

REVISTA DE LA SECCIÓN  
INGENIERÍA CIVIL - PUCP

# Edificios peruanos con muros de concreto de ductilidad limitada

DI-SIC-2010- 01, 02, 03, 04, 05, 06, 07  
LIMA, JUNIO 2010

Alfonso de la Piedra, Juan Pablo Herrera, Enrique Pasquel, Ángel San Bartolomé,  
Richard Klingner, Adolfo Gálvez, Alejandro Muñoz.



Arquitectura y construcción  
Tecnología del concreto  
Investigaciones experimentales  
Normas internacionales de diseño  
Comportamiento sísmico esperado

# LABORATORIO DE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS

El Laboratorio de Estructuras Antisísmicas del Departamento de Ingeniería, con más de 30 años de experiencia, cuenta con equipos e instalaciones que permiten la ejecución de ensayos estáticos y dinámicos en especímenes a escala natural o reducida. Se dispone de equipos para construcción y traslado de especímenes, montaje de dispositivos, aplicación de carga, medición, adquisición y procesamiento de datos.

En el laboratorio se desarrollan tres tipos de actividades:

- Apoyo a los cursos de Pregrado y Postgrado.
- Investigación en materiales locales para mejorar su comportamiento sísmico.
- Servicio técnico para la industria de la construcción, ejecutando ensayos e investigaciones experimentales para evaluar las características del comportamiento de materiales, estructuras y/o de sus componentes.



Los ensayos que habitualmente se realizan son:

- Ensayos mecánicos: compresión, tracción, flexión, compresión diagonal, corte e impacto en distintos materiales y elementos estructurales.
- Carga horizontal monotónica y cíclica en sistemas y componentes estructurales.
- Simulación sísmica en modelos a escala natural y reducida.
- Verificación de equipo de aplicación de carga. Se cuenta con celdas de carga patrón calibradas en el National Standard Testing Laboratory, USA.
- Dosificaciones de mezclas de concreto con y sin aditivo.
- Compresión en probetas estándar de concreto.
- Determinación de la calidad del concreto fresco in-situ.
- Determinación de la calidad y uniformidad del concreto endurecido in-situ mediante probetas diamantinas y esclerometría.
- Evaluación de la capacidad de estructuras mediante pruebas de carga.
- Consultoría en temas de estructuras y de patología estructural en general.

Desde Octubre del 2003 a la fecha, el laboratorio cuenta con Acreditación ISO/IEC 17025 otorgada por el INDECOPI en los siguientes métodos de ensayo:

- Compresión en probetas estándar de concreto (NTP 339.034)
- Extracción y ensayo de testigos diamantinos (NTP 339.059)
- Flexión en vigas estándar de concreto (ASTM C78)
- Resistencia al tránsito en tapas de concreto (NTP 339.111)
- Tracción en varillas corrugadas de acero de refuerzo (ASTM A370)
- Compresión en ladrillos de arcilla (NTP 399.613)

Jefe de Laboratorio: Ing. Ing. Gladys Villa García Medina

## Informes

Teléfono: 626-2000 anexo 4640

Fax: 629-2089

e-mail: ledi@pucp.edu.pe

## PRESENTACIÓN

### Los Edificios de Ductilidad Limitada Peruanos

El sistema estructural de muros de concreto armado, es probablemente el más empleado en los últimos años para la construcción de edificios de vivienda en el Perú. En los edificios de baja altura, hasta 7 pisos, los muros se construyen con características peculiares y se denominan Edificios de Muros de Ductilidad Limitada, EMDL. Debido a su menor tiempo de construcción y a su menor costo, los EMDL se han convertido en una real alternativa de solución al problema de vivienda en el país.

Los edificios de muros de concreto armado permiten reducir el tiempo de construcción gracias al empleo de concreto premezclado, encofrados metálicos y mallas para el acero de refuerzo. La velocidad de construcción, generalmente de 1 departamento por día, junto a la optimización en el uso de recursos y mano de obra, constituyen una clara contribución a la industrialización de la construcción en el país.

Desde la perspectiva de los códigos internacionales, los EMDL son en cierta forma singulares debido al menor ancho de sus muros, a las características de las mallas y hasta la disposición misma del refuerzo. Sin embargo, en opinión de muchos expertos, estos edificios tendrían un desempeño sismorresistente comparable al de los edificios de muros y pórticos que siguen las recomendaciones internacionales.

Esta publicación muestra los aspectos arquitectónicos de los EMDL, presenta temas técnicos relacionados con el proceso constructivo y la tecnología del concreto, además muestra los resultados de investigaciones experimentales y analíticas relacionadas al desempeño sísmico esperado.

**Alejandro Muñoz**  
Coordinador  
Sección Ingeniería Civil

## CONTENIDO

Presentación	1
Contenido	3
1. Arquitectura	5
2. Construcción	15
3. Tecnología del Concreto	31
4. Investigaciones Experimentales	41
5. Investigaciones teóricas	57
6. Desde la Perspectiva de las Normas Internacionales: USA	79
7. Desempeño Sismorresistente	91

# **5 INVESTIGACIONES TEÓRICAS**

- **PROPUESTA DE FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA SÍSMICA PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES CON MUROS REFORZADOS POR BARRAS DÚCTILES Y MALLAS ELECTROSOLDADAS**

**DI-SIC-2010-05**

**Adolfo Gálvez**

# PROPUESTA DE FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA SISMICA PARA SISTEMAS ESTRUCTURALES CON MUROS REFORZADOS POR BARRAS DUCTILES Y MALLAS ELECTROSOLDADAS

Por: Adolfo Gálvez Villacorta<sup>1</sup>

## I. INTRODUCCIÓN

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  $0.75R$ .

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, entendiéndose 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.

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 100mm 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 2500mm.
- Las luces en los diafragmas rígidos que generan los techos, son no mayores a los 4500mm.
- Los muros tienen un débil acoplamiento entre ellos, aportado por las losas de piso.

<sup>1</sup> Adolfo Gálvez Villacorta MSc. ADGAVI y Asociados SAC

## 2. PROCEDIMIENTO GENERAL PARA SELECCIONAR EL FACTOR “R”

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 Sistemas de Muros de Ductilidad Limitada:

- El espesor de 100mm 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 limite de flexión. El Dr. Klingner 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 Sistemas con Muros de Ductilidad Limitada, estando esta propuesta enmarcada dentro de los siguientes pasos:

- Establecer los sismos determinados de comparación, y desarrollar juegos idóneos de registros para aquellos sismos.
- Identificar, para el sistema estructural bajo consideración, las posibles estructuras “arquetípicas,” y colocarlas en forma hipotética en diferentes zonas geográficas del país.
- Evaluar, mediante ensayos de laboratorio, la respuesta de los elementos esenciales de las estructuras arquetípicas y de las estructuras mismas.
- Diseñar las estructuras arquetípicas usando diferentes valores de tanteo del factor de reducción de respuesta elástica (R) y evaluar sus respuestas.
- 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.

## 3. SELECCIÓN DE LAS ESTRUCTURAS ARQUETIPICAS

Sobre una base de datos, Gálvez (2006), se ha seleccionado dentro de las que poseen las características descritas anteriormente, 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 entepiso de 2500mm.
- 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.

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. La Figura 1 muestra una estructura Arquetípica en planta.

#### 4. SELECCIÓN Y ESCALAMIENTO DE LOS REGISTROS SISMICOS

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.

En la **Figura 2** se muestra la comparación del Espectro de Diseño de la 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 se trata de generar un espectro que represente un peligro sísmico con un 2% de probabilidad de ser excedido en 50 años, FEMA 368. La relación de registros usada es la mostrada en la **Tabla 1**.

En la Figura 3 se puede observar la relación entre la media de los sismos de referencia y un espectro teórico. Dado que en nuestro medio no se cuenta con un espectro que refleje el Sismo Máximo Considerado y tampoco se tiene un conjunto de registros que, siendo directos, puedan catalogarse como de 2% en 50 años, se considera conveniente usar la media de los 20 registros, sin pretender calcular niveles de peligro que son competencia de las autoridades o los expertos definir.

#### 5. SELECCIÓN DE LA DISTORSION 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 pérdida 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.

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 fraccionado, algo de aplastamiento del concreto en el talón comprimido por la fluencia del acero, en el momento de la reversión de la fuerza ocurre un 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 número 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 pérdidas de resistencia de 50%.

Una consideración adicional, se encuentra 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 el reporte final del Proyecto Camus, 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.

Para decidir, finalmente, la deformación lateral que se asociaría con el colapso de los SMDL, Greifenhagen (2007) y Kangning Li (2007), coinciden en que la distorsión global mas apropiada podría ser del orden del 1.00%. En base a la información recopilada de las diferentes fuentes mostradas y a la sugerencia de los investigadores mencionados, se decide considerar que una deformación global de 1.00% es el límite aceptable para la inminencia de la ocurrencia del colapso estructural de los SMDL.

La **Figura 4**, muestra dos curvas de lazos histeréticos de los muros ensayados, donde se aprecia el nivel de distorsión versus el cortante.

## 6. ANALISIS NO LINEAL Y RESULTADOS OBTENIDOS

Es claro luego que una distorsión de 1% no implica colapso, aunque si un daño severo y posiblemente irreparable.

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.

Los 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 se trata con elementos de concreto armado, las respuestas de flexión se modelarán 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. 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 5**.

Para obtener una apreciación aceptable de la respuesta por flexión de los muros estructurales, es necesario contar con un modelo histerético robusto y efectivo para el concreto. 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. (**Figura 6**). Adicionalmente, se tomaron en cuenta de la literatura técnica, Nawy (2003) cuatro curvas esfuerzo deformación para el concreto sin confinar en función a su resistencia característica (**Figura 7**).

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 (Figura 8), modificado por Kangnig (2007), para que las curvas de carga y descarga por las solicitaciones cíclicas sigan una del tipo Ramberg-Osgood (**Figura 9**).

El modelo histerético seleccionado para representar el comportamiento no lineal del resorte de corte 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 **Figura 10** muestra las características de la curva envolvente y requiere proporcionarle los parámetros indicados.

La referencia de Medina (2005), es la seleccionada para usar los ensayos de laboratorio que 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 más saltantes se muestran en la **Tabla 2**.

La esbeltez de los muros de las estructuras arquetípicas consideradas es de 0.92 para estructuras de 05 y 08 niveles y de 0.69 para estructuras de 12 niveles.

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 2.0% ó 3.0 %, 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:

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

Para un muro se superponen 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 se da los parámetros seleccionados al modelo histerético CA7 (**Figura 11**). Se Observa 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.

La incógnita es si esto puede extrapolarse a estructuras más complejas. Para tratar de responder a esto se ha modelado un 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 12**).

Como en los casos de los muros, vistos anteriormente, se puede apreciar (**Figura 13**) 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.
- Además, para niveles de distorsión superiores a 0.005, el ancho de los lazos histeréticos no es modelado de forma satisfactoria.

En resumen, 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. Entre otros parámetros, se muestra la sensibilidad al nivel de amortiguamiento usado (**Figura 14**).

## 7. VALOR PROPUESTO DE “R” Y VALIDACION

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

Se seleccionaron un conjunto de 20 registros sísmicos, tratando de que sean homogéneos en su duración y características del suelo. Se escalaron 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, se normalizan 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 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). Resultados para un caso se muestran en la **Figura 15** y en la **Figura 16**.

La **Tabla 3** muestra los resultados generales. De la **Tabla 3** se puede 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 sería 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 tanto los niveles de confianza son aceptables. En base a lo mencionado en los párrafos anteriores, se plantea que el valor del Factor de Reducción de Fuerza Sísmica, **R**, debiera ser de **4**.

Para verificar el valor propuesto, se procede de acuerdo al Art. 18.3 de la norma E.030, por ello para las tres estructuras arquetípicas se realizan 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 Como se puede 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 se puede 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

El valor de la distorsión global es incluido aquí además de las distorsiones de entrepiso, pues este es más usado en la literatura técnica, aunque la Norma es específica al requerir la distorsión de entrepiso y no la global.

En la **Tabla 4** se muestra los resultados de las estructuras. La **Figura 17** presenta el gráfico correspondiente a una estructura de 05 niveles.

## 8. CONCLUSIONES

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, con barras corrugadas, que los confinen para proveerlos de ductilidad, el Coeficiente de Reducción de Fuerza Sísmica, **R**, adecuado sería de **4.0**; el factor de Amplificación de Desplazamiento,  $R\mu$ , podría tener un valor de 3.0 y el factor de Sobre resistencia,  $R_o$ , podría tener un valor de **1.3**. Esto 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.

## 9. LIMITACIONES

Las limitaciones a la metodología planteada se enmarcan dentro de la fiabilidad de la información usada. Los registros sísmicos con una probabilidad de 2% de ser excedidos en 50 años, no son directos, por ello se ha debido de usar un procedimiento de escalamiento; si bien el análisis dinámico incremental podría soslayar esta limitación, siempre queda la incertidumbre de si el conjunto de eventos considerados representan en forma adecuada el peligro sísmico considerado.

Similarmente, las propiedades y características de las curvas esfuerzo – deformación de los materiales constitutivos, concreto y aceros de refuerzo, también presentan incertidumbres importantes; por ejemplo no se pudo obtener data fiable de curvas de concreto en las que se use material reoplástico o de alto asentamiento, tampoco conocemos la incidencia de los aditivos que hacen mas fluido el concreto en las características de estas curvas. Similarmente las propiedades de los aceros de refuerzo, no se han obtenido de los fabricantes, por ello se han realizado ensayos en laboratorios de las universidades más prestigiosas, que sin embargo por motivos de corrimiento en las mordazas de los especímenes, han debido de ser “corregidos”.

Finalmente, la data de los ensayos en muros representativos es escasa o algunos investigadores no pueden compartirla aduciendo derecho de propiedad de las Instituciones Publicas que financian las investigaciones; también es importante el que los ensayos no reflejen estados de colapso, pues los patrones de desplazamientos no llevan al espécimen a distorsiones que impliquen el colapso del mismo.

## 10. RECONOCIMIENTOS

Presentamos nuestro reconocimiento al Dr. Richard Klingner, a la Ing. Maribel Burgos y al Ing. Martín Ortiz; asimismo a quienes patrocinaron el presente trabajo y de un modo u otro colaboraron en forma desinteresada en el mismo.

## REFERENCIAS

ACI 318. “Building Code Requirements for Structural Concrete”. American Concrete Institute. 2005.

Coin et al: Coin, A; Mazars, J y Bisch, P. “Project Camus 2009 – Final Report”, Centre d’Expertise du Batiment el des Travaux Publics. 2002.

Ministerio de Vivienda. “Reglamento Nacional de Edificaciones”. El Peruano, Diario Oficial. 2006.

Farrar et al (a): Farrar, C; Hashimoto, P y Reed, J. “Low-Rise Shear Wall Failure Modes”. Los Alamos National Laboratory, DOE. 1991.

Farrar et al (b): Farrar, C; Reed, J y Salmon, M. “Failure Modes of Low-Rise Shear Walls”. Journal of Energy Engineering, V.119. 1993.

FEMA 368. “NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures”. Building Seismic Safety Council. 2001.

Gálvez, A. “Estadísticas 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.

Greinfenhagen, C (a) “Seismic Behavior of Lightly Reinforced Concrete Squat Shear Walls”. These 3512, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne. 2006.

Greinfenhagen, C (b) Correspondencia Personal. 2007.

Hidalgo et al: Hidalgo, P; Jordan, R y Ledezma, C. “Experimental Study of Reinforced concrete Walls Under Shear Failure”. 6TH USNCEE. 1998.

Kangning, L. Correspondencia Personal. 2007.

Klingner, R. "Comentarios sobre Edificios de Ductilidad Limitada". Lima. 2007.

Lestuzzi et al: Lestuzzi, P y Greinfenhagen, C. "Static Cyclic Test on Lightly Reinforced Concrete Shear Walls". Structural Engineering Institute, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne. 2005.

Medina, G. "Estudio del Comportamiento Experimental a Escala Natural de Muros y Módulo de concreto reforzados con Malla electrosoldada". Tesis de Grado, Facultad de Ingeniería Civil, UNI. 2005.

Nawy, E. "Reinforced Concrete, A Fundamental Approach". Book 5th Edition. 2003.

San Bartolomé, A. "Ejemplo de aplicación de la Norma E.070 en el Diseño de un Edificio de Albañilería confinada". Pontificia Universidad Católica del Perú. 2006.

Shome, N. "Probabilistic Seismic Demand Analysis of Nonlinear Structures. PhD Thesis, Stanford University. 1999.

Villaverde, R. "Methods to Asses the Seismic Collapse Capacity of Buildings Structures: State of Art the art". Journal of Structural Engineering. 2007.

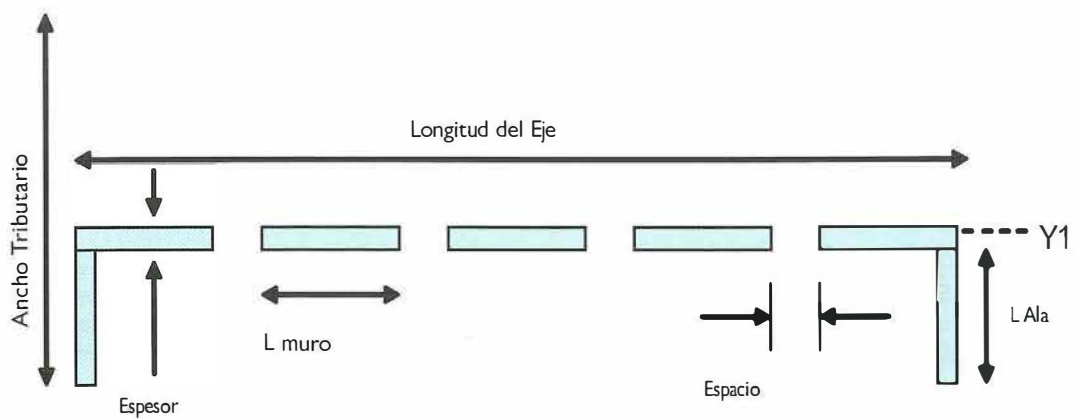


Figura 1. Estructura Arquetípica en Planta

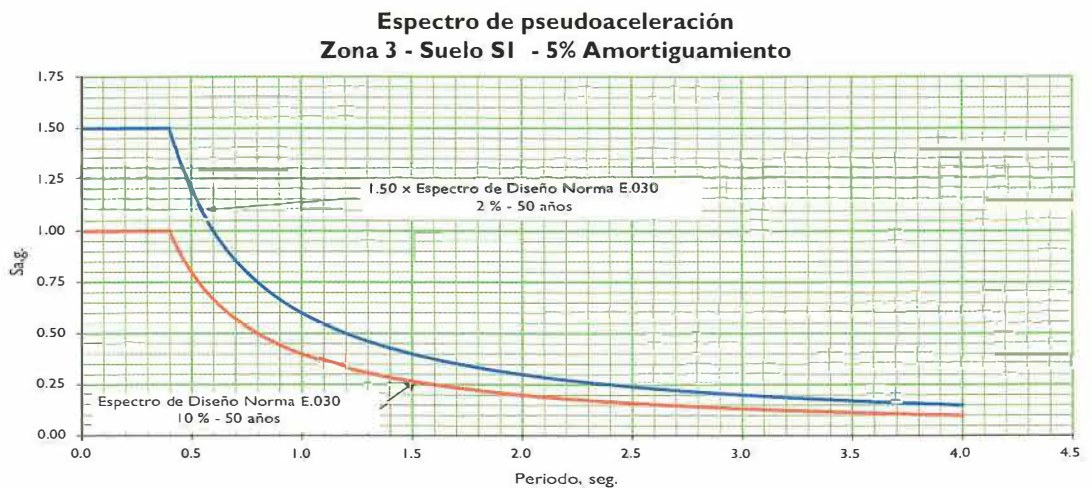
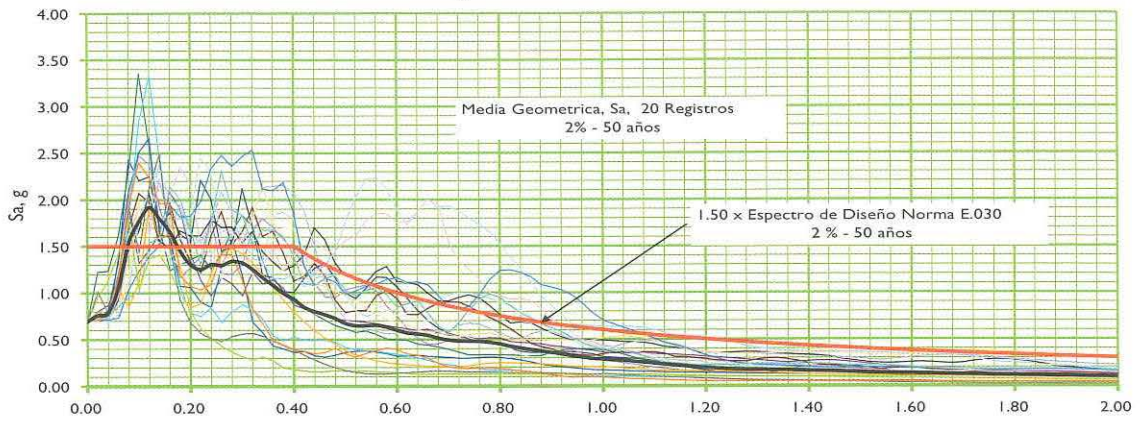


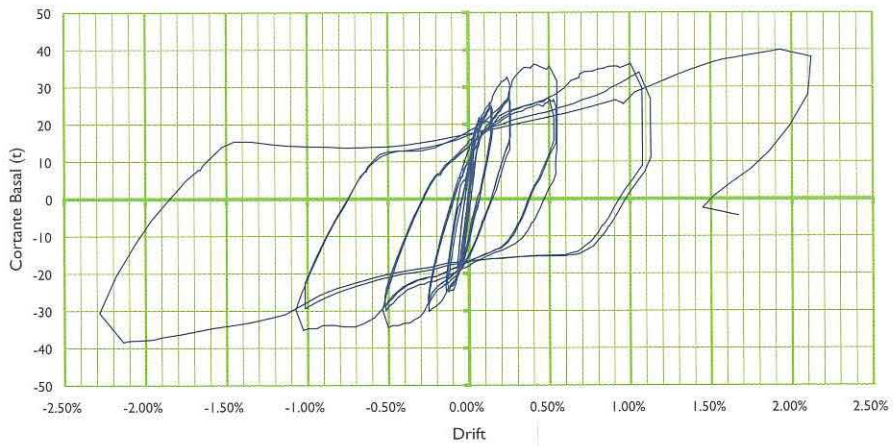
Figura 2. Espectro de Pseudo aceleración

**Espectros de seudo aceleraciones  
Peligro Sísmico 2% - 50 años**



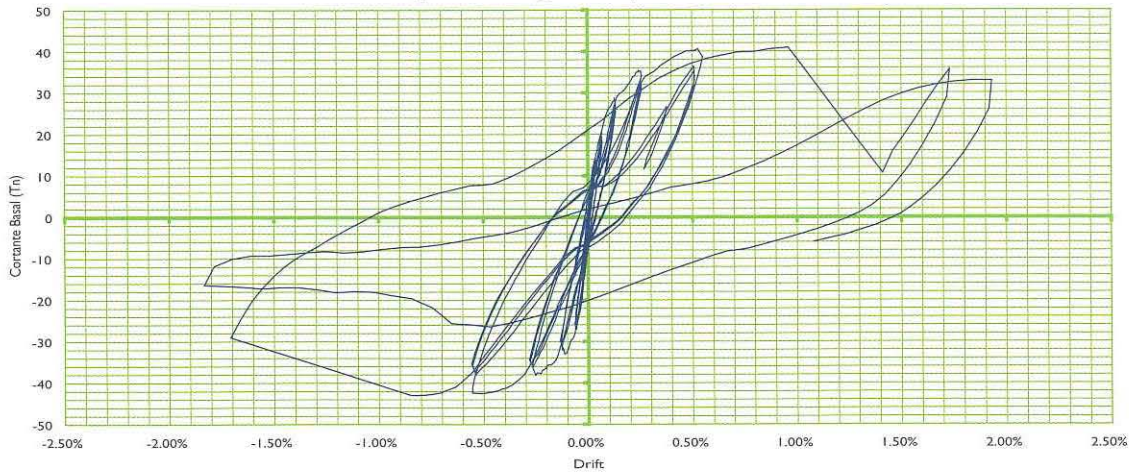
**Figura 3.** Espectro de Pseudo aceleración

**Muro MQEI88EP - 01  
Respuesta carga - Distorsión**



**Figura 4a.** Lazo histérico de un muro ensayado

**Muro MQEI88EP - 01  
Respuesta carga - Desplazamiento**



**Figura 4b.** Lazo histérico de un muro ensayado

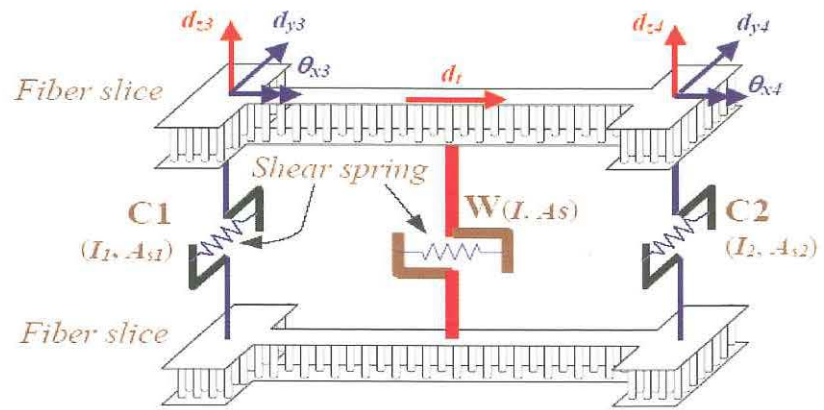


Figura 5. Distribución lineal entre dos secciones críticas a lo largo de la altura del elemento

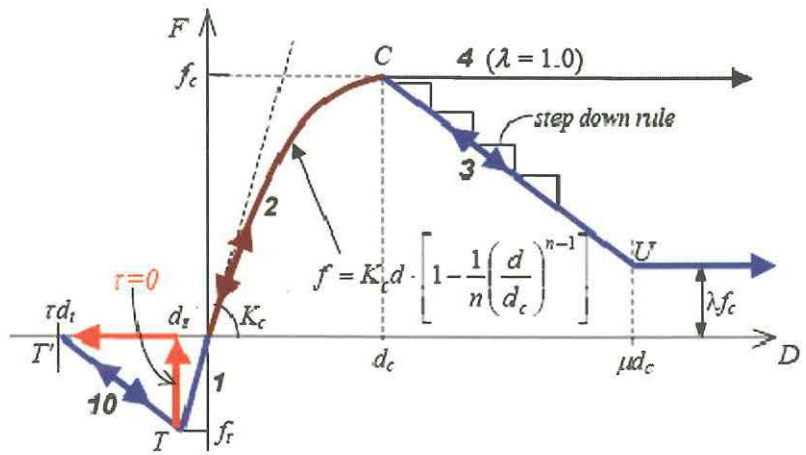


Figura 6. Modelo Elástico No lineal de Concreto. CE4

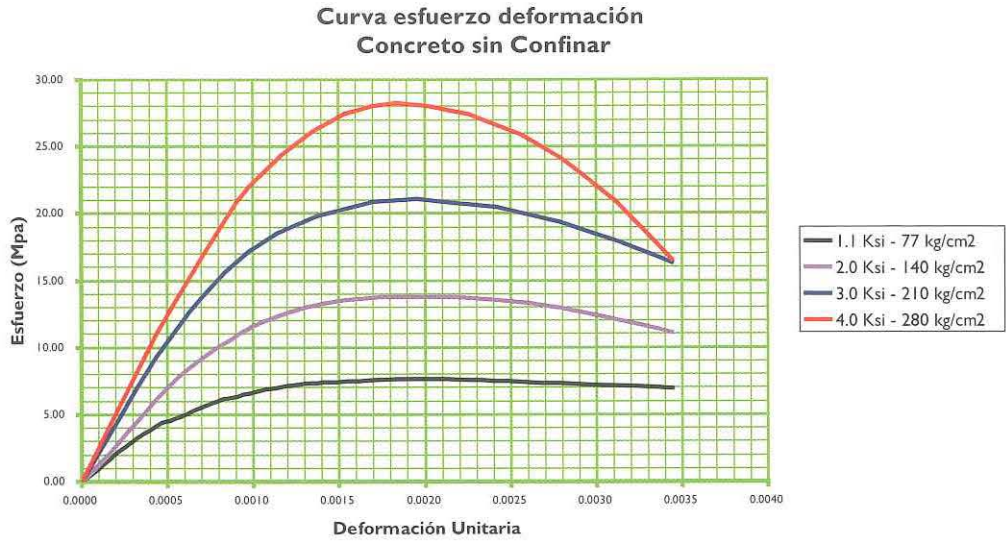


Figura 7. Curvas de Esfuerzo-Deformación para concreto sin confinar según su resistencia

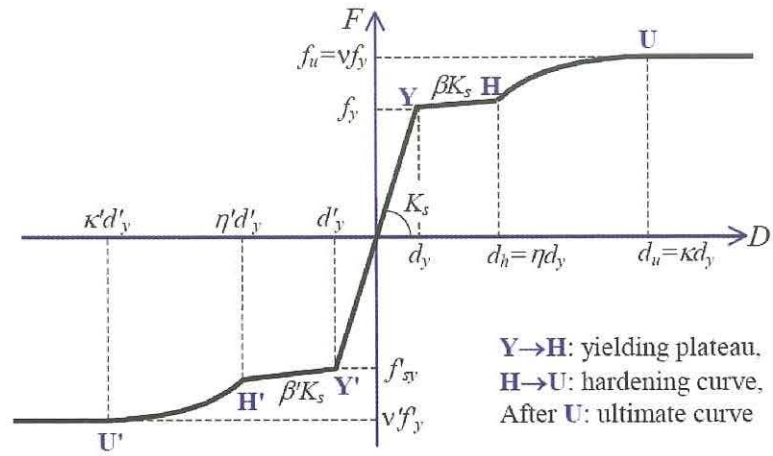


Figura 8. Curva Esfuerzo Deformación Tanaka-CANNY Modelo SR4

### Comparación curva esfuerzo - Deformación alambre para malla electrosoldada y barras corrugadas

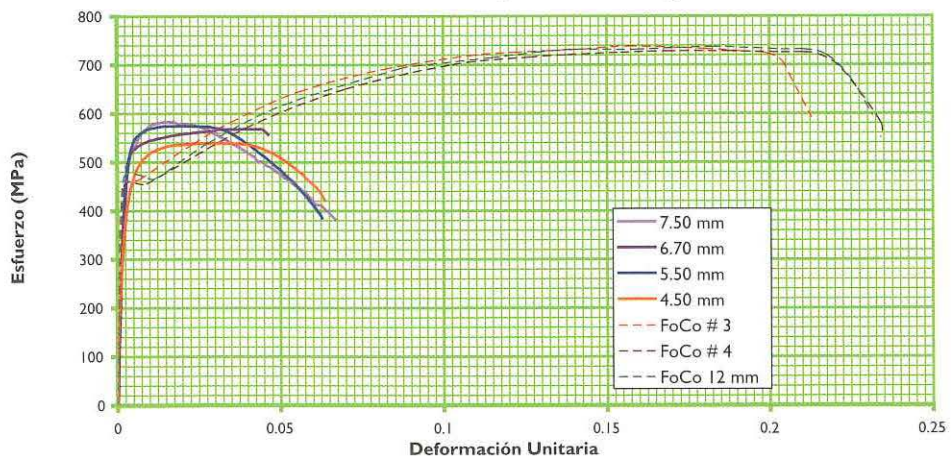


Figura 9. Curva Esfuerzo Deformación Acero de refuerzo

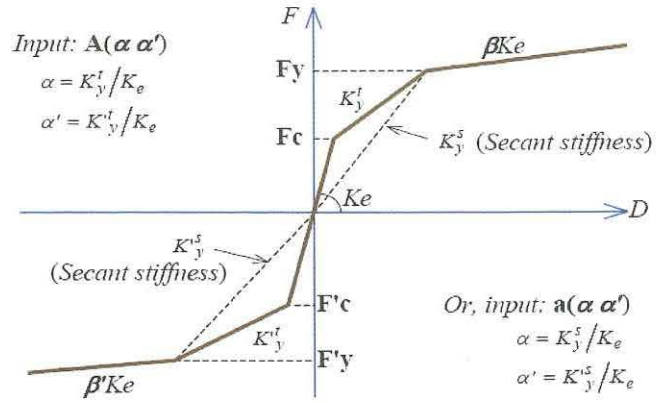


Figura 10. Características de la curva envolvente. Diagrama Fuerza Desplazamiento

**Muro MQEI88EP-01**  
 Comparación Modelo Canny vs. Laboratorio

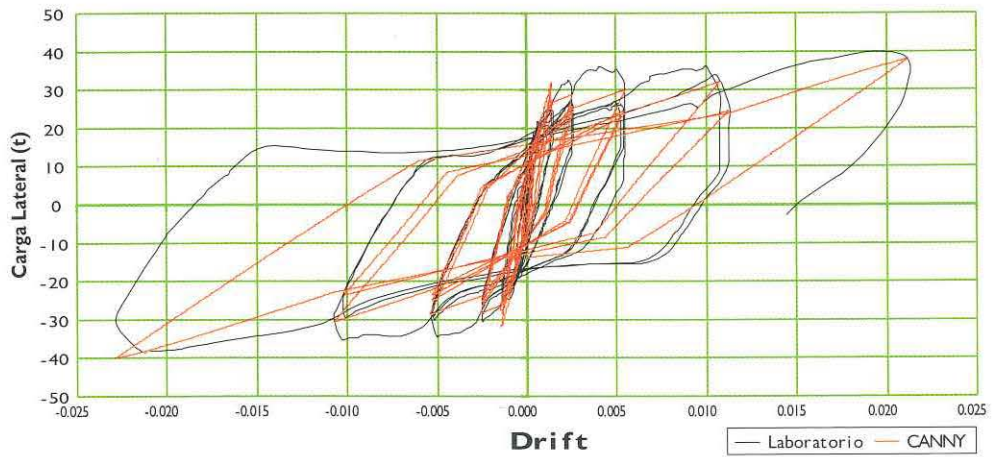


Figura II. Curvas Fuerzas – Desplazamiento. Canny Vs Laboratorio. Muro.

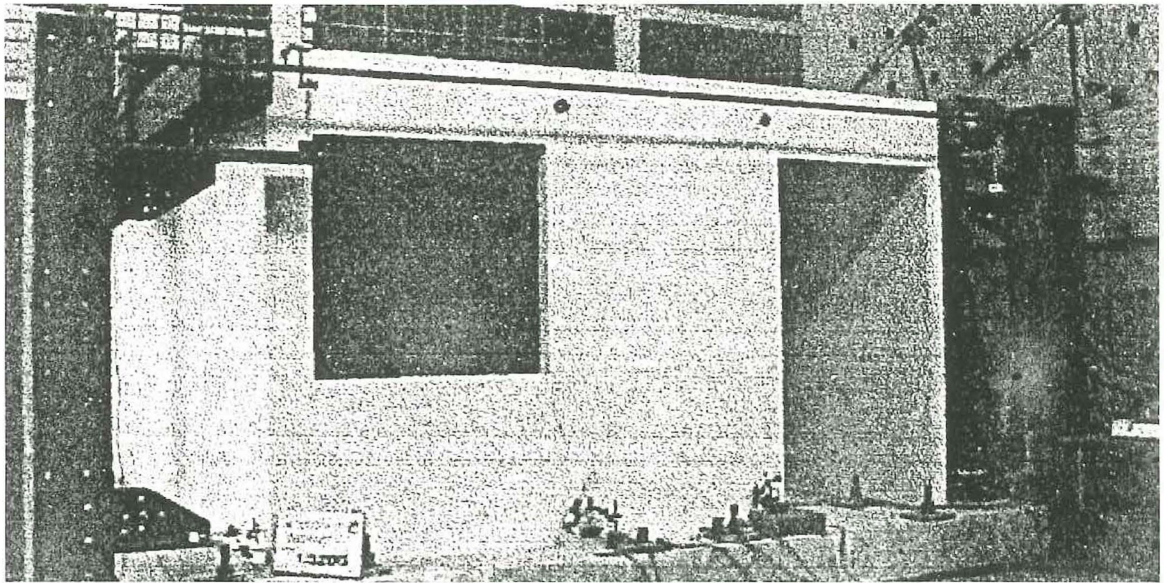


Figura 12. Módulo de vivienda ensayado de un nivel

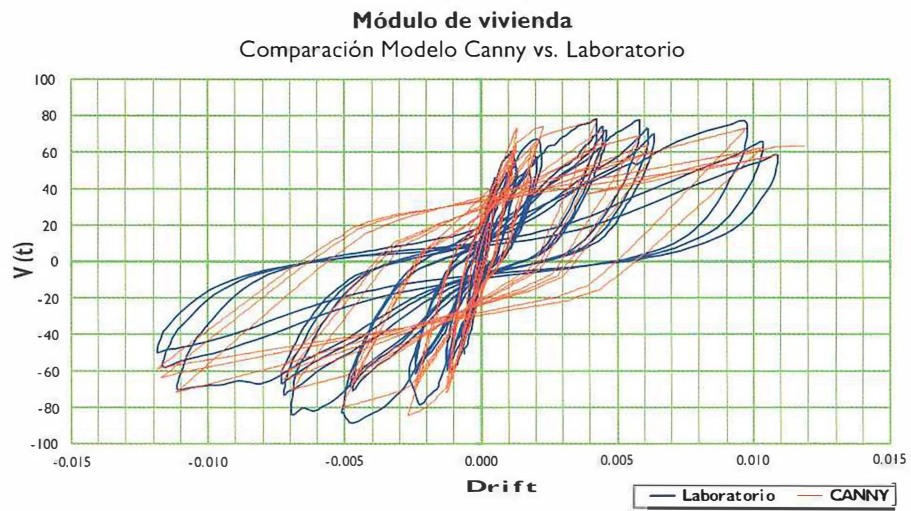
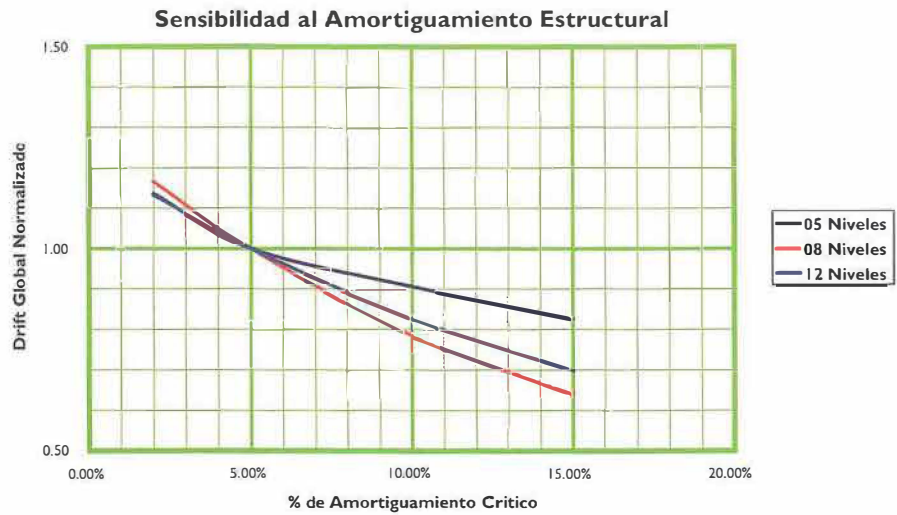
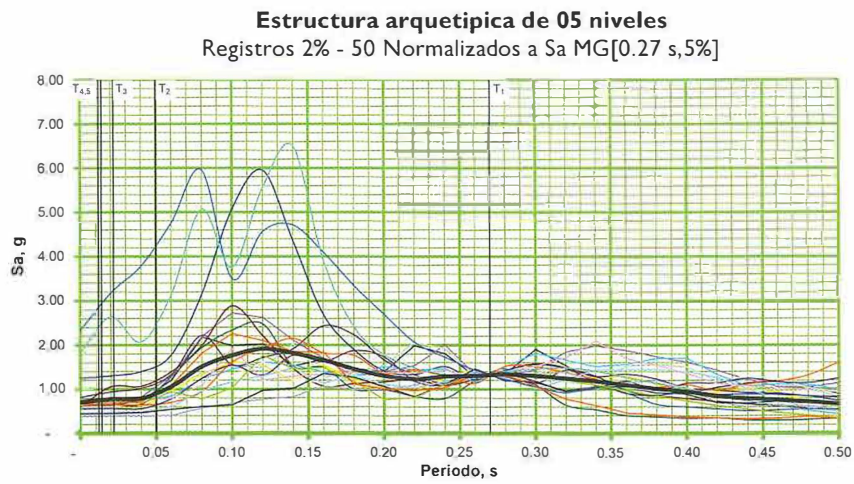


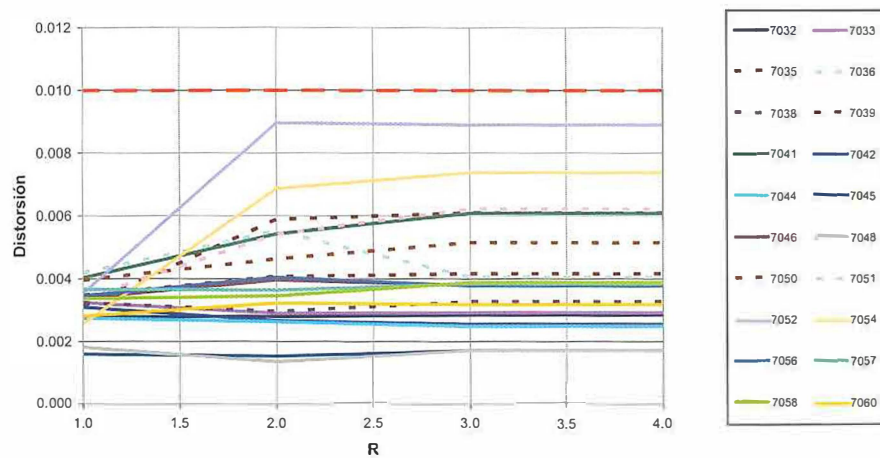
Figura 13. Curvas Fuerzas Desplazamiento Canny vs. Laboratorio. Módulo.



**Figura 14.** Curvas de Sensibilidad al Amortiguamiento Estructural

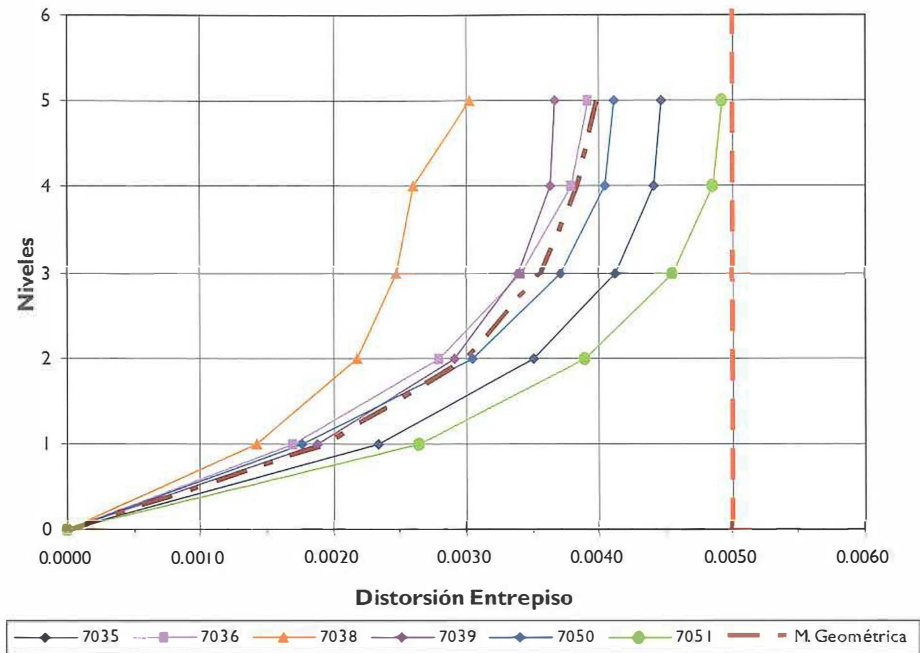


**Figura 15.** Respuesta espectral de una estructura Arquetípica de 05 niveles. Con 20 registros Sísmicos



**Figura 16.** Respuesta Distorsión vs. R de una estructura Arquetípica de 05 niveles. Con 20 registros Sísmicos

**Distorsión Entrepiso vs. Niveles**  
Edificio 5 niveles



**Figura 17.** Resultado Final, Distorsión de entrepiso Vs. Nivel de entrepiso. Para edificio de 05 niveles

Tabla I. RELACION DE REGISTROS SISMICOS										
COD	FECHA	DENOMINACION	COMPONENTE	DATA Puntos	Duracion Segundos	PGA cm/seg <sup>2</sup>	PGA g	PGV cm/seg	PGD cm	Nota
7032	31-Ene-51	I639 GCT N82W	HORIZONTAL	1478	29.56	-60.44	0.06	-1.65	-0.31	
7033	31-Ene-51	I639 GCT N08W	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	I421 GCT NO8E	HORIZONTAL	4899	97.98	178.95	0.18	10.30	-5.34	NTE 030
7051	03-Oct-74	I421 GCT N82W	HORIZONTAL	4899	97.98	-192.49	0.20	14.48	6.41	NTE 030
7052	03-Oct-74	I421 GCT N82W	HORIZONTAL	4879	97.58	192.35	0.20	-20.48	7.93	
7054	03-Oct-74	I421 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	

Tabla 2. CARACTERISTICAS DE SEIS MUROS Y UN MODULO REFORZADO						
Muro	As - I	As-V	As-H	Espesor	f <sub>c</sub>	H
				mm	kg/cm <sup>2</sup>	mm
<b>MQE257EP-01</b>	3Ø1/2"	7 mm @ 15 cm	7 mm @ 15 cm	100	244.7	2400
<b>MQE257EP-02</b>	3Ø1/2"	7 mm @ 15 cm	7 mm @ 15 cm	100	244.7	2400
<b>MQE257EP-03</b>	3Ø1/2"	7 mm @ 15 cm	7 mm @ 15 cm	100	244.7	2400
<b>MQE188EP-01</b>	3Ø1/2"	6 mm @ 15 cm	6 mm @ 15 cm	100	244.7	2400
<b>MQE188EP-02</b>	3Ø1/2"	6 mm @ 15 cm	6 mm @ 15 cm	100	244.7	2400
<b>MQE188EP-03</b>	3Ø1/2"	6 mm @ 15 cm	6 mm @ 15 cm	100	244.7	2400
<b>MODULO</b>	3Ø1/2"	6 mm @ 15 cm	6 mm @ 15 cm	100	231.0	2520

Tabla 3. RESULTADOS PARA ESTRUCTURAS ARQUETIPICAS

ESTRUCTURAS ARQUETIPICAS: DISTORSION GLOBAL Y VALORES DE R												
	05 niveles				08 niveles				12 niveles			
Sismo	R=1	R=2	R=3	R=4	R=1	R=2	R=3	R=4	R=1	R=2	R=3	R=4
7032	0.00279	0.00280	0.00285	0.00285	0.00343	0.00565	0.00809	0.00965	0.00360	0.00444	0.00582	0.00628
7033	0.00325	0.00291	0.00293	0.00293	0.00391	0.00861	0.01015	0.01061	0.00367	0.00340	0.00400	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	0.00210	0.00365	0.00402	0.00450	0.00621
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
<b>M GEOM.</b>	0.003101	0.003722	0.003835	0.003835	0.003673	0.004346	0.004340	0.004554	0.003594	0.003669	0.004244	0.004801
<b>CoV</b>	0.207298	0.449297	0.450132	0.450132	0.041782	0.295627	0.454044	0.540076	0.092739	0.267681	0.293217	0.289757
<b>Perc. 90%</b>	0.003973	0.005992	0.006341	0.006341	0.003808	0.005401	0.007614	0.009732	0.003902	0.005031	0.005894	0.006599

Tabla 4. RESULTADOS FINALES PARA TODAS LAS ESTRUCTURAS

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

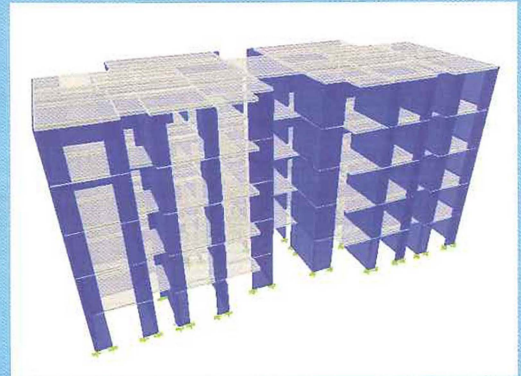
EDIFICIO 12 NIVELES							
Niveles	Distorsión entrepiso						Media Geometrica
	7035	7036	7038	7039	7050	7051	
12	0.0042	0.0045	0.0049	0.0054	0.0041	0.0076	0.0050
11	0.0039	0.0034	0.0049	0.0054	0.0035	0.0075	0.0046
10	0.0034	0.0031	0.0047	0.0049	0.0031	0.0074	0.0042
9	0.0031	0.0032	0.0040	0.0027	0.0030	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

### Anexo I: APLICACIÓN DEL ATC – 63 A UNA ESTRUCTURA REAL

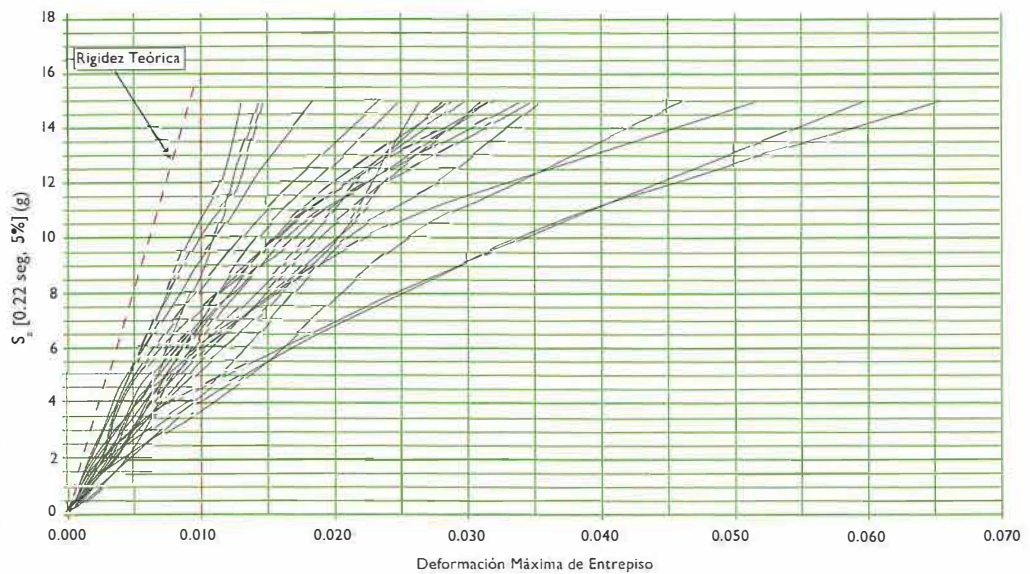
Siguiendo la metodología del ATC – 63, se encontrará el valor de “R” inherente a un edificio de 05 niveles, usando los registros sísmicos descritos, para un nivel de colapso reflejado por una deformación.

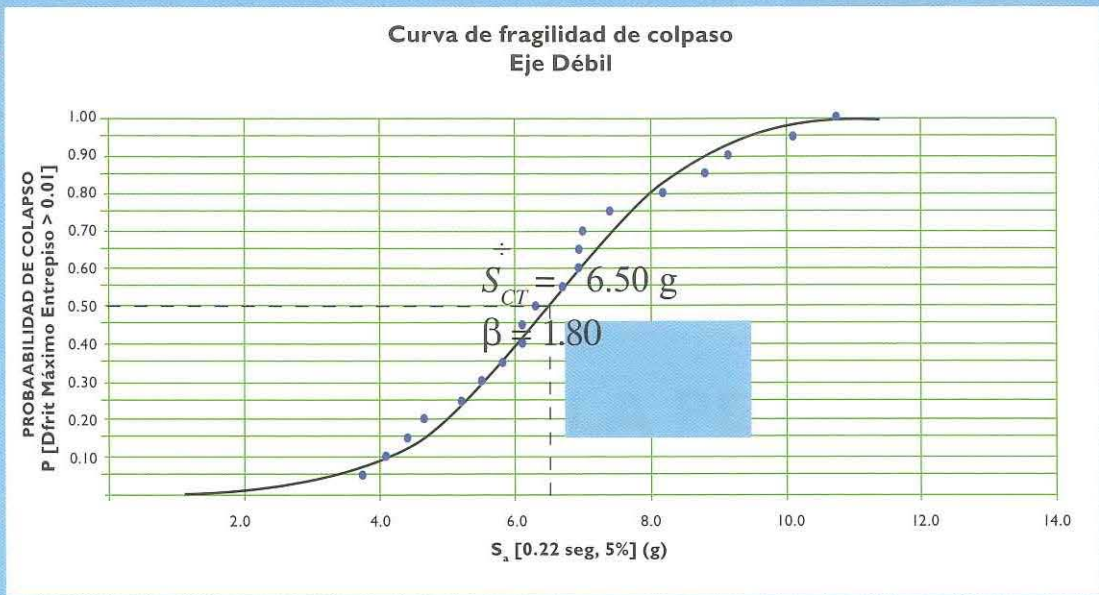
#### EJEMPLO DE APLICACIÓN

- Edificio de 05 Niveles
- Sistema con Muros Estructurales
- Espesores de Muros de 10 cm.
- Barras Corrugadas en los extremos y Mallas Electro soldadas en el alma del muro
- Lima, Vivienda, Suelo  $S_1$
- Diseño Agosto 2004 (antes de adendas)

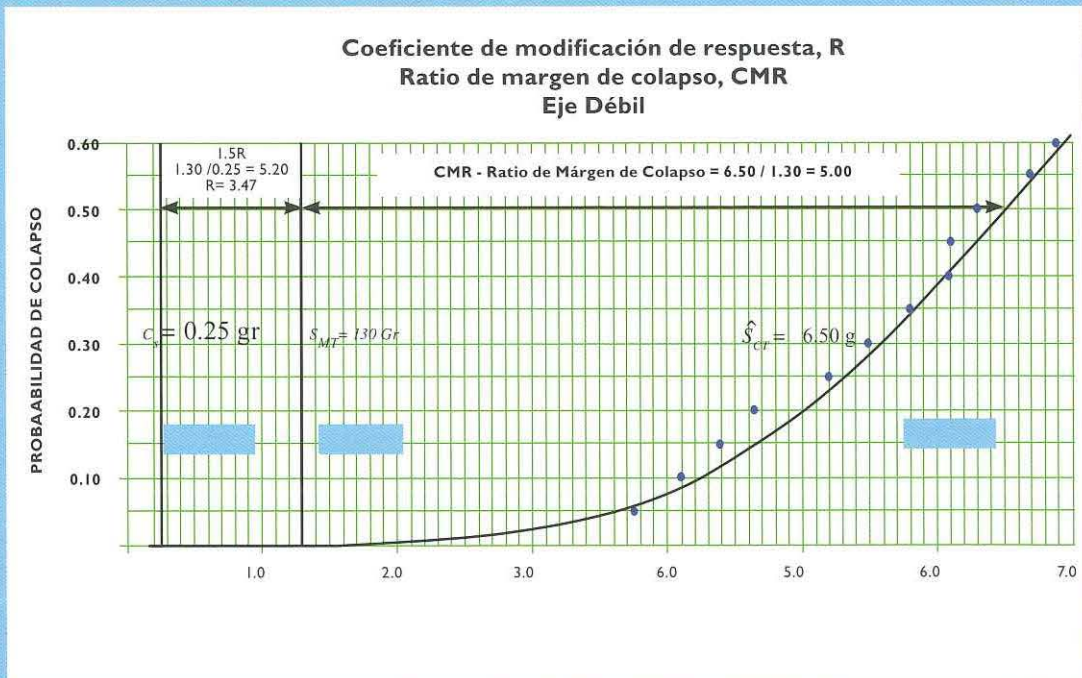


#### Análisis dinámico incremental Eje Débil





### SIGUIENDO PROCEDIMIENTOS DEL ATC - 63



De la última gráfica se puede apreciar que esta edificación presentaría un valor de R igual a 3,47. Valor bastante cercano al valor teórico planteado.

# LABORATORIO DE MECÁNICA DE SUELOS

El Laboratorio de Mecánica de Suelos fue creado en el año 1966, a partir de una donación de equipos que hiciera la Dirección de Caminos del entonces Ministerio de Fomento y Obras Públicas a nuestra Universidad. Estos equipos fueron destinados fundamentalmente para la docencia; instalados y calibrados conjuntamente por personal de la Universidad y del Ministerio, con la colaboración de un experto de la Misión Renardet. El área de Laboratorio de Mecánica de Suelos, incluyendo oficinas es de 738m<sup>2</sup>.



de la construcción de edificaciones, presas, carreteras, puertos, aeropuertos, canales, etc.; así como también a los proyectos relacionados con minería en lo referente a obras civiles y relaveras.

Con el transcurrir del tiempo, el laboratorio se fue equipando con recursos propios de la Universidad, con equipos modernos y con tecnología de punta; para realizar actividades docentes; de investigación, y de servicio de apoyo a la industria

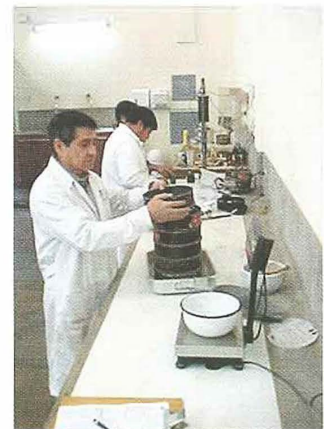


Además de los equipos usuales para determinación de las propiedades índice, hidráulicas, de compresibilidad de los suelos, de las propiedades para el diseño de vías de comunicación y de las características de los agregados; el laboratorio cuenta con un equipo triaxial con marco de carga de 50 KN y celdas de 35mm, 50mm, 70mm y 100mm; sistema de aplicación de presión constante, aplicación de contrapresión, medición de cambio de volumen y un equipo para corte directo controlados por un sistema digital de 16 canales con sistema de adquisición de datos electrónico. Todo este sistema se encuentra controlado mediante una microcomputadora; que permite controlar el proceso de los ensayos.

Actualmente, el laboratorio cuenta con 13 celdas para los ensayos triaxiales, que permite trabajar varios especímenes en forma simultánea. Adicionalmente, a los ensayos triaxiales rutinarios No Consolidado No Drenado, Consolidado No Drenado y Consolidado Drenado de compresión, también disponemos de equipos para realizar ensayos de Extensión Triaxial.

Además de ensayos, el laboratorio realiza Estudios de Mecánica de Suelos de acuerdo a la Norma NTE E-050 para el diseño de cimentaciones; y Diseño de Pavimentos, peritajes y evaluaciones forenses geotécnicas.

El personal profesional y técnico del laboratorio cuenta con más de treinta años de experiencia y está capacitado para una rápida respuesta a quienes desarrollan, ejecutan y supervisan proyectos de ingeniería civil, minería y de la industria en general, proporcionando asistencia en el área de geotecnia en forma eficaz, independiente e imparcial.



Los principales servicios que realiza el laboratorio son:

- Ensayos de mecánica de suelos para determinación de propiedades índices
- Ensayos para control de calidad de los materiales que se emplearán para la fabricación de concreto, y materiales para la construcción de pavimentos
- Ensayos para la determinación de las propiedades físico-mecánicas e hidráulica de los suelos
- Estudios de Mecánica de Suelos y Diseño de Pavimentos
- Peritajes y evaluaciones forenses geotécnicas de cimentaciones y en general consultoría relacionada a la especialidad de ingeniería geotécnica.

Jefe de Laboratorio: Ing. Manuel Olcese Franzero

**Informes:**

Teléfono: 6262000 anexo 4651

Fax: 6262837

e-mail: [suelos@pucp.edu.pe](mailto:suelos@pucp.edu.pe)