

FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA. ESTADO DEL ARTE Y ESTUDIO COMPARATIVO ENTRE CÓDIGOS

Juan Carlos Vielma.

Universidad Politécnica de Cataluña. Campus Norte UPC, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1, 08034 Barcelona, España.
jcvielma@cimne.upc.edu

Alex H. Barbat.

Universidad Politécnica de Cataluña. Campus Norte UPC, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1, 08034 Barcelona, España.
alex_barbat@upc.edu

Sergio Oller.

Universidad Politécnica de Cataluña. Campus Norte UPC, C/ Jordi Girona 1-3, Edificio C1, 08034 Barcelona, España.
oller@cimne.upc.edu

RESUMEN

En los procedimientos de análisis y diseño sismorresistentes de estructuras se hace necesario introducir simplificaciones o aproximaciones que permitan estudiar la equivalencia entre el análisis elástico a partir del cual se efectúan los cálculos, con el comportamiento elástico-plástico, que es el comportamiento real de las estructuras cuando son sometidas a las la acción de terremotos fuertes. Una de estas simplificaciones, consiste en proyectar las estructuras de manera que estas dispongan de una resistencia lateral inferior a la resistencia elástica, lo cual se consigue mediante la aplicación de cargas laterales calculadas a partir de espectros de diseño inelásticos, que no son más que los espectros de diseño elásticos afectados por factores de reducción de respuesta también conocidos como factores R. En este artículo se realiza una revisión exhaustiva del estado del arte de los factores de reducción de respuesta, que comprende desde su propuesta original, pasando por su implementación en los códigos de diseño sismorresistente, hasta llegar a las nuevas propuestas de racionalización de su aplicación. Para poder alcanzar una mejor comprensión sobre el tema, es necesario realizar una comparativa entre la aplicación de los factores de reducción de respuesta en los diferentes códigos de diseño sismorresistente a nivel mundial.

ABSTRACT

In the procedures of seismic analysis and design of structures, it is necessary to introduce simplifications that allow achieving equivalence between results of elastic analysis, on which the seismic codes are based, with results considering the nonlinear, plastic, behavior of structures, which correspond to their real behavior when subjected to strong earthquake actions. One of these simplifications consists of designing the structures in such a way to assure lower lateral strength than the elastic one. This lateral strength is obtained by applying calculated equivalent seismic loads using inelastic design spectra, obtained from the elastic ones by dividing them by the response reduction factors, also known as R factors. In this study, an exhaustive revision of the state-of-the-art of these response reduction factors is made, which starts from its original proposal, goes through its implementation into the seismic design codes, until arriving to the new proposals of application. Finally, a comparative study among the applications of the response reduction factors in different seismic design codes existing in the world is made.

1 FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA

El concepto de factor de reducción de respuesta se basa en la premisa de que un sistema estructural bien detallado es capaz de sostener grandes deformaciones sin llegar a colapsar. Al aplicar en el proyecto de estructuras sismorresistentes factores de reducción mayores que la unidad, el proyectista acepta una simplificación importante: la de que con las herramientas de cálculo lineal se pueden obtener unas cuantificaciones razonables de la respuesta real de las estructura. La segunda simplificación asumida es que si se acepta un comportamiento significativamente no lineal, es lógico esperar que ocurra un daño global importante en la estructura.

2 ANTECEDENTES

La adopción de los factores de reducción para determinar fuerzas sísmicas de diseño a partir de las correspondientes a la respuesta elástica se ha realizado partiendo de los valores sugeridos inicialmente por Veletsos y Newmark (1960), que vincularon los factores de reducción de respuesta con los valores esperados de ductilidad global de desplazamiento, de acuerdo con los rangos de períodos dentro del espectro de aceleraciones. Los valores adoptados obedecen a los criterios derivados de la comparación de los espectros elásticos e inelástico de respuesta, los cuales mostraban iguales fuerzas para el rango de frecuencias altas, igual energía absorbida para el rango de frecuencias intermedias e iguales desplazamientos para las frecuencias bajas. Esto permitió plantear los siguientes valores para los factores de reducción de la Tabla 1.

Tabla 1 Valores del factor de reducción de respuesta propuestos por Newmark y Veletsos, 1960.

$R = 1$	Para $T = 0$
$R = \mu$	Para el rango de los períodos cortos.
$R = \sqrt{2\mu - 1}$	Para el rango de los períodos moderados.
$R = \mu$	Para el rango de los períodos intermedios y largos.

En esta tabla, R es el factor de reducción, μ es la ductilidad global y T el período de la estructura. El procedimiento se ha mantenido a lo largo de los años en los códigos de diseño sismorresistente debido al buen desempeño exhibido por las estructuras diseñadas con este método, que han mantenido su integridad y preservado vidas al haber sido sometidas a sismos fuertes. La dependencia del factor de reducción respecto a la ductilidad global y del período estructural ha prevalecido en los códigos de diseño, a pesar de que recientes investigaciones han demostrado que aplicar dichos factores redundante en diseño poco seguro para el rango de los períodos bajos y excesivamente conservador para los períodos intermedios y largos, (Ordaz y Pérez- Rocha 1998).

Al nivel normativo, los factores de reducción son considerados por primera vez en el articulado del Blue Book (SEAOC, 1959) de forma explícita en el cálculo del esfuerzo cortante mínimo considerado en el análisis de edificios, según la expresión:

$$V_b = C \cdot K \cdot W \quad (1)$$

En esta expresión V_b es el cortante en la base mínimo, C es un factor a determinar que depende del período fundamental de la estructura, K es un factor de reducción que depende del tipo estructural considerado y cuyo valor es el inverso del factor

de reducción de respuesta propiamente dicho y W es el peso sísmico total del edificio. Desde esta primera aproximación se realiza la recomendación de que los factores de reducción deberían ser aplicados de acuerdo con el juicio del proyectista, pero requiriendo profundizar en la determinación más precisa de los valores de estos.

Posteriormente, el UBC (ICBO, 1961) incluye el factor de zonificación Z en la expresión de cálculo del cortante mínimo de diseño, manteniendo el factor de reducción en el formato de K de la expresión anterior.

$$V_b = Z \cdot C \cdot K \cdot W \quad (2)$$

Los factores de reducción R , tal como se les conoce actualmente son presentados en la publicación del ATC-3-06 (ATC 1978), que modernizó todo el procedimiento general aplicado en la ingeniería sísmica. El procedimiento propuesto, que permite la aplicación del método de las fuerzas sísmicas equivalentes mediante la reducción del cortante en la base calculado a partir del espectro de diseño elástico con un amortiguamiento igual al 5% del amortiguamiento crítico y para el correspondiente peso sísmico de la edificación:

$$V_b = \frac{V_e}{R} = \frac{S_{a,5} \times W}{R} \quad (3)$$

El cortante en la base de diseño, V_b , se calcula escalando el cortante en la base elástico, V_e , por el factor de reducción R correspondiente al diseño. En el cálculo del cortante en la base elástico V_e se considera la aceleración del espectro elástico de diseño calculado por los métodos dinámicos conocidos, para un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico, lo que permite obtener la aceleración de diseño $S_{a,5}$. Esta aceleración afecta al peso sísmico W que, generalmente, corresponde al 100% de las cargas permanentes más un porcentaje de las sobrecargas de uso.

Posteriormente, la adecuación de las normativas de diseño sismorresistente al análisis de secciones basado en resistencia que sustituía al análisis por esfuerzos admisibles, propició la aparición del factor de reducción R_w , que en términos generales tenía valores mayores que su predecesor. Este nuevo factor de reducción se encuentra en el articulado del UBC-97 y del IBC-2003, sin embargo en las últimas revisiones de dichos códigos han sufrido importantes reducciones respecto a las versiones anteriores.

3 COMPONENTES DEL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA R

Seguidamente se presentan tres de las propuestas que han procurado establecer los componentes del factor de reducción de respuesta.

3.1 Propuesta de Bertero (1986)

Esta propuesta ha sido posteriormente apoyada por Witthaker *et al.* (1999), e incluye la redundancia estructural como un factor independiente en la determinación de los factores de reducción de respuesta. Sin embargo es necesario señalar que hasta la fecha se carece de investigaciones que confirmen su grado de participación o rango de valores aplicables a las distintas tipologías estructurales. La propuesta se muestra en la expresión siguiente:

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_{VG} \cdot R_{SR} \quad (4)$$

De acuerdo con la expresión anterior, el factor de reducción R queda definido como el producto de cuatro factores: el factor de reducción por resistencia R_S , el factor de reducción

por ductilidad R_μ , el factor de reducción por múltiples grados de libertad R_{VG} y el factor de reducción por redundancia R_{SR} .

3.2 Propuesta de Witthaker *et al.* (1987)

En esta propuesta se estima que el factor de reducción de respuesta es el producto de tres factores interrelacionados entre sí:

$$R = R_S \cdot R_\mu \cdot R_\xi \quad (5)$$

Los factores son: el factor de reducción por resistencia R_S que contiene la reducción debida a las consideraciones conservadoras asumidas en el diseño en general, el factor de reducción por ductilidad R_μ que presenta la influencia de la ductilidad y el factor de reducción por amortiguamiento R_ξ , que incluye el efecto del amortiguamiento propio de los materiales que constituyen la estructura. De estos tres factores, los dos primeros pueden determinarse directamente de la curva de capacidad, en base a la relación de las fuerzas cortantes en la base, así el factor de resistencia R_S es:

$$R_S = \frac{V_u}{V_b} \quad (6)$$

Siendo V_u el cortante en la base último y V_b el cortante en la base de diseño.

El factor de reducción por ductilidad R_μ , viene dado por la relación entre los cortantes en la base elástico V_e y último V_u de la curva de capacidad de la estructura.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_u} \quad (7)$$

Witthaker *et al.* (1987) proponen el cálculo de los factores de reducción por amortiguamiento R_ξ a partir de las características dinámicas de la estructura, representadas por el período fundamental, y de acuerdo con el amortiguamiento de los materiales que constituyen la estructura.

3.3 Propuesta ATC-19 (1995)

En la propuesta del ATC-19 (1995), el factor de amortiguamiento ha sido excluido. Se considera que el factor de reducción de respuesta R es el producto de tres factores: el de reducción por resistencia R_S , el de reducción por ductilidad R_μ y otro factor, denominado factor de redundancia R_R , según la expresión siguiente:

$$R = (R_S \cdot R_\mu) \cdot R_R \quad (8)$$

De estos tres factores los dos primeros son dependientes del período, y se definen de forma similar a la expuesta en el apartado anterior, mientras que los valores del factor de redundancia suelen presentarse como valores fijos sugeridos para distintos tipos estructurales, sin que exista claridad en cuanto a su determinación ya que suele incluirse dentro del factor de sobre resistencia.

4 RECIENTES INVESTIGACIONES SOBRE LOS COMPONENTES DE R

Seguidamente, se presenta una reseña de recientes investigaciones efectuadas sobre cada uno de los componentes del factor de reducción de respuesta.

4.1 Factores de reducción basados en ductilidad

Dada la evidente importancia de los factores de reducción basados en ductilidad R_μ en el cálculo de factores de reducción de respuesta, se incluye en este apartado una revisión del estado del arte que contempla trabajos realizados aplicando diferentes enfoques, así como modelos estructurales.

Nassar y Krawinkler (1992)

Utilizaron el modelo elasto plástico bilineal en el cálculo de la respuesta inelástica de sistemas de un grado de libertad, para diferentes niveles de ductilidad global. Los espectros de R_μ se expresan en función del período estructural T , de la ductilidad global μ y del endurecimiento post-cedente α :

$$R_\mu = [c \cdot (\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (9)$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^\alpha}{1 + T^\alpha} + \frac{b}{T}$$

Donde los parámetros de ajuste coeficiente a y b dependen de la rigidez post-cedente α .

Vidic et al. (1994).

Plantearon espectros de R_μ obtenidos como la idealización de espectros obtenidos a partir de modelo histerético poligonal, cuyos parámetros de ajuste se calculan a partir de las características del material de la estructura. El espectro presenta dos ramas lineales de pendientes del período:

$$T < T_0$$

$$R_\mu = C_1 (\mu - 1)^{C_R} \frac{T}{T_0} + 1 \quad (10)$$

$$T \geq T_0$$

$$R_\mu = C_1 (\mu - 1)^{C_R} + 1$$

Donde el período característico de la estructura T_0 depende de la ductilidad global, la relación entre la demanda-capacidad de la estructura y el tipo de material. Los parámetros C_1 y C_R dependen del comportamiento histerético y del amortiguamiento respectivamente.

Miranda y Bertero (1994)

Esta investigación introdujo el efecto de sitio en el cálculo de factores de reducción por ductilidad, para lo que utilizó el análisis de la respuesta no lineal de los suelos para determinar la respuesta en superficie y el modelo elástico plástico perfecto para determinar la respuesta inelástica de estructuras modeladas como sistemas de un grado de libertad. La expresión utilizada es:

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (11)$$

El factor ϕ contiene la dependencia del período y la información relativa a la influencia del tipo de suelo:

$$\begin{aligned}\phi &= 1 + \frac{1}{10 \cdot T - \mu \cdot T} - \frac{1}{2T} \cdot e^{-1.5(T-0.6)^2} && \text{Roca (suelo tipo S1)} \\ \phi &= 1 + \frac{1}{12 \cdot T - \mu \cdot T} - \frac{2}{5T} \cdot e^{-1.5(T-0.2)^2} && \text{Depósitos aluvionales (suelo tipo S2)} \\ \phi &= 1 + \frac{T_g}{3 \cdot T} - \frac{3T_g}{4T} \cdot e^{-3\left(\frac{T}{T_g} - 0.25\right)^2} && \text{Suelos blandos (suelo tipo S3)}\end{aligned} \quad (12)$$

Siendo T_g el período característico del suelo, S1 corresponde a suelos rocosos, S2 a depósitos aluvionales y S3 a suelos blandos.

Ordaz y Pérez Rocha (1998)

Proponen espectros de R_μ calculados a partir de espectros elásticos de desplazamiento y de velocidades escalados mediante el desplazamiento y velocidad máxima del terreno alcanzada. La novedad de este enfoque es que permite incorporar directamente el efecto de sitio sin tener expresiones que dependan explícitamente del período estructural. La expresión propuesta es la siguiente:

$$R_\mu = 1 + \left(\frac{V(T)}{V_{\max}} \right)^\alpha \left(\frac{D(T)}{D_{\max}} \right)^\beta (\mu - 1) \quad (13)$$

Es de hacer notar sin embargo, que el período queda incluido de forma implícita en los espectros de velocidad $V(T)$ y de desplazamiento $D(T)$.

Lee, Han y Oh (1999)

Utilizaron diferentes modelos histeréticos poligonales que les permitieron establecer el grado de influencia del tipo de degradación en los valores de R_μ de sistemas de un grado de libertad. La expresión depende del período de la estructura y de la ductilidad global esperada:

$$\begin{aligned}R_\mu &= A_0 \left[1 - e^{-B_0 T} \right] \\ A_0 &= 0.99 \cdot \mu + 0.15 \\ B_0 &= 23.69 \cdot \mu^{-0.83}\end{aligned} \quad (14)$$

Chakraborti y Gupta (2004)

Este trabajo presenta un enfoque similar al trabajo de Ordaz y Pérez Rocha, pero, además de aplicar modelos que incorporan degradación de la estructura, incorporan las características de sitio mediante al escalar los espectros de diseño (aceleraciones) previamente normalizados respecto a la aceleración pico alcanzada en el terreno. En este caso los espectros de R_μ si poseen una dependencia explícita respecto al período estructural:

$$R_{\mu} = \beta(T) \left(\frac{PSA(T)}{PGA} \right)^{\alpha(T)} + \mu \left(\frac{T}{10} \right)^{\beta} \quad (15)$$

Vielma et al. (2004)

Consideran el comportamiento histerético de suelo y estructura, utilizando modelos no lineales con degradación de rigidez, deterioro de resistencia y estrangulamiento propios de tipos estructurales prescritos en códigos sismorresistentes. Los factores R_{μ} propuestos se calculan a partir de espectros promedio para cada combinación de casos específicos, obteniendo espectros idealizados bilineales dependientes de la ductilidad global, el período estructural y de parámetros de ajuste que incluyen la respuesta degradada y el efecto de sitio para suelos que van desde los más rígidos hasta los más blandos.

$$\begin{aligned} T &< T_g \\ R_{\mu} &= 1 + \mu \cdot T / (a \cdot T_g) \\ T &\geq T_g \\ R_{\mu} &= 1 + \frac{\mu}{a} + bT \end{aligned} \quad (16)$$

Dolšek y Fajfar (2004)

Investigan sobre la influencia de la degradación de estructuras de hormigón armado y mampostería, realizando un estudio paramétrico aplicando un modelo poligonal representativo de la degradación combinada de ambos materiales. Obtienen expresiones para los factores de reducción haciendo énfasis en dos aspectos, el primero que la influencia de la degradaciones importante en la determinación de factores de reducción, segundo, que los espectros inelásticos de diseño adquieren una forma diferente a la clásica en los códigos de diseño, consistente en tres ramas donde la rama de aceleraciones se mantiene constante, al tener valores de factores de reducción variables esta rama no es horizontal sino que presenta pendiente negativa y tercero, resaltan la importancia de compatibilizar los espectros de diseño con los espectros de reducción para obtener rangos de períodos para el cambio de las expresiones de reducción. La expresión básica propuesta por Dolšek y Fajfar es:

$$R_{\mu} = c(\mu - \mu_0) + R_0 \quad (17)$$

Donde R_0 es la reducción que depende del período y de la (reducida) ductilidad aportada por la mampostería, c es un coeficiente que se obtiene mediante el período esquina, el grado de deterioro de resistencia esperado y el período fundamental de la estructura, μ es la ductilidad global y μ_0 es la ductilidad complementaria que es también función del aporte de ductilidad de la mampostería.

4.2 Factores de reducción por sobre resistencia

La gran cantidad de factores que intervienen en la sobre resistencia hacen que esta sea difícil de cuantificar a nivel de cada elemento estructural evitando que esta pueda ser incorporada de forma racional en los códigos de diseño sismorresistentes a pesar de que se le considera muy importante en el mejoramiento de la respuesta de los edificios; por esto es más conveniente considerar el efecto de la sobre resistencia sobre la respuesta global de la estructura mediante la utilización de las relaciones de fuerza-deformación obtenidas del análisis estático inelástico (pushover).

La incorporación del factor de sobre resistencia no se realiza de forma explícita en los códigos de diseño debido a esta gran cantidad de factores; sin embargo un mejor

conocimiento del fenómeno permitiría su aplicación desacoplada del factor de reducción de respuesta R .

El factor de sobrerresistencia R_s se origina por la diferencia que existe entre el cortante en la base de diseño, V_b , y el cortante en la base último, V_u . Esta diferencia resulta del hecho de proyectar para grupos de fuerzas mayoradas de forma estadística con base en la dispersión que las estas presentan (mayores a las resistidas por la estructura durante su vida útil) conjuntamente con propiedades minoradas de los materiales. Adicionalmente, el diseño de los elementos sismorresistentes implica satisfacer condiciones de desplazamientos máximos (derivas de piso) y de detallado de partes de la estructura para mejorar su capacidad de disipación dúctil.

En la Figura 1 se puede observar como se establecen las relaciones de resistencia. Primero, la curva de comportamiento permite definir un comportamiento elasto plástico idealizado, considerando el punto para el que se alcanza la máxima fuerza cortante en la base, claramente esta fuerza cortante máxima se alcanza en un punto en el que la estructura ha alcanzado el comportamiento plástico, permitiendo ubicar el segmento horizontal B-C. Seguidamente se define la recta de comportamiento elástico O-B uniendo el origen con el punto sobre la curva de comportamiento que corresponde al 75% del valor del cortante máximo idealizado, puede notarse que este punto presenta un cortante en la base superior al que se alcanza al ocurrir la primera plastificación o formación de la primera rótula plástica en algún punto de la estructura. Además este punto permite definir un desplazamiento 'elástico'.

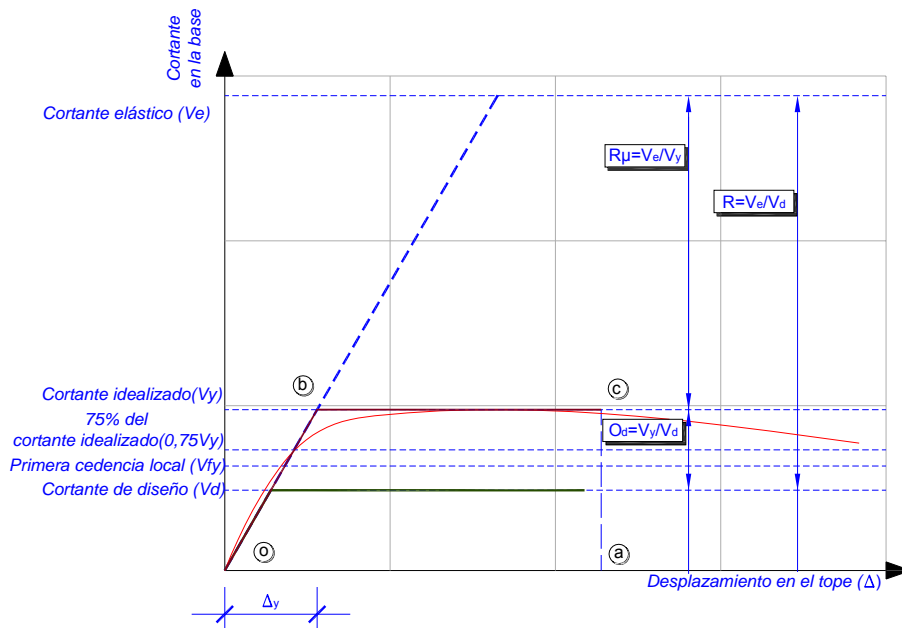


Figura 1 Resistencias y desplazamientos característicos para el cálculo de la sobrerresistencia y la ductilidad de desplazamiento.

Tabla 2 Factores de reducción por sobrerresistencia.

Investigación	Casos estudiados	R_s
Osteraas y Krawlinker (1990)	Pórticos resistentes a momento	2,1-6,5
	Pórticos perimetrales	1,8-3,5
	Pórticos con diagonales concéntricas	2,2-2,8
Uang y Maarouf (1993)	Edificio de acero de 13 pisos	4,0
	Edificio de hormigón de 6 pisos	1,9
Hwang y Shinozuka (1994)	Edificio de hormigón de 4 pisos	2,2

Los aspectos anteriores conducen finalmente a secciones con resistencia superior a la calculada por simple resistencia. Investigaciones recientes han permitido determinar factores de sobrerresistencia (Bertero 1986) que demuestran la clara dispersión de los valores de R_s para edificios porticados de hormigón armado, por lo que es necesario profundizar en este campo, (ver Tabla 2). De la tabla anterior se tiene que los valores de sobrerresistencia más altos corresponden a los pórticos en los que las cargas gravitatorias poseen una mayor influencia sobre el diseño de las secciones, por esta razón la sobrerresistencia de los pórticos resistentes a momento alcanza valores más altos que los pórticos perimetrales, para los que las cargas gravitatorias son menores pero que mantienen las mismas fuerzas sísmicas de diseño que los pórticos resistentes a momento.

Al establecer la relación entre el diseño actual de edificios de hormigón armado, se llega a alcanzar valores de los factores de resistencia R_s que en todo caso presentan la misma dispersión de valores (ver la Tabla 3).

Tabla 3 Factores de sobre resistencia, según diferentes autores.

	Casos estudiados	R_s
Fischinger, Fajfar y Vidic (1994)	Edificios de hormigón armado de mediana y baja altura	1.6-4.6
Panagiotakos y Fardis (1998)	Edificios de hormigón armado	2.0-2.5
Elnashai y Mwafi (2002)	Edificios de hormigón armado mediana altura e irregularidad vertical	2.0-3.0

La estimación de los factores de reducción por resistencia R_s se complica por efectos como la resistencia actualizada de los materiales (una vez que se ha incursionado en comportamiento plástico o ha ocurrido daño), los efectos del confinamiento, presencia de elementos estructurales tales como losas de hormigón y elementos no estructurales no considerados de forma explícita en el análisis, haciendo necesario reconocer que no todos estos efectos contribuyen favorablemente al incremento del factor de sobrerresistencia. Entre los efectos que pueden tener contribución desfavorable se incluyen el incremento de la sobrerresistencia en vigas puede dar origen al fallo frágil por cizallamiento, elementos de cerramiento pueden causar efectos de columna corta y las irregulares distribuciones de las alturas de las columnas y la discontinuidad en las líneas resistentes verticales pueden producir el efecto de piso blando (Park 1996). En la **Tabla 4** se presenta una lista que contiene los factores anteriormente citados y la etapa del proyecto de la edificación en la cual son incorporados.

Tabla 4 Factores que influyen en la sobrerresistencia.

Causa de la sobrerresistencia	Etapa del proyecto en la cual se		
	Modelado	Análisis	Diseño
Diferencia entre resistencia actual y nominal de los materiales	X		
Diseño conservador y requerimientos por ductilidad			X
Factores de carga y múltiples casos de carga combinados		X	
Consideración de la torsión accidental		X	
Provisiones para cumplir el estado límite de servicio (flechas)			X
Participación de los elementos no estructurales (losas)	X		
Cumplimiento de las cuantías mínimas de acero			X
Redundancia estructural	X		
Endurecimiento resistente	X		
Efectos del confinamiento	X		
Análisis con base en el período elástico		X	
Diseño controlado por rigidez			X

Jain y Navin (1995), estudiaron los valores de sobrerresistencia en edificios de hormigón armado, considerando la influencia de la intensidad sísmica representado por la aceleración de diseño básica correspondiente a diferentes zonas sísmicas de la India y del número de niveles del edificio. Los resultados de la Figura 2, en la que las zonas sísmicas van desde la de menor amenaza (I) a la de mayor amenaza (V), muestran que la sobrerresistencia es mayor para edificios ubicados en zonas de baja sismicidad en los que predomina el diseño por cargas gravitacionales. Igualmente, debe resaltarse el hecho que para edificios de baja altura en los que las fuerzas de piso no adquieren valores tan altos como en los edificios de mayores masas sísmicas, los factores de sobrerresistencia son mayores.

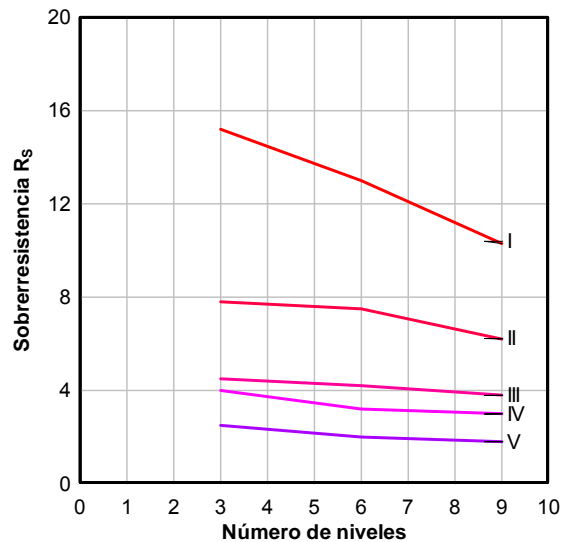


Figura 2 Factores de reducción por sobrerresistencia determinados por Jain y Navin (1995).

Más recientemente, Massumi *et al.* (2004), retoman el estudio de la influencia del número de niveles e incluyen el número de vanos en el cálculo de factores de sobrerresistencia obtenidos mediante los resultados de las relaciones de fuerza deformación resultantes del análisis estático y dinámico no lineal. Los resultados obtenidos muestran que el número de vanos o de líneas resistentes verticales son inversamente proporcionales a los valores de sobrerresistencia, lo que contradice los resultados obtenidos de forma probabilista por Bertero y Bertero (1999).

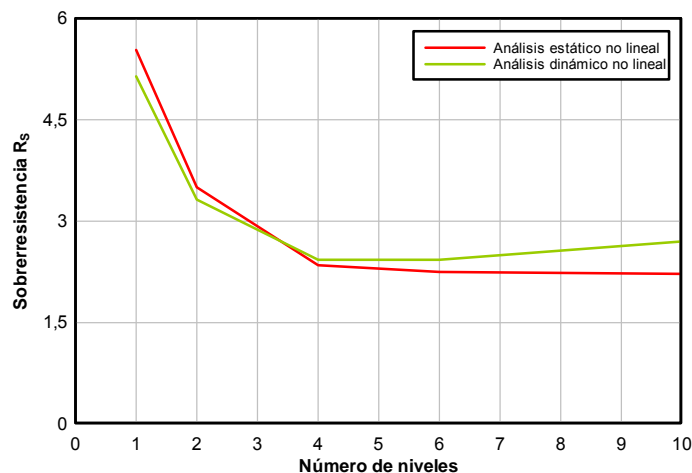


Figura 3 Factor de reducción por sobrerresistencia, determinado por Massumi et al. (2004).

En la Figura 3 se muestran factores de sobrerresistencia calculados en este trabajo, apreciando que los valores señalados son semejantes a los de la figura anterior, para el caso de edificios diseñados para zonas de alta sismicidad. En esta misma figura es posible observar que los valores de sobrerresistencia varían muy poco con el método de análisis no lineal aplicado, sea este dinámico o estático, conclusión similar a la de otros trabajos (Elnashai y Mwafi 2004).

Otro de los factores a considerar al evaluar la sobrerresistencia global es el efecto producido por la ductilidad global de diseño. Las secciones y el armado resultantes del diseño de una estructura para un nivel alto de ductilidad son mayores que en el caso que la misma estructura se diseñase para un nivel inferior de ductilidad. De esta forma es posible obtener valores de sobrerresistencia mayores para edificios de alta ductilidad que para edificios de baja ductilidad (Mwafi y Elnashai, 2002). Sin embargo el análisis de diversos niveles de ductilidad escapa de los alcances de este trabajo.

Mwafi y Elnashai (2002), concluyen que los valores de la sobrerresistencia se deben fundamentalmente a tres fuentes principales: las características resistentes reales de los materiales, la utilización del período elástico en el cálculo de las demandas sísmicas y el diseño de secciones de pilares utilizando la flexión biaxial. De acuerdo con estos factores, consideran que adoptar valores mínimos de sobrerresistencia igual a 2, conduce a resultados conservadores.

4.3 Factores de reducción por redundancia estructural

La redundancia estructural ha cobrado valor a partir del comportamiento de edificios de hormigón armado durante los sismos de Northridge (1994) y Kobe (1995). El término 'redundancia' dentro del contexto de la ingeniería sismorresistente no debe ser interpretado como superfluo o sobrante, Bertero y Bertero (1999).

De todos los factores el que menos ha sido estudiado es el factor de reducción por redundancia, encontrando entre las investigaciones resultados que en algunos casos son contradictorios, a pesar de que todos coinciden en el efecto beneficioso que tiene la redundancia en la adecuada respuesta e incluso en la supervivencia de las estructuras sometidas a acciones sísmicas severas.

La mayoría de las referencias se fundamentan en la investigación de Moses 1974, que realizó un estudio estadístico de la respuesta de edificios porticados frente a las acciones de viento, variando el número de líneas resistentes verticales. Posteriormente, Bertero y Bertero 1999, retoman el tema adicionando al planteamiento estadístico la influencia del tipo de sismo, pulsativo o armónico, en la posible respuesta de edificios de múltiples grados de libertad. Como ejemplo ilustrativo, se propuso el análisis de la respuesta de una estructura de un solo pórtico con otra de dos pórticos, para este último se establece la correlación entre la calidad constructiva de cada línea resistente vertical independiente (línea de pilares) mediante un coeficiente de correlación:

$$\frac{\beta_2}{\beta_1} = \frac{1,411}{\sqrt{1 + \rho_v}} \quad (18)$$

En la relación anterior β_1 es el índice de seguridad para una línea resistente, β_2 es el índice de seguridad para dos líneas resistentes y ρ_v es el coeficiente de correlación de calidad constructiva, que resume la relación entre la calidad de construcción existente entre dos líneas resistentes verticales de la misma estructura.

Queda claro que para estructuras con un número de líneas resistentes mayor, el coeficiente de correlación de la calidad constructiva se reduce, incrementando la relación de índice de seguridad de un edificio con varias líneas resistentes, respecto al edificio con una sola línea resistente. Valores considerados por Bertero y Bertero (1999) indican que, para que una

estructura disponga de un factor de reducción por redundancia al menos igual que la unidad, deberá disponer de al menos 4 líneas resistentes verticales (ver la Tabla 4).

Tabla 5 Factores de reducción por redundancia (Bertero 1999).

Líneas resistentes verticales	Factor de redundancia
2	0,71
3	0,86
4	1,00

Las causas de esta última consideración son las siguientes:

- Capacidad de rotación en secciones en las cuales ya ha ocurrido la plastificación
- Se evita el conocido efecto de tamaño por concentración de solicitaciones de grandes magnitudes en un número limitado de secciones o elementos resistentes.

La redundancia de edificios duales (porticados y con muros de corte) de hormigón armado, analizada siguiendo las directrices del trabajo anterior, concluye que el incremento de líneas resistentes verticales combinando las bondades del sistema dual, permite esperar incrementos del factor de resistencia del orden de 24%.

5 LOS FACTORES DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA EN LAS NORMAS SISMORRESISTENTES

5.1 Factores de reducción de respuesta en el pr EN-1998-1:2003(E) (EC-8)

Al igual que en la mayoría de las normas de diseño sismorresistente, en el EC-8 se admite el análisis elástico de las estructuras, partiendo de la reducción de las ordenadas del espectro de diseño elástico mediante la aplicación de factores de reducción. En la Figura 4 se muestran los espectros elásticos de diseño correspondientes a la versión 2003 del EC-8, para riesgo sísmico alto (tipo 1).

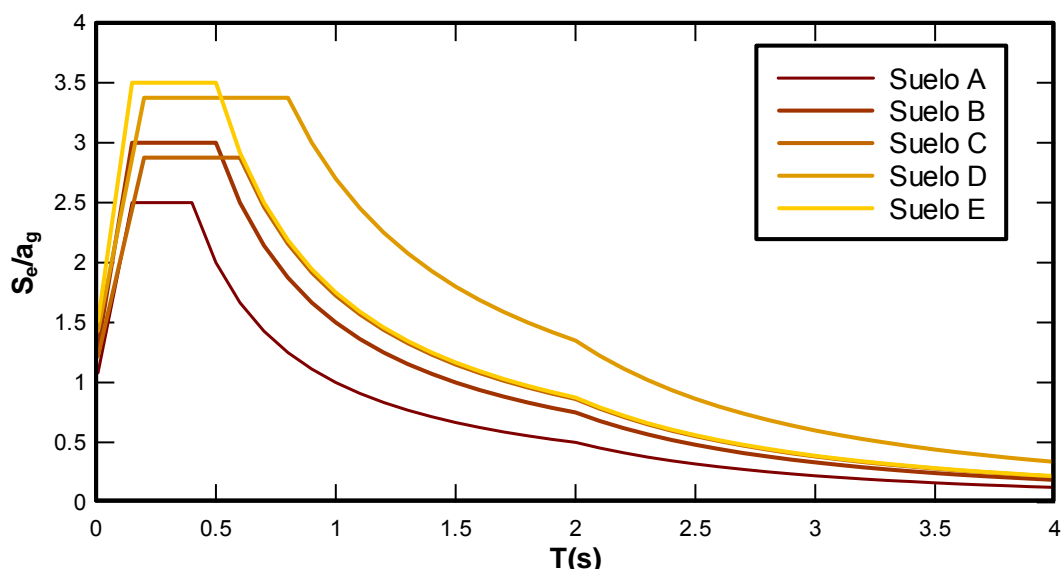


Figura 4 Espectros elásticos de diseño, riesgo sísmico alto (EC-8).

Los factores de reducción de respuesta son identificados en el EC-8 mediante la letra q . En lo sucesivo, en este trabajo se utilizará la letra R para identificar los factores de reducción, inclusive a los del EC-8. Estos factores de reducción son aplicados a los espectros elásticos de diseño para obtener las aceleraciones de diseño y se expresados mediante la siguiente ecuación:

$$R = q_0 k_w \geq 1,5 \quad (19)$$

En esta ecuación, q_0 es el factor básico de reducción de respuesta que depende de la tipología estructural predominante, de su regularidad en elevación, así como del nivel de ductilidad que se espera que la estructura sea capaz de desarrollar. Para dicha ductilidad existen dos niveles: DCM (clase de ductilidad media) y DCH (clase de ductilidad alta) y sus valores se muestran en la Tabla 6. El otro término de la Ecuación (19) es el factor k_w que considera el modo de fallo predominante en estructuras con muros de cortante.

Tabla 6 Valores sugeridos para el factor básico de reducción de respuesta q_0 .

Tipo estructural	DCM	DCH
Sistema porticado, dual o acoplado a muros de corte	$3,0\alpha_u / \alpha_1$	$4,5\alpha_u / \alpha_1$
Sistema con muros de corte	3,00	$4,0\alpha_u / \alpha_1$
Sistema torsionalmente flexible	2,00	3,00
Sistema de péndulo invertido	1,50	2,00

En la Tabla 6, el valor α_1 es el coeficiente sísmico correspondiente a la formación de la primera rótula plástica en cualquiera de los elementos de la estructura. El valor α_u es el coeficiente sísmico requerido para que se produzca la inestabilidad de la estructura, en otras palabras, para que se haya alcanzado el fallo de la misma. La relación de estos valores, α_u/α_1 , describe el efecto de la redundancia estructural sobre el factor de reducción de respuesta R . De acuerdo con las especificaciones de la norma EC-8, los valores α_1 y α_u de la Tabla 6 se pueden obtener directamente de la curva de capacidad de la estructura, determinada mediante el análisis inelástico estático. En este caso, α_1 es el valor de la ordenada del cortante en la base de diseño y α_u es el cortante en la base inelástico, correspondiente al desplome último, de colapso. En consecuencia, la relación α_u/α_1 equivale a un factor de reducción por redundancia. Sin embargo, para los casos en los que no se realiza un análisis inelástico estático, se recomienda aplicar los valores de la Tabla 7 cuando la estructura es predominantemente de pórticos o de pórticos acoplados a muros de cortante. Cabe señalar que este factor multiplicador tiene en cuenta el efecto de la redundancia estructural, al considerarse valores más altos a medida que el número de vanos y el de niveles son mayores. Si el sistema estructural es predominantemente de muros de cortante, los factores de reducción por resistencia R_s , se obtienen de la Tabla 8.

Los multiplicadores, adquieren valores entre 1,1 y 1,30, pero presentan una gran dispersión, por lo que se recomienda la aplicación del análisis estático no lineal para poder determinar de forma precisa los valores para cada edificio.

Si el sistema estructural es predominantemente de muros de cortante, los multiplicadores se obtienen de la Tabla 8.

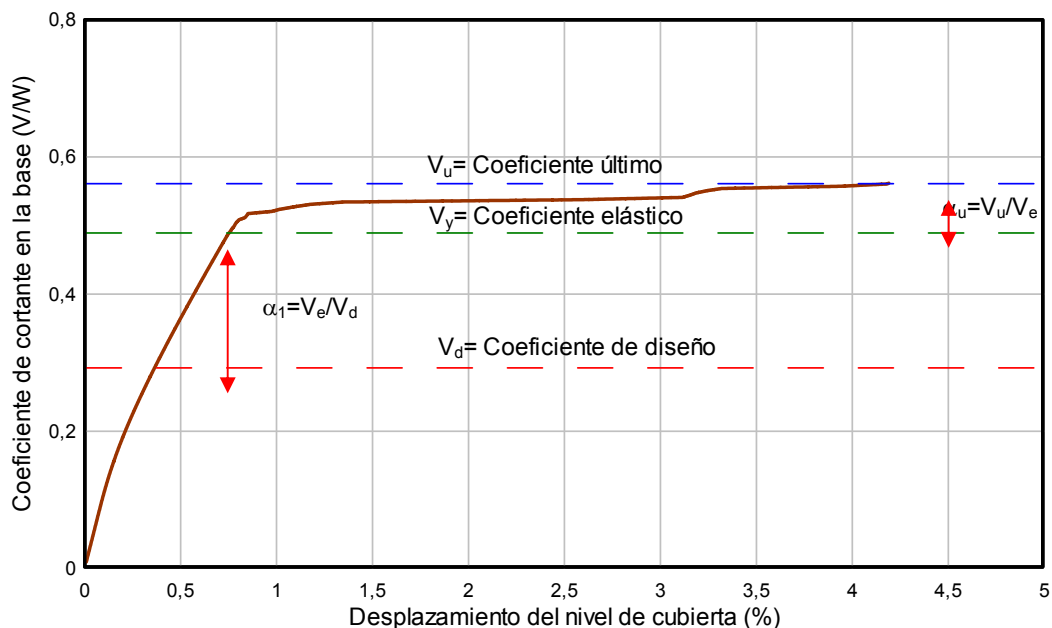
Tabla 7 Valores sugeridos para el factor básico de reducción de respuesta q_0 .

Sistema porticado, dual o acoplado a muros de corte	α_u / α_1
Edificación de un solo nivel	1,10
Edificación de múltiples niveles pero de un solo vano	1,20
Edificación de múltiples niveles y múltiples vanos	1,30

Tabla 8 Valores sugeridos para los multiplicadores.

Sistema con muros de corte	α_u / α_1
Edificación con sólo dos muros desacoplados por dirección horizontal	1,00
Edificación con otros sistemas desacoplados de muros	1,10
Edificación con sistemas duales o acoplados a muros estructurales	1,20

En la Figura 5 se muestra la curva de capacidad obtenida del análisis estático no lineal, a partir de la cual se obtienen las relaciones de coeficientes para calcular los factores multiplicadores. En el eje de las abscisas se representan los desplomes del nivel de cubierta expresados en %, normalizados respecto a la altura total del edificio y en el eje de las ordenadas se representa el cortante en la base normalizado respecto al peso sísmico del edificio. Los multiplicadores obtenidos aplicando el procedimiento en base al análisis inelástico estático no superarán el valor de 1,5.

**Figura 5** Determinación de los coeficientes multiplicadores a partir de la curva pushover.

El otro término del factor de reducción de respuesta tiene que ver con la respuesta de estructuras con predominio de muros de cortante. En este caso se aplica un factor de predominio del modo de fallo k_w , que es menor o igual que la unidad, al factor básico q_0 y, por tanto penaliza el predominio del fallo por cortante. Las estructuras con muros de cortante tienen menor capacidad de desarrollar respuesta dúctil en comparación con las edificaciones porticadas. De esta manera, en la medida en que los muros son más esbeltos, el valor de k_w se aproxima a su cota inferior que es 1/3, sin llegar a alcanzarla ya que el EC-8 lo limita expresamente a 0,5.

Efecto de la irregularidad estructural

La irregularidad en planta es penalizada con factores multiplicadores iguales a 1, lo que equivale a no aplicarle ningún incremento al factor básico de reducción por resistencia y redundancia. Sin embargo, en el articulado del EC-8 no se distingue entre los diferentes tipos de irregularidad en planta, pero que determinan de modo diferente los efectos torsionales. Además, los valores de q_0 pueden reducirse hasta un 20% si la estructura analizada presenta irregularidades en elevación; el porcentaje de reducción queda a juicio del proyectista, dependiendo del grado de irregularidad. De igual forma, se establece un incremento de los valores de q_0 cuando se disponga de un plan especial de calidad, que nunca superará el 20%.

Factores de reducción R . Edificios porticados

En las Tablas 9 y 10 se muestran los factores de reducción para edificios porticados teniendo en cuenta los factores básicos de cálculo asignados de acuerdo con el nivel de ductilidad esperado (alto o medio), la regularidad de la estructura, la existencia de irregularidades en planta, en elevación y una combinación de ambas. Se aplican los valores extremos sugeridos en el EC-8, entendiéndose que entre los máximos y los mínimos se encuentra un rango de valores que, tal como se ha indicado, quedan a juicio del proyectista. Finalmente, se aplican incrementos a los factores de reducción en virtud de la existencia de planes especiales de control de calidad en la elaboración del proyecto. En las Tablas 9 a la 13, las siglas CPC y SPC significan que el proyecto cuenta o no, respectivamente, con un plan de control de calidad.

Tabla 9 Factores de reducción para estructuras porticadas con nivel de ductilidad alto.

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia α_w/α_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	Irregulares							
				regulares		en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
un solo nivel	4,50	1,10	1,00	4,95	5,94	4,50	5,40	4,13	4,95	3,75	4,50
múltiples niveles un solo vano	4,50	1,20	1,00	5,40	6,48	4,50	5,40	4,50	5,40	3,75	4,50
múltiples niveles múltiples vanos	4,50	1,30	1,00	5,85	7,02	4,50	5,40	4,88	5,85	3,75	4,50

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad

CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

Tabla 10 Factores de reducción para estructuras porticadas con nivel de ductilidad bajo.

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia α_u/α_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	regulares		Irregulares					
						en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
un solo nivel	3,00	1,10	1,00	3,30	3,96	3,00	3,60	2,75	3,30	2,50	3,00
múltiples niveles un solo vano	3,00	1,20	1,00	3,60	4,32	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00
múltiples niveles múltiples vanos	3,00	1,30	1,00	3,90	4,68	3,00	3,60	3,25	3,90	2,50	3,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad

CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

Factores de reducción R . Edificaciones con muros de cortante

Para este tipo estructural, que comprende una amplia gama de configuraciones, inclusive combinaciones con estructuras porticadas, se presenta una variante que consiste, en la aplicación de un factor corrector que varía en función del modo de fallo predominante. En las Tablas 11 a la 13, se muestran los valores correspondientes a estructuras con muros de cortante para ductilidades bajas y altas, adoptándose el valor de $k_w = 1$ para los casos con predominio de fallo por flexión y de $k_w = 0,5$ que es la cota mínima norma para edificios con fallos por cortante.

Tabla 11 Factores de reducción para estructuras con muros de cortante con nivel de ductilidad bajo.

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia α_u/α_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	regulares		Irregulares					
						en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
sólo dos muros desacoplados	4,00	1,00	1,00	4,00	4,80	4,00	4,80	3,33	4,00	3,33	4,00
otros sistemas desacoplados de muros	4,00	1,10	1,00	4,40	5,28	4,00	4,80	3,67	4,40	3,33	4,00
sistemas duales o acoplados a muros	4,00	1,20	1,00	4,80	5,76	4,00	4,80	4,00	4,80	3,33	4,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad

CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

Tabla 12 Factores de reducción para estructuras con muros de cortante, con nivel de ductilidad alto, modo de fallo predominante por cortante.

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia α_u/α_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	regulares		Irregulares					
						en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
sólo dos muros desacoplados	4,00	1,00	0,50	2,00	2,40	2,00	2,40	1,67	2,00	1,67	2,00
otros sistemas desacoplados de muros	4,00	1,10	0,50	2,20	2,64	2,00	2,40	1,83	2,20	1,67	2,00
sistemas duales o acoplados a muros	4,00	1,20	0,50	2,40	2,88	2,00	2,40	2,00	2,40	1,67	2,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad

CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

Tabla 13 Factores de reducción para estructuras con muros de cortante, con nivel de ductilidad alto, modo de fallo predominante por flexión.

	Factor básico q_0	Factor de reducción por redundancia α_w/α_1	Factor por modo predominante de fallo K_w	regulares		Irregulares					
						en planta		en elevación		planta elevación	
				q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)	q (SPC)	q (CPC)
sólo dos muros desacoplados	3,00	1,00	1,00	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00	2,50	3,00
otros sistemas desacoplados de muros	3,00	1,10	1,00	3,30	3,96	3,00	3,60	2,75	3,30	2,50	3,00
sistemas duales o acoplados a muros	3,00	1,20	1,00	3,60	4,32	3,00	3,60	3,00	3,60	2,50	3,00

SPC: Edificio sin proyecto de control de calidad

CPC: Edificio con proyecto de control de calidad

La aplicación de los factores de reducción del EC-8 no conduce a valores únicos para una ductilidad esperada, sino que proporciona un rango de valores que dependen, por un lado, de la capacidad para disipar energía que poseen las estructuras y de su sobrerresistencia y, por el otro, de los controles de diseño por parte del proyectista. A la larga, dichos controles aseguran el cumplimiento de las prescripciones de la norma, lo que conduce al incremento de la capacidad disipativa de la estructura.

Los factores típicos de reducción contemplados en el EC-8 se muestran en la Figura 6, para estructuras porticadas y una combinación de suelo rocoso (tipo A). Se observa que un espectro de factores de reducción presenta dos ramas: una rama creciente y constante, y una que se reduce una vez alcanzado el período máximo de aceleración constante del espectro elástico de diseño. Además, el EC-8 define un valor mínimo de aceleración de diseño para los períodos altos, razón por la que se observa un cambio de pendiente en la rama descendente del espectro de factores de reducción para un período de 2 segundos.

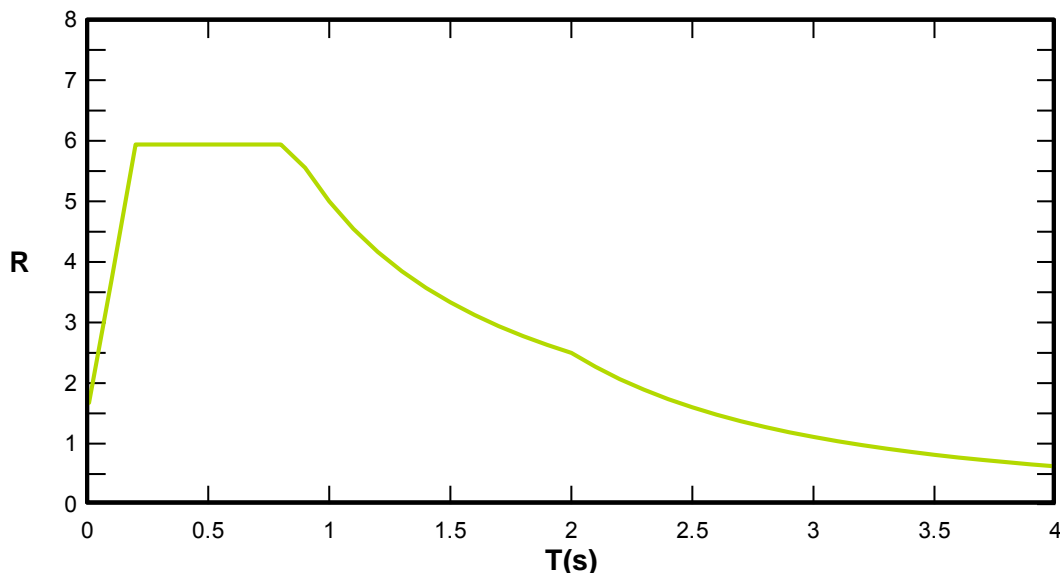


Figura 6 Espectros de factores de reducción.

5.2 Factores de reducción de respuesta en la Norma NCSE-02

La norma sismorresistente española vigente NCSE-02 permite el análisis elástico de estructuras mediante la reducción de los valores espectrales al aplicar coeficientes de respuesta β . El coeficiente de respuesta es función de la ductilidad esperada y del

porcentaje de amortiguamiento crítico que la misma norma prescribe para los diferentes materiales que constituyen el sistema estructural.

$$\beta = \frac{\nu}{\mu} \quad (20)$$

Donde ν es el factor de modificación en función del amortiguamiento, calculado conforme a la expresión (20) y μ es el coeficiente de comportamiento por ductilidad. El factor de modificación por amortiguamiento considera la reducción directa del espectro elástico en función de la capacidad disipativa que posee la estructura, según la relación entre el amortiguamiento de 5%, que usualmente se encuentra prescrito en otros códigos de diseño y el amortiguamiento real de la estructura, Ω .

La norma establece los valores del amortiguamiento típicos para estructuras usuales, los cuales no sólo son aplicados a la reducción de espectros elásticos, sino también al incremento de sus ordenadas. Los valores del coeficiente de comportamiento por ductilidad se presentan en la Tabla 14.

Si bien la norma NCSE-02 no define directamente el uso de factores de reducción, éstos se expresan aquí como el inverso de los coeficientes de respuesta β , para permitir la comparación con otras normas. De esta forma, se obtienen los valores de R para cada uno de los niveles de ductilidad, que dependen fundamentalmente de la capacidad de las estructuras de disipar energía frente a la acción de cargas cíclicas, con elementos estructurales expresamente diseñados para tal fin y acoplados en las dos direcciones principales de la estructura. Los valores de los factores de reducción de respuesta se muestran en las Tablas 15 a la 17, para ductilidad alta, intermedia y baja, respectivamente.

Tabla 14 Parámetros del factor de reducción previstos en la norma NCSE-02.

Tipo de estructura	Compartimentación	Amortiguamiento (% del crítico)	Ductilidad		
			Alta	Intermedia	Baja
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4,00	4,00	3,00	2,00
	Compartimentada	5,00	4,00	3,00	2,00
Estructura con muros de corte	Compartimentada	6,00	No	No	2,00

Tabla 15 Factores de reducción norma NCSE-02, ductilidad alta.

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad μ	Amortiguamiento ν	Multiplicador β	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	4,00	1,09	0,27	3,66
	Compartimentada	4,00	1,00	0,25	4,00

Tabla 16 Factor de reducción norma NCSE-02, ductilidad intermedia.

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad μ	Amortiguamiento ν	Multiplicador β	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	3,00	1,09	0,36	2,74
	Compartimentada	3,00	1,00	0,33	3,00

Tabla 17 Factor de reducción norma NCSE-02, ductilidad baja.

Tipo de estructura	Compartimentación	Ductilidad μ	Amortiguamiento ν	Multiplicador β	Factor reductor R
Estructura de hormigón armado o acero laminado	Diáfana	2,00	1,09	0,55	1,83
	Compartimentada	2,00	1,00	0,50	2,00
Estructura con muros de corte	compartimentada	2,00	0,93	0,46	2,15

En la Figura 7 se muestran los espectros correspondientes a un suelo granular de compacidad media (clasificado como del tipo III), reducidos por el factor de estructura porticada compartimentada, para un nivel de ductilidad alto. Cabe indicar que tanto los espectros elásticos como los inelásticos muestran ramas de aceleración constante para distintos intervalos de períodos. Esto se debe a la aplicación del factor de contribución k contemplado en la norma NCSE-02.

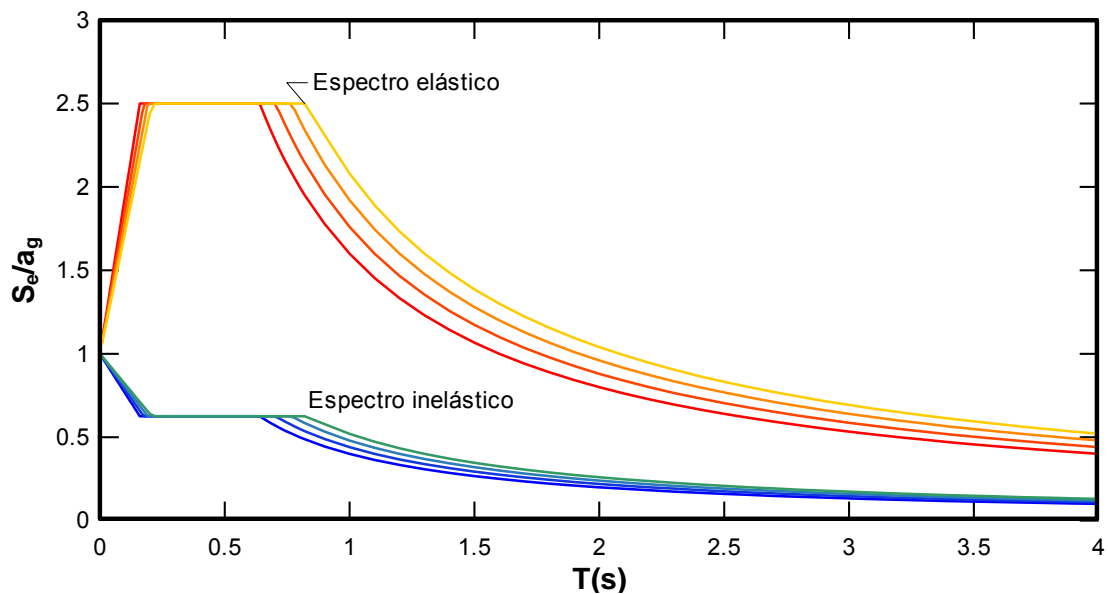


Figura 7 Espectros de diseño, elástico e inelásticos, para sistemas porticados con alta ductilidad, sobre suelo tipo III.

Finalmente, en la Figura 8 se ha representado el factor de reducción de respuesta típico aplicado en la norma NCSE-02. Se distinguen las dos ramas: la primera variable según el período T y la segunda tiene valores constantes e iguales al valor de la ductilidad μ .

5.3 Factores de reducción de respuesta del UBC 97

En el Uniform Building Code (UBC 97) se prescriben valores de los factores de reducción de respuesta que dependen del sistema resistente a fuerzas laterales predominante y de las características del material utilizado en el diseño. El nivel de diseño queda implícitamente definido al hacerse referencia a la categoría de "pórticos especiales", que corresponde al cumplimiento de las recomendaciones de dimensionado y los detalles de armado adecuados para zonas sísmicas. La 0 muestra aquellos valores de R que interesan en virtud de las estructuras que se consideran en la presente monografía.

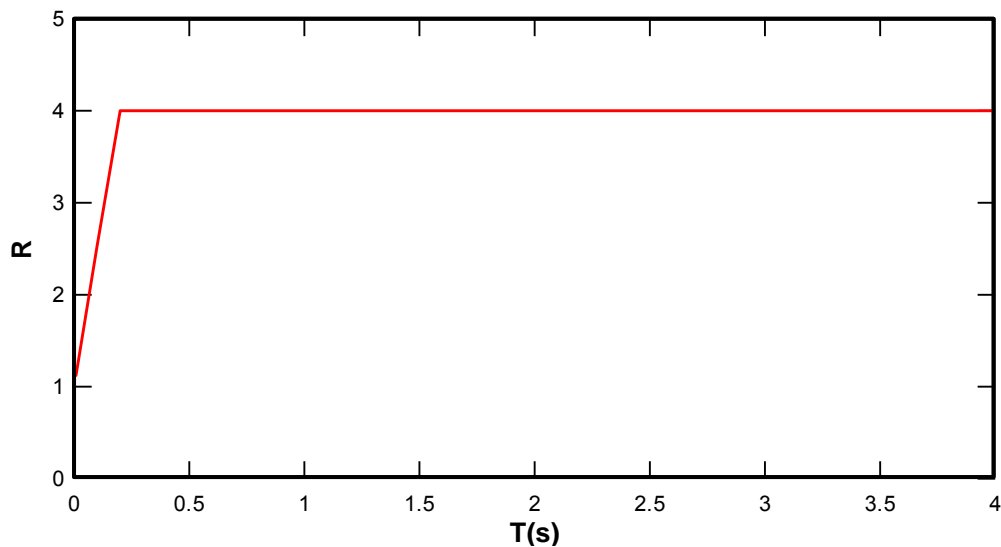


Figura 8 Espectro típico de factor de reducción norma NCSE-02, suelos tipo III.

Tabla 18 Factores de reducción de respuesta y de sobrerresistencia, UBC-97.

	R	Ω_0
1. Pórticos especiales resistentes a momentos		
a. Acero	8,5	2,8
b. Hormigón	8,5	2,8
2. Pórticos de mampostería resistentes a momentos	6,5	2,8
3. Pórtico intermedio resistente a momento	5,5	2,8
4. Pórticos ordinarios resistentes a momentos		
a. Acero	4,5	2,8
b. Hormigón	3,5	2,8
5. Pórticos de celosías de acero especiales resistentes a momentos	6,5	2,8

En la Tabla 18 se muestran también los valores de los factores de sobrerresistencia estructural, Ω_0 , que en el UBC-97 se asignan a cada tipo específico de estructura. Este factor es aplicado para amplificar las componentes horizontales de las cargas sísmicas, E_h , determinada a partir del cortante en la base, mediante la expresión:

$$E_m = \Omega_0 E_h \quad (21)$$

Donde E_m es la máxima fuerza sísmica estimada.

Puede observarse que el UBC 97 considera valores de reducción evidentemente superiores a los del resto de las normas de diseño sismorresistente analizadas. Sin embargo, esta diferencia es sólo aparente, al considerarse en la norma la posibilidad de incrementar las fuerzas de diseño teniendo en cuenta la redundancia estructural mediante la siguiente expresión:

$$1 \leq \rho = 2 - \frac{6.1}{r_{\max} \sqrt{A_B}} \leq 1.5 \quad (22)$$

En la Ecuación (22), A_B representa el área de la planta expresada en metros cuadrados, r_{\max} es la relación entre el esfuerzo cortante máximo en los pilares y el cortante total de piso de la estructura entera. Esta expresión engloba lo que se puede interpretar como una especie de densidad de los pilares que, en el caso de estructuras porticadas

resistentes a momentos, son los encargados de resistir las fuerzas cortantes inducidas por las cargas horizontales de los sismos. La forma de aplicar la ecuación anterior en el cálculo de las fuerzas sísmicas consiste en calcular las fuerzas horizontales de diseño E_h mediante la ecuación.

$$E = \rho E_h + E_v \quad (23)$$

Donde E_v representa la componente vertical de la acción sísmica.

5.4 Factores de reducción norma Covenin 1756-98

Los factores de reducción son prescritos de forma directa en la normativa venezolana Covenin 1756-98 y sus valores dependen de dos características, la primera vincula los niveles de reducción de ordenadas espectrales con el nivel de diseño aplicado, obligando esto al cumplimiento de ciertas condiciones que garanticen la ductilidad de las estructuras. La segunda característica tiene que ver con la tipología estructural utilizada, correspondiendo los niveles más altos de reducción de la respuesta a las estructuras porticadas (Tipo I), hasta las estructuras incapaces de tener un comportamiento asimilable al de las que responden como diafragma rígido.

Los valores máximos de los factores de reducción son los que en anteriores versiones de la normativa correspondían a la ductilidad, sin que intervengan en su determinación factores adicionales, tales como la sobrerresistencia o el amortiguamiento, considerado en la determinación de los espectros elásticos de diseño.

La presentación de los valores máximos se realiza para tres familias de estructuras que dependen del material: estructuras de hormigón armado, de acero y estructuras mixtas de hormigón armado y acero. En cuanto a la influencia de las posibles irregularidades tanto en planta como en elevación, la normativa aconseja la aplicación global de factores de reducción iguales al 75% de los señalados para estructuras regulares, sin hacer ninguna valoración sobre el tipo de irregularidad y sus posibles consecuencias sobre la respuesta dúctil de la estructura. En las Tablas 19 a la 21, se incluyen los valores para éstos tres tipos de estructuras.

Tabla 19 Factor de reducción normativa Covenin 1756-98, estructuras de hormigón armado.

Nivel de diseño	Estructuras de Hormigón armado				
	Tipo de estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,00	5,00	4,50	5,00	2,00
ND2	4,00	3,50	3,00	3,50	1,50
ND1	2,00	1,75	1,50	2,00	1,25

Tabla 20 Factor de reducción normativa Covenin 1756-98, estructuras de acero.

Nivel de diseño	Estructuras de acero				
	Tipo de estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,00	5,00	4,00	6,00	2,00
ND2	4,50	4,00	-	-	1,50
ND1	2,50	2,25	2,00	-	1,25

Tabla 21 Factor de reducción normativa Covenin 1756-98, estructuras mixtas hormigón armado- acero.

Nivel de diseño	Estructuras mixtas de Hormigón armado y acero				
	Tipo de estructura				
	I	II	III	IIIa	IV
ND3	6,00	5,00	4,00	6,00	2,00
ND2	4,00	4,00	-	-	1,50
ND1	2,25	2,50	2,25	-	1,00

En estas tablas aparecen los valores de los factores de reducción R por tipo de estructura, variando de las más dúctiles (tipo I) para las que la estructura predominante porticada, a las menos dúctiles (tipo IV) dentro de las que se encuentran las estructuras sustentadas por una sola columna, sin diafragma rígido o con forjados con vigas planas. También dependen del nivel de diseño, asignando valores de R superiores para el nivel de diseño ND3 que impone un detallado más exigente de secciones y uniones, y valores inferiores para el nivel de diseño sin consideraciones sismorresistentes (ND1).

5.5 Factores de reducción de respuesta del IBC 2003

El Internacional Building Code (IBC 2003), presenta pocas diferencias respecto al UBC 97 en lo referente al cálculo de valores de los factores de reducción de respuesta; incluso el formato de presentación es similar en cuanto a los casos de diseño, sistema estructural y tipo de material utilizado. Los valores mencionados se incluyen en la Tabla 22, en la que se observa que los valores más altos corresponden a las estructuras cuya tipología permite desarrollar un comportamiento dúctil. Los factores de reducción pueden ser modificados mediante el factor de importancia del edificio, que incrementan las fuerzas de diseño en el caso de los edificios considerados como esenciales.

Tabla 22 Factores de reducción de respuesta y de sobrerresistencia IBC 2000.

	R	Ω_0
Pórticos especiales de acero resistentes a momentos	8	3
Pórticos de celosías de acero especiales resistentes a momentos	7	3
Pórticos intermedios de acero resistentes a momentos	4,5	3
Pórticos especiales de hormigón resistentes a momentos	3,5	3
Pórticos intermedios de hormigón armado resistentes a momentos	5	5
Pórticos ordinarios de hormigón armado resistentes a momentos	3	3
Pórticos especiales de compuestos resistentes a momentos	8	8
Pórticos intermedios de compuestos resistentes a momentos	5	5
Pórticos de compuestos parcialmente restringidos resistentes a momentos	6	6
Pórticos ordinarios de compuestos resistentes a momentos	3	3
Pórticos de muros de mampostería	5,5	5,5

Tanto en la norma UBC-97 como en la IBC-2003, la sobrerresistencia y la redundancia se consideran en forma explícita como factores de amplificación de las fuerzas sísmicas de diseño.

5.6 Factores de reducción de respuesta en la NZS 1170.0:2002

La norma neozelandesa NZS 1170.0:2002 utiliza factores de reducción referidos a valores de ductilidad, siendo esta última fijada en función del tipo de estructura resistente predominante y del tipo de material que la compone. Los valores de ductilidad son directamente aplicados en la reducción de las fuerzas de piso. En la Tabla 23 se muestra el resumen de los factores de reducción para tres niveles de ductilidad: estructuras que se espera que tengan una respuesta elástica, estructuras con una ductilidad intermedia y

estructuras que, bajo condiciones especiales de proyecto, son capaces de desarrollar grandes deformaciones evitando el colapso por cargas verticales.

Tabla 23 Factores de reducción de respuesta NZS 1170.0:2002.

		Material predominante en la estructura			
		Acero estructural	Hormigón armado	Hormigón pretensado	Mampostería reforzada
Estructuras con respuesta elástica		1,25	1,25	1,00	1,25
Estructuras con ductilidad limitada					
	Pórticos diagonalizados				
	Cedencia en tensión y compresión	3,00	-	-	-
	Cedencia en compresión solamente	3,00	-	-	-
	Pórticos resistentes a momentos	3,00	3,00	2,00	2,00
	Muros	3,00	3,00	-	2,00
	Muros cargados en voladizo	-	2,00	-	2,00
Estructuras dúctiles					
	Pórticos diagonalizados	6,00	-	-	-
	Pórticos resistentes a momentos	6,00	6,00	5,00	4,00
	Muros	-	5,00	-	4,00
	Pórticos con diagonales excéntricas	6,00	-	-	-

5.7 Factores de reducción de respuesta del Japanese Building Standard Law

La norma japonesa presenta como novedad que los factores de reducción de respuesta se aplican como los inversos de los factores de ductilidad. Además es posible aplicar diferentes valores dependiendo del grado de ductilidad que sea preciso desarrollar en un nivel dado.

La norma permite la aplicación de valores que dependen del material que constituye la estructura, asignándole mayores valores de reducción a las estructuras de acero, en comparación con las estructuras de hormigón armado. En las Tablas 23 y 24 se muestran los valores sugeridos, que también dependen de la tipología estructural predominante en el edificio, así como también del nivel de ductilidad que el proyectista dispone para los elementos del nivel.

Tabla 24 Factores de reducción de respuesta para edificios de acero.

Edificios de acero			
Ductilidad	Pórtico resistente a momentos	Otro tipo de pórtico	Pórtico con barras a compresión
Excelente	0,25	0,30	0,35
Buena	0,30	0,35	0,40
Regular	0,35	0,40	0,45
Pobre	0,40	0,45	0,50

Tabla 25 Factores de reducción edificios de hormigón armado.

Edificios de hormigón armado			
Ductilidad	Pórtico resistente a momentos	Otro tipo de pórtico	Pórtico con barras a compresión
Excelente	0,30	0,35	0,40
Buena	0,35	0,40	0,45
Regular	0,40	0,45	0,50
Pobre	0,45	0,50	0,55

Los factores mostrados indican que la norma japonesa considera el diseño para ductilidades bajas, lo que a la larga termina condicionando a que el edificio tenga un período más bajo que los edificios diseñados mediante otras normas sismorresistentes. También es necesario indicar que la norma contempla la penalización de la reducción mediante la aplicación de factores que valoran la regularidad de la estructura.

6 COMPARACIÓN DE LOS FACTORES R DE DIFERENTES NORMAS SISMORRESISTENTES

El primer aspecto a resaltar es que sólo en el EC-8 existe una referencia explícita a un factor básico de ductilidad, que depende de la ductilidad global que puedan desarrollar las estructuras correctamente diseñadas. En las normas NCSE-02 y Covenin 1756-98 los factores de reducción tienen un componente de reducción que depende exclusivamente de la ductilidad R_{μ} , para la cual se fijan niveles de diseño que no son más que un marco de especificaciones mínimas que se deben cumplir en la etapa de proyecto. Los dos factores que completan los factores de reducción R , que son dependientes de la sobrerresistencia y del amortiguamiento, se incorporan en el EC-8 al considerar coeficientes multiplicadores que varían de acuerdo con la redundancia estructural R_{SR} y de los materiales que integran la estructura R_{ζ} , esto último al diferenciar entre los coeficientes multiplicadores asignados a estructuras de acero, hormigón armado y muros de corte, aunque es necesario aclarar que no se realiza una referencia directa al factor R_{ζ} en la norma.

La NCSE-02 es la única de las normas revisadas que sí presenta una referencia directa a la influencia del amortiguamiento en el cálculo de los factores de reducción. Sin embargo recomienda el valor promedio para el desempeño de las diferentes estructuras, clasificadas de acuerdo con sus materiales, sin hacer referencia a la consideración de valores que dependan de la influencia de elementos no estructurales tales como la densidad y distribución de la mampostería que se ha demostrado altera los valores esperados del amortiguamiento de las estructuras. En la Norma Covenin 1756-98 no se señala la participación del amortiguamiento estructural en la determinación de los factores de reducción R ; sólo es posible seleccionar valores de R que son ligeramente superiores para el caso de las estructuras porticadas de acero.

La consideración de la amplificación que experimenta el movimiento sísmico cuando atraviesa distintos tipos de suelos se encuentra de forma explícita en el EC-8 y en la Norma Covenin 1756-98, al adoptar ambos valores de factores de amplificación dinámica β que dependen de las características geotécnicas, generalmente representadas por la velocidad de ondas de cizallamiento y por los espesores de los estratos. La NCSE-02 presenta valores máximos como consecuencia de la amplificación, similares para los suelos contemplados en dicha norma, ajustando por esta causa el rango de valores de los períodos para los que se tiene aceleración constante, que se ensancha a medida que el suelo es menos rígido, (ver Figura 7).

En cuanto a los valores de los factores R , es interesante notar que sólo el EC-8 presenta limitaciones a las aceleraciones para las estructuras con períodos largos (superiores a los 2 s) limitando explícitamente la aceleración de diseño inelástico a un valor mínimo de 0,2 veces la aceleración espectral normalizada. Este último aspecto hace que el espectro de factores de reducción tenga cuatro ramas bien diferenciadas: la de los períodos cortos, conforme a la regla de igual energía; la de los períodos intermedios con aceleraciones constantes; una tercera rama decreciente, proporcional a la rama decreciente del espectro elástico; y una última rama que no decrece de la misma forma que la tercera, consecuencia de la cota inferior de las aceleraciones de diseño.

El período característico para el cual se produce la transición entre la rama creciente dependiente del período a la rama horizontal dependiente de la ductilidad, presenta cierta uniformidad en los tres códigos analizados. Estos valores se encuentran entre 0,2 s y 0,4 s, que corresponden a períodos típicos obtenidos de los espectros de respuesta obtenidos con registros sobre suelos rocosos o muy duros. Sin embargo, recientes trabajos han demostrado la dependencia del período característico respecto al período del suelo.

Finalmente, se reconoce la importancia que se da en las normativas analizadas a la relación que existe entre el valor de la ductilidad de desplazamiento y el nivel de diseño que se aplica a la estructura. Por ejemplo, la norma NCSE-02, por permitir ciertas irregularidades de la estructura y detalles de armado menos rigurosos para las secciones y los nudos, establece niveles máximos de ductilidad que se encuentran por debajo de los especificados en el EC-8, similar característica se encuentra en la norma japonesa, en la que se proponen factores de reducción que dependen de la ductilidad de los elementos estructurales del nivel analizado del edificio.

En casi todas las normas revisadas se ha podido verificar que los factores de reducción de respuesta correspondientes a estructuras de acero, son mayores que los correspondientes a las estructuras de hormigón armado. Algunas normas incluso llegan a contemplar valores para los sistemas estructurales usuales, tal es el caso del EC-8, Covenin-1756-98, NZBC, IBC-97 y UBC-2003.

Se comienzan a incorporar aspectos sugeridos en estudios recientes, tales como la incorporación de los factores de redundancia estructural. Ejemplo de esto son los factores que incrementan de los factores de reducción del EC-8, cuando las estructuras cumplen con ciertas características de redundancia de elementos resistentes verticales. Igual característica se observa en el IBC-97 y el UBC-2003, sin embargo su aplicación es de carácter aproximado.

La regularidad estructural es considerada directamente en el EC-8 y la norma japonesa, en el resto de las normas el beneficio de la regularidad solo se considera de forma indirecta.

7 CONCLUSIONES

Se verifica la incorporación en los códigos de diseño sismorresistente de recientes avances en la determinación de los factores de reducción de respuesta. Dentro de las más relevantes se encuentran la incorporación de factores de reducción dependientes de la ductilidad, factores de reducción dependientes de la sobrerresistencia y de la redundancia estructural. Estos avances recientes requieren una mejora en su aplicación, como por ejemplo, determinar valores apropiados para tipos estructurales, tipos de materiales o rangos de períodos.

Se ha constatado en la mayoría de los códigos la aplicación de factores de reducción de respuesta mayores para edificios porticados de acero que para edificios porticados de hormigón armado. Sin embargo, se nota la ausencia de factores de reducción recomendados para edificios mixtos de pórticos y muros de cortante. En otros casos no se suministran factores de reducción para edificios cuya estructura predominante sea únicamente de muros de cortante.

Las modificaciones normativas dan indicios de que los factores de reducción de respuesta han sido disminuidos progresivamente. Los factores de reducción no superan el valor de 8,5 para el caso de estructuras porticadas.

La racionalización de los factores de reducción de respuesta, propuesta en el ATC-95, implica que el proyectista estructural se involucre en la determinación del factor de

reducción al aplicar al espectro de diseño, al tener la posibilidad de escoger los factores que se adapten a las características del edificio que proyecta.

Se incluyen penalizaciones a las irregularidades estructurales, ignoradas en las anteriores versiones de las normativas sismorresistentes en la determinación de los factores de reducción de respuesta.

A pesar de la incorporación de los factores de reducción por sobrerresistencia y redundancia, es necesario hacer más transparente la relación entre éstos y aspectos relevantes del proyecto tales como la regularidad, la tipología estructural y el grado de hiperestatismo.

REFERENCIAS

ATC. (Applied Technology Council). (1974). *An evaluation of a response spectrum approach to the seismic design of buildings*. Report ATC-2. Redwood City.

ATC. (Applied Technology Council). (1995). *Structural response modification factors*. Report ATC-19. Redwood City.

Bertero, V. (1986). *Evaluation of response reduction factors recommended by ATC and SEAOC*. Proceedings 3rd U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Earthquake Engineering Research Institute. Oakland.:1663-1673.

Bertero, R. y Bertero, V. (1999). *Redundancy in earthquake-resistant design*. Journal of Structural Engineering. Vol. 125, N° 11: 81-88.

Chakraborti, A. y Gupta V. (2004). *Scaling of strength reduction factors for degrading elasto-plastic oscillators*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 34: 189-206.

Decanini, L. *et al.* (2004). *Role of damage in evaluation of response modification factors*. Journal of Structural Engineering. Vol.130, N° 9: 1298-1308.

Dolšek, M. y Fajfar, P. (2004). *Inelastic spectra for infilled reinforced concrete frames*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 33: 1395-1416.

EUROCODE-8. (2003). *Design of structures for earthquake resistance*. Brussels.

Elnashai, A. y Mwafi, A. (2002) *Overstreght and force reduction factors of multistory reinforced-concrete buildings*. Structural design of tall buildings. 11 : 329-351.

Fischinger, M. Fajfar, P. Vidic, T. (1994). *Factors contributing to the response reduction*. 5th US NCEE. Chicago 97-106.

Hwang, H. y Shinozuka, M. (1994). *Effect of large earthquake on the design of buildings in eastern United States*. Proceedings 5th U.S. National Conference on Earthquake Engineering. Earthquake Engineering Research Institute. Oakland.223-231.

International Building Confercnce of Building Officials. (2003). *International Building Code (IBC-2003)*.Whittier, California.

International Building Confercnce of Building Officials. (1997). *Uniform Building Code (UBC-97)*.Whittier, California.

Ministry of Construction. (2004). *Building Standard Law Enforcement Order*. Building Center of Japan, Tpkyo, Japan.

Ministry department of building and housing. (2002). *Structural design actions NZS 1170.0:2002*. Wellington, New Zealand.

- Miranda, E. (1993). *Site dependent strength reduction factors*. Journal of Structural Engineering.; Vol.119, N° 12: 3503-3519.
- Miranda, E. (2001). *Estimation of inelastic deformation demands of SDOF systems*. Journal of Structural Engineering.; Vol.127, N° 12: 1005-1012.
- Moses, F. (1974). *Reliability of structural systems*. Journal of structural Division. ASCE, 100 (9).
- Nassar, A. y Krawlinker, H. (1991). *Seismic demands for SDOF and MDOF systems*. Rep 95, the John Blume Earthquake Engineering Center.. Stanford University.
- Newmark, N.M. y 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.
- NCSE-2002. *Norma de construcción sismorresistente*. BOE N° 244. 2002. Madrid.
- Norma Covenin 1756-98 (Rev. 2001). *Edificaciones sismorresistentes*. Caracas.
- Lee, L.H. Han, S.W. Oh, Y.H. (1999). *Determination of ductility factor considering different hysteretic models*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.; 28: 957-977.
- Lobo, W. Rivero, P. Vielma, J.C. (2004). *Hysteretic determination of the response factors $R\mu$ according to structural types*. Proceeding of the 14th World Conference on Earthquake Engineering.. Paper 3469. Vancouver.
- Ordaz, M y Pérez-Rocha, L. (1998). *Estimation of strength-reduction factors for elasto-plastic systems: a new approach*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1998; 27: 889-901.
- Osteraas, J.D. y Krawlinker, H. (1990). *Strength and ductility considerations on seismic design*. Rep 90, the John Blume Earthquake Engineering Center. Stanford University.
- Panagiotakos, T. Fardis, M. (1998). *Effects of column capacity design on earthquake response of reinforced concrete buildings*. Journal of Structural Engineering. Vol.130, N° 2: 113-145.
- Riddell, R. (1995). *Inelastic design spectra accounting for soil conditions*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.; 24: 1491-1510.
- Uang, C.M. y Maarouf, A. (1993). *Safety and economy considerations of UBC seismic force reduction factors*. Proceedings of 1993 National Earthquake Conference. Central United States Earthquake Consortium. Memphis:121-130.
- Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M. (1994). *Consistent inelastic design spectra: strength and displacement*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.; 23: 507-521.
- Vielma J.C., Lobo, W. and Rivero, P. (2004), *Hysteretic Determination of the Response Factors $R\mu$ According to Structural Types*. Proceedings of the 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper 3469, Vancouver.
- Whittaker, A, Uang, C.-M. y Bertero, V. (1987). *Earthquake simulation test associated studies of a 0.3 scale model of a six-storey eccentrically braced steel structure*. Rep UCB/EERC-87/02. University of California.
- Whittaker, A. Hart, G. y Rojahn, C. (1999). *Seismic response modification factors*. Journal of Structural Engineering.; Vol. 125, N° 4: 438-444.