

**PROUESTA DEL FACTOR
DE REDUCCION DE FUERZA SISMICA PARA
SISTEMAS ESTRUCTURALES
EN CONCRETO ARMADO
CON MUROS REFORZADOS POR
BARRAS DUCTILES
Y
MALLAS ELECTROSOLDADAS**

Por:

Ing. Adolfo Guillermo Gálvez Villacorta

**Con la Colaboración de:
Ing. Maribel Burgos Namuche
Ing. Martín Ortiz Alejos**

**Lima – PERU
2008**

RESUMEN EJECUTIVO

El Factor de Reducción de Respuesta Sísmica, “R”, es conceptualmente desarrollado como un medio para tomar en cuenta dos aspectos de la respuesta estructural ante demandas sísmicas: Primeramente su capacidad para disipar energía, al incursionar en el rango inelástico y en segundo término la sobre resistencia inherente de los sistemas estructurales y sus materiales constitutivos.

El mencionado Factor ha venido siendo determinado en base a tres fuentes: La observación del desempeño estructural ante sismos pasados; por procedimientos técnicos en base a ciertos principios y por criterios planteados por experimentados investigadores en el tema.

Los Sistemas Estructurales con Muros de Ductilidad Limitada (SMDL), toman importancia en nuestro medio, como una consecuencia del gran crecimiento del sector inmobiliario, a principios de la presente década. Su uso extensivo ha generado inquietudes en las autoridades pertinentes, quienes han legislado limitando el uso de ciertos materiales constitutivos (mallas electro soldadas) a un cierto número de niveles, a ciertas regiones de la estructura y condicionando la necesidad de usar confinementos en los bordes de los muros estructurales a criterios derivados de respuestas controladas por desplazamientos.

El presente informe tiene por objetivo, siguiendo la metodología planteada por el ATC (2004) y Klingner (2007) determinar que valor del Factor R podría ser usado cuando las estructuras de muros portantes cumplan con ciertas condiciones: continuidad de los muros, densidades de muros adecuadas, uso de refuerzo en base a barras corrugadas en los extremos y de malla electro soldada en el alma, tanto vertical como horizontal.

El procedimiento usado se sustenta en evaluar la demanda de la deformación global de las estructuras, como una función del valor de R. Las capacidades de los muros de SMDL se sustentan en ensayos quasi estáticos con ciclos alternos de desplazamiento. Simulaciones de respuesta no lineales se han llevado a cabo, con comportamientos histeréticos de carga – desplazamiento desarrollados a partir de

los ensayos antes mencionados, usando además las curvas esfuerzo deformación de los materiales constitutivos; la demanda sísmica se obtiene de un grupo de registros sísmicos, para suelos duros, que incluyen entre otros, a los que se usaron para desarrollar el Espectro de Diseño de nuestra Norma E.030.

Este estudio ha sido financiado por la empresa PRODAC SA y se enmarca dentro de un esfuerzo continuo en la Investigación y el Desarrollo de Sistemas Estructurales reforzados con mallas electro soldadas, aplicados a viviendas económicas, que se inicio en el año 1998. Centros de Investigación en el CISMID de la UNI y en la PUCP, con destacados profesionales, han contribuido en forma directa o indirecta a generar una parte importante de la información que ha permitido desarrollar el presente informe. A todos ellos el reconocimiento del autor y los colaboradores.

Especial mención amerita el Dr. Richard Klingner, quien ha suministrado valiosa información que ha permitido enmarcar y desarrollar el presente trabajo.

INDICE

CAPÍTULO 1: Introducción

- 1 Generalidades
- 2 Alcances y Objetivo
- 3 Organización

CAPÍTULO 2: Antecedentes

- 1 Descripción de Estructuras con Muros de Ductilidad Limitada (SMDL)
- 2 Investigación Previa en SMDL
- 3 Investigación Previa en el factor R para SMDL

CAPÍTULO 3: Procedimiento Para Determinar el Factor “R”

- 1 Descripción del Procedimiento
- 2 Determinación del Peligro Sísmico
 - a. Peligro de Máximo Sismo Considerado
- 3 Estructuras Arquetípicas
- 4 Selección de la Distorsión Global de Colapso
- 5 Análisis No Lineal
 - a. Modelo No Lineal
 - b. Respuestas por Flexión
 - i. Material Constitutivo Concreto
 - ii. Material Constitutivo Barra Corrugada
 - iii. Material Constitutivo Malla Electro Soldada
 - c. Respuestas por Corte
 - i. Modelo Histerético
 - ii. Ensayos de Muros con Respuesta Controlada por Corte
 - iii. Rigidez Elástica
 - iv. Parámetros α , F_c y F_y
 - v. Parámetros λ , θ y ξ
 - vi. Resumen de Parámetros para Elemento CA7

- d. Comparación de las Curvas Carga – Desplazamiento Observadas versus Calculadas
- e. Estudios de Sensibilidad

CAPÍTULO 4: Resultados de los Análisis No Lineales

- 1. Estructura de 05 Niveles
- 2. Estructura de 08 Niveles
- 3. Estructura de 12 Niveles
- 4. Interpretación de Los Resultados

CAPÍTULO 5: Valor Propuesto del Factor de Reducción de Fuerza Sísmica, “R”

CAPÍTULO 6: Validación del Valor Propuesto

- 1. Verificación por el articulo 18.3 de la Norma E.030
- 2. Evaluación del Factor de Reducción de Fuerza Sísmica, R, a partir de los Análisis No Lineales Tiempo Historia
- 3. Sensibilidad de la Respuesta Estructural a la Curva Esfuerzo – Deformación del Acero de Refuerzo

CAPÍTULO 7: Resumen, Conclusiones y Recomendaciones

- 1. Resumen
- 2. Conclusiones
- 3. Recomendaciones

APENDICE A: Características de los Sismos Peruanos Seleccionados

APENDICE B: Características de las Estructuras Arquetípicas

APENDICE C: Ejemplos de Archivos de Datos para el Software CANNY

BIBLIOGRAFIA

CAPÍTULO 1

Introducción

1.1 Generalidades

La filosofía de diseño de nuestra Norma E.030, El Peruano (2006), permite a las estructuras incurrir en el rango de desplazamientos inelásticos ante la ocurrencia de un movimiento fuerte del suelo, causado por un sismo. Ello conlleva a que las capacidades de resistencia que poseen nuestras estructuras sean menores a las que se requerirían para permanecer en el rango elástico.

Nuestra Norma, a diferencia de otras, solamente define el Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica, R , y prescribe que el desplazamiento en que incurre nuestra estructura sea el determinado con las fuerzas reducidas multiplicado por el valor de $0.75R$. Los valores de R se han determinado por observaciones pasadas del comportamiento en estructuras similares ante sismos severos; se sustentan también en valores desarrollados por procedimientos obtenidos con los llamados Principio de Igual Desplazamiento y Principio de Igual Energía, Ventura (2006) y finalmente en valores sugeridos por diversos estudiosos del tema.

La determinación del valor de R es importante pues no solamente define la capacidad de resistencia lateral de nuestra estructura, sino que también influye en su probable desempeño ante un sismo severo.

Cuanto mayor es el valor de R , nuestra estructura tiene una menor capacidad de resistencia lateral y mayor es su demanda de deformación inelástica, lo que a su vez implica mayor posibilidad de daño estructural. Por otro lado, las consideraciones de carácter económico, entiéndase el costo de la estructura, también se ven afectadas por el valor del factor de Reducción de Fuerza Sísmica, pues si bien se diseña con una menor fuerza, los detalles que se requieren en los componentes estructurales para permitir disipar la energía, se vuelven más sofisticados y caros.

Por lo anteriormente expuesto, resulta importante que el valor de R que se especifica en nuestra normatividad, sea determinado por procedimientos racionales,

claros y verificables, a fin de que puedan ser contrastados por diversos investigadores y se genere un camino para su actualización si la información disponible así lo amerita, o para su incorporación en la Norma E.030, si los valores ya definidos, no pueden ser aplicados claramente a un sistema estructural cuyas características así lo impliquen.

1.2 Alcances y Objetivos

El presente trabajo es aplicable a sistemas estructurales que usan los denominados muros de ductilidad limitada, de acuerdo a lo indicado en el artículo 12 de la Norma E.030 y en la adenda respectiva.

Las estructuras consideradas tienen las siguientes características:

- Su sistema estructural es el de muros portantes.
- Un alto porcentaje de los muros son continuos en toda la elevación de la estructura, de acuerdo a lo planteado por Gálvez y otros (2006).
- La densidad de muros en el eje débil, es mayor o igual a 2.5% para edificaciones de cinco hasta ocho niveles y de 3% o mayor para edificaciones hasta doce niveles.
- Los muros tienen espesores de 100 mm o superiores.
- El refuerzo se distribuye del siguiente modo: Barras corrugadas (ASTM A615, ASTM A706) se usan en los extremos; malla electro soldada (ASTM A497) se usa como refuerzo vertical y horizontal en el alma del muro.
- El criterio seguido para el confinamiento en los bordes del muro es el de resistencia (se confina si los esfuerzos en compresión última exceden el $0.2f'_c$), pues el criterio en base a desplazamientos de la adenda en la Norma E.060, presenta incongruencias, San Bartolomé (agosto 2006).
- La altura de entrepiso es aproximadamente 2500 mm.
- Las luces en los diafragmas rígidos que generan los techos, son no mayores a los 4500 mm.
- Los muros tienen un débil acoplamiento entre ellos, aportado por las losas de piso.

El objetivo del presente estudio es el de proponer un valor del Factor de Modificación de Respuesta Sísmica, aplicable a estructuras con características similares a las mencionadas en el párrafo anterior, a fin de que el valor propuesto pueda ser considerado por el comité que se encarga de la Norma E.030.

1.3 Organización

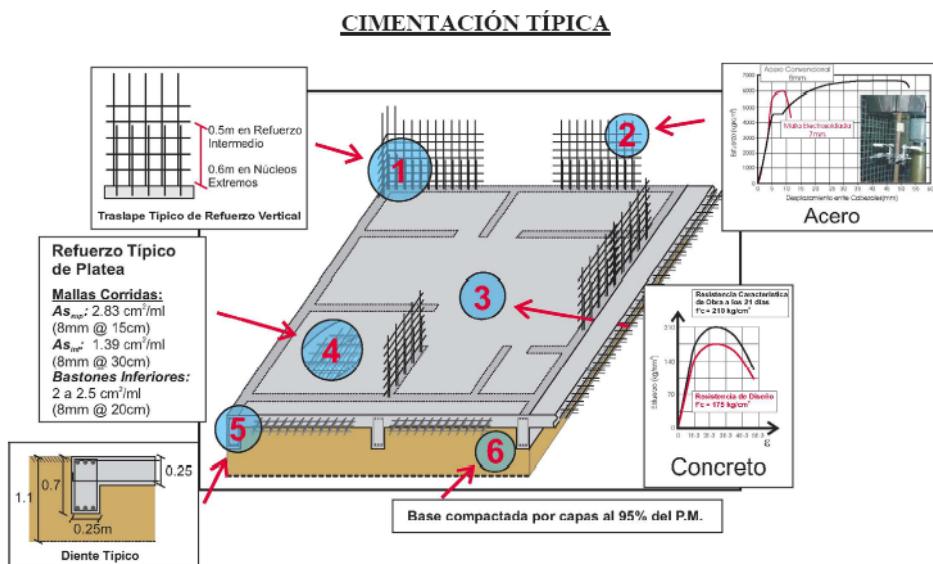
El presente trabajo describe un conjunto de investigaciones analíticas y experimentales usadas con el propósito de plantear el factor R, tal como se usa en nuestra Norma E.030. La principal referencia usada es la de Varela (2003), quien desarrolló un estudio similar a fin de determinar no solamente el Factor de Modificación de Respuesta, sino también el Factor de Amplificación de Desplazamiento de estructuras livianas en concreto armado. En el Capítulo 2 se presentan las características de las denominadas Estructuras con Muros de Ductilidad Limitada, haciendo un recuento de las investigaciones teóricas y experimentales que se han desarrollado en nuestro medio desde 1998. La metodología que se va a emplear para la determinación del Factor R, el Peligro Sísmico a ser considerado, las Estructuras Arquetípicas a ser analizadas y diseñadas, la selección de la distorsión global de colapso y los procedimientos de análisis no lineal tempo historia, son presentados en el Capítulo 3. Los resultados de los análisis de las estructuras arquetípicas para los sismos seleccionados, se presentan en el Capítulo 4. En el capítulo 5 se determina el valor propuesto para R. En el Capítulo 6 se valida el valor propuesto, diseñando las estructuras arquetípicas bajo los requerimientos de nuestras Normas y verificando su respuesta según lo especificado en nuestro RNE. Asimismo se estudian los valores inherentes de R, también se determinan los valores inherentes de la Reducción por Ductilidad y el valor del factor de Sobrerresistencia y finalmente se determina la sensibilidad de las respuestas estructurales a las características de la curva esfuerzo - deformación del acero de refuerzo. En el Capítulo 7 se muestra un resumen sucinto del trabajo, se plantean conclusiones y se sugieren unas recomendaciones.

CAPÍTULO 2

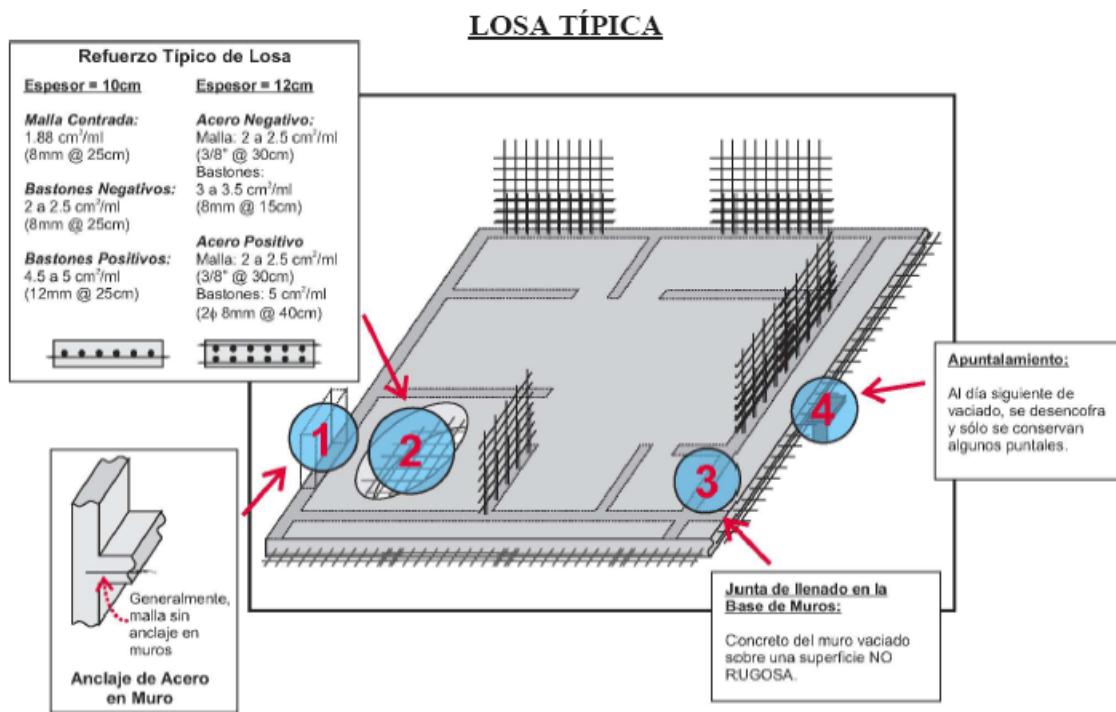
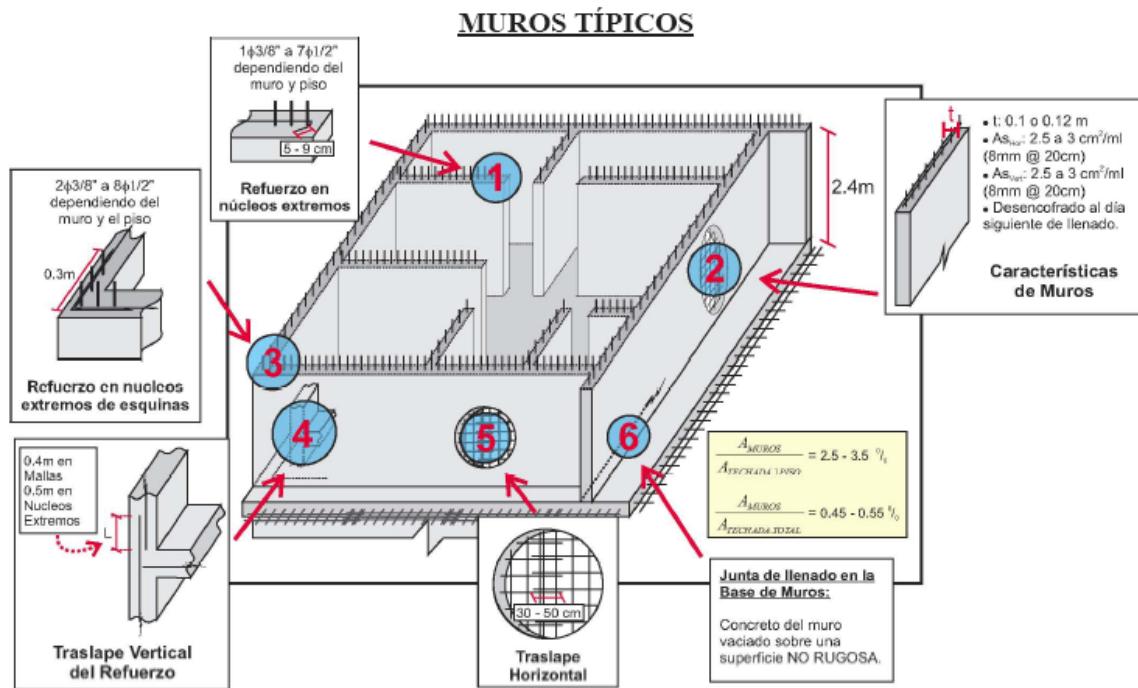
Antecedentes

2.1 Descripción de Estructuras con Muros de Ductilidad Limitada

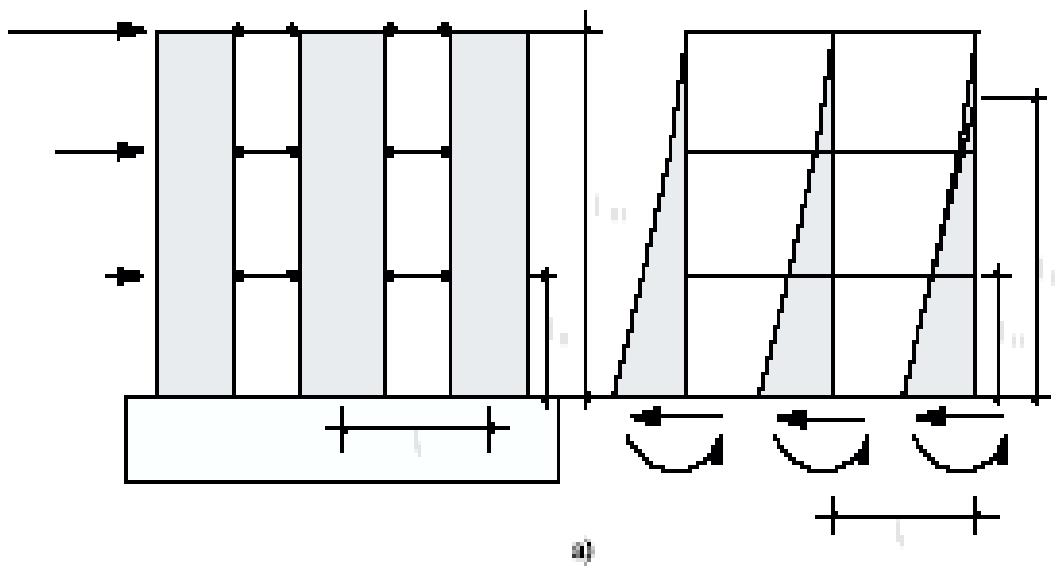
La referencia mas adecuada sobre estas estructuras es la de Muñoz (2006), que literalmente indica: "Las SMDL se encuentran apoyados sobre plateas superficiales de 20 a 25 cm. de espesor, construidas sobre rellenos controlados de ingeniería. El sistema estructural es de muros portantes delgados de concreto armado (10 ó 12 cm.) con una malla electro soldada central y en los extremos varillas de refuerzo adicional sin confinar de acero de grado 60. Para el sistema de techos se utilizan losas macizas de concreto con espesores de 10 y 12 cm., reforzadas con mallas electro soldadas y bastones.", continuando con la misma referencia:"Los SMDL tienen una alta densidad de muros en cada dirección. El cociente entre el área de muros de una dirección y el área en planta oscila para la mayoría de edificios entre 2.5 y 3.5% y el cociente referido al área total techada está entre 0.45 y 0.55%. Comúnmente se emplea concreto premezclado con un asentamiento mayor a 6" que requieren aditivos súper plastificantes tipo F o G. La resistencia nominal f'_c es de 175 Kg./cm², valor que en obra suele incrementarse hasta en 30%. Para el refuerzo, por lo general se emplean mallas electro soldadas de escasa o nula ductilidad con un esfuerzo de fluencia equivalente de 5000 Kg./cm²." Continuando con la misma referencia, mostramos a continuación figuras relacionadas con la cimentación:



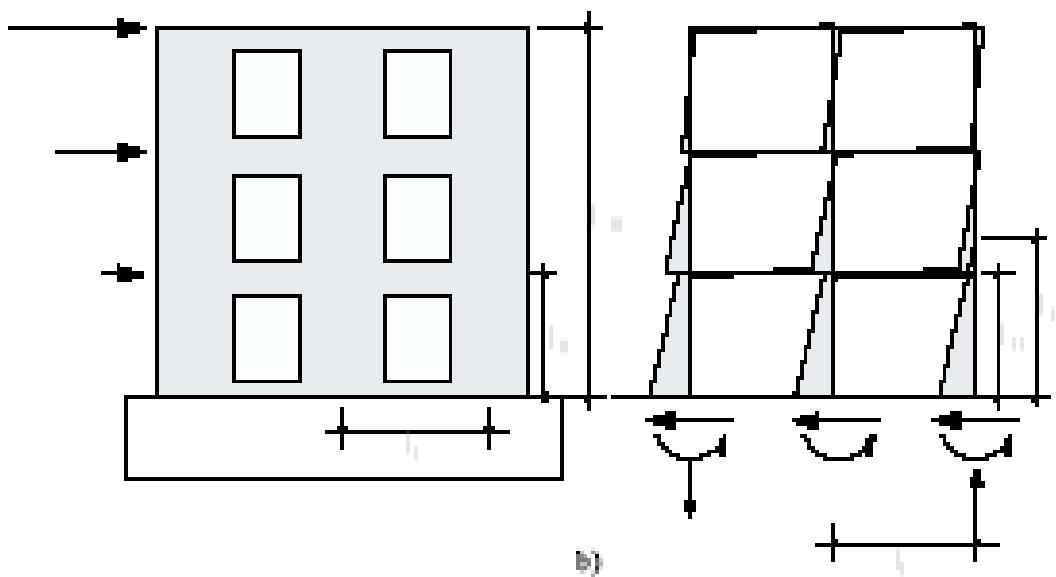
Similarmente, de la misma fuente, mostramos figuras relacionadas con los muros y losas:



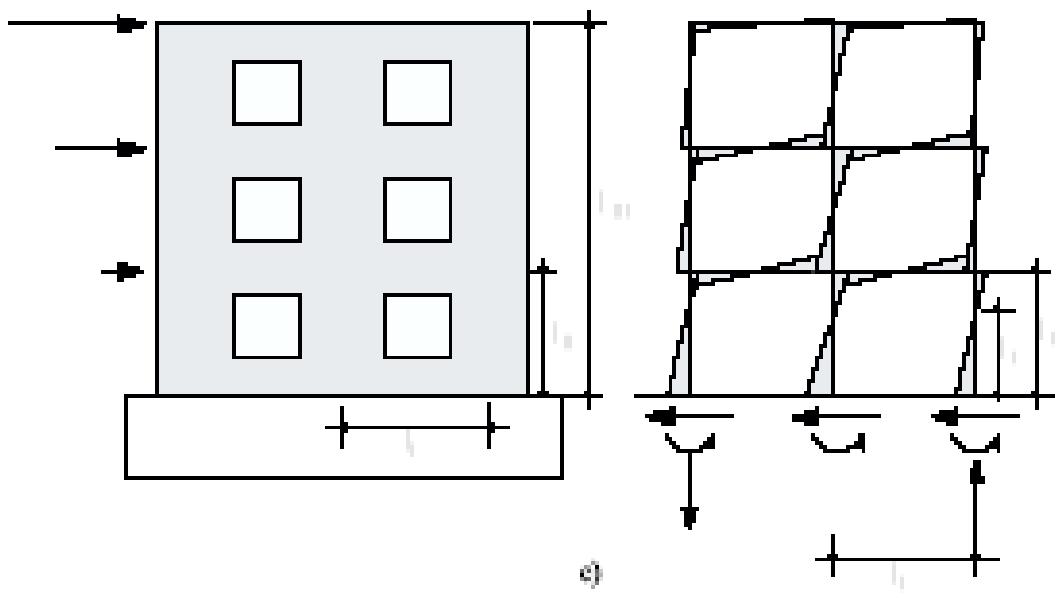
A continuación mostramos los diferentes modelos de sistemas en base a muros estructurales:



a)



b)



c)

El caso (a) es el de un acoplamiento casi nulo, en donde los muros interactúan en voladizo, el caso (b) es el caso de un acoplamiento intermedio y finalmente el caso (c) es el de muros fuertemente acoplados, Kerstin (2002).

2.2 Investigación Previa en SMDL

A partir de Gálvez (1998) por iniciativa propia en un comienzo y con el apoyo del Banco de Materiales posteriormente, se inicia un programa de ensayos monotónicos y cíclicos en muros, con resistencias de concreto de 100 kg. / cm², orientados a viviendas de uno y dos niveles en base a muros delgados con refuerzo muy ligero, por debajo de las cuantías mínimas para acero vertical u horizontal. Se ensayaron muros con distintas resistencias del concreto, con diversas cuantías de acero de refuerzo en el alma en base a malla electro soldada, con vanos de puertas, ventanas y ventanas altas; se ensayaron módulos de uno y dos niveles a escala natural, este último fue reparado y posteriormente ensayado nuevamente.

Entre el 2000 y el 2005 la investigación se desarrolló paralelamente en el CISMID de la UNI y en la PUCP, en programas liderados por el Dr. Carlos Zavala y el Ing. Angel San Bartolomé, respectivamente. En ambos casos los investigadores fueron acompañados por otros profesionales. Los trabajos de San Bartolomé y otros (2003), (2005) y de Medina en el CISMID (2005), son los más representativos.

La investigación en esos años, se orientaba a evaluar la incidencia, en las curvas de capacidad, de la diferencia en las características de las curvas esfuerzo – deformación de las barras corrugadas y las mallas electro soldadas; además de estudiar las implicancias de la falta de elementos de confinamiento en los bordes de los muros, debido a su reducido espesor y a las deficiencias que podrían presentarse en las juntas horizontales entre el muro y el diafragma rígido formado por las cimentaciones o las losas de techo, sean macizas o aligeradas, causadas por procedimientos constructivos y detalles de las armaduras.

Como una culminación de estos trabajos, se introdujeron cambios en las Normas E.030 y E.060, que incorporaron anexos específicos sobre las SMDL, El Peruano (2006).

Posteriormente, tanto en el CISMID como en la PUCP, se han continuado los trabajos de investigación, orientados mayormente a determinar, con mayor detalle, la influencia del uso de malla electro soldada como armadura de los muros, manteniendo siempre una presencia de barras corrugadas en los extremos, ya sea como una concentración de la armadura o como el refuerzo vertical de los elementos de confinamiento en el borde de los muros.

En un trabajo presentado por Gálvez y otros (2006), se planteaban densidades de muros requeridas en función del numero de niveles de la edificación, además de sugerir un nivel máximo de esfuerzo actuante de corte para garantizar un nivel adecuado de respuesta sísmica, sugiriendo un mínimo de continuidad en los elementos verticales a fin de soslayar el llamado problema de la losa de transferencia, que simplemente emulaba un piso blando.

En diversas tesis desarrolladas, se trabajó también el requerimiento de la presencia de elementos de borde para confinar los muros; Gálvez, Pamela (2007), inclusive se han desarrollado trabajos que comparan muros con confinamiento y sin confinamiento, aunque en este caso no se usan mallas electro soldadas, San Bartolomé y otros, (2007).

La conclusión que parece desprenderse de los trabajos, es que la influencia en las resistencias últimas de los muros, no parecen verse muy afectadas por el hecho de usar malla o barra como refuerzo en el alma de los mismos, San Bartolomé (diciembre 2006). Se ha iniciado una corriente de opinión, que se orienta a revisar las restricciones en el uso de malla en los niveles inferiores de las SMDL y además a evaluar la necesidad de confinamiento de los muros, según requerimientos derivados de respuestas basadas en desplazamientos, pues existe una contradicción entre los requisitos de deformación global usados para determinar los criterios por desplazamientos para definir la necesidad de confinar; Wallace y Orakcal (2002), indican que este criterio se aplica para distorsiones globales iguales o mayores a 0.007 y es aplicable básicamente a respuestas dominadas por flexión y las desplazamientos últimos relativos, de entrepiso, permitidos para las SMDL, según nuestras Normas, que no pueden exceder a 0.005.

En resumen, las tendencias e investigaciones en el uso de los SMDL, podrían sintetizarse en las siguientes etapas:

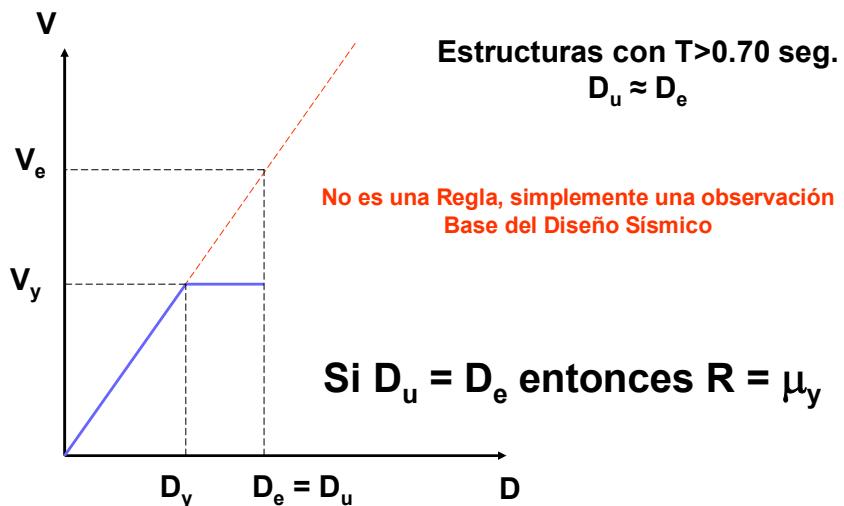
- En un inicio el uso indiscriminado de malla y la ausencia de elementos de confinamiento
- En una siguiente etapa, por medio de los anexos a las Normas, se penaliza el uso de las mallas, se prohíbe su ubicación en partes de las edificaciones (tercio inferior) y se plantean formulas para decidir si se requiere o no confinar.
- En una ultima etapa, se esta revisando las limitaciones en el uso de las mallas y la aplicabilidad de los criterios establecidos para definir la necesidad de confinar.

Estos cambios se van produciendo paulatinamente y en nuestra opinión han ocurrido por el mejor conocimiento del tipo de respuesta estructural que estos sistemas presentan ante las solicitudes sísmicas, que no necesariamente implican comportamientos gobernados por la flexión, sino que ante la densidad de muros y las relaciones de aspecto que presentan estas estructuras, parece que el corte o la interacción corte - flexión, es lo que determina el tipo de comportamiento estructural y por ende los estados límites que lo gobiernan.

2.3 Investigación Previa en el factor R para SMDL

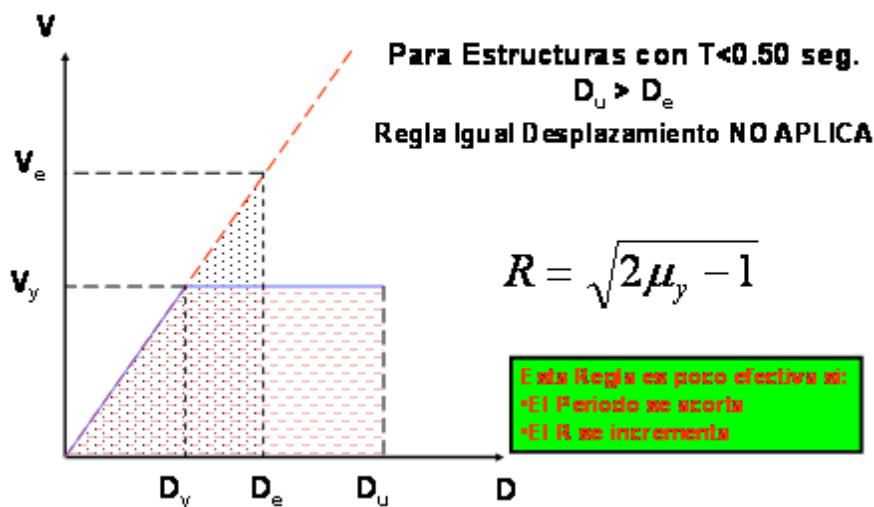
En la literatura técnica, esta claramente sustentado que la aplicación de la Regla de Igual Desplazamiento es adecuada para estructuras con una frecuencia fundamental menor a 1.4 Hz, es decir en el rango bajo de frecuencias, en este caso los sistemas elásticos e inelásticos tienen igual desplazamiento; mientras que la Regla de Igual Energía es aplicable para estructuras con una frecuencia fundamental mayor a 2 Hz, esto corresponde al rango de frecuencias intermedias, finalmente para el caso de altas frecuencias, superiores a los 30 Hz, los sistemas elásticos e inelásticos tienen la misma fuerza, aunque este no es el caso de las estructuras que nos interesan. Para el primer caso, el Factor de Modificación de Respuesta Sísmica coincide con la ductilidad por desplazamiento, Ventura (2006):

REGLA DE IGUAL DESPLAZAMIENTO



Mientras que el Principio de igual Energía implica que el área bajo el diagrama cortante en la base versus desplazamiento en la parte más alta del sistema elástico, coincide con el mismo concepto para sistemas inelásticos:

REGLA DE IGUAL ENERGIA



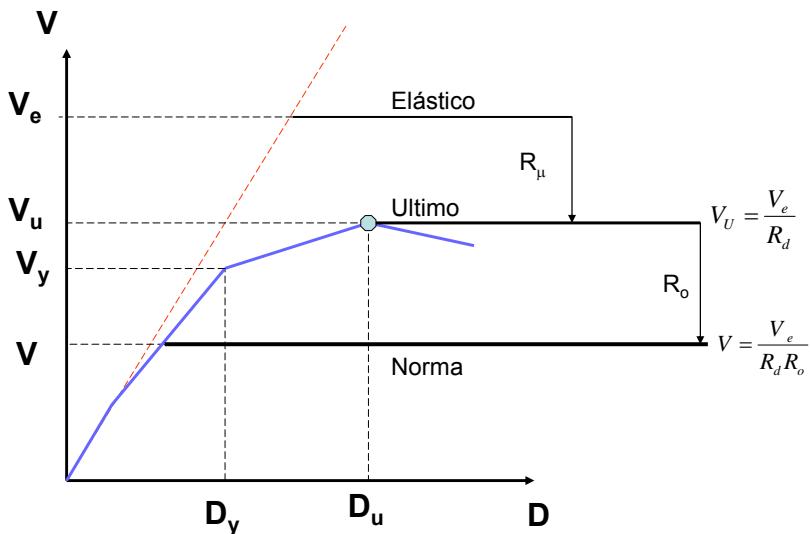
Cuando se considera la curva de capacidad para elementos de concreto armado, un modelo elasto plástico, tal como el mostrado en las figuras anteriores, es poco adecuado. Algunas publicaciones, ATC-19 (1995), descomponían el valor de R en varios factores independiente:

$$R = R_s R_\mu R_r$$

El factor R_s corresponde al factor de resistencia y es dependiente del periodo fundamental de la estructura, el factor R_μ es el factor de ductilidad y es derivado considerando las reglas de igual desplazamiento o igual energía, mencionadas anteriormente y finalmente el factor R_r es el denominado factor de redundancia.

Actualmente la tendencia es a considerar que el valor de R es el producto de dos factores: El primero debido a la ductilidad, R_μ y el segundo debido a la sobre resistencia estructural, R_o ; es decir $R = R_\mu R_o$.

CONCEPTO DE R



Asimismo, el valor de R_o se considera formado por otros factores:

$$R_o = R_{\text{Dimensiones}} \quad R_{\text{Resistencia Factorada}} \quad R_{\text{Fluencia}} \quad R_{\text{Endurecimiento}} \quad R_{\text{Colapso}}$$

- R_D : Por redondeo en diámetros del refuerzo y las dimensiones nominales de la sección.
- R_R : Por la diferencia entre la resistencia nominal y la factorizada, $1/\Phi$.
- R_F : Relación entre el valor de el esfuerzo de fluencia real y el especificado en el acero de refuerzo.
- R_E : Debido al efecto del endurecimiento por deformación, en la curva $\sigma - \epsilon$ del acero de refuerzo.
- R_C : Causado por el desarrollo del total de la capacidad estructural mientras se forman las rotulas que llevan al mecanismo de colapso.

Los valores establecidos en otras Normas para estos factores son, para el caso de Canadá, Ventura (2006):

Type of SFRS	Calculation of R_o						NBCC R_o
	R_{size}	R_ϕ	R_{yield}	R_{sh}	R_{mech}	R_o	
Ductile moment-resisting frames	1.05	1.18	1.05	1.25	1.05	1.71	1.7
Moderately ductile moment-resisting frames	1.05	1.18	1.05	1.10	1.00	1.43	1.4
Moment-resisting frames with conventional construction	1.05	1.18	1.05	1.00	1.00	1.30	1.3
Ductile coupled walls	1.05	1.18	1.05	1.25	1.05	1.71	1.7
Ductile partially coupled walls	1.05	1.18	1.05	1.25	1.05	1.71	1.7
Ductile shear walls	1.05	1.18	1.05	1.25	1.00	1.63	1.6
Moderately ductile shear walls	1.05	1.18	1.05	1.10	1.00	1.43	1.4
Shear walls with conventional construction	1.05	1.18	1.05	1.00	1.00	1.30	1.3

System	Cat.	R_d	R_o	$R_d R_o$
Moment Resisting Frames	D	4.0	1.7	6.8
	MD	2.5	1.4	3.5
Coupled walls	D	4.0	1.7	6.8
	D ⁽¹⁾	3.5	1.7	6.0
Shear walls	D	3.5	1.6	5.6
	MD	2.0	1.4	2.8
Conventional constr.⁽²⁾	-	1.5	1.3	2.0

⁽¹⁾ Ductile partially coupled wall
⁽²⁾ Structures designed in accordance with CSA-A23.3 Cl. 1-20

Mientras que en el caso del FEMA 368, que posee más de 60 valores distintos de R, para diversos sistemas y materiales:

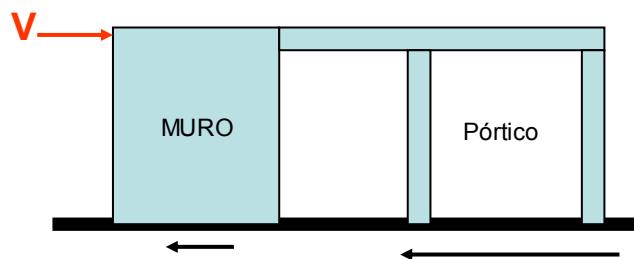
Table 5.2.2 Design Coefficients and Factors for Basic Seismic-Force-Resisting Systems

Basic Seismic-Force-Resisting System	Detailing Reference Section	Response Modification Coefficient, R^a	System Over-strength Factor, α_s^b	Deflection Amplification Factor, C_d^b	System Limitations and Building Height Limitations (ft) by Seismic Design Category ^c				
					B	C	D ^d	E ^e	F ^f
<i>Bearing Wall Systems</i>									
Ordinary steel concentrically braced frames -- Light framed wall	9.6	4	2	3½	NL	NL	65	65	65
Special reinforced concrete shear walls	9.3.2.4	5	2½	5	NL	NL	160	160	100
Ordinary reinforced concrete shear walls	9.3.2.3	4	2½	4	NL	NL	NP	NP	NP
Detailed plain concrete shear walls	9.3.2.2	2½	2½	2	NL	NL	NP	NP	NP
Ordinary plain concrete shear walls	9.3.2.1	1½	2½	1½	NL	NP	NP	NP	NP

Para nuestro caso, el Reglamento Nacional de Edificaciones, por medio de la Norma E.030, indica la siguiente clasificación de los sistemas estructurales, en concreto armado:

Sistemas Estructurales en Concreto Armado

RNE: E.030 Art.12 Tabla 6



Sistema	V_{muro}	$V_{pórtico}$
Pórticos	< 0.20 V	> 0.80 V
Dual	< 0.75 V	> 0.25 V
Muros Estructurales	> 0.80 V	< 0.20 V

Especificando los siguientes valores del Factor R:

Tabla N° 6 SISTEMAS ESTRUCTURALES	
Sistema Estructural	Coefficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos. Otras estructuras de acero: Arriostres Excéntricos. Arriostres en Cruz.	9,5 6,5 6,0
Concreto Armado Pórticos ⁽¹⁾ . Dual ⁽²⁾ . De muros estructurales ⁽³⁾ . Muros de ductilidad limitada ⁽⁴⁾ .	8 7 6 4
Albañilería Armada o Confinada ⁽⁵⁾ .	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

Un tema complementario es el relacionado con el desplazamiento inelástico. En nuestra Norma se indica que el factor aplicable es de 0.75R, mientras que otras Normas tienen distintos criterios para valorarlo.

Dado que nuestro objetivo es el plantear un valor tentativo de R, no ahondaremos en la teoría relacionada con este tema, sin embargo veremos algo mas en el Capítulo 6.

Los valores de R planteados por diversos investigadores locales, para las estructuras que nos interesan, son los siguientes:

San Bartolomé y otros (2006), mediante criterios de igual energía, encuentran en tres muros valores de R de 2.75, 2.81 y 2.38; concluyen recomendando un valor de R=3.00 para estructuras en base a estos muros, siendo adecuada una distorsión ultima de 0.005.

Anteriormente San Bartolomé y otros (2005), encuentran, también en tres muros y por la regla de igual energía, los siguientes valores: 2.61, 3.23 y 3.69; concluyeron recomendando que cuando se use muros con refuerzo dúctil en los extremos y se traslape la malla con otra malla, el valor de R adecuado seria de 3.00 y la distorsión ultima de 0.005; mientras que si se usan dowells de acero dúctil estos valores podrían ser de 4.00 y 0.007.

En base a estos ensayos, los comités de la Norma E.060 (Concreto) y E.030 (Sismorresistente), en el 2004, incluyeron unos anexos sobre SMDL que, entre otros criterios, establecían que el valor de R sería de 4.00 y que la distorsión máxima de entrepiso sería de 0.005. Además se limitó la altura de estas estructuras a siete niveles y se prohibió el uso de la malla en el tercio inferior de la altura.

Medina (2005) presenta un trabajo donde se ensayaron seis muros y un modelo a escala natural de una vivienda de un nivel, siendo los resultados los siguientes:

- Valores de Ductilidad por Desplazamiento (μ) de 4.03, 3.72, 4.27, 4.07, 3.63 y 4.38, para los muros
- Valores de R, por la regla de igual desplazamiento, al nivel de distorsión de 1/200: 3.12, 3.08, 3.11, 4.48, 3.19 y 3.69, para los muros.
- Valores de R, por la regla de igual energía, de 3.00 y 3.23 en niveles de distorsión de 1/200 en el caso del módulo.

Finalmente recomiendan un valor de $R = 3.00$ en base a los resultados de los muros y recomiendan distorsiones últimas enmarcadas entre 1/200 y 1/100 (0.005 y 0.010).

Un trabajo posterior por San Bartolomé (2006) concluye que no hay mayor diferencia entre las capacidades últimas de los muros en base al material de refuerzo y considera que debe de revisarse la prohibición a usar malla en el tercio inferior de la altura de los SMDL.

CAPÍTULO 3

Procedimiento Para Determinar el Factor “R”

3.1 Descripción del Procedimiento.

En Mayo del 2007, miembros de los Comités E.030 y E.060 invitaron al Dr. Richard Klingner (2007) a un conversatorio sobre diversas inquietudes que se tenían acerca de los SMDL:

- El espesor de 10 cm. no permitiría confinar según el ACI – 318, lo que limita la ductilidad.
- Podría haber incompatibilidad entre el uso de mallas con una curva esfuerzo-deformación que no presenta una platea y los requerimientos del ACI – 318, por lo que usar barras parecería más adecuado para desarrollar ductilidad.
- El uso de una sola capa de refuerzo no parece apropiado para permitir un adecuado confinamiento, que implica poca ductilidad.
- Una falla por corte es frágil y por lo tanto no deseable a diferencia de una falla por flexión que es usualmente dúctil.

La posición del Dr. Klingner fue clara y simple; textualmente expresó: "Las normas de diseño y detallamiento, y de factores de diseño sísmico, para los llamados edificios de ductilidad limitada, deben desarrollarse dentro de un contexto consistente para todo sistema estructural, que se basa en limitar la probabilidad de colapso frente al sismo máximo considerado, a un nivel aceptable".

Siguiendo con la misma referencia, quedó claramente establecido que la discusión no debía de centrarse en si era bueno o malo usar malla electro soldada, tener espesores que dificultaban el confinamiento de muros delgados con elementos de borde o si la falla por corte y la interacción mas pronunciada del corte - flexión eran inadecuadas en vez de que gobernara un estado límite de flexión. El invitado sugirió que lo que debería hacerse es proponer un valor del Factor de Modificación de Respuesta Sísmica, que contemplara las características sui generis de las SMDL, estando esta propuesta enmarcada dentro de los siguientes pasos (textualmente):

1. Establecer los sismos determinados de comparación, y desarrollar juegos idóneos de registros para aquellos sismos.
2. Identificar, para el sistema estructural bajo consideración, las posibles estructuras “arquetípicas,” y colocarlas en forma hipotética en diferentes zonas geográficas del país.
3. Evaluar, mediante ensayos de laboratorio, la respuesta de los elementos esenciales de las estructuras arquetípicas y de las estructuras mismas.
4. Diseñar las estructuras arquetípicas usando diferentes valores de tanteo del factor de reducción de respuesta elástica (R) y evaluar sus respuestas.
5. Con base en las repuestas en función de R , proponer valores de diseño, incluyendo los efectos de la sobre-resistencia; de la confiabilidad del juego de sismos de entrada; de la confiabilidad de los resultados de laboratorio; de la confiabilidad de los resultados analíticos; de la confiabilidad constructiva; y de la confiabilidad histórica.

El valor de R sería aquel que permite diseñar estructuras con una probabilidad de colapso de 10% al enfrentar un peligro sísmico que represente una aceleración en la base de la estructura con una probabilidad de 2% de ser excedida en 50 años.

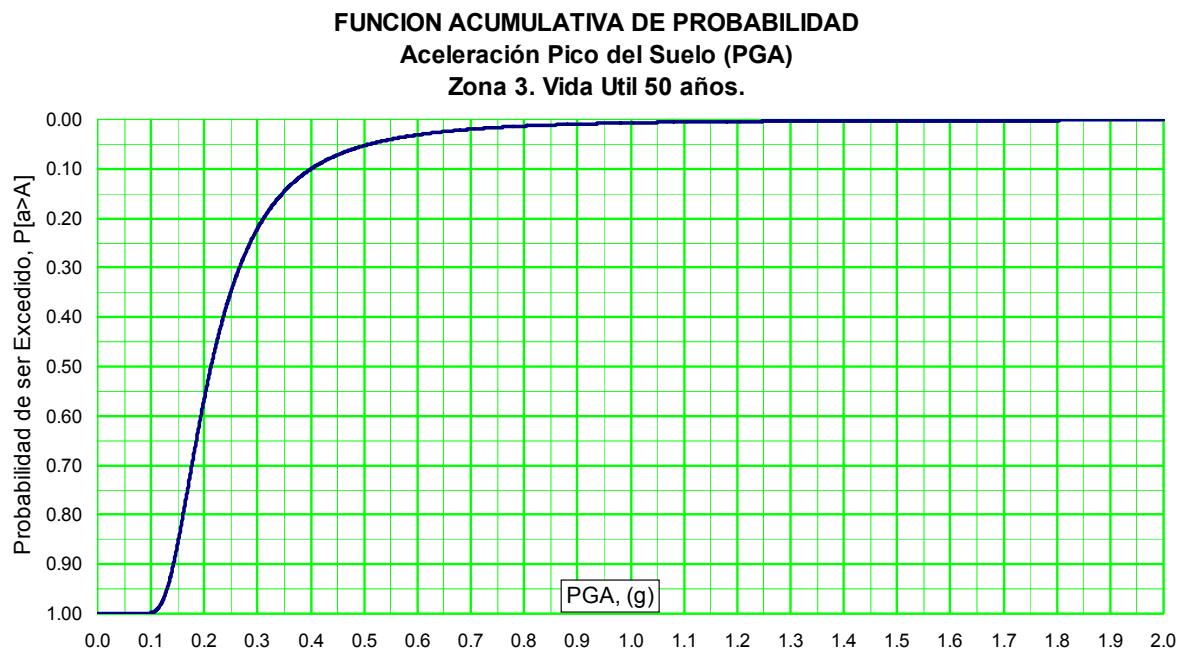
El marco general en que debería desarrollarse este estudio era el del ATC-63 y a falta de ese documento, la referencia adecuada era la tesis de Varela (2003) en la que se desarrolló la metodología para plantear los parámetros antes mencionados para estructuras de concreto liviano aireado en autoclave (AAC).

Esa referencia ha sido el marco con el que se ha desarrollado el presente informe.

En lo que resta del presente Capítulo, estudiaremos cada uno de los pasos sugeridos, adecuándolos en lo posible a nuestra realidad.

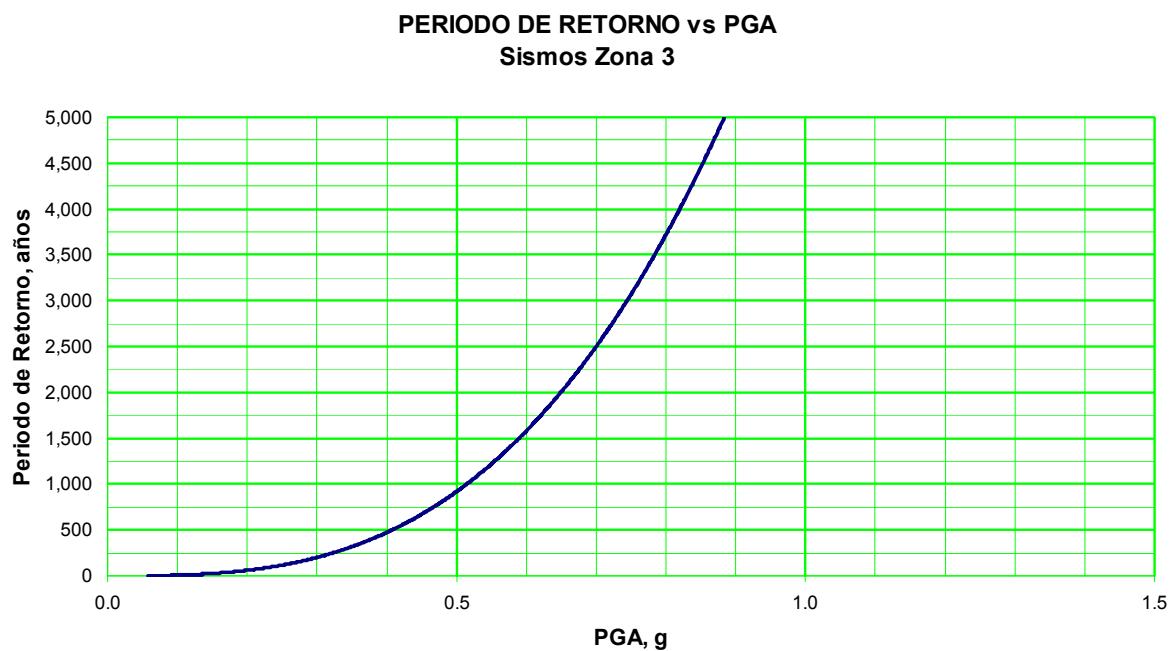
3.2 Determinación del Peligro Sísmico.

La densidad de probabilidad de la aceleración pico en el suelo (PGA por sus siglas en inglés), sigue una distribución de valores extremos tipo II. Dicha distribución se puede expresar, en forma acumulativa, según Gálvez (1993), como:



La figura anterior corresponde a un suelo tipo S_1 , ubicado en la costa peruana, es decir una zona tipo 3.

Si deseamos relacionar el periodo de retorno con el PGA:



La información mostrada, permite suponer lo siguiente:

- La aceleración pico del suelo para un sismo con una probabilidad de 2% de ser excedida en 50 años es 0.70g, aproximadamente.
- El periodo de retorno de este evento es de 2474 años.
- La aceleración pico del suelo para un sismo con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años es 0.40g, aproximadamente.
- El periodo de retorno de este evento es de 475 años.

El peligro sísmico de diseño, contemplado en nuestra Norma E.030 corresponde al PGA de 0.40g, mientras que aceptaremos que el peligro sísmico del Máximo Sismo Considerable es de 0.70g.

Estos valores permitirán escalar adecuadamente un conjunto de registros de aceleración.

Los registros seleccionados corresponden a la estación del Parque de la Reserva, mayoritariamente, se ha tratado de que reflejen el mismo tipo de suelo, con duraciones similares, poseen una densidad de 50 datos por segundo.

No se han considerado los sismos de Nazca de 1996, Moquegua de 2001 y Pisco de 2007 pues no poseen características similares de duración y registro con el mismo tipo de suelo que los otros disponibles.

A continuación, se muestra en la siguiente tabla la relación de los registros usados en el presente estudio. PGA, PGV y PGD son los valores pico de la aceleración, velocidad y desplazamiento.

Los puntos de los registros han sido adquiridos con una frecuencia de 50 puntos por segundo.

RELACION DE REGISTROS SISMICOS										
COD	FECHA	DENOMINACION	COMPONENTE	DATA Puntos	Duracion Segundos	PGA cm/seg2	PGA g	PGV cm/seg	PGD cm	Nota
7032	31-Ene-51	1639 GCT-N82W	HORIZONTAL	1478	29.56	-60.44	0.06	-1.65	-0.31	
7033	31-Ene-51	1639 GCT-NO8W	HORIZONTAL	1480	29.60	45.70	0.05	0.92	0.15	
7035	17-Oct-66	N82W	HORIZONTAL	3283	65.66	-180.59	0.18	13.23	7.35	NTE 030
7036	17-Oct-66	NO8E	HORIZONTAL	3282	65.64	-269.34	0.27	-21.60	-16.60	NTE 030
7038	31-May-70	N82W	HORIZONTAL	2259	45.18	-104.82	0.11	4.71	1.55	NTE 030
7039	31-May-70	NO8E	HORIZONTAL	2259	45.18	-97.75	0.10	6.98	2.64	NTE 030
7041	29-Nov-71	N82W	HORIZONTAL	2010	40.20	53.55	0.05	4.08	1.74	
7042	29-Nov-71	NO8E	HORIZONTAL	2010	40.20	86.54	0.09	-4.22	-1.25	
7044	05-Ene-74	N82W	HORIZONTAL	1804	36.08	66.76	0.07	4.03	0.59	
7045	05-Ene-74	NO8E	HORIZONTAL	1804	36.08	-72.28	0.07	-2.15	-0.45	
7046	05-Ene-74	ZARATE L	HORIZONTAL	1641	32.82	-139.59	0.14	3.23	1.30	
7048	05-Ene-74	ZARATE V	HORIZONTAL	1642	32.84	-156.18	0.16	4.40	1.08	
7050	03-Oct-74	1421 GCT NO8E	HORIZONTAL	4899	97.98	178.95	0.18	10.30	-5.34	NTE 030
7051	03-Oct-74	1421 GCT N82W	HORIZONTAL	4899	97.98	-192.49	0.20	14.48	6.41	NTE 030
7052	03-Oct-74	1421 GCT N82W	HORIZONTAL	4879	97.58	192.35	0.20	-20.48	7.93	
7054	03-Oct-74	1421 GCT	HORIZONTAL	4879	97.58	-207.12	0.21	16.94	8.03	
7056	09-Nov-74	N82W	HORIZONTAL	2392	47.84	46.21	0.05	-3.60	1.80	
7057	09-Nov-74	NO8E	HORIZONTAL	2391	47.82	-69.21	0.07	-4.91	-1.81	
7058	09-Nov-74	N82W	HORIZONTAL	1972	39.44	-116.78	0.12	-7.89	2.43	
7060	09-Nov-74	NO8E	HORIZONTAL	1971	39.42	-93.71	0.10	-5.35	1.28	

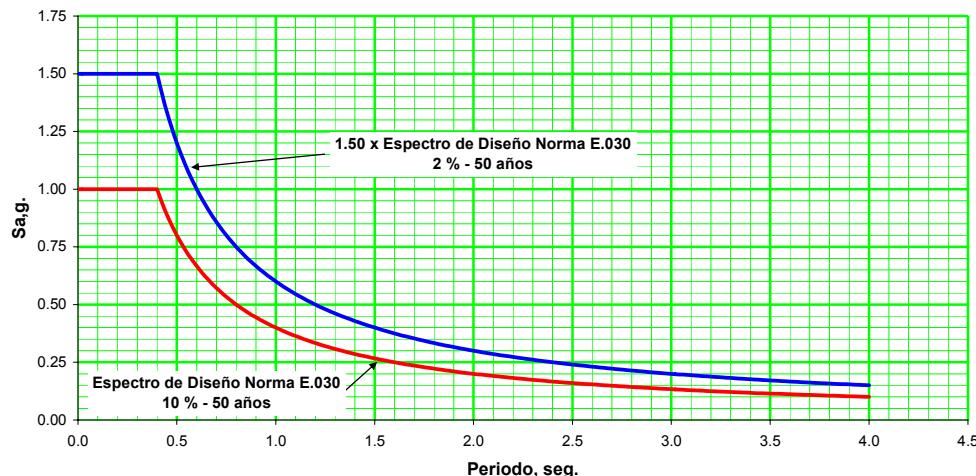
Las características de estos registros las podemos encontrar en el Anexo A, asimismo aquellos que tienen la nota (E.030) son los que han sido usados en la determinación del Espectro de Diseño de la Norma E.030, al escalarlos a un PGA de 0.4g y usar su media geométrica mas una desviación estándar. Es necesario reconocer que la base de registros disponibles de sismos peruanos es pequeña y que por lo tanto los resultados obtenidos con su uso deben verse en ese contexto.

3.2.a Peligro de Máximo Sismo Considerado

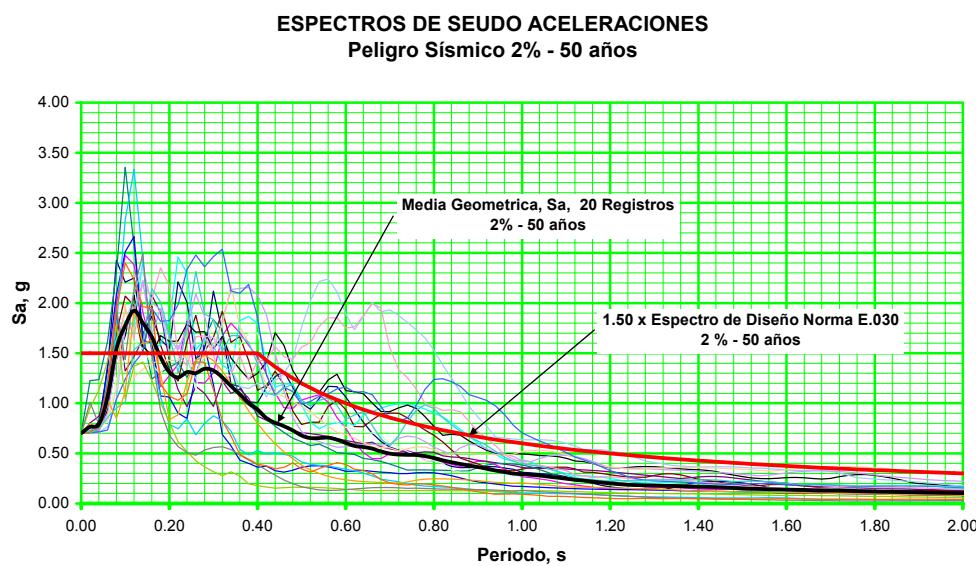
Según la referencia del FEMA 368, el Sismo Máximo Considerado es aquel que tiene una probabilidad de 2% de ser excedido en 50 años, es decir un periodo de retorno de 2474 años. Se usa este nivel de peligro con el fin de garantizar un margen adecuado y uniforme para el colapso estructural ante el sismo de diseño.

Si usamos procedimientos probabilísticos para determinar este sismo, la excedencia antes indicada en ese periodo de tiempo es el criterio a seguir. Si usamos procedimientos determinísticos, el criterio a seguir es el de usar el espectro de diseño de la norma, afectado por un factor de 1.50, en ambos casos los espectros se determinarán con un 5% del amortiguamiento crítico.

Espectro de Pseudoaceleracion
Zona 3 - Suelo S₁ - 5% Amortiguamiento



En la figura anterior mostramos la comparación del Espectro de Diseño de nuestra Norma E.030 con un espectro que se obtiene al multiplicar por 1.50 los valores de la pseudo aceleración del espectro antes mencionado, en este caso trataríamos de generar un espectro que represente un peligro sísmico con un 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años, FEMA 368. En la siguiente figura vemos la relación entre la media de los sismos que usaremos y este espectro teórico. Dado que en nuestro medio no tenemos un espectro que refleje el Sismo Máximo Considerado y tampoco tenemos un conjunto de registros que, siendo directos, puedan catalogarse como de 2% en 50 años, hemos creído conveniente usar la media de los 20 registros, sin pretender calcular niveles de peligro que son competencia de las autoridades o los expertos definir.



3.3 Estructuras Arquetípicas.

Sobre una base de datos, Gálvez (2006), se ha seleccionado dentro de las que poseen las características descritas en la sección 2.1, edificaciones de 05, 08 y 12 (aproximadamente) niveles, luego en forma aleatoria se han seleccionado un número de edificios a fin de dar un tratamiento estadístico a sus características, para plantear unas estructuras arquetípicas. El procedimiento usado se expone a continuación:

- Se determinó en cada edificio la relación de aspecto (altura dividida entre la longitud en planta), las densidades de muros, el número de ejes de resistencia y el número de muros por cada eje de resistencia.
- Se comparó el valor de las densidades de muros con la base de datos, más amplia, de la referencia anterior y se seleccionó la menor densidad más representativa.
- Se eligió trabajar con una altura a ejes de entrepiso de 2500 mm.
- En base a la altura de la edificación y al promedio de las relaciones de aspecto, se determinó la longitud del eje de resistencia representativo.
- En base al número de muros promedio por eje se escogió cuantos muros tendrían nuestros ejes representativos.
- En base a la densidad de muros, se seleccionó el área tributaria para efectos de evaluar los pesos de cada nivel.
- Finalmente se escogió poner elementos ortogonales solamente en los muros de los extremos, asumiendo que esto era conservador. La longitud de estas alas se determinó en función del área tributaria del eje representativo.

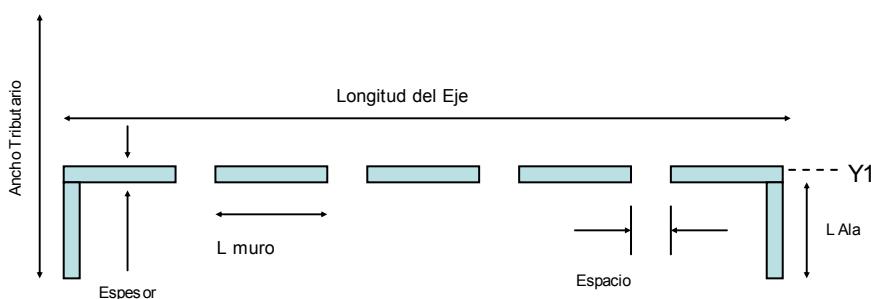
El criterio que sustenta este procedimiento se apoya en el hecho de que al ser dedicadas exclusivamente a viviendas multifamiliares, estas edificaciones tienen características únicas, por el número de ambientes que albergan, las formas en que esos ambientes se interconectan, las dimensiones de los ambientes, en número de unidades por piso, que son abastecidas sea por escaleras o ascensores, etc.

Los detalles de las diversas estructuras, diseñadas para los distintos valores de “R” se pueden encontrar en el Apéndice B.

	N Pisos	Estruc	Altur m	Lx m	Ly m	Rax	Ray	# Muros x	# Ejes x	Muros/Eje x	# Muros y	# Ejes y	Muros/Eje y
	5	1.1	12.5	23.55	14.35	0.53	0.87	68	11	6	62	10	6
	5	3.1	12.5	22.93	12.24	0.55	1.02	40	7	6	19	7	3
	5	4.1	12.5	23.20	16.23	0.54	0.77	19	7	3	21	7	3
	5	5.6a	12.5	34.81	21.18	0.36	0.59	58	4	15	23	12	2
	5	5.6b	12.5	39.50	10.29	0.32	1.21	32	4	8	37	12	3
	5	7.1	12.5	26.30	16.10	0.48	0.78	39	7	6	33	7	5
	5	11.1	12.5	20.20	9.01	0.62	1.39	24	4	6	28	10	3
	5	13.3	12.5	19.10	17.60	0.65	0.71	47	8	6	35	8	4
Promedio por Sentido						0.50	0.92			7			4
Promedio Global 5P						0.71				5			
	8	1	20	20.50	21.50	0.98	0.93	42	8	5	62	11	6
	8	2	20	37.00	10.00	0.54	2.00	53	10	5	46	9	5
	8	3a	20	34.00	14.10	0.59	1.42	43	5	9	34	13	3
	8	3b	20	28.00	8.50	0.71	2.35	22	8	3	13	7	2
	8	3c	20	13.00	20.00	1.54	1.00	22	4	6	24	12	2
	8	4	20	19.30	16.20	1.04	1.23	37	9	4	33	8	4
	8	5	20	21.50	20.10	0.93	1.00	42	7	6	36	10	4
	8	6	20	18.72	18.94	1.07	1.06	35	9	4	34	12	3
	8	7	20	25.10	14.04	0.80	1.42	62	9	7	44	10	4
	8	9	20	20.33	21.80	0.98	0.92	29	6	5	48	9	5
Promedio por Sentido						0.92	1.33			5			4
Promedio Global 8P						1.13				5			
	12	40	30	27.6	25	1.09	1.20	38	8	5	47	10	5
	12	41	30	22.4	17.7	1.34	1.69	56	8	7	46	11	4
	12	42	30	29.6	15.7	1.01	1.91	43	9	5	53	11	5
	12	43	30	15.9	22.9	1.89	1.31	42	11	4	42	9	5
	12	47-1	30	19.4	24.4	1.55	1.23	31	8	4	37	8	5
	12	47-2	30	18.31	22.7	1.64	1.32	40	8	5	36	9	4
	12	48	30	50.08	28	0.60	1.07	47	9	5	41	11	4
Promedio por Sentido						1.30	1.39			5			4
Promedio Global 12P						1.35				5			

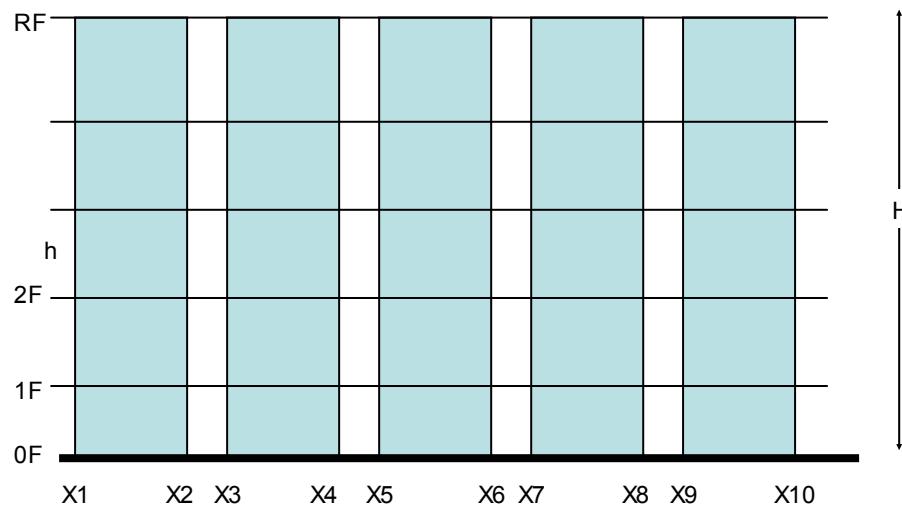
La estructura arquetípica ideal está compuesta por 05 muros por eje, los muros están separados por espacios similares (se supone de este modo) entre todos ellos, las losas de entrepiso se suponen como diafragmas rígidos y los muros no tienen otro elemento de acoplamiento que la losa, el usar acoplamientos haría que la respuesta por desplazamientos sea menor, por ello es del lado de la seguridad no considerarlo. El Ing. Germán Puican Zarpan colaboró ampliamente en las estructuras de 05 niveles y su procesamiento estadístico, por ello el reconocimiento del caso.

ESTRUCTURA ARQUETIPICA PLANTA



Mientras que la elevación sería:

ESTRUCTURA ARQUETIPICA ELEVACION

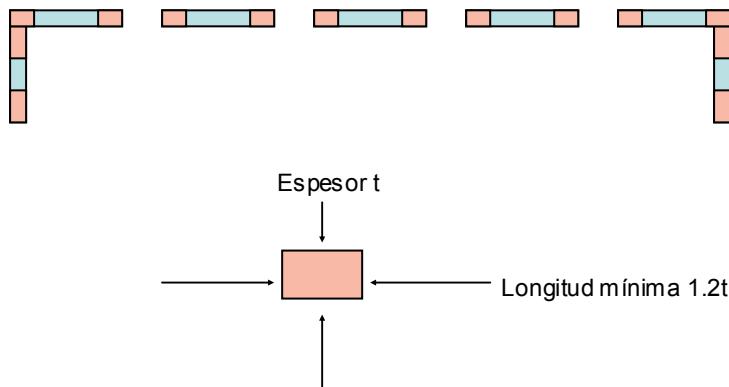


Los valores usados para las estructuras son los siguientes:

			Teorico	Usar			L m Perpendicular para DM			
	Ht	Ra	L Eje	L c/m	t m	Am (m2)	2.50%	3.00%	3.50%	4.00%
5 Niveles	12.50	0.71	17.61	17.50	2.70	0.10	1.35	3.09	2.20	
8 Niveles	20.00	1.13	17.70	17.50	2.70	0.12	1.62	3.09	2.31	
12 Niveles	30.00	1.35	22.22	22.00	3.60	0.15	2.70	4.09	3.07	
							Peso Tipico Niveles no Azotea (0,85) Tn			
5 Niveles	12.50	0.71	17.61	17.50	2.70	0.10	1.35	54.00	38.57	
8 Niveles	20.00	1.13	17.70	17.50	2.70	0.12	1.62	54.00	40.50	
12 Niveles	30.00	1.35	22.22	22.00	3.60	0.15	2.70	90.00	67.50	
							Longitud Ala Perpendicular Extremos			
5 Niveles							1.54		1.10	
8 Niveles								1.54		1.16
12 Niveles								2.05		1.53

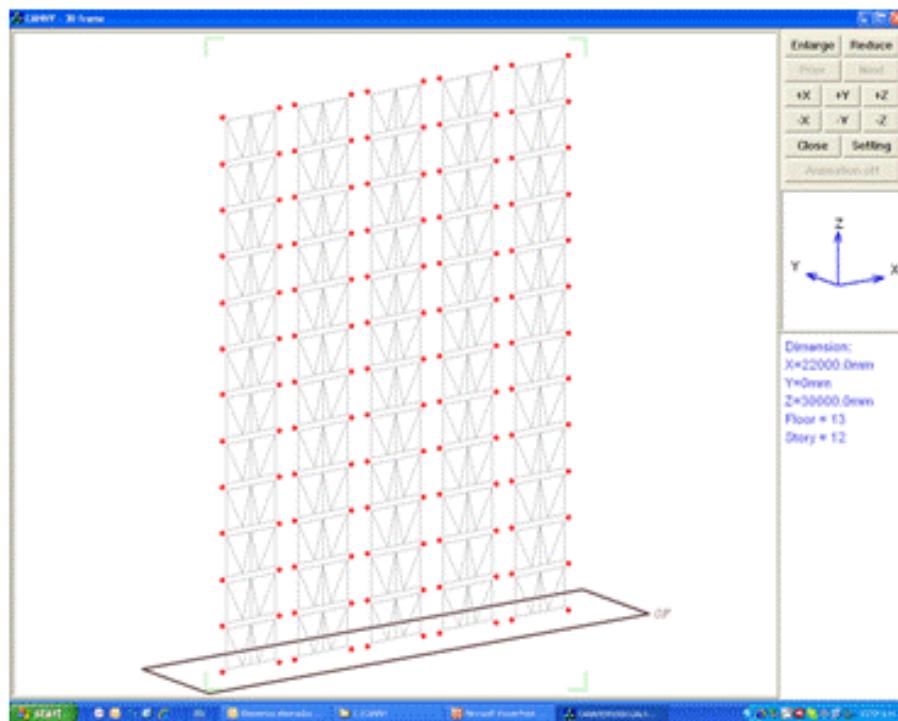
La forma de considerar las áreas de concentración o confinamiento, donde se usarían las barras de acero corrugado, sea para tomar esfuerzos concentrados o para darle un elemento de borde con el fin de confinar el muro, en los extremos sería:

AREAS CONCENTRACION ARMADURAS



Mostramos a continuación un ejemplo del modelo estructural en el CANNY:

Estructura 12 Niveles



3.4 Selección de la Distorsión Global de Colapso.

El colapso sísmico puede ser definido, Villaverde (2007), como el estado en el cual una gran parte o el total de una estructura no pueden soportar las cargas de gravedad durante una excitación sísmica. Es causado por la perdida gradual de resistencia y rigidez de algunos elementos por ser sometidos a ciclos repetidos de deformaciones inelásticas (fatiga de bajos ciclos) o por la acumulación progresiva de distorsiones laterales producidas por una serie de grandes deformaciones inelásticas y la presencia significativa del efecto $P - \Delta$, fenómeno conocido como colapso incremental.

Los métodos para determinar el colapso estructural, que se sustentan en modelos de un grado de libertad, si bien simples, no son fiables pues la capacidad de colapso de la estructura depende, fuertemente, del perfil del mecanismo de colapso que no se conoce anticipadamente. Los métodos estáticos no lineales tampoco son fiables pues carecen de una sustentación teórica firme, están sustentados en hipótesis incorrectas y no toman en cuenta efectos importantes. Los modelos por elementos finitos, si bien son fiables, implican una demanda tal de recursos que no son aplicables más que a pequeños sistemas. Los métodos en base al Análisis Dinámico Incremental, que también son intensivos en el uso de recursos, son aplicables y se estima que la inestabilidad dinámica global se presenta cuando la rigidez en una parte de la curva es igual o menor al 20% de la rigidez elástica inicial. Sin embargo características tales como que las curvas presentan discontinuidades y el fenómeno de resurrección estructural, Vamvatsikos (2002), presentan problemas de interpretación que aun no son resueltos y por ello le limita la fiabilidad a este procedimiento.

Debemos pues reconocer que la predicción de la capacidad de resistir el colapso sísmico de las estructuras esta sujeto a lo siguiente:

- Los métodos para evaluar esa capacidad pueden presentar problemas de exactitud y convergencia, debido a los grandes desplazamientos inelásticos en que se incurre en las cercanías del colapso.
- La idoneidad de los procedimientos existentes aun no ha sido confirmada por experimentos o pruebas de campo.

- Tan solo en unos pocos ensayos en mesas vibratorias se ha llegado hasta el colapso estructural y únicamente de estructuras aporticadas y a escala reducida.
- Modelos reales nunca han sido probados hasta el colapso frente a excitaciones sísmicas.
- Poca información esta disponible acerca de la capacidad real de las estructuras para resistir el colapso.
- Finalmente, no existe ninguna información de los márgenes, frente al colapso, que los códigos suministran a las estructuras.

En relación a nuestros SMDL, Greifenhagen (2006), ha sostenido que los muros chatos con cuantía ligera, tienden a tener un comportamiento tal que la falla se inicia por flexión y luego concluye por aplastamiento en los talones y deslizamiento en la base o directamente por deslizamiento en la base. Este mecanismo de falla es similar a un aislamiento sísmico y causaría una inmediata reducción de la demanda de la excitación, por ello, siempre y cuando se asegure la necesidad de garantizar la estabilidad estructural frente a las cargas de gravedad, este tipo de falla no estaría reñida con la seguridad estructural.

Esta afirmación coincide con lo observado por Fintel (1991), quien manifiesta que desde 1960 hasta 1988, ninguna estructura en base a muros de concreto ha colapsado por sismos severos en el mundo, comenzando por el de Chile en 1960, siguiendo con Yugoslavia en 1963, Venezuela en 1967, California en 1971, Nicaragua en 1972, Rumania en 1977, México en 1985, Chile, nuevamente, en 1985 y finalmente Armenia en 1988. El autor finaliza diciendo que si bien algunos edificios sufrieron daños severos, su enorme capacidad de resistir el colapso ayudó a que ni una sola vida se perdiera en estos edificios debido a colapso total o parcial.

Una consideración adicional, la encontramos en el hecho de que los estados límites descritos anteriormente no disipan energía del modo tradicional es decir en rótulas plásticas concentradas que requieren una considerable cantidad de refuerzo, mas bien la disipan por el procedimiento de disipación distribuida, que requiere unos niveles de refuerzo menores que las cuantías mínimas establecidas por el ACI 318

(2005) y la Norma E.060, tal como se aprecia en Coin y otros (2002). La disipación de energía en los muros chatos que fallan en corte, se da por deslizamiento y degradación en el concreto y no por deformación plástica del acero de refuerzo, tal como ocurre en los muros esbeltos gobernados por flexión, Greifenhagen (2006). Por ello es necesario aclarar que si bien tienen una ductilidad por desplazamiento limitada, su capacidad para disipar energía es similar que la de los sistemas dúctiles.

Farrar y otros (1991) y (1993), sostiene que en muros chatos que tienen cuantías reducidas, menores al 0.25%, el muro responde linealmente hasta que una grieta horizontal se forma en la base, en ese momento el muro rota como un cuerpo rígido, causando la fluencia del acero de refuerzo en el extremo traccionado, algo de aplastamiento del concreto en el talón comprimido; por la fluencia del acero, en el momento de la reversión de la fuerza, ocurre desplazamiento por deslizamiento a lo largo de la grieta horizontal, esta grieta ocurre antes de que se formen las grietas diagonales en el alma y por ello la falla por deslizamiento prevalece, todo esto a niveles de distorsión entre valores de 0.85 a 1.50%.

Duffey y otros (1994) en base al procesamiento estadístico de un numero apreciable de ensayos de muros chatos y de mediana esbeltez, reforzados con cuantías ligeras, encuentran que el deterioro de la resistencia a un 80% de su capacidad última ocurre a niveles de distorsión de alrededor de 1.34% y los niveles de distorsión llegan a 1.84% para perdidas de resistencia de 50%:

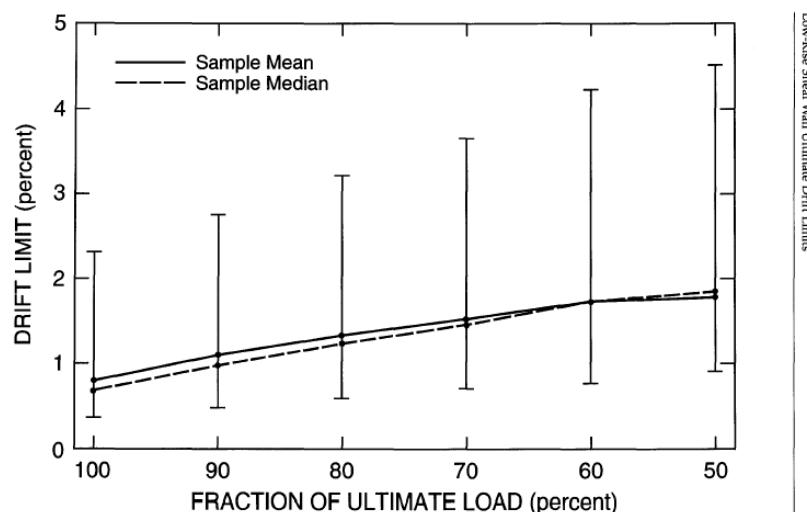


Figure 3 Central Tendency and Range of Drift Limit Data

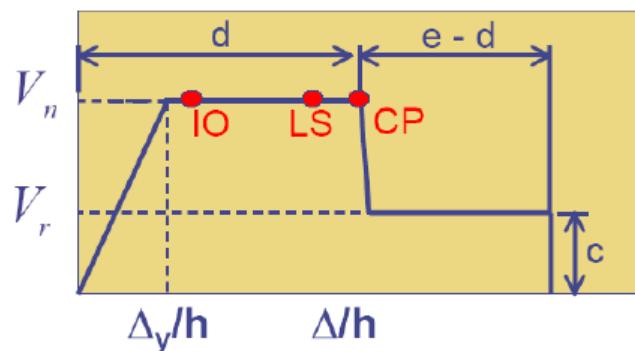
Low-Rise Shear Wall Ultimate Drift Limits
66

En las publicaciones del FEMA 273 (1997) y FEMA 356 (2000), para muros o segmentos de muros, tomando en cuenta respuestas evaluadas por procedimientos no lineales tiempo historia y según Wallace (2007):

FEMA Modeling Parameters

◆ FEMA 356 Tables 6-19: Wall segments

Modeling Parameters, Drift %			Acceptable Drift %		
			Performance Level		
d	e	c	Immediate Occupancy	Life Safety	Collapse Prevention
0.75	2.0	0.40	0.40	0.60	0.75



Podemos observar que considera que la capacidad del muro puede llegar hasta un drift de 2.00% con deterioros de la resistencia del orden de 60%, mientras que las resistencias últimas están asociadas a distorsiones del orden de 0.75%

En este mismo grafico podemos ver los niveles de desempeño estructural asociados con la Ocupación Inmediata (0.40%), Seguridad de Vida (0.60%) y finalmente Prevención de Colapso (0.75%).

Ghobarah (2004) manifiesta que el colapso estructural en edificaciones con sistemas de muros chatos con poca ductilidad podría ocurrir con deformaciones globales laterales superiores a 0.80% mientras que en los muros esbeltos y dúctiles podría ocurrir a deformaciones superiores al 2.50%:

State of damage	Ductile MRF	Nonductile MRF	MRF with infills	Ductile walls	Squat walls
No damage	<0.2	<0.1	<0.1	<0.2	<0.1
Repairable damage					
a) Light damage	0.4	0.2	0.2	0.4	0.2
b) Moderate damage	<1.0	<0.5	<0.4	<0.8	<0.4
Irreparable damage (>yield point)	>1.0	>0.5	>0.4	>0.8	>0.4
Severe damage - Life safe - Partial collapse	1.8	0.8	0.7	1.5	0.7
Collapse	>3.0	>1.0	>0.8	>2.5	>0.8

La interpretación de los respectivos estados de daño se ve a continuación:

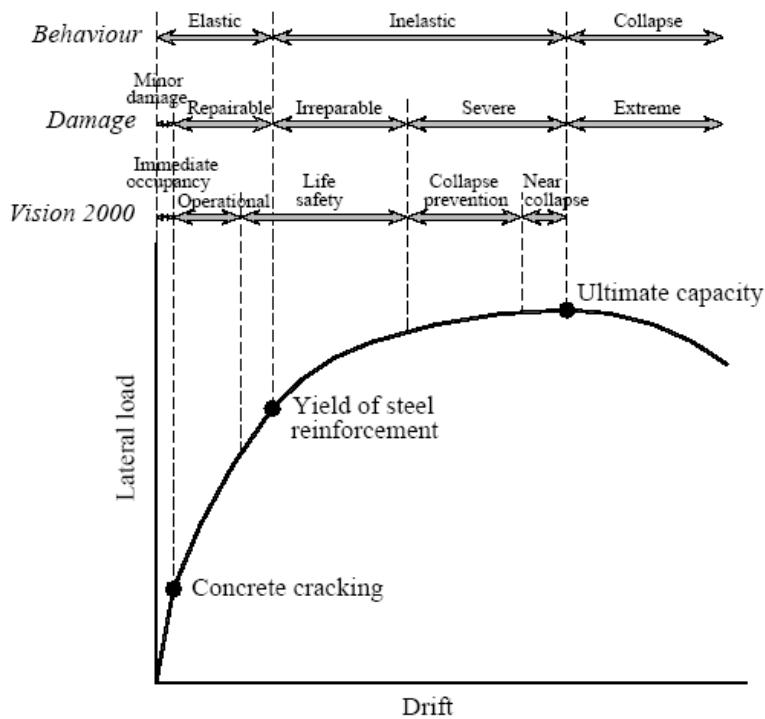


Figure 1. Typical structural performance and associated damage states

Para decidir, finalmente, la deformación lateral que asociaríamos con el colapso de los SMDL, establecimos contacto con Greinfenhangen (2007) y Kangning Li (2007), quienes coincidieron en que la distorsión global mas apropiada podría ser del orden del 1.00%.

Asimismo, el Eurocode 8 (2004), plantea que el colapso estructural se puede asociar con una pérdida de resistencia, en relación a la resistencia última, de 20%, esto también nos lleva a coincidir con lo expresado en el último párrafo, al observar a Duffey y otros (1994) y además esto en concordancia con Lestuzzi (2005).

En base a la información recopilada de las diferentes fuentes mostradas y a la sugerencia de los investigadores mencionados, hemos decidido considerar que una deformación global de 1.00% es el límite aceptable para la inminencia de la ocurrencia del colapso estructural de los SMDL.

3.5 Análisis No Lineal Tiempo Historia.

El procedimiento que venimos desarrollando para determinar un posible valor del Factor de Modificación de la Respuesta Sísmica, R, requiere del uso de programas de análisis estructural tiempo historia, no lineales.

El Dr. Richard Klingner sugirió que, tal como en Varela (2003), se usara un programa denominado CANNY, Kangning Li (2007).

Finalmente fue el CANNY el que resultó seleccionado para realizar la evaluación del desempeño de las estructuras arquetípicas sometidas al conjunto de registros sísmicos ya mencionados.

3.5.a Modelo No Lineal

Las estructuras en el programa CANNY son representadas por nudos rígidos conectados por elementos línea y resortes. Todos los elementos estructurales se modelan como líneas sin masa representados por sus ejes centroidales con las masas concentradas en los nudos o en los centros de gravedad de los entrepisos.

Nuestros SMDL presentan comportamientos inelásticos no lineales en sus respuestas por flexión y corte, para las respuestas por carga axial es razonable suponer un comportamiento lineal elástico.

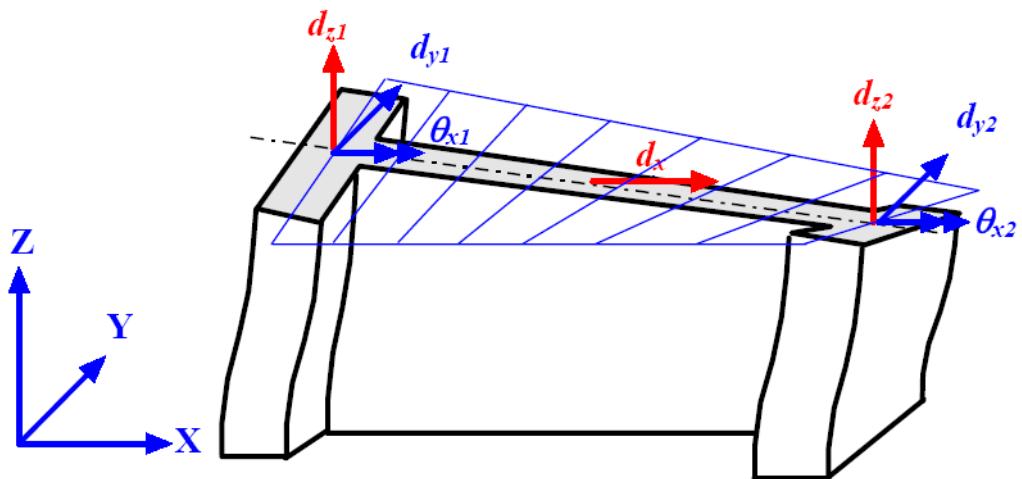
Dado que estamos tratando con elementos de concreto armado, las respuestas de flexión las modelaremos por el método de las fibras y las respuestas al corte mediante macro modelos en base a resortes que tienen características no lineales desarrolladas en base a modelos histeréticos específicos.

3.5.b Respuestas por Flexión

Los modelos implementados en esta sección, relacionan directamente la respuesta no lineal en flexión con el comportamiento uniaxial de los materiales constitutivos (concreto y aceros de refuerzo), sin incorporar relaciones empíricas de ningún tipo, Wallace (2006).

El enfoque usado aquí implica implementar relaciones constitutivas cíclicas para el acero de refuerzo y el concreto, para representar la respuesta no lineal de los elementos modelados, en vez de usar relaciones empíricas de momento - curvatura, tal como se ha hecho en otros trabajos, Fischinger y otros (1992). La rigidez y las relaciones momento curvatura de los elementos modelados se derivan del comportamiento obtenido de ensayos esfuerzo – deformación uniaxial de los materiales, por ello las respuestas, por flexión, de los modelos de muros están gobernadas por las características de los materiales constitutivos.

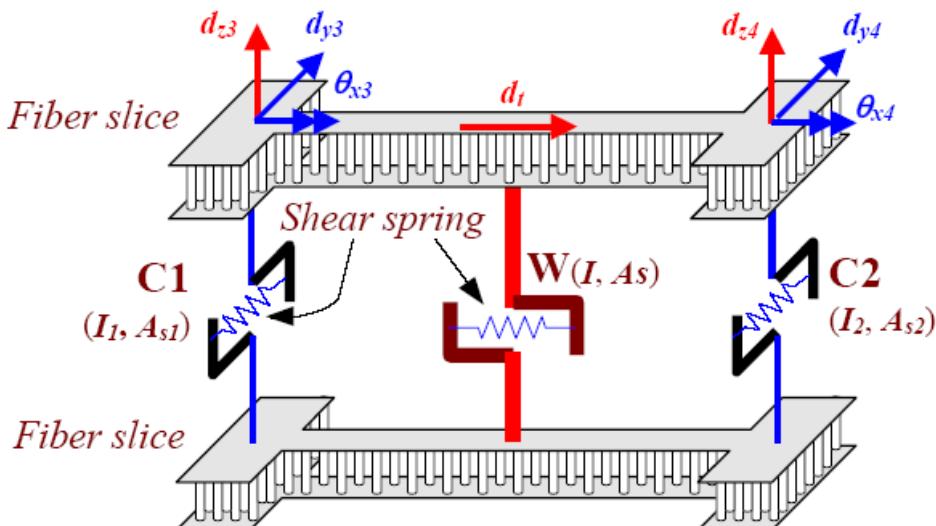
Lo normalmente esperado en estructuras con sistemas duales, es que los muros desarrolle deformaciones importantes, al acompañar a los pórticos en los desplazamientos laterales, pero como veremos mas adelante, esto no ocurre cuando hay una densidad importante de muros, digamos superior al 2.00%.



De este modo el muro aporta rigidez a los desplazamientos verticales de los nudos en sus cuatro esquinas y en el borde inferior y superior. En una sección recta cualquiera, los desplazamientos laterales son asumidos iguales, en cualquier punto.

El elemento muro descrito anteriormente, es idealizado por el método de las fibras, que se sustenta, como ya hemos expresado, en las relaciones esfuerzo - deformación de los materiales constitutivos: concreto y aceros de refuerzo.

El modelo considera dos secciones críticas, en la base y en la corona del muro, la flexibilidad del elemento se considera que sigue una distribución lineal entre estas dos secciones a lo largo de la altura del elemento, tal como se muestra en la figura que sigue:



El elemento puede o no tener columnas adicionadas en la línea vertical que une los nudos de los bordes, estas columnas, de existir, contribuyen con la capacidad en flexión para solicitudes fuera del plano del elemento, cuando este es considerado como de tres dimensiones.

3.5.b.i Material Constitutivo Concreto

Para obtener una apreciación aceptable de la respuesta por flexión de los muros estructurales, necesitamos un modelo histerético robusto y efectivo. El modelo debería poder tomar en cuenta detalles importantes, tales como el comportamiento histerético en ciclos de tracción y compresión, la degradación progresiva de la rigidez en los tramos de carga y descarga mientras se incrementa la deformación, efectos del confinamiento, incremento de la rigidez por la tracción y la apertura y cierre de las grietas. El modelo seleccionado, de la librería de modelos histeréticos del CANNY, para el concreto es el modelo elástico no lineal CE4:

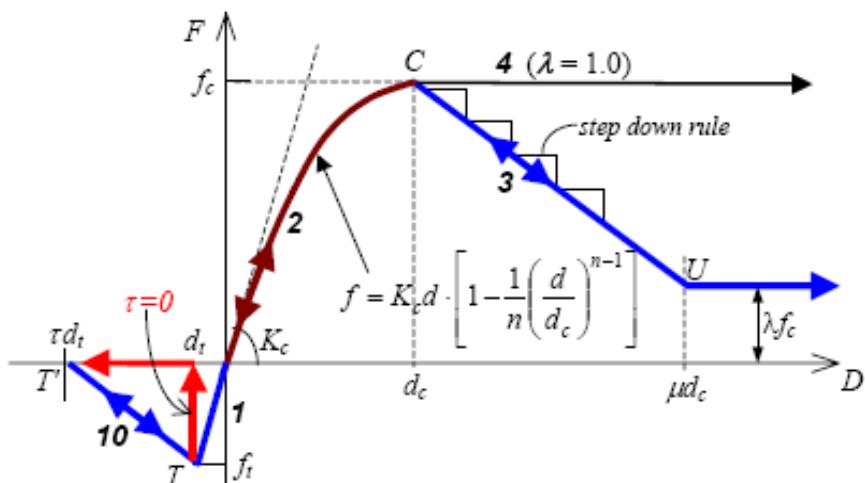
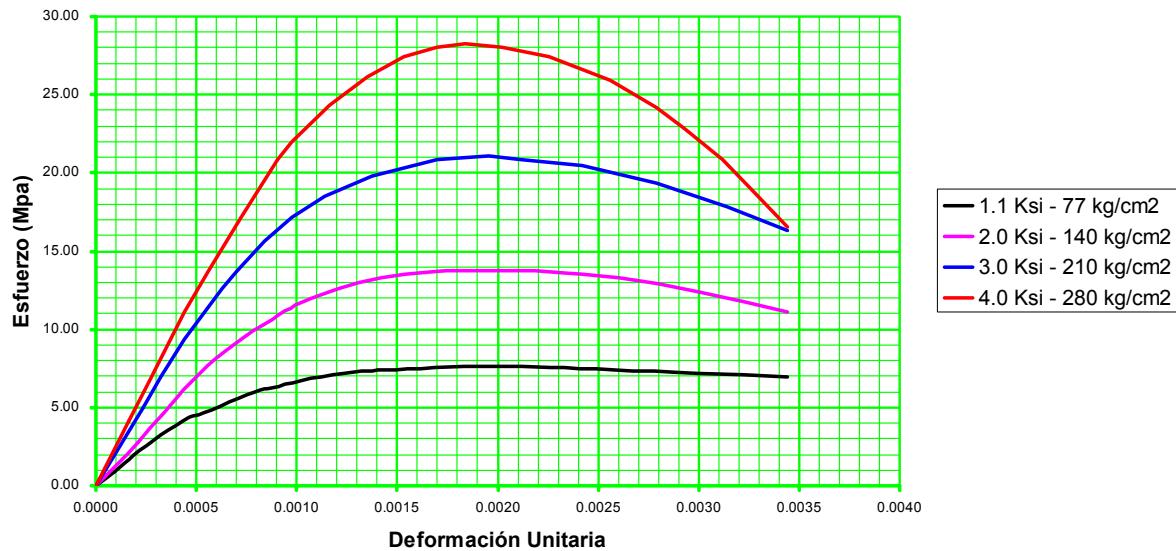


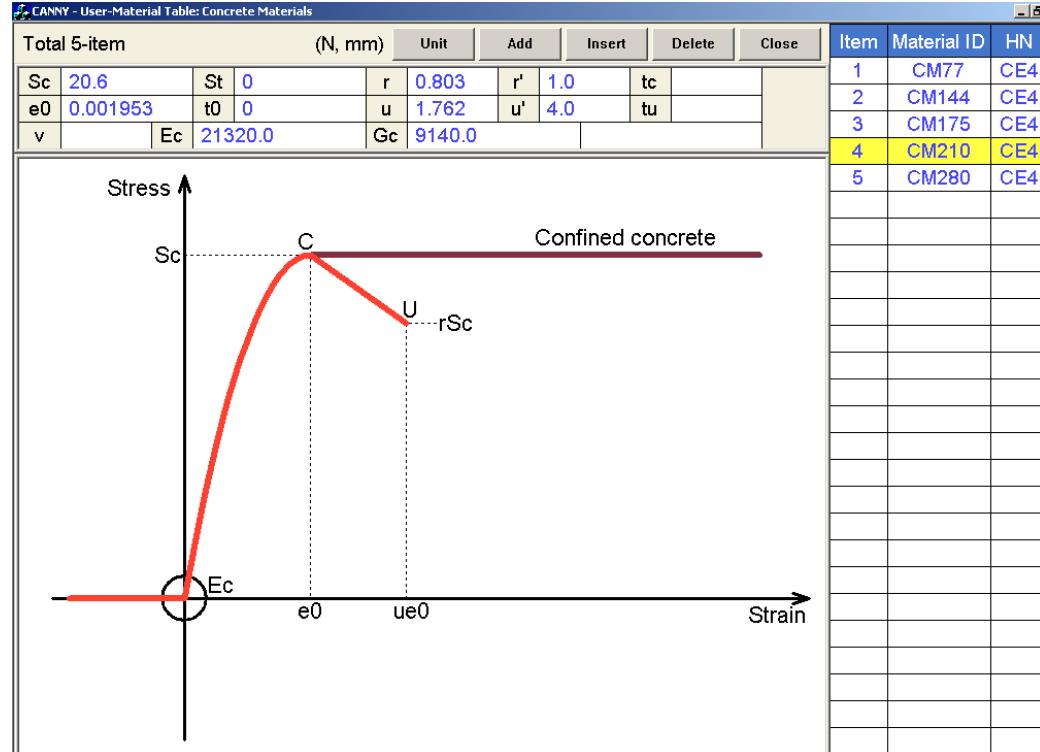
Fig. 5-59 Concrete Material Nonlinear Elastic Model, CE4

Cuatro curvas esfuerzo - deformación se han obtenido de la literatura técnica, Nawy (2003):

CURVA ESFUERZO DEFORMACION
Concreto sin Confinar



Mientras que el modelo CANNY para, por ejemplo, el concreto de 210 Kg. / cm² seria:



3.5.b.ii Material Constitutivo Barra Corrugada

La relación esfuerzo deformación, uniaxial, elegida para el acero de refuerzo es un modelo histerético muy conocido desarrollado por el Doctor Tanaka en el Instituto de Investigación Tecnológica de la Corporación Fujita, modificado por Kangnig (2007), para que las curvas de carga y descarga por las solicitudes cíclicas sigan una del tipo Ramberg-Osgood.

Los parámetros relacionados con los atributos histeréticos producto de ensayos cíclicos, que son muy escasos y no se encuentran disponibles con facilidad, han sido calibrados para replicar los ensayos de laboratorio en los muros de la Tesis de Medina (2005), en el CISMID de la UNI.

Nosotros hemos encontrado valores distintos a los referenciados en Wallace (2006).

Las diferencias obtenidas son poco incidentes a nivel de respuesta estructural.

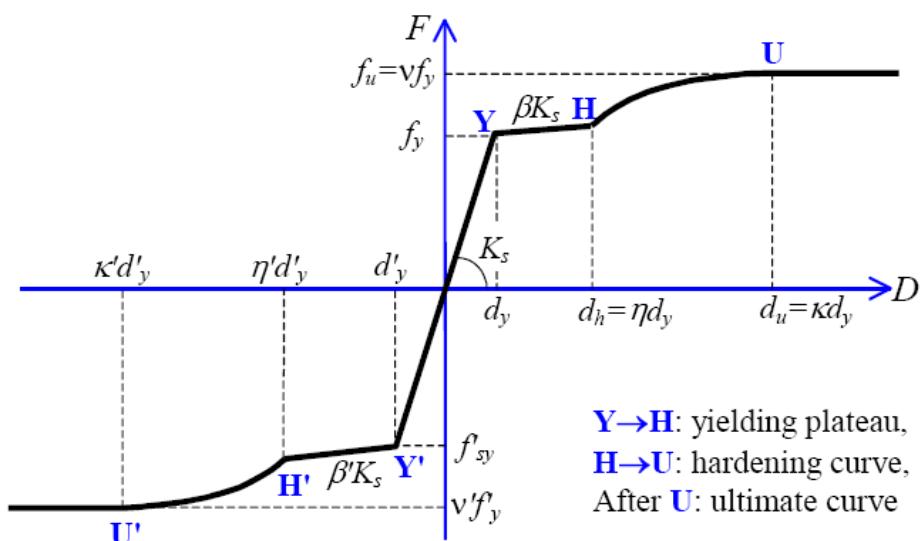


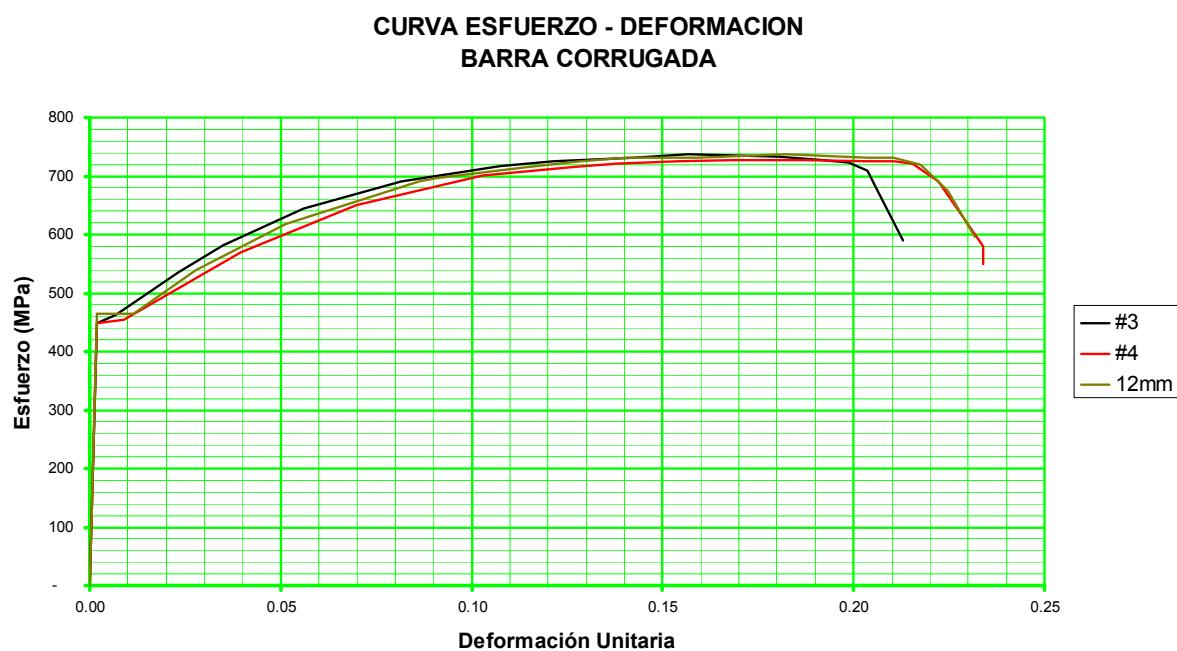
Fig. 5-55 Skeleton Curve of Tanaka-CANNY Model **SR4**

Los ensayos de barras corrugadas de diferentes diámetros, de la producción de Aceros Arequipa, bajo la denominación BACO A615-G60, fueron efectuados en

laboratorios de la Universidad Nacional de Ingeniería y en laboratorios de la Pontificia Universidad Católica del Perú.

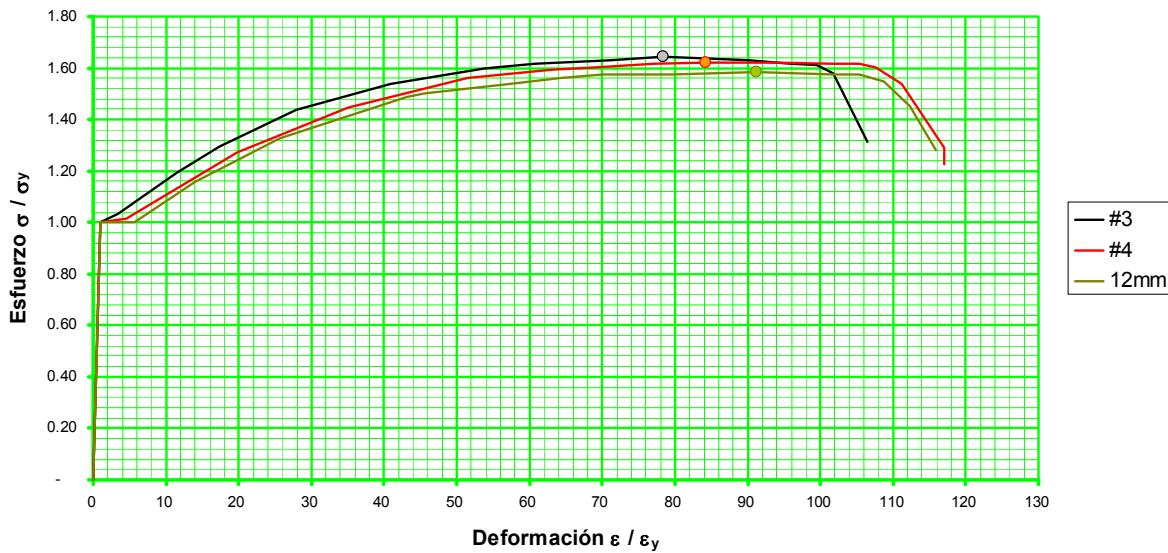
Dificultades en el desarrollo de los ensayos, básicamente por el corrimiento de las mordazas de sujeción, implicaron que solamente se usaran los resultados de la PUCP, después de hacer un proceso de "corrección" para los valores de las deformaciones unitarias, por la causa antes mencionada y a sugerencia de los técnicos del laboratorio de ensayos.

Los resultados de los ensayos se muestran a continuación, tanto en valores de deformación cuanto en valores normalizados al punto de fluencia de las barras:



Es interesante indicar, que tal cual se esperaba, no hay una gran diferencia en las curvas correspondientes a diversos diámetros de barra, podría inclusive obtenerse una curva representativa, exclusivamente para ellas, pero hemos preferido trabajar con la curva que corresponde a los diámetros usados en el diseño.

**CURVA ESFUERZO - DEFORMACION
BARRA CORRUGADA**



El valor del esfuerzo de fluencia se toma como aquel que se produce con una deformación unitaria de 0.002.

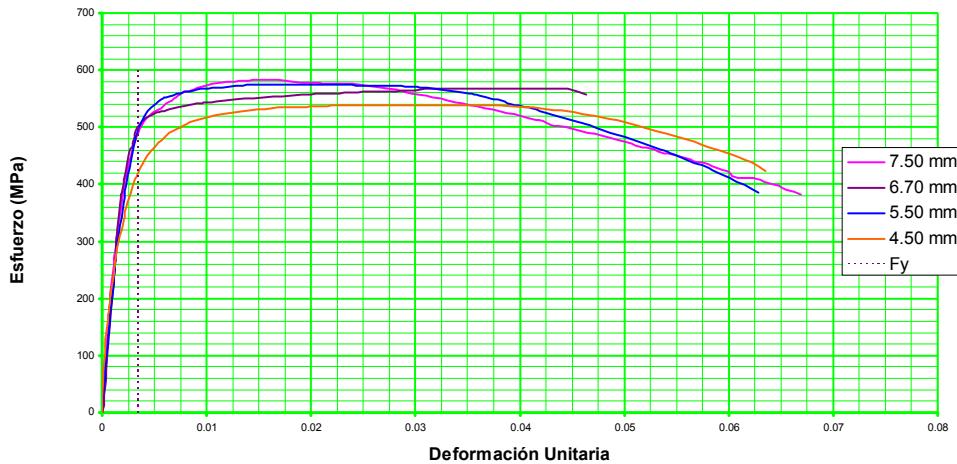
3.5.b.iii Material Constitutivo Malla Electro Soldada

Los ensayos para las mallas electro soldadas también se realizaron en los laboratorios antes mencionados y adicionalmente en el laboratorio de control de calidad del fabricante, Prodac SA.

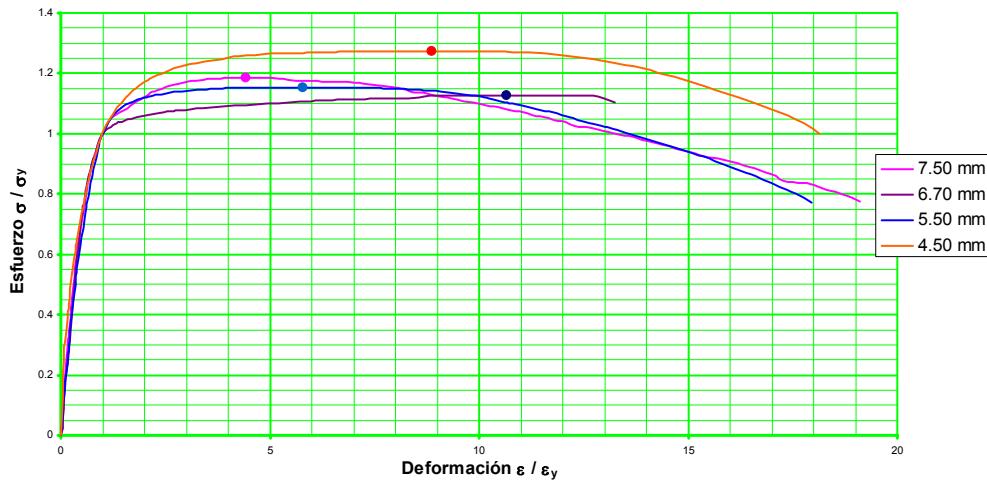
Por razones similares a las anteriormente expuestas y luego de una serie de repeticiones, finalmente se optó por usar los resultados del laboratorio del fabricante, por razones de tipo administrativo que no vienen al caso mencionar. Los materiales base para la malla electro soldada se fabrican siguiendo los lineamientos de la Norma ASTM A 496, mientras que la fabricación de las mallas se hace bajo la Norma ASTM A 497. El esfuerzo de fluencia corresponde a una deformación unitaria de 0.0035 y los modelos usados para los materiales son los descritos anteriormente.

Es necesario comentar las limitaciones que los laboratorios de nuestras universidades mas prestigiosas presentan para el servicio que brindan. Pueden dar el servicio de obtener el valor del esfuerzo de fluencia, pero en términos generales no desean dar el servicio de proporcionar la curva esfuerzo – deformación.

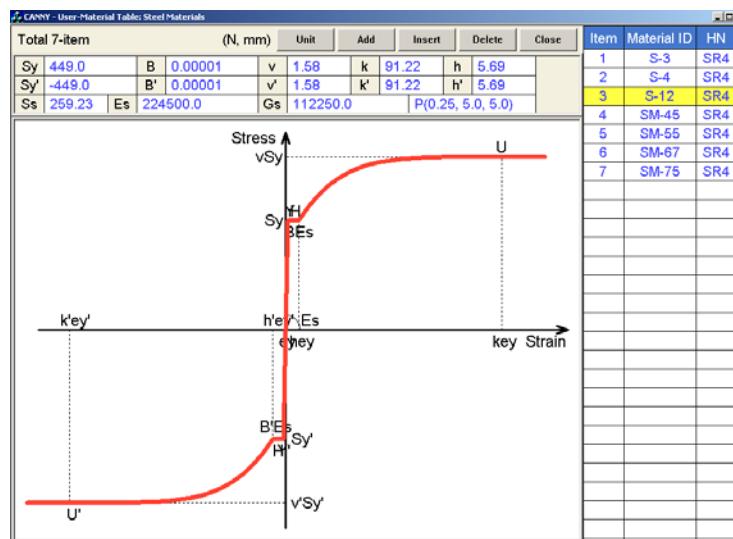
**CURVA ESFUERZO - DEFORMACION
ALAMBRE PARA MALLA ELECTROSOLDADA**



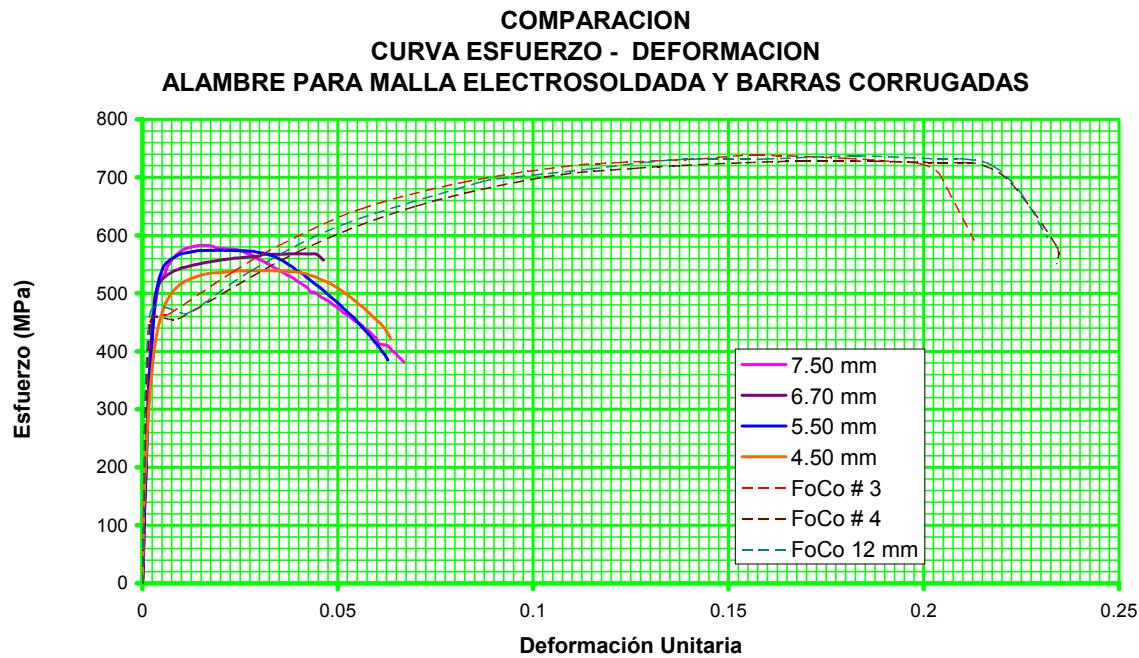
**CURVA ESFUERZO - DEFORMACION
ALAMBRE PARA MALLA ELECTROSOLDADA**



El modelo CANNY para la barra de 12 mm seria:



Es conveniente visualizar las curvas en su conjunto, para apreciar las diferencias:



3.5.c Respuestas por Corte

En esta sección mostraremos el modelo histerético que permite predecir las respuestas relacionadas con el corte, para ello debemos determinar valores para una serie de parámetros, estos valores se obtendrán de las curvas fuerza – desplazamiento de los seis muros ensayados en el CISMID por Medina (2005).

3.5.c.i Modelo Histerético

El modelo histerético seleccionado para representar el comportamiento no lineal del resorte de corte mostrado en la sección 3.5.b, es el CA7, que usa valores suministrados por el usuario para definir las ramas de carga y descarga, la degradación de la rigidez y el deterioro de la resistencia y el angostamiento de los lazos histeréticos. El comportamiento no lineal del resorte de corte es definido en base a la curva fuerza – desplazamiento y debemos recordar que el comportamiento del resorte de flexión no será representado por la relación momento – curvatura, mas bien al usar el método de las fibras, este es función de las curvas esfuerzo -

deformación de los elementos constitutivos. El comportamiento del resorte axial es considerado lineal.

El CA7 es un modelo uniaxial de histéresis y representa las relación restauradora de un resorte que modela el comportamiento fuerza – desplazamiento. La curva envolvente tiene las siguientes características y requiere proporcionarle los parámetros indicados:

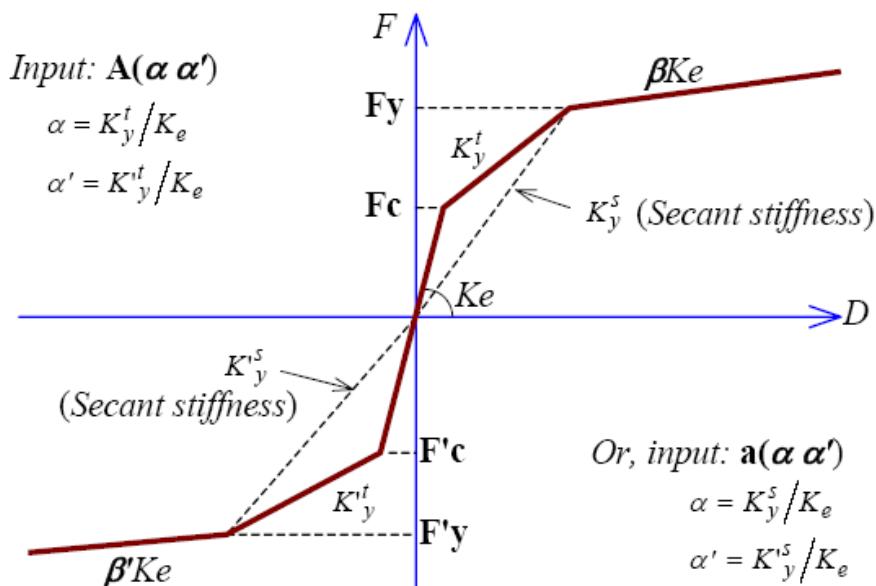
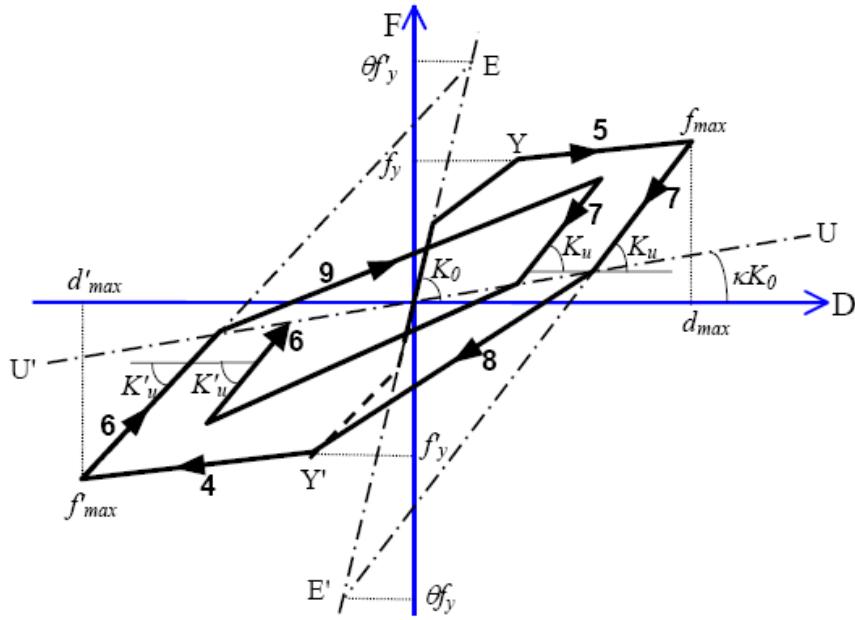


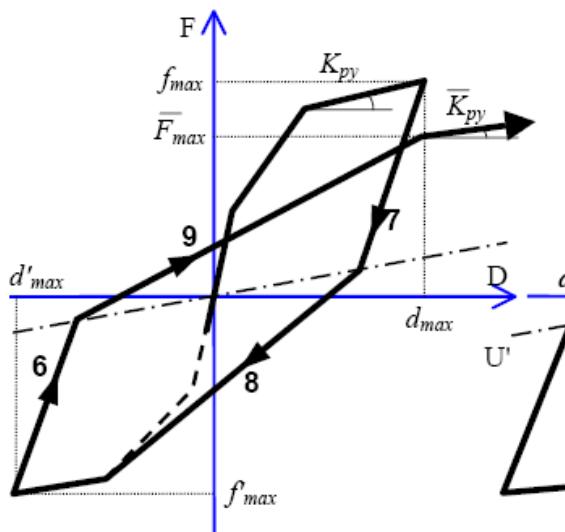
Fig. 6-1 Trilinear Skeleton Curve of Hysteresis Model

F_c y F_y representan las fuerzas de agrietamiento y fluencia, respectivamente, la rigidez posterior al agrietamiento y posterior a la fluencia están definidas por los parámetros α y β , tanto en forma de rigidez tangente o secante, según sea el caso para α . K_e o K_o es la rigidez elástica del elemento y no necesariamente coincide con la rigidez determinada en base a las propiedades sin agrietar de la sección, que denominamos K_T .

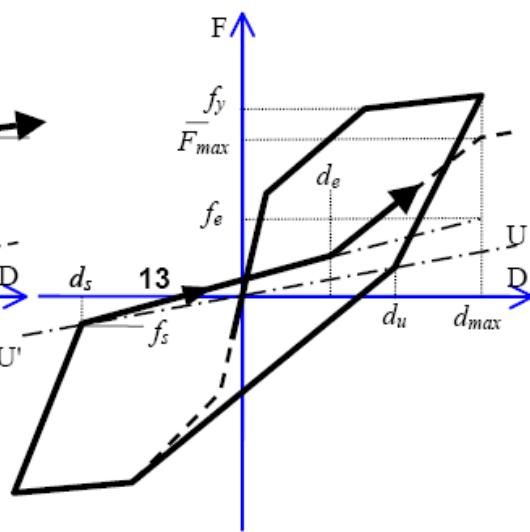
Podría optarse por un modelo bilineal en vez de un trilineal, para ello bastaría con dar valores nulos al punto de agrietamiento.



(a) Unloading Stiffness Degradation



(b) Strength Deterioration



(c) Pinching Behavior

El modelo CA7 está diseñado para representar el deterioro de la resistencia, la degradación de la rigidez y el angostamiento de los lazos por medio de una serie de parámetros de control: κ , θ , ξ , ε , μ , δ y λ ; que se determinan en base a ensayos.

Los datos a ingresar siguen el siguiente formato:

HD CA7 K_1 K_2 $C(f_c, f'_c)$ $Y(f_y, f'_y)$ $A(\alpha, \alpha')$ $B(\beta, \beta')$ $U(\varepsilon, \mu)$ $G(\delta, \lambda)$ $P(\kappa, \theta, \xi)$

3.5.c.ii Ensayos de Muros con Respuesta Controlada por Corte

La referencia de Medina (2005), es la seleccionada para usar los ensayos de laboratorio que nos permitirá calibrar los parámetros del modelo CA7. En dicho trabajo se ensayaron 06 muros y un módulo de vivienda de un nivel, reforzados con malla electro soldada y barras corrugadas en los extremos, cuyas características mas saltantes mostramos a continuación:

Muro	As - 1	As-V	As-H	Espesor mm	f _c kg/cm ²	H mm
MQE257EP-01	3Ø1/2"	7 mm @ 15 cm	7 mm @ 15 cm	100	244.7	2400
MQE257EP-02	3Ø1/2"	7 mm @ 15 cm	7 mm @ 15 cm	100	244.7	2400
MQE257EP-03	3Ø1/2"	7 mm @ 15 cm	7 mm @ 15 cm	100	244.7	2400
MQE188EP-01	3Ø1/2"	6 mm @ 15 cm	6 mm @ 15 cm	100	244.7	2400
MQE188EP-02	3Ø1/2"	6 mm @ 15 cm	6 mm @ 15 cm	100	244.7	2400
MQE188EP-03	3Ø1/2"	6 mm @ 15 cm	6 mm @ 15 cm	100	244.7	2400
MODULO	3Ø1/2"	6 mm @ 15 cm	6 mm @ 15 cm	100	231.0	2520

As -1 corresponde al refuerzo en barras corrugadas que se concentra en los extremos del muro, mientras que As-V y As-H corresponde al refuerzo con mallas electro soldadas que se coloca en el alma del muro. Se aplicó una carga vertical de 19 Tn durante los ensayos y un patrón de desplazamientos según el siguiente detalle, tres ciclos por fase, para los muros y el módulo compuesto por muros:

Fase	Distorsión Angular	Desplazamiento, mm
1	1/3200	0.75
2	1/1600	1.50
3	1/800	3.00
4	1/400	6.00
5	1/200	12.00
6	1/100	24.00
7	1/50	48.00

Es necesario indicar que las diferencias entre los especímenes 1, 2 y 3 en cada tipo de refuerzo consiste en el sistema de traslape de la malla con los elementos de anclaje en el cimiento: En el caso 1 y 2, es malla con dowells de malla con una

longitud de 500 mm; en el caso 3 es malla con dowells de fiero # 3, con el mismo traslape.

Una consideración importante es la relacionada a la esbeltez estructural de los muros considerados.

La esbeltez de los muros de nuestras estructuras arquetípicas es la siguiente:

- Para 05 niveles es de 0.92
- Para 08 niveles es de 0.92
- Para 12 niveles es de 0.69

La esbeltez de los muros de Medina (2005), es de 0.91; se han realizado estudios de sensibilidad de diversos parámetros de muros bajos, llegando a la conclusión que no hay mucha diferencia en algunas respuestas para pequeñas variaciones de la esbeltez.

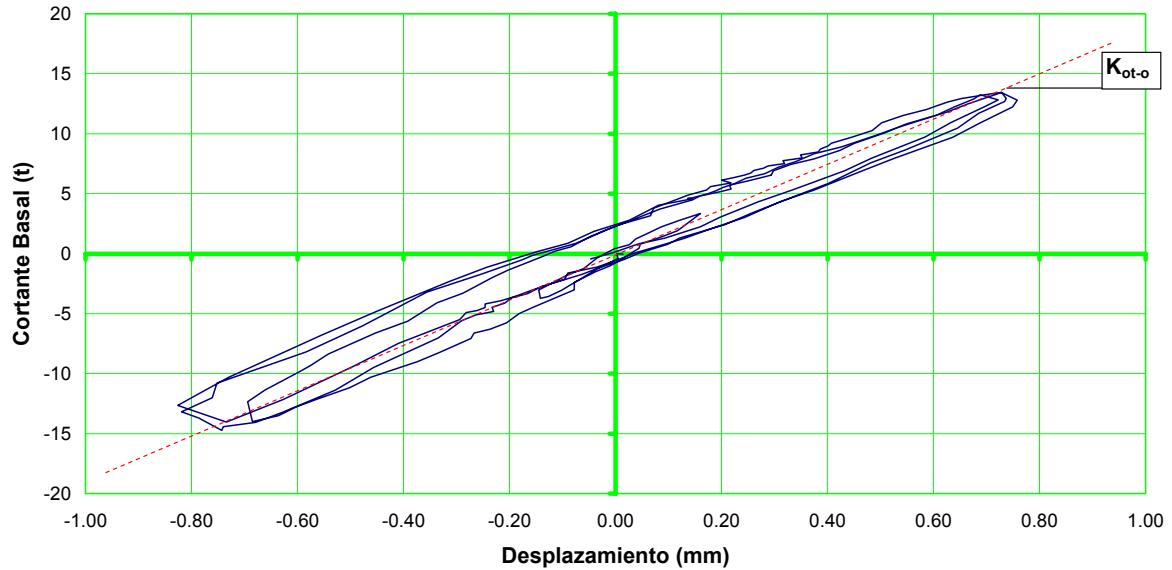
Por otro lado, Hidalgo (1998), muestra en los resultados de sus ensayos en muros chatos, que no hay una dramática diferencia en niveles de esbeltez entre 0.69 y 1.00, indicando que cuando hay densidades de muros mayores a 2.00 ~ 3.00 %, edificaciones hasta de 25 niveles presentan comportamientos compatibles con muros estructurales chatos, es decir la respuesta es gobernada por el corte.

Los parámetros que interesa evaluar son:

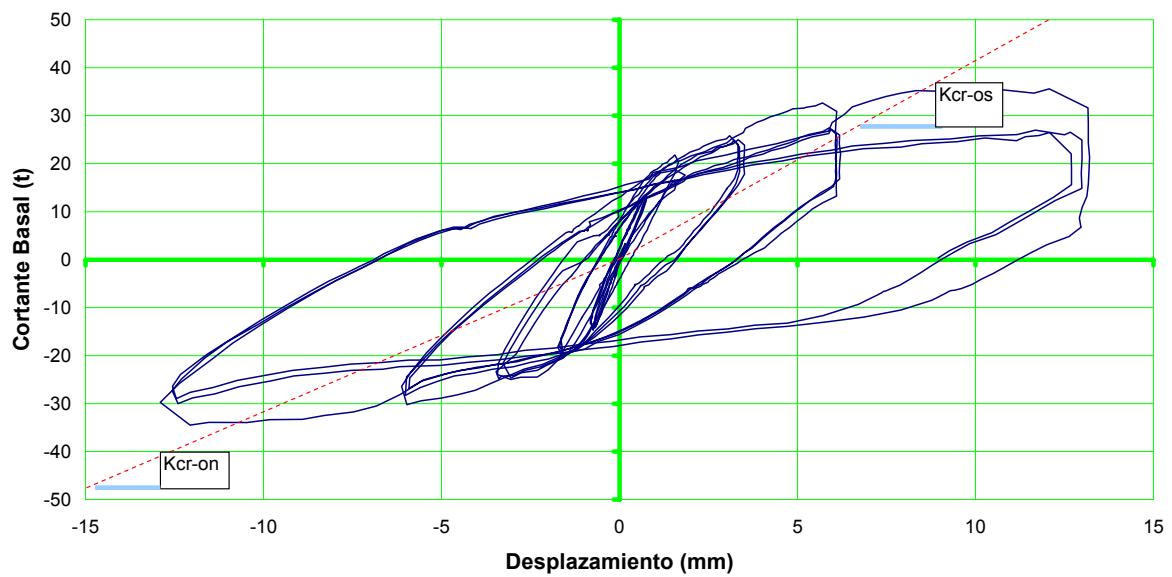
- Rígidez elástica inicial, tangente.
- Rígidez post agrietamiento del alma, secante.
- Rígidez de descarga post agrietamiento del alma
- Deterioro de la resistencia, con respecto a la resistencia última, post agrietamiento del alma.

A continuación se muestra el procedimiento en dos muros:

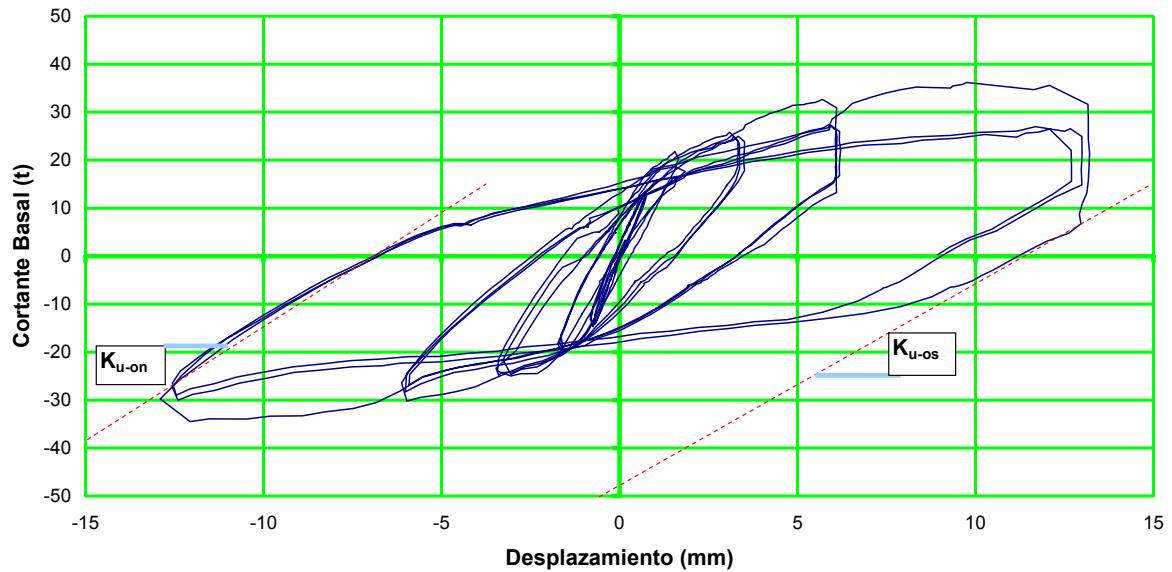
MURO MQE188EP - 01
Rigidez Tangente Inicial



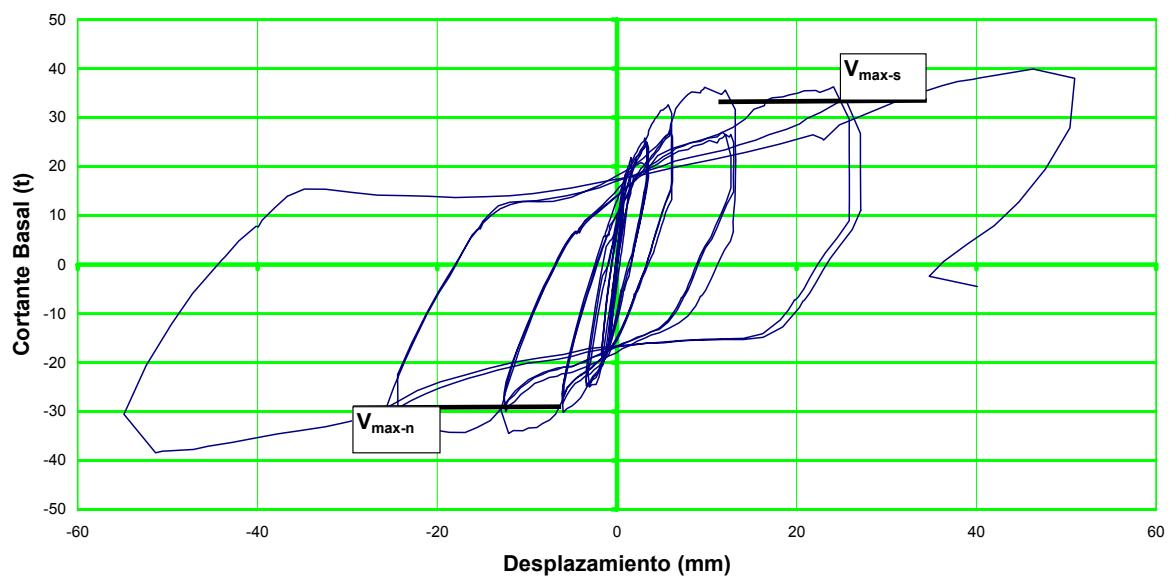
MURO MQE188EP - 01
Rigidez Secante Post Agrietamiento Alma



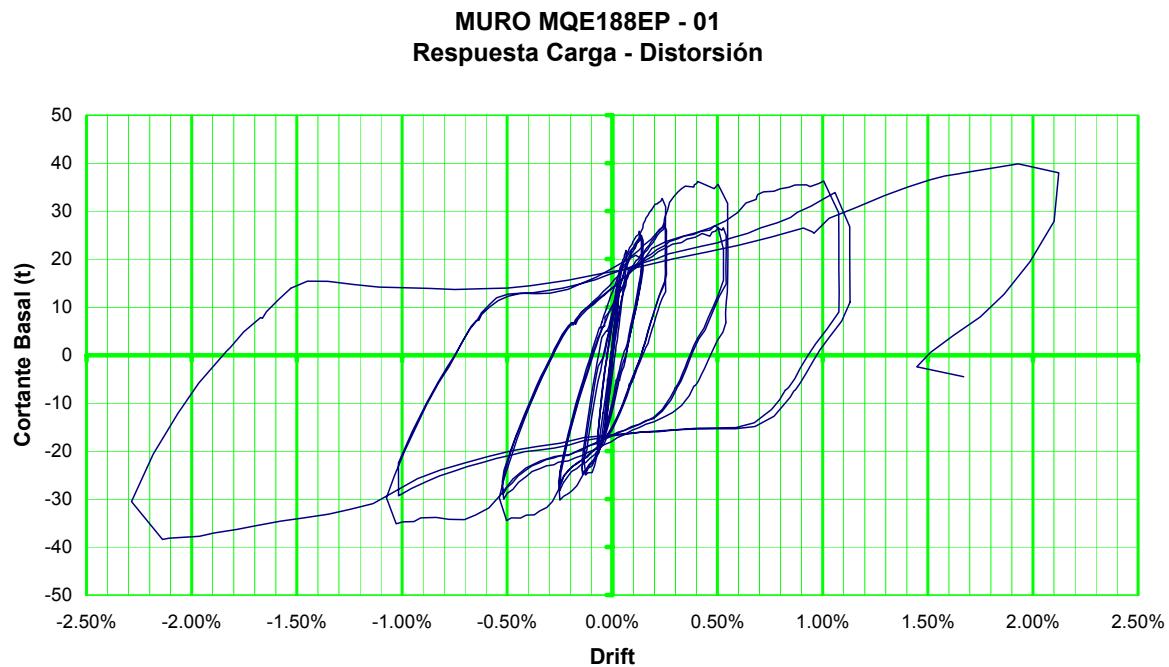
MURO MQE188EP - 01
Rigidez de Descarga Post Agrietamiento Alma



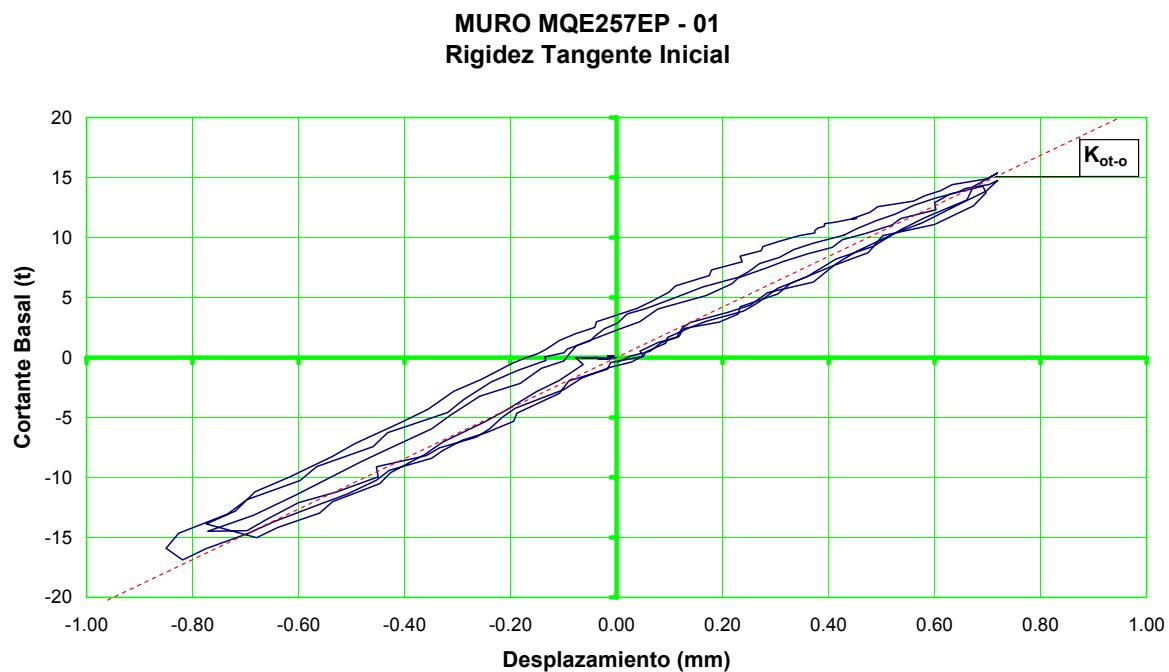
MURO MQE188EP - 01
Maxima Carga Post Agrietamiento Alma



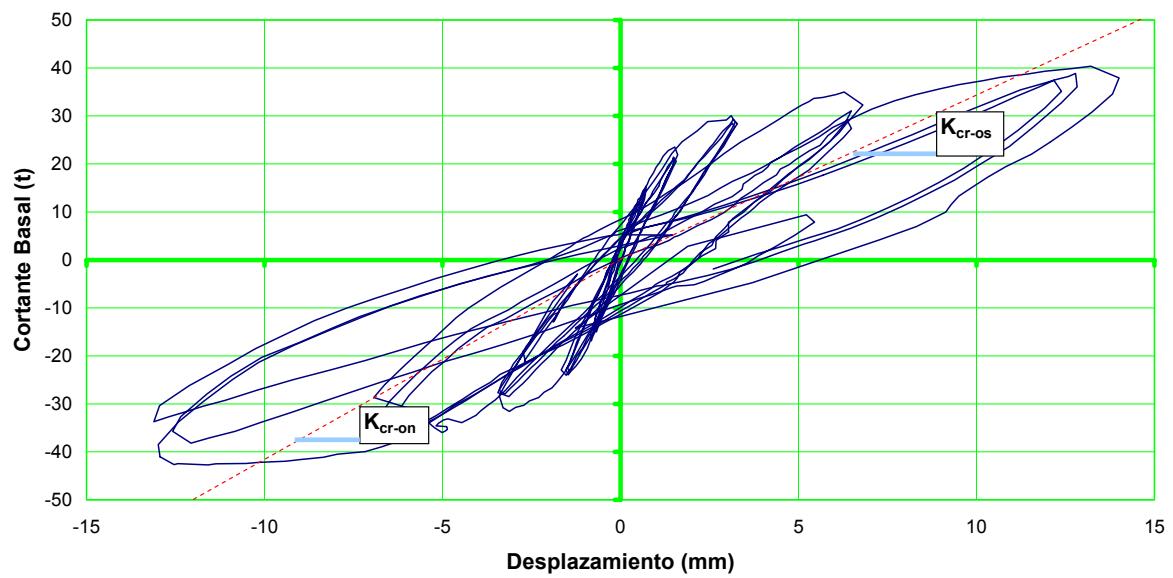
La curva fuerza – distorsión del muro, es la siguiente:



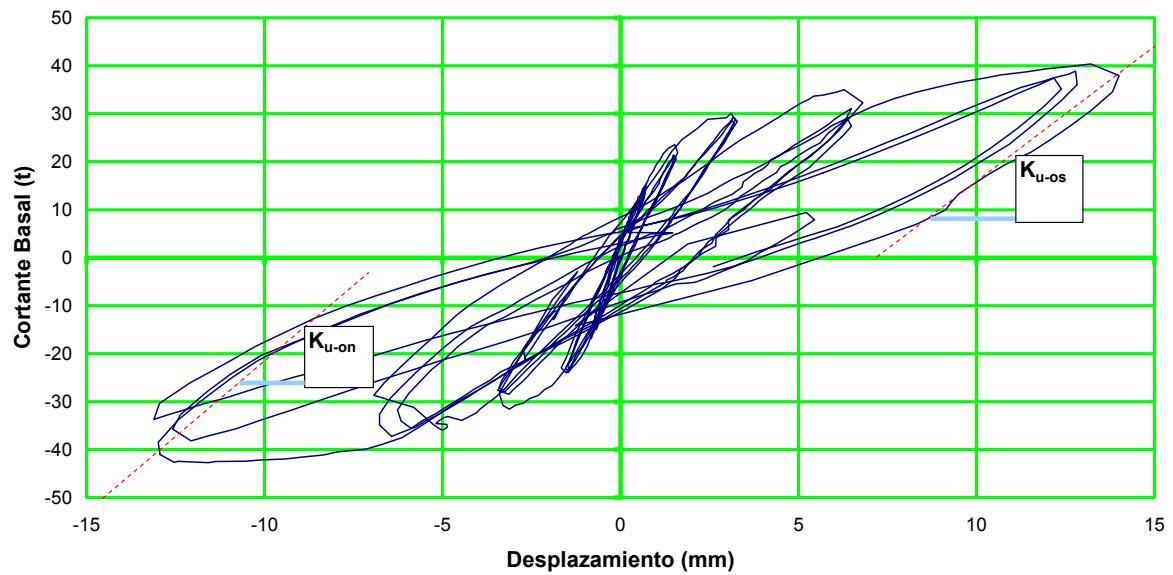
Similarmente, para un segundo muro, tenemos:



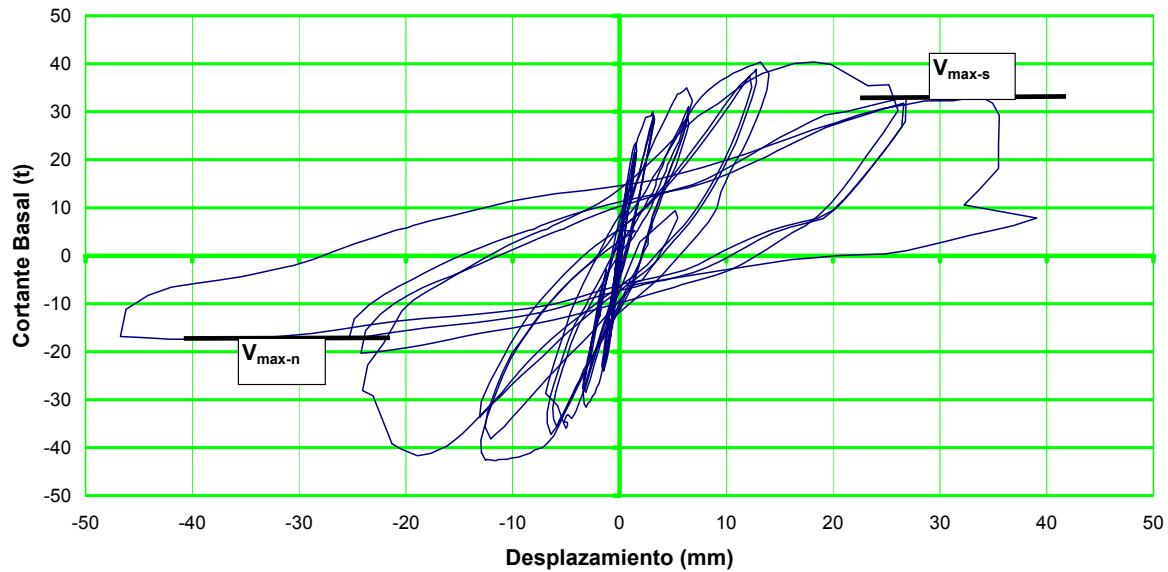
MURO MQE257EP - 01
Rigidez Secante Post Agrietamiento Alma



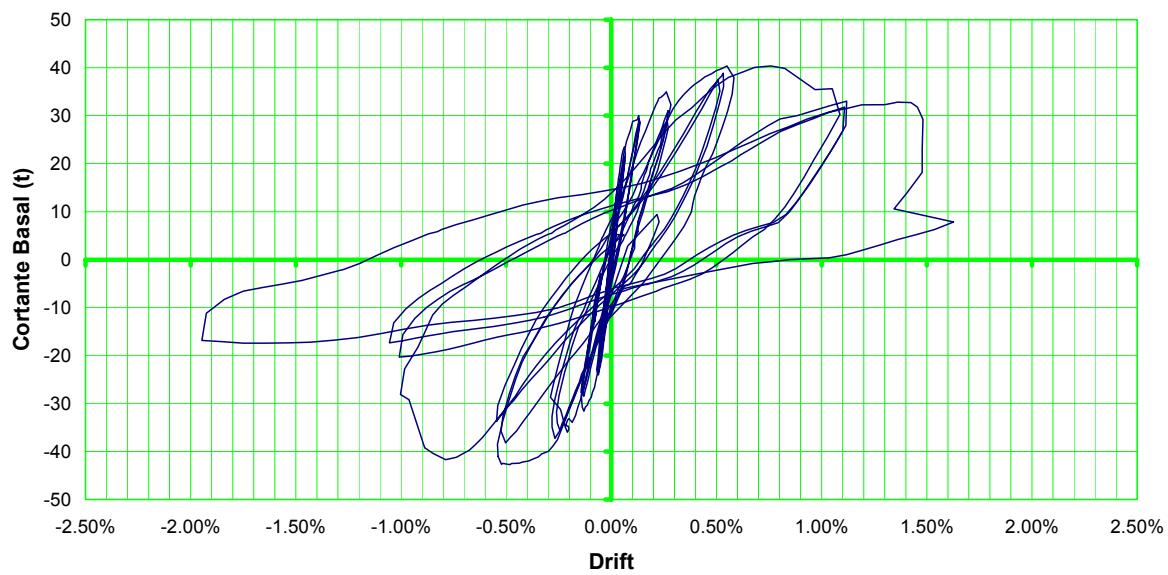
MURO MQE257EP - 01
Rigidez de Descarga Post Agrietamiento Alma



MURO MQE257EP - 01
Maxima Carga Post Agrietamiento Alma



MURO MQE257EP - 01
Respuesta Carga - Distorsión



3.5.c.iii Rigidez Elástica

La rigidez inicial elástica, también conocida como rigidez efectiva, de los muros, difiere de la rigidez teórica que se calcula con las propiedades de la sección sin agrietar. Diversas fuentes hacen uso explícito de este hecho, FEMA 273 (1997), dando valores de un 50% de la teórica, otras fuentes, sostienen que esta propiedad es poco sensible a la esbeltez del muro cuando se compara con la influencia que tiene el refuerzo vertical u horizontal en la rigidez lateral.

El valor de la rigidez teórica se determina mediante, Medina (2005):

$$K_T = \frac{E}{\frac{h^3}{3I} + \frac{hf}{A} \left(\frac{E}{G} \right)}$$

Donde los valores a usar son:

- Espesor de 10 cm
- Longitud de 265 cm
- Altura de 240 cm
- Momento de Inercia de 15'508.020.83 cm⁴
- Modulo E de 227,980.26 Kg. / cm²
- Modulo G de 91,192.10 Kg. / cm²
- Modulo de Poisson 0.20
- f'_c del concreto de 230 Kg. / cm²
- Factor de forma de 1.20

El valor resultante de la rigidez teórica es de 400,784.75 Kg. / cm, equivalente a 40.07 t / mm

En la siguiente tabla se muestran los cálculos:

CALCULO DE LA RIGIDEZ ELASTICA INICIAL					
Muro	K _T t/mm	F t	D mm	K _{ot} t/mm	K _{ot} / K _T
MQE188EP-01	40.07	13.45	0.73	18.48	0.46
MQE188EP-02	40.07	15.97	0.71	22.62	0.56
MQE188EP-03	40.07	13.70	0.81	16.93	0.42
MQE257EP-01	40.07	15.38	0.72	21.39	0.53
MQE257EP-02	40.07	16.34	0.66	24.72	0.62
MQE257EP-03	40.07	17.45	0.81	21.54	0.54
				Promedio	0.52
				COV	0.07

Los valores de F y D corresponden al valor seleccionado en el lazo histerético para definir K_{ot}.

Tenemos entonces que K_{ot} = 0.52 K_T

3.5.c.iv Parámetros α , F_c y F_y

Para determinar el valor α , que corresponde a la rigidez tangente post agrietamiento, denominada K_y^t, primero debemos determinar el promedio de la rigidez post agrietamiento, para ello determinamos de la data de los lazos histeréticos los pares (D, F) que corresponden a esa situación en cada muro, tanto cuando el espécimen es empujado (par +D,+F; sub índice 1) como cuando es jalado (par -D,-F; sub índice 2):

Rigidez Post Agrietamiento del Alma									
Muro	K _T t/mm	D ₁ mm	F ₁ t	D ₂ mm	F ₂ t	K _{cr1} t/mm	K _{cr2} t/mm	K _{cr1} / K _T	K _{cr2} / K _T
MQE188EP-01	40.07	9.75	36.17	12.07	34.47	3.71	2.86	0.093	0.071
MQE188EP-02	40.07	11.90	29.54	10.16	38.68	2.48	3.81	0.062	0.095
MQE188EP-03	40.07	12.63	40.60	12.19	42.51	3.21	3.49	0.080	0.087
MQE257EP-01	40.07	13.21	40.40	11.58	42.74	3.06	3.69	0.076	0.092
MQE257EP-02	40.07	12.14	41.33	11.85	44.48	3.40	3.75	0.085	0.094
MQE257EP-03	40.07	6.37	42.16	19.48	42.69	6.62	2.19	0.165	0.055
				Promedio	0.088				
				COV	0.29				

El valor que corresponde a la pendiente post agrietamiento del muro es:

$$\alpha = \frac{0.088K_T}{0.52K_T} = 0.169$$

Ahora para determinar los valores de f_c y f_y , requerimos tomar la estadística de los puntos (D_y , F_y):

Punto de Fluencia		
Muro	$ D_y $ mm	$ f_y $ t
MQE188EP-01	4.41	55.00
MQE188EP-02	3.05	38.50
MQE188EP-03	3.20	33.00
MQE257EP-01	3.44	24.50
MQE257EP-02	3.23	29.00
MQE257EP-03	3.04	27.00
Promedio	3.39	34.50
COV	0.15	0.32

Con estos datos podemos determinar que el ingreso de datos en el CA7 seria el siguiente:

C(27.15 27.15) Y(34.50 34.50) A(0.169 0.169) B(0.01 0.01); estando pendientes los demás, por el momento.

3.5.c.v Parámetros λ , θ y ξ

En esta sección determinaremos los parámetros λ , θ y ξ . Para ello haremos uso de la expresión que relaciona en el modelo histerético, estos parámetros con la rigidez de descarga:

$$K_U = \left[\frac{\theta F_y + F_m}{\theta F_y + \mu F_y} \right] K_T$$

Suponiendo que f_y vale 1.00, el valor de f_m seria la resistencia última:

Muro	F_y t	F_m t	F_m / F_y	μ_1 $Dm1 / Dy1$	μ_2 $Dm2 / Dy2$
MQE188EP-01	35.54	38.44	1.08	2.99	2.93
MQE188EP-02	35.54	37.81	1.06	4.03	4.16
MQE188EP-03	40.71	43.00	1.06	4.13	4.17
MQE257EP-01	38.81	42.66	1.10	4.07	3.80
MQE257EP-02	38.81	44.48	1.15	3.89	3.99
MQE257EP-03	40.71	44.44	1.09	6.77	5.55
		Promedio	1.09	4.31	4.09
		COV	0.03	0.29	0.21

Además sabemos que hay degradación de la rigidez, por esto sabemos que θ debe ser mayor a 1.0, pues cuando no hay degradación el valor es de $\theta = 0$, que además implica que el valor teórico sería de infinito, Kangning (2007).

Los valores a considerar en la descarga son:

Rigidez de Descarga Post Agrietamiento					
Muro	K_T t/mm	K_{u1} t/mm	K_{u2} t/mm	K_{u1}/K_T	K_{u2}/K_T
MQE188EP-01	40.07	3.72	4.22	0.093	0.105
MQE188EP-02	40.07	6.76	3.46	0.169	0.086
MQE188EP-03	40.07	4.53	3.58	0.113	0.089
MQE257EP-01	40.07	2.15	5.71	0.054	0.143
MQE257EP-02	40.07	4.74	4.50	0.118	0.112
MQE257EP-03	40.07	7.61	4.00	0.190	0.100
		Promedio		0.11	
		COV			0.29

Para la selección del valor de θ , debemos ver la sensibilidad que tiene a las variaciones de la rigidez y de la ductilidad, lo que se muestra a continuación:

Selección de θ		
θ	μ	K_u/K_T
1.00	3.50	0.222
1.00	4.09	0.196
1.00	4.31	0.188
1.00	5.00	0.167
1.10	3.50	0.228
1.10	4.09	0.202
1.10	4.31	0.194
1.10	5.00	0.172
1.20	3.50	0.233
1.20	4.09	0.207
1.20	4.31	0.199
1.20	5.00	0.177
1.50	3.50	0.248
1.50	4.09	0.222
1.50	4.31	0.213
1.50	5.00	0.191

Como podemos observar, en los valores de ductilidad de 4.09 y 4.31, conforme se incrementa el valor de θ , el valor de la relación de rigideces se va alejando de su valor teórico promedio, que es de 0.12. En base a este criterio seleccionamos un valor para el parámetro $\theta = 1.00$ que es el mínimo valor aplicable cuando hay degradación.

Para la evaluación de los otros dos parámetros, λ y ξ , haremos uso de la siguiente relación:

$$F' = F_{\max} \left[1 - \xi_u \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) \right]$$

Determinación de F'/F_{\max}							
Muro	F_1 t	F_{1pcr} t	F_{1pcr}/F_1	F_2 t	F_{2pcr} t	F_{2pcr}/F_2	F'/F_{\max}
MQE188EP-01	36.17	35	0.97	34.47	34	0.99	0.98
MQE188EP-02	29.54	29	0.98	38.68	27	0.70	0.84
MQE188EP-03	40.60	34	0.84	42.51	35	0.82	0.83
MQE257EP-01	40.40	32	0.79	42.74	17	0.40	0.59
MQE257EP-02	41.33	37	0.90	44.48	43	0.97	0.93
MQE257EP-03	42.16	39	0.93	42.69	32	0.75	0.84
		Promedio	0.90			0.77	0.84
		COV	0.08			0.28	0.16

La sensibilidad de los parámetros la vemos a continuación:

F'/F_{max}	μ	ξ_u
0.70	4.09	0.397
0.77	4.09	0.304
0.80	4.09	0.265
0.84	4.09	0.212
0.90	4.09	0.132
0.95	4.09	0.066
<hr/>		
0.70	4.31	0.391
0.77	4.31	0.299
0.80	4.31	0.260
0.84	4.31	0.208
0.90	4.31	0.130
0.95	4.31	0.065

El valor a usar para ξ es el promedio entre los valores que corresponde a una ductilidad de 4.09 y 4.31 para una relación de fuerzas de 0.84, es decir el valor seleccionado es de $\xi = 0.21$.

3.5.c.v Resumen de parámetros para Elemento CA7

Para la envolvente trilineal, el valor a usar de f_c es de 27.15, mientras que el valor para f_y es de 34.50, en toneladas y milímetros.

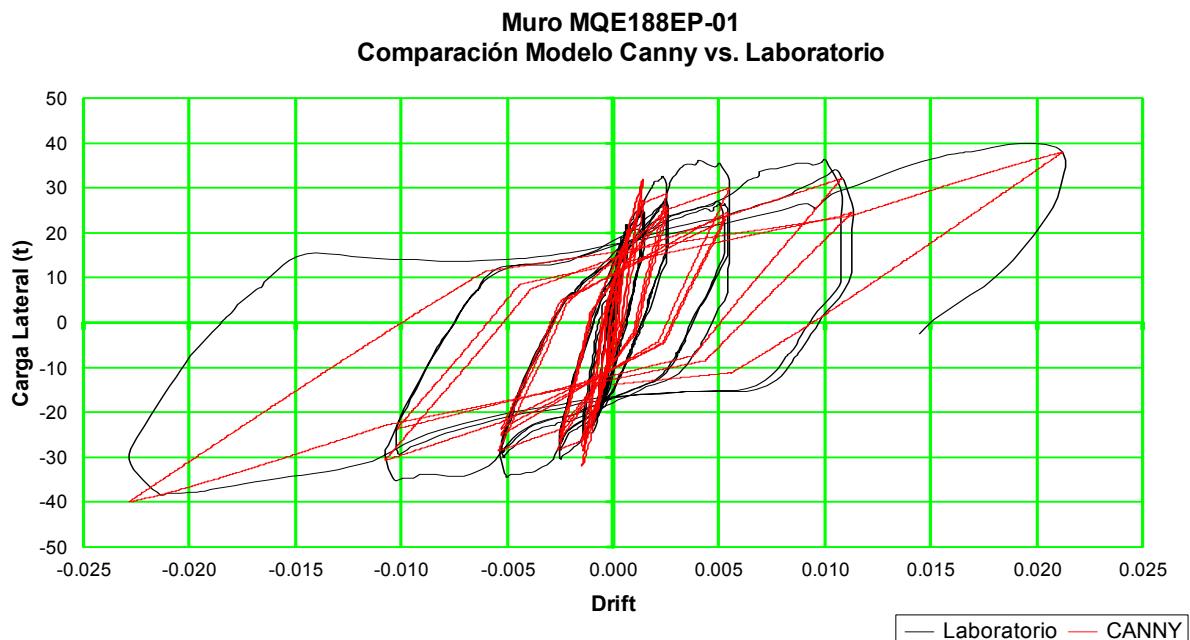
El valor de α es de 0.169 y seleccionamos para β un valor de 0.01.

Los valores de los parámetros ε y μ son escogidos teniendo en cuenta que hay un deterioro de la resistencia, para ello hacemos algunas pruebas que permiten calibrar la sensibilidad de la respuesta, expresada como una perdida de resistencia, para seleccionar finalmente que $\varepsilon = 0.10$ y $\mu = 0.05$.

Para el caso de los parámetros que reflejan el angostamiento de los lazos histeréticos, hemos encontrado al igual que Varela (2003) que los valores de $\delta = 0$ y $\lambda = 0$ son los mas adecuados. Finalmente, el valor de κ lo seleccionamos como 0.01 siguiendo el criterio del software; para θ hemos seleccionado el valor 1 y para ξ el valor 0.21.

3.5.d Comparación de las Curvas F - D Observadas versus Calculadas

Para los muros cuyas propiedades fueron mostradas anteriormente, vamos a superponer las curvas de Fuerza versus Desplazamiento que se obtienen en el CANNY al usar el patrón de desplazamiento usado en el ensayo del laboratorio y dar los parámetros seleccionados al modelo histerético CA7:



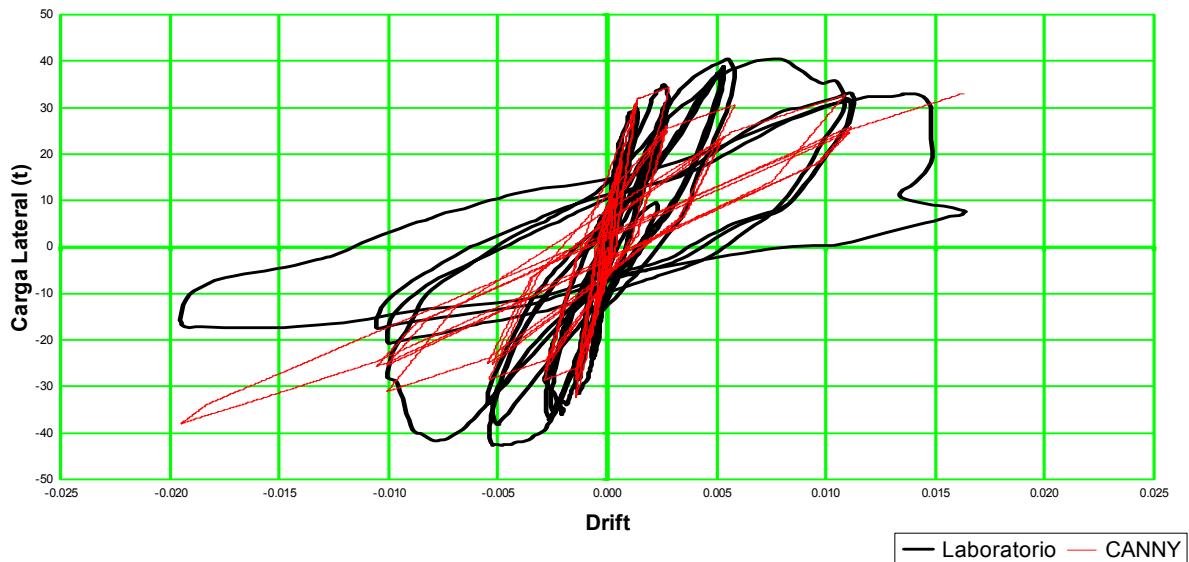
Observamos primeramente que la rigidez inicial es adecuadamente representada, las pendientes de las curvas hasta niveles de distorsión de 0.005 son bastante similares.

Los niveles de resistencia que determina CANNY son algo menores durante el lazo, pero en los puntos en que se revierte el desplazamiento son aceptables.

La rigidez de descarga para distorsiones superiores a 0.005 tiene diferencias apreciables, aunque es importante mostrar que los niveles de resistencia para distorsiones hasta de 0.010 son bastante acertados.

Para distorsiones mayores de 0.010 tanto la rigidez como la resistencia no parecen ser adecuadamente representados.

MURO MQE257EP-01
Comparación Modelo Canny vs Laboratorio



Similarmente al caso anterior, la rigidez inicial y los niveles de resistencia para distorsiones hasta de 0.005 tienen una representación satisfactoria y conservadora.

Las pendientes de descarga de los lazos, para distorsiones entre 0.005 y 0.010 es aceptable, aunque el ancho de los lazos no es adecuadamente representado, implicando esto que la capacidad de disipar energía del modelo tiene diferencias con lo observado en el laboratorio.

Los niveles de resistencia para deformaciones de 0.010 son bastante acertados, así como las rigideces de descarga a esos mismos niveles de distorsión, muestran pendientes razonablemente cercanas al laboratorio.

En resumen, los muros son adecuadamente modelados para distorsiones hasta de 0.010, que es la que se ha seleccionado para definir el colapso estructural.

La incógnita es si esto puede extrapolarse a estructuras más complejas. Para tratar de responder a esto se ha modelado el modulo de un nivel que consiste en un ensamble de muros (un total de 04 en el sentido del ensayo). En este caso, los muros extremos se modelaron tomando en cuenta el aporte de los elementos ortogonales.

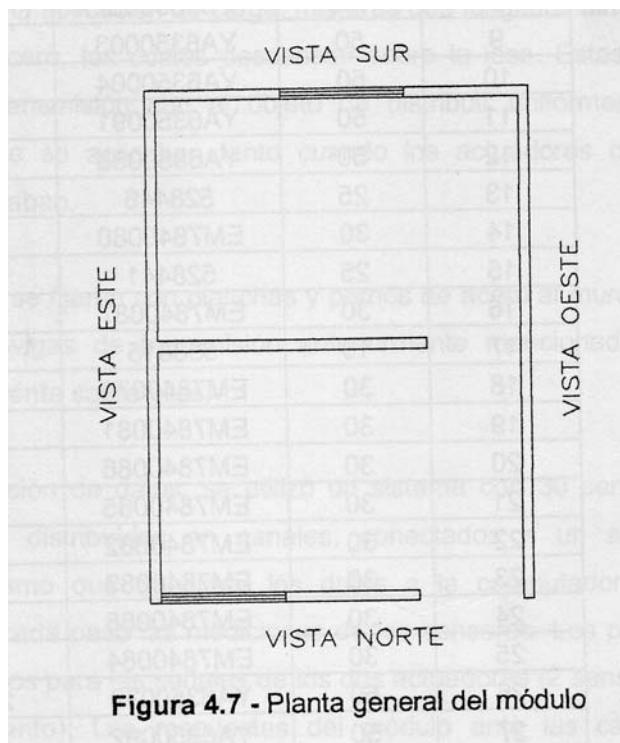
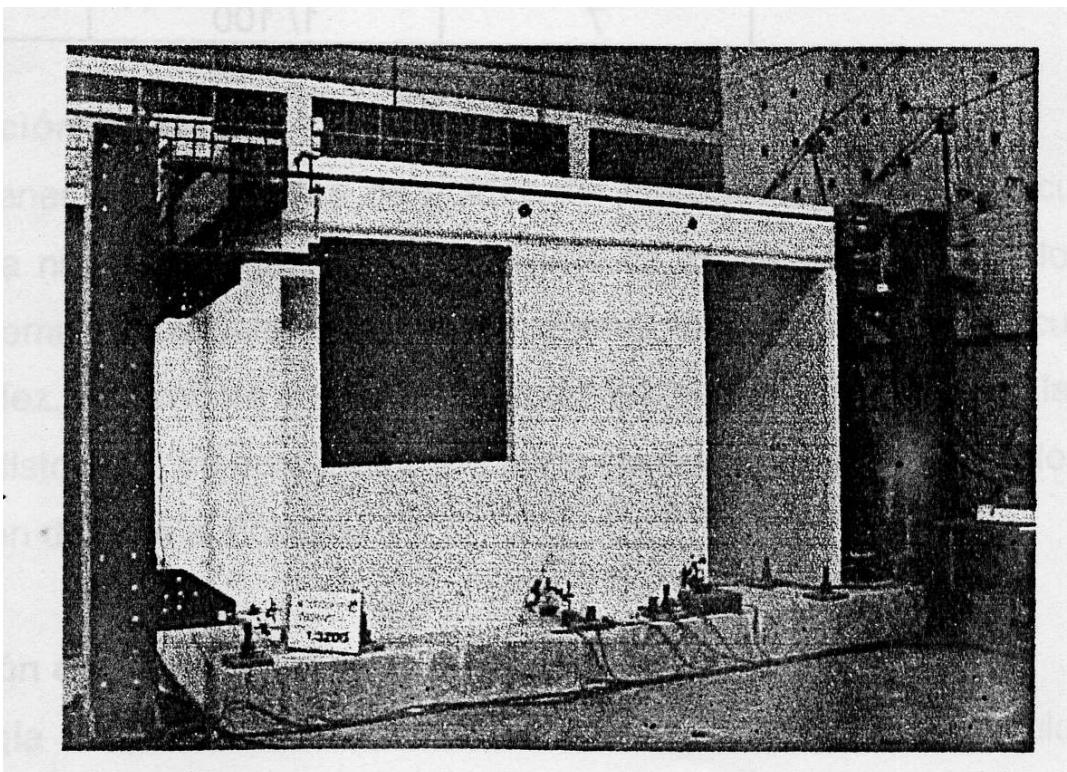
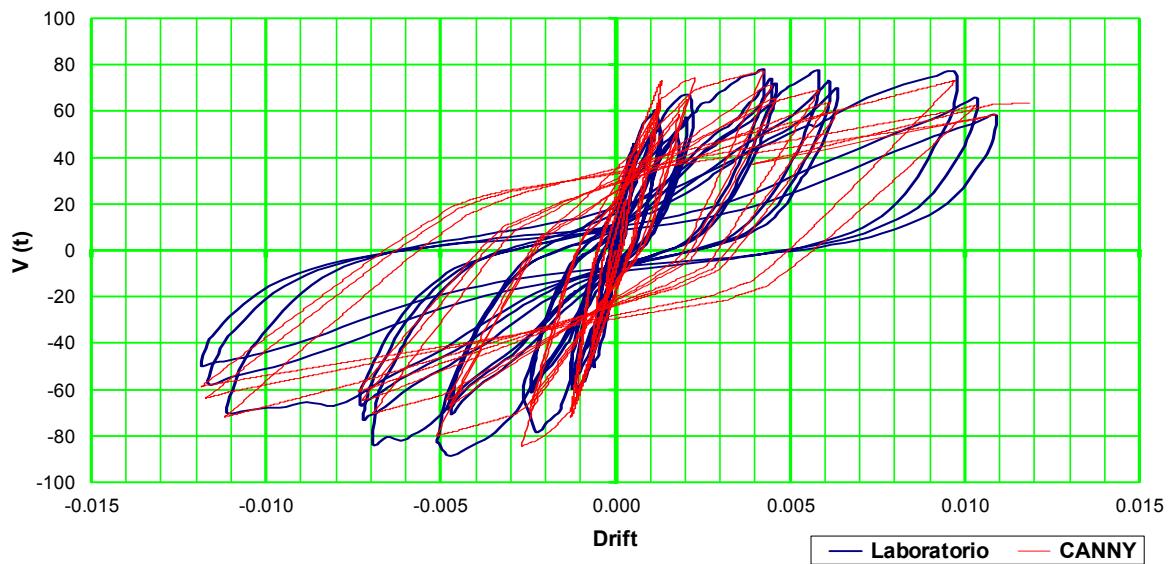


Figura 4.7 - Planta general del módulo

MODULO DE VIVIENDA
Comparación Modelo Canny vs. Laboratorio



Como en los casos de los muros, vistos anteriormente, podemos apreciar que:

- Las rigideces iniciales son adecuadamente representadas.
- Las rigideces de carga y descarga, hasta niveles de distorsión de 0.005 son adecuadamente representadas.
- Los niveles de resistencia hasta distorsiones de 0.005 son adecuadamente representados.
- Para niveles de distorsión hasta de 0.010, los niveles de resistencia son modelados de una forma bastante aceptable.
- Para los niveles de distorsión antes descritos, la rigidez de descarga del modelo no coincide con el ensayo, pero se asemeja.
- También, para niveles de distorsión superiores a 0.005, el ancho de los lazos histeréticos no es modelado de forma satisfactoria.

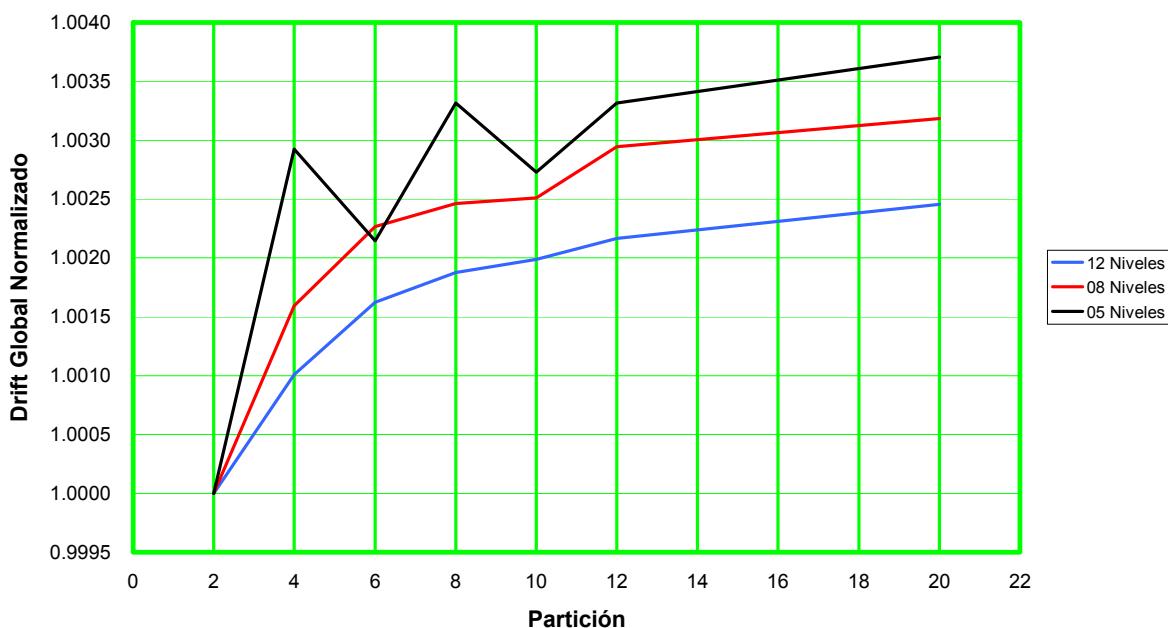
Podemos resumir diciendo que para distorsiones menores a 0.005 el modelo es satisfactorio tanto en representar la rigidez como la resistencia. Para distorsiones hasta de 0.010 la representación de la resistencia es aceptable, pero la disipación de energía no es adecuadamente modelada.

3.5.e Estudios de Sensibilidad

En esta sección evaluaremos los parámetros de control para la integración de la ecuación del movimiento, la determinación de las constantes para definir el amortiguamiento y la sensibilidad de la respuesta ante algunos de los valores seleccionados para modelar las estructuras arquetípicas. En todos los casos hemos usado las estructuras diseñadas para un R de 4 y solicitadas por el sismo 7057, que es uno de los que mas demandas de desplazamiento exige a las estructuras arquetípicas.

La respuesta dinámica de la estructura en el CANNY 2007 es evaluada por el método de Newmark, bajo el supuesto que la aceleración es constante a lo largo de la partición del intervalo de tiempo del registro de aceleración. Esto se define mediante dos parámetros, β y γ , con valores de 0.25 y 0.50 respectivamente, pero como sabemos, este método es incondicionalmente estable, así que la exactitud del mismo depende del tamaño de la partición del intervalo del tiempo. Es conveniente por ello evaluar la sensibilidad de la respuesta estructural (la deformación de entrepiso) a este valor, para que se seleccione una partición adecuada. Este valor en CANNY corresponde al parámetro "step" y vamos a mostrar su incidencia en la distorsión global de la estructura:

Sensibilidad a la Partición del Intervalo de Registro Sísmico



Varela (2003) tomaba un valor de 2, del gráfico observamos que a un incremento de la respuesta de 3/1000 se da, al ir de 2 a 20 particiones, nos parece adecuado usar un valor de 8 particiones del intervalo de registro de aceleración.

En lo que respecta a los coeficientes para definir el amortiguamiento a usar, CANNY usa un amortiguamiento viscoso, proporcional a las matrices de masa y rigidez, en esta última podría ser la rigidez inicial o la rigidez en cada instante del tiempo.

$$[C] = a_k [K] + a_m [M] + a_0 [K_0]$$

Nosotros elegimos no considerar la rigidez inicial, K_0 , por lo que debemos evaluar los valores de los coeficientes a_k y a_m . Esto es lo mismo que usar un amortiguamiento de Rayleigh. Los periodos de las estructuras arquetípicas, diseñadas para un R de 4, son los siguientes:

Periodo Estructural, segundos			
	05 Niveles	08 Niveles	12 Niveles
T_1	0.270	0.560	0.910
T_2	0.050	0.097	0.160
T_3	0.022	0.039	0.060
T_4	0.014	0.023	0.030
T_5	0.012	0.016	0.020
T_6		0.013	0.017
T_7		0.011	0.015
T_8		0.010	0.012
T_9			0.011
T_{10}			0.010
T_{11}			0.095
T_{12}			0.091

Los valores de los coeficientes antes mencionados son función del ratio de amortiguamiento crítico, ξ_1 , y de la frecuencia natural de vibración, ω_1 , para el primer modo, según la siguiente relación:

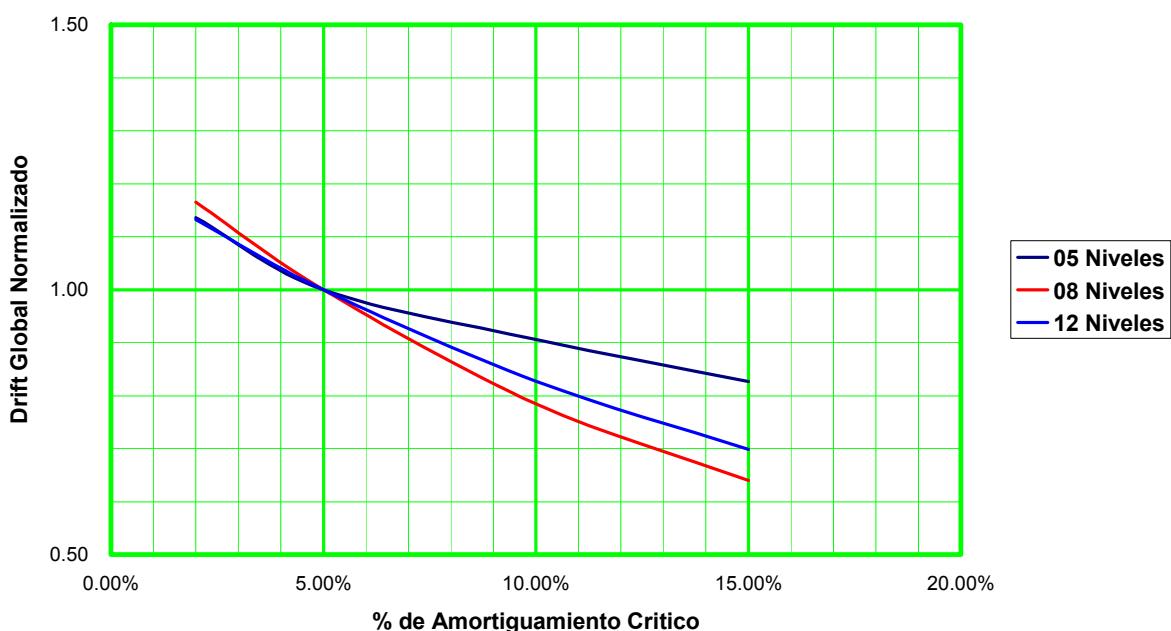
$$a_m = \xi_1 \omega_1$$

$$a_k = \frac{\xi_1}{\omega_1}$$

Nuestro Espectro de Diseño, de la Norma E.030, usa un amortiguamiento del 5% del crítico. Los valores de los coeficientes serían los siguientes:

Coeficientes Amortiguamiento, ξ_1 de 5.00%			
	05 Niveles	08 Niveles	12 Niveles
T_1	0.270	0.560	0.910
ω_1	23.27	11.22	6.90
a_m	1.1636	0.5610	0.3452
a_k	0.0021	0.0045	0.0072

Sensibilidad al Amortiguamiento Estructural



Como podemos apreciar, la respuesta es sensible al amortiguamiento estructural, sin embargo en todos los casos el aceptar un amortiguamiento, al igual que la Norma E.030 de 5.00% del critico, a sabiendas que las estructuras de concreto armado al incursionar en la región de comportamiento inelástico disipan mas energía y por ello su amortiguamiento aumenta, tal vez al 10%, TM (1986), implicaría que las respuestas estructurales en base a desplazamientos serían menores, así que por ello es conservador aceptar un amortiguamiento de 5.00% del critico.

En nuestro trabajo hemos aceptado usar una rigidez inicial del 52% de la rigidez de la sección sin agrietar. Veamos la sensibilidad de la respuesta estructural a variaciones de este parámetro:

Sensibilidad Respuesta Normalizada a $K_e = 0.52K_T$			
K_e/K_T	05 Niveles	08 Niveles	12 Niveles
0.45	1.000	1.000	1.000
0.50	1.000	1.000	1.000
0.52	1.000	1.000	1.000
0.55	1.000	1.000	1.000

Como podemos observar no hay mayor incidencia a la rigidez inicial, debido a que al usar el método de las fibras, para las respuestas por flexión, la respuesta de la estructura no depende de este parámetro.

También la sensibilidad a la rigidez posterior a la fluencia del acero, representada por el parámetro β , al que se le ha dado un valor de 0.01, es evaluada:

Sensibilidad Respuesta Normalizada a $\beta=0.01$			
β	05 Niveles	08 Niveles	12 Niveles
0.01	1.000	1.000	1.000
0.02	1.000	1.000	1.000
0.03	1.000	1.000	1.000

En este caso, nuevamente, la respuesta no es sensible a la variación del parámetro.

Para el caso de la rigidez de descarga, la sensibilidad a distintos valores de θ se muestra a continuación:

Sensibilidad Respuesta Normalizada a $\theta = 1$			
θ	05 Niveles	08 Niveles	12 Niveles
1	1.000	1.000	1.000
2	1.003	1.000	1.000
3	1.004	1.000	1.000

Como podemos observar, tampoco en esta ocasión la respuesta es sensible al parámetro, además menores valores no pueden ser usados pues CANNY acepta como mínimo valor 1, en caso de usar 0 significaría un valor infinito y sería para el caso en que no hubiera degradación. La poca sensibilidad a los parámetros, se genera por el uso del método de las fibras.

CAPÍTULO 4

Resultados de los Análisis No Lineales

A fin de poder usar los registros sísmicos en nuestros análisis tiempo historia, hemos creído conveniente usar el siguiente procedimiento:

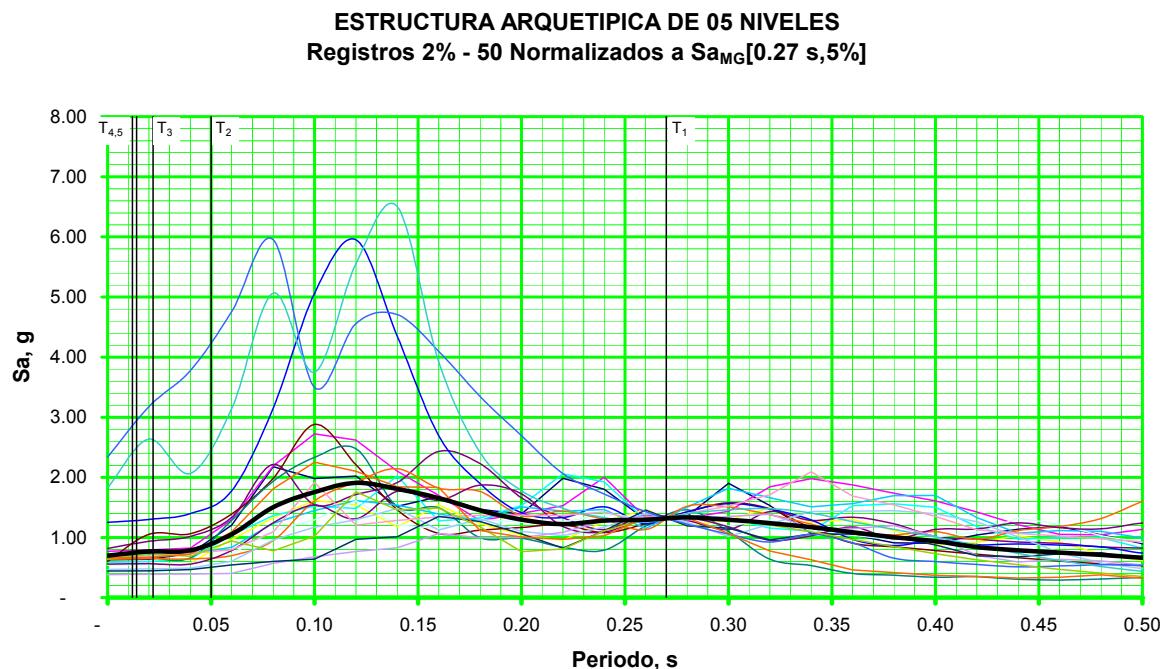
- Hemos seleccionado un conjunto de 20 registros sísmicos, tratando de que sean homogéneos en su duración y características del suelo.
- Los hemos escalado a un valor de la aceleración pico, en la base rocosa, de 0.70g, que representaría un peligro sísmico de 2% en 50 años.
- Finalmente, normalizaremos los registros escalados, según lo indicado en el párrafo anterior, para que los espectros de cada uno de ellos pasen por el valor de la media geométrica de las aceleraciones, en el periodo fundamental de la estructura. Esto lo hacemos con el objetivo de disminuir la dispersión de las respuestas estructurales, sin generar un sesgo en el valor medio de la respuesta, a fin de incrementar el nivel de confianza para el número de registros usados, Shome (1999), Letucci y otros (2004).

El siguiente cuadro muestra los factores de normalización para los 20 registros y las tres estructuras arquetípicas:

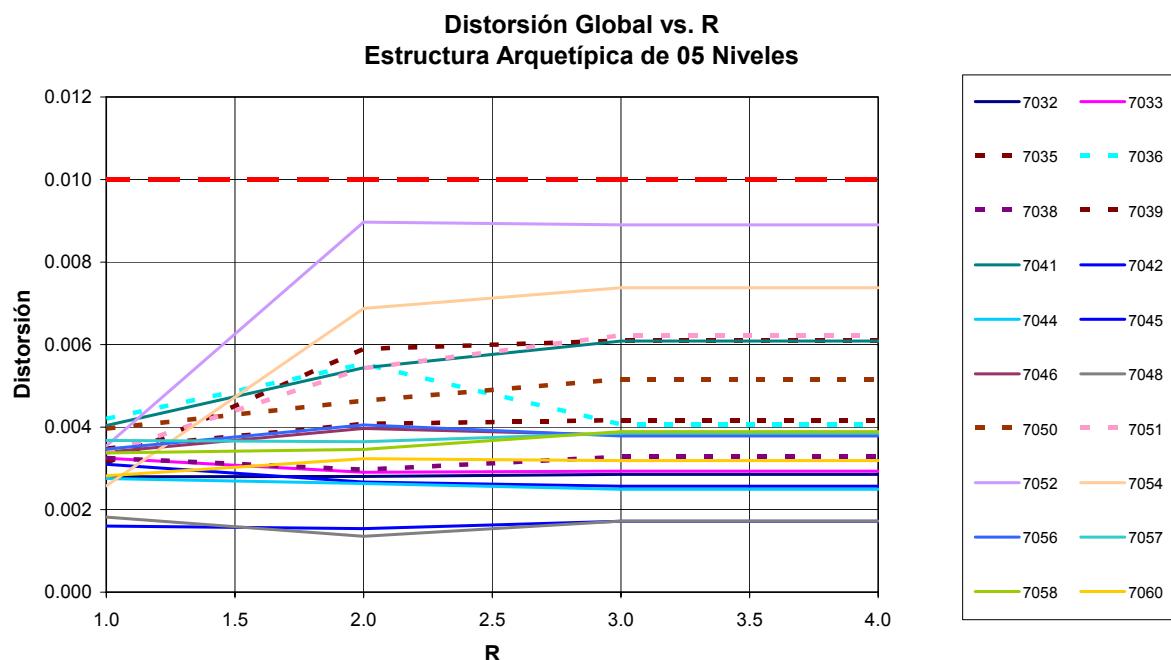
Registro	ESTRUCTURA ARQUETIPICA: FACTORES DE NORMALIZACION DE REGISTROS SISMICOS					
	05 Niveles		08 Niveles		12 Niveles	
	Sa[0.27 s,5%]	Factor Normalización g	Sa[0.56 s,5%]	Factor Normalización g	Sa[0.91 s,5%]	Factor Normalización g
7032	0.40	3.33	0.16	4.21	0.13	2.84
7033	0.51	2.61	0.13	5.06	0.14	2.58
7035	1.48	0.90	1.17	0.56	0.36	0.97
7036	1.21	1.10	1.01	0.65	0.42	0.85
7038	1.70	0.78	0.97	0.68	0.38	0.94
7039	1.59	0.84	0.79	0.83	0.57	0.62
7041	1.13	1.17	0.67	0.98	0.43	0.84
7042	1.45	0.91	0.27	2.42	0.22	1.59
7044	1.54	0.86	0.55	1.19	0.37	0.96
7045	1.43	0.93	0.37	1.79	0.21	1.69
7046	0.74	1.79	0.38	1.74	0.13	2.73
7048	1.41	0.94	0.38	1.74	0.11	3.24
7050	1.33	1.00	0.88	0.74	0.32	1.12
7051	1.71	0.77	1.23	0.53	0.55	0.64
7052	1.46	0.91	2.24	0.29	0.81	0.44
7054	1.67	0.80	1.85	0.35	0.68	0.52
7056	1.98	0.67	0.59	1.12	0.56	0.63
7057	1.38	0.96	0.77	0.85	0.49	0.72
7058	2.42	0.55	1.09	0.60	1.04	0.34
7060	2.11	0.63	1.06	0.62	0.60	0.59
Media Geometrica	1.33		0.66		0.36	
Dispersión	0.44		0.75		0.66	
S_a → 1.5 x E.030	1.50		1.07		0.66	

4.1 Estructura Arquetípica de 05 Niveles

En la figura que sigue, podemos apreciar primeramente los espectros de seudo aceleración normalizados, asimismo las ordenadas que corresponden a los siguientes periodos de vibración de la estructura en estudio.

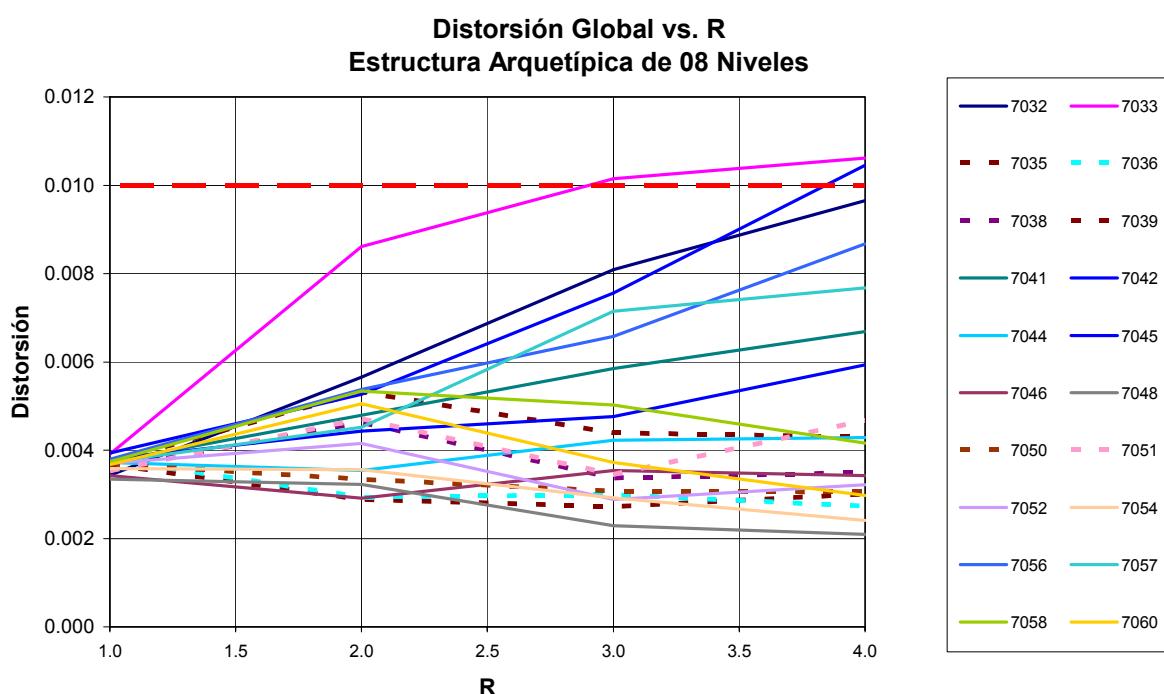
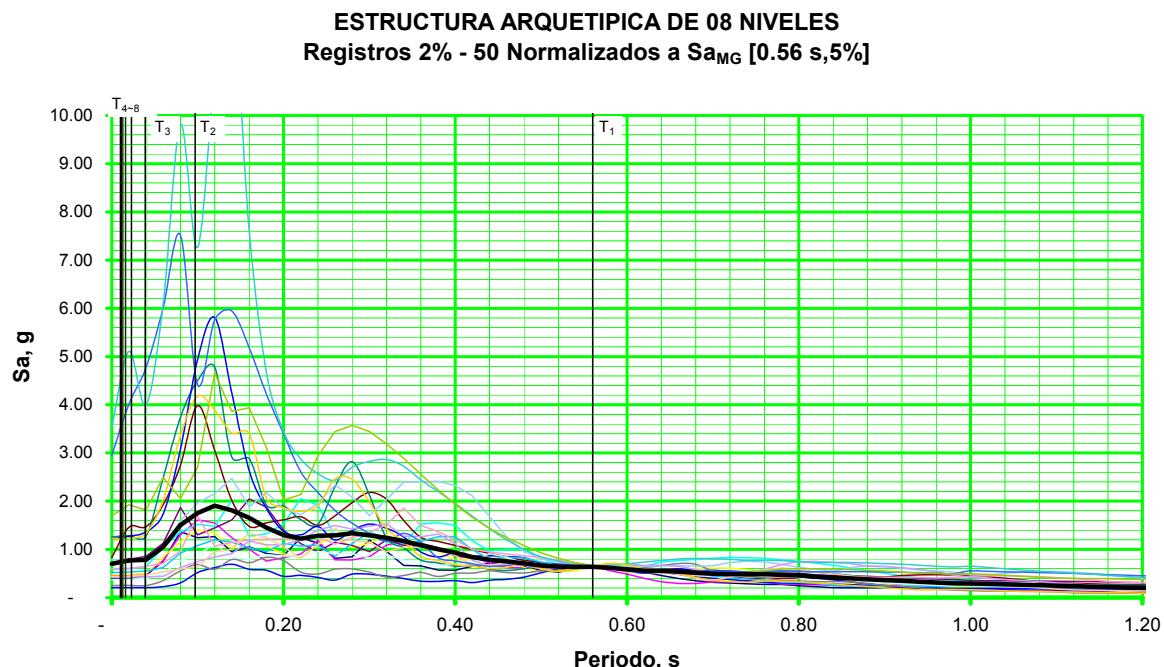


A continuación mostramos la relación entre el Factor de Modificación de Respuesta Sísmica y la Distorsión Global. Un valor de 4 es adecuado.



4.2 Estructura Arquetípica de 08 Niveles

En la siguiente figura mostramos los espectros normalizados de los registros, asimismo podemos apreciar que el valor de la media geométrica y del espectro coinciden en el periodo fundamental de la estructura:

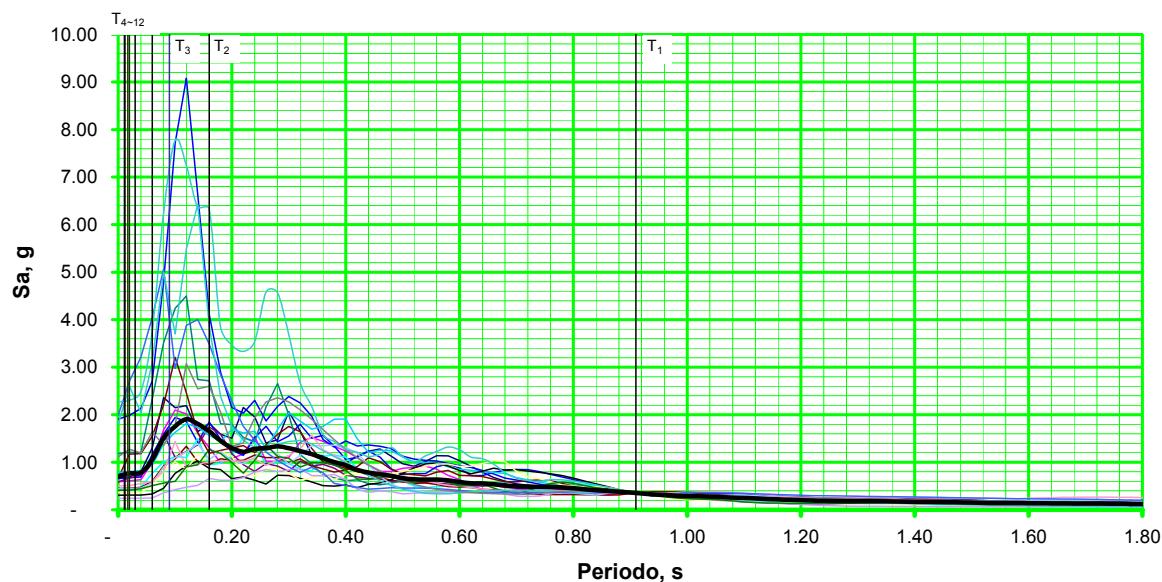


Vemos también que un valor de $R=4$ parecería adecuado para 08 niveles.

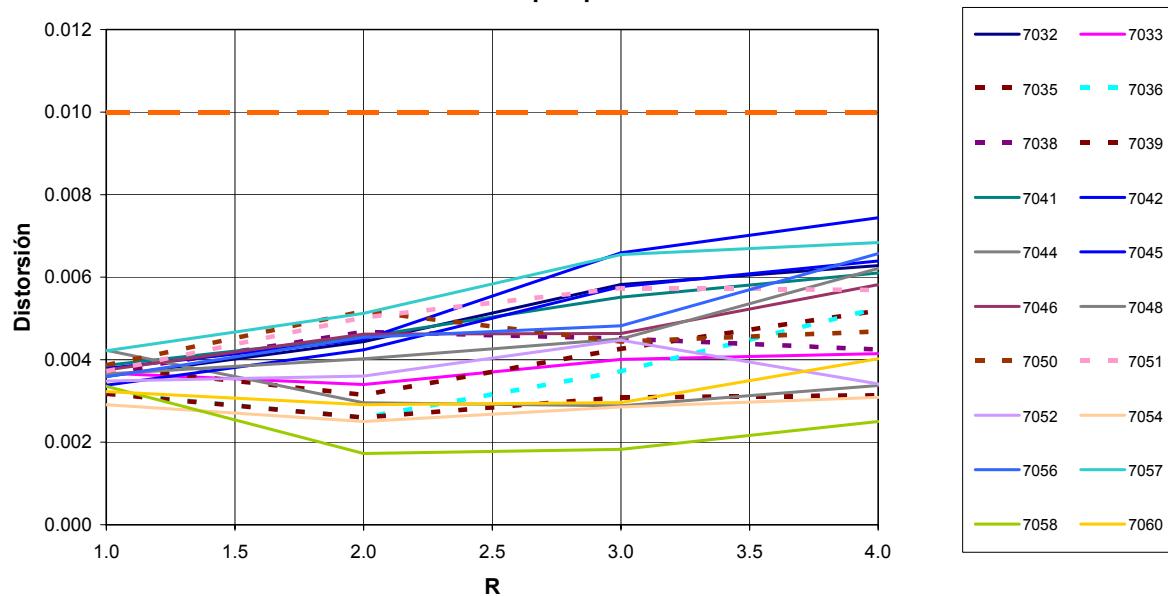
4.3 Estructura Arquetípica de 12 Niveles

La estructura de 12 niveles, por sus características de altura, si bien usa malla electro soldada en el refuerzo de las almas de los muros, también es cierto que los muros tienen espesores tales que permiten confinar de modo tradicional a las secciones. El detalle del diseño estructural se puede apreciar en el Apéndice B.

ESTRUCTURA ARQUETÍPICA DE 12 NIVELES
Registros 2% - 50 Normalizados a $S_{a,MG}$ [0.91 s, 5%]



Distorsión Global vs. R
Estructura Arquetípica de 12 Niveles



Un valor de $R = 4$ podría también ser adecuado.

4.4 Interpretación de los Resultados

De los gráficos mostrados anteriormente, se puede interpretar lo siguiente:

Para un valor de $R=1$, se esperaría que no hubiera dispersión, pero debemos recordar que un valor así implica un diseño elástico que es sometido a demandas sísmicas con probabilidades de ser excedidas de 2% en 50 años, sin embargo el diseño elástico es obtenido con demandas sísmicas que tienen un 10% de probabilidad de ser excedidas en 50 años.

Otra posible causa de la dispersión en $R=1$, sería que los análisis no lineales toman en cuenta la rigidez efectiva de las estructuras, que son menores a la rigidez teórica con que se han hecho los análisis dinámicos de superposición espectral, de acuerdo a nuestra Norma. Si observamos las dispersiones de las demandas sísmicas para períodos mayores (los que se obtendrían si se usara la rigidez efectiva) que el que ha correspondido a la normalización, podemos apreciar que la dispersión de la demanda es mayor para la estructura de 05 niveles que para la de 08 y 12 niveles.

Para la estructura de 05 niveles, la distorsión global no es sensible para valores de R superiores a 2.5, si vemos en el Apéndice B, a partir de este valor de R , el diseño en los refuerzos de los muros es controlado por las cuantías mínimas. Para la estructura de 05 niveles, un valor de $R=4$ podría ser adecuado, pues ningún registro sísmico lo demanda a niveles de distorsión mayores de 1.00%, siempre y cuando los niveles de peligro sísmico sean razonables.

Para la estructura de 08 niveles, dos registros sísmicos la demandan por encima del 1.00%, para un valor de $R=4$. Podemos inferir que los Sistemas de Ductilidad Limitada están al límite de su respuesta para alturas aproximadas a 08 niveles, mas aun si tomamos en cuenta que la media del peligro sísmico está en niveles que son similares a los de diseño.

Para la estructura de 12 niveles, de acuerdo a lo mostrado en el Apéndice B, el diseño de la estructura conlleva considerar que ya no es un SMDL para $R<4$, pues los muros tienen mayores espesores, requieren elementos de borde para confinarlos

e incluso para resultados de $R < 3$ requieren de dos capas de refuerzo en el alma, sin embargo para un $R = 4$ no se requiere confinamiento en los extremos, tan solo concentración de armadura. Nuevamente, un valor de $R = 4$ parecería adecuado para las estructuras de 12 niveles, aunque su respuesta estructural podría, siempre dentro de los alcances de los SMDL, mejorar sensiblemente si se les provee de una densidad de muros adecuada, mayor a 3%, estimamos alrededor de 4 a 6% tal como se plantea en Gálvez y otros (2006). Asimismo los niveles de demanda sísmica podrían verse incrementados si en vez de usar el valor medio de los espectros de aceleración se usara otro criterio, tal como el de multiplicar el Espectro de Diseño por un factor de 1.5 y tomarlo como objetivo, sin embargo creemos que si supusiéramos un procedimiento (que no está en nuestras Normas) para aplicarlo a un espectro que tampoco se refleja en nuestros Reglamentos, nos llevaría a situaciones que escaparían a los alcances del presente trabajo.

CAPÍTULO 5

Valor Propuesto del Factor de Reducción de Fuerza Sísmica, “R”

En nuestra normatividad, el Factor de Modificación de Respuesta Sísmica, es denominado como Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica, R.

Como hemos mencionado anteriormente, la Norma E.030 considera que el valor de R es solamente dependiente del sistema estructural y del material predominante, por ello conceptos como los de Factor de Reducción por Ductilidad, Factor de Sobre resistencia, y Factor de Amplificación de Desplazamiento (0.75 R en nuestra Norma), no están definidos.

En este Capítulo plantearemos un valor de R, sustentado en los resultados del Capítulo 4, posteriormente en el Capítulo 6 validaremos este valor propuesto y también sugeriremos posibles valores de los otros parámetros mencionados a fin de que sirvan de referencia para la ocasión en que nuestra Norma sea actualizada.

De la tabla que se muestra en la siguiente página, podemos apreciar que para las estructuras de 05 niveles, las distorsiones globales para un valor de R=4 tienen una media geométrica de 0.003835, con un coeficiente de variación (CoV) de 45% y un percentil de 90% con un valor de 0.006341 que es menor del 1.00% que se ha establecido como valor límite.

Asimismo para las estructuras de 08 niveles, estos valores son de 0.004554, 54% y 0.009732 respectivamente.

Finalmente, para las estructuras de 12 niveles, el valor de la media geométrica es de 0.004801, con un CoV de 29% y un percentil 90 de 0.06599.

Si consideramos todas las estructuras y todos los registros al nivel de valor de R=4, la estadística seria la siguiente:

Media Geométrica: 0.004377

Coeficiente de Variación: 49%

Percentil 90%: 0.007464

De acuerdo a la estadística anterior, si bien el coeficiente de variación es alto, el valor de la media geométrica es bajo y por lo tanto los niveles de confianza son aceptables.

En base a lo mencionado en los párrafos anteriores, planteamos que el valor del Factor de Reducción de Fuerza Sísmica, R, podría ser de 4.0

ESTRUCTURAS ARQUETÍPICAS: DISTORSIÓN GLOBAL Y VALORES DE R

	05 niveles				08 niveles				12 niveles			
	R=1	R=2	R=3	R=4	R=1	R=2	R=3	R=4	R=1	R=2	R=3	R=4
Sismo												
7032	0.00279	0.00280	0.00285	0.00343	0.00565	0.00809	0.00965	0.00360	0.00444	0.00582	0.00628	0.00628
7033	0.00325	0.00291	0.00293	0.00391	0.00861	0.01015	0.01061	0.00367	0.00340	0.00400	0.00414	0.00414
7035	0.00313	0.00589	0.00610	0.00610	0.00368	0.00289	0.00272	0.00301	0.00382	0.00315	0.00427	0.00519
7036	0.00420	0.00553	0.00406	0.00406	0.00380	0.00294	0.00300	0.00274	0.00319	0.00260	0.00372	0.00525
7038	0.00325	0.00297	0.00328	0.00328	0.00358	0.00463	0.00337	0.00350	0.00370	0.00468	0.00451	0.00424
7039	0.00348	0.00408	0.00417	0.00417	0.00373	0.00532	0.00440	0.00429	0.00317	0.00260	0.00309	0.00314
7041	0.00404	0.00544	0.00608	0.00608	0.00373	0.00479	0.00585	0.00668	0.00386	0.00455	0.00552	0.00610
7042	0.00310	0.00267	0.00257	0.00257	0.00394	0.00526	0.00756	0.01045	0.00378	0.00449	0.00659	0.00744
7044	0.00275	0.00263	0.00249	0.00249	0.00372	0.00354	0.00423	0.00429	0.00423	0.00296	0.00288	0.00338
7045	0.00160	0.00154	0.00172	0.00172	0.00379	0.00443	0.00476	0.00594	0.00338	0.00424	0.00577	0.00639
7046	0.00339	0.00397	0.00380	0.00380	0.00343	0.00292	0.00354	0.00342	0.00375	0.00462	0.00464	0.00582
7048	0.00182	0.00135	0.00172	0.00172	0.00335	0.00323	0.00229	0.00229	0.00210	0.00365	0.00402	0.00450
7050	0.00397	0.00464	0.00516	0.00516	0.00368	0.00335	0.00307	0.00305	0.00387	0.00517	0.00444	0.00469
7051	0.00336	0.00543	0.00623	0.00623	0.00353	0.00471	0.00345	0.00467	0.00372	0.00502	0.00574	0.00569
7052	0.00355	0.00897	0.00890	0.00890	0.00370	0.00415	0.00288	0.00322	0.00348	0.00360	0.00447	0.00341
7054	0.00258	0.00688	0.00738	0.00738	0.00359	0.00356	0.00292	0.00241	0.00291	0.00250	0.00285	0.00309
7056	0.00347	0.00406	0.00378	0.00378	0.00380	0.00537	0.00658	0.00867	0.00359	0.00455	0.00482	0.00657
7057	0.00368	0.00364	0.00385	0.00385	0.00373	0.00452	0.00714	0.00767	0.00421	0.00513	0.00655	0.00684
7058	0.00337	0.00346	0.00389	0.00389	0.00374	0.00534	0.00502	0.00416	0.00336	0.00172	0.00183	0.00250
7060	0.00282	0.00323	0.00319	0.00319	0.00368	0.00505	0.00372	0.00297	0.00323	0.00291	0.00296	0.00402
M GEOM.	0.003101	0.003722	0.003835	0.003835	0.003673	0.004346	0.004554	0.004340	0.00394	0.003669	0.004244	0.004801
CoV	0.207298	0.449297	0.450132	0.450132	0.295627	0.454044	0.540076	0.267681	0.092739	0.293217	0.289757	
Perc. 90%	0.003973	0.005992	0.006341	0.006341	0.003808	0.005401	0.007614	0.009732	0.003902	0.005031	0.005894	0.006599

CAPÍTULO 6

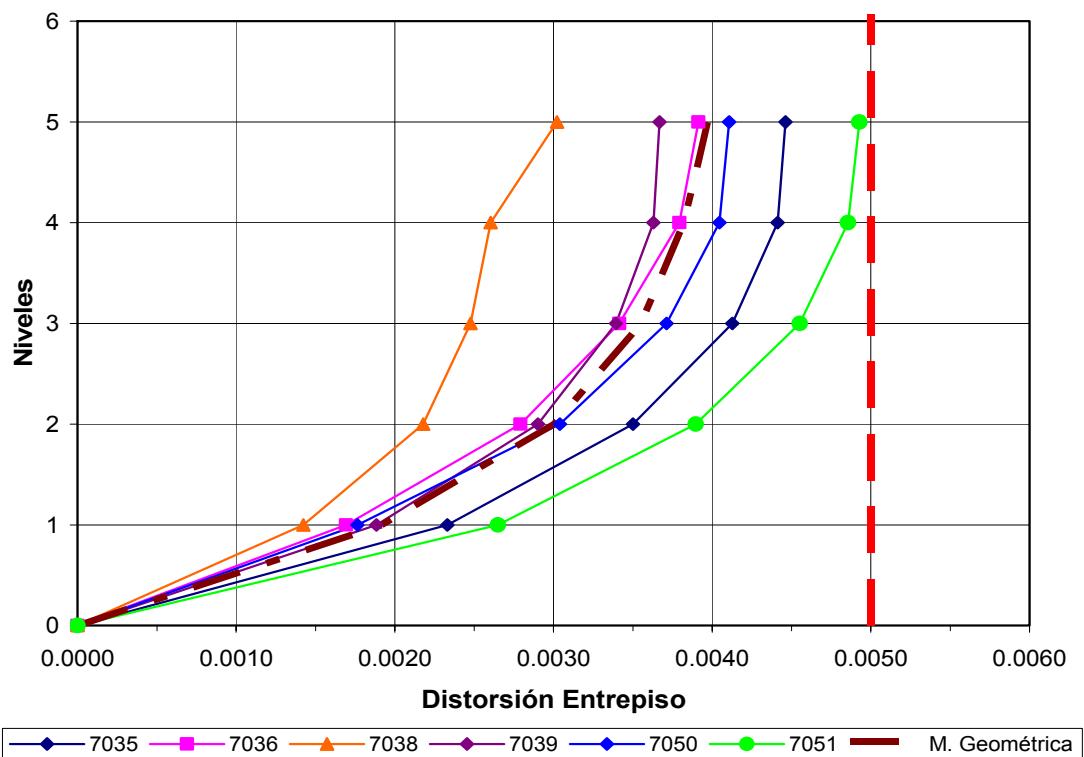
Validación del Valor Propuesto

6.1 Verificación por Artículo 18.3 de la Norma E.030

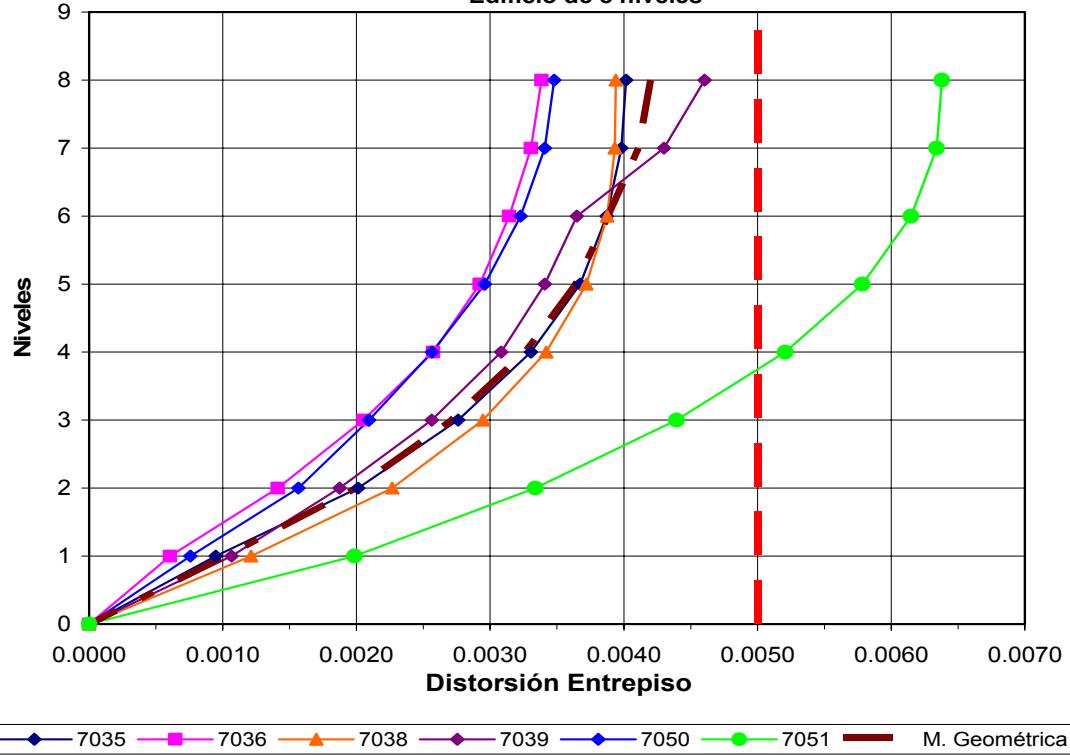
De acuerdo al Art. 18.3 de la norma E.030, se han realizado para las tres estructuras arquetípicas análisis no lineales tiempo historia con el fin de verificar si la distorsión última máxima de entrepiso de cada una de estas estructuras diseñadas para un factor R=4 no excede el valor permitido por la adenda de la norma E.030; los registros usados son los que se emplearon para derivar el espectro de la E.030

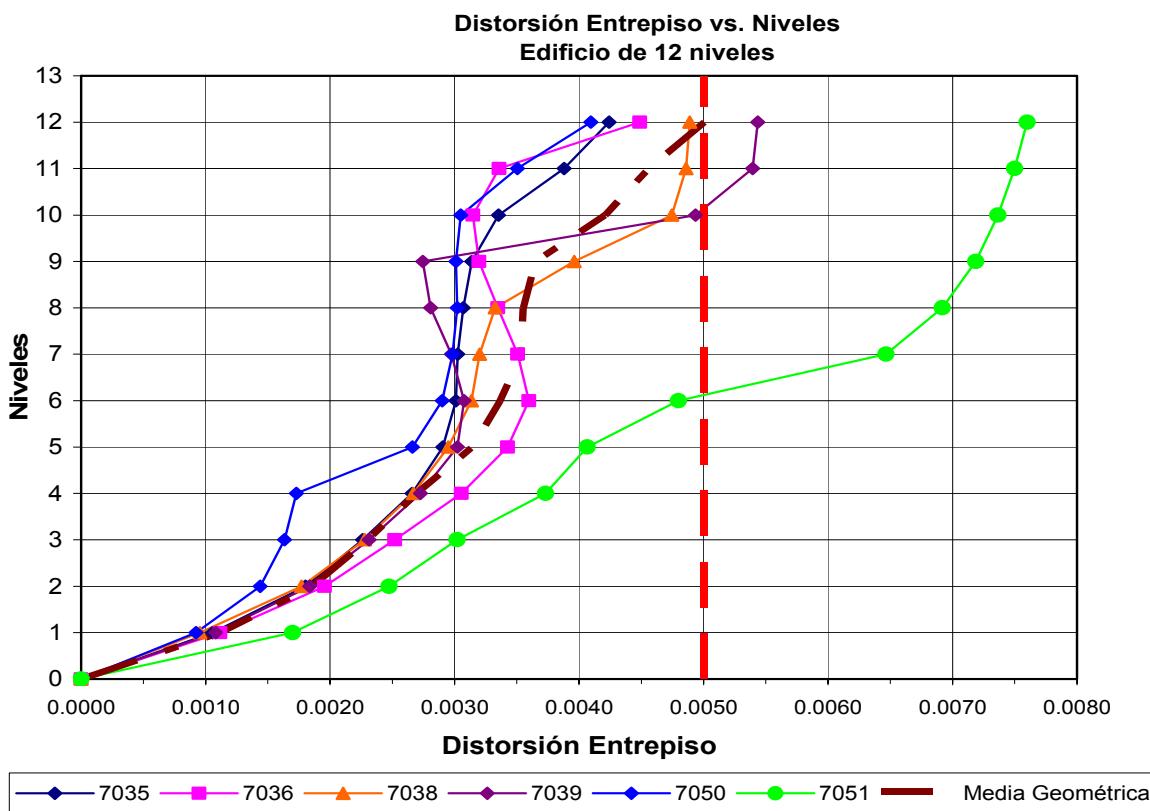
EDIFICIO 5 NIVELES							
Niveles	Distorsión entrepiso						Media Geometrica
	7035	7036	7038	7039	7050	7051	
5	0.0045	0.0039	0.0030	0.0037	0.0041	0.0049	0.0040
4	0.0044	0.0038	0.0026	0.0036	0.0040	0.0049	0.0038
3	0.0041	0.0034	0.0025	0.0034	0.0037	0.0046	0.0035
2	0.0035	0.0028	0.0022	0.0029	0.0030	0.0039	0.0030
1	0.0023	0.0017	0.0014	0.0019	0.0018	0.0027	0.0019
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
EDIFICIO 8 NIVELES							
Niveles	Distorsión entrepiso						Media Geometrica
	7035	7036	7038	7039	7050	7051	
8	0.0040	0.0034	0.0039	0.0046	0.0035	0.0064	0.0042
7	0.0040	0.0033	0.0039	0.0043	0.0034	0.0063	0.0041
6	0.0039	0.0031	0.0039	0.0036	0.0032	0.0061	0.0039
5	0.0037	0.0029	0.0037	0.0034	0.0030	0.0058	0.0036
4	0.0033	0.0026	0.0034	0.0031	0.0026	0.0052	0.0033
3	0.0028	0.0021	0.0029	0.0026	0.0021	0.0044	0.0027
2	0.0020	0.0014	0.0023	0.0019	0.0016	0.0033	0.0020
1	0.0009	0.0006	0.0012	0.0011	0.0008	0.0020	0.0010
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
EDIFICIO 12 NIVELES							
Niveles	Distorsión entrepiso						Media Geometrica
	7035	7036	7038	7039	7050	7051	
12	0.0042	0.0045	0.0049	0.0054	0.0041	0.0076	0.0050
11	0.0039	0.0034	0.0049	0.0054	0.0035	0.0075	0.0046
10	0.0034	0.0031	0.0047	0.0049	0.0031	0.0074	0.0042
9	0.0031	0.0032	0.0040	0.0027	0.0030	0.0072	0.0036
8	0.0031	0.0033	0.0033	0.0028	0.0030	0.0069	0.0036
7	0.0030	0.0035	0.0032	0.0030	0.0030	0.0065	0.0035
6	0.0030	0.0036	0.0031	0.0031	0.0029	0.0048	0.0034
5	0.0029	0.0034	0.0030	0.0030	0.0027	0.0041	0.0031
4	0.0027	0.0031	0.0027	0.0027	0.0017	0.0037	0.0027
3	0.0023	0.0025	0.0023	0.0023	0.0016	0.0030	0.0023
2	0.0018	0.0020	0.0018	0.0018	0.0014	0.0025	0.0019
1	0.0011	0.0011	0.0010	0.0011	0.0009	0.0017	0.0011
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Distorsión Entrepiso vs. Niveles
Edificio 5 niveles



Distorsión Entrepiso vs. Niveles
Edificio de 8 niveles





Como podemos apreciar, la media geométrica de las distorsiones de entrepiso en las tres estructuras arquetípicas es igual o menor al valor de 0.005, por ello podemos considerar que se cumple con lo exigido por la Norma E.030.

Por otro lado la media geométrica de las distorsiones globales de las estructuras arquetípicas son las siguientes:

05 niveles: 0.0033

08 niveles: 0.0031

12 niveles: 0.0033

Incluimos acá el valor de la distorsión global, además de las distorsiones de entrepiso, pues este es mas usado en la literatura técnica, aunque nuestra Norma es específica al requerir la distorsión de entrepiso y no la global.

6.2 Evaluación del Factor de Reducción de Fuerza Sísmica R a partir de los Análisis No Lineales Tiempo Historia

El proceso analítico para evaluar el factor de reducción de fuerza sísmica R a partir de los análisis no lineales tiempo historia, Ruiz – García y otros (2003); Balkaya y otros, (2004); consistió en obtener las máximas resistencias laterales inelásticas V_u para cada registro sísmico escalado a un PGA igual a 0.4g. Posteriormente, estas máximas resistencias laterales inelásticas se compararon con la resistencia lateral elástica V_e (es decir para $R=1$), para determinar el factor de reducción por ductilidad, $R_\mu = V_e / V_u$, y luego se compararon con la resistencia de diseño V_d para determinar el factor de reducción por sobrerresistencia, $R_o = V_u / V_d$. Finalmente, se obtuvo la media geométrica para cada factor, y con el producto de ambos factores se pudo determinar el factor de reducción de fuerza sísmica R.

Los análisis no lineales tiempo historia se realizaron para los 20 registros sísmicos indicados en la sección 3.2, pero se tomaron en cuenta solamente los registros sísmicos que llevaron a la estructura a un estado de fluencia. La forma de evaluar si la estructura ha fluido es identificando el grado de daño en cada elemento estructural (agrietamiento o fluencia). El programa no lineal CANNY permite realizar lo antes descrito a través de los resultados de análisis de los elementos.

En la siguiente figura, el CANNY muestra los resultados de los elementos para la estructura arquetípica de ocho pisos durante el sismo 7056; en este caso, se identifica que sólo seis muros han fluido, de los cuales cinco corresponden a los muros del primer piso.

EXTREME: 40 Wall element (kN,mm) (6 yield)						
Name	Location	Strain energy	Nb	Nt	Mb	Mt
W1	X1-X2 Y1 0F-1F	6787.1	20.66~9.3571	28.381~20.455	719536.7~1.4967e+6	1.25529e+6~562549.6 1
W2	X1-X2 Y1 1F-2F	653.37	36.382~1.3404	37.296~1.3405	562533.9~1.25516e+6	1.09082e+6~498209.0 1
W9	X3-X4 Y1 0F-1F	4350.1	11.384~1.2721	7.8154~1.2594	672180.8~675876.3	533486.8~485901.6 5
W17	X5-X6 Y1 0F-1F	4350.1	11.384~1.2721	7.8151~1.2594	672180.6~675875.8	533486.9~485901.8 5
W25	X7-X8 Y1 0F-1F	4350.1	11.384~1.2721	7.8155~1.2594	672180.6~675876.2	533486.8~485901.7 5
W33	X9-X10 Y1 0F-1F	6912.5	9.6404~3.1781	57.197~3.3939	1.45971e+6~724434.8	603182.4~1.12428e+6 1

Cuando ninguno de los elementos ha fluido, el CANNY sólo muestra el estado de agrietamiento de los muros.

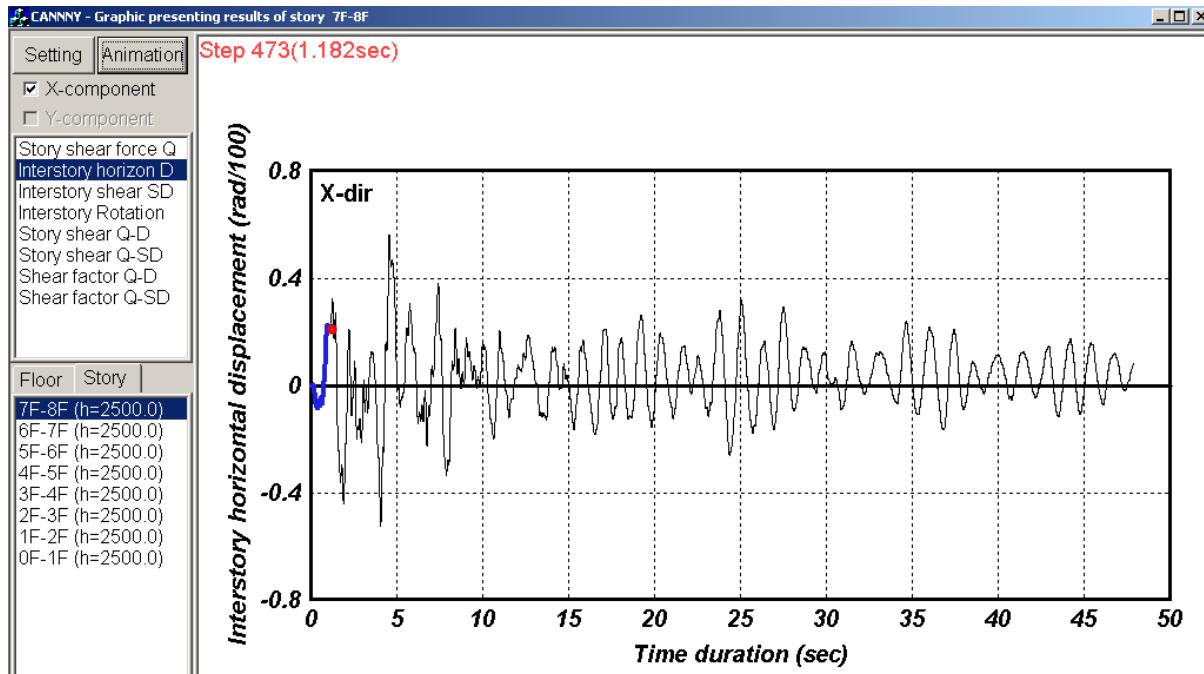
Asimismo, para medir la ductilidad de la estructura arquetípica durante cada registro sísmico, fue necesario identificar donde ocurrió la primera fluencia (D_y' , V_y') y el máximo desplazamiento, D_m . La fluencia de todo el sistema (D_y , V_y) se pudo determinar a partir de los datos de la primera fluencia (D_y' , V_y'), Paulay y Priestley (1992), verificando que $V_u \geq V_y$. De esta forma, se obtuvo la ductilidad de la estructura arquetípica para cada registro sísmico $\mu = D_m/D_y$.

Conociendo los elementos que han fluido durante un determinado sismo, se le indica al CANNY mostrar el reporte de los resultados de las ductilidades de estos elementos paso por paso; en el instante donde la ductilidad del elemento es mayor a uno, se identifica la fluencia del elemento. La primera fluencia se determina cuando el primer elemento ha fluido.

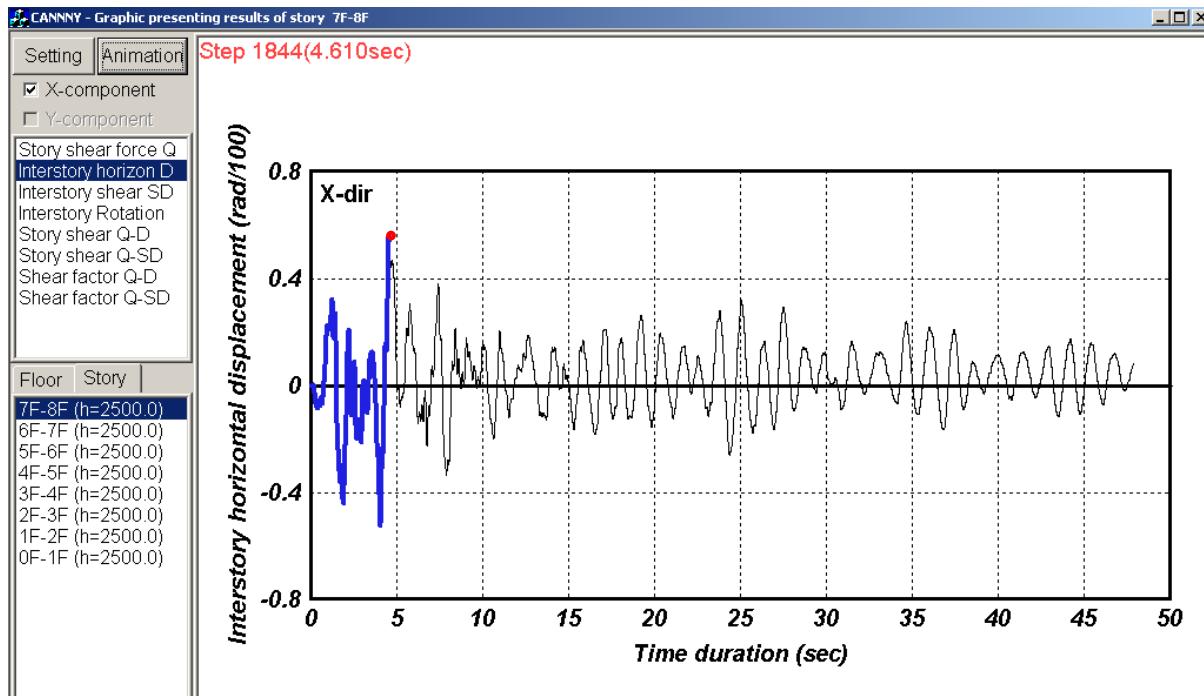
De esta manera, la primera fluencia de la estructura arquetípica de ocho pisos durante el sismo 7056, se identificó en el paso 473; la máxima resistencia lateral inelástica V_u , en el paso 1790; y el máximo desplazamiento, en el paso 1844. Los desplazamientos y cortantes en la base correspondientes a estos pasos son:

	D _{techo} (mm)	Drift Global	V (KN)
Inicio	0.00	0.0000	0
Primera fluencia	37.97	0.0019	416
Fluencia	39.97	0.0020	438
Resist. Máxima, Vu	40.19	0.0020	582
Despla. Máximo, Dm	81.29	0.0041	170

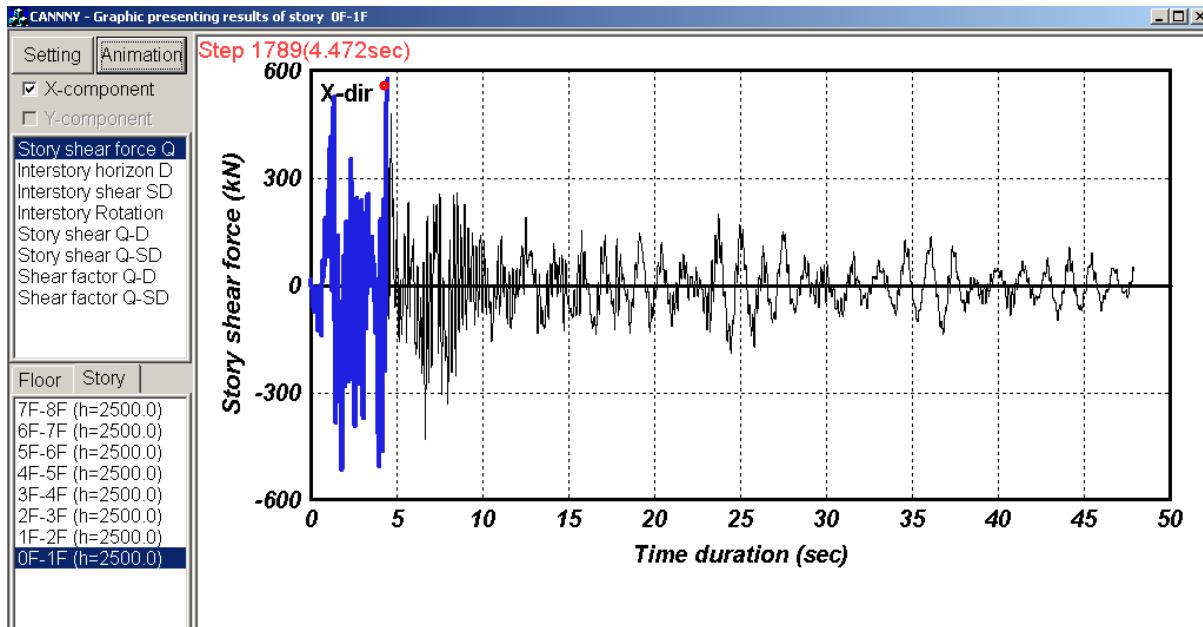
La siguiente figura muestra el desplazamiento de entrepiso horizontal del último piso en el instante que ocurre la primera fluencia, la cual ocurre en el elemento W1 que corresponde al muro extremo izquierdo del primer piso:



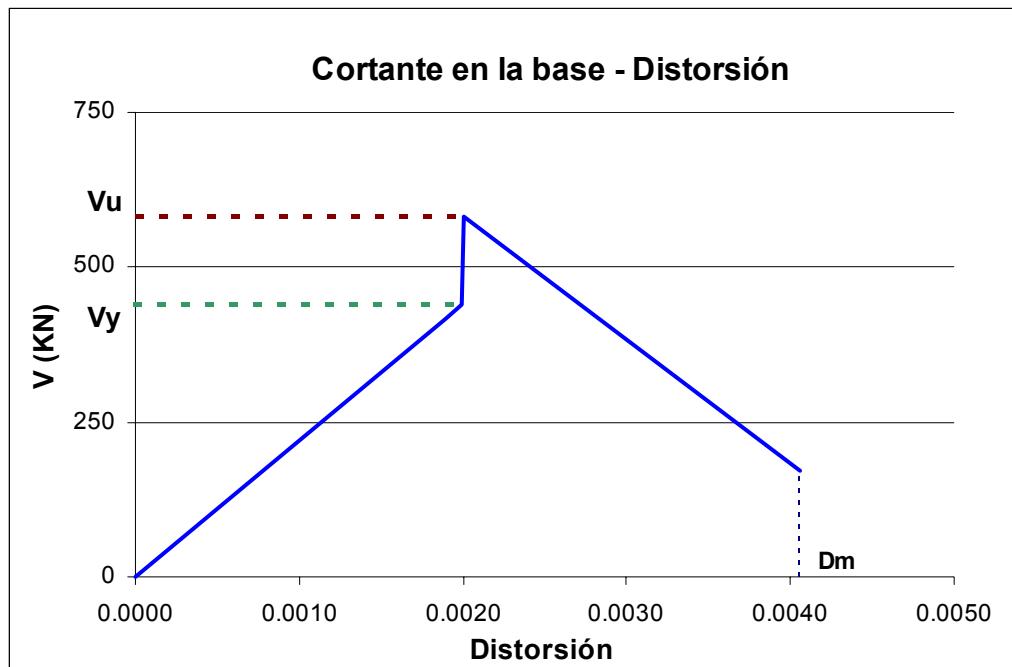
La siguiente figura muestra el desplazamiento de entrepiso horizontal del último piso en el instante que ocurre el máximo desplazamiento en el techo:



La siguiente figura muestra el instante que ocurre la máxima cortante en la base o la máxima resistencia lateral, V_u :

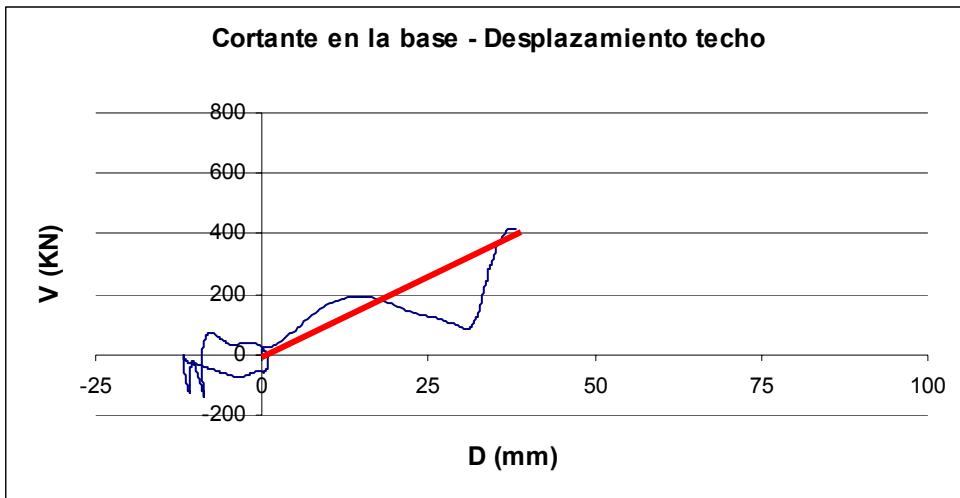


Con estos resultados se tiene la siguiente envolvente de capacidad, en base a la distorsión global:

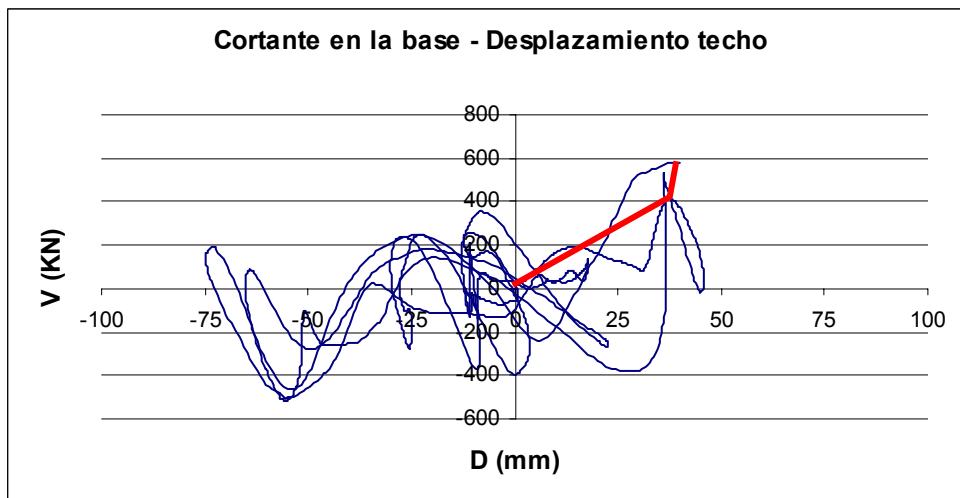


En las siguientes figuras se indica la secuencia de los puntos de la envolvente de capacidad a través de las curvas histeréticas Cortante en la base - Desplazamiento en el techo:

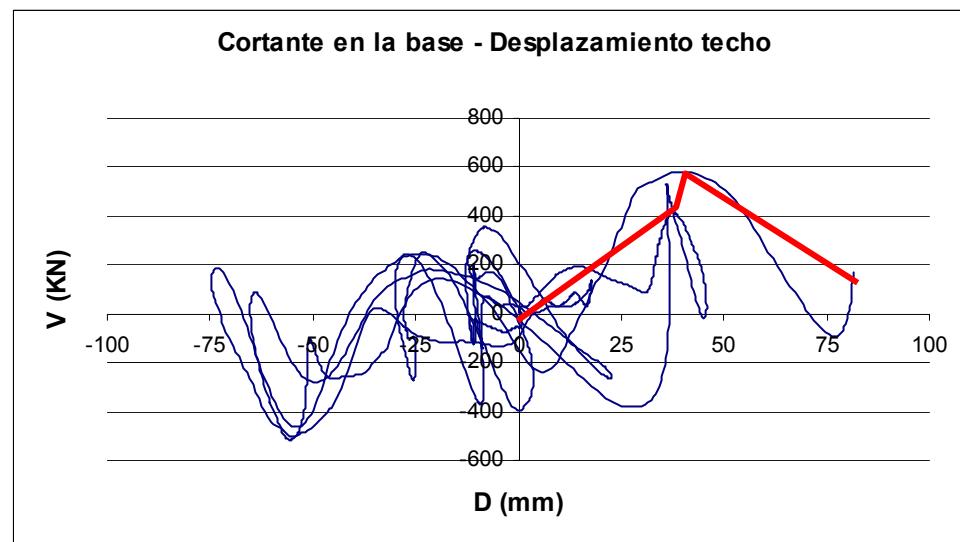
- Instante donde ocurre la primera fluencia, V_y'



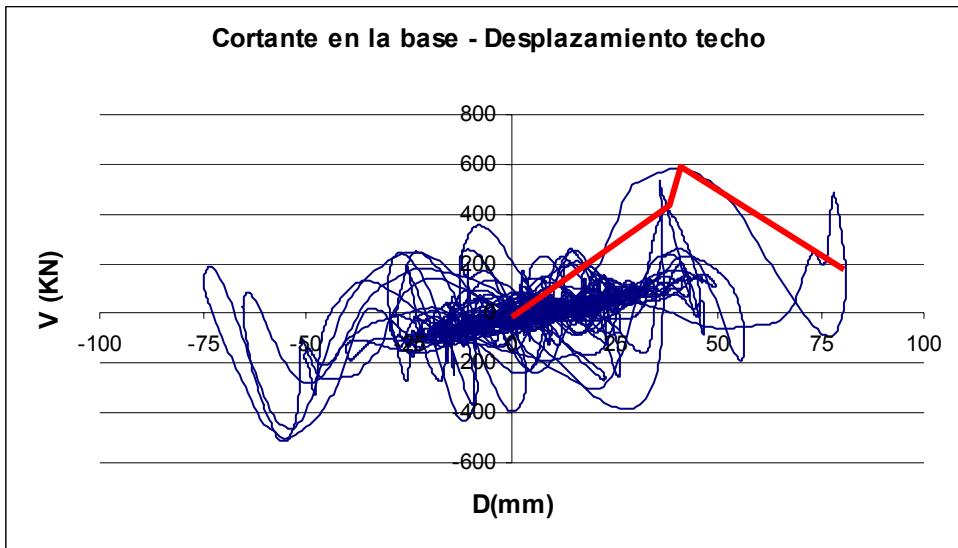
- Instante donde ocurre la máxima resistencia lateral, V_u



- Instante donde ocurre el máximo desplazamiento en el techo, D_m



- Curva histerética durante todo el sismo



Todo este procedimiento descrito se realizó para cada estructura arquetípica (5 pisos, 8 pisos y 12 pisos), diseñadas para un factor R igual a 4, tal como lo indica la norma E.030 en el Art. 12. De esta forma, se evaluó el Factor de Reducción de Fuerza Sísmica R para cada estructura arquetípica; así como sus respectivas ductilidades.

Las siguientes tablas muestran la evaluación del factor R para las tres estructuras arquetípicas:

Estructura arquetípica 5 pisos

Sismos (PGA =0.4g)	V_u (KN)	R_μ = V_e / V_u	R_o = V_u / Vd_{ALD}
7035	551	3.27	1.53
7036	537	3.35	1.49
7038	609	2.96	1.69
7039	503	3.59	1.39
7041	525	3.43	1.46
7044	623	2.90	1.73
7050	474	3.81	1.31
7051	652	2.76	1.81
7052	623	2.89	1.73
7054	651	2.77	1.80
7056	507	3.56	1.41
7057	500	3.60	1.39
7058	555	3.25	1.54
7060	561	3.21	1.56
M. Geométrica	559	3.22	1.55
COV	0.11	0.11	0.11
R = R_μR_o	5.00		

Peso Estructura = 1803 KN

Sa (T₁) = 1.00 g

V_e = 1803 KN

Vd_{AL} = 361 KN

Vd_{ALE} = 451 KN

Vd_{ALD} / Vd_{ALE} = 0.80 ok!

En este caso, catorce sismos produjeron que la estructura incursione en el rango inelástico. Con los otros seis sismos, la estructura todavía permanecía en el rango elástico.

Estructura arquetípica 8 pisos

Sismos =0.4g)	(PGA	V_u (KN)	R_μ = V_e / V_u	R_o = V_u / Vd_{ALD}
7035		594	3.51	1.26
7038		552	3.78	1.17
7039		640	3.25	1.35
7041		520	4.01	1.10
7044		489	4.26	1.04
7050		424	4.91	0.90
7051		489	4.26	1.04
7052		537	3.88	1.14
7054		518	4.02	1.10
7056		582	3.58	1.23
7057		549	3.79	1.16
7058		538	3.87	1.14
7060		478	4.36	1.01
M. Geométrica		529	3.94	1.12
COV		0.11	0.11	0.11
R = R_μR_o			4.41	

$$\text{Peso Estructura} = \quad \quad \quad 2916 \text{ KN}$$

$$S_a(T_1) = \quad \quad \quad 0.71 \text{ g}$$

$$V_e = \quad \quad \quad \mathbf{2083 \text{ KN}}$$

$$Vd_{ALD} = \quad \quad \quad 472 \text{ KN}$$

$$Vd_{ALE} = \quad \quad \quad 521 \text{ KN}$$

$$Vd_{ALD} / Vd_{ALE} = \quad \quad \quad 0.91 \text{ ok!}$$

En este caso, sólo trece sismos produjeron que la estructura entre en el rango inelástico. Con los otros siete sismos, la estructura todavía permanecía en el rango elástico.

Estructura arquetípica 12 pisos

Sismos (PGA =0.4g)	V_u (KN)	R_μ = V_e / V_u	R_o = V_u / Vd_{ALD}
7035	1004	3.21	1.44
7036	1066	3.02	1.53
7038	1296	2.48	1.86
7039	1194	2.70	1.71
7041	876	3.67	1.25
7042	802	4.01	1.15
7044	871	3.69	1.25
7050	1307	2.46	1.87
7051	1057	3.05	1.51
7052	1069	3.01	1.53
7054	1027	3.13	1.47
7056	1248	2.58	1.79
7057	955	3.37	1.37
7058	1199	2.68	1.72
7060	1002	3.21	1.43
M. Geométrica	1054	3.05	1.51
COV	0.15	0.15	0.15
R = R_μR_o	4.61		

$$\text{Peso Estructura} = \quad \quad \quad 7321 \text{ KN}$$

$$S_a (T_1) = \quad \quad \quad 0.44 \text{ g}$$

$$V_e = \quad \quad \quad \mathbf{3218 \text{ KN}}$$

$$Vd_{ALD} = \quad \quad \quad 698 \text{ KN}$$

$$Vd_{ALE} = \quad \quad \quad 805 \text{ KN}$$

$$Vd_{ALD} / Vd_{ALE} = \quad \quad \quad 0.87 \text{ ok!}$$

En este caso, quince sismos produjeron que la estructura entró en el rango inelástico. Con los otros cinco sismos, la estructura todavía permanecía en el rango elástico.

En resumen, para las tres estructuras arquetípicas se tiene:

Nº Pisos	R_μ	R_o	R
5 Pisos	3.22	1.55	5.00
8 Pisos	3.94	1.12	4.41
12 Pisos	3.05	1.51	4.61

Comparando los factores promedios de reducción por ductilidad, R_μ de cada estructura arquetípica, obtenidos a partir de los análisis no lineal tiempo historia con los obtenidos por los ensayos experimentales de San Bartolomé (2005 y 2006) y Medina (2005), quienes al obtener R a partir del principio de igual energía estaban obteniendo R_μ , se puede observar que estos valores R_μ obtenidos analíticamente están dentro del rango de los valores que estos investigadores obtuvieron experimentalmente. De esta forma se verifica que para este sistema estructural, SMDL, el factor de reducción por ductilidad R_μ está alrededor de 3.00.

Con estos valores de R_μ , y teniendo en cuenta la densidad de muros y la esbeltez de estas estructuras, se ha podido observar en este caso que cuanto más esbelta sea la estructura, la capacidad de la estructura por obtener una mayor resistencia disminuye o la relación de la resistencia última con respecto a la resistencia elástica es menor; es decir R_μ es mayor. Esto se observa al comparar las estructuras arquetípicas de 5 pisos y 8 pisos, las cuales tienen la misma densidad de muros de 2.5% y sus factores R_μ son 3.22 y 3.94 respectivamente. Sin embargo, para la estructura arquetípica de 12 pisos, el factor de R_μ es igual a 3.05, el cual puede deberse a que tiene una mayor densidad de muros, 3.5%.

Aunque no sea haya diseñado las estructuras arquetípicas por sobrerresistencia, se observa que el factor de reducción por sobrerresistencia R_o es mayor a uno. Esto se puede atribuir a la mayor cuantía asignada a la estructura que la requerida, lo cual se debe a las limitaciones de la cuantía mínima, limitaciones de diámetros de las mallas, y también por la limitación de considerar mallas cuadradas, con lo cual obligamos a que la cuantía del refuerzo vertical sea igual a la cuantía horizontal; y por tanto, mayor a la cuantía mínima vertical. En el caso de las estructuras arquetípicas de 8 y 12 pisos, la cuantía mínima gobernó el diseño a partir del tercer piso; sin embargo, para la estructura arquetípica de 5 pisos se diseñó por cuantía mínima en todos los pisos, a esto se puede atribuir que en este caso se tiene un mayor factor de reducción por sobrerresistencia, $R_o=1.55$.

Asimismo, se observa que el factor de reducción de fuerza sísmica R , obtenido a partir de R_μ y R_o es mayor a 4 en las tres estructuras arquetípicas. Este hecho se

atribuye a que la cortante de diseño en la base o resistencia de diseño obtenida del análisis lineal dinámico modal espectral, V_{dALD} , la cual se compara con la máxima resistencia V_u , es menor a la obtenida del análisis lineal estático, $V_{dALE} = V_e / R$. Sin embargo, se debe tener en cuenta que se encuentra dentro del límite establecido por la norma E.030 en su Art. 18.2c ($V_{dALD} = 0.80 V_{dALE}$).

Finalmente, a través de estos análisis y de la evaluación de R podemos indicar que las estructuras del sistema SMDL, alcanzan una resistencia última inelástica aproximadamente tres veces menor a la resistencia elástica, siempre y cuando se guarde una estrecha relación entre la esbeltez del edificio y la densidad de muros. En las siguientes tablas se muestra las ductilidades de desplazamiento obtenidas durante los sismos indicados:

- **Estructura arquetípica de 5 pisos**

$$D_{yALD} = 6.00 \text{ mm}$$

$$D_{uALD} = 18.00 \text{ mm}$$

Sismo	Dy' (mm)	Dy (mm)	Du (mm)	$\mu = Du / Dy$
7035	20.76	20.97	47.08	2.25
7036	23.45	26.65	39.01	1.46
7038	-23.04	-25.60	-29.26	1.14
7039	22.45	24.94	29.02	1.16
7041	-23.50	-25.54	-26.38	1.03
7044	24.73	24.77	24.82	1.00
7050	-22.61	-25.13	-41.68	1.66
7051	21.66	28.88	52.21	1.81
7052	-22.26	-27.83	-78.33	2.81
7054	-22.12	-29.50	-65.80	2.23
7056	-22.42	-29.89	-41.94	1.40
7057	-22.14	-22.71	-35.73	1.57
7058	22.74	24.46	51.68	2.11
7060	22.80	30.40	39.15	1.29
Media Geométrica	26.09	40.74	1.56	

Estructura arquetípica de 8 pisos

$$D_{yALD} = 21.39 \text{ mm}$$

$$D_{uALD} = 64.17 \text{ mm}$$

Sismo	Dy' (mm)	Dy (mm)	Du (mm)	$\mu = Du / Dy$
7035	31.18	36.69	47.05	1.28
7038	-29.87	-31.11	-63.29	2.03
7039	-40.36	-53.82	-61.37	1.14
7041	-58.14	-68.40	-70.43	1.03
7044	44.38	49.31	50.80	1.03
7050	43.55	48.39	50.14	1.04
7051	-43.80	-58.40	-98.95	1.69
7052	27.91	28.05	109.49	3.90
7054	-47.14	-49.63	-59.19	1.19
7056	37.97	39.97	81.29	2.03
7057	-21.07	-28.09	-60.68	2.16
7058	38.99	51.99	82.45	1.59
7060	32.50	33.17	50.92	1.54
Media Geométrica		42.72	65.82	1.54

- **Estructura arquetípica de 12 pisos**

$$D_{yALD} = 31.12 \text{ mm}$$

$$D_{uALD} = 93.36 \text{ mm}$$

Sismo	Dy' (mm)	Dy (mm)	Du (mm)	$\mu = Du / Dy$
7035	-19.82	-19.88	-86.06	4.33
7036	10.76	11.09	64.89	5.85
7038	38.48	51.31	96.87	1.89
7039	51.10	68.13	95.87	1.41
7041	-41.10	-48.35	-116.69	2.41
7042	-45.90	-53.99	-66.82	1.24
7044	30.68	38.35	54.70	1.43
7050	42.40	56.54	65.57	1.16
7051	-25.95	-27.31	-157.06	5.75
7052	65.43	81.79	147.38	1.80
7054	26.35	26.38	99.54	3.77
7056	-50.11	-66.82	-177.03	2.65
7057	-34.88	-46.51	-101.15	2.17
7058	-39.60	-52.80	-89.84	1.70
7060	76.49	95.62	116.79	1.22
Media Geométrica		43.69	96.94	2.22

D_{yALD} : Desplazamiento en el techo obtenido a partir del análisis lineal dinámico (SAP2000)

D_{uALD} : Desplazamiento último obtenido según el Art. 16.4 de la norma E.030

D_y' : Desplazamiento en el techo cuando ocurre la primera fluencia

D_y : Desplazamiento de fluencia en el techo obtenido a partir de la primera fluencia

D_u : Máximo desplazamiento en el techo durante el registro sísmico

μ : ductilidad de desplazamiento

Nota: Teniendo en cuenta el movimiento cíclico de las estructuras, la máxima ductilidad no siempre ocurre en el sentido del sismo donde ocurre el máximo desplazamiento o la máxima cortante en la base.

Las ductilidades de desplazamiento promedio, μ , que se han obtenido a partir de los análisis tiempo historia están en el rango de 1.50 a 2.20, lo cual indica que las edificaciones de SMDL, cuyas densidades de muros están en el orden del 2.5% al 3.5%, no presentan mayores ductilidades; y en este caso existe una relación casi lineal entre la densidad de muros y la ductilidad:

Nº Pisos	Densidad (%)	Ductilidad, μ	Densidad / μ
5 Pisos	2.50	1.56	1.60
8 Pisos	2.50	1.54	1.62
12 Pisos	3.50	2.22	1.58

Comparando los desplazamientos obtenidos en el techo a partir del análisis lineal dinámico (SAP2000), D_{yALD} , con los desplazamientos de fluencia, D_y , obtenidos a partir de los análisis no lineal tiempo historia, se observa que para las tres estructuras arquetípicas el desplazamiento D_{yALD} es menor que el desplazamiento D_y promedio. Tras esta observación cabe la interrogante de porque la diferencia si en ambos casos las estructuras hasta el punto de fluencia (V_y , D_y) permanecen en el rango elástico; la respuesta podría estar en que el análisis lineal dinámico no toma en cuenta la rigidez efectiva de los elementos, mientras que en los análisis no lineal tiempo historia si se toma en cuenta la rigidez efectiva del elemento después del agrietamiento. Se observa que esta diferencia es mayor cuando la estructura es más rígida o cuando el periodo fundamental es menor, este hecho se podría deber a la poca participación de los modos superiores en las estructuras de periodos cortos. En el presente trabajo, los desplazamientos D_{yALD} para las estructuras arquetípicas de 5, 8 y 12 pisos son 77%, 50% y 29% menores, respectivamente, que el D_y promedio de los análisis no lineales tiempo historia.

Por otro lado, comparando los desplazamientos últimos obtenidos a partir del análisis lineal y según indica la norma, D_{uALD} , con los obtenidos del análisis no lineal tiempo historia D_u , se observa que para las estructuras arquetípicas de 8 y 12 pisos, los D_{uALD} son relativamente menores, 3% y 4% que D_u . Sin embargo, para la estructura arquetípica de 5 pisos la diferencia es mayor, D_{uALD} es 66% menor que

D_u , esto también podría atribuirse a la participación de los modos superiores en las edificaciones de mayor número de pisos.

La comparación de estos resultados indica que si el desplazamiento último se obtiene a partir de un análisis lineal dinámico, $D_{uALD} = D_{yALD} \times 0.75R$, sin tomar en cuenta la rigidez efectiva, el factor de 0.75R es conveniente para estructuras con períodos mayores a 0.5seg; sin embargo para estructuras de menor periodo, no lo parecería, según los resultados obtenidos del análisis no lineal tiempo historia.

Finalmente, si el análisis lineal tomara en cuenta la rigidez efectiva, lo cual reflejaría mejor el comportamiento de las estructuras, el desplazamiento último de la edificación se debería encontrar con un factor menor que 0.75R, tal como se demuestra en los análisis no lineales tiempo historia, donde la relación de D_u/D_y es menor a 3 (0.75R). Los análisis no lineales tiempo historia indican que esta relación está del orden de 1.50 a 2.20 para las tres estructuras arquetípicas.

6.3 Sensibilidad de la Respuesta Estructural a la Curva Esfuerzo Deformación del Acero de Refuerzo

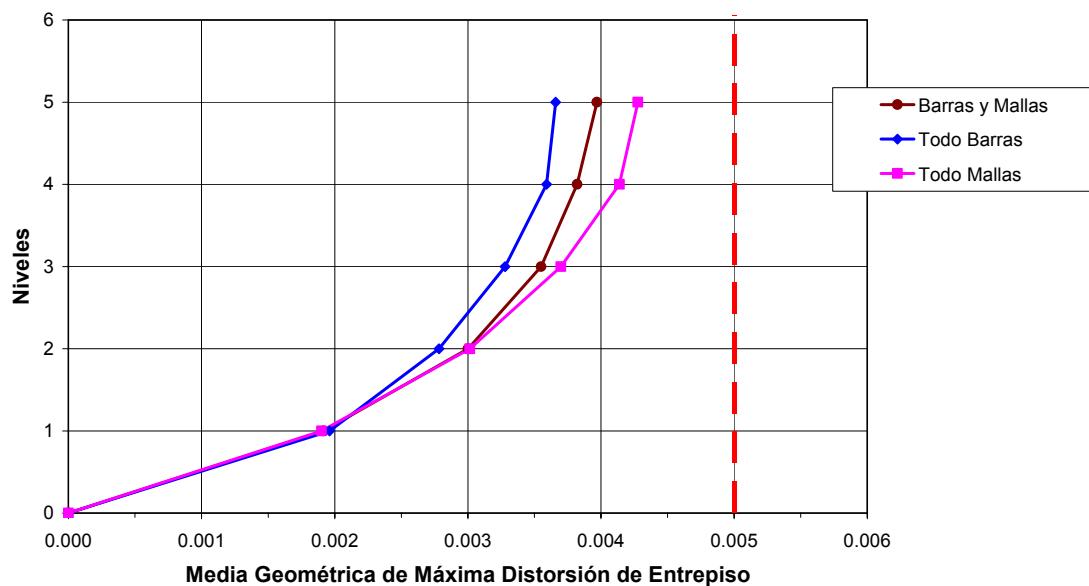
En esta sección investigaremos la influencia en la respuesta estructural de las estructuras arquetípicas, ante la demanda que se especifica en el artículo 18.3 de la Norma E.030, a las características de la curva esfuerzo – deformación del acero de refuerzo.

Consideraremos tres escenarios:

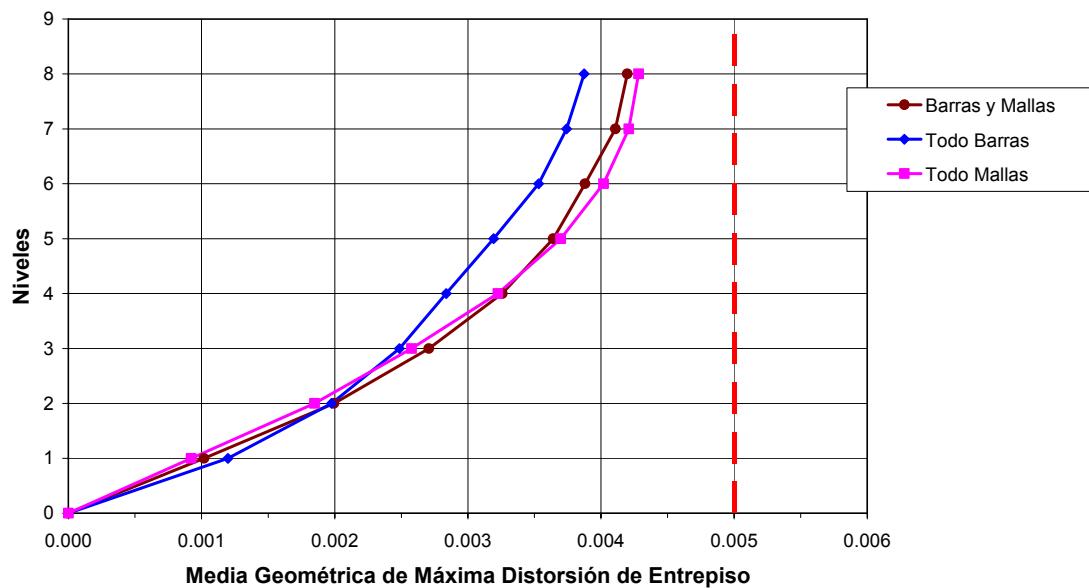
- Refuerzo conformado por mallas electro soldadas y barras corrugadas, que ya ha sido estudiado en el acápite 6.1
- Refuerzo conformado exclusivamente por barras corrugadas.
- Refuerzo conformado exclusivamente por malla electro soldada

En cada caso se mantienen los diámetros del refuerzo y se usan en los modelos de las estructuras las propiedades derivadas para cada tipo de material, en los ensayos anteriormente descritos.

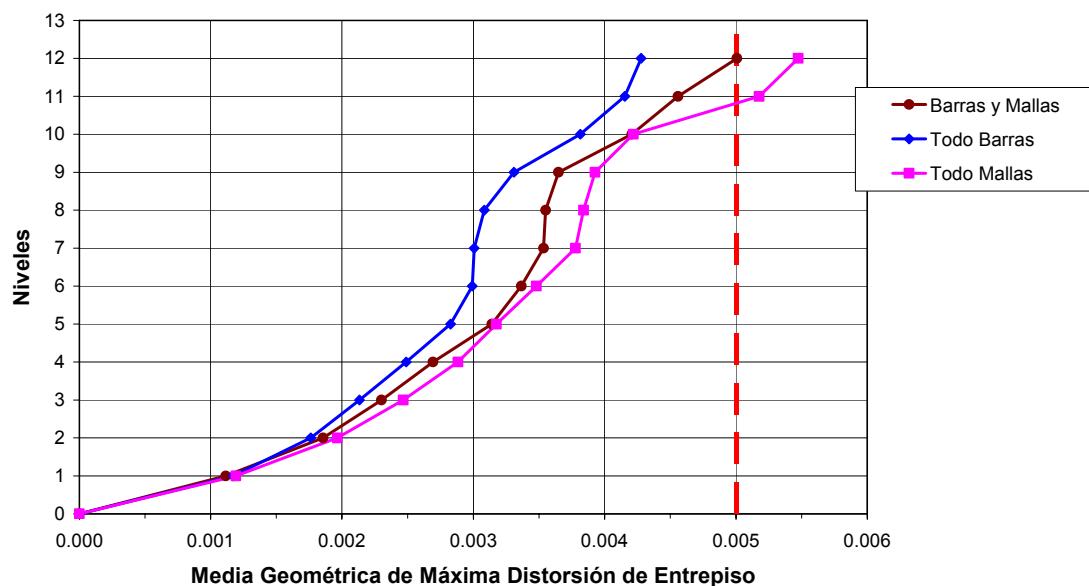
Distorsión Entrepiso vs. Niveles
Edificio 5 niveles



Distorsión Entrepiso vs. Niveles
Edificio 8 niveles



Distorsión Entrepiso vs. Niveles
Edificio 12 niveles



EDIFICIO 5 NIVELES

Sismo	Vu (KN)			Du (mm)			Distorsión Global		
	Barras y Mallas	Todo Barras	Todo Mallas	Barras y Mallas	Todo Barras	Todo Mallas	Barras y Mallas	Todo Barras	Todo Mallas
7035	505.10	536.60	549.32	47.08	41.94	50.89	0.0038	0.0034	0.0041
7036	537.48	566.20	546.53	39.01	39.56	39.91	0.0031	0.0032	0.0032
7038	608.91	581.58	605.30	29.26	28.60	31.25	0.0023	0.0023	0.0025
7039	502.66	491.50	546.00	38.69	36.45	39.48	0.0031	0.0029	0.0032
7050	473.63	441.99	506.40	41.68	38.51	40.29	0.0033	0.0031	0.0032
7051	652.42	647.68	651.25	52.21	46.70	59.57	0.0042	0.0037	0.0048
M. Geom.	543.15	540.24	565.55	40.67	38.20	42.64	0.0033	0.0031	0.0034

EDIFICIO 8 NIVELES

Sismo	Vu (KN)			Du (mm)			Distorsión Global		
	Barras y Mallas	Todo Barras	Todo Mallas	Barras y Mallas	Todo Barras	Todo Mallas	Barras y Mallas	Todo Barras	Todo Mallas
7035	593.79	509.09	662.20	61.41	55.86	61.52	0.0031	0.0028	0.0031
7036	475.88	509.48	469.80	48.50	43.17	46.75	0.0024	0.0022	0.0023
7038	551.61	518.28	571.42	63.29	56.05	65.53	0.0032	0.0028	0.0033
7039	639.94	586.74	673.95	61.37	60.91	65.41	0.0031	0.0030	0.0033
7050	424.49	410.95	456.87	50.14	47.71	55.85	0.0025	0.0024	0.0028
7051	489.17	478.79	606.78	98.95	89.42	101.18	0.0049	0.0045	0.0051
M. Geom.	524.05	499.43	566.96	62.11	57.23	64.14	0.0031	0.0029	0.0032

EDIFICIO 12 NIVELES

Sismo	Vu (KN)			Du (mm)			Distorsión Global		
	Barras y Mallas	Todo Barras	Todo Mallas	Barras y Mallas	Todo Barras	Todo Mallas	Barras y Mallas	Todo Barras	Todo Mallas
7035	1004.00	1115.90	1011.50	86.02	73.87	94.86	0.0029	0.0025	0.0032
7036	1065.70	1040.80	1120.10	91.79	90.88	96.61	0.0031	0.0030	0.0032
7038	1296.00	1257.30	1273.90	96.87	78.55	114.01	0.0032	0.0026	0.0038
7039	1193.80	1228.00	1198.80	95.87	84.05	95.85	0.0032	0.0028	0.0032
7050	1306.50	1295.00	1280.20	77.39	70.17	84.08	0.0026	0.0023	0.0028
7051	1056.70	1126.90	1058.30	157.06	150.94	155.77	0.0052	0.0050	0.0052
M. Geom.	1147.70	1173.90	1152.56	98.10	88.16	104.62	0.0033	0.0029	0.0035

De las figuras anteriores podemos apreciar que la diferencias de respuestas no son muy grandes, en las respuestas controladas por desplazamiento, tales como las distorsiones globales y las distorsiones de entrepiso, los menores valores se dan en el caso de que el refuerzo estuviera representado por barras corrugadas, exclusivamente, mientras que los mayores valores se darían cuando se usen mallas electro soldadas. Para las edificaciones de 05 y 08 niveles, los requerimientos de la Norma se cumplen, mientras que para la estructura de 12 niveles, en los niveles superiores (11 y 12) las deformaciones de entrepiso exceden ligeramente, en un 4% y 10%, respectivamente, lo permisible. Sin embargo si consideramos las distorsiones globales de la estructura, estas tienen valores medios de 0.0034, 0.0032 y 0.0035 para 05 niveles, 08 niveles y 12 niveles, respectivamente.

En las respuestas controladas por resistencia, tal como el cortante en la base, las diferencias son despreciables.

CAPÍTULO 7

Resumen, Conclusiones y Recomendaciones

7.1 Resumen

En el presente trabajo se ha determinado un posible valor del Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica, según lo requerido por el artículo 12, tabla 6, de la Norma E.030 de Diseño Sismorresistente del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Para edificaciones tales como las denominadas Sistemas con Muros de Ductilidad Limitada, que tengan sus muros estructurales reforzados verticalmente y horizontalmente con mallas electro soldadas y pudieran o no tener elementos de borde que los confinen para proveerlos de ductilidad, el Factor R adecuado sería de 4.0

Este valor significaría que estructuras entre 05 y 12 niveles, con densidades de muros iguales o superiores al 2.5% del área en planta en el primer nivel, con muros continuos (no hay pisos blandos), tendrían una probabilidad menor o igual al 10%, de presentar distorsiones globales superiores a 1.00% cuando sean solicitadas por demandas sísmicas que reflejen un peligro sísmico con 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años.

Esta filosofía se enmarca en lo propuesto por el ATC – 63, que busca dotar de un nivel homogéneo de probabilidad de colapso a las estructuras frente a demandas sísmicas que reflejen el Sismo Máximo Considerado.

La diferencia entre el enfoque actual y este enfoque es la siguiente: El uso de nuestro Espectro de Diseño, que se ha derivado con una probabilidad de 10% de ser excedido en 50 años, implica una probabilidad mas o menos uniforme de que la demanda sísmica por un movimiento fuerte del suelo no exceda la de diseño, pero no implica que la probabilidad de colapso estructural sea uniforme para estructuras diseñadas con dicho espectro.

7.2 Conclusiones

Siguiendo procedimientos racionales sustentados en ensayos de laboratorio y en resultados analíticos derivados de respuestas estructurales generadas para estructuras que pretenden reflejar la realidad de los denominados Sistemas de Ductilidad Limitada, podemos concluir que:

- Se ha seguido un procedimiento racional, que puede ser replicado para otros tipos de sistemas estructurales y otros materiales, para obtener de manera sistemática el Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica, R, que es usado en el artículo 12, tabla 6, de la Norma E.030 del Reglamento Nacional de Edificaciones.
- El valor propuesto es de 4.0
- El valor propuesto es aplicable si las estructuras cumplen con las limitaciones indicadas en el presente trabajo: Densidad de muros, regularidad en altura, uso en viviendas y otras descritas en los capítulos pertinentes.
- Los valores de R son dependientes del periodo de las estructuras.
- Si bien los ensayos demuestran claramente que la distorsión global última de 0.005 refleja el comportamiento de los muros, una investigación en la literatura disponible y la simulación respectiva por medio de procedimientos no lineales que pretenden reflejar la incursión en el rango inelástico de las edificaciones, permiten considerar que valores superiores a este podrían ser alcanzados. En este trabajo se considera que distorsiones globales del orden de 1.00% pueden alcanzarse sin que se produzcan colapsos estructurales.
- Los mecanismos de disipación de energía en estos sistemas estructurales, no implican necesariamente ductilidades apreciables ni la formación de rótulas plásticas o mecanismos de plasticidad concentrada. La energía se disiparía por fricción en las grietas, aplastamiento del concreto y otros medios que se han descrito en el capítulo respectivo.
- La media geométrica de las máximas distorsiones globales no es muy sensible al tipo de material usado como armadura en el concreto; pese a las diferencias en las curvas esfuerzo – deformación de las mallas electro soldadas y las barras dúctiles, en todos los casos se cumple con la Norma E.030.

- La ductilidad por desplazamiento, μ , es dependiente del periodo y presenta valores de 1.56, 1.54 y 2.22 para las estructuras de 05, 08 y 12 niveles respectivamente. Sin embargo para un índice representado por la relación con la densidad de muros es casi constante, evidenciando que la densidad de muros es el parámetro mas influyente en este tipo de respuesta estructural.
- Usando el criterio de que el factor $R = R_\mu R_o$, los valores encontrados serían los siguientes: R_μ valdría 3.22, 3.94 y 3.05 para 05, 08 y 12 niveles; similarmente R_o valdría 1.55, 1.12 y 1.50 y finalmente R tendría valores teóricos de 5.00, 4.41 y 4.61 para edificaciones de 05, 08 y 12 niveles. Por lo tanto un valor de 4.00, tal como el planteado, sería conservador.
- Los niveles de peligro sísmico considerados para las estructuras arquetípicas se han obtenido de un conjunto de registros de nuestro medio. Evidentemente un conjunto distinto implicaría diferencias en los resultados y por ello en las recomendaciones hacemos sugerencias que atenuarían esta fuente de incertidumbre.

7.3 Recomendaciones

- El procedimiento racional sistematizado que se ha planteado, puede servir como herramienta para permitir que un nivel uniforme de probabilidad frente al colapso estructural, pueda ser garantizado por nuestras Normas.
- La base de datos de registros sísmicos debe de ampliarse, a fin de contar con grupos diferentes que reflejen la realidad de las fuentes sismogénicas de nuestro país, para ello las Instituciones que cuentan con dichos registros deben de ponerlos a disposición de la comunidad científica a fin de hacer uso de ellos.
- La necesidad de contar con un conjunto de registros directos, que reflejen un peligro sísmico con un de 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años, es perentoria.
- Asimismo la adopción de un Espectro de Aceleraciones que refleje el peligro sísmico mencionado en el párrafo anterior, para cada una de las tres regiones de nuestro territorio, seria muy útil, pues permitiría usarlo como Espectro Objetivo en los procedimientos de escalamiento y normalización.

- Sería conveniente crear una base de datos de los ensayos cíclicos para cargas laterales, poniendo los archivos de resultados a disposición de los investigadores, para que la metodología usada se difunda. Esto sería para cada sistema estructural y cada tipo de material, a fin de ir creando una base global que permitiría calibrar los modelos estructurales a fin de difundir los procedimientos no lineales de análisis estructural y convertirlos en herramientas de uso rutinario en las oficinas de diseño. Para ello los investigadores de nuestras universidades deberían compartir sus resultados con el público, no a nivel de gráficos, sino a nivel de archivos de resultados de los pasos de los ensayos.

APENDICE A

Características de los Sismos Peruanos Seleccionados

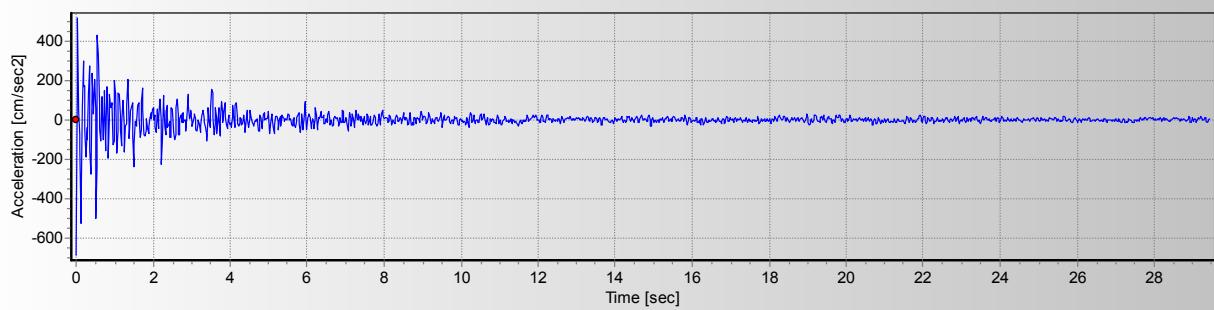
Registro	V _{max} cm/seg	D _{max} cm	3 Vm/Am seg	4 Acc RMS cm/seg ²	5 VRMS cm/seg	6 DRMS cm	7 IA m/seg	8 Ic m/seg	9 SED cm ² /seg	10 CAV cm/sec	11 ASI cm/sec	12 VSI cm	13 SMA cm/sec ²	14 SMV cm/sec ²	15 EDA cm/sec ²	16 A95 cm/sec ²	17 Tp seg	18 Tm seg
7032	15.27	103.30	0.02	50.66	4.30	59.26	1.06	1.957.07	545.00	622.87	207.09	49.31	224.96	12.64	426.25	684.98	0.08	0.14
7033	16.32	73.98	0.02	56.86	3.32	43.01	1.37	2.325.08	325.02	683.70	287.30	50.50	161.80	7.10	502.06	681.50	0.14	0.16
7035	49.16	73.16	0.07	94.58	8.12	43.48	9.40	7.452.32	4.325.18	3.461.14	608.77	141.59	605.74	27.84	580.02	664.01	0.08	0.22
7036	61.09	387.32	0.09	75.92	10.09	222.39	6.04	5.353.41	6.668.27	2.492.47	581.50	130.03	621.86	33.57	608.01	671.07	0.10	0.23
7038	37.62	318.03	0.06	136.96	11.15	185.96	13.56	10.771.59	5.614.79	4.500.83	592.31	152.83	614.50	30.99	635.45	656.87	0.10	0.26
7039	37.62	318.03	0.06	136.96	11.15	185.96	13.56	10.771.59	5.614.79	4.500.83	592.30	152.82	614.51	30.99	635.45	656.86	0.10	0.26
7041	63.81	468.45	0.09	83.46	14.57	271.44	4.47	4.833.12	8.531.60	2.001.46	460.51	141.94	516.28	30.23	667.89	678.06	0.16	0.26
7042	31.61	439.50	0.05	51.29	11.92	253.60	1.63	2.327.40	5.704.49	1.092.35	431.87	79.06	232.66	22.50	684.99	681.53	0.12	0.26
7044	63.81	468.45	0.09	83.46	14.57	271.44	4.47	4.833.12	8.531.61	2.001.46	460.51	141.94	516.28	30.23	667.89	678.06	0.26	0.26
7045	38.17	647.31	0.06	102.17	18.36	376.11	5.97	6.197.17	12.131.43	1.992.80	376.09	89.14	526.43	30.64	451.05	674.57	0.12	0.15
7046	20.54	166.11	0.03	112.60	6.44	96.02	6.66	6.843.23	1.358.07	2.158.24	390.08	69.48	497.99	19.04	546.72	671.07	0.12	0.14
7048	22.03	89.46	0.03	108.32	4.58	51.69	6.17	6.458.89	688.26	2.141.44	395.88	65.07	495.48	13.89	455.74	671.07	0.10	0.14
7050	33.68	567.64	0.05	94.17	9.15	328.20	13.91	9.044.90	8.203.56	6.151.86	566.32	137.89	476.53	30.73	649.65	653.27	0.30	0.28
7051	61.39	973.47	0.09	104.85	13.20	565.37	17.24	10.625.48	10.625.48	6.630.21	615.71	199.37	588.84	46.03	618.84	646.00	0.12	0.32
7052	70.94	209.01	0.10	115.12	9.70	118.99	20.70	12.200.20	9.188.04	7.217.65	603.53	258.44	618.15	53.95	717.06	660.45	0.14	0.36
7054	53.29	303.30	0.08	121.17	9.24	176.16	22.94	13.174.00	8.341.90	7.812.00	638.34	215.50	647.81	44.08	635.61	646.00	0.18	0.31
7056	59.59	292.77	0.09	99.08	12.68	168.94	7.52	6.820.54	7.694.07	2.651.27	692.13	197.99	518.33	46.01	690.41	671.07	0.14	0.33
7057	42.92	270.78	0.06	74.58	9.85	156.00	4.26	4.452.90	4.641.70	1.847.80	565.65	36.81	471.69	36.81	569.99	678.06	0.34	0.38
7058	48.13	232.97	0.07	121.19	11.43	135.25	9.27	8.376.80	5.149.80	3.174.10	722.90	226.50	682.70	40.70	638.17	664.00	0.32	0.39
7060	36.27	137.50	0.05	115.20	8.93	81.64	8.38	7.765.50	3.145.20	3.183.80	620.90	170.20	517.90	32.30	654.10	667.50	0.26	0.33

Nomenclatura

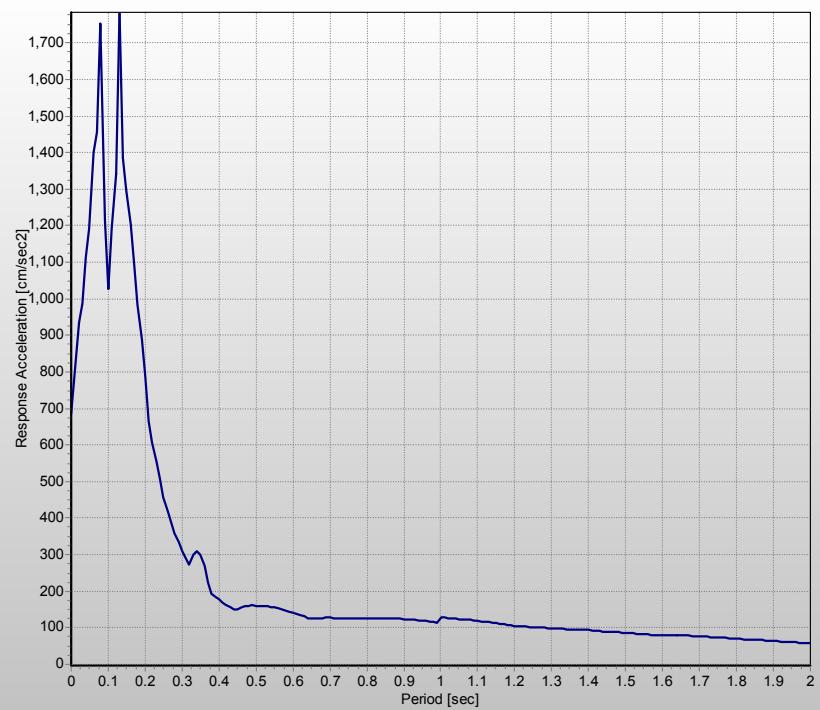
- 1 V_{max} Velocidad Máxima
- 2 D_{max} Desplazamiento Máximo
- 3 Reacción Velocidad / Desplazamiento
- 4 Raíz Media Cuadrática de la Aceleración
- 5 Raíz Media Cuadrática de la Velocidad
- 6 Raíz Media Cuadrática del Desplazamiento
- 7 Intensidad de Aritas
- 8 Intensidad Característica
- 9 Densidad Específica de Energía
- 10 Acumulativo de la Velocidad Absoluta
- 11 Intensidad del Espectro de Velocidad
- 12 Intensidad del Espectro de Aceleración
- 13 Aceleración Máxima Sostenida
- 14 Velocidad Máxima Sostenida
- 15 Aceleración Efectiva de Diseño
- 16 Parámetro A95
- 17 Periodo Predominante
- 18 Periodo Medio

REGISTRO 7032

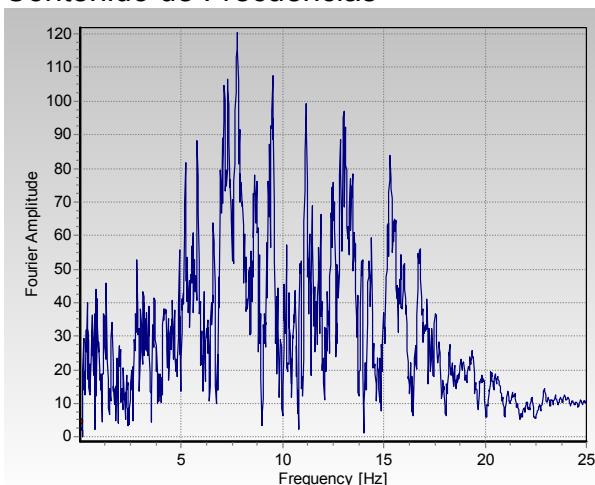
Aceleración:



Aceleración Espectral

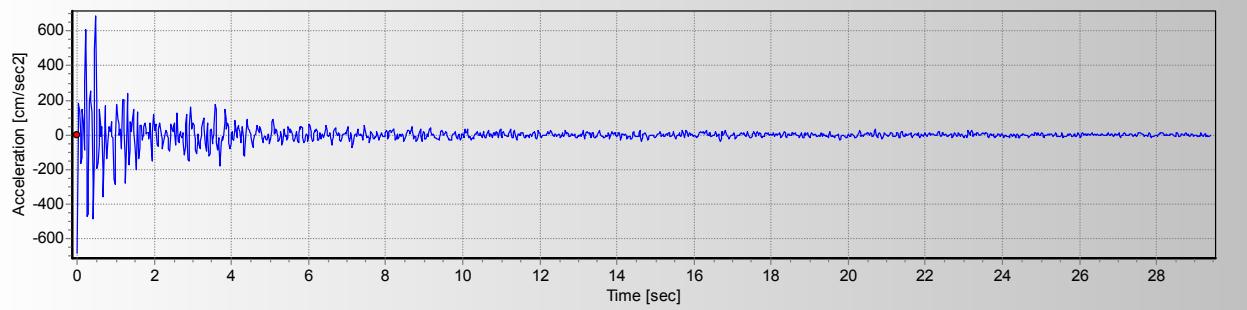


Contenido de Frecuencias

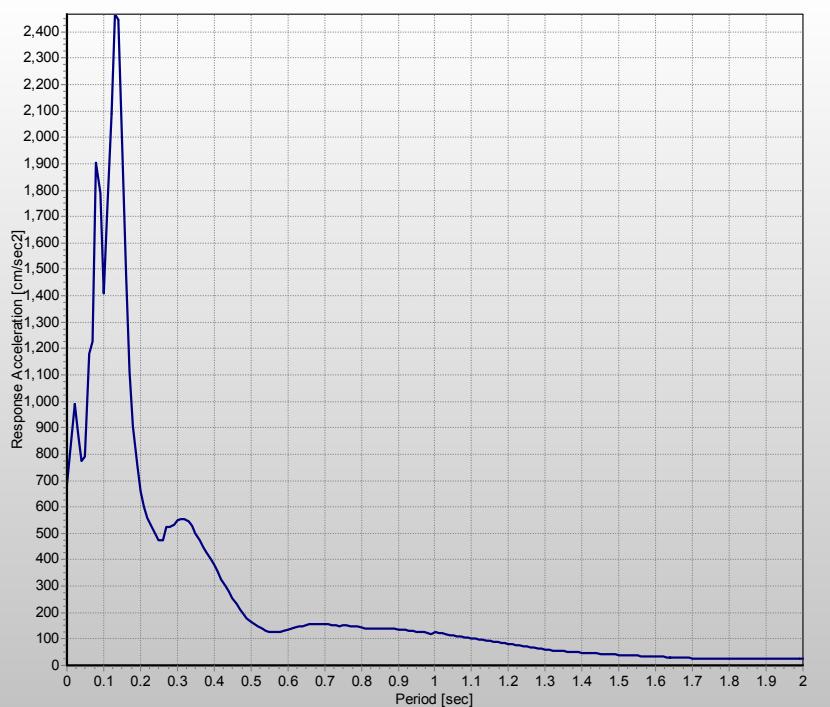


REGISTRO 7033

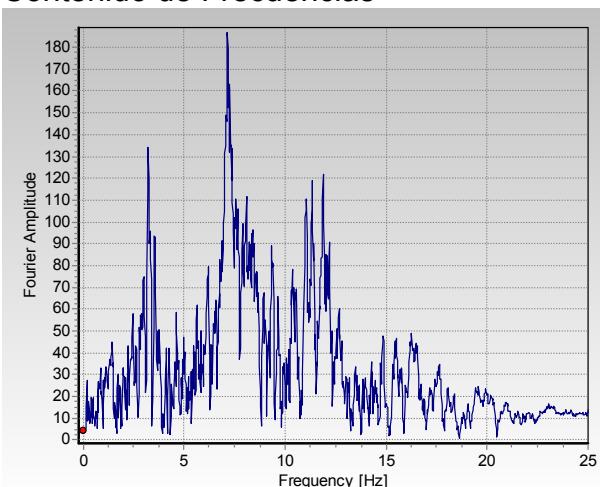
Aceleración:



Aceleración Espectral

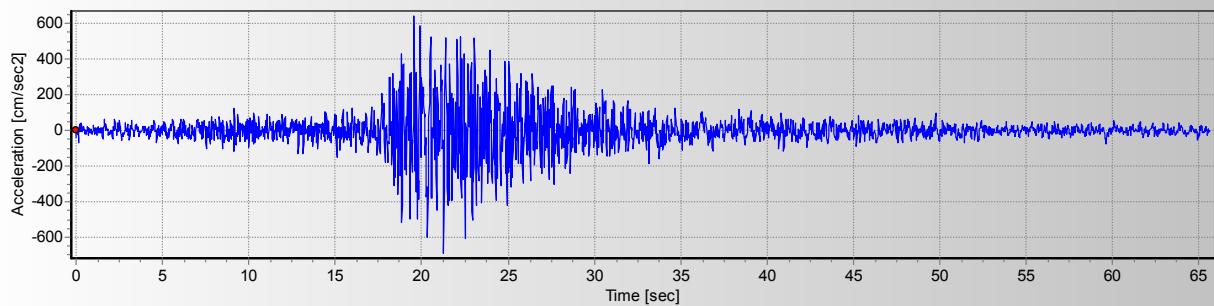


Contenido de Frecuencias

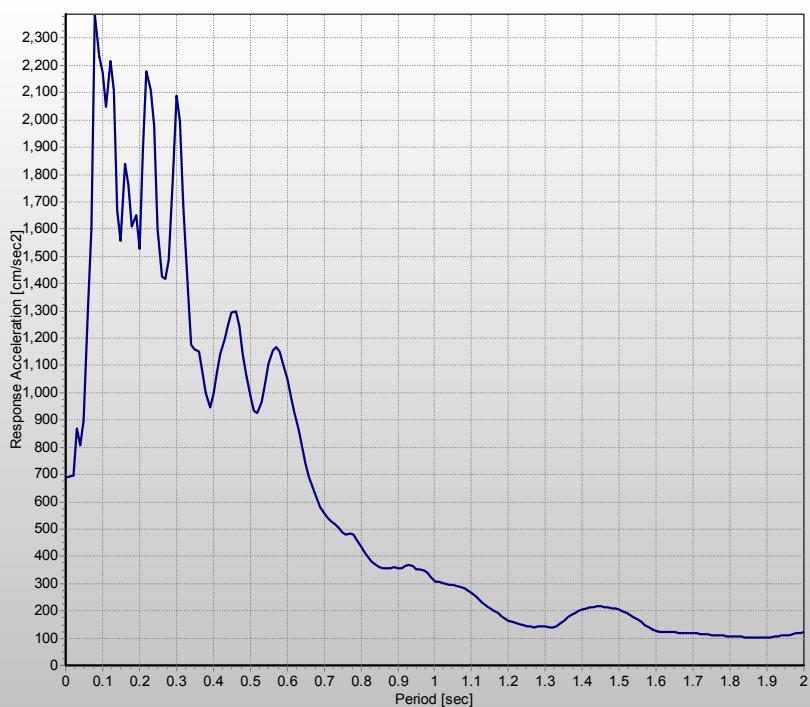


REGISTRO 7035

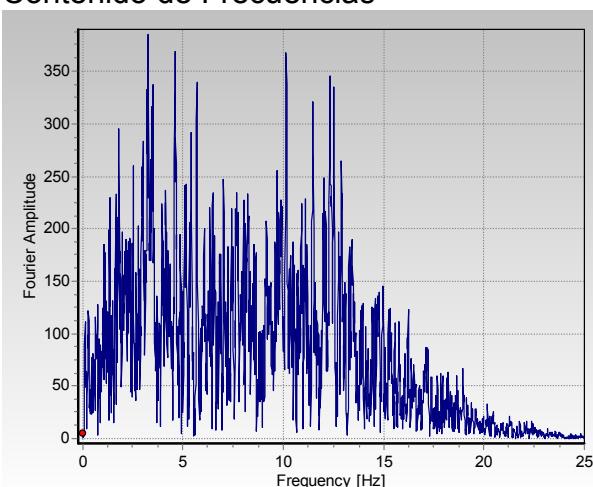
Aceleración:



Aceleración Espectral

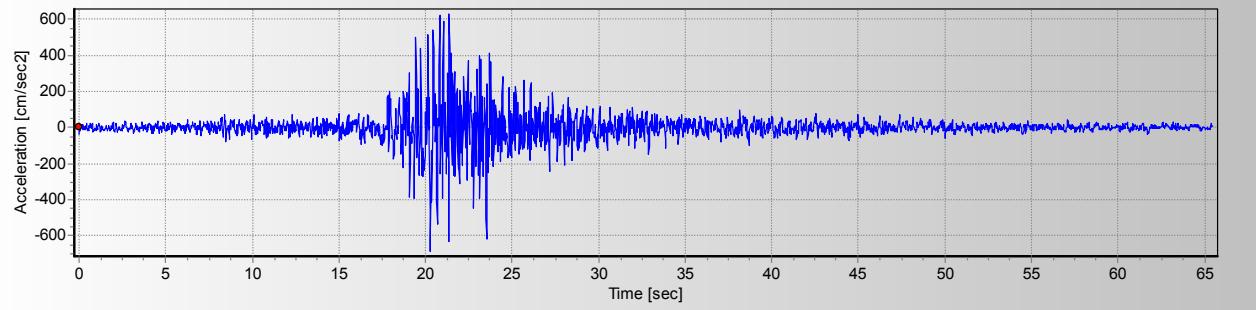


Contenido de Frecuencias

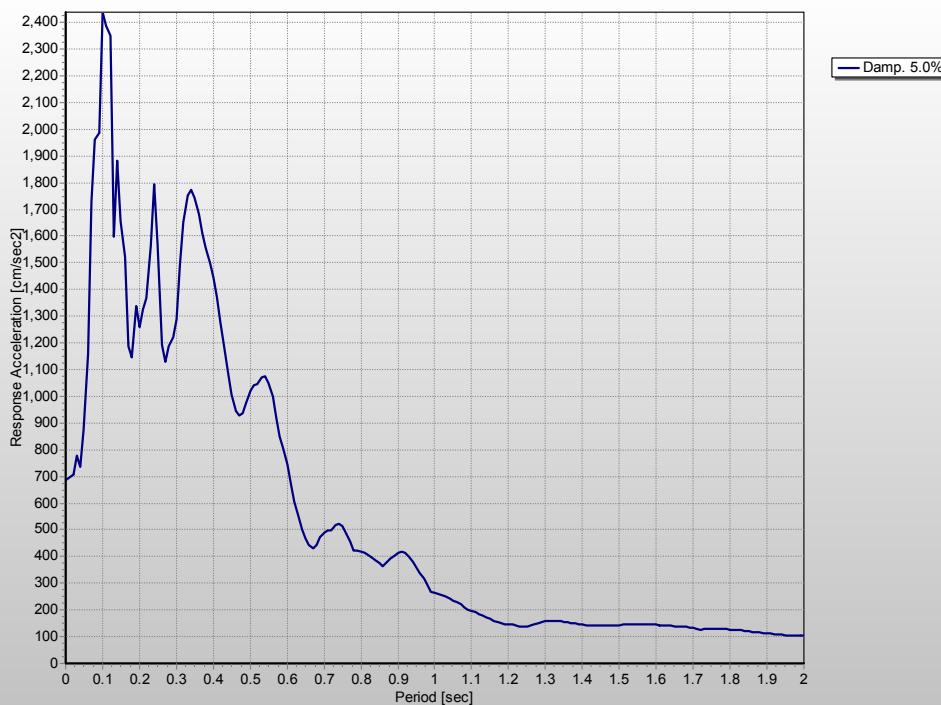


REGISTRO 7036

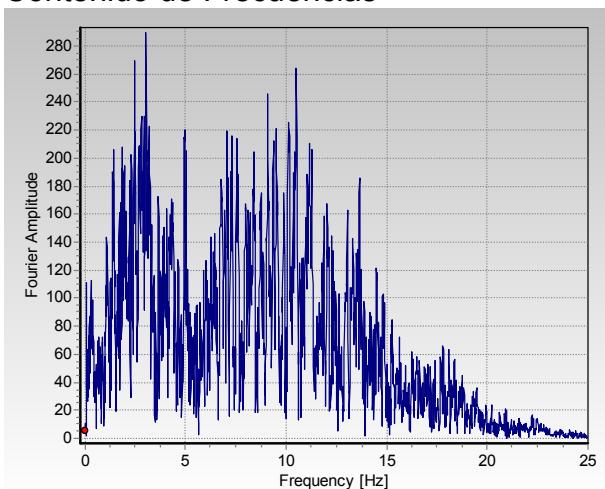
Aceleración:



Aceleración Espectral

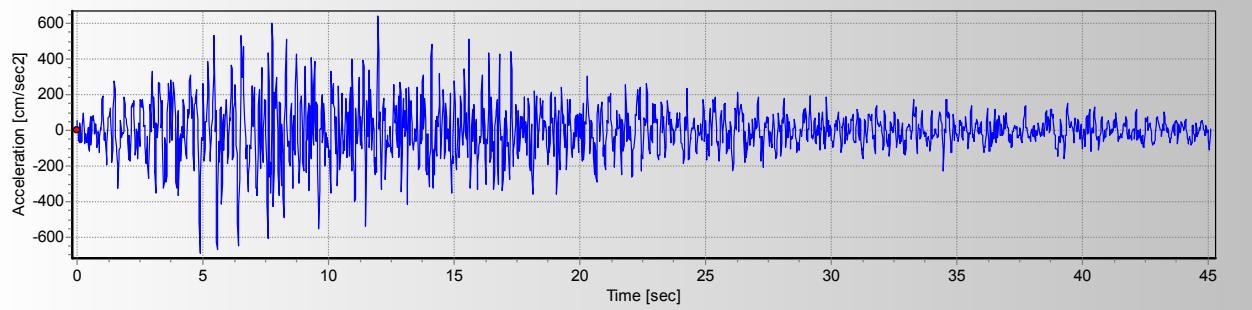


Contenido de Frecuencias

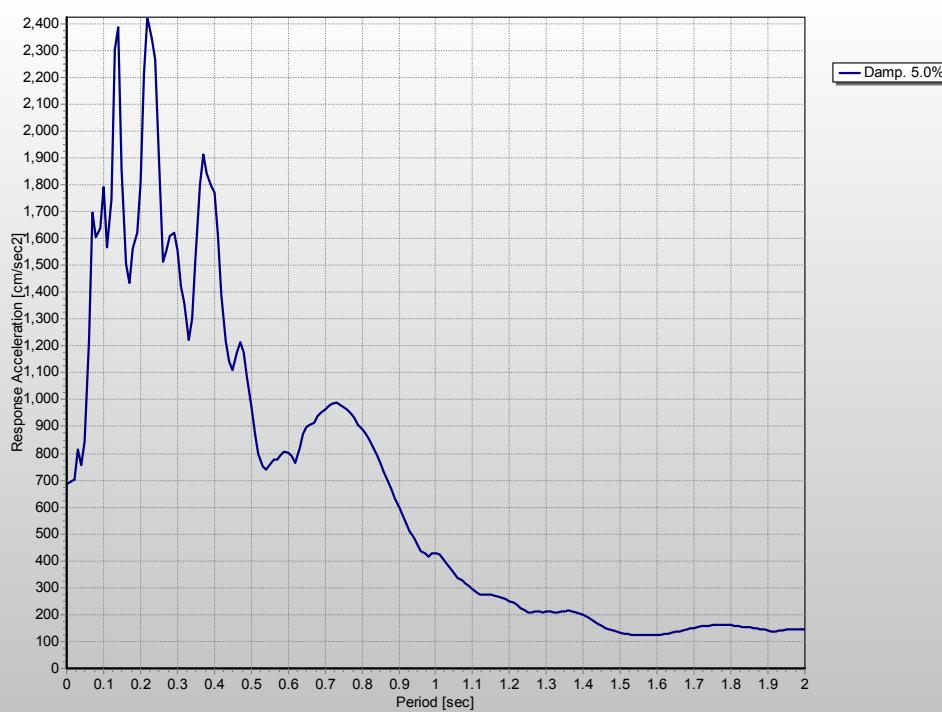


REGISTRO 7039

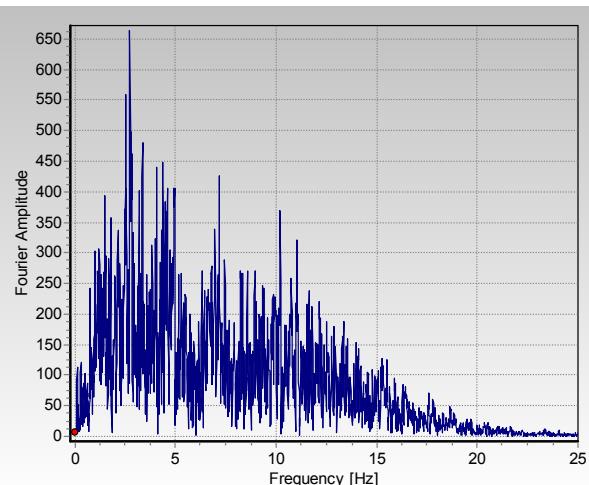
Aceleración:



Aceleración Espectral

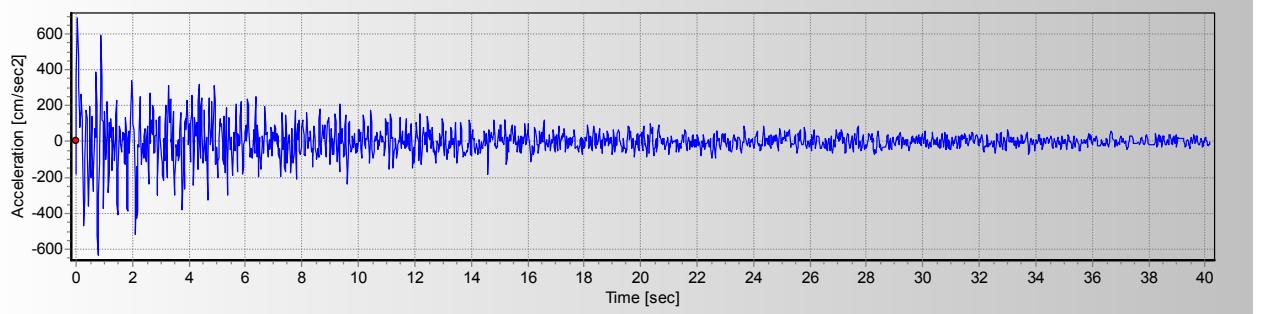


Contenido de Frecuencias

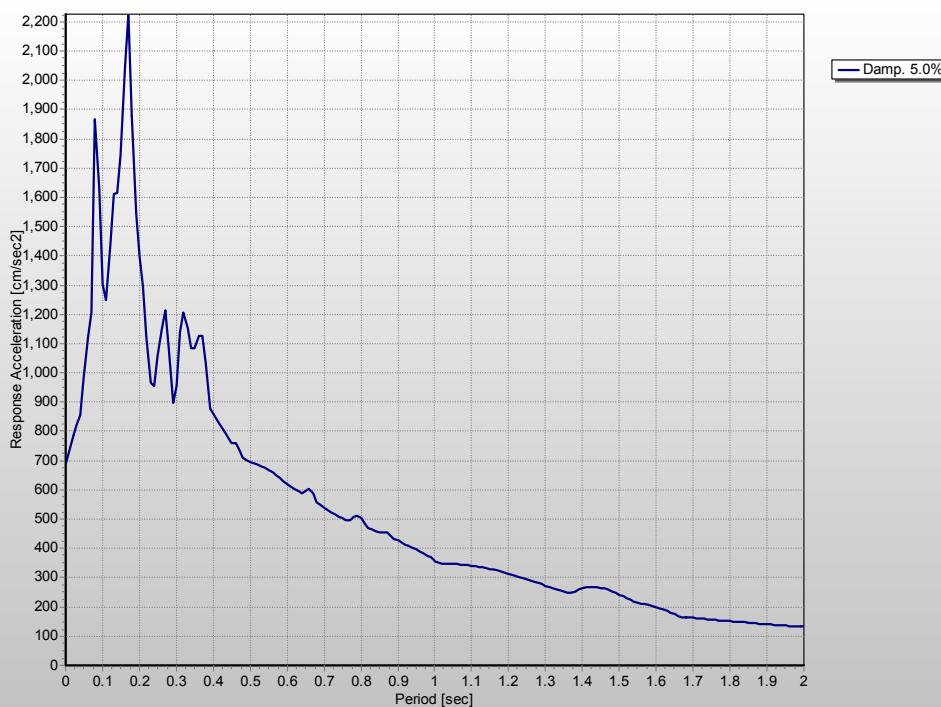


REGISTRO 7041

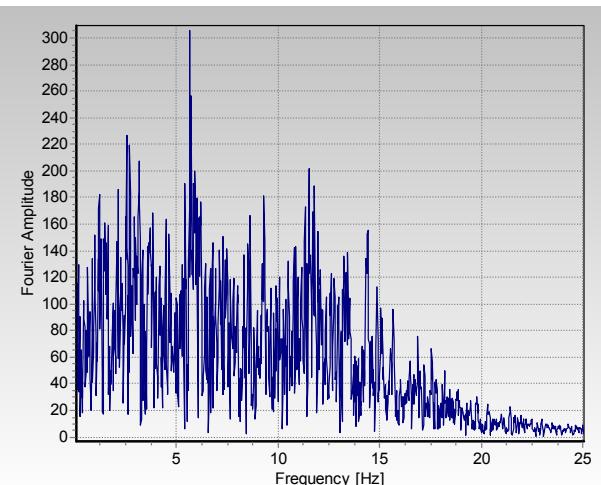
Aceleración:



Aceleración Espectral

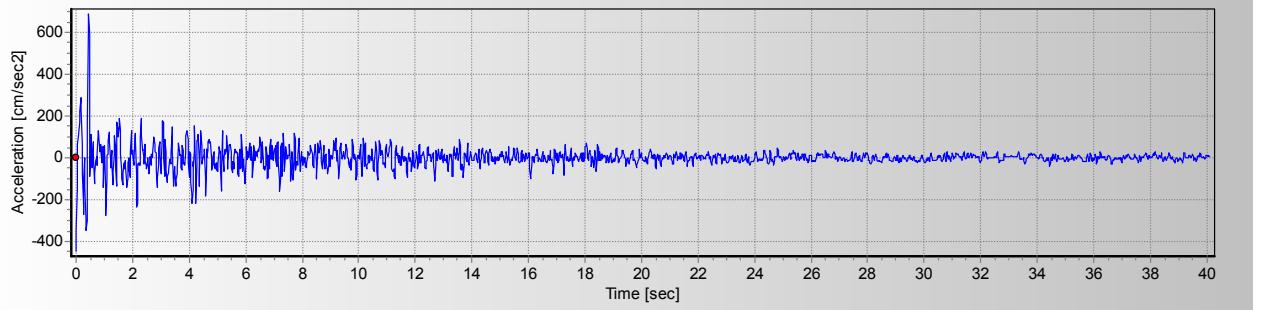


Contenido de Frecuencias

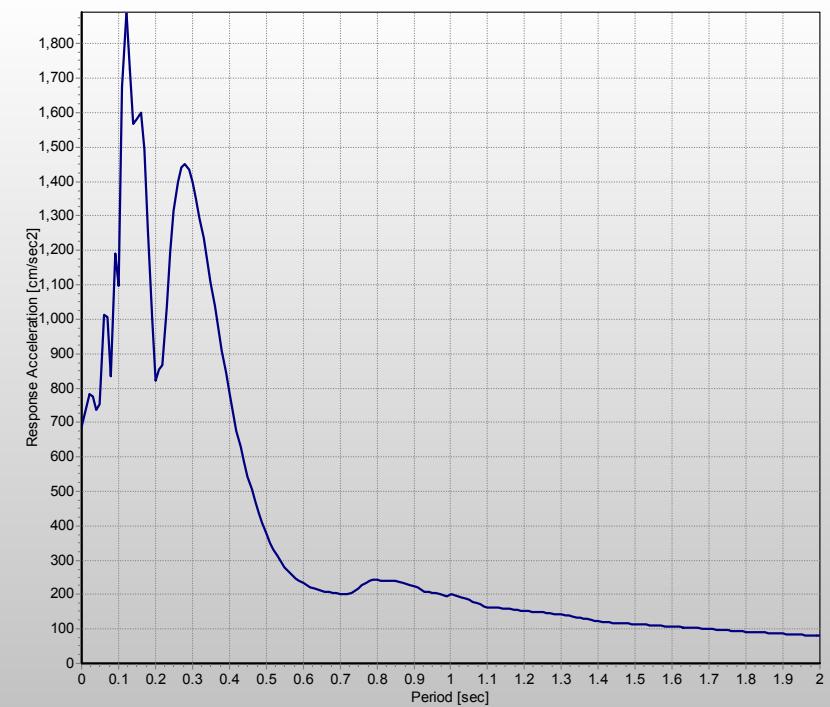


REGISTRO 7042

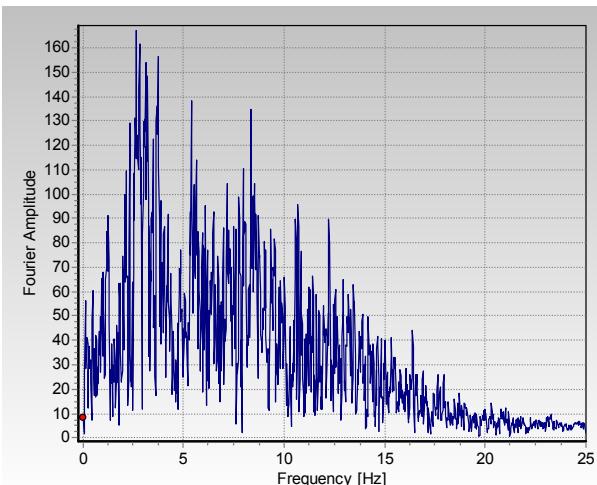
Aceleración:



Aceleración Espectral

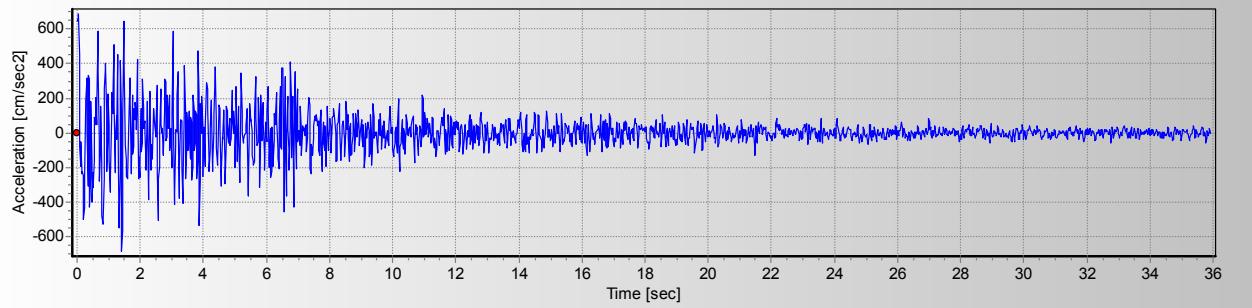


Contenido de Frecuencias

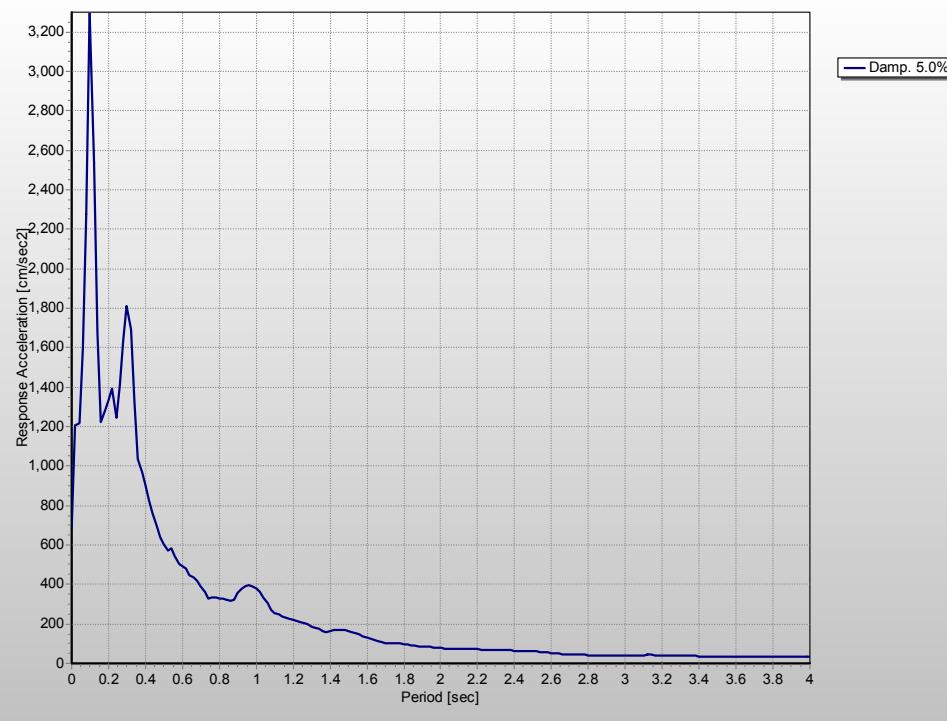


REGISTRO 7044

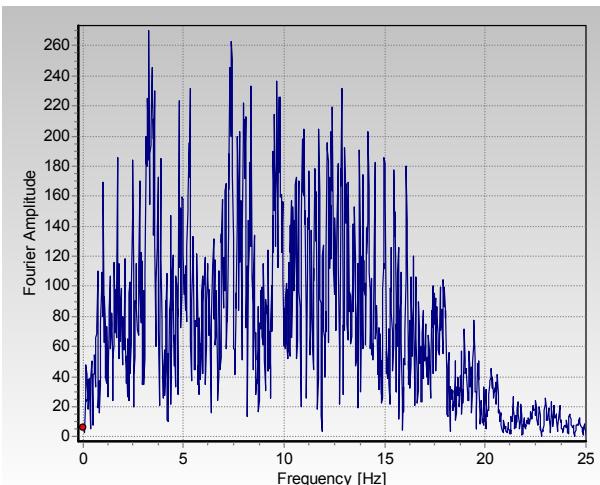
Aceleración:



Aceleración Espectral

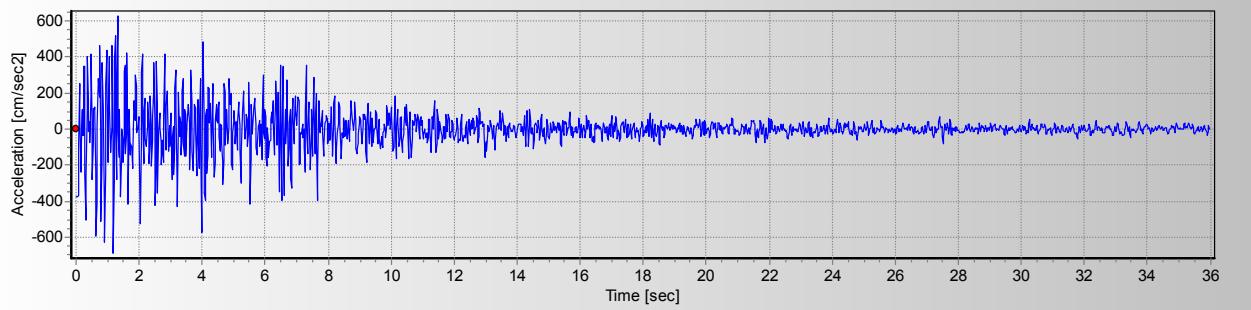


Contenido de Frecuencias

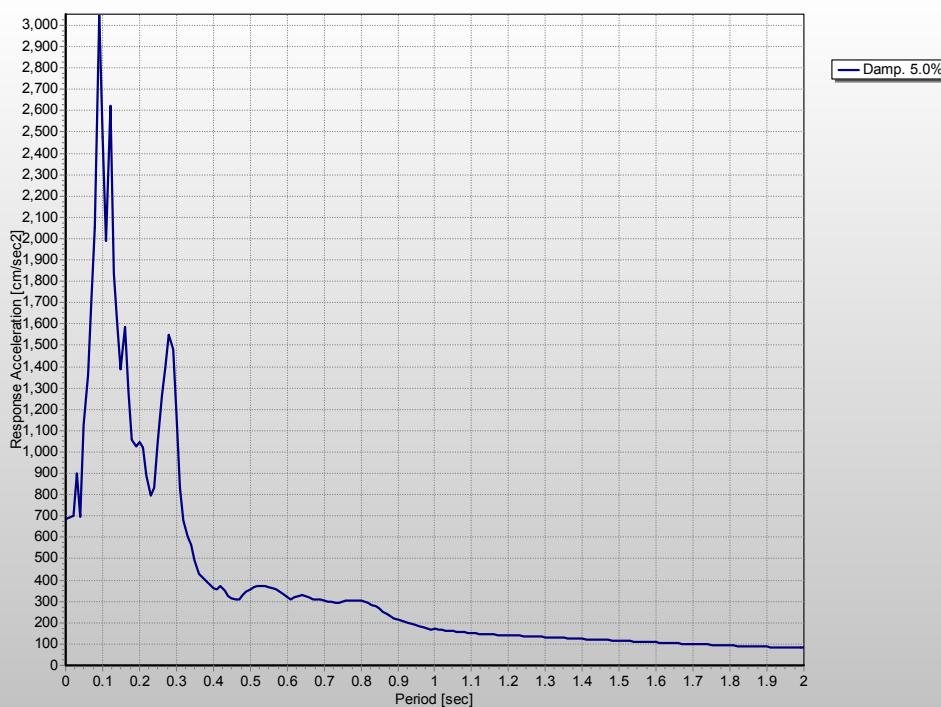


REGISTRO 7045

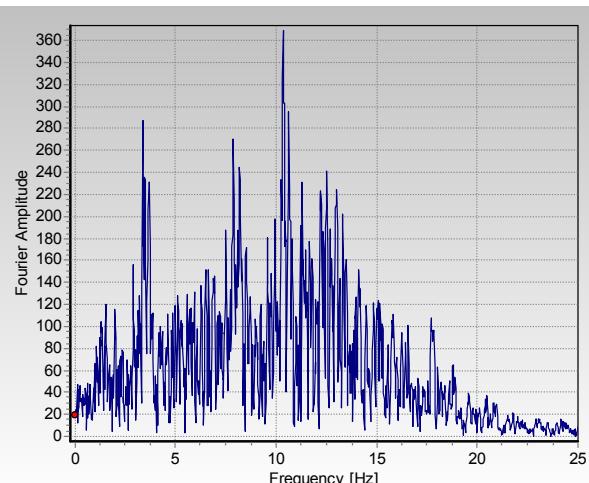
Aceleración:



Aceleración Espectral

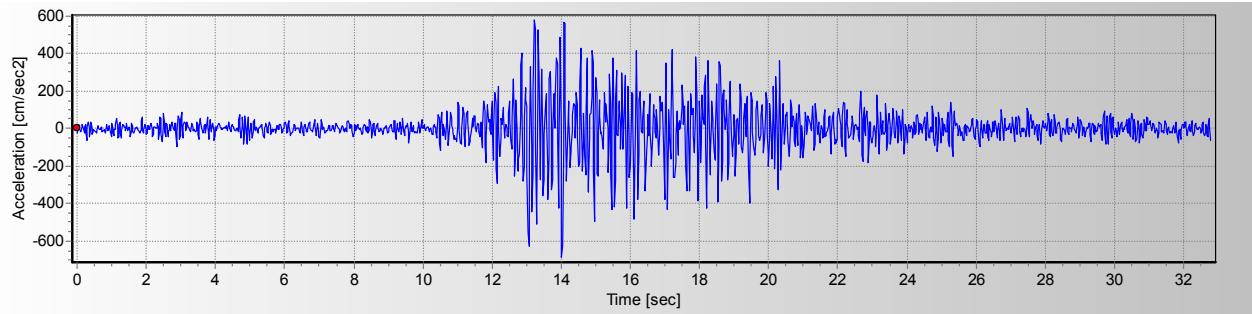


Contenido de Frecuencias

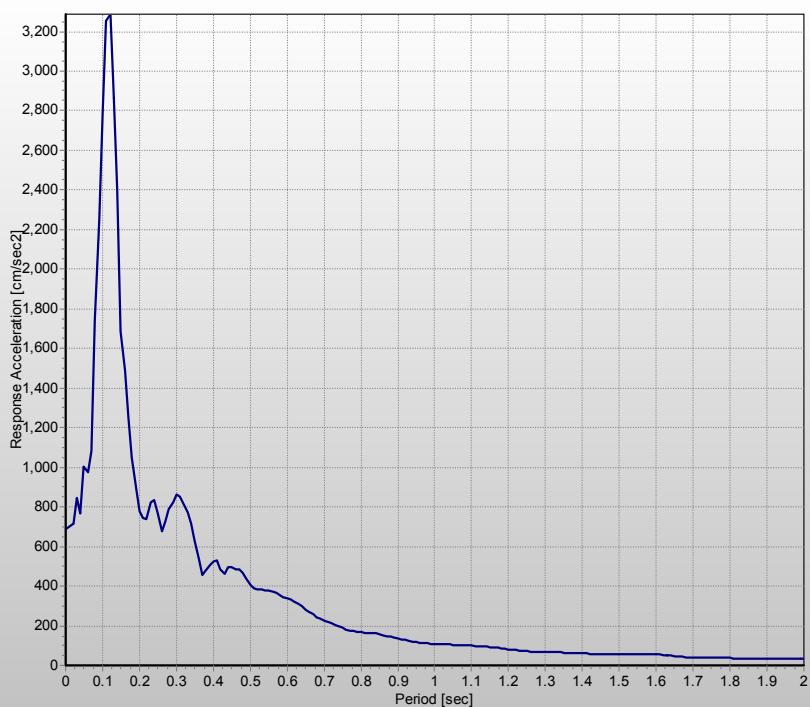


REGISTRO 7046

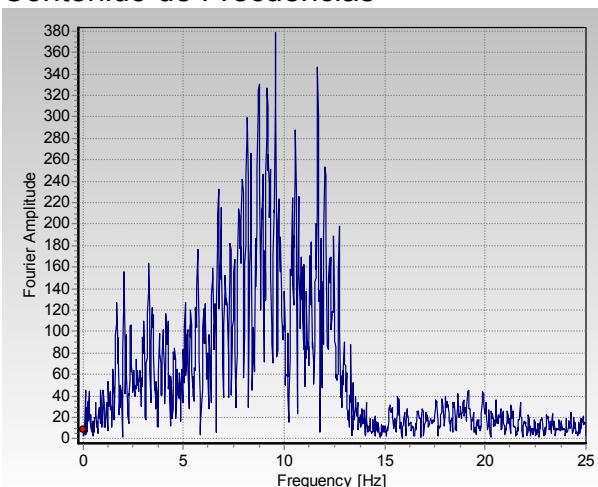
Aceleración:



Aceleración Espectral

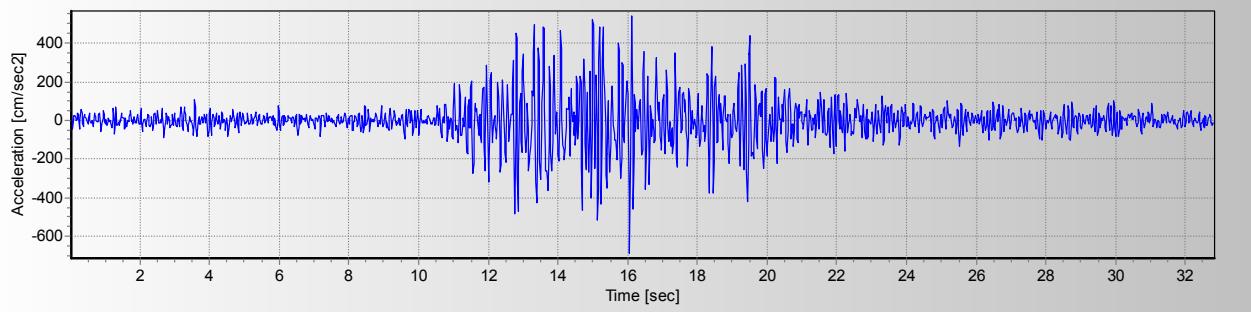


Contenido de Frecuencias

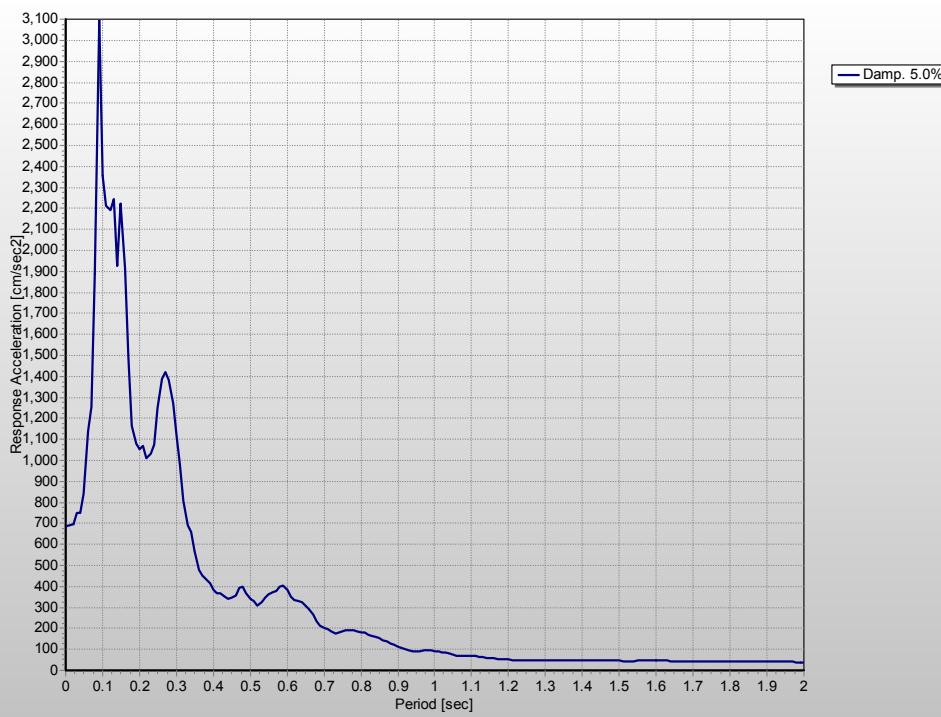


REGISTRO 7048

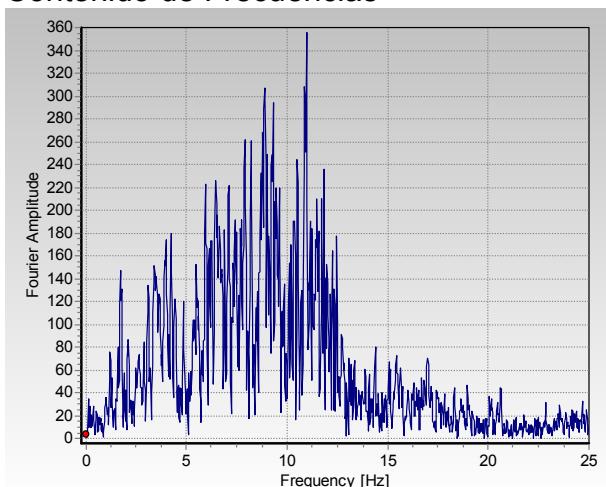
Aceleración:



Aceleración Espectral

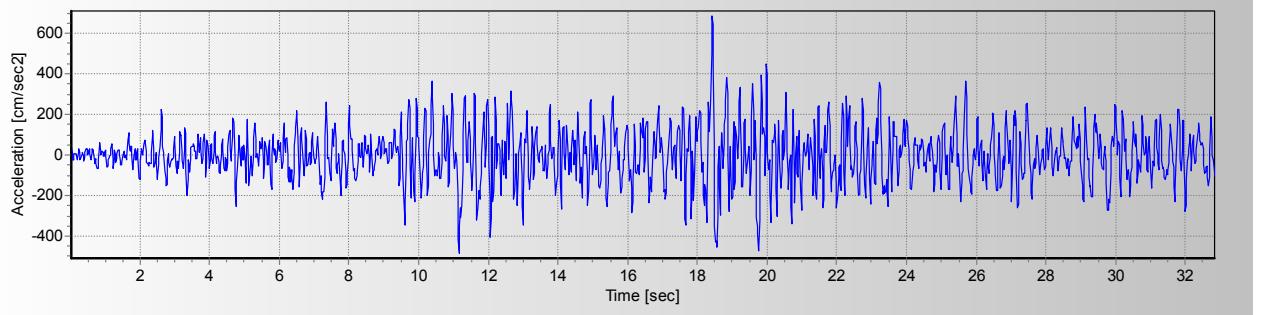


Contenido de Frecuencias

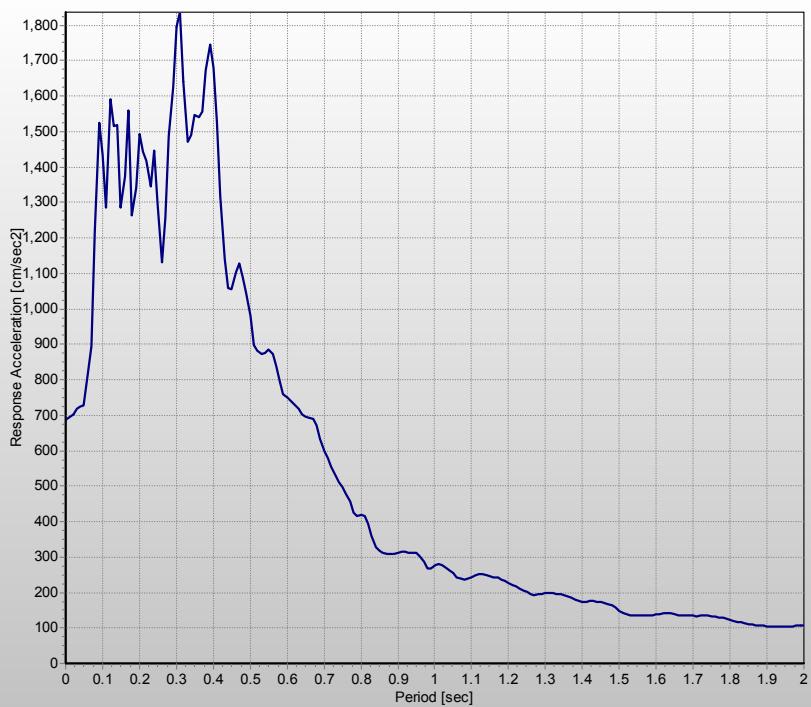


REGISTRO 7050

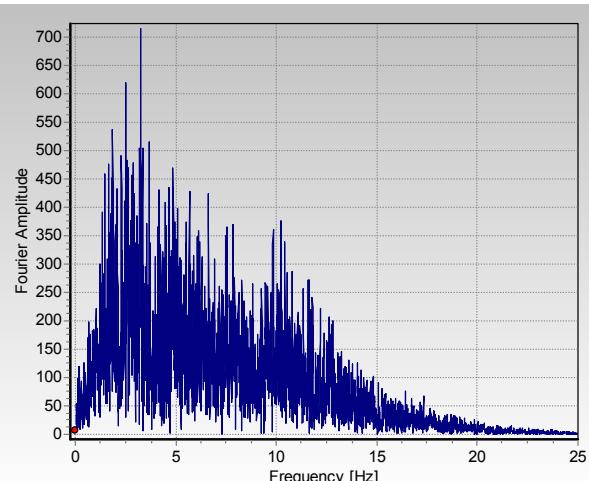
Aceleración:



Aceleración Espectral

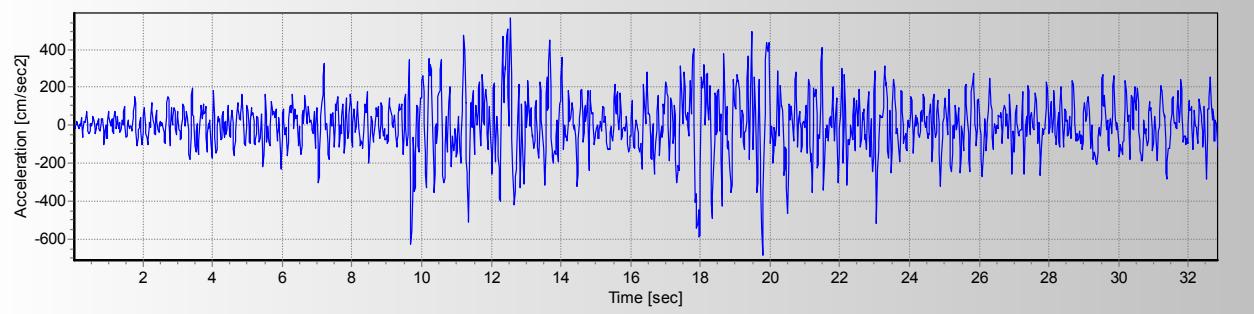


Contenido de Frecuencias

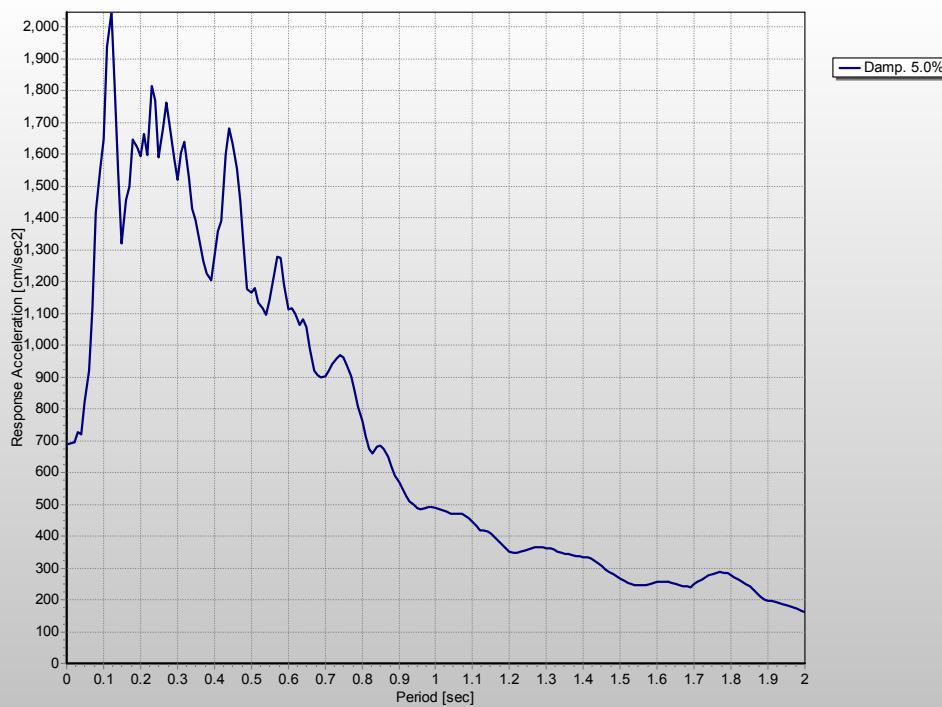


REGISTRO 7051

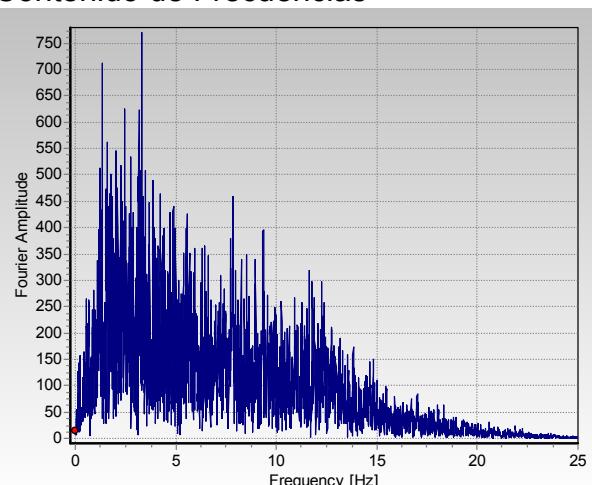
Aceleración:



Aceleración Espectral

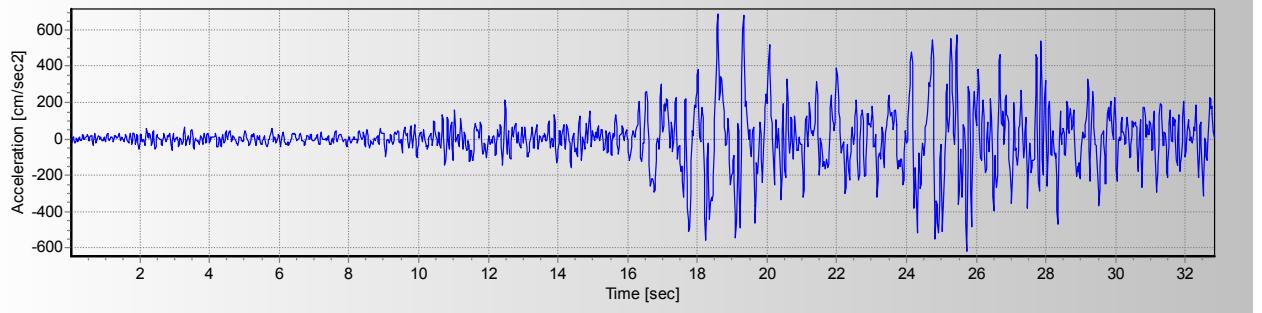


Contenido de Frecuencias



REGISTRO 7052

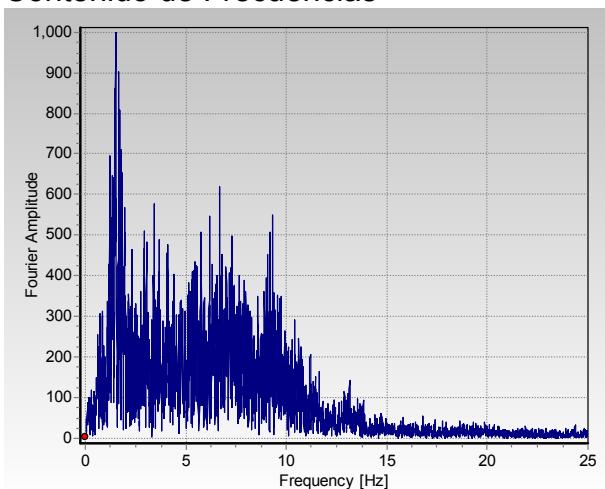
Aceleración:



Aceleración Espectral

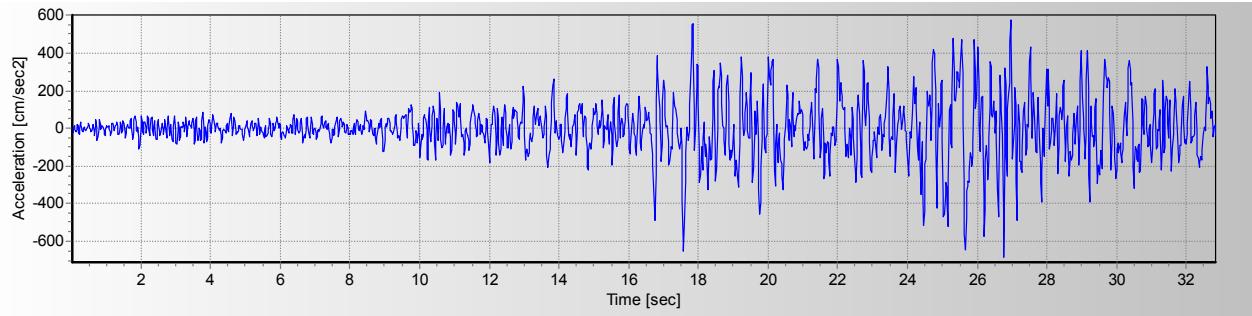


Contenido de Frecuencias

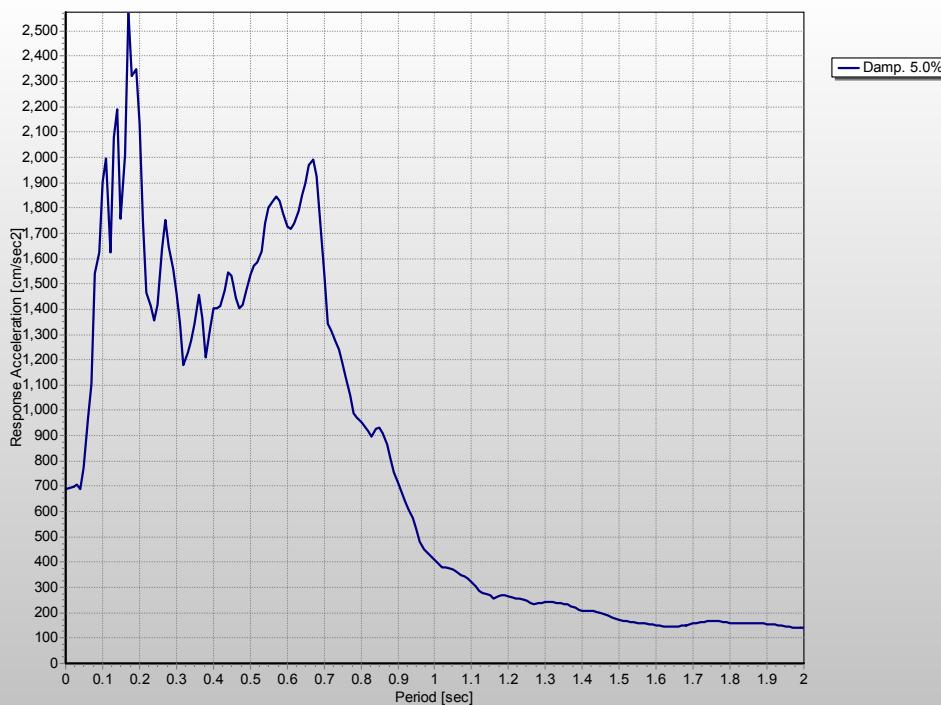


REGISTRO 7054

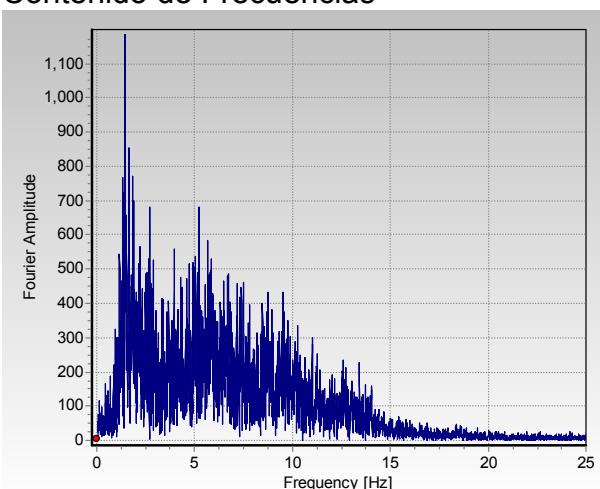
Aceleración:



Aceleración Espectral

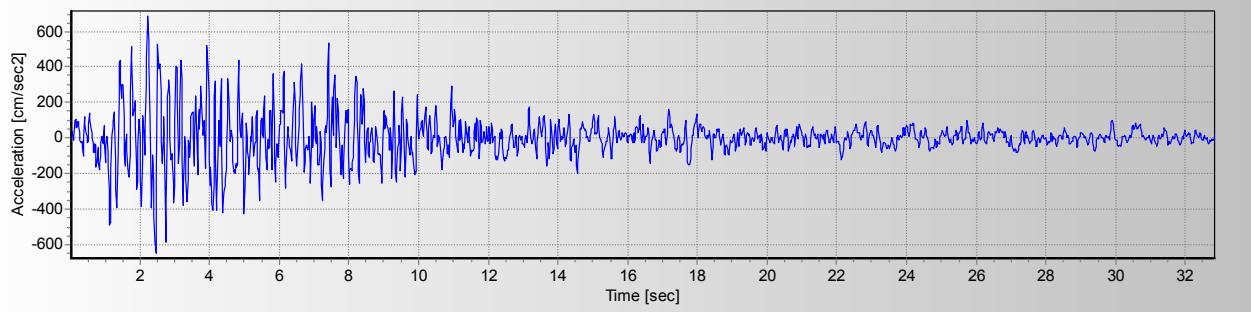


Contenido de Frecuencias

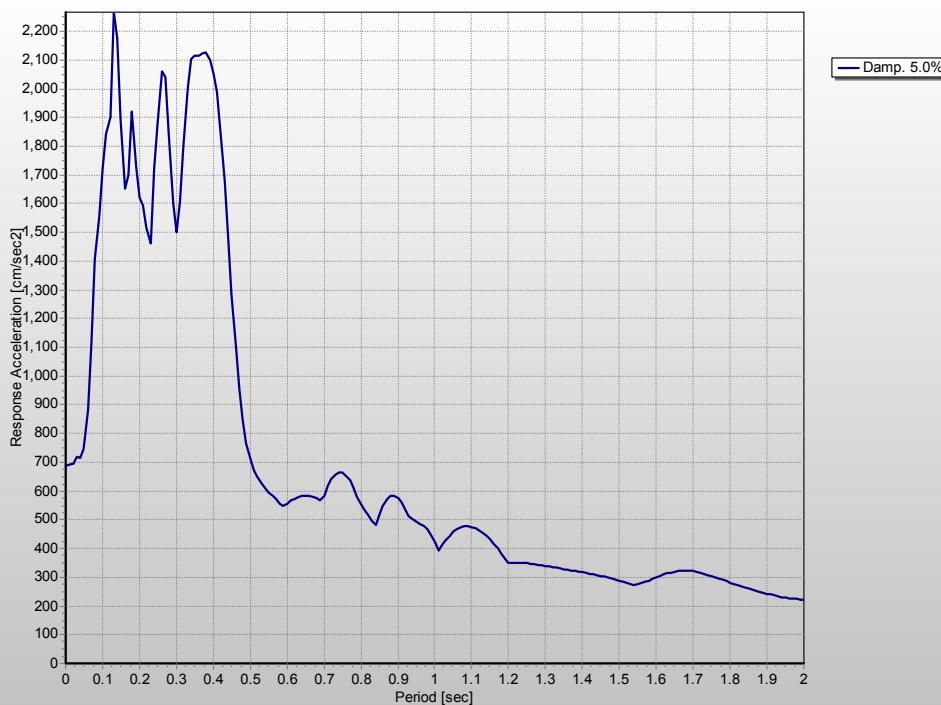


REGISTRO 7056

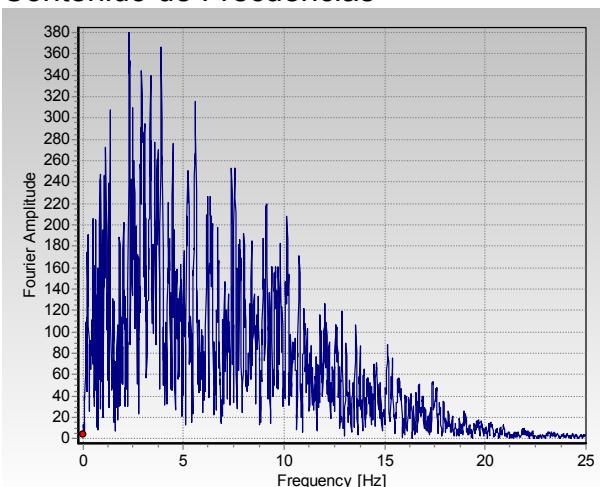
Aceleración:



Aceleración Espectral

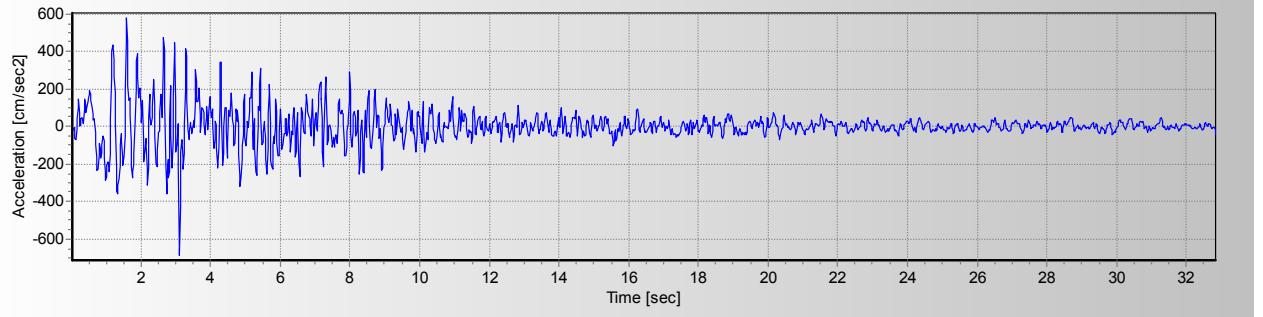


Contenido de Frecuencias

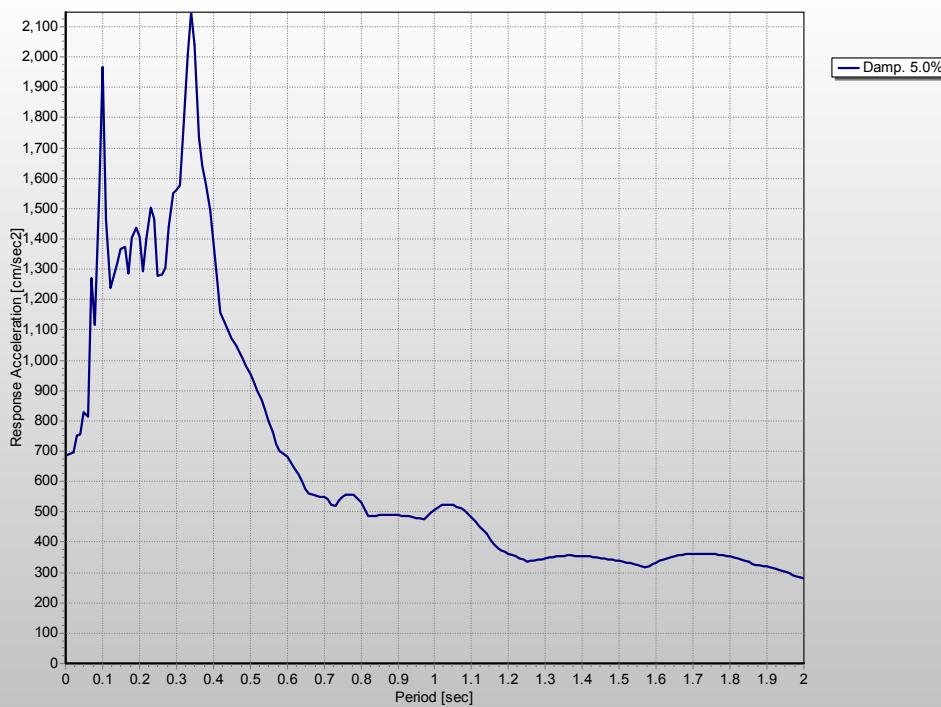


REGISTRO 7057

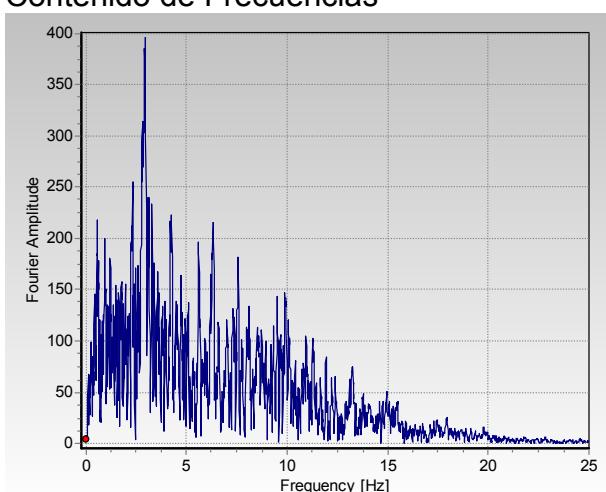
Aceleración:



Aceleración Espectral

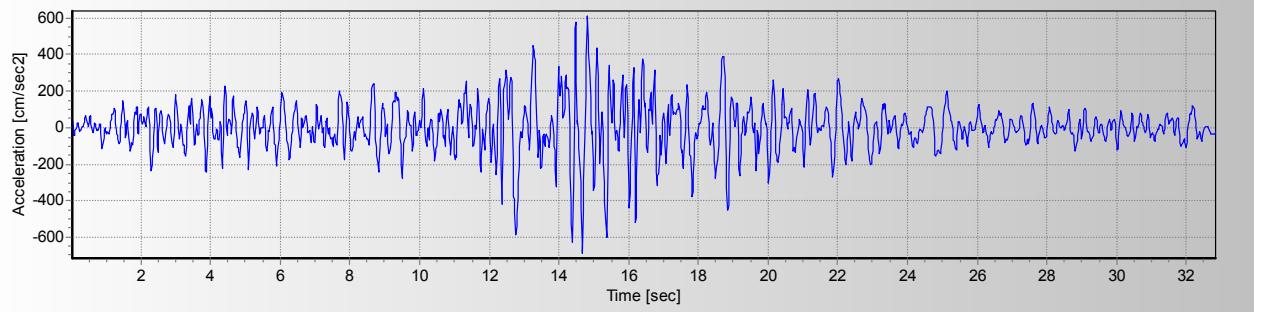


Contenido de Frecuencias

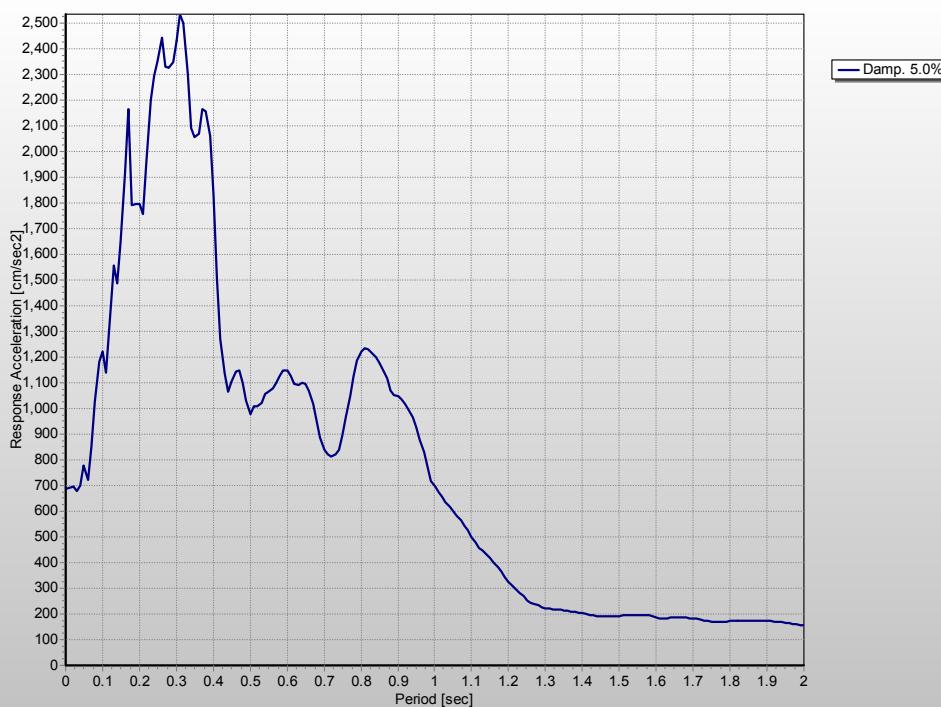


REGISTRO 7058

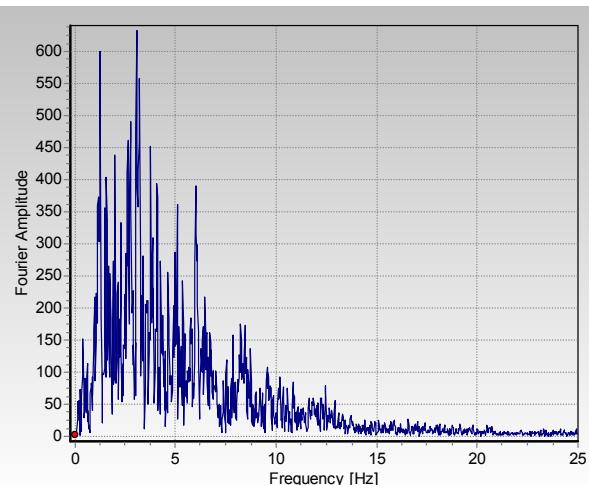
Aceleración:



Aceleración Espectral

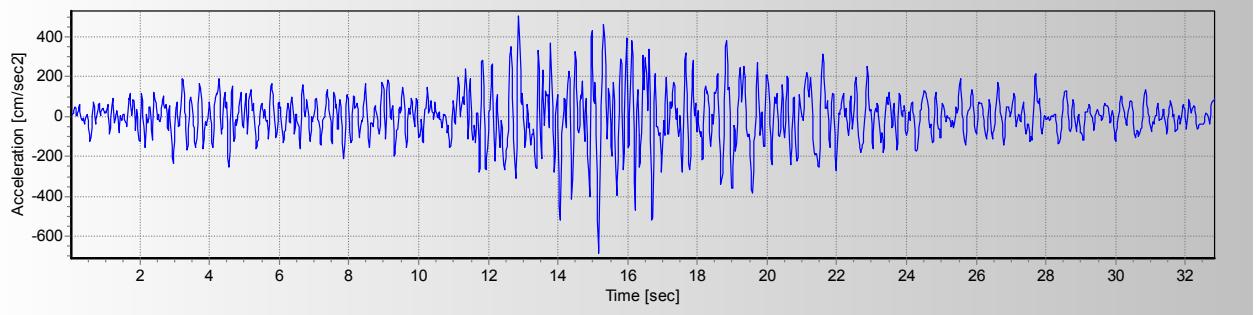


Contenido de Frecuencias

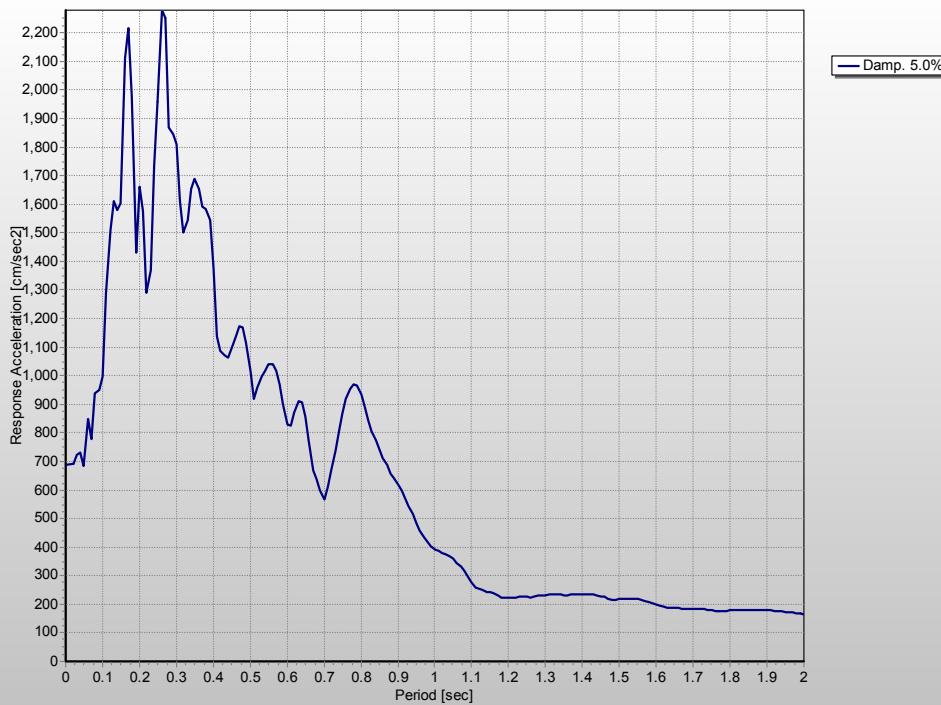


REGISTRO 7060

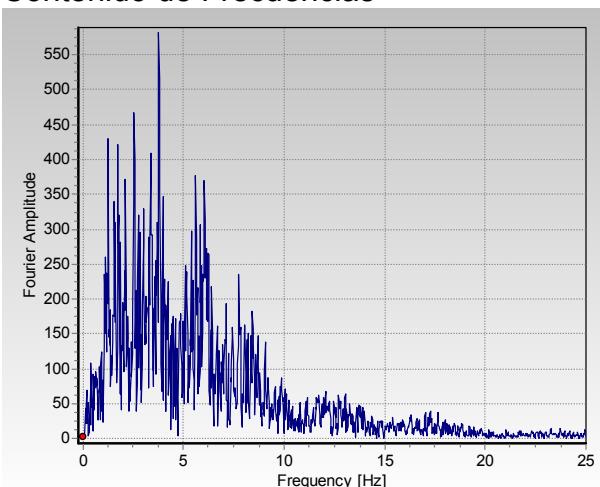
Aceleración:



Aceleración Espectral



Contenido de Frecuencias



APENDICE B

Características de las Estructuras Arquetípicas

Los diseños estructurales para las estructuras arquetípicas, se efectuaron siguiendo lo indicado en la Norma E.030 por procedimientos dinámicos de combinación modal espectral. Las siguientes limitaciones han influido en los diseños finales:

- Se acepta que los refuerzos de los muros tienen diámetros limitados a los que se han ensayado para obtener las curvas esfuerzo – deformación.
- Se acepta que las mallas son del tipo cuadradas, es decir el espaciamiento horizontal y vertical es el mismo.
- Se aplican criterios de uniformidad en la selección del refuerzo en los muros, tal como se estila y es práctica cotidiana en el diseño estructural.

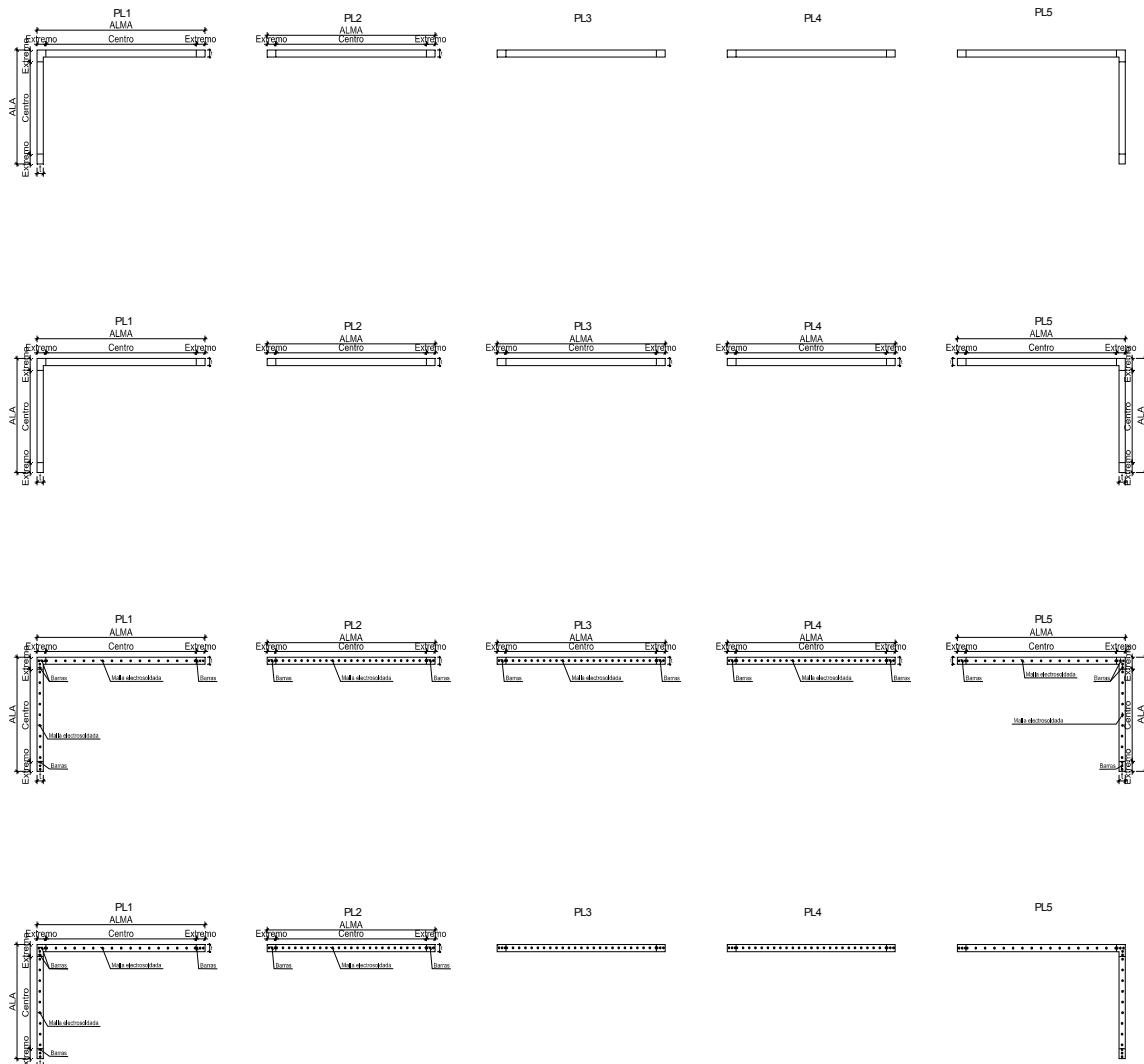
En los cuadros que se muestran a continuación, están las características.

Estructuras Arquetípicas: Resistencia del Concreto				
R = 4	f'c (kg/cm ²)			
Piso	5 Pisos	8 Pisos	12 Pisos	
12			210	
11			210	
10			210	
9			210	
8		210	210	
7		210	210	
6		210	210	
5	210	210	210	
4	210	210	210	
3	210	210	210	
2	210	210	210	
1	210	210	210	

R = 3	f'c (kg/cm ²)			
Piso	5 Pisos	8 Pisos	12 Pisos	
12			210	
11			210	
10			210	
9			210	
8			210	
7			210	
6			210	
5		210	210	
4		210	210	
3		210	210	
2		210	210	
1		210	210	

R = 2	f'c (kg/cm ²)			
Piso	5 Pisos	8 Pisos	12 Pisos	
12			210	
11			210	
10			210	
9			210	
8		210	210	
7		210	210	
6		210	210	
5	210	210	210	
4	210	210	210	
3	210	210	210	
2	210	210	210	
1	210	210	210	

R = 1	f'c (kg/cm ²)			
Piso	5 Pisos	8 Pisos	12 Pisos	
12			210	
11			210	
10			210	
9			210	
8			210	
7			210	
6			210	
5		210	210	
4		210	210	
3		210	210	
2		280	280	
1		280	280	



סימן בראון

REFUERZO DEL DISEÑO										REFUERZO ASIGNADO							
R = 3	Piso	t (cm)	Ala			R. Vertical			Refuerzo Controla			Aira		Aira			
			Extremos	R. Vertical Centro	R. Vertical Extremos	R. Vertical Centro	R. Vertical Extremos	R. Horizontal Centro	R. Horizontal Extremos	R. Vertical Centro	R. Vertical Extremos	R. Horizontal Centro	R. Horizontal Extremos	R. Vertical Centro	R. Vertical Extremos	R. Horizontal Centro	R. Horizontal Extremos
8	10	3x3/8	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 15cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	R. minimo horiz.	0.0020	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm
7	10	3x3/8	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 15cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	R. minimo horiz.	0.0020	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm
6	10	3x3/8	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 15cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	R. minimo horiz.	0.0020	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm
5	10	3x3/8	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 15cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	R. minimo horiz.	0.0020	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm
4	10	3x3/8	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 15cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	R. minimo horiz.	0.0020	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm
3	12	5x3/8	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 15cm	3 Ø 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	R. minimo horiz.	0.0020	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	3 Ø 1/2"	6.7mm @ 15cm	3 Ø 1/2"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm
2	12	3x1/2	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	3 Ø 1/2"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	R. Diseño Flexocomp	3 Ø 1/2"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	3 Ø 1/2"	6.7mm @ 15cm	3 Ø 1/2"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm
1	12	3x1/2	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	3 Ø 1/2"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	R. Diseño Flexocomp	3 Ø 1/2"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	3 Ø 1/2"	6.7mm @ 15cm	3 Ø 1/2"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm

REFUERZO DEL DISEÑO										REFUERZO ASIGNADO				
R = 2	Alma					Ala					Alma	Ala	Ala	
	Piso	t (cm)	R. Vertical	R. Vertical	Extremos	R. Vertical (D. Flexocompresión)	R. Horizontal	R. Horizontal	R. Vertical	R. Vertical	Extremos	R. Vertical	Centro	R. Vertical (D. Flexocompresión)
8	10	3x3/8	5.5mm @ 15cm	3x3/8"	5.5mm @ 15cm	3x3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	R. minimo horiz.	0.0020	3x3/8"	5.5mm @ 10cm	3x3/8"	5.5mm @ 10cm
7	10	3x3/8	5.5mm @ 15cm	3x3/8"	5.5mm @ 15cm	3x3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	R. minimo horiz.	0.0020	3x3/8"	5.5mm @ 10cm	3x3/8"	5.5mm @ 10cm
6	10	3x3/8	5.5mm @ 15cm	3x3/8"	5.5mm @ 15cm	3x3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	R. minimo horiz.	0.0020	3x1/2"	6.7mm @ 15cm	3x1/2"	6.7mm @ 15cm
5	10	3x3/8	5.5mm @ 15cm	3x3/8"	5.5mm @ 15cm	3x3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	R. minimo horiz.	0.0020	3x1/2"	6.7mm @ 15cm	3x1/2"	6.7mm @ 15cm
4	10	3x3/8	6.7mm @ 15cm	3x3/8"	6.7mm @ 15cm	3x3/8"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	R. Diseño Flexo comp		3x1/2"	6.7mm @ 15cm	3x1/2"	6.7mm @ 15cm
3	12	2x6/8+1x12/2	6.7mm @ 15cm	3x1/2"	6.7mm @ 15cm	3x1/2"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	R. Diseño Flexo comp		3x5/8	7.5mm @ 15cm	4x5/8"	7.5mm @ 10cm
2	12	2x6/8+1x12/2	7.5mm @ 15cm	3x1/2"	7.5mm @ 15cm	3x1/2"	7.5mm @ 15cm	7.0mm @ 15cm	R. Diseño Flexo comp		3x5/8	7.5mm @ 15cm	4x5/8"	7.5mm @ 10cm
1	12	2x6/8+1x12/2	7.5mm @ 15cm	4x5/8"	8.0mm @ 15cm	4x5/8"	7.5mm @ 15cm	8.0mm @ 15cm	R. Diseño Flexo comp		3x5/8	7.5mm @ 15cm	4x5/8"	7.5mm @ 10cm

R = 1	REFUERZO DEL DISEÑO						REFUERZO ASIGNADO					
	Ala			Centro			Ala			Centro		
	Piso	t (cm)	R. Vertical	R. Vertical	R. Flexocompresión	R. Flexocompresión	R. Horizontal	R. Horizontal	R. Vertical	R. Vertical	R. Flexocompresión	R. Flexocompresión
8	10	3x3/8	5.5mm @ 15cm	3φ1/2	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. minimo horiz.	0.0020	3φ1/2	6.7mm @ 15cm	3φ1/2	6.7mm @ 15cm
7	10	3φ1/2	6.7mm @ 15cm	3φ1/2	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	R. Corte		6φ1/2 (2cap)	7.5mm @ 10cm(1cap)	6φ1/2 (2cap)	6.7mm @ 15cm
6	10	3φ1/2	7.5mm @ 10cm(1cap)	3φ1/2	7.5mm @ 15cm	7.5mm @ 15cm	R. Corte		6φ1/2 (2cap)	7.5mm @ 10cm(1cap)	6φ1/2 (2cap)	7.5mm @ 10cm (2cap)
5	10	3x5/8	7.5mm @ 10cm(1cap)	4φ1/2*	7.5mm @ 15cm	7.5mm @ 10cm	Independiente		6φ1/2 (2cap)	7.5mm @ 10cm(1cap)	6φ1/2 (2cap)	7.5mm @ 10cm (2cap)
4	10	6φ1/2 (2cap)	7.5mm @ 10cm(1cap)	6φ1/2 (2cap)	7.5mm @ 15cm (2cap)	7.5mm @ 15cm (2cap)	Independiente		8x5/8 (2cap)	8.5mm @ 15cm(1cap)	6φ1/2 (2cap)	7.5mm @ 10cm (2cap)
3	15	6φ5/8 (2cap)	8.5mm @ 15cm (2cap)	6φ1/2* (2cap)	8.5mm @ 15cm (2cap)	8.5mm @ 20cm (2cap)	Independiente		8x5/8 (2cap)	8.5mm @ 15cm(1cap)	6φ1/2 (2cap)	8.5mm @ 15cm (2cap)
2	15	8x5/8 (2cap)	11.2* @ 15cm(1cap)	6φ5/8 (2cap)	11.2* @ 15cm (2cap)	11.2* @ 15cm (2cap)	Independiente		8x5/8 (2cap)	11.2* @ 15cm(1cap)	6φ1/2 (2cap)	11.2* @ 15cm (2cap)
1	15	8x5/8 (2cap)	11.2* @ 15cm(1cap)	6φ5/8 (2cap)	11.2* @ 15cm (2cap)	11.2* @ 20cm (2cap)	Independiente		8x5/8 (2cap)	11.2* @ 15cm(1cap)	6φ1/2 (2cap)	11.2* @ 15cm (2cap)

ESTRUCTURA ARQUETIPICA DE 08 NIVELES

PL2X - PL3X - PL4X

R = 4	REFUERZO DEL DISEÑO					REFUERZO ASIGNADO		
Piso	t (cm)	Alma			Refuerzo Controla	Alma		
		R.Vertical (D. Flexocompresión)		R. Horizontal (D.Corte)		R.Vertical (D. Flexocompresión)		R. Horizontal (D.Corte)
		Extremos	Centro			Extremos	Centro	
8	10	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm
7	10	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm
6	10	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm
5	10	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm
4	10	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm
3	12	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm
2	12	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm
1	12	3 φ 3/8"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm

R = 3	REFUERZO DEL DISEÑO					REFUERZO ASIGNADO			
Piso	t (cm)	Alma			Refuerzo Controla	Alma			Refuerzo Controla
		R.Vertical (D. Flexocompresión)		R. Horizontal (D.Corte)		R.Vertical (D. Flexocompresión)		R. Horizontal (D.Corte)	
		Extremos	Centro			Extremos	Centro		
8	10	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	
7	10	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	
6	10	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	
5	10	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	
4	10	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm	
3	12	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 1/2"	6.7mm @ 10cm	6.7mm @ 10cm	
2	12	3 φ 3/8"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	R. Diseño Flexocomp	3 φ 1/2"	6.7mm @ 10cm	6.7mm @ 10cm	
1	12	3 φ 1/2"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	R. Diseño Flexocomp	3 φ 1/2"	6.7mm @ 10cm	6.7mm @ 10cm	

R = 2	REFUERZO DEL DISEÑO					REFUERZO ASIGNADO		
Piso	t (cm)	Alma			Refuerzo Controla	Alma		
		R.Vertical (D. Flexocompresión)		R. Horizontal (D.Corte)		R.Vertical (D. Flexocompresión)		R. Horizontal (D.Corte)
		Extremos	Centro			Extremos	Centro	
8	10	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm
7	10	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm
6	10	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 1/2"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm
5	10	3 φ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 φ 1/2"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm
4	10	3 φ 1/2"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	R. Diseño Flexocomp	3 φ 1/2"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm
3	12	4 φ 5/8"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	R. Diseño Flexocomp	4 φ 5/8"	1/2" @ 15cm	3/8" @ 15cm
2	12	4 φ 5/8"	6.7mm @ 15cm	6.7mm @ 15cm	R. Diseño Flexocomp	4 φ 5/8"	1/2" @ 15cm	3/8" @ 15cm
1	12	4 φ 5/8"	1/2" @ 15cm	8.0mm @ 20cm	Independiente	4 φ 5/8"	1/2" @ 15cm	3/8" @ 15cm

R = 1	REFUERZO DEL DISEÑO					REFUERZO ASIGNADO		
Piso	t (cm)	Alma			Refuerzo Controla	Alma		
		R. Vertical (D. Flexocompresión)	R. Horizontal (D.Corte)	Extremos		Centro	R. Vertical (D. Flexocompresión)	R. Horizontal (D.Corte)
8	10	3 ϕ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 ϕ 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm
7	10	3 ϕ 3/8"	5.5mm @ 15cm	5.5mm @ 10cm	R. mínimo horiz. 0.0020	3 ϕ 3/8"	5.5mm @ 10cm	5.5mm @ 10cm
6	10	7 ϕ 5/8"	1/2" @ 15cm	3/8" @ 30cm	Independiente	7 ϕ 5/8"	1/2" @ 15cm	3/8" @ 15cm
5	10	7 ϕ 5/8"	1/2" @ 15cm	3/8" @ 30cm	Independiente	7 ϕ 5/8"	1/2" @ 15cm	3/8" @ 15cm
4	10	7 ϕ 5/8"	1/2" @ 15cm	3/8" @ 30cm	Independiente	7 ϕ 5/8"	1/2" @ 15cm	3/8" @ 15cm
3	12	14 ϕ 5/8 (2cap)	1/2" @ 15cm	8.0mm @ 15cm	Independiente	14 ϕ 5/8 (2cap)	1/2" @ 15cm (2cap)	3/8 @ 30cm (2cap)
2	12	14 ϕ 5/8 (2cap)	1/2" @ 15cm	8.0mm @ 15cm	Independiente	14 ϕ 5/8 (2cap)	1/2" @ 15cm (2cap)	3/8 @ 30cm (2cap)
1	12	14 ϕ 5/8 (2cap)	1/2" @ 15cm (2cap)	8.0mm @ 30cm (2cap)	Independiente	14 ϕ 5/8 (2cap)	1/2" @ 15cm (2cap)	3/8 @ 30cm (2cap)

ESTRUCTURA ARQUETIPICA DE 12 NIVELES

APENDICE C

Archivos de datos del programa CANNY 2007

Ejemplo 1: Estructura Arquetípica de 05 niveles.

```
/*ESTRUCTURA 5P1 Densidad de Muros 2.5%
/*Octubre 2007
/*Hecho por German 30-10-2007/22-11-2007
/*Revisado por AGV: 12-2007
/*Modelo Arquetípico de 05 Niveles
/*Altura entrepiso incluyendo losa/aligerado 2.50 metros
/*Longitud de muro 17.50 metros
/*Densidad de muros 2.5%
/*Peso Unitario Total de 0.70 Tn/m2 = 6.86 kN/m2
/*Peso Azotea un 0.86 x 0.70
/* OK
Title=Estructura 5P1
Title=Analisis Dinamico 2D: X-X
Unit system: kN mm sec
//analysis control data
Dynamic Analysis
2D Analysis in X-direction
gravity acceleration = 9810
required modes = 5
mode extraction at every 10-steps
output damage information
output floor results
output support reactions
output all node displacement acceleration velocity
output all elements
output step interval 1
overall iteration limit = 20
relative tolerance = 0.005 (to structural weight)
relative displacement limit = 0.015
//external input
computation step = 8
start time at 0
end time at 66.0
damping coefficient 0.002[K]+1.164[M]+0[K0]
factor 0.90 TX file = C:\CANNY\EQ\PERU\7035 2-50.ACC
//
//floor, unit(kN mm)
5F Z=12500
4F Z=10000
3F Z=7500
2F Z=5000
1F Z=2500
0F Z=0
//
//frame, unit(kN mm)
X1 0
X2 2700
X3 3700
X4 6400
X5 7400
X6 10100
X7 11100
X8 13800
X9 14800
X10 17500
Y1 0
//
//supernode, unit(kN mm) /* OK
R5(TX) 5F G(8750 0 12500) Wx=319.02 J=0
R4(TX) 4F G(8750 0 10000) Wx=370.95 J=0
R3(TX) 3F G(8750 0 7500) Wx=370.95 J=0
R2(TX) 2F G(8750 0 5000) Wx=370.95 J=0
R1(TX) 1F G(8750 0 2500) Wx=370.95 J=0
//
```

```

//node DOF, unit(kN mm)
default node DOFs: TXTZRY
node X1 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X2 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X3 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X4 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X5 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X6 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X7 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X8 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X9 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X10 Y1 0F prescribed TXTZRY
//
//node location, unit(kN mm)
X1 Y1 0F~5F
X2 Y1 0F~5F
X3 Y1 0F~5F
X4 Y1 0F~5F
X5 Y1 0F~5F
X6 Y1 0F~5F
X7 Y1 0F~5F
X8 Y1 0F~5F
X9 Y1 0F~5F
X10 Y1 0F~5F
//
//wall, unit(kN mm) /*OK
Option (rigid,MS model)
X1-X2 Y1 0F-1F SWP1-1
X1-X2 Y1 1F-2F SWP1-2
X1-X2 Y1 2F-3F SWP1-3
X1-X2 Y1 3F-4F SWP1-4
X1-X2 Y1 4F-5F SWP1-5
X3-X4 Y1 0F-1F SWP2-1
X3-X4 Y1 1F-2F SWP2-2
X3-X4 Y1 2F-3F SWP2-3
X3-X4 Y1 3F-4F SWP2-4
X3-X4 Y1 4F-5F SWP2-5
X5-X6 Y1 0F-1F SWP3-1
X5-X6 Y1 1F-2F SWP3-2
X5-X6 Y1 2F-3F SWP3-3
X5-X6 Y1 3F-4F SWP3-4
X5-X6 Y1 4F-5F SWP3-5
X7-X8 Y1 0F-1F SWP4-1
X7-X8 Y1 1F-2F SWP4-2
X7-X8 Y1 2F-3F SWP4-3
X7-X8 Y1 3F-4F SWP4-4
X7-X8 Y1 4F-5F SWP4-5
X9-X10 Y1 0F-1F SWP5-1
X9-X10 Y1 1F-2F SWP5-2
X9-X10 Y1 2F-3F SWP5-3
X9-X10 Y1 3F-4F SWP5-4
X9-X10 Y1 4F-5F SWP5-5
//
//material property, unit(kN mm)/*OK
S-3 SR4 224.50 112.25 T(0.449 1.64 78.33 0.00001) C(0.449 1.64 78.33 0.00001) U(1.50 1.50) P(0.25 5.0 5.0)
S-4 SR4 232.50 116.25 T(0.465 1.62 84.19 0.00001) C(0.465 1.62 84.19 0.00001) U(4.52 4.52) P(0.25 5.0 5.0)
S-12 SR4 224.50 112.25 T(0.449 1.58 91.22 0.00001) C(0.449 1.58 91.22 0.00001) U(5.69 5.69) P(0.25 5.0 5.0)
SM-45 SR4 120.857 60.429 T(0.423 1.275 8.88 0.00001) C(0.423 1.275 8.88 0.00001) U(1.1 1.1) P(0.25 5.0 5.0)
SM-55 SR4 142.286 71.143 T(0.498 1.153 5.79 0.00001) C(0.498 1.153 5.79 0.00001) U(1.1 1.1) P(0.25 5.0 5.0)
SM-67 SR4 144.000 72.000 T(0.504 1.127 10.65 0.00001) C(0.504 1.127 10.65 0.00001) U(1.1 1.1) P(0.25 5.0 5.0)
SM-75 SR4 140.000 70.000 T(0.490 1.187 4.43 0.00001) C(0.490 1.187 4.43 0.00001) U(1.1 1.1) P(0.25 5.0 5.0)
CM77 CE4 12.91 5.53 C(.00755 0.002) U(0.921 1.721) cc.U(1 3)
CM144 CE4 17.41 7.46 C(.01373 0.002) U(0.808 1.721) cc.U(1 3)
CM175 CE4 19.37 8.30 C(.01717 0.001977) U(0.806 1.742) cc.U(1 3)/*Propiedades por interpolacion
CM210 CE4 21.32 9.14 C(.02060 0.0019530) U(0.803 1.762) cc.U(1 4)
CM280 CE4 24.62 10.55 C(.02747 0.0018370) U(0.602 1.874) cc.U(1 4)
U#3 71
U#4 129
Ud12 113
Wd45 15.904
Wd55 23.758
Wd67 35.257
Wd75 44.179
//
//member section, unit(kN mm)

```


Ejemplo 2: Estructura Arquetípica de 08 niveles.

```
/*ESTRUCTURA 8P1 Densidad de Muros 3.0%
/*Diciembre 2007
/*Hecho por Maribel 22-11-2007
/*Revisado por AGV 12/07
/*Modelo Arquetípico de 08 Niveles
/*Altura entrepiso incluyendo losa/aligerado 2.50 metros
/*Longitud de eje 17.50 metros
/*Densidad de muros 3.0%
/*Peso Unitario Total de 0.70 Tn/m2 = 6.86 kN/m2
/*Peso Azotea un 0.86 del tipico
Title=Estructura 8P1 R=1
Title=Analisis Dinamico 2D: X-X
Unit system: KN mm sec
//analysis control data
Dynamic Analysis
2D Analysis in X-direction
gravity acceleration = 9810
required modes = 8
mode extraction at every 10-steps
output damage information
output floor results
output support reactions
output all node displacement acceleration velocity
output all elements
output step interval 1
overall iteration limit = 20
relative tolerance = 0.005 (to structural weight)
relative displacement limit = 0.015
//external input
computation step = 8
start time at 0
end time at 65.66
damping coefficient 0.004[K]+0.561[M]+0[K0]
factor 0.56 TX file = C:\CANNY\EQ\PERU\7035 2-50.ACC
//
//floor, unit(kN mm)
8F Z=20000
7F Z=17500
6F Z=15000
5F Z=12500
4F Z=10000
3F Z=7500
2F Z=5000
1F Z=2500
0F Z=0
//
//frame, unit(kN mm)
X1 0
X2 2700
X3 3700
X4 6400
X5 7400
X6 10100
X7 11100
X8 13800
X9 14800
X10 17500
Y1 0
//
//supernode, unit(kN mm)
R8(TX) 8F G(8750 0 20000) Wx=319 J=0
R7(TX) 7F G(8750 0 17500) Wx=371 J=0
R6(TX) 6F G(8750 0 15000) Wx=371 J=0
R5(TX) 5F G(8750 0 12500) Wx=371 J=0
R4(TX) 4F G(8750 0 10000) Wx=371 J=0
R3(TX) 3F G(8750 0 7500) Wx=371 J=0
R2(TX) 2F G(8750 0 5000) Wx=371 J=0
R1(TX) 1F G(8750 0 2500) Wx=371 J=0
//
//node DOF, unit(kN mm)
default node DOFs: TXTZRY
node X1 Y1 0F prescribed TXTZRY
```

```

node X2 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X3 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X4 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X5 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X6 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X7 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X8 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X9 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X10 Y1 0F prescribed TXTZRY
//
//node location, unit(kN mm)
X1 Y1 0F~8F
X2 Y1 0F~8F
X3 Y1 0F~8F
X4 Y1 0F~8F
X5 Y1 0F~8F
X6 Y1 0F~8F
X7 Y1 0F~8F
X8 Y1 0F~8F
X9 Y1 0F~8F
X10 Y1 0F~8F
//
//wall, unit(kN mm)
Option (rigid,MS model)
X1-X2 Y1 0F-1F SWP1-1
X1-X2 Y1 1F-2F SWP1-2
X1-X2 Y1 2F-3F SWP1-3
X1-X2 Y1 3F-4F SWP1-4
X1-X2 Y1 4F-5F SWP1-5
X1-X2 Y1 5F-6F SWP1-6
X1-X2 Y1 6F-7F SWP1-7
X1-X2 Y1 7F-8F SWP1-8
X3-X4 Y1 0F-1F SWP2-1
X3-X4 Y1 1F-2F SWP2-2
X3-X4 Y1 2F-3F SWP2-3
X3-X4 Y1 3F-4F SWP2-4
X3-X4 Y1 4F-5F SWP2-5
X3-X4 Y1 5F-6F SWP2-6
X3-X4 Y1 6F-7F SWP2-7
X3-X4 Y1 7F-8F SWP2-8
X5-X6 Y1 0F-1F SWP3-1
X5-X6 Y1 1F-2F SWP3-2
X5-X6 Y1 2F-3F SWP3-3
X5-X6 Y1 3F-4F SWP3-4
X5-X6 Y1 4F-5F SWP3-5
X5-X6 Y1 5F-6F SWP3-6
X5-X6 Y1 6F-7F SWP3-7
X5-X6 Y1 7F-8F SWP3-8
X7-X8 Y1 0F-1F SWP4-1
X7-X8 Y1 1F-2F SWP4-2
X7-X8 Y1 2F-3F SWP4-3
X7-X8 Y1 3F-4F SWP4-4
X7-X8 Y1 4F-5F SWP4-5
X7-X8 Y1 5F-6F SWP4-6
X7-X8 Y1 6F-7F SWP4-7
X7-X8 Y1 7F-8F SWP4-8
X9-X10 Y1 0F-1F SWP5-1
X9-X10 Y1 1F-2F SWP5-2
X9-X10 Y1 2F-3F SWP5-3
X9-X10 Y1 3F-4F SWP5-4
X9-X10 Y1 4F-5F SWP5-5
X9-X10 Y1 5F-6F SWP5-6
X9-X10 Y1 6F-7F SWP5-7
X9-X10 Y1 7F-8F SWP5-8
//
//
//material property, unit(kN mm)/*OK
S-3 SR4 224.50 112.25 T(0.449 1.64 78.33 0.00001) C(0.449 1.64 78.33 0.00001) U(1.50 1.50) P(0.25 5.0 5.0)
S-4 SR4 232.50 116.25 T(0.465 1.62 84.19 0.00001) C(0.465 1.62 84.19 0.00001) U(4.52 4.52) P(0.25 5.0 5.0)
S-12 SR4 224.50 112.25 T(0.449 1.58 91.22 0.00001) C(0.449 1.58 91.22 0.00001) U(5.69 5.69) P(0.25 5.0 5.0)
SM-45 SR4 120.857 60.429 T(0.423 1.275 8.88 0.00001) C(0.423 1.275 8.88 0.00001) U(1.1 1.1) P(0.25 5.0 5.0)
SM-55 SR4 142.286 71.143 T(0.498 1.153 5.79 0.00001) C(0.498 1.153 5.79 0.00001) U(1.1 1.1) P(0.25 5.0 5.0)
SM-67 SR4 144.000 72.000 T(0.504 1.127 10.65 0.00001) C(0.504 1.127 10.65 0.00001) U(1.1 1.1) P(0.25 5.0 5.0)
SM-75 SR4 140.000 70.000 T(0.490 1.187 4.43 0.00001) C(0.490 1.187 4.43 0.00001) U(1.1 1.1) P(0.25 5.0 5.0)

```

CM77 CE4 12.91 5.53 C(.00755 0.002) U(0.921 1.721) cc.U(1 3)
 CM144 CE4 17.41 7.46 C(.01373 0.002) U(0.808 1.721) cc.U(1 3)
 CM175 CE4 19.37 8.30 C(.01717 0.001977) U(0.806 1.742) cc.U(1 3)/*Propiedades por interpolacion
 CM210 CE4 21.32 9.14 C(.02060 0.0019530) U(0.803 1.762) cc.U(1 4)
 CM280 CE4 24.62 10.55 C(.02747 0.0018370) U(0.602 1.874) cc.U(1 4)
 U#3 71
 U#4 129
 U#5 200 /*Usaremos S-12 para #5 = 5/8
 Ud12 113
 Wd45 15.904
 Wd55 23.758
 Wd67 35.257
 Wd75 44.179
 //
 //member section, unit(kN mm)
 option(Chinese code rebar center)
 option(confinement 3.0 0.03 10.0 0.018)
 option(MC 0.5 0.85)
 SWP1-1 (500 50) flexural U100-Ref shear U1s
 wall(2420, 120, 1350, -60, 0) SM-67(17Wd67@150, 0, 0) SM-67(y1Wd67@150.0) CM210/*ok #1
 wall(140, 120, 70, -60, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #2
 wall(140, 120, 2630, -60, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #3
 wall(1210, 120, 60, -855, 90) SM-67(8Wd67@150, 0, 0) SM-67(y1Wd67@150.0) CM210/*ok #4
 wall(130, 120, 60, -185, 90) S-3(2U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #5
 wall(140, 120, 60, -1530, 90) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #6
 SWP1-2 (500 50) flexural U100-Ref shear U1s
 wall(2420, 120, 1350, -60, 0) SM-67(17Wd67@150, 0, 0) SM-67(y1Wd67@150.0) CM210/*ok #1
 wall(140, 120, 70, -60, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #2
 wall(140, 120, 2630, -60, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #3
 wall(1210, 120, 60, -855, 90) SM-67(8Wd67@150, 0, 0) SM-67(y1Wd67@150.0) CM210/*ok #4
 wall(130, 120, 60, -185, 90) S-3(2U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #5
 wall(140, 120, 60, -1530, 90) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #6
 SWP1-3 (500 50) flexural U100-Ref shear U1s
 wall(2420, 120, 1350, -60, 0) SM-67(17Wd67@150, 0, 0) SM-67(y1Wd67@150.0) CM210/*ok #1
 wall(140, 120, 70, -60, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #2
 wall(140, 120, 2630, -60, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #3
 wall(1210, 120, 60, -855, 90) SM-67(8Wd67@150, 0, 0) SM-67(y1Wd67@150.0) CM210/*ok #4
 wall(130, 120, 60, -185, 90) S-3(2U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #5
 wall(140, 120, 60, -1530, 90) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #6
 SWP1-4 (500 50) flexural U100-Ref shear U1s
 wall(2420, 100, 100, 1350, -50) SM-55(25Wd55@100, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #1
 wall(140, 100, 70, -50, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #2
 wall(140, 100, 2630, -50, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #3
 wall(1250, 100, 50, -835, 90) SM-55(13Wd55@100, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #4
 wall(110, 100, 50, -155, 90) S-3(2U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #5
 wall(140, 100, 50, -1530, 90) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #6
 SWP1-5 (500 50) flexural U100-Ref shear U1s
 wall(2420, 100, 100, 1350, -50) SM-55(25Wd55@100, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #1
 wall(140, 100, 70, -50, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #2
 wall(140, 100, 2630, -50, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #3
 wall(1250, 100, 50, -835, 90) SM-55(13Wd55@100, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #4
 wall(110, 100, 50, -155, 90) S-3(2U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #5
 wall(140, 100, 50, -1530, 90) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #6
 SWP1-6 (500 50) flexural U100-Ref shear U1s
 wall(2420, 100, 100, 1350, -50) SM-55(25Wd55@100, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #1
 wall(140, 100, 70, -50, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #2
 wall(140, 100, 2630, -50, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #3
 wall(1250, 100, 50, -835, 90) SM-55(13Wd55@100, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #4
 wall(110, 100, 50, -155, 90) S-3(2U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #5
 wall(140, 100, 50, -1530, 90) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #6
 SWP1-7 (500 50) flexural U100-Ref shear U178s
 wall(2420, 100, 100, 1350, -50) SM-55(25Wd55@100, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #1
 wall(140, 100, 70, -50, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #2
 wall(140, 100, 2630, -50, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #3
 wall(1250, 100, 50, -835, 90) SM-55(13Wd55@100, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #4
 wall(110, 100, 50, -155, 90) S-3(2U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #5
 wall(140, 100, 50, -1530, 90) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #6
 SWP1-8 (500 50) flexural U100-Ref shear U178s
 wall(2420, 100, 100, 1350, -50) SM-55(25Wd55@100, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #1
 wall(140, 100, 70, -50, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #2
 wall(140, 100, 2630, -50, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #3
 wall(1250, 100, 50, -835, 90) SM-55(13Wd55@100, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #4
 wall(110, 100, 50, -155, 90) S-3(2U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #5
 wall(140, 100, 50, -1530, 90) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #6
 SWP2-1 (500 50) flexural U100-Ref shear U2s


```
wall(140, 100, 2650, -1530, 90) S-3(3U#3@50, 0, 0) S-3(y1U#3@100.0) CM210/*ok #6
//
//HD, unit(kN mm)
U100-Ref CA7 A(0.168 0.168) B(0.01 0.01) U(0 0) G(0 0) P(0 0 0)
U1s CA7 9.61 261456 C(265.85 265.85) Y(338.45 338.45) A(0.168 0.168) B(0.01 0.01) U(0.10 0.05) G(0 0) P(-0.01 1 0.21)
U2s CA7 9.61 168480 C(265.85 265.85) Y(338.45 338.45) A(0.168 0.168) B(0.01 0.01) U(0.10 0.05) G(0 0) P(-0.01 1 0.21)
U3s CA7 9.61 262456 C(265.85 265.85) Y(338.45 338.45) A(0.168 0.168) B(0.01 0.01) U(0.10 0.05) G(0 0) P(-0.01 1 0.21)
U178s CA7 9.61 217880 C(265.85 265.85) Y(338.45 338.45) A(0.168 0.168) B(0.01 0.01) U(0.10 0.05) G(0 0) P(-0.01 1 0.21)
U278s CA7 9.61 140400 C(265.85 265.85) Y(338.45 338.45) A(0.168 0.168) B(0.01 0.01) U(0.10 0.05) G(0 0) P(-0.01 1 0.21)
U378s CA7 9.61 217880 C(265.85 265.85) Y(338.45 338.45) A(0.168 0.168) B(0.01 0.01) U(0.10 0.05) G(0 0) P(-0.01 1 0.21)
//
```

Ejemplo 3: Estructura Arquetípica de 12 niveles

```
/*ESTRUCTURA 12P1 Densidad de Muros 3.0%
/*Diciembre 2007
/*Hecho por Martin 13-12-2007
/*Revisado por AGV 12-07. Se incluye comentarios
/*Modelo Arquetípico de 12 Niveles
/*Altura entrepiso incluyendo losa/aligerado 2.50 metros
/*Longitud de eje 22.00 metros
/*Densidad de muros 3.0%
/*Peso Unitario Total de 0.70 Tn/m2 = 6.86 kN/m2
/*Peso Azotea un 0.86 del tipico
/*OK
Title=Estructura 12P1 R=1
Title=Analisis Dinamico 2D: X-X
Unit system: KN mm sec

//analysis control data
Dynamic Analysis
2D Analysis in X-direction

gravity acceleration = 9810
required modes = 12
mode extraction at every 10-steps

output damage information
output floor results
output support reactions
output all node displacement acceleration velocity
output all elements
output step interval 1

overall iteration limit = 20
relative tolerance = 0.005 (to structural weight)

relative displacement limit = 0.015
/*
/*OK

//external input
/*El siguiente valor se incrementa a un mayor numero par, si las fuerzas sin balancear crean problemas convergencia
computation step = 8
/*El inicio y el fin del registro dependen de la duracion de cada sismo
start time at 0
end time at 65.66

/*element damping based on element initial stiffness: Equivale a un 5% del Critico en Modo 1.
damping coefficient 0.007[K]+0.345[M]+0[K0]
factor 0.97 TX file = C:\CANNYEQ\PERU\7035 2-50.ACC
//
/*

//floor, unit(kN mm)
12F Z=30000
11F Z=27500
10F Z=25000
9F Z=22500
8F Z=20000
7F Z=17500
6F Z=15000
5F Z=12500
4F Z=10000
3F Z=7500
2F Z=5000
1F Z=2500
0F Z=0
//

//frame, unit(kN mm)
X1 0
X2 3600
X3 4600
X4 8200
X5 9200
```

```

X6 12800
X7 13800
X8 17400
X9 18400
X10 22000
Y1 0
// 

//supernode, unit(kN mm)
/* Area Techada para el peso = 4.09 x 22.00 = 89.98 m2
R12(TX) 12F G(11000 0 30000) Wx=530.85 J=0
R11(TX) 11F G(11000 0 27500) Wx=617.26 J=0
R10(TX) 10F G(11000 0 25000) Wx=617.26 J=0
R9(TX) 9F G(11000 0 22500) Wx=617.26 J=0
R8(TX) 8F G(11000 0 20000) Wx=617.26 J=0
R7(TX) 7F G(11000 0 17500) Wx=617.26 J=0
R6(TX) 6F G(11000 0 15000) Wx=617.26 J=0
R5(TX) 5F G(11000 0 12500) Wx=617.26 J=0
R4(TX) 4F G(11000 0 10000) Wx=617.26 J=0
R3(TX) 3F G(11000 0 7500) Wx=617.26 J=0
R2(TX) 2F G(11000 0 5000) Wx=617.26 J=0
R1(TX) 1F G(11000 0 2500) Wx=617.26 J=0
// 

//node DOF, unit(kN mm)
default node DOFs: TXTZRY
node X1 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X2 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X3 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X4 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X5 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X6 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X7 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X8 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X9 Y1 0F prescribed TXTZRY
node X10 Y1 0F prescribed TXTZRY
// 

//node location, unit(kN mm)
X1 Y1 12F
X2 Y1 12F
X3 Y1 12F
X4 Y1 12F
X5 Y1 12F
X6 Y1 12F
X7 Y1 12F
X8 Y1 12F
X9 Y1 12F
X10 Y1 12F
X1 Y1 11F
X2 Y1 11F
X3 Y1 11F
X4 Y1 11F
X5 Y1 11F
X6 Y1 11F
X7 Y1 11F
X8 Y1 11F
X9 Y1 11F
X10 Y1 11F
X1 Y1 10F
X2 Y1 10F
X3 Y1 10F
X4 Y1 10F
X5 Y1 10F
X6 Y1 10F
X7 Y1 10F
X8 Y1 10F
X9 Y1 10F
X10 Y1 10F
X1 Y1 9F
X2 Y1 9F
X3 Y1 9F
X4 Y1 9F
X5 Y1 9F
X6 Y1 9F

```

X7 Y1 9F
X8 Y1 9F
X9 Y1 9F
X10 Y1 9F
X1 Y1 8F
X2 Y1 8F
X3 Y1 8F
X4 Y1 8F
X5 Y1 8F
X6 Y1 8F
X7 Y1 8F
X8 Y1 8F
X9 Y1 8F
X10 Y1 8F
X1 Y1 7F
X2 Y1 7F
X3 Y1 7F
X4 Y1 7F
X5 Y1 7F
X6 Y1 7F
X7 Y1 7F
X8 Y1 7F
X9 Y1 7F
X10 Y1 7F
X1 Y1 6F
X2 Y1 6F
X3 Y1 6F
X4 Y1 6F
X5 Y1 6F
X6 Y1 6F
X7 Y1 6F
X8 Y1 6F
X9 Y1 6F
X10 Y1 6F
X1 Y1 5F
X2 Y1 5F
X3 Y1 5F
X4 Y1 5F
X5 Y1 5F
X6 Y1 5F
X7 Y1 5F
X8 Y1 5F
X9 Y1 5F
X10 Y1 5F
X1 Y1 4F
X2 Y1 4F
X3 Y1 4F
X4 Y1 4F
X5 Y1 4F
X6 Y1 4F
X7 Y1 4F
X8 Y1 4F
X9 Y1 4F
X10 Y1 4F
X1 Y1 3F
X2 Y1 3F
X3 Y1 3F
X4 Y1 3F
X5 Y1 3F
X6 Y1 3F
X7 Y1 3F
X8 Y1 3F
X9 Y1 3F
X10 Y1 3F
X1 Y1 2F
X2 Y1 2F
X3 Y1 2F
X4 Y1 2F
X5 Y1 2F
X6 Y1 2F
X7 Y1 2F
X8 Y1 2F
X9 Y1 2F
X10 Y1 2F
/*

```

X1 Y1 1F
X2 Y1 1F
X3 Y1 1F
X4 Y1 1F
X5 Y1 1F
X6 Y1 1F
X7 Y1 1F
X8 Y1 1F
X9 Y1 1F
X10 Y1 1F
/*
X1 Y1 0F
X2 Y1 0F
X3 Y1 0F
X4 Y1 0F
X5 Y1 0F
X6 Y1 0F
X7 Y1 0F
X8 Y1 0F
X9 Y1 0F
X10 Y1 0F
//

//wall, unit(kN mm)
Option (rigid,MS model)
X1-X2 Y1 0F-1F SWP1-1
X1-X2 Y1 1F-2F SWP1-2
X1-X2 Y1 2F-3F SWP1-3
X1-X2 Y1 3F-4F SWP1-4
X1-X2 Y1 4F-5F SWP1-5
X1-X2 Y1 5F-6F SWP1-6
X1-X2 Y1 6F-7F SWP1-7
X1-X2 Y1 7F-8F SWP1-8
X1-X2 Y1 8F-9F SWP1-9
X1-X2 Y1 9F-10F SWP1-10
X1-X2 Y1 10F-11F SWP1-11
X1-X2 Y1 11F-12F SWP1-12
/*
X3-X4 Y1 0F-1F SWP2-1
X3-X4 Y1 1F-2F SWP2-2
X3-X4 Y1 2F-3F SWP2-3
X3-X4 Y1 3F-4F SWP2-4
X3-X4 Y1 4F-5F SWP2-5
X3-X4 Y1 5F-6F SWP2-6
X3-X4 Y1 6F-7F SWP2-7
X3-X4 Y1 7F-8F SWP2-8
X3-X4 Y1 8F-9F SWP2-9
X3-X4 Y1 9F-10F SWP2-10
X3-X4 Y1 10F-11F SWP2-11
X3-X4 Y1 11F-12F SWP2-12
/*
X5-X6 Y1 0F-1F SWP3-1
X5-X6 Y1 1F-2F SWP3-2
X5-X6 Y1 2F-3F SWP3-3
X5-X6 Y1 3F-4F SWP3-4
X5-X6 Y1 4F-5F SWP3-5
X5-X6 Y1 5F-6F SWP3-6
X5-X6 Y1 6F-7F SWP3-7
X5-X6 Y1 7F-8F SWP3-8
X5-X6 Y1 8F-9F SWP3-9
X5-X6 Y1 9F-10F SWP3-10
X5-X6 Y1 10F-11F SWP3-11
X5-X6 Y1 11F-12F SWP3-12
/*
X7-X8 Y1 0F-1F SWP4-1
X7-X8 Y1 1F-2F SWP4-2
X7-X8 Y1 2F-3F SWP4-3
X7-X8 Y1 3F-4F SWP4-4
X7-X8 Y1 4F-5F SWP4-5
X7-X8 Y1 5F-6F SWP4-6
X7-X8 Y1 6F-7F SWP4-7
X7-X8 Y1 7F-8F SWP4-8
X7-X8 Y1 8F-9F SWP4-9
X7-X8 Y1 9F-10F SWP4-10
X7-X8 Y1 10F-11F SWP4-11

```

```

X7-X8 Y1 11F-12F SWP4-12
/*
X9-X10 Y1 0F-1F SWP5-1
X9-X10 Y1 1F-2F SWP5-2
X9-X10 Y1 2F-3F SWP5-3
X9-X10 Y1 3F-4F SWP5-4
X9-X10 Y1 4F-5F SWP5-5
X9-X10 Y1 5F-6F SWP5-6
X9-X10 Y1 6F-7F SWP5-7
X9-X10 Y1 7F-8F SWP5-8
X9-X10 Y1 8F-9F SWP5-9
X9-X10 Y1 9F-10F SWP5-10
X9-X10 Y1 10F-11F SWP5-11
X9-X10 Y1 11F-12F SWP5-12
//
//material property, unit(kN mm)/*OK
/* Material Acero: Barras Corrugadas y Alambre de Malla Electrosoldada
/* Material Barras: S-3 para Barra de 3/8; S-4 para 1/2; S-12 para 12mm
/* Material Alambres para Mallas: SM-45 para 4.5 mm; SM-55; SM-67 y SM-75 para 5.5, 6.7 y 7.5 mm respectivamente
/* Todos los modelamos como Material SR4
/* ID HN Es Gs T(s's v' k' b') C(ss v k b) U(nu nu') P(fg g teta)
S-3 SR4 224.50 112.25 T(0.449 1.64 78.33 0.00001) C(0.449 1.64 78.33 0.00001) U(1.50 1.50) P(0.25 5.0 5.0)
S-4 SR4 232.50 116.25 T(0.465 1.62 84.19 0.00001) C(0.465 1.62 84.19 0.00001) U(4.52 4.52) P(0.25 5.0 5.0)
S-12 SR4 224.50 112.25 T(0.449 1.58 91.22 0.00001) C(0.449 1.58 91.22 0.00001) U(5.69 5.69) P(0.25 5.0 5.0)
SM-45 SR4 120.857 60.429 T(0.423 1.275 8.88 0.00001) C(0.423 1.275 8.88 0.00001) U(1.1 1.1) P(0.25 5.0 5.0)
SM-55 SR4 142.286 71.143 T(0.498 1.153 5.79 0.00001) C(0.498 1.153 5.79 0.00001) U(1.1 1.1) P(0.25 5.0 5.0)
SM-67 SR4 144.000 72.000 T(0.504 1.127 10.65 0.00001) C(0.504 1.127 10.65 0.00001) U(1.1 1.1) P(0.25 5.0 5.0)
SM-75 SR4 140.000 70.000 T(0.490 1.187 4.43 0.00001) C(0.490 1.187 4.43 0.00001) U(1.1 1.1) P(0.25 5.0 5.0)
/*
/* Material Concreto sin Confinar OK
/* Concretos: CM77 para 77 kg/cm2; CM144, CM210 y CM280 respectivamente
/* Todos los modelamos como Material CE4
/* CMn Hn Ec Gc C(f'c e0) U(lambda mu) cc.U(lambdacconfinado muconfinado)
/* Asumo para cc. que no hay softening y que eu = +/- 0.006
CM77 CE4 12.91 5.53 C(.00755 0.002) U(0.921 1.721) cc.U(1 3)
CM144 CE4 17.41 7.46 C(.01373 0.002) U(0.808 1.721) cc.U(1 3)
CM175 CE4 19.37 8.30 C(.01717 0.001977) U(0.806 1.742) cc.U(1 3)/*Propiedades por interpolacion
CM210 CE4 21.32 9.14 C(.02060 0.0019530) U(0.803 1.762) cc.U(1 4)
CM280 CE4 24.62 10.55 C(.02747 0.0018370) U(0.602 1.874) cc.U(1 4)
/*
/* Areas de Barras Corrugadas y Alambres de Mallas Electrosoldadas, en mm2 OK
/* Usamos U# para barras corrugadas: U#3, U#4 y Ud12 para 3/8, 1/2 y 12 mm respectivamente
/* Usamos W para alambres de mallas electrosoldadas
/* Wd45,Wd55,Wd67 y Wd75 para 4.5,5.5,6.7 y 7.5 mm respectivamente
U#3 71
U#4 129
U#5 200 /*Usaremos S-12 para #5 = 5/8 inch
U#6 285 /*Usaremos S-12 para #6 = 3/4 inch
U#8 507 /*Usaremos S-12 para #8 = 1 inch
Ud12 113
Wd45 15.904
Wd55 23.758
Wd67 35.257
Wd75 44.179
/*OK
//
//member section, unit(kN mm)
option(Chinese code rebar center)
option(confinement 3.0 0.03 10.0 0.018)
option(MC 0.5 0.85)
/* Inicio Placa P1 en el plano, placa A| el ala Espesor 150 mm Revisado OK
SWP1-1 (500 50) flexural U100-Ref shear U1s
wall(3280, 150, 1800, -75, 0) SM-75(22Wd75@150, 0, 0) SM-75(y1Wd75@150.0) CM210/*ok #1
wall(160, 150, 80, -75, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) SM-75(y1Wd75@150.0) CM210/*ok #2
wall(160, 150, 3520, -75, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) SM-75(y1Wd75@150.0) CM210/*ok #3
/*ala
wall(1470, 150, 75, -1045, 90) SM-75(10Wd75@150, 0, 0) SM-75(y1Wd75@150.0) CM210/*ok #4
wall(160, 150, 75, -230, 90) S-3(3U#3@50, 0, 0) SM-75(y1Wd75@150.0) CM210/*ok #5
wall(200, 150, 75, -1880, 90) S-3(4U#3@50, 0, 0) SM-75(y1Wd75@150.0) CM210/*ok #6
/*
SWP1-2 (500 50) flexural U100-Ref shear U112s
wall(3280, 150, 1800, -75, 0) SM-75(22Wd75@150, 0, 0) SM-75(y1Wd75@150.0) CM210/*ok #1
wall(160, 150, 80, -75, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) SM-75(y1Wd75@150.0) CM210/*ok #2
wall(160, 150, 3520, -75, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) SM-75(y1Wd75@150.0) CM210/*ok #3
/*ala

```



```

wall(200, 100, 3550, -1880, 90) S-3(3U#3@50, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #6
/*
SWP5-12 (500 50) flexural U100-Ref shear U3s
wall(3280, 100, 1800, -50, 0) SM-55(33Wd55@100, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #1
wall(160, 100, 80, -50, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #2
wall(160, 100, 3520, -50, 0) S-3(3U#3@50, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #3
/*ala
wall(1520, 100, 3550, -1020, 90) SM-55(15Wd55@100, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #4
wall(160, 100, 3550, -180, 90) S-3(2U#3@50, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #5
wall(200, 100, 3550, -1880, 90) S-3(3U#3@50, 0, 0) SM-55(y1Wd55@100.0) CM210/*ok #6
/* Fin Placa P5
//
//HD, unit(kN mm)
U100-Ref CA7 A(0.168 0.168) B(0.01 0.01) U(0 0) G(0 0) P(0 0 0)
/*Los valores son los calibrados de los muros y verificados con el modulo de Gaby Medina en el CISMID
/* Gc para el f'c correspondiente
/*Areas de corte P1 y P5: 3600x150 + 1975x150=836250 se reduce al 52% = 434850
/*Areas de corte P2,P3 y P4: 3600x150=540000 se reduce al 52% = 280800
U1s CA7 9.61 434850 C(265.85 265.85) Y(338.45 338.45) A(0.168 0.168) B(0.01 0.01) U(0.10 0.05) G(0 0) P(-0.01 1 0.21)
U2s CA7 9.61 280800 C(265.85 265.85) Y(338.45 338.45) A(0.168 0.168) B(0.01 0.01) U(0.10 0.05) G(0 0) P(-0.01 1 0.21)
U3s CA7 9.61 434850 C(265.85 265.85) Y(338.45 338.45) A(0.168 0.168) B(0.01 0.01) U(0.10 0.05) G(0 0) P(-0.01 1 0.21)
/* HD para niveles con fc=280 Kg/cm2 pisos 1 y 2
/*Areas de corte P1 y P5: 3600x150 + 1975x150=836250 se reduce al 52% = 434850
/*Areas de corte P2,P3 y P4: 3600x150=540000 se reduce al 52% = 280800
U112s CA7 11.10 434850 C(265.85 265.85) Y(338.45 338.45) A(0.168 0.168) B(0.01 0.01) U(0.10 0.05) G(0 0) P(-0.01 1 0.21)
U212s CA7 11.10 280800 C(265.85 265.85) Y(338.45 338.45) A(0.168 0.168) B(0.01 0.01) U(0.10 0.05) G(0 0) P(-0.01 1 0.21)
U312s CA7 11.10 434850 C(265.85 265.85) Y(338.45 338.45) A(0.168 0.168) B(0.01 0.01) U(0.10 0.05) G(0 0) P(-0.01 1 0.21)
//

```

BIBLIOGRAFIA

American Concrete Institute; "BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE, ACI 318", 2005.

ATC-19 Project; "STRUCTURAL RESPONSE MODIFICATION FACTOR", Applied Technology Council, 1995.

ATC-63 Project; "QUANTIFICATION OF BUILDING SYSTEM PERFORMANCE AND RESPONSE PARAMETERS", Applied Technology Council, 2004.

Balkaya, Can y Kalkan, Erol; "RELEVANCE OF R-FACTOR AND FUNDAMENTAL PERIOD FOR SEISMIC DESIGN OF TUNNEL FORM BUILDINGS", 13 WCEE, Canada, 2004

Coin, A.; Mazars, J. y Bisch, P.; "PROJECT CAMUS 2000 – FINAL REPORT", Centre d'Expertise du Batiment et des Travaux Publics. 2002.

Duffey, T.; Farrar, C. y Goldman, A.; "LOW-RISE SHEAR WALL ULTIMATE DRIFT LIMITS", Earthquake Spectra, V.10, 1994.

El Peruano, Diario Oficial; "REGLAMENTO NACIONAL DE EDIFICACIONES", 23 de Mayo del 2006.

Eurocode 8; "DESIGN OF STRUCTURES FOR EARTHQUAKE RESISTANCE", European Committee for Standardization, 2004.

Farrar, Charles; Hashimoto, Philip y Reed, John; "LOW-RISE SHEAR WALL FAILURE MODES", Los Alamos National Laboratory, DOE, 1991.

Farrar, Charles; Reed, John y Salmon, Michael; "FAILURE MODES OF LOW-RISE SHEAR WALLS", Journal of Energy Engineering, V.119, 1993.

FEMA 273; "NEHRP GUIDELINES FOR SESIMIC REHABILITATION OF BUILDINGS", Building Seismic Safety Council, 1997.

FEMA 356; "PRESTANDARD AND COMMMENTARY FOR THE SESIMIC REHABILITATION OF BUILDINGS", American Society of Civil Engineers. 2000.

FEMA 368; "NEHRP RECOMENDED PROVISIONS FOR SESIMIC REGULATIONS FOR NEW BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES", Building Seismic Safety Council, 2001.

Fintel, Mark; "NEED FOR SHEAR WALLS IN CONCRETE BUILDINGS FOR SEISMIC RESISTANCE", Concrete Shear in Earthquake, Edited by T.S.S. Hsu, 1991.

Fishchinger, M.; Vidic, T. y Fajfar, P.; "NONLINEAR SEISMIC ANALYSIS OF STRUCTURAL WALLS USING THE MULTIPLE-VERTICAL-LINE-ELEMENT MODEL", Elsevier Science Publishers, 1992.

Gálvez, Adolfo; "FACTORES TENTATIVOS DE CARGA Y RESISTENCIA PARA EL PERU", Tesis de Maestría, Sección de Post Grado de la Facultad de Ingeniería Civil de la UNI, 1993.

Gálvez, Adolfo; 'METODO CONSTRUCTIVO AGV", CISMID de la Universidad Nacional de Ingeniería, 1998.

Gálvez, Adolfo; "ESTADISTICAS Y COMPORTAMIENTO ESPERADO EN BASE AL ESTUDIO DE 295 PROYECTOS RECOPILADOS", ACI Capítulo Peruano, Conferencias sobre Mitos y Realidades de Edificios de Vivienda Multifamiliar en Concreto Armado, 2006.

Gálvez, Adolfo; Piqué, Javier; Scaletti, Hugo y Zavala, Carlos; "NOTAS SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE EDIFICACIONES CON MUROS DE CONCRETO REFORZADOS CON MALLA ELECTROSOLDADA", Capítulo Peruano del ACI, 2006.

Gálvez, Pamela; "PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA EVALUAR REQUERIMIENTOS DE CONFINAMIENTO EN ESTRUCTURAS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA", Tesis de Grado, Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, UPC, 2007.

Ghobarah, Ahmed; "ON DRIFT LIMITS ASSOCIATED WITH DIFFERENT DAMAGE LEVELS", Bled Conference, Slovenia, 2004.

Greinfenagen, Christian; "SEISMIC BEHAVIOR OF LIGHTLY REINFORCED CONCRETE SQUAT SHEAR WALLS", These 3512, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, 2006.

Greinfenagen, Christian; Correspondencia Personal, 2007.

Hidalgo, P.; Jordan, R. y Ledezma, C.; "EXPERIMENTAL STUDY OF REINFORCED CONCRETE WALLS UNDER SHEAR FAILURE", 6TH USNCEE, 1998.

Kangning Li; "3D NONLINEAR STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM", CANNY Consultants, 2007.

Kangning Li; Correspondencia Personal, 2007.

Kerstin, Lang; "SEISMIC VULNERABILITY OF EXISTING BUILDINGS", Institute of Structural Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, 2002.

Klingner, Richard; "COMENTARIOS SOBRE EDIFICIOS DE DUCTILIDAD LIMITADA", Lima, 2007.

Lestuzzi, Pierino; Schwab, Philippe; Koller, Martin y Lacave, Corinne; "HOW TO CHOOSE EARTHQUAKE RECORDINGS FOR NON-LINEAR SEISMIC ANALYSIS OF STRUCTURES", 13TH World Conference on Earthquake Engineering, 2004.

Lestuzzi, Pierino y Greinfenagen, Christian; "STATIC CICLIC TEST ON LIGHTLY REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS", Structural Engineering Institute, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, 2005.

Medina, Gabriela; "ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL A ESCALA NATURAL DE MUROS Y MODULO DE CONCRETO REFORZADOS CON MALLA ELECTROSOLDADA", Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, UNI, 2005.

Muñoz, Alejandro; Delgado, Raúl y Peña, Catalina; "DESEMPEÑO SISMORRESITENTE DE EDIFICIOS DE MUROS DE DUCTILIDAD LIMITADA", Pontificia Universidad Católica del Perú, 2006.

Nawy, Edward; "REINFORCED CONCRETE, A FUNDAMENTAL APPROACH", 5th Edition, 2003.

Paulay, T y Priestley, M; :"DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND MASONRY BUILDINGS", John Wiley and Sons, New York, 1992.

Ruiz – García, Jorge y Miranda, Eduardo; "EVALUACION DE LOS FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA POR DUCTILIDAD PARA ESTRUCTURAS DE MAMPOSTERIA CIMENTADAS EN TERRENO FIRME", Revista de Ingeniería Sísmica, N° 69, 2003.

San Bartolomé, Angel; Muñoz, Alejandro; Madueño, Georgina y Cavero, Rolando; "CONTROL DE FALLA POR DESLIZAMIENTO EN PLACAS DE CONCRETO REFORZADAS CON MALLAS ELECTROSOSLDADAS", Proyecto SENCICO - PUCP, 2005.

San Bartolomé, Angel; "EJEMPLO DE APLICACIÓN DE LA NORMA E.070 EN EL DISEÑO DE UN EDIFICIO DE ALBAÑILERIA CONFINADA", Pontificia Universidad Católica del Perú, agosto 2006.

San Bartolomé, Angel; "COMPORTAMIENTO A CARGA LATERAL DE MUROS DELGADOS DE CONCRETO REFORZADOS CON MALLA ELECTROSOLDADA Y ACERO DUCTIL", Pontificia Universidad Católica del Perú, diciembre 2006.

San Bartolomé, Angel; Muñoz, Alejandro; Villagarcía Mariela y Acuña, Claudia; "COMPORTAMIENTO SISMICO DE PLACAS DE CONCRETO REFORZADAS CON MALLA ELECTROSOSLDADA", Pontificia Universidad Católica del Perú, 2006.

San Bartolomé, Angel; Rojas, Luis y Koo, José; "ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LOS DOS CRITERIOS DEL ACI EMPLEADOS PARA CONFINAR LOS BORDES DE LOS MUROS DE CONCRETO ARMADO", Pontificia Universidad Católica del Perú, 2007.

Shome, Nilesh; "PROBABILISTIC SEISMIC DEMAND ANALYSIS OF NONLINEAR STRUCTURES", PhD Thesis, Stanford University, 1999.

Vamvatsikos, Dimitros; "SEISMIC PERFORMANCE, CAPACITY AND RELIABILITY OF STRUCTURES AS SEEN THROUGH INCREMENTAL DYNAMIC ANALYSIS", PhD Thesis, Stanford University, 2002.

TM 5-809-10, "SEISMIC DESIGN GUIDELINES FOR ESSENTIAL BUILDINGS", Departments of The Army, The Navy and The Air Force, 1986.

Varela, Jorge; "DEVELOPMENT OF R AND C_d FACTORS FOR THE SEISMIC DESIGN OF AAC STRUCTURES", Ph D Thesis, University of Texas at Austin, 2003.

Ventura, Carlos; "RESPONSE SPECTRUM AND DUCTILITY", Short Course for CSCE, Calgary 2006.

Villaverde, Roberto; "METHODS TO ASSESS THE SEISMIC COLLAPSE CAPACITY OF BUILDINGS STRUCTURES: STATE OF THE ART", Journal of Structural Engineering, 2007.

Wallace, John y Orakcal, Kutay; "ACI 318-99 PROVISIONS FOR SEISMIC DESIGN OF STRUCTURAL WALLS", ACI Structural Journal, V.99, 2002.

Wallace, John; Orakcal, Kutay y Massone, Leonardo; "ANALYTICAL MODELLING OF REINFORCED CONCRETE WALLS FOR PREDICTING FLEXURAL AND COUPLED-SHEAR-FLEXURAL RESPONSES", PEER Report 2006/07. 2006.

Wallace, John; "LIGHTLY-REINFORCED WALL SEGMENTS", EERI, 2007.