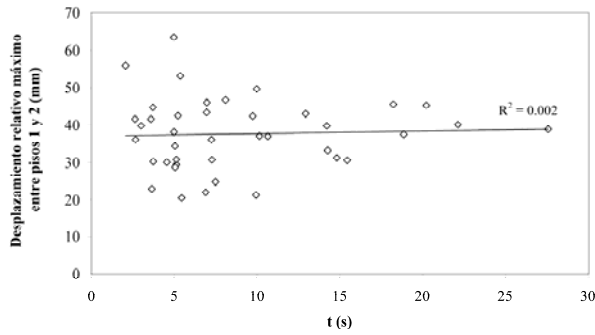


**Figura 8:** Definición genérica de duración significativa de un acelerograma.

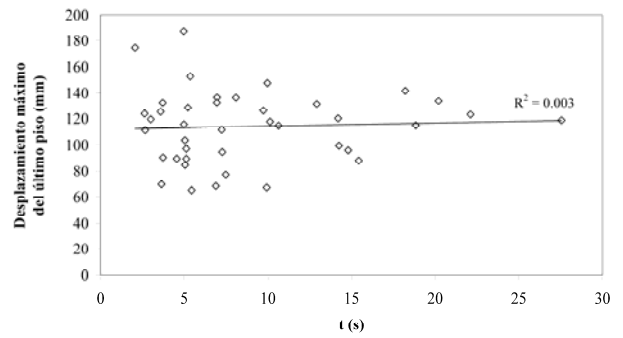
En este estudio se utiliza la duración significativa propuesta por Somerville (Somerville et al, 1997), definida como el tiempo requerido para desarrollar la Intensidad de Arias en el rango entre el 5% y el 75% de su total.

### Resultados

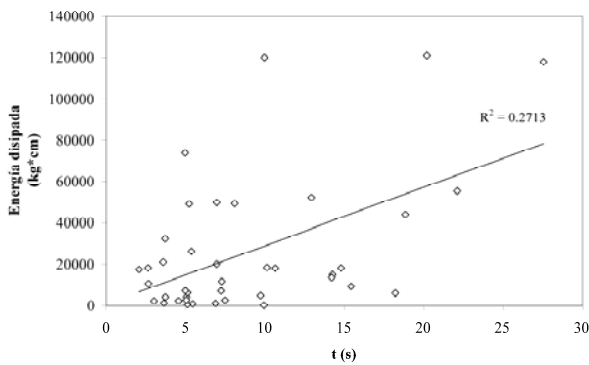
Los resultados del análisis respecto al efecto de la duración en los parámetros de daño son presentados en las Figuras 9 a la 13. En el caso de los parámetros de daño basados en desplazamientos (Figuras 9 y 10), se observa una no dependencia respecto a la duración del sismo, lo que se ve reflejado en las líneas de tendencia prácticamente horizontales. En cambio, en el caso de los parámetros de daño acumulativos (Figuras 11 y 12) se evidencia un mayor valor de los parámetros para sismos con duraciones más largas. Lo mismo ocurre cuando se comparan la cantidad de ciclos inelásticos en los que incurre la estructura (Figura 13). Este aumento en el valor de los parámetros de daño acumulados se explica por la degradación de la rigidez y pérdida de resistencia en las columnas, que redundan en mayores desplazamientos inelásticos (ductilidad) y ciclos de histéresis más amplios. Se puede inferir entonces, dado que existe una relación entre la duración y el daño acumulado resulta de gran importancia contra métodos de análisis que consideren este efecto en el desempeño de las estructuras, en especial en los miembros de hormigón armado mas susceptibles a la degradación debidos a la acción de cargas cíclicas.



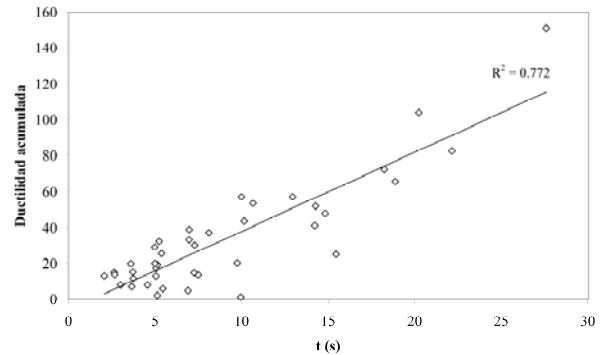
**Figura 9:** Relación desplazamiento máximo relativo v/s duración.



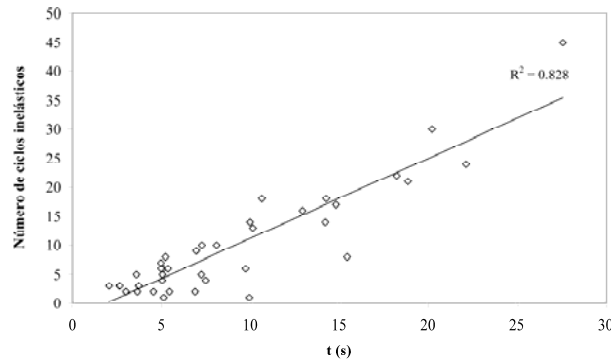
**Figura 10:** Relación desplazamiento máximo del último piso v/s duración.



**Figura 11:** Relación energía disipada v/s duración.



**Figura 12:** Relación ductilidad acumulada v/s duración.



**Figura 13:** Relación número de ciclos inelásticos v/s duración.

## CONCLUSIONES

Del análisis realizado en este estudio se comprobó que el escalamiento de registros sísmicos a un mismo nivel de aceleración espectral para el período fundamental de la estructura, es una herramienta útil a la hora de estudiar la influencia de parámetros sísmicos como la duración. Este procedimiento es necesario debido a que los acelerogramas naturales no necesariamente poseen espectros de respuesta con magnitudes similares.



Por otro lado, se pudo determinar que la influencia de la duración en la respuesta inelástica de estructuras de hormigón armado depende del tipo de parámetro de daño utilizado. Si bien, los parámetros de daño basados en desplazamientos y/o deformaciones no dependen de la duración, los parámetros de daño acumulativos, tales como la energía de histéresis disipada y la ductilidad acumulada, dependen significativamente de la duración del sismo.

Se encontró también, una relación entre el número de ciclos inelásticos incurridos por el marco y la duración de los registros sísmicos utilizados. A mayor duración, el valor de este parámetro también aumenta. Similar a lo que ocurre en el análisis de la respuesta dinámica de suelos.

Finalmente, los efectos de las cargas cíclicas en miembros de hormigón armado son de especial importancia debido a las características degradantes de estos (daño acumulado). Por lo tanto se puede concluir que, como la duración de los sismos influye directamente en este tipo de daños, es necesario que los códigos de diseño sísmico realicen una reformulación en donde se incluya, de una u otra forma, la duración de los terremotos como variable a considerar.

## REFERENCIAS

- Arias, A. (1970), "A Measure of Earthquake Intensity", *MIT Press, Cambridge, MA, USA*, 438-483.
- CISMID, "Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres", <http://www.cismid-uni.org/>.
- COSMOS, "Consortium of Organizations for Strong Motion Observation Systems", *The Cosmos Website*, <http://db.cosmos-eq.org>.
- Filippou, F.C., Popov, E.P. and Bertero, V.V. (1983) "Modelling RC Joints under Cyclic Excitations", *Journal of Structural Engineering* 109, No 11, 2666-2684.
- Fragiadakis, M. (2001) "Nonlinear material modeling of reinforcement steel bars under transient loading", *MSc Dissertation, Department to Civil and Environmental Engineering, Imperial College, London, UK*.
- Husid, L.R., "Características de terremotos. Análisis general", *Revista del IDIEM* 8, *Santiago de Chile*, 1969: 21-42.
- ICH (2002), "Código de Diseño de Hormigón Armado, basado en el ACI 318", *Instituto Chileno del Cemento y el Hormigón, Santiago, Chile*.
- LSMF-PUC, "Laboratorio de Sismología de Movimiento Fuerte", *Departamento de Ingeniería Estructural y Geotécnica de la Pontificia Universidad Católica de Chile*, <http://www2.ing.puc.cl/~wwwice/sismologia>.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. (1989) "Theoretical Stress-strain Model for Confined Concrete", *Journal of Structural Engineering* 114, No 8, 1804-1826.
- Martínez-Rueda, J. and Elnashai, A. (1997) "Confined Concrete Model under Cyclic Load", *Materials and Structures* 30, No 8, 139-147.
- Menegotto, M. and Pinto, P.E. (1973) "Method of Analysis for Cyclically Loaded RC Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending", *Symposium on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association for Bridge and Structural Engineering, Zurich Switzerland*, 15-22.
- INN-Chile, (1996). "Diseño sísmico de edificios", NCh433Of96.
- PEER NGA, "Pacific Earthquake Engineering Research Center", *PEER NGA Database*, <http://peer.berkeley.edu/nga/index.html>.
- Seismosoft (2007), "SeismoStruct – A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures", Available from URL: <http://www.seismosft.com>.
- Somerville, P.G., Smith, N.F., Graves, R.W. and Abrahamson, N.A. (1997). "Modification of Empirical Strong Ground Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effects of rupture Directivity", *Seismological Research Letters* 68, No 1, 199-222.

**ANEXO A: REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS**

Nº	Nombre	Fecha	Tipo de suelo	Mw
1	Caleta de Campos, México	19/09/1985	I	5,2
2	Calitri, Italia	23/11/1980	III	6,9
3	Moorpark, Northridge, EEUU	17/01/1994	III	6,7
4	Hollywood, San Fernando, EEUU	09/02/1971	III	6,6
5	Westmorland, EEUU	24/11/1987	III	6,5
6	Matahina Dam, Nueva Zelanda	02/03/1987	II	6,6
7	Gisborne, Nueva Zelanda	20/12/2007	II	6,8
8	Parkfield, CA, EEUU	28/06/1996	II	6,2
9	Noroeste de China	05/04/1997	II	5,9
10	Costa Peruana	17/10/1966	Desconocido	8,1
11	Hokkaido, Japón	26/09/2003	Desconocido	8,3
12	Corinthos, Grecia	24/02/1981	III	6,6
13	Delta, Imperial Valley, EEUU	15/10/1979	III	6,5
14	Chi-Chi, Taiwán	20/09/1999	II	6,2
15	El Centro, Imperial Valley, EEUU	19/05/1940	III	7,0
16	Managua, Nicaragua	23/12/1972	III	6,2
17	Iquique, Chile	13/06/2005	Desconocido	7,9
18	Bran, Loma Prieta, EEUU	18/10/1989	I	6,9
19	Duzce, Turquía	12/11/1999	III	7,2
20	Llolleo, Chile	03/03/1985	I	7,8
21	Cape Mendocino, CA, EEUU	25/04/1992	III	7,1
22	Takarazu, Kobe, Japón	16/01/1995	III	6,9
23	Gazli, Uzbekistán	17/05/1976	I	6,8
24	Pacoima Dam, San Fernando, EEUU	09/02/1971	I	6,6
25	Almiros, Grecia	11/08/1980	Desconocido	5,2
26	Central California, CA, EEUU	25/04/1954	III	5,3
27	Drama, Grecia	09/11/1985	Desconocido	5,2
28	Georgia, URSS	15/06/1991	I	6,2
29	Irpina, Italia	23/11/1980	Desconocido	6,9
30	Kozani, Grecia	15/05/1995	III	5,1
31	Lazio-Abruzzo, Italia	07/05/1984	III	5,8
32	Norcia, Italia	19/09/1979	Desconocido	5,9
33	Sitka, Alaska	30/07/1972	I	7,7
34	Victoria, México	09/06/1980	I	6,3
35	Veroia, Grecia	09/07/1984	Desconocido	5,3
36	Saint Elias, Alaska	28/02/1979	Desconocido	7,5
37	San Juan Bautista, EEUU	12/08/1998	Desconocido	5,2
38	Point Mugu, CA, EEUU	21/02/1973	III	5,7
39	Coquimbo, Chile	12/10/2006	Desconocido	6,1
40	Chillán, Chile	03/03/1985	Desconocido	7,8