

Factores de reducción de respuesta por ductilidad de estructuras con comportamiento histerético

Juan Carlos Vielma Pérez¹, William Lobo Quintero², Pedro Rivero Rivero³

Trabalho recebido em 23/01/2006 e aprovado para publicação em 12/12/2006.

Resumen

Las normativas de diseño sismorresistente admiten de forma explícita incursión de las estructuras dentro del rango de comportamiento plástico, pero ante la dificultad existente de realizar el análisis no lineal en el proceso de cálculo, se permite la aplicación del análisis elástico, con fuerzas sísmicas reducidas mediante factores de reducción de respuesta, conocidos como factores R . Esta reducción ha sido ampliamente aceptada, dado que las estructuras calculadas bajo esta condición, han mostrado un buen desempeño durante la ocurrencia de eventos sísmicos fuertes durante las dos décadas pasadas. Sin embargo, su determinación ha estado supeditada desde sus inicios, al criterio de expertos, análisis estadístico o al juicio ingenieril. En esta investigación se estudia la influencia sobre los factores de reducción por ductilidad R_{μ} , de la aplicación de los modelos no lineales ajustados para el comportamiento de las estructuras usuales.

Palabras-clave: factores de reducción de respuesta, factores de reducción por ductilidad, ductilidad de desplazamiento, modelos histeréticos, degradación de rigidez, degradación de resistencia.

¹ Profesor MSc. de la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado (UCLA), Barquisimeto, Venezuela. E.T.S. Ingenieros de Caminos, Edificio D2, Campus Norte UPC, c/Gran Capitán s/n, 08034 Barcelona, España. Tel.: 0034-935324511, Fax: E-mail: jvielma@cimne.upc.edu o jvielma@ucla.edu.ve

² Profesor MSc. de la Universidad de Los Andes (ULA)..... Mérida, Venezuela. E-mail: wlobo@intercable.net.ve.

³ Profesor MSc. de la Universidad de Los Andes (ULA). Mérida, Venezuela, E-mail: riverop@ula.ve.

1. Introducción

La aplicación de factores de reducción de respuesta tiene su punto de partida en la necesidad de aplicar un método basado en espectros de diseño en el proceso de análisis sísmico de estructuras. De esta forma, las fuerzas aplicadas en el análisis se calculan mediante espectros elásticos de diseño, con ordenadas reducidas mediante factores dependientes del período estructural y de su capacidad de disipar energía, traducida en un factor de ductilidad (μ) asociado a tipologías estructurales y a niveles de diseño capaces de garantizar disipación. Inicialmente Veletsos y Newmark (1960) propusieron valores para factores de reducción dependientes del período estructural:

$$\begin{aligned} R &= 1 && \text{para } T = 0 \\ R &= \sqrt{2\mu - 1} && \text{para el rango de los períodos moderados} \\ R &= \mu && \text{para el rango de los períodos intermedios y largos} \end{aligned} \quad (1)$$

donde:

R : factor de reducción de respuesta;

μ : factor de ductilidad;

T : período de la estructura.

Esta forma de aplicar el diseño espectral se ha mantenido a lo largo de los últimos años gracias al buen desempeño exhibido por las estructuras así diseñadas, durante la ocurrencia de sismos fuertes recientes, sobre todo en su eficiencia manifiesta en preservar vidas. Sin embargo, recientes estudios han demostrado que la dependencia exclusiva de los factores de reducción R es poco segura en el rango de períodos bajos y excesivamente conservadora para períodos intermedios y largos, Ordaz y Pérez- Rocha (1998). En recientes investigaciones (Ridell *et al.* 1989; Miranda 1993; Vidic *et al.* 1994; Lee *et al.* 1999) ha sido posible determinar expresiones de R ajustadas a la respuesta no lineal de diferentes tipologías estructurales, basadas en análisis efectuados a sistemas de un grado de libertad cuya respuesta se representa con modelos histeréticos poligonales. El ATC 19 (1995) separa el factor de reducción en tres componentes:

$$R = (R_s \cdot R_\mu) \cdot R_R \quad (2)$$

donde:

R_s : factor de resistencia;

R_μ : factor de ductilidad;

R_R : factor de redundancia.

De los tres términos que conforman el factor de reducción R , para los casos de edificaciones regulares y con suficiente redundancia, el de mayor importancia relativa es el factor de ductilidad R_μ , válido para sistemas simples. Si bien es frecuente reseñarlo en la forma equivalente al factor R , su contribución sólo es parcial y en el caso de es-

estructuras con múltiples grados de libertad y diversas líneas resistentes verticales, es necesario considerar el factor de reducción por redundancia R_R , mientras que en la respuesta de edificaciones con capacidad disipativa y amortiguamiento, se debe incluir el factor de resistencia R_s .

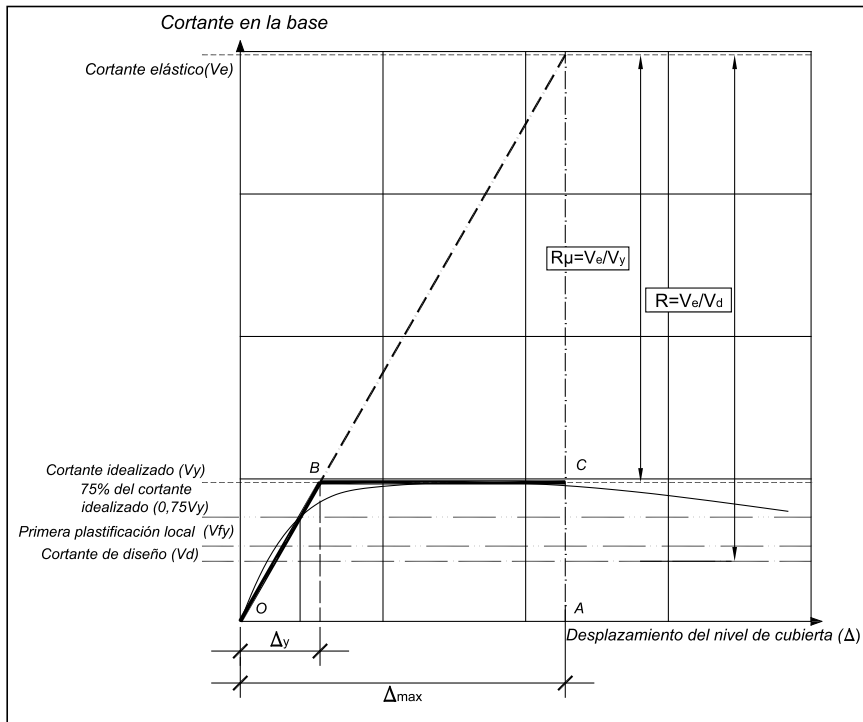


Figura 1: Relación entre los factores de reducción

En la Figura 1 se muestra la relación que existe entre los términos del factor de reducción, calculados sobre la curva de desempeño típica de una estructura dúctil. En esta curva se grafican los valores de cortantes en la base contra desplazamientos del tope. Nótese que los valores obtenidos a partir de los resultados idealizados por una envolvente bi-lineal, son los que dan origen a los factores de reducción por ductilidad R_μ . De acuerdo con lo expuesto, el presente trabajo se enfoca en determinar de factores de reducción por ductilidad, considerando la respuesta no lineal de las estructuras, bajo acción de excitaciones sísmicas, sobre las cuales se aplica la consideración del efecto de sitio.

2. Metodología Aplicada

Los factores de reducción por ductilidad R_μ resultan de dividir las ordenadas de la respuesta elástica en la respuesta inelástica para un mismo período estructural, según la Ecuación (3).

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (3)$$

A continuación se describen los modelos que permiten reproducir el comportamiento no lineal de suelo y estructura, así como las características de los sismos considerados, ver Tabla 1.

2.1 Acelerogramas de entrada

Por ser de especial interés el efecto de sitio sobre los factores de reducción por ductilidad, se emplea la clasificación de los suelos de la norma sismorresistente venezolana (Covenin 1756-01). Para reproducir el comportamiento no-lineal de los suelos, se toma en cuenta sus características geotécnicas principales: velocidad de onda de corte, espesor de estratos, ángulo de fricción, cohesión e índice de plasticidad. Los tipos de suelo se modelan como elementos finitos 1D, concentrando la masa correspondiente a cada rebanada de suelo en el centro geométrico.

Tabla 1: Registros acelerográficos en roca

| Sismo | Estación | Fecha | Comp. | Distancia epicentral (km) | Aceleración Máxima (cm/s ²) | Suelo |
|----------------|------------------|------------|-------|---------------------------|---|-------|
| Kobe | Kobe, J.M.A. | 17/01/1995 | N-S | 3.40 | 1067.30 | Roca |
| Cape Mendocino | Cape Mendocino | 25/04/1992 | N-S | 15.00 | 1019.00 | Roca |
| Michoacán | Caleta de Campos | 19/09/1985 | N-E | 21.00 | 138.49 | Roca |
| Miyagi Oki | Ofunato-Bochi | 12/06/1978 | N-E | 116.00 | 206.70 | Roca |
| Michoacán | Ocotito | 19/09/1985 | S-E | 337.00 | 50.10 | Roca |

El comportamiento no lineal del suelo fue considerado utilizando el modelo histérico de Ramberg-Osgood (1943), cuyos parámetros característicos de la respuesta dinámica de los suelos, el módulo de corte (G_{max}) y el amortiguamiento (D), se consiguen calibrando las fórmulas unificadas de Isibashi-Zhang (1992). Al aplicar el modelo, se obtiene la respuesta en superficie para suelos clasificados desde muy rígidos a muy blandos, para profundidades entre 10 y 70m, con estratos cada 10m y para cada uno de los registros en roca, dando como resultado 180 acelerogramas, clasificados según el tipo de suelo, Tabla 2, Rivero (1996).

Tabla 2: Profundidades de estratos consideradas

| Tipo de suelo | Profundidad (m) | | | | |
|---------------|-----------------|----------|----------|----------------|-------------------|
| | Roca blanda | Muy duro | Duro | Medio duro | Blando |
| S1 | 10,2 | 10,2 | 10 | | |
| S2 | 30,40,50,60,70 | 30,40,50 | 20,30,40 | 10,20,30,40,50 | 10 |
| S3 | | 60,7 | 50,60,70 | 60,7 | 20,30,40,50,60,70 |
| S4 | | | | 60,7 | 20,30,40,50,60,70 |

2.2 Descripción del modelo histerético

El comportamiento histerético de los materiales, tiene como característica la no coincidencia de los ciclos de carga y descarga, a pesar de que estos poseen los mismos valores máximos y mínimos en los diagramas esfuerzo-deformación. El modelo histerético utilizado es el de Sivaselvan–Reinhorn (2000), evolucionado del modelo de viscoplasticidad de Wen- Bouc (1976), que establece la evolución de los esfuerzos en función de deformaciones (en este caso de momento-curvatura):

$$\begin{aligned}\dot{M} &= K_0 \dot{\phi} - \frac{I}{Z} M |\dot{\phi}| \\ Z &= \frac{M_y}{K_0}\end{aligned}\tag{4}$$

donde:

\dot{M} : variación del momento;

K_0 : rigidez inicial;

$\dot{\phi}$: variación de la curvatura;

M_y : valor del momento cedente.

2.3 Características de la degradación

El modelo logra reproducir el comportamiento histerético mediante la combinación de las características de resortes trabajando tanto en serie como en paralelo. Se formula tomando la relación momento curvatura y se considera la respuesta como la combinación de comportamiento histerético sin degradación y comportamiento histerético con degradación. El comportamiento histerético sin degradación combina el efecto de dos resortes actuando en paralelo, el primero reproduce el endurecimiento postcedente, entendido como una fracción de la rigidez elástica inicial y el segundo permite reproducir una transición suavizada entre la rama elástica y la rama plástica, tal como en los casos de elasticidad no lineal. El comportamiento histerético degradado acomoda la respuesta a la evolución que va sufriendo en los ciclos sucesivos. Esto se logra combinando dos tipos diferentes de degradación:

Degradación de rigidez. El modelo adopta la regla de pivot de Park et al. (1987), que permite controlar la degradación de rigidez de ciclos sucesivos mediante un solo parámetro α , que escala el valor sobre el eje de ordenadas donde convergen las ramas de descarga, permitiendo pérdida de rigidez con incrementos de ductilidad. La rigidez actualizada se obtiene de la Ecuación (5).

$$K_{actual} = R_K K_0 = \frac{M_{actual} + \alpha M_y}{K_0 \phi_{actual} + \alpha M_y} K_0 \quad (5)$$

donde:

K_{actual} : rigidez actual;

K_0 : rigidez inicial;

M_{actual} : momento actual;

M_y : momento cedente;

ϕ_{actual} : curvatura actual;

α : parámetro de degradación.

Degradación de resistencia. Se plantea una ley de evolución del momento cedente basada en el número de ciclos. El fenómeno se reproduce mediante β_1 que es el parámetro de control de reducción basado en ductilidad y β_2 , parámetro de reducción basado en energía. La resistencia se calcula por:

$$M_y = M_{y0} \left[I - \left(\frac{\phi_{max}}{\phi_{ult}} \right)^{1/\beta_1} \right] \left[I - \frac{\beta_2}{1 - \beta_2} \frac{H}{H_{ult}} \right] \quad (6)$$

donde:

M_y = momento cedente;

M_{y0} = momento cedente inicial;

ϕ_{max} = curvatura máx. en el ciclo;

ϕ_{ult} = curvatura última;

H = energía disipada en el ciclo;

H_{ult} = energía disipada.

Adicionalmente, se emplea una serie de parámetros de control que ajustan la respuesta cuando se verifica pérdida de capacidad de la estructura de seguir disipando energía, como ocurre en los casos de pérdida de sección resistente por agrietamiento o por cedencia en pernos de conexión de estructuras metálicas. También es posible considerar endurecimiento producido por cierre de juntas, característico de amortiguadores metálicos o de aisladores de puentes, este efecto se consigue mediante un resorte adicional actuando en paralelo con todos los señalados.

Tabla 3: Parámetros del modelo

| Nº | Parámetro | Símbolo Valor | Por Defecto |
|--|--------------------------------------|------------------|-------------|
| Parámetros de degradación de rigidez | | | |
| 1 | Coefficiente de suavización | N | 9 |
| 2 | Razón post – cedente | a | 0,02 |
| 3 | Coefficiente de descarga | Rk | 0,5 |
| 4 | Degradación de rigidez | a | 2000 |
| Parámetros de deterioro de resistencia | | | |
| 5 | Basado en ductilidad | b ₁ | 0,01 |
| 6 | Basado en energía | b ₂ | 0,01 |
| 7 | Ductilidad última | μ_{ult} | 12 |
| Parámetros de estrangulamiento | | | |
| 8 | Fuerza para que ocurra deslizamiento | R _S | 10 |
| 9 | Factor de longitud de deslizamiento | s | 1 |
| 10 | Fuerza promedio de deslizamiento | l | 100 |
| Parámetros de cierre de juntas | | | |
| 11 | Exponente de rigidez | N _{gap} | 1 |
| 12 | Desplazamiento | f _{gap} | 1000 |
| 13 | Coefficiente de rigidez | K _{gap} | 0 |

Los parámetros de control del modelo se muestran en la Tabla 3, en la que además aparecen señalados los valores por defecto, correspondientes a comportamiento elasto-plástico sin degradación.

2.4 Tipos Estructurales

La selección de los tipos estructurales se condicionó a dos criterios, primero que debían ser sistemas estructurales usuales en las normas de diseño y segundo a que los sistemas estudiados contasen con parámetros de respuesta ajustados.

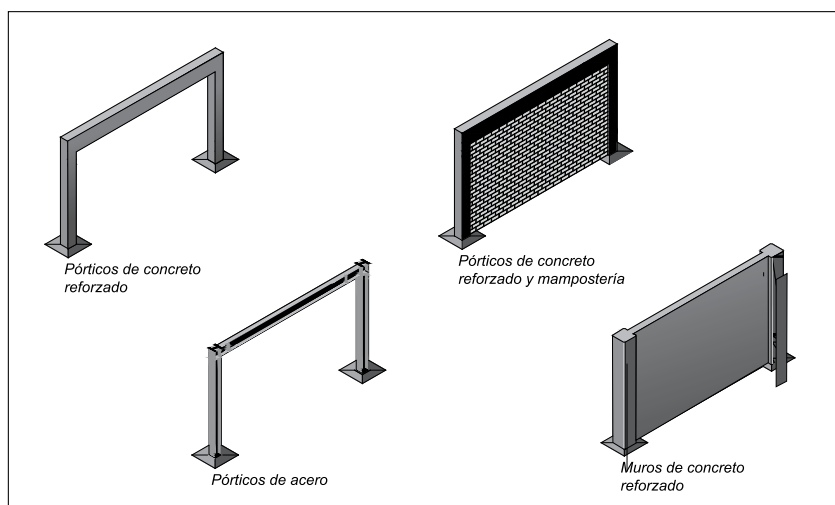


Figura 2: Tipologías estructurales estudiadas.

En cuanto al tipo estructural, se seleccionan cuatro de los tipificados en la Norma Covenin 1756-01, en la que se prescriben los niveles de ductilidad para el diseño global de la estructura y se dan las recomendaciones que permite alcanzar niveles de ductilidad especificados. En la Figura 2 se muestran los tipos estructurales considerados. Para cada tipo estructural se dispone de un grupo de parámetros ajustados a la respuesta histerética de modelos reales, diseñados para satisfacer requisitos sismorresistentes usuales y sometidos a cargas cíclicas, Sivaselvan y Reinhorn (2000). En la Figura 3 se muestra un ejemplo de respuesta, obtenida para pórtico de concreto reforzado con período de 0,4seg.

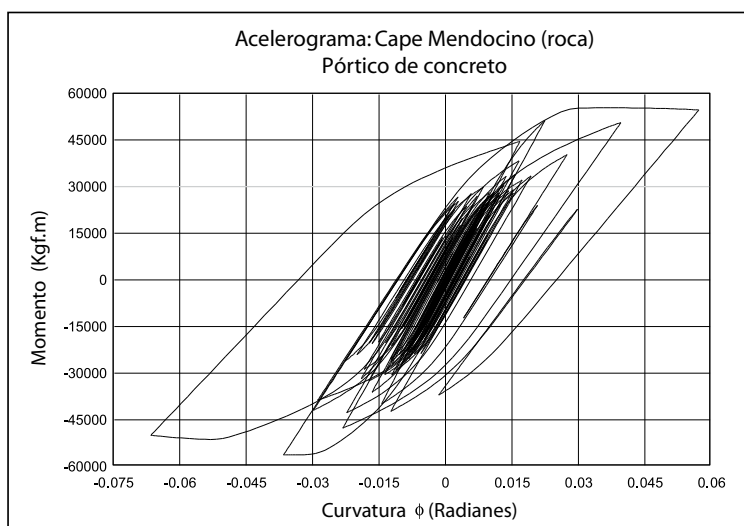


Figura 3: Respuesta histerética de pórtico de concreto ($T = 0,4$ s).

3. Resultados

3.1 Espectros elásticos de diseño

Los análisis de respuesta de los tipos estructurales descritos, dan como resultado espectros de respuesta de aceleraciones para cada evento considerado, además de sus variantes producto de la modificación de la respuesta en superficie debida al efecto de sitio. Los espectros de respuesta se calcularon para cada tipología estructural, para el caso elástico ($\mu = 1$) así como para los valores tipificados en la Norma Covenin 1756-01, mostrados en la Tabla 4.

Tabla 4: Valores de ductilidad (μ) considerados

| Tipo estructural | ND1 | ND2 | ND3 |
|---|-----|-----|-----|
| Pórticos de concreto armado | 2 | 4 | 6 |
| Pórticos de concreto armado y mampostería | 2 | 4 | 6 |
| Pórticos de acero | 2,5 | 4,5 | 6 |
| Muros de concreto armado | 1,5 | 3 | 4,5 |

ND1: Nivel de diseño para riesgo sísmico bajo

ND1: Nivel de diseño para riesgo sísmico intermedio

ND1: Nivel de diseño para riesgo sísmico alto

Los espectros elásticos resultantes para cada combinación de tipologías estructurales, se promedian agrupándolos conforme a sus valores máximos que se encuentran dentro de un rango de períodos. Los espectros elásticos promedio normalizados se muestran en la Figura 4, para cuatro tipos de suelos, que van desde suelos duros (S1) a suelos blandos (S4). La Ecuación (5) contiene las formas espectrales, cuyos parámetros se muestran en la Tabla 5.

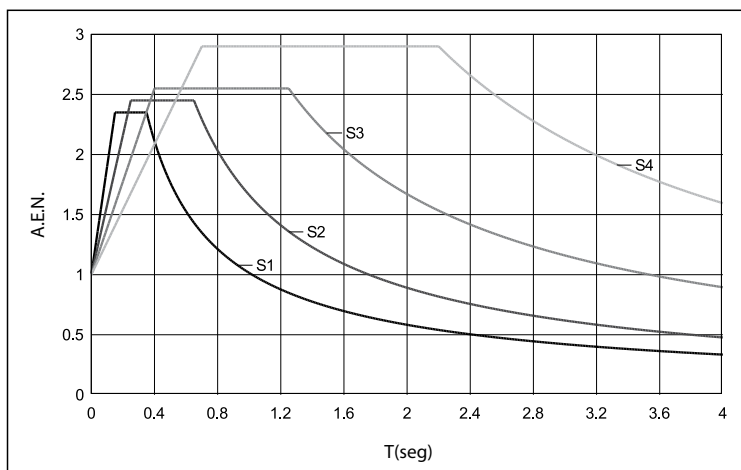


Figura 4: Espectros elásticos de diseño

$$\begin{aligned}
 T < T_g & \quad A_d = A_0 \left[1 + \frac{T}{T_g} \cdot (\beta - 1) \right] \\
 T_g \leq T \leq T^* & \quad A_d = A_0 \cdot \beta \\
 T > T^* & \quad A_d = A_0 \cdot \beta \cdot \left(\frac{T^*}{T} \right)^p
 \end{aligned} \tag{7}$$

donde:

T : período estructural;

T_g : período inicial de aceleración constante;

T^* : período final de aceleración constante;

A_d : aceleración de diseño;

A_0 : aceleración básica;

β : factor amplificación dinámica;

p : exponente de la rama decreciente.

Tabla 5: Parámetros de los espectros elásticos

| Suelo | T_g | T^* | β | p |
|-------|-------|-------|---------|-----|
| S1 | 0,15 | 0,35 | 2,35 | 1 |
| S2 | 0,25 | 0,7 | 2,45 | 1 |
| S3 | 0,4 | 1,25 | 2,55 | 1 |
| S4 | 0,7 | 2,2 | 2,9 | 1 |

En la Figura 5 se muestra un ejemplo de espectros de respuesta calculados para el registro Miyagi-Oki (roca), para una estructura de concreto armado y mampostería con niveles de ductilidad de 1, 2, 4 y 6.

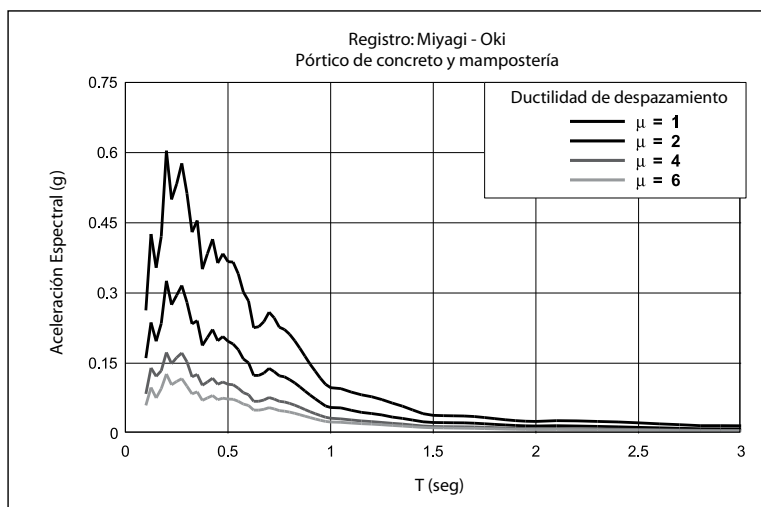


Figura 5: Espectro de respuesta en aceleraciones

3.1 Espectros de factores de reducción basados en ductilidad.

Los factores de reducción por ductilidad R_μ se calculan como ya se indicó en las secciones precedentes, originando 250.560 razones de ductilidad, que permiten calcular espectros promedio para cada tipo de suelo, cada tipo estructural con sus correspondientes valores de ductilidad. A los espectros promedio se les resta una desviación estándar, para posteriormente calcular espectros de factores de reducción por ductilidad idealizados. La Figura 6 muestra un ejemplo de espectros de factores R_μ calculados para el caso particular de pórticos de acero sobre suelos muy duros (S1). Se distinguen dos ramas en los espectros, una que va desde $T = 0$ s, dependiente del período y la ductilidad, denominada rama dependiente del período y otra rama que se mantiene constante a partir de cierto valor del período (período característico T_g) identificada como rama dependiente de la ductilidad.

Puede notarse la presencia de picos ubicados en la zona de transición de las dos ramas. Estos picos han sido objeto de análisis en trabajos relativos a factores de reducción calculados con el modelo elastoplástico perfecto (Ordaz y Pérez-Rocha 1998), evidenciando que los picos de reducción corresponden con el período del suelo.

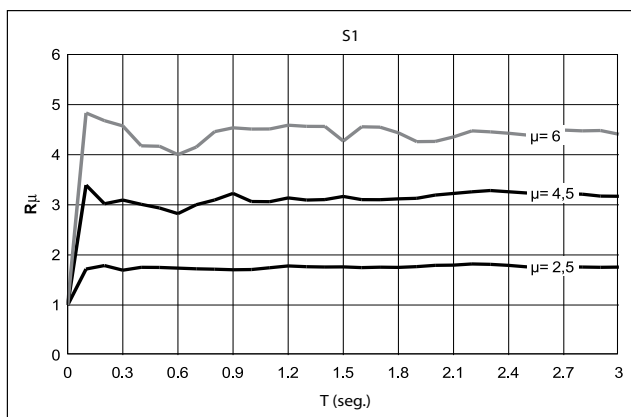


Figura 6: Espectro promedio de factores de reducción por ductilidad R_μ

La forma de los espectros de R_μ posibilita representarlos mediante formas bilineales que permitan su aplicación sobre los espectros elásticos de diseño, por esto es necesario definir claramente el período característico T_g de cada una de las combinaciones promediadas. Los períodos característicos de todos los tipos estructurales sobre distintos suelos se resumen en la Tabla 6. Estos al igual que los valores de los coeficientes de amplificación dinámica de suelos tienen una connotación probabilista, ya que ambos dependen del nivel de desempeño.

Tabla 6: Parámetros de los espectros de R_{μ}

| Pórticos de concreto armado | | | | | Pórticos de concreto armado y mampostería | | | | |
|-----------------------------|------------|------|------|---------|---|------------|------|------|---------|
| | Ductilidad | Tg | a | b | | Ductilidad | Tg | a | b |
| S1 | $\mu=2$ | 0,12 | 2,77 | 0,0194 | S1 | $\mu=2$ | 0,16 | 2,72 | 0,0144 |
| | $\mu=4$ | 0,19 | 1,91 | 0,0425 | | $\mu=4$ | 0,22 | 1,84 | -0,0147 |
| | $\mu=6$ | 0,25 | 1,71 | -0,1026 | | $\mu=6$ | 0,27 | 1,66 | -0,0980 |
| S2 | $\mu=2$ | 0,22 | 3,83 | 0,0406 | S2 | $\mu=2$ | 0,24 | 3,73 | 0,0069 |
| | $\mu=4$ | 0,29 | 2,06 | 0,0024 | | $\mu=4$ | 0,31 | 2,11 | 0,0124 |
| | $\mu=6$ | 0,38 | 2,00 | 0,0024 | | $\mu=6$ | 0,50 | 1,73 | -0,0948 |
| S3 | $\mu=2$ | 0,34 | 3,39 | 0,0817 | S3 | $\mu=2$ | 0,31 | 2,89 | 0,0296 |
| | $\mu=4$ | 0,47 | 1,87 | 0,0267 | | $\mu=4$ | 0,64 | 1,84 | 0,0220 |
| | $\mu=6$ | 0,74 | 1,80 | -0,0078 | | $\mu=6$ | 0,87 | 1,69 | -0,0783 |
| S4 | $\mu=2$ | 0,60 | 3,59 | 0,0343 | S4 | $\mu=2$ | 0,62 | 2,59 | 0,0046 |
| | $\mu=4$ | 0,71 | 1,86 | 0,0487 | | $\mu=4$ | 0,85 | 1,72 | -0,0764 |
| | $\mu=6$ | 0,82 | 1,80 | -0,0002 | | $\mu=6$ | 1,05 | 1,63 | -0,1332 |

| Pórticos de acero | | | | | Pórticos de muros de concreto armado | | | | |
|-------------------|------------|------|------|---------|--------------------------------------|------------|------|------|--------|
| | Ductilidad | Tg | a | b | | Ductilidad | Tg | a | b |
| S1 | $\mu=2,5$ | 0,19 | 3,34 | 0,0194 | S1 | $\mu=1,5$ | 0,15 | 3,63 | 0,0631 |
| | $\mu=4,5$ | 0,26 | 2,14 | 0,0135 | | $\mu=3$ | 0,26 | 2,18 | 0,0495 |
| | $\mu=6$ | 0,32 | 1,70 | -0,0826 | | $\mu=4,5$ | 0,35 | 2,00 | 0,0575 |
| S2 | $\mu=2,5$ | 0,20 | 3,30 | 0,0096 | S2 | $\mu=1,5$ | 0,33 | 6,04 | 0,0311 |
| | $\mu=4,5$ | 0,32 | 2,08 | 0,0105 | | $\mu=3$ | 0,42 | 3,24 | 0,1580 |
| | $\mu=6$ | 0,51 | 1,83 | -0,0279 | | $\mu=4,5$ | 0,50 | 3,02 | 0,2573 |
| S3 | $\mu=2,5$ | 0,27 | 3,30 | 0,0064 | S3 | $\mu=1,5$ | 0,58 | 5,29 | 0,0580 |
| | $\mu=4,5$ | 0,48 | 2,25 | 0,0679 | | $\mu=3$ | 0,82 | 3,62 | 0,2697 |
| | $\mu=6$ | 0,65 | 1,93 | 0,0501 | | $\mu=4,5$ | 1,04 | 3,33 | 0,4439 |
| S4 | $\mu=2,5$ | 0,60 | 3,08 | 0,0314 | S4 | $\mu=1,5$ | 0,63 | 4,22 | 0,0336 |
| | $\mu=4,5$ | 0,71 | 2,19 | 0,0715 | | $\mu=3$ | 0,88 | 2,81 | 0,2064 |
| | $\mu=6$ | 0,83 | 1,99 | 0,0708 | | $\mu=4,5$ | 1,12 | 2,68 | 0,3860 |

Se plantean las siguientes expresiones para el cálculo de factores de reducción basados en ductilidad, distinguiendo entre las dos ramas, la primera dependiente del período ($T < T_g$) y la segunda dependiente de la ductilidad ($T > T_g$).

$$\begin{array}{ll}
 \text{para } T < T_g & \text{para } T > T_g \\
 R_{\mu} = 1 + \left(\frac{\mu \cdot T}{a \cdot T_g} \right) & R_{\mu} = 1 + \left(\frac{\mu}{a} \right) + b \cdot (T - T_g)
 \end{array} \quad (8)$$

donde:

T = período de la estructura;

T_g = período característico;

μ = ductilidad de desplazamiento;

a, b = parámetros de ajuste de las ramas del espectro.

Un conjunto de espectros de R_μ se muestran en la Figura 7.

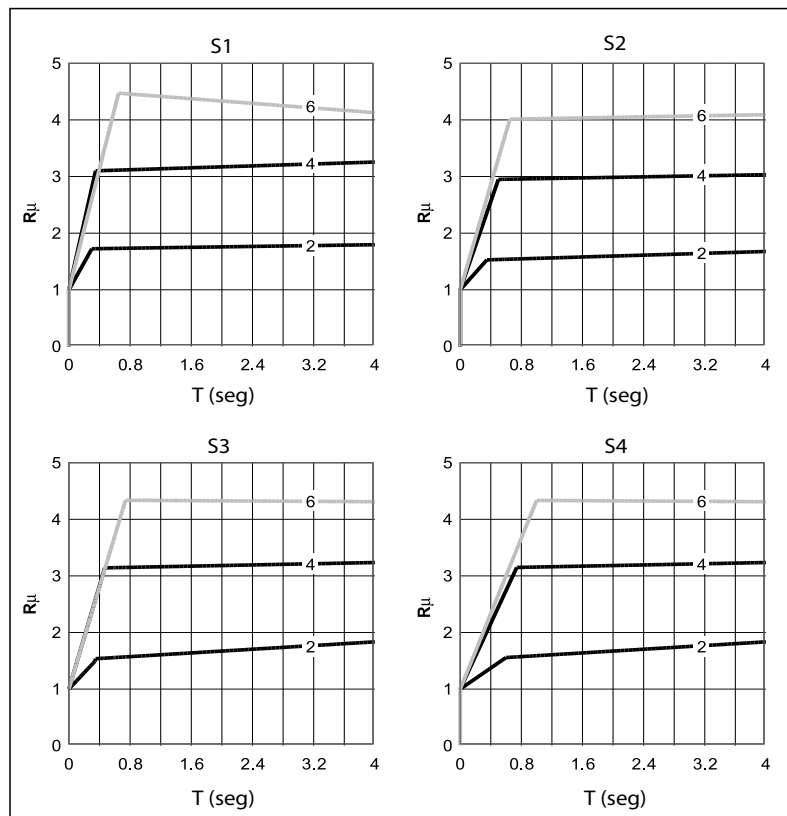


Figura 7: Espectros de R_μ , pórticos de concreto

3.2 Comparación con espectros inelásticos normativos

Como se ha indicado anteriormente, los factores de reducción por ductilidad R_μ sólo representan una parte de los factores de reducción R . Se incluye una comparación entre los espectros elásticos e inelásticos tipificados en la Norma Covenin 1756-01 con los obtenidos en este trabajo. En todo caso, constituyen el inicio de la comparación de resultados que debe completarse con la incorporación de factores de reducción por resistencia (R_s) y de factores de reducción por redundancia (R_R).

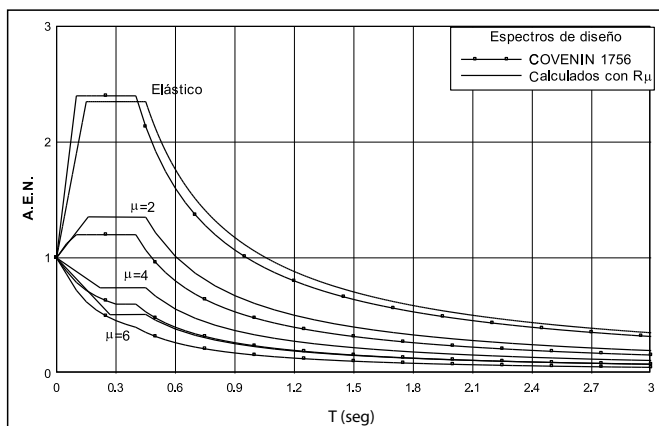


Figura 8: Espectros de diseño, pórticos de concreto y mampostería

En la Figura 8 se muestra la comparación entre espectros de diseño para suelo tipo S1, con factores de ductilidad correspondientes a pórticos de concreto y mampostería. Puede notarse que a pesar de los diferentes niveles de la zona de aceleración constante, la aplicación de factores de reducción por ductilidad proporciona niveles de aceleración que superan hasta en 30% los valores normativos y esto último es evidente para ductilidades altas. Es importante notar la diferencia que existe entre los valores iniciales de la zona de aceleración constante, notando que los valores de los períodos normativos varían con la ductilidad, pero sin considerar en su determinación ningún criterio de índole técnica.

4. Conclusiones

La consideración del fenómeno de respuesta no lineal de suelo y de estructura, demuestra que la elección de factores de reducción de respuesta está sujeta a varios factores, lo que indica lo inconveniente que resulta someter las fuerzas de diseño a reducciones realizadas con factores basados en la experiencia o en estudios estadísticos, tal como se aplican en las normas actuales.

Se manifiesta la influencia del efecto de sitio sobre los factores de reducción de respuesta por ductilidad. Los espectros presentan picos para períodos coincidentes con el período del suelo, correspondiendo esta situación al caso en el cual no se mantiene la linealidad en la reducción.

La consideración de la respuesta histerética ajustada al comportamiento estructural, muestra que los factores de reducción por ductilidad son sensibles al modelo adoptado, siendo estos valores de reducción menores que los obtenidos con modelos poligonales.

Los períodos característicos que definen la rama de aceleraciones máximas de espectros de diseño se han basado en estudios sobre suelos rocosos o muy duros, variando entre 0,1 y 0,4seg. En este trabajo sus valores dependen del tipo de suelo y de la ductilidad global de la estructura, permitiendo reducir los valores de aceleraciones de diseño para períodos cortos.

Se presenta una propuesta de obtención de espectros de diseño inelásticos basada en el método indirecto, que demuestra su aplicabilidad y fácil implementación en los códigos de diseño.

Es necesario investigar el aporte de la sobrerresistencia a los factores de reducción por el carácter conservador del diseño sismorresistente, al incorporar simplificaciones como direccionalidad de las acciones, consideración de torsión equivalente, etc. De igual manera se requiere incorporar el aporte de la redundancia, estudiando la influencia de líneas resistentes verticales y múltiples grados de libertad.

Es necesario determinar los factores de reducción de respuesta R correspondientes a los diferentes niveles de desempeño estructural y esto permitirá actualizar los métodos basados en resistencia y enfocarlos hacia un diseño con control de resistencias y desplazamientos.

5. Referencias

- Applied Technology Council (1995). *Structural response modification factors*. ATC-19, Redwood City, California.
- Bouc, R. (1967). Forced vibration of mechanical systems with hysteresis. *Proc. 4th Conf. on non linear oscillations*.
- Comisión de Normas de Estructuras para Edificaciones del Ministerio de Desarrollo Urbano y Fundación Venezolana de Investigaciones Sismológicas (2001). *Norma Venezolana de Edificaciones Sismorresistentes*. Covenin 1756-2.001. Fondonorma. Caracas.
- Hart, J.D. and Wilson, E.L. (1989). *Simplified earthquake analysis of buildings including site effects*. Report N° UCB/SEMM-89/23, University of California, Berkeley.
- Ishibashi, I. and Zhang, X. (1992). Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay. *Soil and Foundations, JSSMFE*, v. 33, n. 1, p. 182-191.
- Lee, L. *et al.* (1999). Determination of ductility factor considering different hysteretic models. *Earthquake engineering and structural Dynamics*, v. 28, p. 957-977.
- Miranda, E. (1993). Evaluation of site dependent Elastic Seismic Design Spectra. *Journal of Structural Engineering*, v. 119, n. 5 p. 1319 – 1338.
- Newmark, N.M. and Hall, W.J. (1973). *Seismic design criteria for nuclear reactor facilities. Buildings practices for disaster mitigation*. Rep. N° 45. National Bureau of Standards U. S. Dept. of commerce. Gaithersburg, 209-236.
- Ordaz, M and Pérez-Rocha, L. (1998). Estimation of strength-reduction factors for elasto-plastic systems: a new approach. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27, p. 889-901.
- Osgood, W.R. and Ramberg, W. (1943). *Description of stress-strain curves by three parameters*. NACA Technical note 902. National Bureau of Standards. Washington.
- Riddell, R. *et al.* (1989). Response modification factors for earthquake resistant design of short period buildings. *Earthquake Spectra*, v. 5, n. 3, p. 571-590.
- Rivero, P. (1996). *Respuesta Espectral de Sitio considerando comportamiento Inelástico del Suelo*. Tesis para optar al grado de Magíster Scientiae en Ingeniería Estructural, Universidad de los Andes, Mérida, Venezuela.

- Rivero, P. and Lobo-Quintero, W. (1996). *Formas espectrales para suelos considerando comportamiento no lineal*. Boletín Técnico IMME, v. 34, p. 39-54, Facultad de Ingeniería Universidad Central de Venezuela, Caracas.
- Sivaselvan, M. and Reinhorn, A. (2000). Hysteretic models for deteriorating inelastic structures. *Journal of Engineering Mechanics*, v. 126, n. 6, p. 633-640.
- Takeda, T. *et al.* (1970). Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal Structural Div. ASCE*, 96(12), p. 2557-2573.
- Veletsos, A.S. and Newmark, N.M. (1960). Effect of Inelastic behavior on the response of simple systems to Earthquake Motions, *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, v. II, p. 895-912, Tokyo.
- Vielma, J.C. (2003). *Espectros inelásticos considerando comportamiento histerético de suelo y estructura*. Tesis para optar al grado de Magíster Scientiae en Ingeniería Estructural, Universidad de Los Andes, Mérida, Venezuela.
- Vielma *et al.* (2004). Hysteretic determination of the response Factors R_{μ} according to structural types. *Proceeding of the 13 World Conference on Earthquake Engineering*, Paper N° 3469, Vancouver.
- Vidic, T. *et al.* (1994). Consistent Inelastic Design Spectra: strength and displacement. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, v. 23, p. 507–521.

Ductility-based response reduction factors of structures with hysteretic behavior

Abstract

In modern seismic design, the codes admit explicitly incursions of the structures within the rank of inelastic behavior, but before the existing difficulty to make the nonlinear analysis in the process of assessment of buildings, elastic analysis is allowed, but with seismic forces reduced by means of factors of response reduction factors, which are known as R factors. The application of this procedure has been widely accepted, since the structures calculated under these resultant seismic forces have demonstrated a good performance during the occurrence of strong earthquakes during the two past decades. Nevertheless, the determination of the response reduction factors depends from its initial formulation, to the expert's criterion, statistic analysis or in engineering judgment. In this work we studied the existing influence between the ductility based factors R_μ and the response reduction factor, and the determination of this reduction factors by using the fit nonlinear models for the hysteretic behavior of the usually code-design structures.

Key words: response reduction factors, ductility-based reduction factors, displacement ductility, hysteretic models, stiffness deterioration, strength degradation.

1. Introduction

The application of factors of answer reduction has its departure point in the necessity to apply a method based on design spectra in the process of seismic analysis of structures. Then, the forces applied in the analysis calculated by means of elastic design spectra, with values reduced by means of factors that depends on the structural period and of their capacity to dissipate energy, translated in a factor of ductility (μ) associated to structural typologies and levels of design able to guarantee energy dissipation. Initially Veletsos and Newmark (1960) proposed values for dependent factors of reduction of the structural period, according to Equation (1).

This form to apply the spectral design has stayed throughout the last years thanks to the adequate performance exhibited by the structures thus designed, during the occurrence of recent strong earthquakes, mainly in its manifest efficiency in preserving lives. Nevertheless, recent studies have demonstrated that the exclusive dependency of the response reduction factors R is unsecured in the range of low periods and excessively conservative for intermediate and long periods, Ordaz and Perez Rocha (1998). In recent investigations (Ridell et al. 1989; Miranda 1993; Vidic et al. 1994; Lee et al. 1999) it has been possible to determine expressions of R fit to the nonlinear response of different

structural typologies, based on analyses performed to single degree of freedom systems, whose response are represented with polygonal hysteretic models. ATC 19 (1995) separates the factor of reduction in three components, as is shown in Equation (2).

From the three terms that conforms the factor of reduction R , for the cases of regular buildings to enough redundancy, the component with greater relative importance is the ductility-based factor R_u , valid for single degree of freedom systems. Although it is frequent interpreted as response reduction factor R , its contribution is only partial and in the case of structures with multiple vertical resistant lines and multiple degrees of freedom, it is necessary to consider the redundancy reduction factor R_R , whereas in the response of buildings with dissipative capacity and damping, also have to include the overstrength reduction factor R_S .

2. Conclusions

The consideration of soil and structure non linear response phenomena, demonstrates that the election of response reduction factor is subject to several factors, which indicates the disadvantage of calculate design forces reductions from factors based on the experience or statistical studies, as are applied in the present seismic design codes.

The influence of the site effect on the ductility- based response reductions factors is confirmed. The resultant spectrum show peaks for periods coincident with the soil period, this situation correspond to the case in which the linearity in the reduction does not fulfilled.

The consideration of the hysteretic behaviour, demonstrate that the ductility- based reduction factors are sensible to the adopted model, being these values of reduction smaller than the obtained with polygonal models.

The characteristic periods that define the branch of maximum accelerations of design spectra, was proposed based on studies on rock or stiff soils, with values varying between 0.1 and 0,4sec. In this study, characteristics periods values depend on the type of soil and the global ductility of the structure, allowing to reduce the values of design accelerations for short periods.

A new procedure to obtaining of inelastic design spectra based on the indirect method is presented, and is demonstrated its applicability and easy implementation in the design codes.

It is necessary to investigate the contribution of the overstrength to the response reduction factors, by the conservative character of the current seismic design procedures, when incorporating simplifications like directionality of the actions, consideration of equivalent torsion, etc. Also it is required to incorporate the contribution of the structural redundancy, studying the influence of vertical resistant lines and multiple degrees of freedom.

It is convenient to determine response reduction factors corresponding to the different levels from structural performance and this will allow to update the seismic design procedures based on resistance and to focus them towards a design with control of resistance and displacements.