

**COMPORTAMIENTO Y DISEÑO  
DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO**  
Profesor: Dr. Sergio Alcocer M. De C.

PROYECTO FINAL

**DISEÑO SÍSMICO DE MUROS DE CR**  
**Aplicación al Distrito Federal**  
**de la Metodología Propuesta por Wallace**

Por

Ricardo Taborda Ríos

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO  
FACULTAD DE INGENIERÍA  
UNAM

## **Introducción**

El presente trabajo se realizó durante el curso Comportamiento y Diseño de Estructuras de Concreto como requisito parcial para su aprobación, cuya finalidad era la aplicación de alguno de los temas tratados durante el semestre. Con este objetivo el autor fijó su atención en una de las referencias dadas y estableció como tema de este la aplicación de una propuesta metodológica hecha por J. W. Wallace (1994) para el diseño sísmico de muros de concreto reforzado a partir de espectros de desplazamiento.

Se presenta entonces un procedimiento equivalente al empleado por Wallace, pero para ubicar éste en el caso del Distrito Federal se utilizan los espectros de desplazamiento del Apéndice Normativo de la Nueva Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS). Además, se incluyen nuevas variables a lo largo de todo el procedimiento, como son: el número de niveles de la estructura y el factor de comportamiento sísmico utilizado para el diseño, factores que no se tratan de manera explícita en la referencia original y que, como se muestra, tienen una importante influencia en los resultados obtenidos.

Para llevar a cabo esto, se estructura el trabajo de manera paralela a como se presenta la referencia original y paso a paso se mencionan los factores adicionales que obligan la fusión a esta de los espectros de la NTC-DS. Se reproducen gráficas que muestran el comportamiento de las estructuras a base de muros, que para este caso es la variación del período conforme el cambio de variables como el número de niveles, la relación de esbeltez y la cuantía de área de muros respecto al área de piso de la estructura. Luego se identifican las diferentes características de sitio que influyen en la estructura, reflejadas como diferentes espectros de dependientes del período fundamental del suelo en el que se encuentra y, aplicando las formulaciones hechas en la referencia original a dichos espectros, se establecen relaciones que muestran la variación de la deformación en el concreto de la sección, que es el parámetro de diseño seleccionado, para determinar en que casos se hace necesario el riguroso detallado que exigen las diferentes normas de diseño.

Por último se presentan conclusiones sobre el comportamiento de los diferentes resultados encontrados y se plantean propuestas a futuro para ampliar el tema de este trabajo.

## **DISEÑO SÍSMICO DE MUROS DE CR** **Aplicación al Distrito Federal** **de la Metodología Propuesta por Wallace**

### **Objetivo y Alcance**

El objetivo de este trabajo es aplicar la metodología propuesta por Wallace (1994) para el diseño sísmico de estructuras a base de muros de concreto reforzado, utilizando los espectros de diseño del apéndice normativo de la nueva propuesta del RCDF-DS.

Se busca reproducir las diferentes relaciones de la propuesta original que muestran como varía la deformación en la fibra extrema de concreto de la sección crítica del muro para variaciones de la relación de esbeltez, la altura de la estructura y la variación de la cuantía de acero y la fuerza axial sobre el muro, con el cambio en la cuantía de área de muro en la dirección de análisis entre área de piso.

En esta aplicación no se abarcan variaciones a las expresiones de la propuesta original ni se realiza una revisión de su validez en las condiciones del DF. Se parte de la base de que son válidas y extrapolables al caso mexicano.

Pero aunque se parten de estas limitaciones, se amplía la propuesta original en el hecho de que se maneja de manera explícita el número de niveles de la estructura y que se incluye el manejo de espectros de diseño dependientes del período fundamental del suelo que para el caso local son los respectivos a las Zonas I, II y IIIa, IIIb, IIIc y IIId.

### **Origen de la Metodología Propuesta**

Para comenzar es necesario comprender cual es el origen de la propuesta hecha por Wallace (1994) Para ello fue necesario basarnos en otros trabajos del mismo autor (Wallace y Moehle, 1992; Wallace y Moehle, 1993) en los cuales se vio que uno de los principales motivos que llevaron a revisar los parámetros bajo los cuales se diseñan los muros de concreto fueron los comportamientos observados durante el sismo de Chile de 1985.

Luego de este evento se vio que muchas de las estructuras a base de muros habían superado exitosamente las demandas del sismo, y que su estado era incluso mas satisfactorio que el esperado bajo los parámetros de diseño de normas como las del American Concrete Institute (ACI) o el Building Uniform Code (UBC) Esto constituye un hecho importante ya que en la practica de la

ingeniería las investigaciones pueden tender fácilmente al relajamiento de su trabajo cuando el desempeño ante los eventos sísmicos es satisfactorio, cosa que no ocurre en caso contrario, pero que debería trabajarse de igual manera ya que se puede estar incurriendo en una serie de medidas innecesarias que, desde el punto de vista económico y constructivo, también lesionan la sociedad.

Por tal motivo los autores arriba citados se dieron a la tarea de buscar a qué se debía este satisfactorio comportamiento y encontraron que en la práctica chilena la cuantía de área de muros respecto al área del piso típico de la estructura era mucho mayor que la usada en otros países (de 3 a 5% mientras en otros lugares es del orden del 1%) y que esta práctica hacía innecesarias las recomendaciones dadas por el ACI o el UBC (que también es el caso del RCDF) para determinar los límites que definen las zonas que requieren de confinamiento (0.2f'c)

Entonces para apoyar esto desarrollaron expresiones para determinar el período de estructuras a base de muros y así poder determinar la demanda de desplazamientos sobre la estructura. Llevando estas demandas globales a deformaciones locales y relacionando estas con la sección crítica de los muros típicos de la estructura encontraron que para determinadas variables no se hacían necesarios los requerimientos hechos por el ACI y el UBC.

### **Visión del Diseño por Desplazamiento**

No es el objetivo de este trabajo entrar a pormenorizar en la filosofía del diseño por desplazamiento, pero vale la pena dar una mirada rápida a los pasos que definen el procedimiento puesto que como veremos son los que se siguen en el desarrollo de los objetivos propuestos.

Interesa entonces proceder de la siguiente manera:

- Caracterizar las demandas del sitio.
- Caracterizar la deformación global de la estructura.
- Caracterizar la capacidad de deformación local del elemento estructural.
- Establecer una relación entre la deformación global con la local.
- Establecer requerimientos de detallado.

A continuación entonces buscamos abarcar estos puntos con la mira puesta no en llegar al grado de definir parámetros de detallado pero si, de acuerdo a lo propuesto, fijar variables que definen ese detallado.

### **Estimación del Período**

Para lograr caracterizar las demandas del sitio es necesario ir paso a paso por una serie de aspectos previos. Si definimos la demanda del sitio como la ordenada en el espectro de desplazamiento del lugar donde se desplanta la estructura, pues primero deberemos encontrar el período fundamental que caracteriza el comportamiento de una estructura a base de muros, dominada principalmente por el primer modo de vibrar.

Para la estimación del período se hace uso de la expresión propuesta por Wallace y Moehle (1992) para estructuras a base de muros.

$$T = K \frac{h_w}{l_w} n \sqrt{\frac{w \cdot h_s}{g \cdot E_c \cdot p}}$$

donde:

$$K = \begin{array}{l} 8.80 \text{ (sección agrietada)} \\ 6.25 \text{ (sección gruesa)} \end{array}$$

- $h_w$ :** Altura del muro.  
 **$l_w$ :** Largo del muro.  
 **$n$ :** Número de niveles.  
 **$w$ :** Peso por unidad de área del piso típico de la estructura.  
 **$h_s$ :** Altura del nivel típico de la estructura.  
 **$g$ :** Gravedad.  
 **$E_c$ :** Módulo elástico del concreto.  
 **$p$ :** Cuantía de área de muros en la dirección de análisis entre el área del piso típico.

En lo que sigue del trabajo se hará uso de la expresión de manera correspondiente a muros de sección agrietada bajo la suposición conservadora de que, al ser las cargas por sismo de carácter cíclico, la estructura se verá sometida a una parcial pérdida de la rigidez, lo que se reflejará en períodos mayores a los de una estructura “virgen”.

Para comprender el comportamiento de esta expresión ante sus diferentes variables resulta útil hacer algunas simplificaciones previas.

Partiendo de que el muro se extiende en toda la altura de la estructura, será válido decir:

$$h_w = n \cdot h_s$$

La expresión puede modificarse de la siguiente manera:

$$T = K \frac{h_w}{l_w} n \frac{h_s}{h_s} \sqrt{\frac{w \cdot h_s}{g \cdot E_c \cdot p}}$$

$$T = K \frac{h_w^2}{l_w} \cdot \frac{1}{h_s} \sqrt{\frac{w \cdot h_s}{g \cdot E_c \cdot p}}$$

$$T = K \frac{h_w^2}{l_w} \sqrt{\frac{w \cdot h_s}{g \cdot E_c \cdot p \cdot h_s^2}}$$

Obteniendo finalmente:

$$T = K \frac{h_w^2}{l_w} \sqrt{\frac{w}{g \cdot E_c \cdot p \cdot h_s}}$$

Si de acuerdo con el RCDF se tiene que:

$$E_c = 14000\sqrt{f'_c}$$

y adicionalmente se usan los siguientes valores típicos:

$$\begin{aligned}K &= 8.80 \\f'_c &= 250 \text{ Kg/cm}^2 \\h_s &= 3\text{m} \\w &= 850 \text{ Kg/m}^2 \\g &= 9.81 \text{ m/seg}^2\end{aligned}$$

Se puede simplificar la expresión original y presentarla como:

$$T = 0.00302 \frac{h_w}{l_w} n \sqrt{\frac{1}{p}}$$

Ya en esta expresión dejamos tres de las variables con las cuales trabajaremos en lo que sigue, que son la relación de esbeltez ( $h_w/l_w$ ), el número de niveles y la cuantía de área de muros.

Conviene en lo que sigue expresar las diferentes variables como función de la cuantía de área de muros ya que como se mencionó arriba es la variable que establece la diferencia. Para esta expresión se muestra en la figura 1 la variación del período de acuerdo con las tres variables. Es estas gráficas se ve como las estructuras con mayor numero de niveles y mayores relaciones de esbeltez son obviamente las menos rígidas y por ende las de mayor período (mayor a 2s) y como las estructuras con baja relación de esbeltez y bajo número de niveles están por debajo de los 2s. Igualmente es importante hacer notar que para todos los casos el uso de cuantías de área de muros superiores al 3% estabilizan el período por debajo de 1s para relaciones de esbeltez de inferiores a 5 y por debajo de 2s para relaciones de esbeltez superiores. Asimismo estructuras con muros con relaciones de esbeltez inferiores a 3 y cuantías de área de muros superiores al 2% permanecen en el rango de 1s en su período.

Esto será vital en lo que sigue ya que es lo que determina la ordenada en los espectros de desplazamiento.

### **Determinación de los Espectros de Diseño**

Ya teniendo el período de la estructura, para caracterizar las demandas del sitio es necesario construir los diferentes espectros de desplazamiento. Para ello se debe partir de los espectros de aceleraciones propuestos en el apéndice A de las NTC-DS. En estas se establece que:

$$a = \begin{cases} a_o + (c - a_o) \frac{T}{T_a} & \text{si } T < T_a \\ c & \text{si } T_a \leq T \leq T_b \\ c \cdot p \cdot \left(\frac{T_b}{T}\right)^2 & \text{si } T > T_b \end{cases}$$

$$p = k + (1 - k) \left(\frac{T_b}{T}\right)^2$$

donde:

$$a_o = \begin{cases} 0.1 + 0.15(T_s - 0.5) & \text{si } 0.5 \leq T_s \leq 1.5s \\ 0.25 & \text{si } T_s > 1.5s \end{cases}$$

$$c = \begin{cases} 0.28 + 0.92(T_s - 0.5) & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.5s \\ 1.2 & \text{si } 1.5 < T_s \leq 2.5s \\ 1.2 - 0.5(T_s - 2.5) & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.5s \\ 0.7 & \text{si } T_s > 3.5s \end{cases}$$

$$T_a = \begin{cases} 0.2 + 0.65(T_s - 0.5) & \text{si } 0.5 < T_s \leq 2.5s \\ 1.5 & \text{si } 2.5 < T_s \leq 3.25s \\ 4.75 - T_s & \text{si } 3.25 < T_s \leq 3.9s \\ 0.85 & \text{si } T_s > 3.9s \end{cases}$$

$$T_b = \begin{cases} 1.35 & \text{si } T_s \leq 1.125s \\ 1.2T_s & \text{si } 1.125 < T_s \leq 3.5s \\ 4.2 & \text{si } T_s > 3.5s \end{cases}$$

$$k = \begin{cases} 2 - T_s & \text{si } 0.5 < T_s \leq 1.65s \\ 0.35 & \text{si } T_s > 1.65s \end{cases}$$

En estas expresiones la variable fundamental es el período del suelo donde este ubicada la estructura ( $T_s$ ) En el apéndice A se muestra un mapa de isoperíodos del DF y otro mapa donde se caracteriza la ciudad en las Zonas I, II y IIIa, IIIb, IIIc y IIIId.

Superponiendo estos dos mapas se tomaron para este trabajo períodos  $T_s$  así:

Zona I	$T_s = 0.5s$
Zona II	$T_s = 1.0s$
Zona IIIa	$T_s = 2.0s$
Zona IIIb	$T_s = 3.0s$
Zona IIIc	$T_s = 3.5s$
Zona IIIId	$T_s = 4.0s$

Y a partir de estos valores se construyeron los espectros de aceleraciones que se muestran en la figura 2. Una vez teniendo estos espectros se procedió a hacer la reducción por factor de comportamiento sísmico (Q), de acuerdo con las expresiones dependientes del período (Q') que se establecen en el apéndice A, así:

$$S_{ar} = \frac{S_a}{Q'}$$

$$Q' = \begin{cases} 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} \cdot \frac{T}{T_a} & \text{si } T \leq T_a \\ 1 + \frac{Q-1}{\sqrt{k}} & \text{si } T_a < T \leq T_b \\ 1 + (Q-1) \sqrt{\frac{p}{k}} & \text{si } T > T_b \end{cases}$$

y se obtuvieron para cada una de las zonas los espectros que se muestran en la figura 3.

Haciendo uso de la relación que establece la dinámica estructural en la cual se relaciona la aceleración con el desplazamiento como:

$$D_r = S_a \cdot \frac{T^2}{4\pi^2}$$

fue posible construir espectros de desplazamiento reducido (Dr), los cuales se muestran en la figura 4 para las mismas zonas y cada uno de los factores de comportamiento sísmico (Q = 1, 2, 3 y 4)

Ya teniendo esto es necesario llevar estos espectros reducidos a espectros de desplazamiento último para poder usarlos en el diseño. Para esto se establece que:

$$D_u = D_r \cdot Q$$

y se construyeron los espectros de desplazamientos últimos que se muestran en la figura 5 para las zonas contempladas y en cada una de ellas para diferentes factores de comportamiento sísmico.

De estos espectros vale la pena resaltar su forma, ya que reflejan las diferentes características del suelo (firme o blando) a diferencia del trabajo de Wallace (1994) en el cual sólo se hace uso de un espectro simplificado de suelo firme. En este caso en cambio, se hacen visibles las mesetas en los suelos firmes y de transición (Zonas I y II) y las ramas descendentes características de suelos blandos (las zonas IIIa, b, c y d)

Con esto entonces ya podemos dar por definidas las dos componentes que me permiten caracterizar las demandas de sitio. Ahora debemos pasar a caracterizar las deformaciones globales de la estructura.

## Deformación Global de la Estructura

Para tener en cuenta la participación de modos superiores de la estructura, se parte del supuesto de que el desplazamiento en la azotea de una estructura a base de muros es 1.5 veces el desplazamiento espectral del modelo de un solo grado de libertad (Wallace, 1994), y por lo tanto el desplazamiento relativo entre la altura puede definirse como:

$$\frac{\delta_u}{h_w} = \frac{1.5 \cdot (Du)}{h_w}$$

A partir de esta expresión y sumando a las variables con las que se construyeron curvas que mostraban la variación del período de acuerdo con la variación en la cuantía de muros, los diferentes espectros de desplazamientos últimos, se construyeron, para cada una de las zonas, variando el número de pisos, la relación de esbeltez y el factor de comportamiento sísmico, gráficas que nos muestran la variación del desplazamiento relativo entre la altura con respecto a la variación de la cuantía de área de muros. Estas gráficas se muestran en las figuras 6 a la 11.

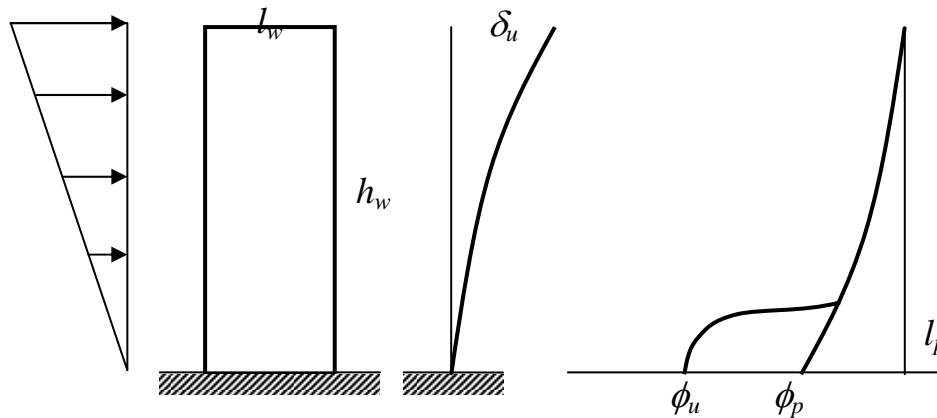
Si el apéndice A de la NTC-DS establece en su tabla A.1 un valor de 0.015 como desplazamiento permisible en estructuras a base de muros, en estas gráficas es posible observar los siguientes aspectos de interés:

- En la zona I sólo para relaciones de esbeltez de superiores a 7 y cuantías de muros inferiores a 1% se excede el valor límite de 0.015. Mientras que para relaciones de esbeltez por debajo de 7 se cumple con el límite aun para edificios de 15 niveles o bajas cuantías de área de muro.
- En la zona II el valor límite se excede para relaciones de esbeltez superiores a 5 en estructuras de 10 niveles con bajas cuantías de muros y en relaciones de esbeltez mayores a 5, la cuantía de muros es un factor que no afecta a las estructuras de mas de 10 niveles. Este comportamiento además refleja un detalle importante que es repetitivo en todo el trabajo y es que estas gráficas don un espejo invertido de la forma de los espectros de desplazamiento. Así que para estructuras con alto número de niveles o altas relaciones de esbeltez se hacen notables las mesetas del espectro en bajas cuantías de muros.
- En las zonas IIIa, b, c y d también se hace visible las forma invertida del espectro para estructuras con relaciones de esbeltez iguales o superiores a 5 y sólo se cumple con el límite de 0.015 en estructuras inferiores a los 10 niveles o con cuantías de muros superiores a 2%.

En todas estas gráficas hay un aspecto que debe llamar nuestra atención: Conforme se aumenta el número de niveles de la estructura, o bien las relaciones de esbeltez de sus muros, lo que es lo mismo a decir que conforme se flexibiliza la estructura, las variaciones en la cuantía de muros influyen en menor medida en la deformación última de la estructura. De igual manera esto implica un acercamiento y superación del límite conforme se aumente el período del sitio, es decir, para la zona III d los desplazamientos son mayores que para la III a y estos a su vez mayores que los de la zona I. Lo que nos induce a pensar que los muros no son de utilidad en la zona del lago a menos de que estos sean de pocos niveles o de muy bajas relaciones de esbeltez. Esto lo confirmaremos mas adelante cuando veamos a que grados de deformación se somete el concreto en estas zonas.

## Relación entre Desplazamiento Global y Deformación Local

Si una estructura a base de muros puede modelarse como un voladizo invertido tal y como se muestra en el siguiente modelo.



Es posible expresar el desplazamiento último en la azotea como:

$$\delta_u = \delta_y + \theta_p h_w = \frac{11}{40} \phi_y h_w^2 + \frac{1}{2} (\phi_u - \phi_y) h_w l_w$$

Asumiendo (Wallace, 1994):

$$\phi_y = 0.0025 / l_w$$

$$l_p = 0.5 l_w$$

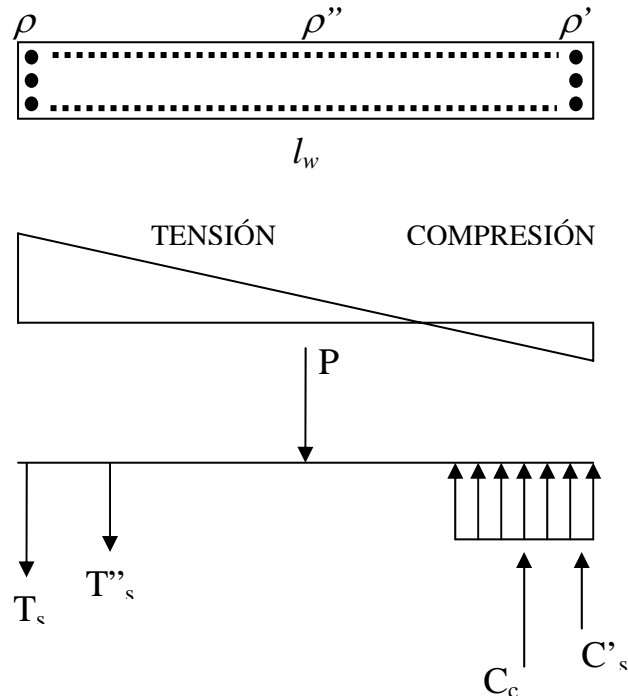
De la expresión original puede obtenerse:

$$\phi_u l_w = 0.0025 \cdot \left[ 1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{h_w}{l_w} \right] + 2 \frac{\delta_u}{h_w}$$

Que no es otra cosa que una relación entre el desplazamiento último relativo entre la altura de la estructura (el muro) y la curvatura en la sección crítica del elemento. Ahora interesa entonces encontrar una expresión que nos permita estimar la capacidad de deformación local del elemento y relacionarla con esta..

### Estimación de la Capacidad de Deformación del Muro

La capacidad de la deformación de un muro si elementos en los extremos puede obtenerse de la teoría básica de secciones planas. Para el modelo mostrado en la figura



se puede obtener:

$$\varepsilon_{c'_{max}} = \left[ \frac{\left( \rho + \rho'' - \frac{\gamma}{\alpha} \rho' \right) \cdot \frac{\alpha \cdot f_y}{f'_c} + \frac{P}{l_w t_w f'_c}}{\left( 0.85 \beta_1 + 2 \rho'' \frac{\alpha \cdot f_y}{f'_c} \right)} \right] \cdot \phi_u l_w$$

donde:

- $\varepsilon_{c'_{max}}$ : Deformación unitaria en la fibra extrema de concreto en la zona de compresión.
- $\rho$ : Cantidad de acero en el extremo a tensión.
- $\rho''$ : Cantidad de acero en el alma del muro.
- $\rho'$ : Cantidad de acero en el extremo a compresión.
- $\gamma, \alpha$ : Factores que cuantifican el sobreesfuerzo del acero para la sección en deformación última, que en lo que sigue se toman de 1.25 y 1.50 respectivamente.
- $l_w$ : Longitud del muro.
- $t_w$ : Espesor del muro.
- $\phi_u$ : Curvatura última de la sección.
- $P$ : Carga axial sobre el muro.

Si se toma:

$$P = \mu \cdot A_w f'_c$$

$$A_w = l_w t_w$$

entonces:

$$P = \mu(l_w t_w f'_c)$$

Y la expresión original queda modificada como:

$$\varepsilon_{c'_{\max}} = \left[ \frac{\left( \rho + \rho'' - \frac{\gamma}{\alpha} \rho' \right) \cdot \frac{\alpha \cdot f_y}{f'_c} + \mu}{\left( 0.85 \beta_1 + 2 \rho'' \frac{\alpha \cdot f_y}{f'_c} \right)} \right] \cdot \phi_u l_w$$

Para los siguientes valores típicos:

$\rho =$	0.01	$\beta =$	0.85	$f_y =$	4200
$\rho' =$	0.01	$\alpha =$	1.50	$f'_c =$	250
$\rho'' =$	0.0025	$\gamma =$	1.25		
$\mu =$	0.10				

La expresión puede reducirse a:

$$\varepsilon_{c'_{\max}} = 0.2416(\phi_u l_w)$$

Que es una expresión que representa justo lo que buscábamos: Una relación entre la deformación local (curvatura) y el esfuerzo en la fibra extrema de concreto para la deformación última. Esto sumado a la expresión que se estableció para caracterizar la deformación global de la estructura nos permite unir las gráficas de deformación relativa entre la altura y convertirlas en relaciones para la deformación unitaria del concreto. Estas gráficas se muestran en las figuras 12 a la 22 para diferentes combinaciones de variables, pero antes de pasar a analizarlas, pues son el corazón de este trabajo, conviene aclarar algunos puntos.

Los valores típicos seleccionados corresponden a los valores comúnmente usados en la práctica o recomendados por los reglamentos. Las cuantías por ejemplo son las mínimas que se establecen en los reglamentos estadounidenses y que coinciden por los recomendados por a los dados por las NTC-Diseño en Concreto de RCDF. Y de otro lado el factor para la carga axial ( $\mu$ ) es el que se usa para garantizar que el análisis a flexo-compresión del muro se encuentre en la zona por debajo de la falla balanceada.

Lo que nos interesa entonces es saber para que condiciones se excede la deformación de última del concreto, que significaría lo mismo que decir, para que condiciones se hace necesario un estricto confinamiento de las zonas extremas de los muros. Para nuestro caso tomaremos como límite del concreto una deformación unitaria de 0.004, que es un valor comúnmente usado en la práctica, aunque bien si se desea pueden usarse otros valores.

De acuerdo con esto y observando las figuras 12 a la 22 es posible concluir:

- En la zona I sólo se excede el valor límite de 0.004, por lo tanto obliga el confinamiento, en estructuras con muros de relaciones de esbeltez superiores a 7 y cuantías de área de muros por debajo de 1.5%. En los demás casos se hace innecesario el uso de extremos confinados. Se hace notable lo que ya se había resaltado en el caso de los desplazamientos relativos, sobre que para estructuras muy esbeltas o de mayor número de niveles el aumento en la cuantía de área de muros no afecta las deformaciones últimas del concreto. En general puede decirse que el uso de muros confinados en la zona I es innecesario (ver figuras 12 y 13)
- En la zona II, donde se hace notable la meseta del espectro, se excede el valor límite para relaciones de esbeltez de 3 en edificios de mas de 15 niveles con cuantías de muros por debajo de 1.2%; para relaciones de esbeltez de 5 se exceden en edificios de 5 niveles cuando la cuantía de muros es inferior al 1% y para 10 y 15 niveles para cuantías inferiores a 2.5% y 3% respectivamente; para relaciones de esbeltez de 7 y 10 no se recomiendan estructuras de 10 niveles o más sin confinamiento y estructuras mas bajas deberán usar cuantías de área de muros superiores al 2% si desean evitar confinamiento en los extremos para  $h_w/l_w = 7$  y de 3% para  $h_w/l_w = 10$  (ver figuras 14 y 15)
- En la zona IIIa, donde se comienza reflejar las ramas ascendente y descendente del espectro, para relaciones de esbeltez de 3 se recomienda usar cuantías de área de muros superiores a 0.5%, 1.0% y 1.5% para edificios de 5, 10 y 15 niveles; para relaciones de esbeltez de 5 en el mismo orden se recomiendan 1.3%, 2.0% y 3.0%; para relaciones de 7 se deben usar valores superiores a 2% y 3% para 5 y 10 niveles, y no se recomienda el uso de muros sin adecuado confinamiento en los extremos en edificios de con mas de 10 niveles o con relaciones de esbeltez de 10.
- En la zona IIIb, si se desea evitar el uso de confinamiento se deberán tener edificios inferiores a 10 niveles y con relaciones de esbeltez en sus muros por debajo de 5 con cuantías de muros superiores al 1.5% y 2% para 5 y 10 niveles respectivamente. No se recomienda el uso de muros en estructuras de 15 niveles a menos que se tome en cuenta un adecuado confinamiento al igual que para relaciones de esbeltez de 7 o superiores.
- En la zona IIIc no se recomienda el uso de relaciones de esbeltez 7 o superiores en estructuras de mas de 10 niveles a menos que se usen cuantías de muros superiores a 4%. En estructuras de 10 niveles se deberán usar cuantías superiores a 0.5%, 1.5% y 2% para relaciones de esbeltez de 3, 5 y 7 respectivamente, y no se recomiendan relaciones de esbeltez de 10. En estructuras de menores niveles (5) para cuantías superiores a 1% se cumple en relaciones de esbeltez de 3, 5 y 7, y para relaciones de  $h_w/l_w = 10$  se deberan usar cuantías de mas de 2% el área de piso.
- En la zona IIId en edificios de 5 niveles se recomienda usar cuantías de área de muros superiores a 1% y 2% para relaciones de esbeltez de 7 y 10 respectivamente y sin específicos requerimientos se puede hacer uso de  $h_w/l_w = 3$  y  $h_w/l_w = 5$ . En estructuras de 10 niveles no se recomienda usar  $h_w/l_w = 10$  a no ser que se usen cuantías de muros superiores a 4% y para relaciones de esbeltez de 3, 5 y 7, si se desea evitar el confinamiento en los extremos deberan usarse cuantías de área de muros superiores a 0.5%, 1.4% y 2.3% respectivamente. En el caso de estructuras con mas de 10 niveles (15) no se recomiendan estructuras con  $h_w/l_w = 10$  y las de 3, 5 y 7 deberán usar cuantías de 0.7%, 1.8% y 3% o superiores si se desea evitar el confinamiento.

Violaciones a estas observaciones deberán garantizar confinamiento para las demandas de deformación unitaria del concreto en las fibra extrema.

Si consideran esos mismos valores típicos con los cuales se constituyeron las gráficas arriba analizadas, pero en esta ocasión se considera la carga axial sobre el muro variable, es decir,  $\mu$  variable, la expresión original de la deformación unitaria en el concreto puede llevarse a lo siguiente:

$$\varepsilon_{c'_{\max}} = \left[ \frac{0.105 + \mu}{0.8485} \right] \cdot \phi_u l_w$$

Para valores de  $m$  de 0.05, 0.10, 0.20 y 0.30, todos dentro de los límites que garantizan una falla por debajo de la balanceada en el muro, se construyeron gráficas a partir de los espectros de desplazamiento y conforme varía la cuantía de muros por piso, que muestran la variación de la deformación máxima del concreto, las cuales se muestran en las figuras 23 y 24. Se pudieran sacar conclusiones igualmente laboriosas como las anteriores, pero en este caso nos interesa observar como un aumento en la carga axial obliga a mayores deformaciones en el concreto, lo cual obligaría a restringir aun más el rango en el cual puedo evitar el uso de elementos de confinamiento. Rápidamente pudiéramos decir que las condiciones más favorables se dan siempre y al igual que en los casos anteriores en edificios en la zona I y en edificios bajos para las zonas II y III, preferiblemente conforme se puedan usar  $h_w/l_w$  pequeños.

Si se quiere ver los efectos de la variación de la cuantía de acero en tracción, para los demás valores supuestos constantes puede expresarse:

$$\varepsilon_{c'_{\max}} = \left[ \frac{\left( \rho + 0.0025 - \frac{1.25}{1.5} 0.01' \right) \cdot \frac{1.5 \cdot 4200}{250} + 0.10}{\left( 0.85 \cdot 0.85 + 2 \cdot 0.0025 \frac{1.50 \cdot 4200}{250} \right)} \right] \cdot \phi_u l_w$$

con lo cual llegaríamos a:

$$\varepsilon_{c'_{\max}} = \left[ \frac{25.2\rho - 0.047}{0.8485} \right] \cdot \phi_u l_w$$

Diferentes variaciones de la cuantía de acero a tracción y sus efectos en la figura 25, en la cual puede observarse como el uso de mayores valores de cuantía a tracción implican mayores esfuerzos en las fibras de concreto. Esto va acorde con la teoría básica de esfuerzos en secciones de concreto, donde aumentar las cuantías de acero a tracción retardan la fluencia del acero y por tanto implican mayores esfuerzos en la zona de compresión, vistos aquí como mayores deformaciones unitarias en la fibra extrema.

## Resumen y Conclusiones

Se presentó una metodología que permite relacionar los desplazamientos globales de una estructura a base de muros con las deformaciones en su sección crítica. Aplicando a esta metodología los diferentes espectros del DF se examinaron las variaciones de la deformación en la fibra extrema de concreto a compresión ante diferentes variables como lo son: la relación de esbeltez del muro, el número de niveles de la estructura, la carga axial, la cuantía a tracción y la ductilidad, todo esto para

cambios en la relación entre área de muros en la dirección de análisis y el área del piso típico de la estructura.

Este trabajo permite concluir que en las zonas de suelo firme y de transición, hacer uso de una buena cantidad de muros ayuda a evitar la necesidad de estricto confinamiento en los extremos de los muros y que ésta variable no afecta el comportamiento de estructuras altas.

Se observó que en la zona de lago, aun cuando se aumente el número de muros por piso, no se logra evitar la necesidad de confinar y de hecho los esfuerzos son tales que no se recomiendan estructuras a base de muros mayores de 5 o 10 niveles según los casos vistos en diferentes gráficas. En general se puede establecer que a menores relaciones de esbeltez el comportamiento es mejor, pero se hacen definitivamente necesarias en la zona de lago.

En general relaciones de esbeltez mayores a 7 (y en algunos casos mayores a 5) perjudican el comportamiento, aun en suelos con mediano período fundamental.

Se recomienda que en el futuro se pueda evaluar la validez de las expresiones en las que se basa este trabajo para edificios en el DF y que se propongan coeficientes más acordes con el caso local, de manera que el trabajo anterior pueda refinarse de tal manera que se convierta en una guía útil de trabajo en la práctica profesional para ingenieros estructuristas en el prediseño y dimensionamiento de estructuras a base de muros.

## Referencias

- Wallace, J. W. y Moehle, J. P. (1992)  
“Ductility and Detailing Requirements of Bearing Wall Buildings”  
*Journal of Structural Engineering*, ASCE, 118(6), 1625 – 1644.
- Wallace, J. W. y Moehle, J. P. (1993)  
“An Evaluation of Ductility and Detailing of Bearing Wall Buildings Using Data from the March 3, 1985, Chile Earthquake”  
*Earthquake Spectra*, 9(1), 137 - 156.
- Wallace, J. W. (1994)  
“New Methodology for Seismic Design of RC Shear Walls”  
*Journal of Structural Engineering*, 120(3), 863 - 884.
- Propuesta de Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo.  
RCDF. Abril de 2001.

## **Figuras**

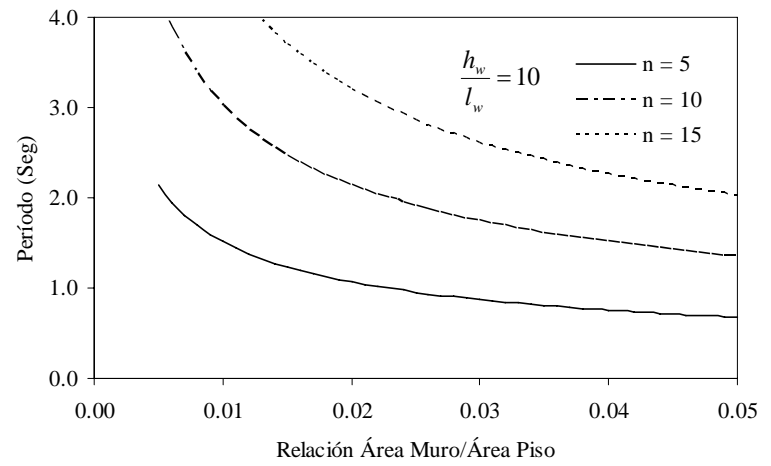
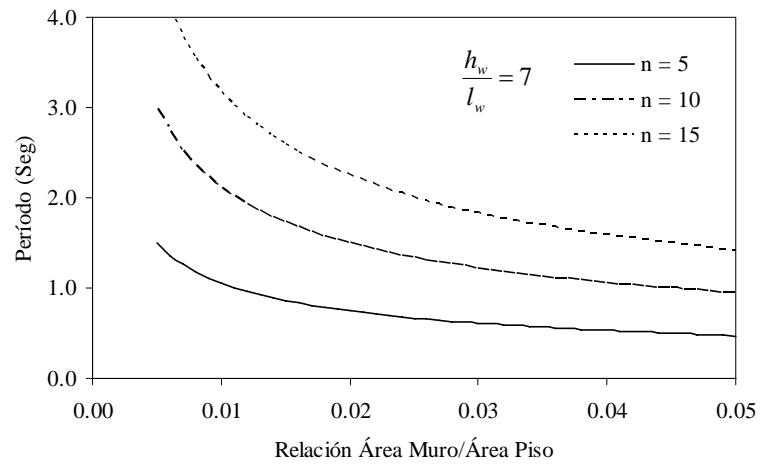
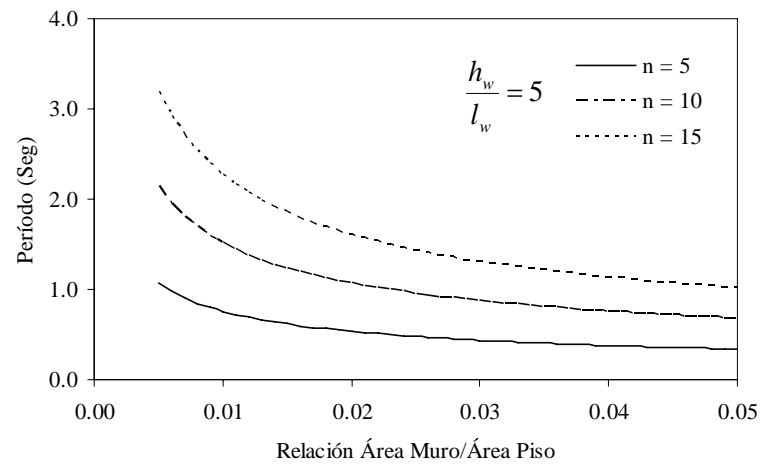
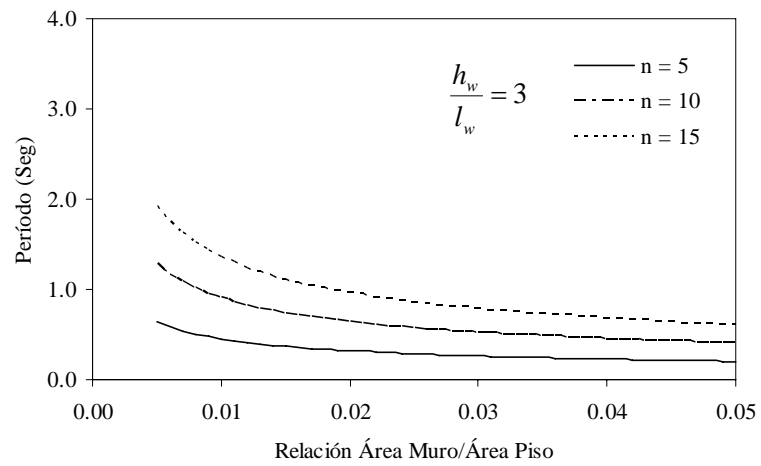


Figura 1

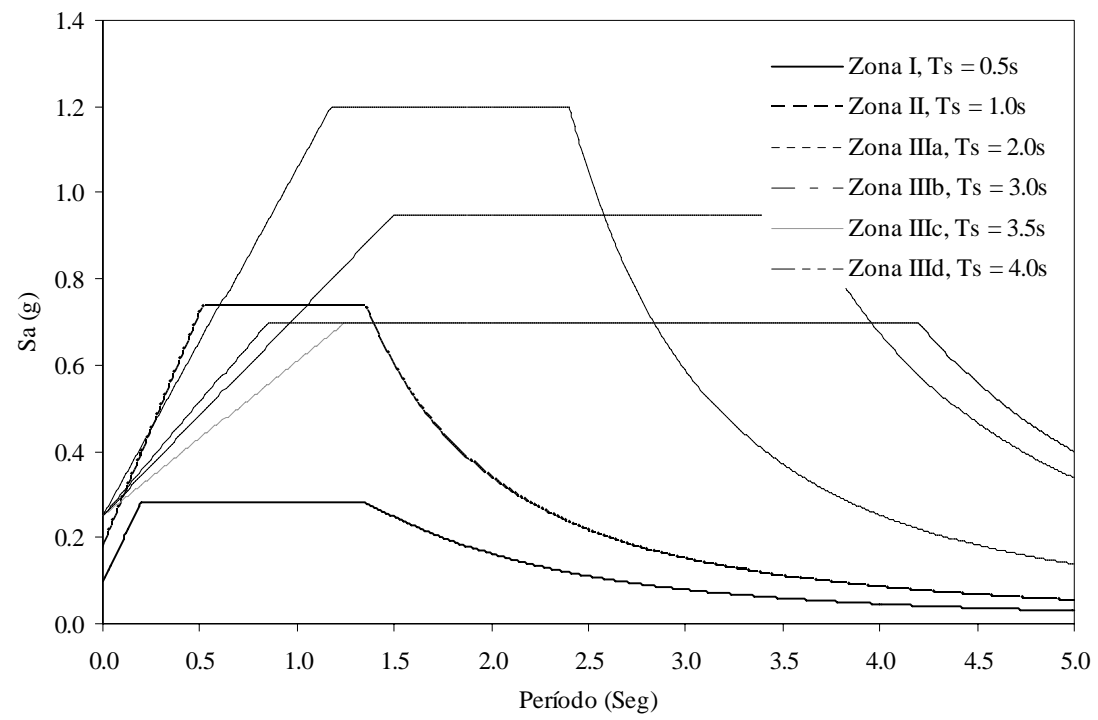


Figura 2

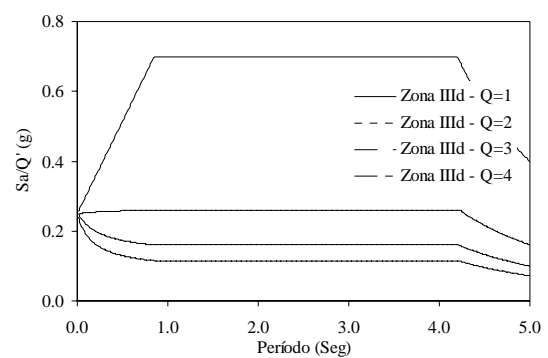
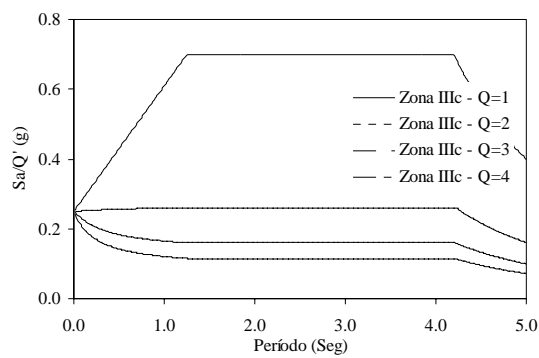
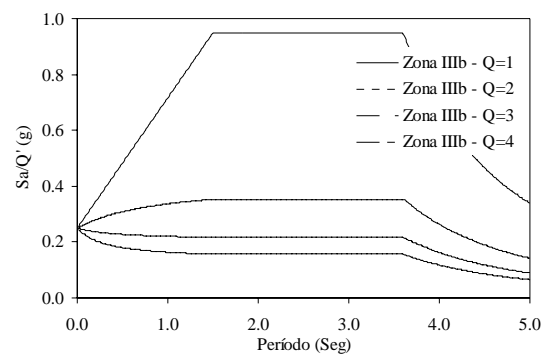
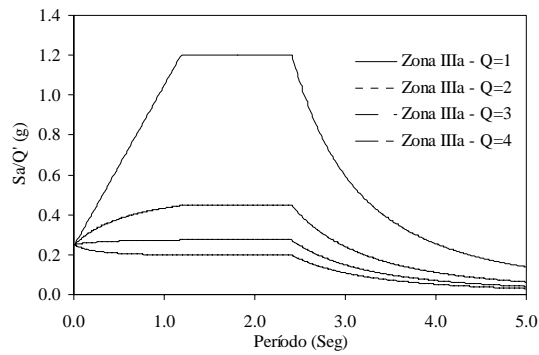
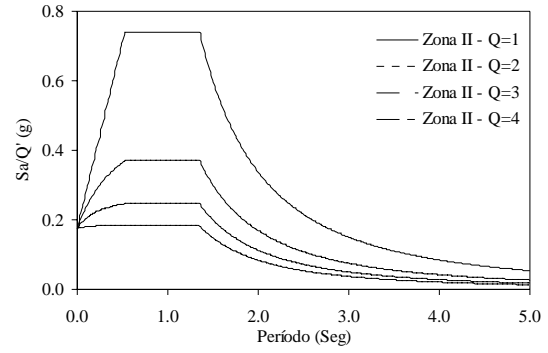
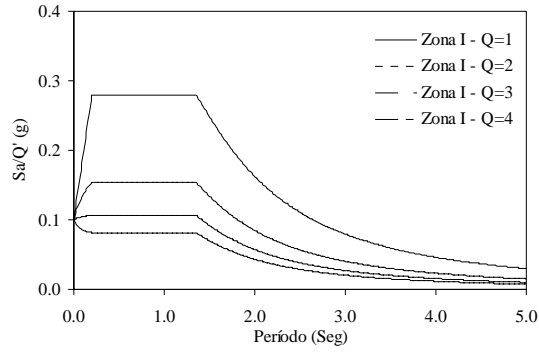


Figura 3

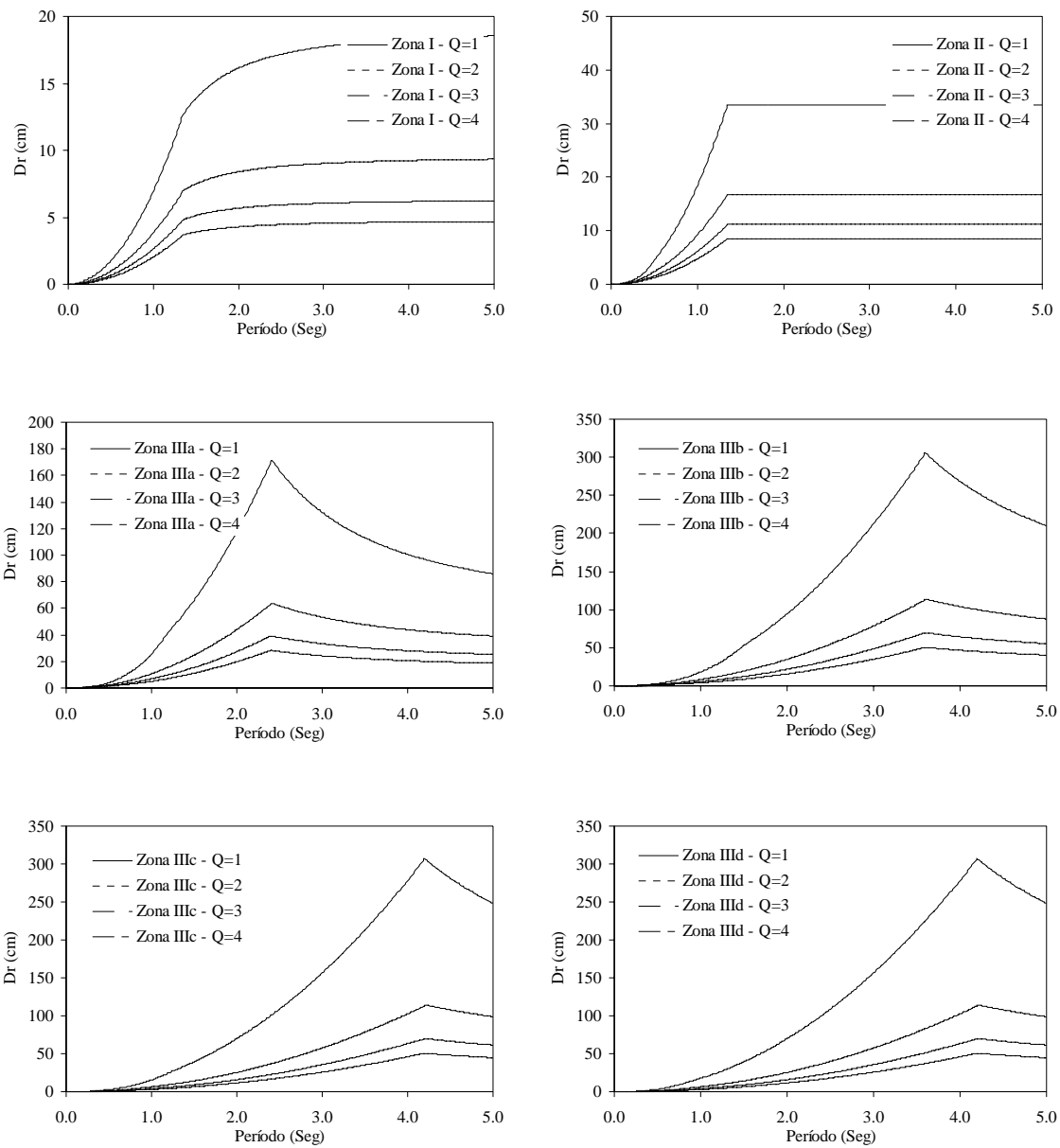


Figura 4

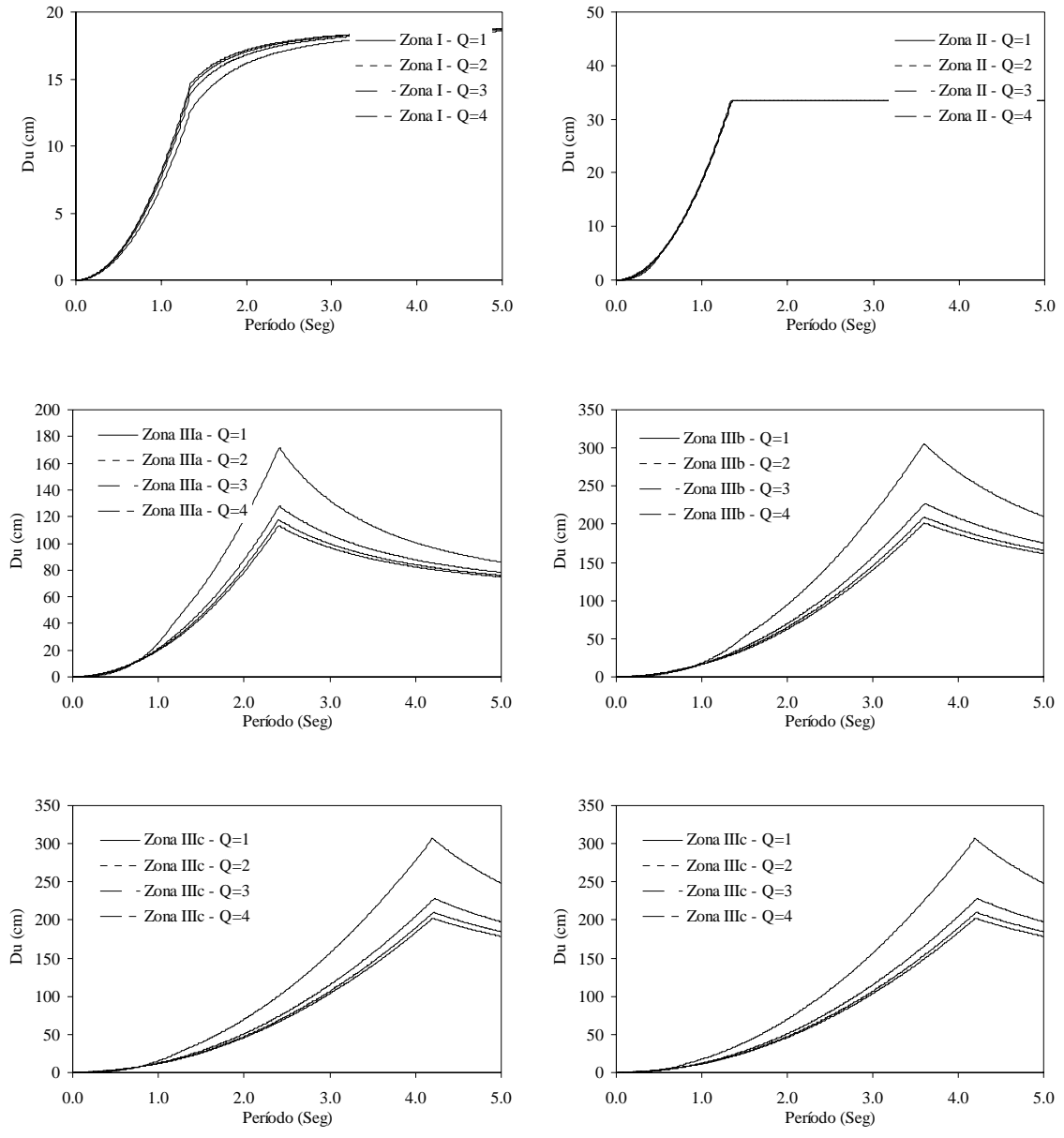


Figura 5

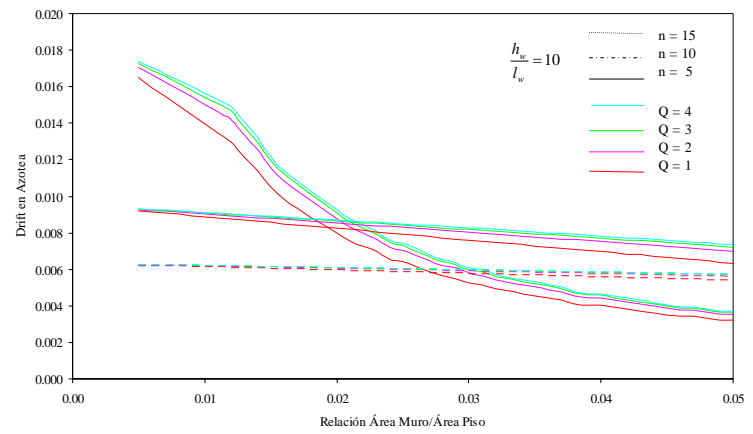
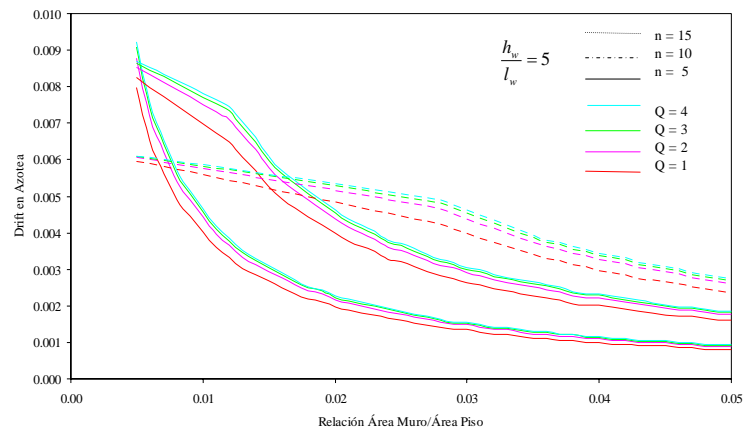
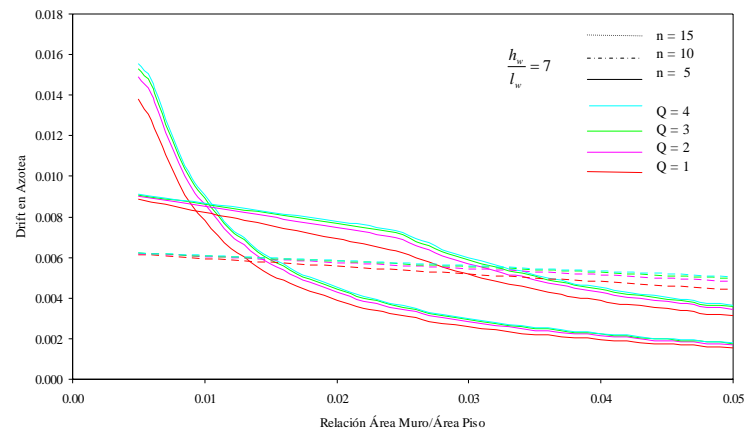
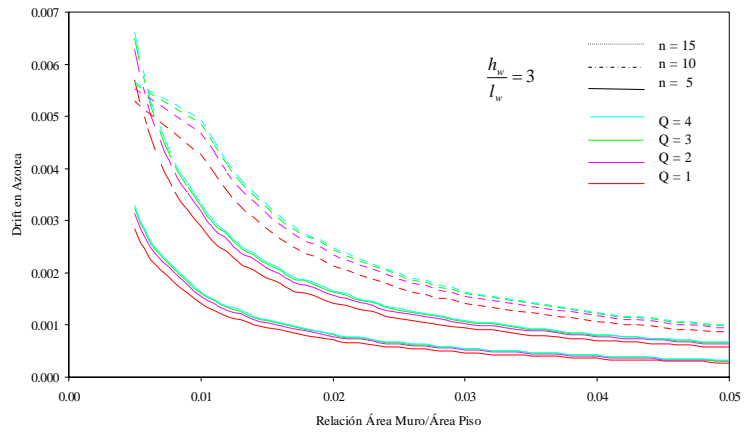


Figura 6

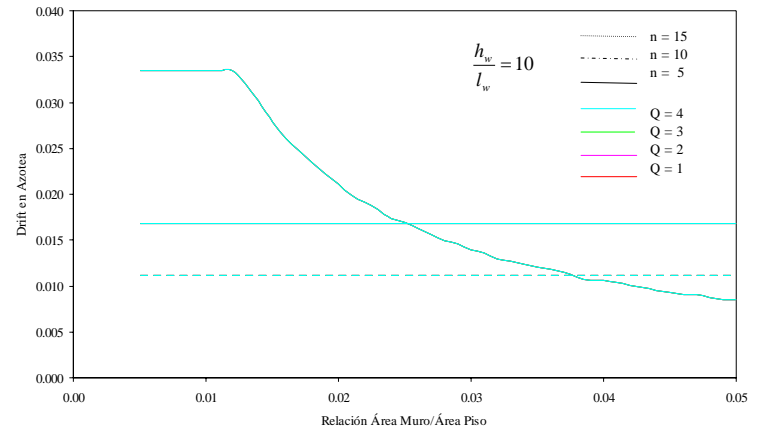
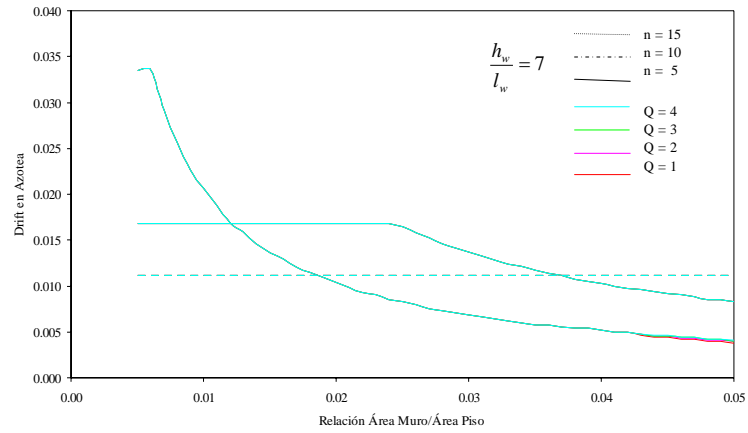
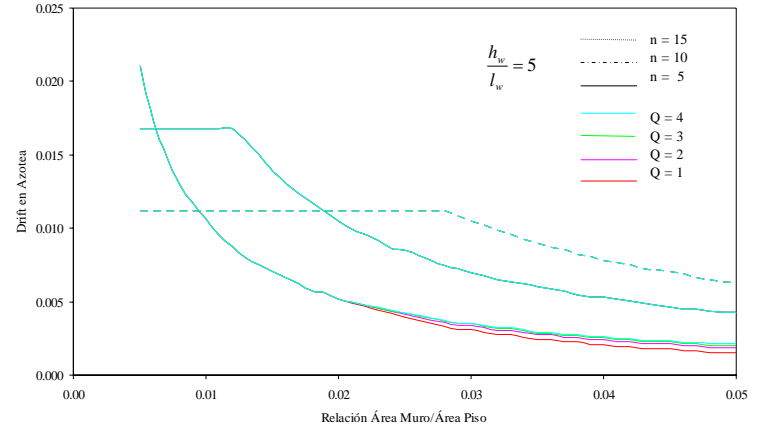
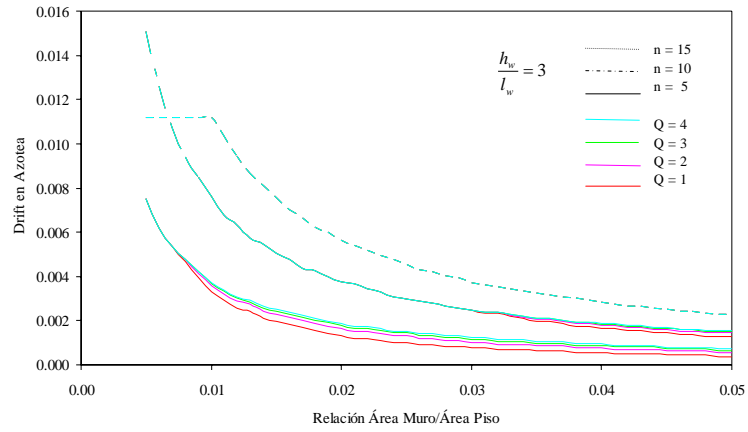


Figura 7

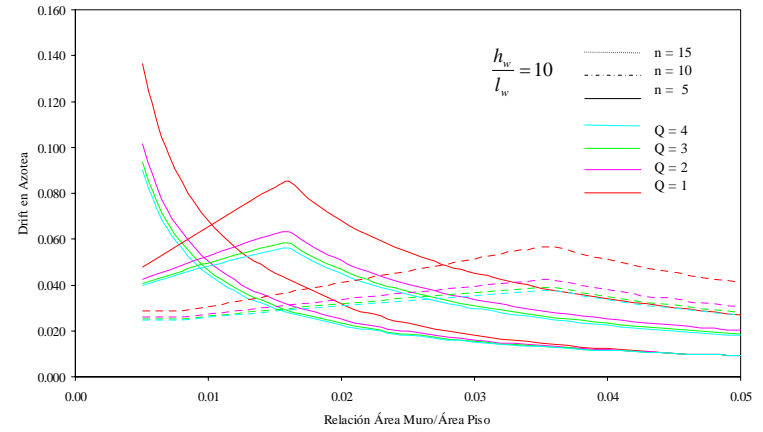
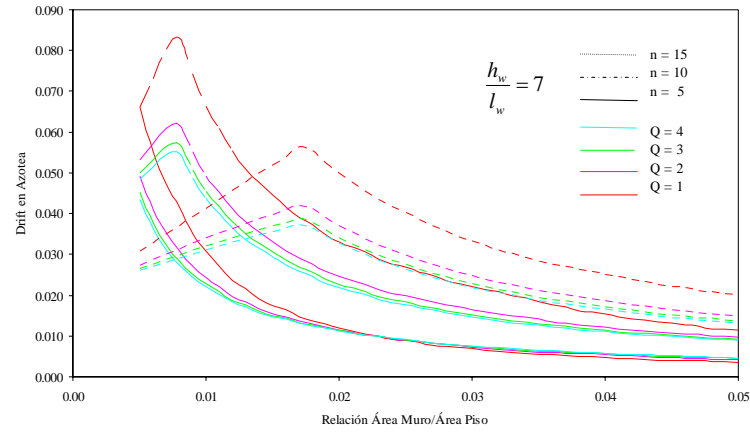
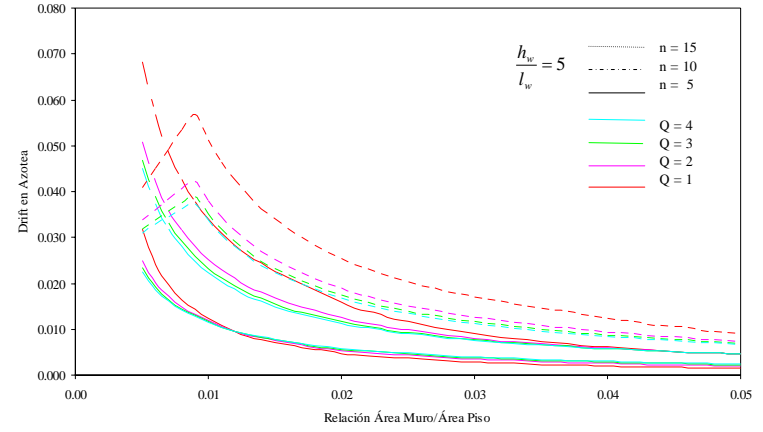
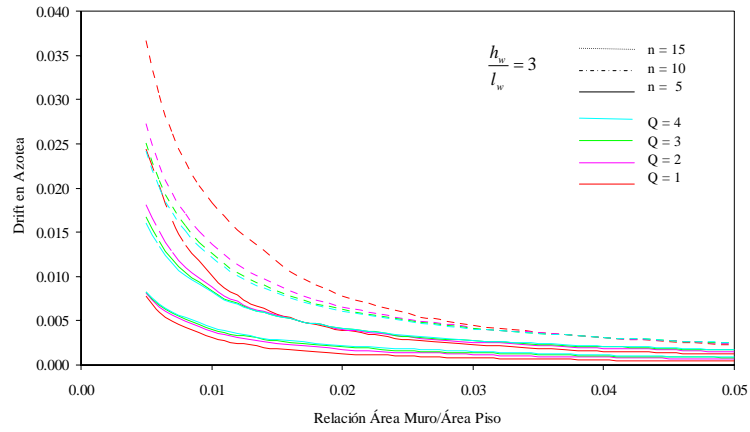


Figura 8

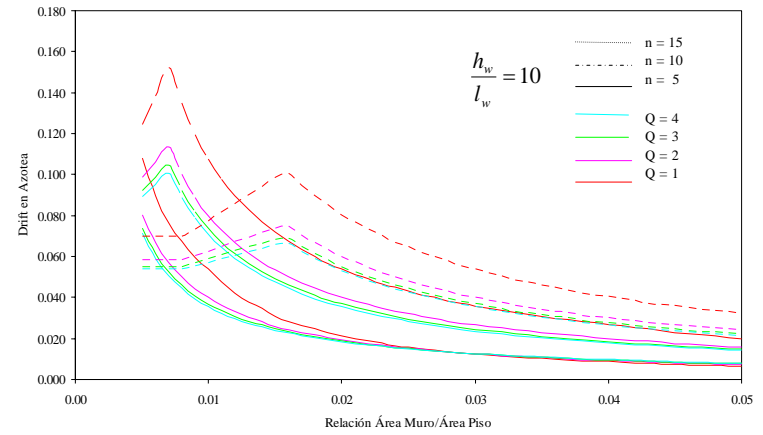
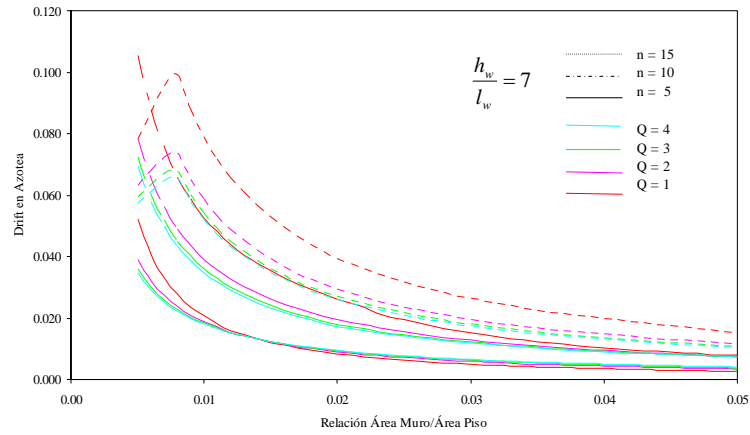
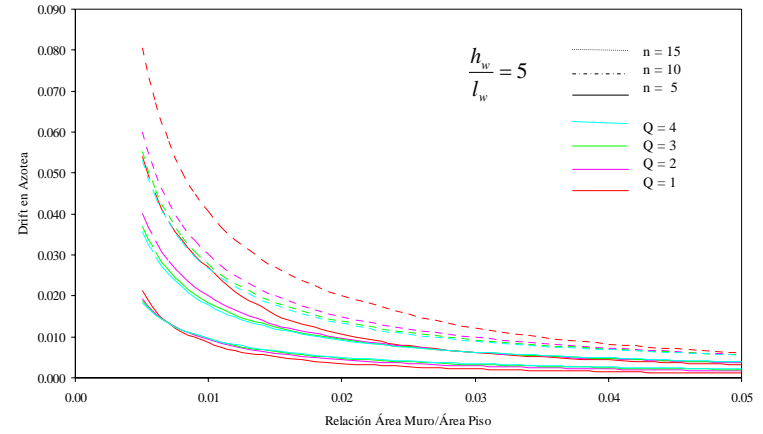
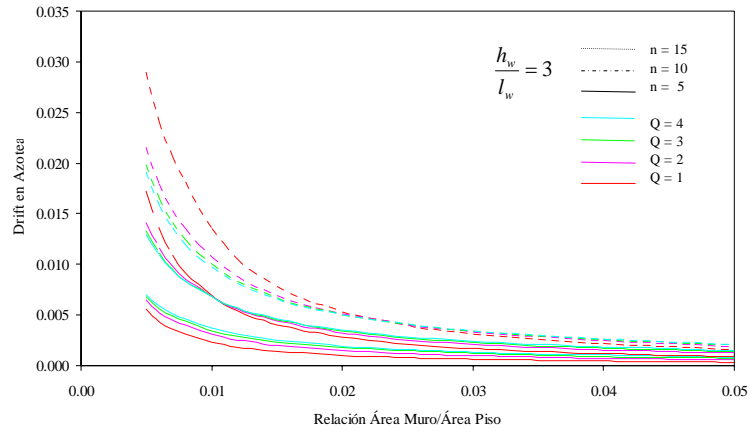


Figura 9

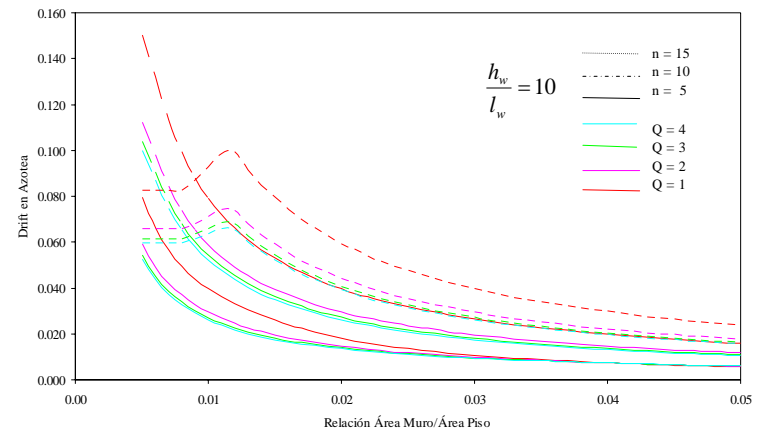
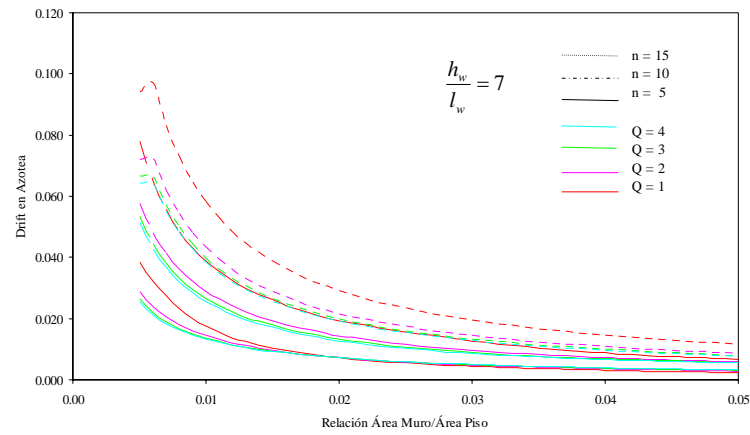
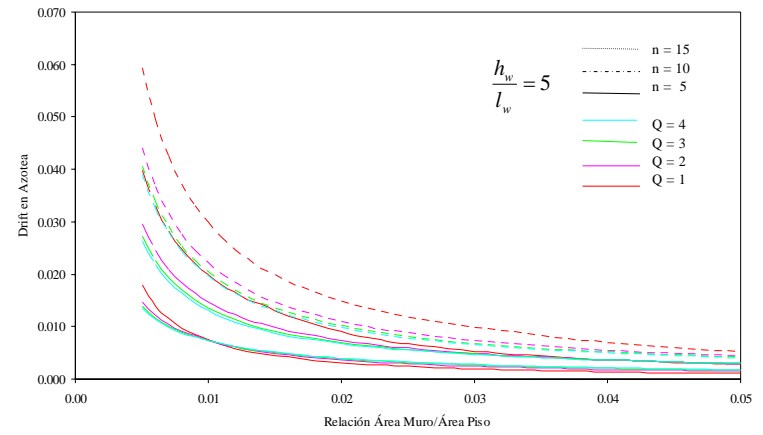
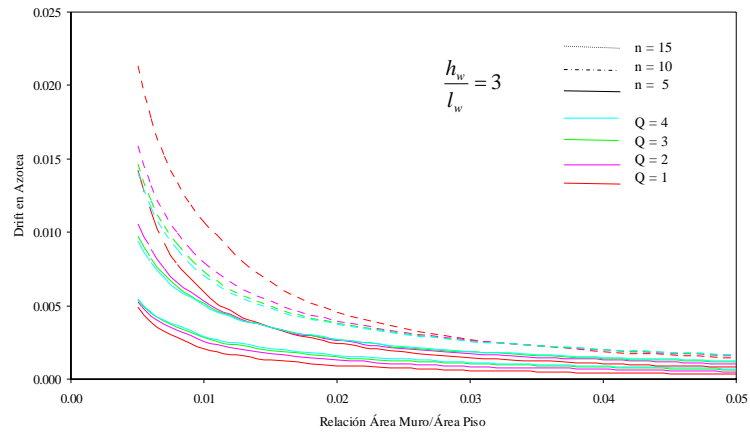


Figura 10

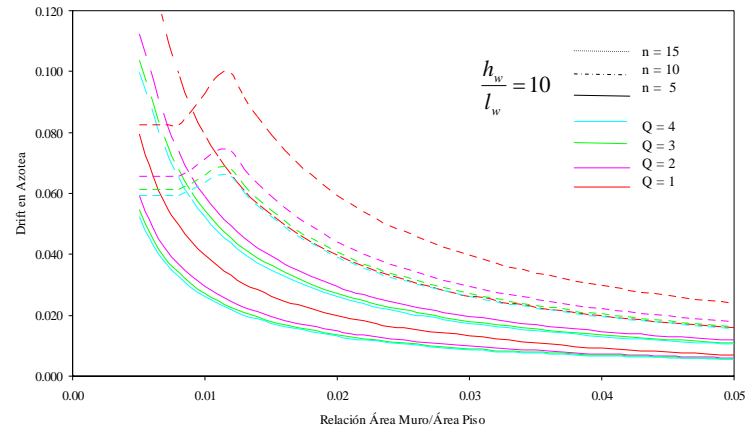
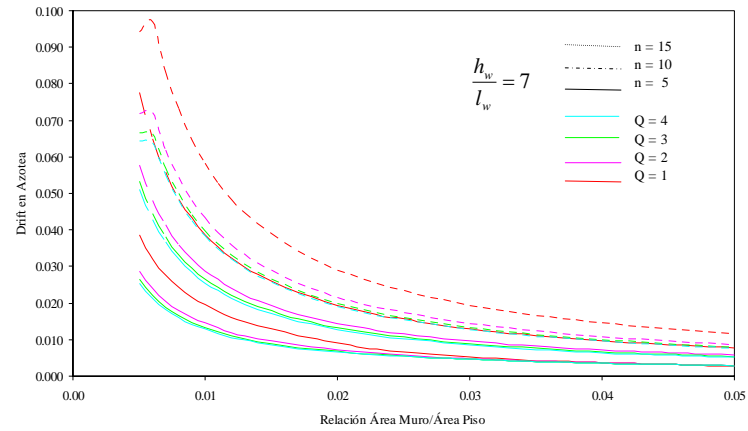
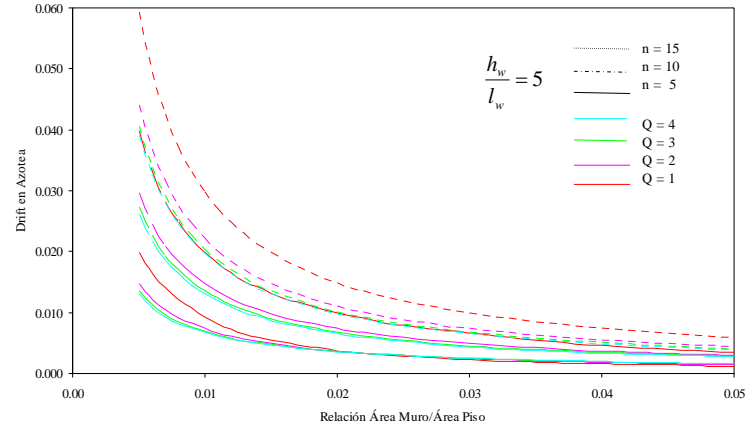
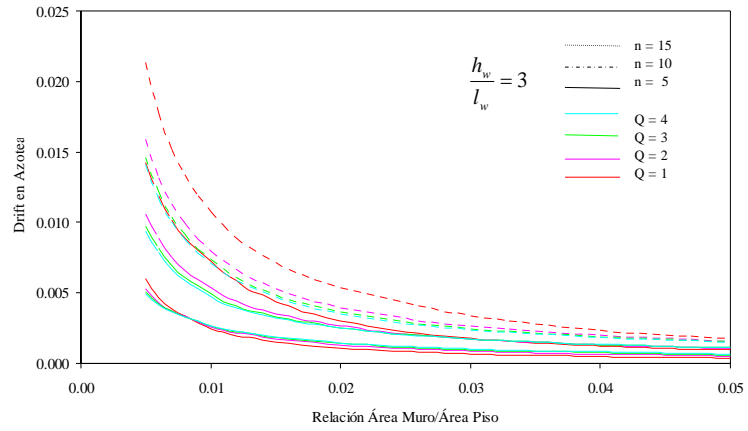


Figura 11

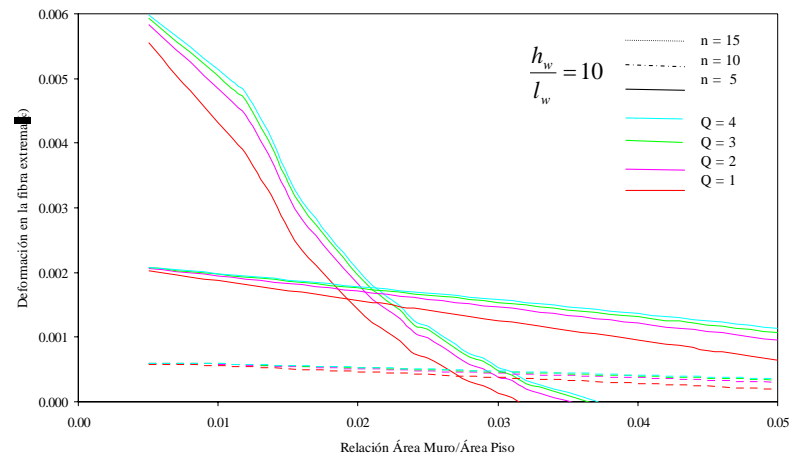
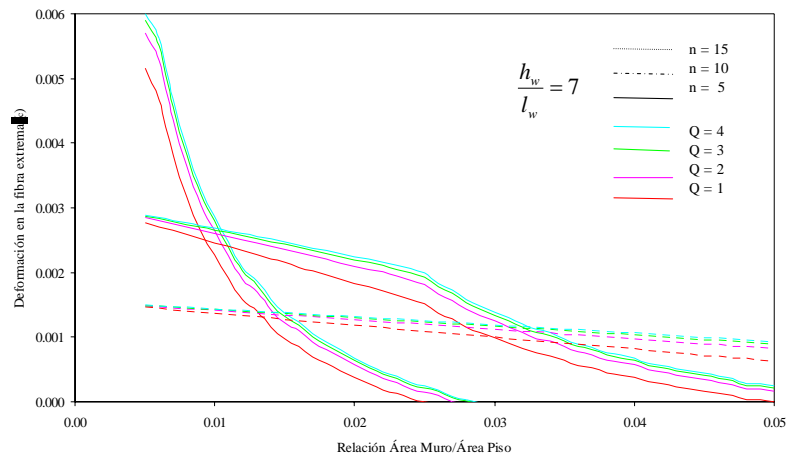
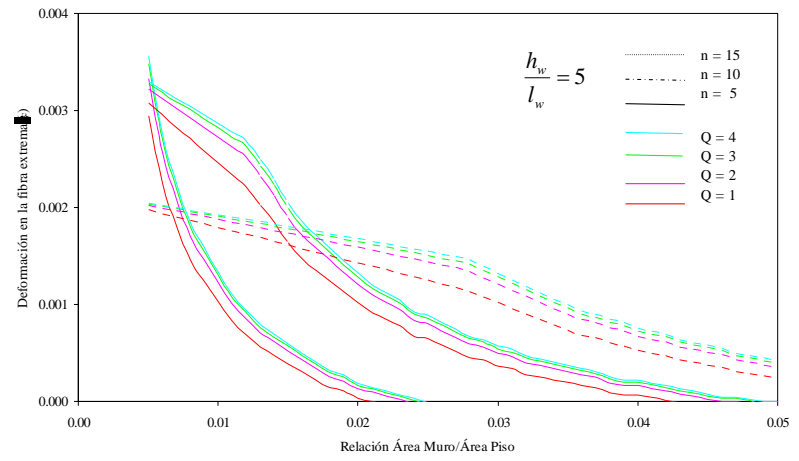
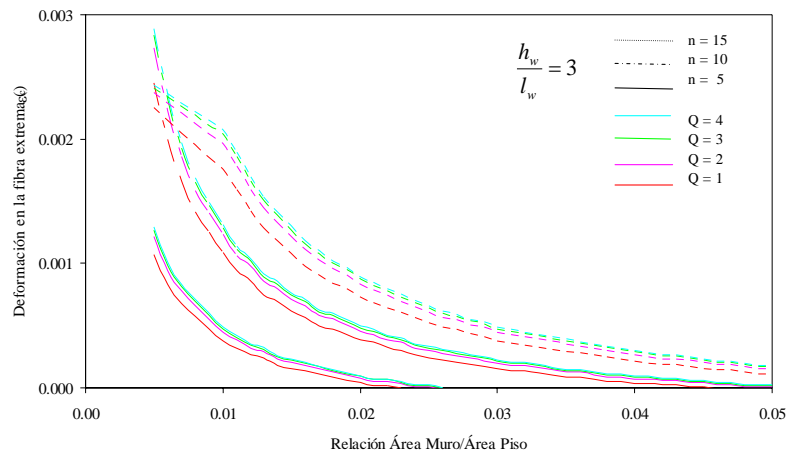


Figura 12

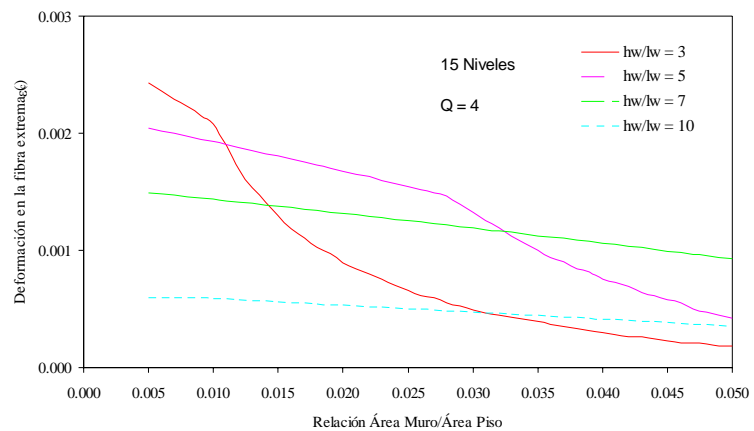
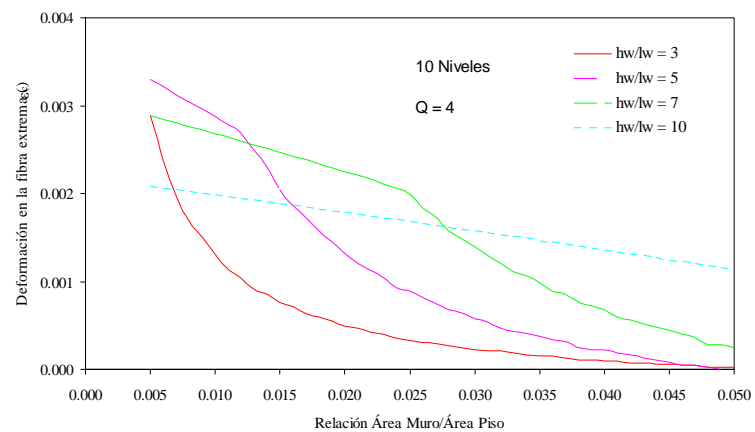
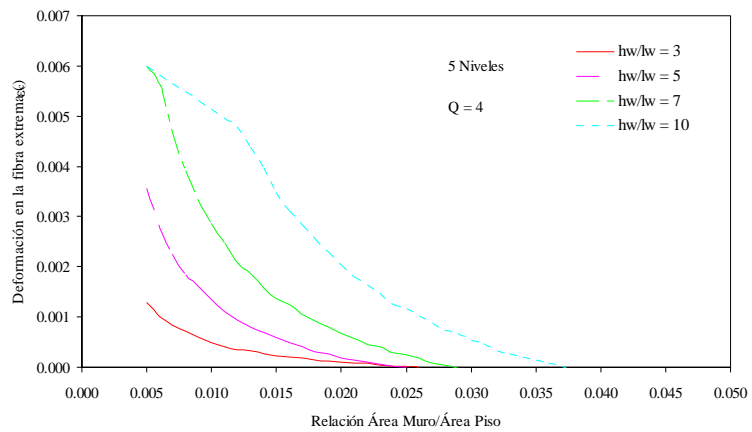


Figura 13

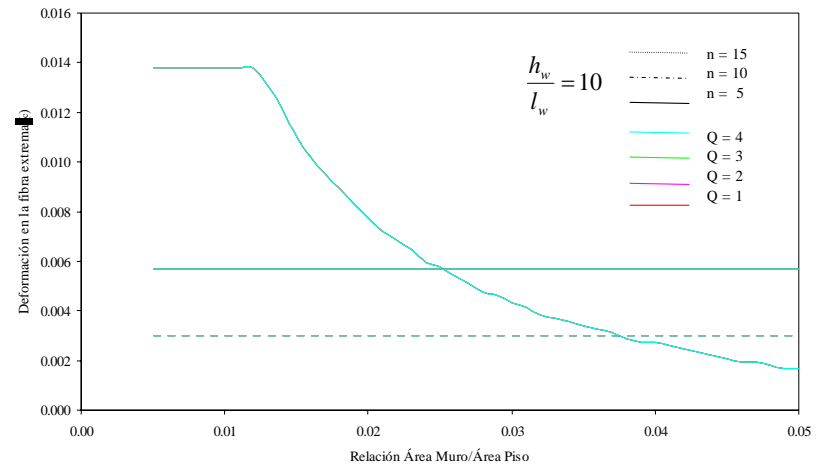
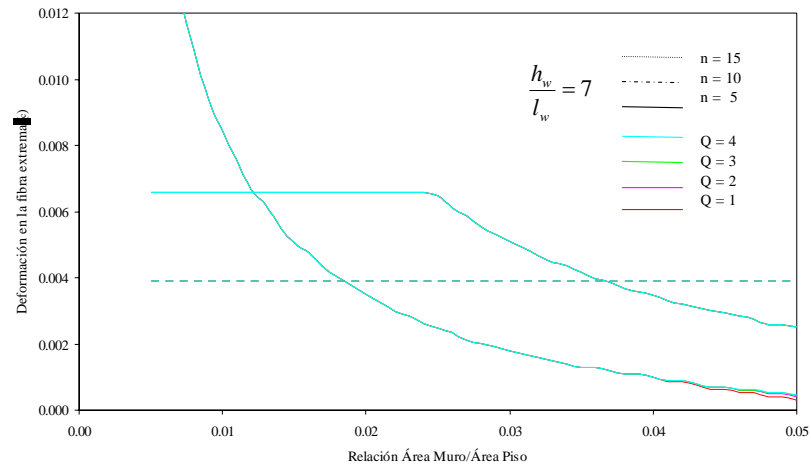
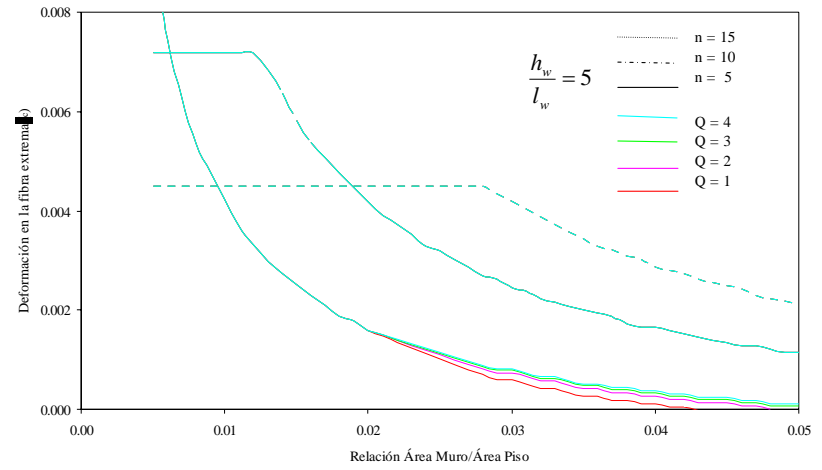
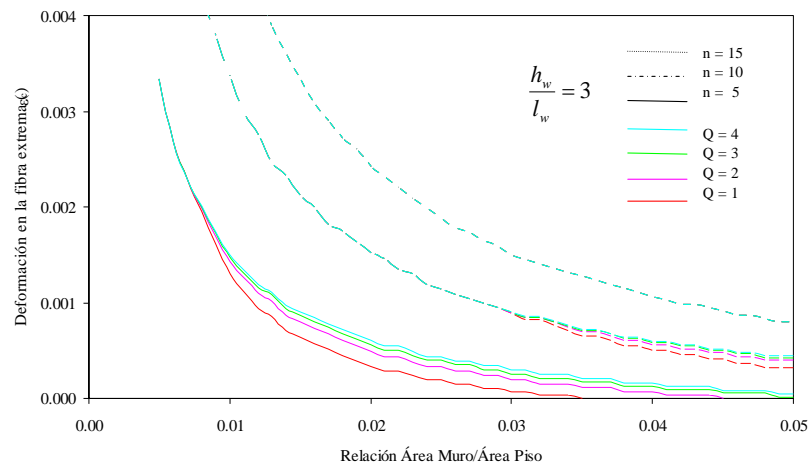


Figura 14

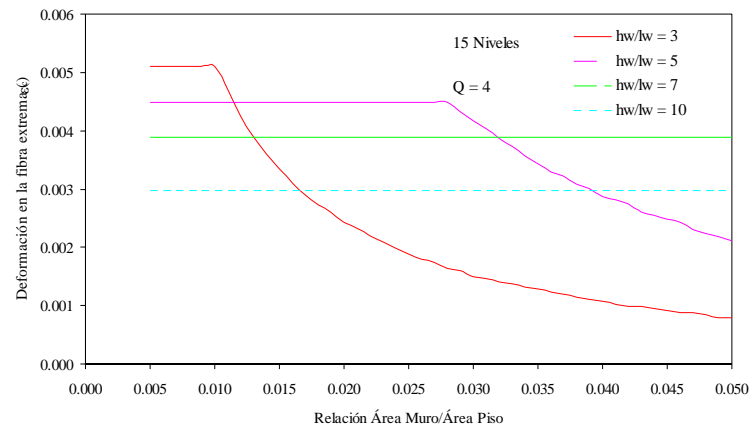
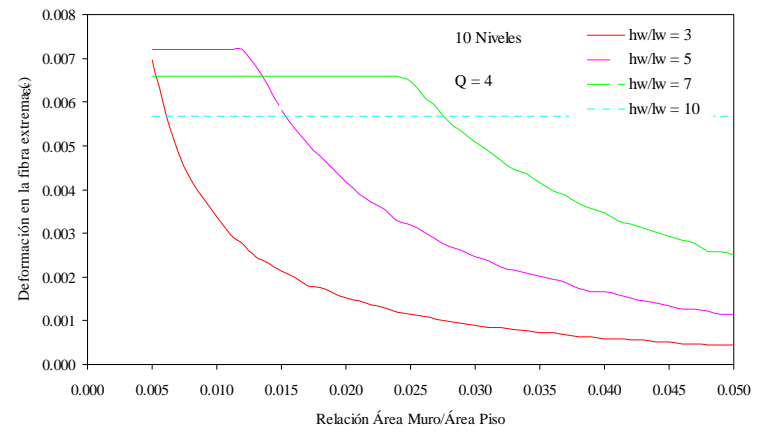
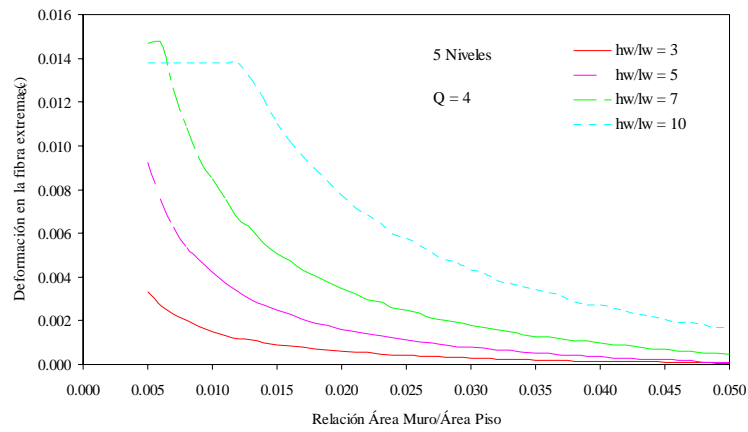


Figura 15

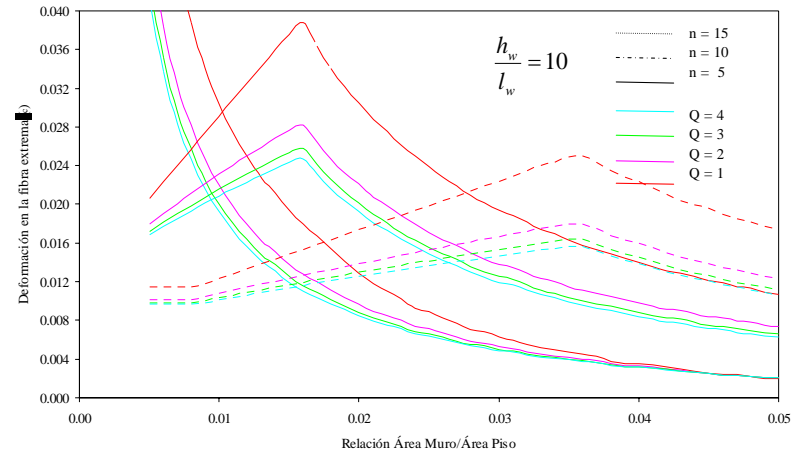
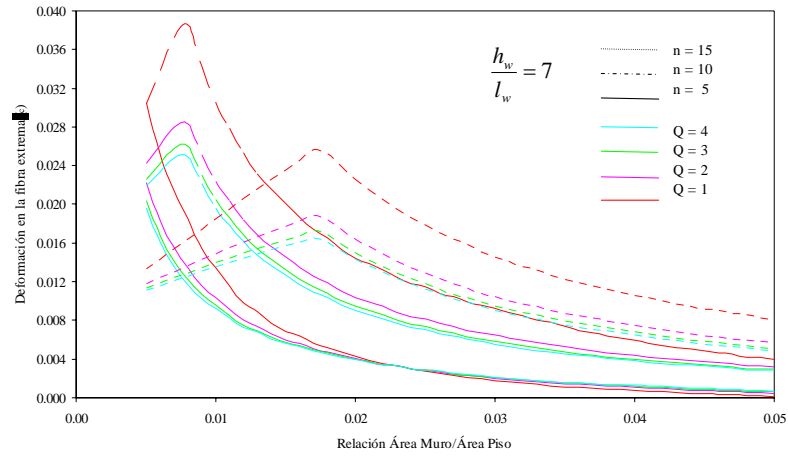
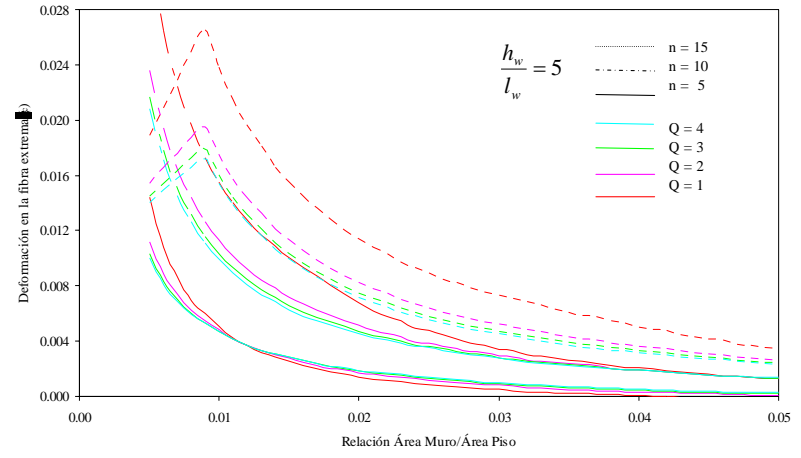
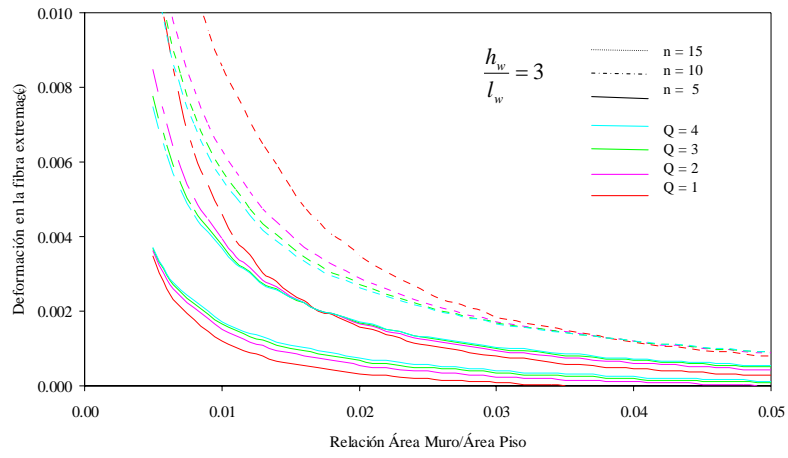


Figura 16

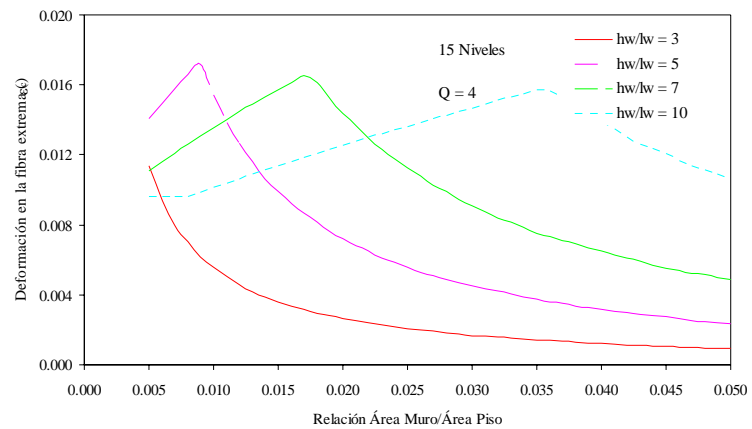
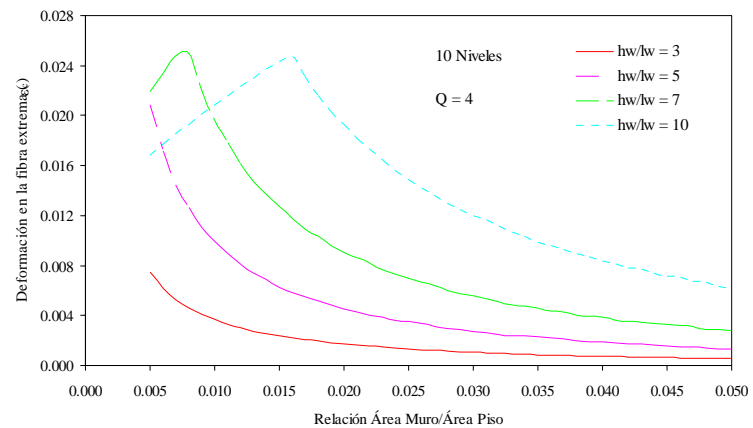
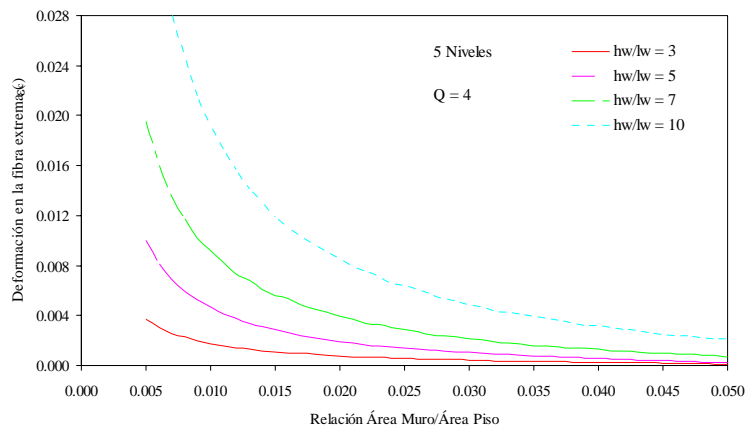


Figura 17

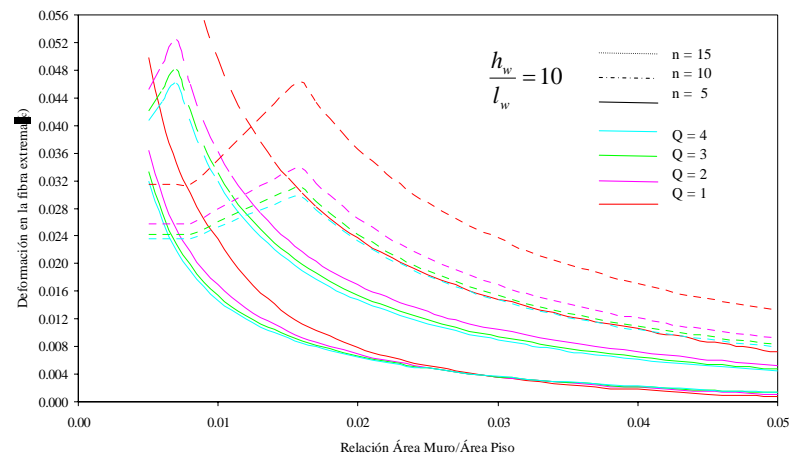
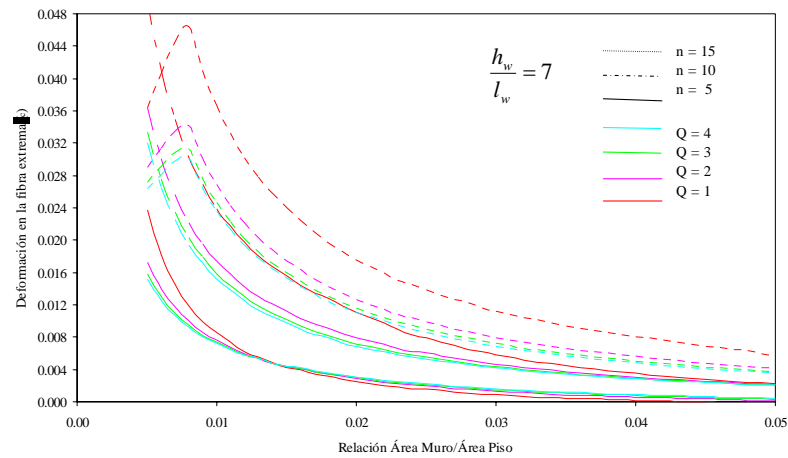
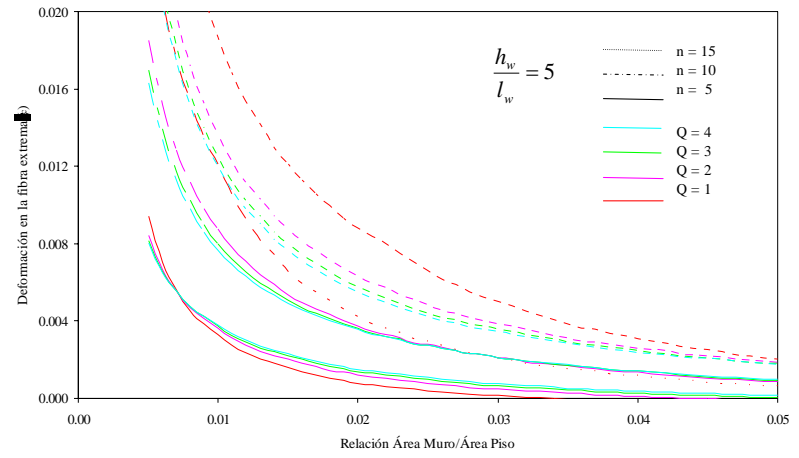
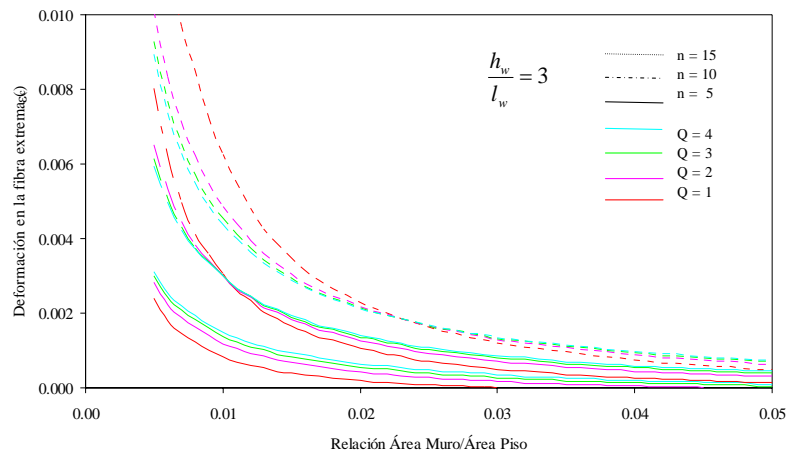


Figura 18

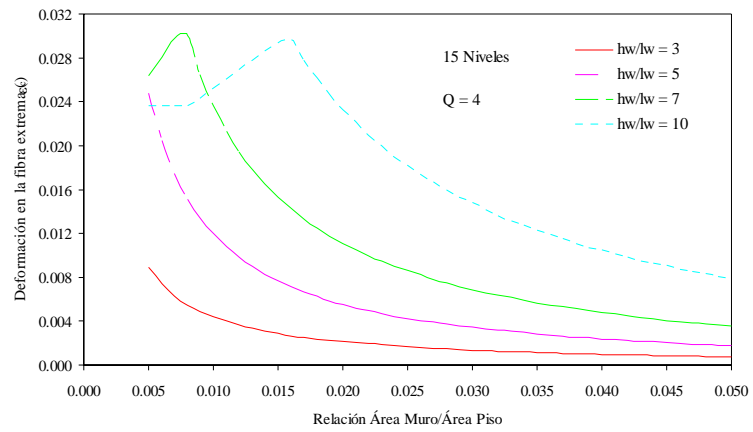
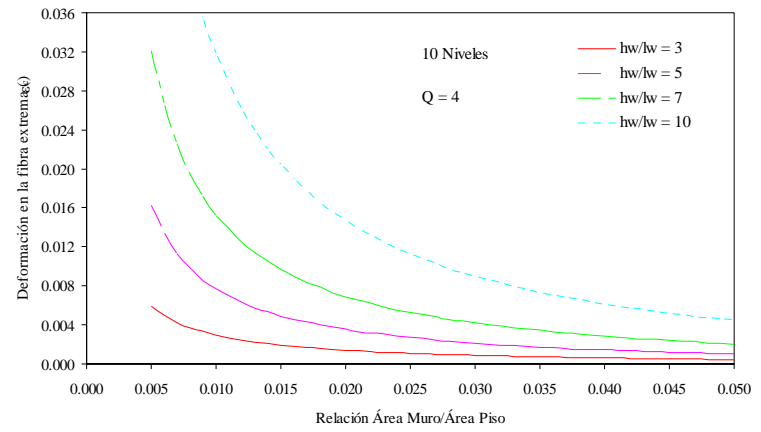
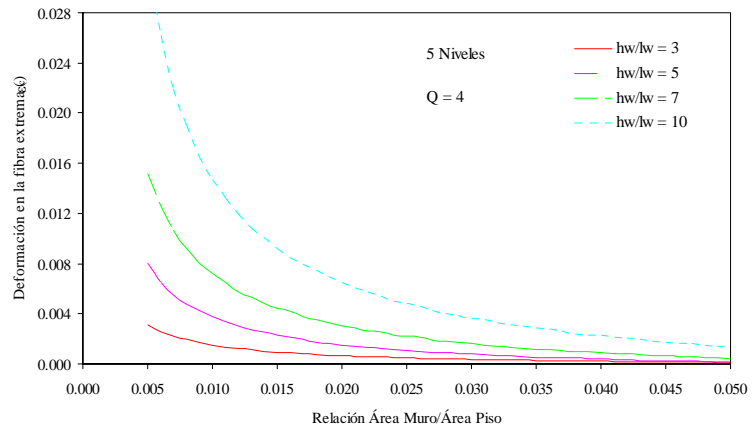


Figura 19

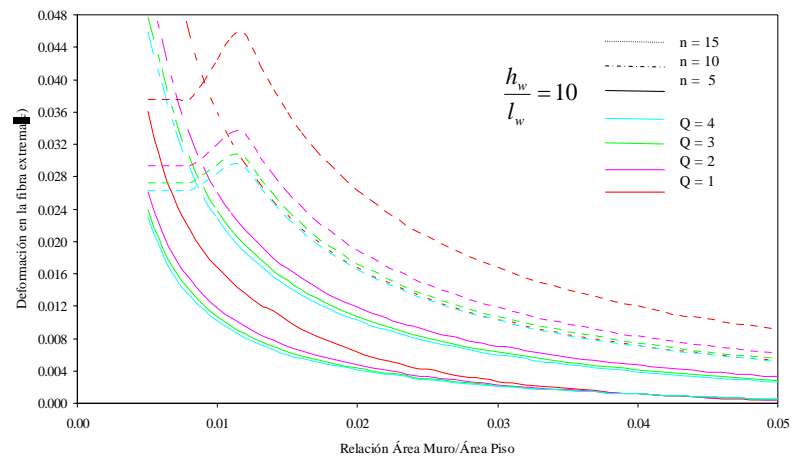
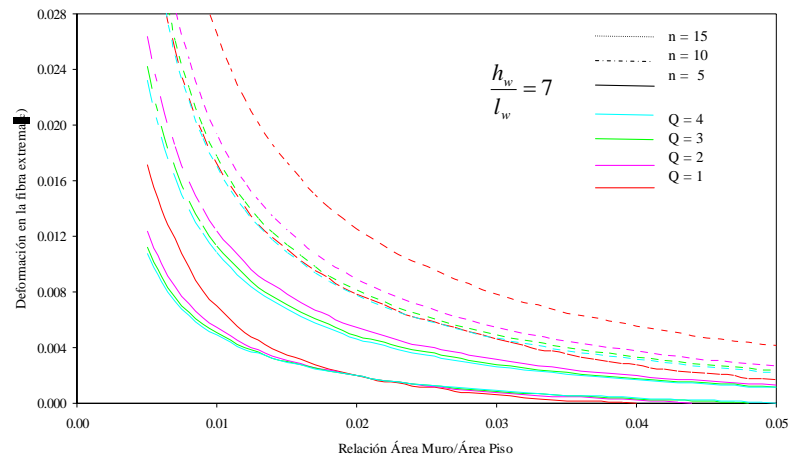
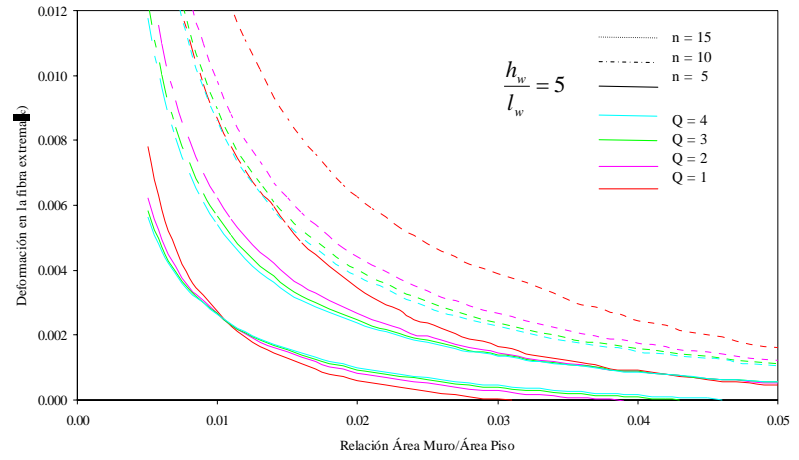
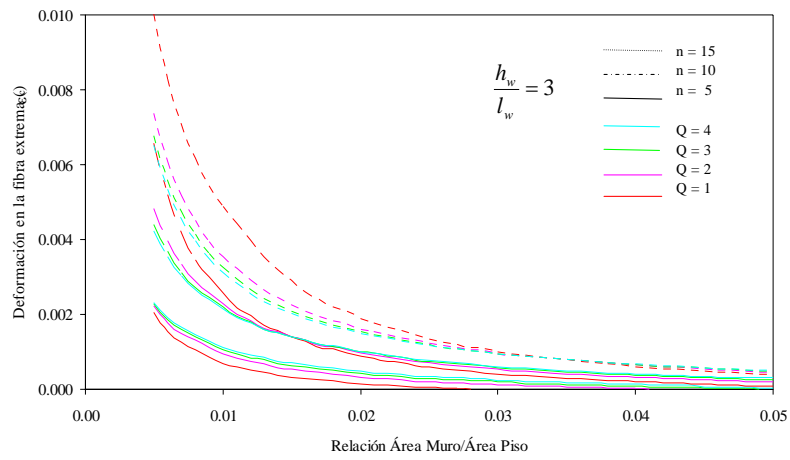


Figura 20

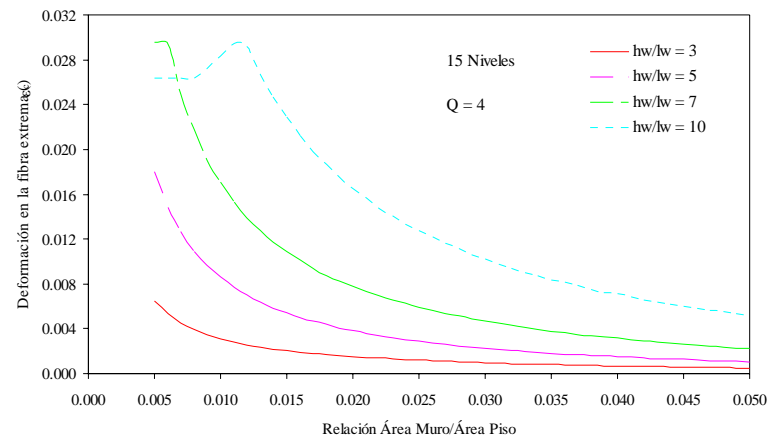
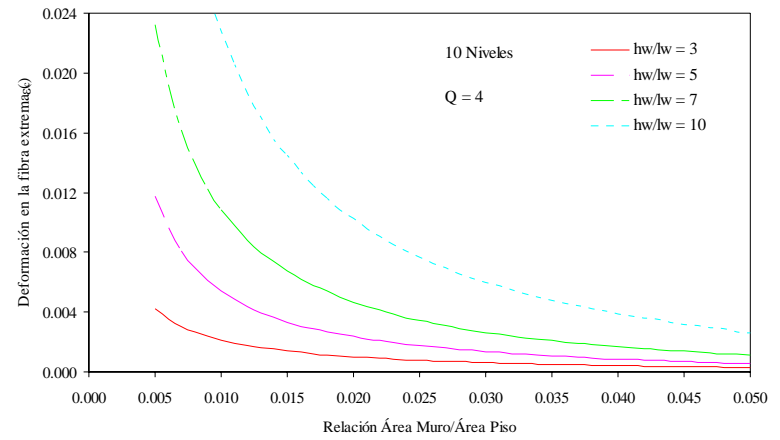
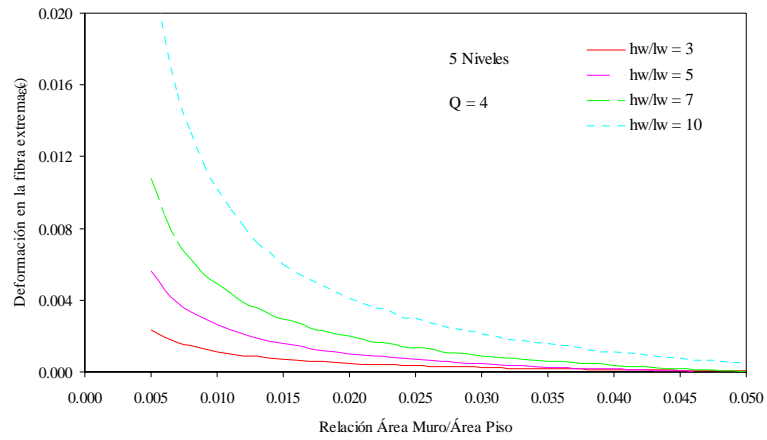


Figura 21

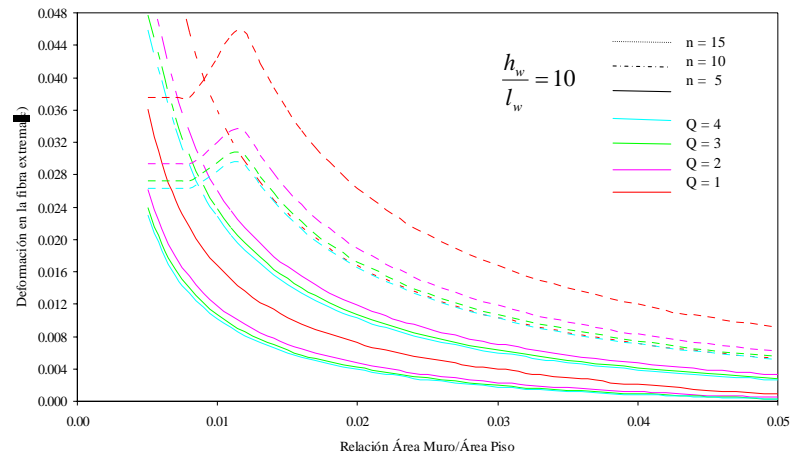
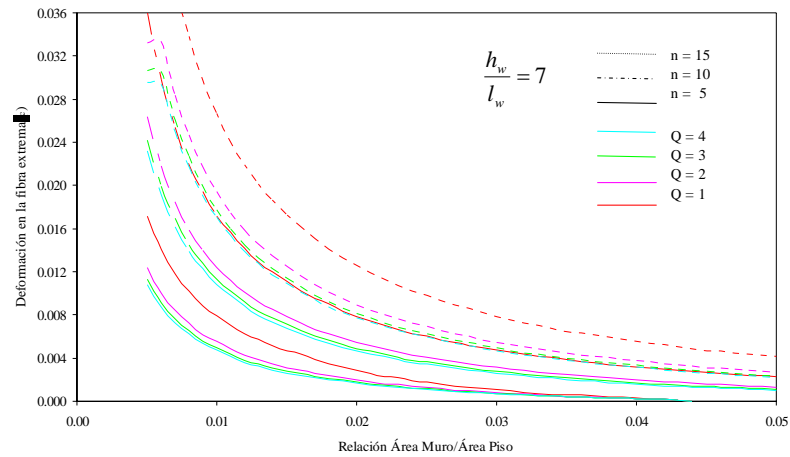
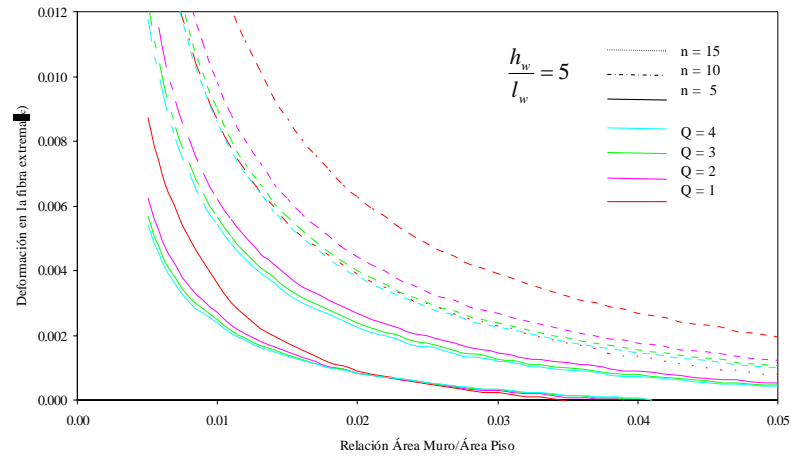
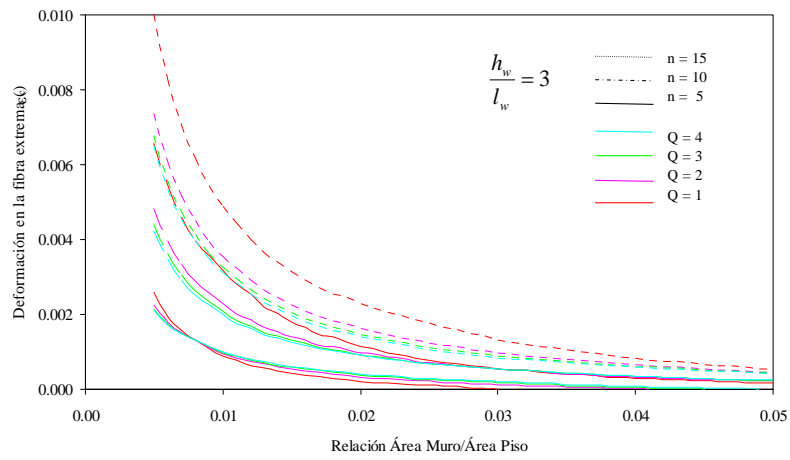


Figura 22

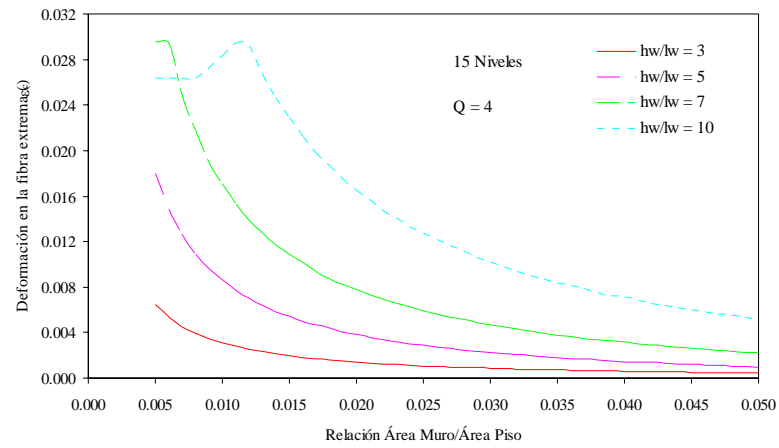
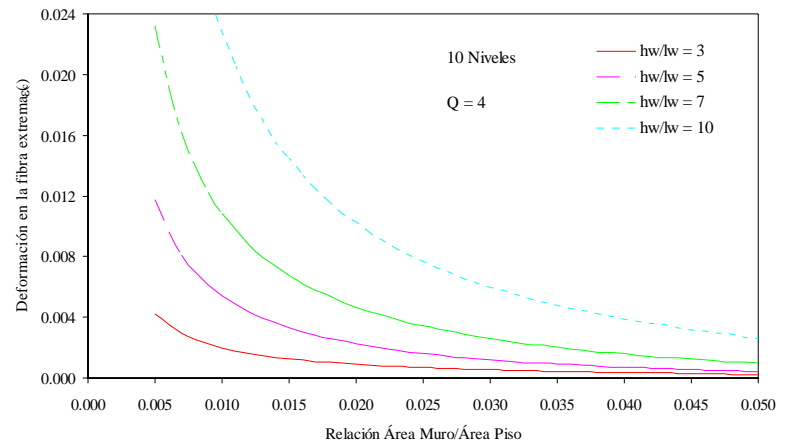
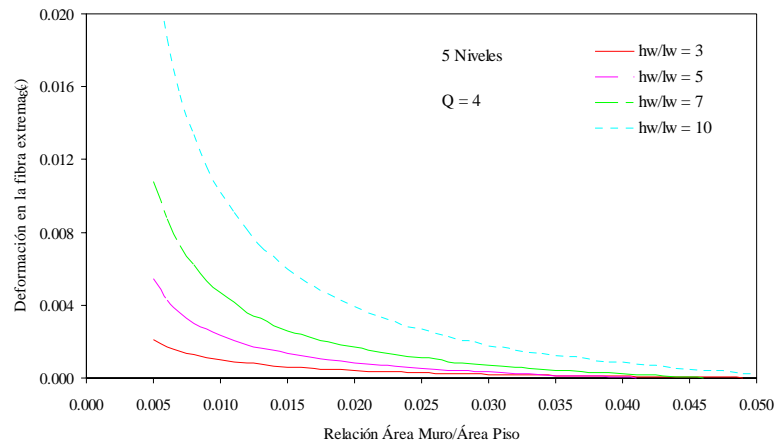


Figura 23

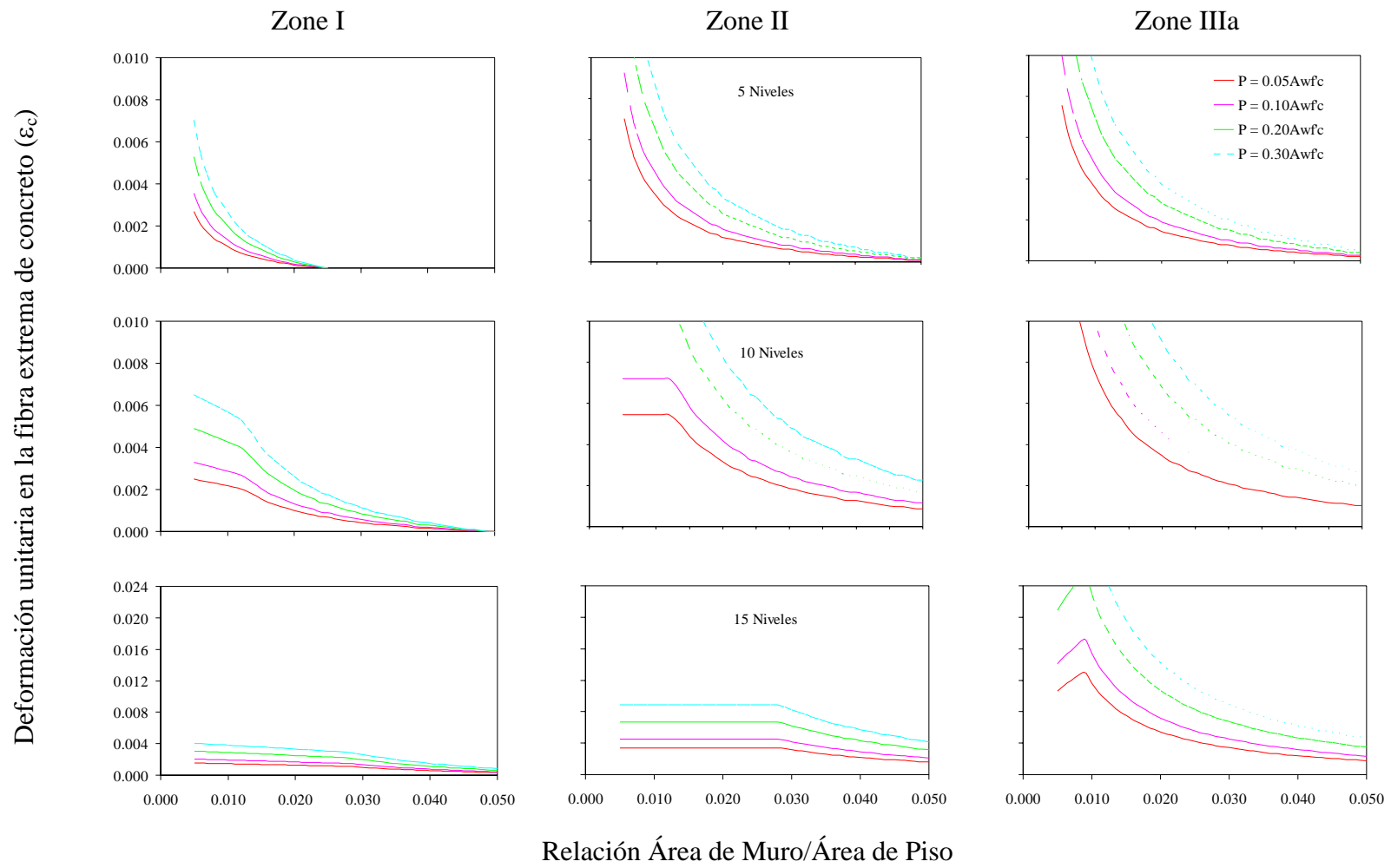


Figura 23

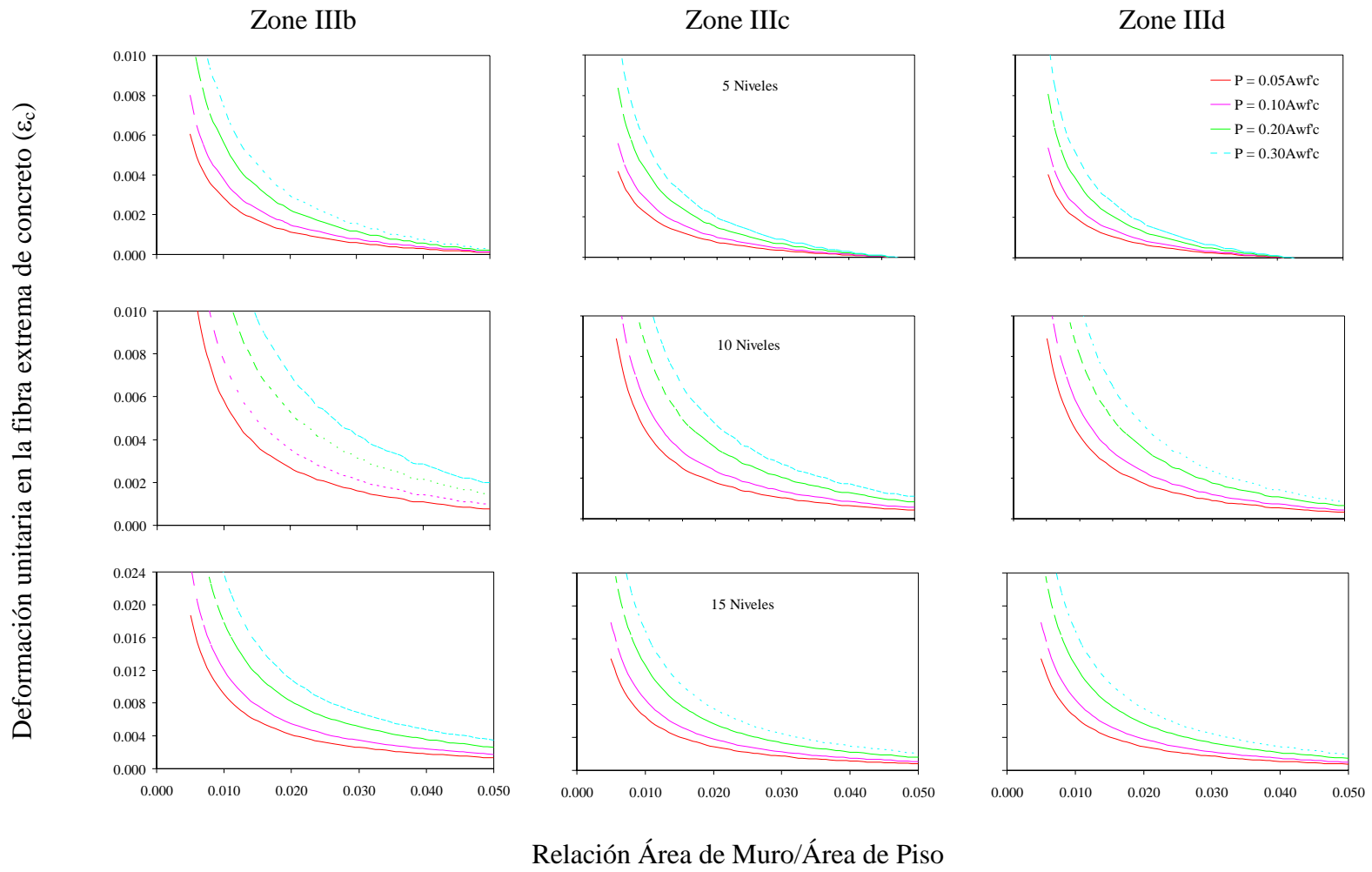


Figura 24

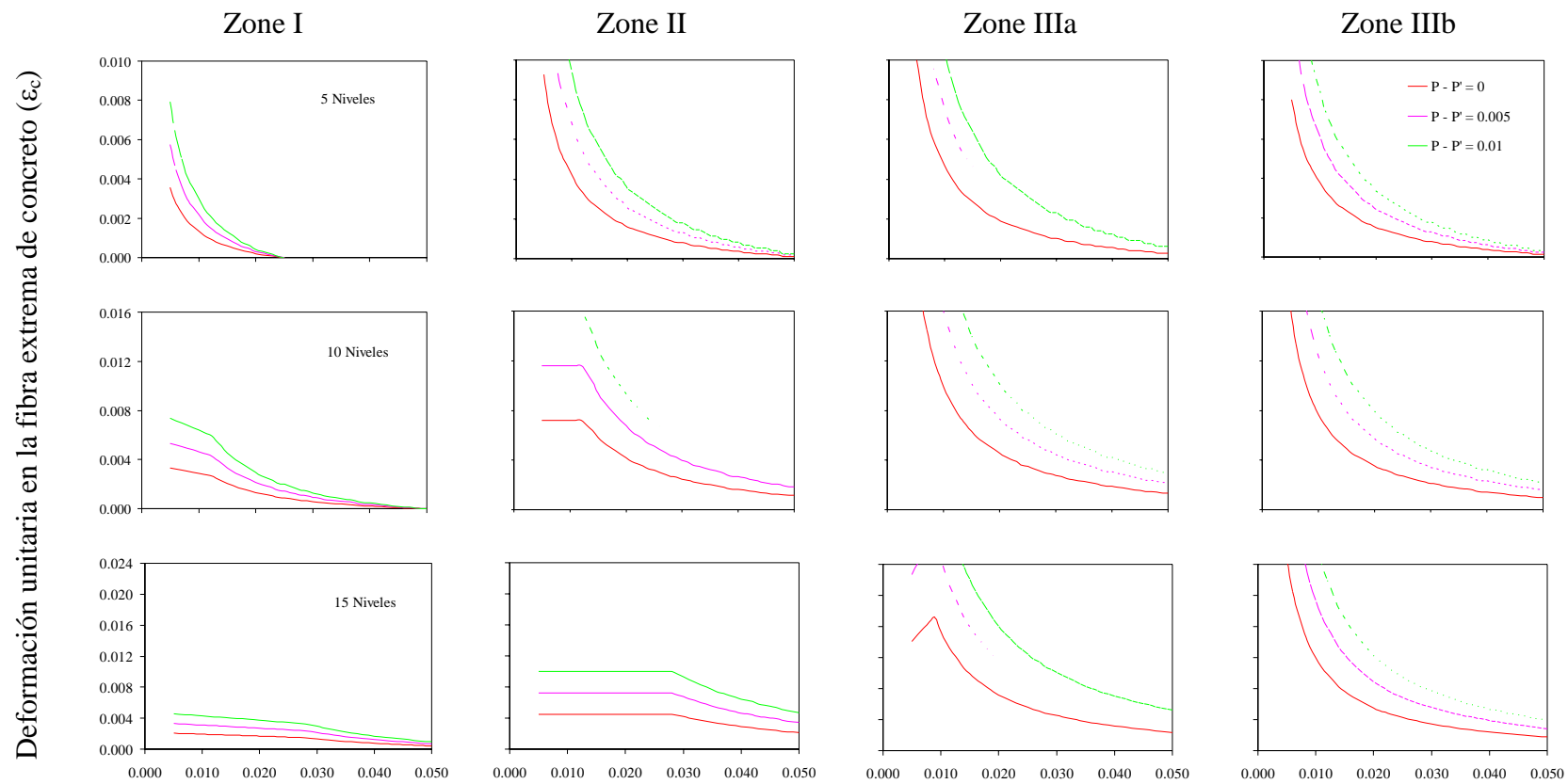


Figura 25