

Artículo de Investigación. Revista Gaceta Técnica. 19(1) 43-55, 2018
ISSN 1856-9560 (Impreso) ISSN: 2477-9539 (Internet) Depósito Legal pp 1999907LA22 ppi201602LA4730

PROCEDIMIENTO ALTERNATIVO PARA DETERMINAR EL FACTOR DE REDUCCIÓN DE RESPUESTA PARA EDIFICIOS DÚCTILES DE CONCRETO ARMADO

ALTERNATIVE PROCEDURE TO DETERMINE THE RESPONSE REDUCTION FACTOR FOR DUCTILE RC FRAMED BUILDINGS

Juan Carlos Vielma Pérez, María Manuela Mulder Montes de Oca, William Lobo Quintero†

Recibido 11/10/2017; Aprobado: 12/12/2017

RESUMEN

El diseño sismorresistente vigente se fundamenta en los resultados del análisis elástico de las estructuras, a pesar de que en la actualidad el análisis no lineal es cada vez más asequible. Para realizar el análisis sísmico de estructuras que se modelan con comportamiento elástico, pero que se conoce incursionarán en comportamiento plástico, las normas prescriben la reducción de los espectros elásticos de diseño mediante el uso de factores de reducción de respuesta, formulados éstos esencialmente sobre la base del juicio ingenieril. En este trabajo se propone una metodología para obtener los factores de reducción de respuesta, con base en los resultados del análisis no lineal de la respuesta del suelo y de sistemas estructurales de un grado de libertad, conjuntamente con la respuesta no lineal de sistemas estructurales de múltiples grados de libertad aporricadas de concreto armado, para las formas espectrales de Venezuela. Los resultados obtenidos son mayores que los actuales valores de los factores de reducción de respuesta contemplados en la norma sismorresistente venezolana, lo cual puede conducir favorablemente a un diseño por desplazamientos y no por resistencia.

Palabras clave: Espectro de diseño, factor de reducción de respuesta, análisis no lineal

¹Juan Carlos Vielma Pérez: Docente Investigador de la Pontificia Universidad Católica de Valparaíso, Chile. Correo: juan.vielma@pucv.cl

²María Manuela Mulder Montes de Oca: Docente Investigadora en la Universidad Centroccidental Lisandro Alvarado. Venezuela. Ingeniero Civil. Correo: mariamanuelamulder@gmail.com

³William Lobo Quintero †: Universidad de Los Andes. Venezuela

ABSTRACT

The seismic design is based on the results of the structures elastic analysis, even though now days the nonlinear analysis is increasingly accessible. To perform the seismic analysis of structures that are modeled with elastic behavior, but known to venture into the plastic behavior, the standards establish the reduction of the elastic design spectra by the use of reduction factors, formulated essentially on the basis of the engineering judgment. This paper proposes a strategy to obtain response reduction factors, based on the results of non-linear analysis of soil response and structural systems with a degree of freedom, along with the non-linear response of multiple grade of freedom framed structural systems by armed concrete, for the specific spectra of Venezuela. The results of response reductions factors were greater than the current values of response reduction prescribed by the Venezuelan seismic code, which can favorably lead to a displacement-based design instead strength-based design.

Keywords: *Design spectrum, response reduction factor, non-linear analysis*

1. INTRODUCCIÓN

La adopción de 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 [1] quienes 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. Numerosos trabajos se han publicado durante los últimos años sobre investigaciones realizadas sobre los factores de reducción de respuesta, dichos trabajos se pueden consultar en [2]. En la propuesta del ATC-19 [3], 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, denominado factor de redundancia R_R , según la expresión siguiente: *determinar su pertinencia en el estudio de este tipo de problemas.*

$$R = (R_S \cdot R_\mu) \cdot R_R \quad (1)$$

De estos tres factores los dos primeros son dependientes del período, 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 reserva de resistencia R_Ω , dando origen a la siguiente expresión:

$$R = R_\mu \cdot R_\Omega \quad (2)$$

En la actualidad, la variabilidad de los factores de reducción de respuesta es un hecho reconocido en la norma antisísmica chilena (NCh 433) [4]. En dicha norma, se prescriben valores del factor de reducción de respuesta de acuerdo con la tipología estructural adoptada y de según el material que la constituye, pero la implementación del valor del factor de

reducción de respuesta (R^*) depende del período fundamental de la estructura en cada dirección de análisis. Así, la expresión para determinar el valor de R^* es:

$$R^* = 1 + \frac{T^*}{0,10T_0 + T^*/R_0} \quad (3)$$

En esta expresión, R_0 es el factor de modificación de la respuesta estructural correspondiente a una tipología específica, T_0 es el período característico, que depende del tipo de suelo y T^* es el período de la estructura que mueve más masa en la dirección de análisis. En la Figura 1 se muestra un ejemplo de espectro de R^* correspondiente a una estructura aporricada de concreto armado, emplazada sobre un suelo clasificado según [4] como suelo muy denso o muy firme o como roca blanda (suelo tipo B).

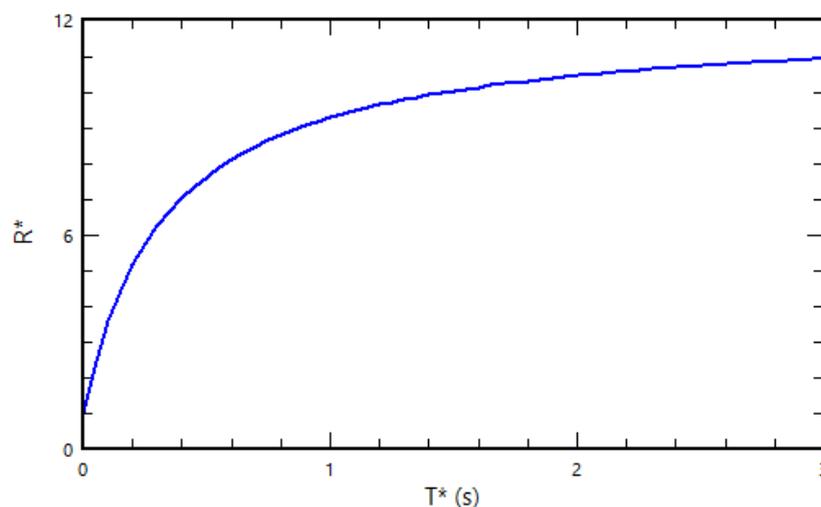


Figura 1. Espectro de factor de reducción de la aceleración espectral. Fuente: [4]

2. METODOLOGÍA

La metodología que aquí se propone se desarrolló en dos partes. La primera consiste en determinar los factores de reducción por ductilidad R_μ de la Ecuación 2. Para esto se aplican las expresiones desarrolladas en [5] [6] y [7].

$$R_\mu = 1 + \frac{T}{T_g} \left(\frac{\mu}{\beta} - 1 \right) \quad T \leq T_g \quad (4)$$

$$R_\mu = \frac{\mu}{\beta} \quad T > T_g$$

Donde: T : período en segundos

T_g : período característico en segundos

μ : ductilidad de diseño

β : coeficiente que depende del tipo de suelo y de la ductilidad

Para obtener los valores de las ecuaciones anteriores, se aplican los siguientes valores del período característico expresados en la Tabla 1.

Tabla 1. Período característico T_g según el tipo de suelo y ductilidad de diseño. Fuente: [7]

Tipo de Suelo	Ductilidad (μ)		
	2	4	6
S1	0,12	0,19	0,25
S2	0,22	0,29	0,38
S3	0,34	0,47	0,74
S4	0,60	0,71	0,82

Y del coeficiente β reflejado en la Tabla 2.

Tabla 2. Valores del coeficiente β . Fuente: [7]

Tipo de Suelo	Ductilidad (μ)		
	2	4	6
S1	1,16	1,29	2,02
S2	1,24	1,35	1,50
S3	1,26	1,27	1,38
S4	1,28	1,27	1,38

Con estos valores, aplicando la Ecuación 1 se obtienen los espectros de factores de reducción por ductilidad, que son mostrados en la Figura 2 a la Figura 5.

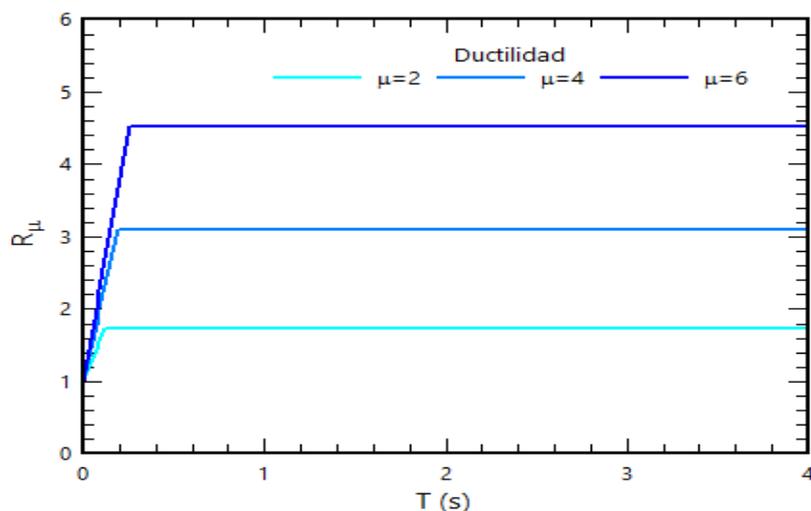


Figura 2. Factores de reducción por ductilidad para suelo tipo S1. Fuente: [7]

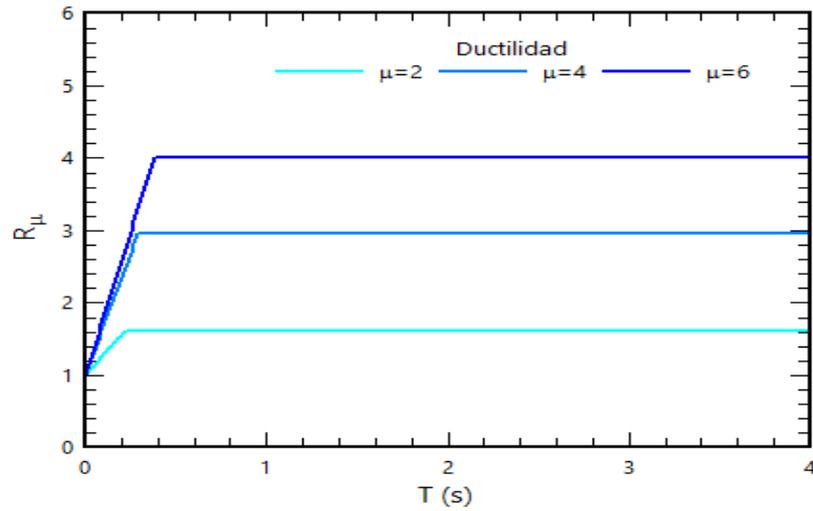


Figura 3. Factores de reducción por ductilidad para suelo tipo S2. Fuente: [7]

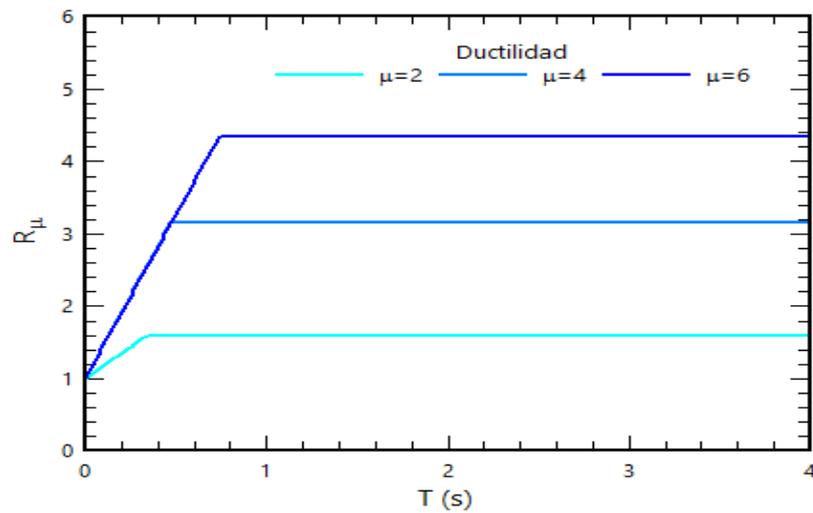


Figura 4. Factores de reducción por ductilidad para suelo tipo S3. Fuente: [7]

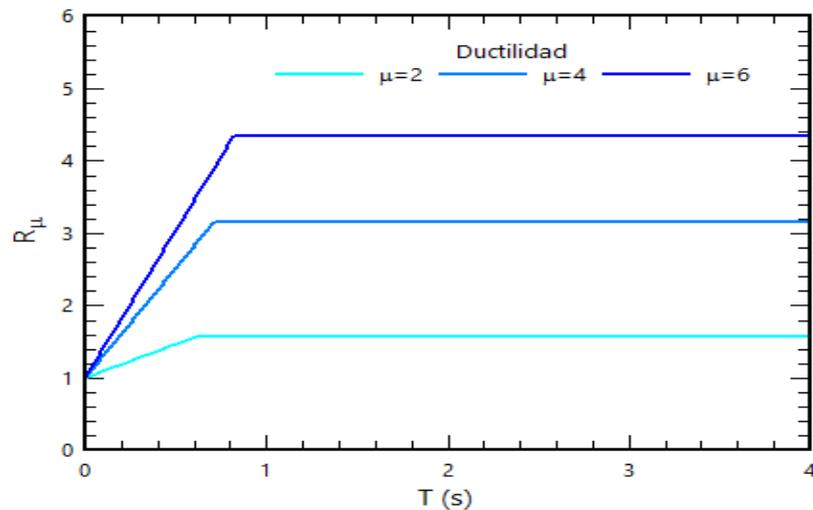


Figura 5. Factores de reducción por ductilidad para suelo tipo S4. Fuente: [7]

Seguidamente, es necesario determinar el valor del factor de reducción por reserva de

resistencia y redundancia ($R_{Q,R}$) de la Ecuación 2. Para esto se utilizaron los valores obtenidos en [8], que corresponden a edificios aporricados diseñados para zonas de alta amenaza sísmica. En la Figura 6 se muestran los valores, nótese que se ha obtenido un valor promedio, para poder aplicar un valor único para el diseño.

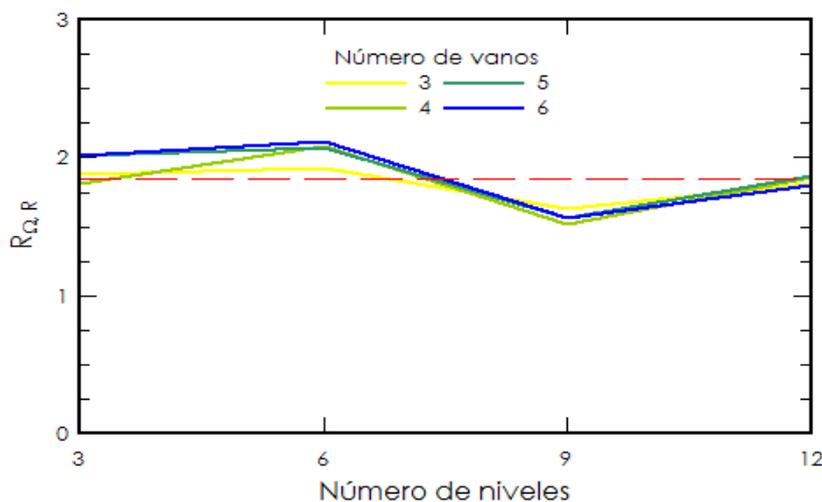


Figura 6. Valores del factor de reducción por reserva de resistencia y redundancia $R_{Q,R}$. Fuente: [8]

3. CASOS DE ESTUDIO

Para ilustrar la metodología propuesta se ha seleccionado un grupo de edificios de concreto armado de 3, 6, 9 y 12 niveles. En las Figuras 7 y 8 se muestra una vista en alzado y de planta del de 3 niveles. Los edificios se dimensionaron utilizando el procedimiento estándar contemplado en la Norma Sismoresistente venezolana [9], también se utilizaron los factores de reducción de respuesta determinados partiendo de la metodología anteriormente expuesta.

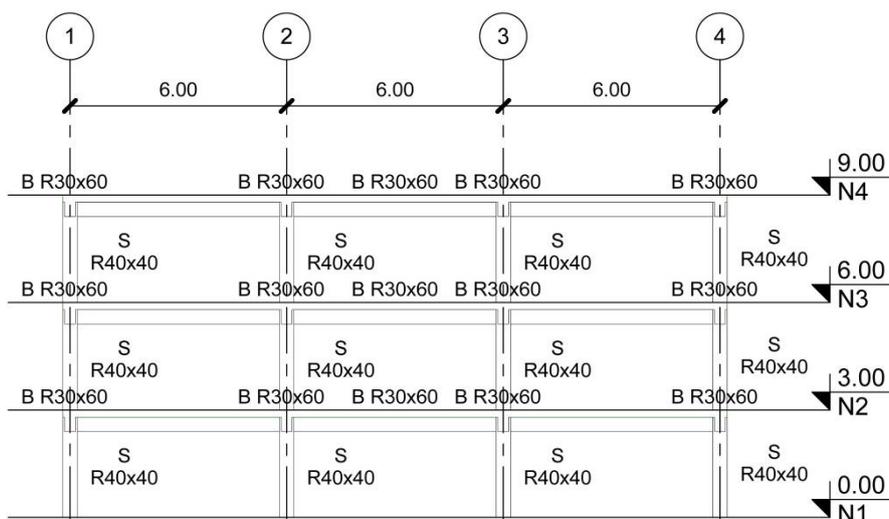


Figura 6. Corte del edificio de tres niveles. Fuente: los autores

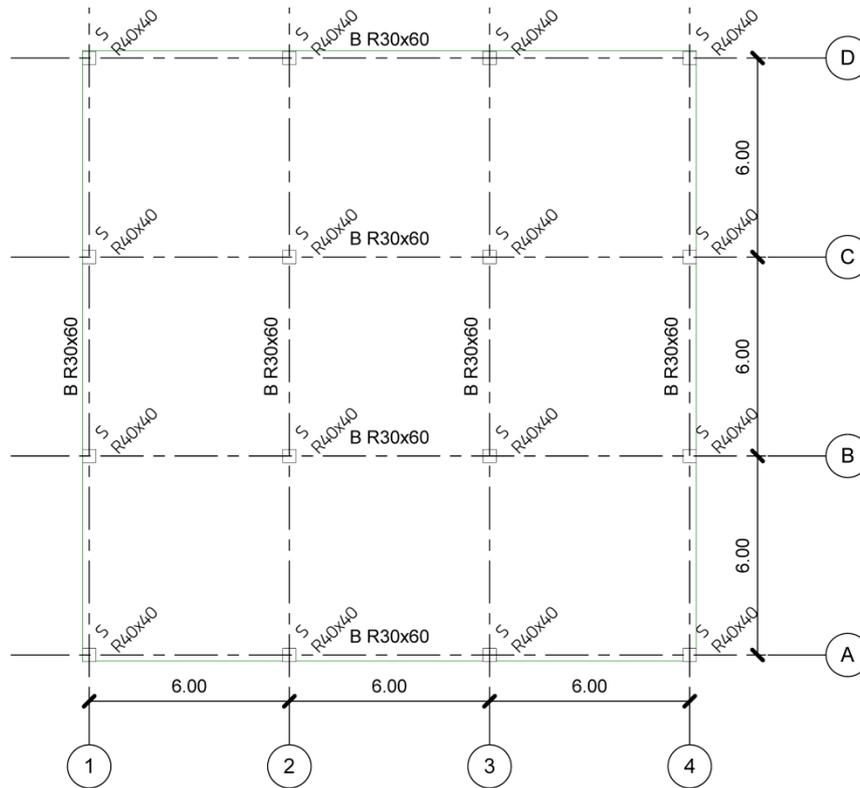


Figura 7. Planta tipo de los edificios. Fuente: los autores

La metodología propuesta permite formular determinados factores de reducción de respuesta, para edificios aporricados de concreto diseñados conforme a la Norma Sismorresistente venezolana actual [9]. En la Tabla 3 se muestran las características del emplazamiento de los edificios analizados.

Tabla 3. Características de los edificios analizados. Fuente: propia.

Características	
Zona sísmica	5
Aceleración básica de diseño	0,30 g
Suelo tipo	S2
Nivel de diseño	3
Factor de reducción de respuesta	R=6

Para poder aplicar la metodología, es necesario partir de un período estimado T conforme a métodos aproximados, para lo cual se aplica la siguiente ecuación:

$$T = C_t h_n^{3/4} \quad (5)$$

Donde: C_t : coeficiente adimensional ($C_t=0,07$ para edificios de concreto armado)

h_n : altura del edificio en m

Una vez que se han determinado los periodos aproximados, se procede a calcular los valores de los componentes del factor de reducción de respuesta, en la Tabla 4 se muestran los valores obtenidos para las diferentes alturas de edificios. Seguidamente se obtienen los espectros inelásticos para calcular las aceleraciones de diseño de los edificios modelados.

Tabla 4. Factores de reducción de respuesta calculados mediante procedimiento alternativo. Fuente: propia.

Número de niveles	T (s)	R
3	0,36	7,12
6	0,61	7,42
9	0,83	7,42
12	1,03	7,42

En la Figura 9 se muestran los espectros elásticos e inelásticos calculados con estos factores de reducción, obtenidos mediante procedimientos normativos estándar ($R=6$).

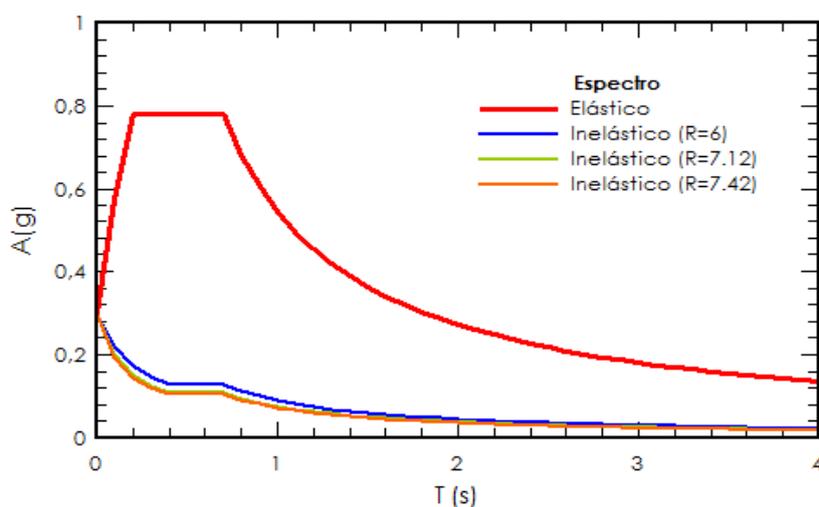


Figura 9. Espectro elástico e inelásticos de diseño. Fuente: [9]

El procedimiento de verificación de derivas de entrepiso, se llevó a cabo mediante el uso de las expresiones obtenidas de métodos energéticos, aplicados a los resultados de la respuesta no lineal de edificios aperticados similares [10] [11] [12]. Las estructuras con períodos intermedios cuya respuesta es dominada por la velocidad, o de forma equivalente, por la energía, el factor de amplificación de desplazamientos C_{μ} se calcula mediante la expresión:

$$C_{\mu} = \frac{(R_{\mu}^2 + R_{\Omega}^2)}{2R_{\Omega}} \quad (6)$$

Donde R_{Ω} es un factor que engloba el factor de reducción por reserva de resistencia y la redundancia estructural. Por otro lado, para estructuras con períodos largos, en las que el

comportamiento es dominado por los desplazamientos, el factor de amplificación de desplazamientos se determina por la siguiente fórmula:

$$C_{\mu} = R_{\mu} \cdot R_{\Omega} \quad (7)$$

En la Figura 10 se aprecia los resultados de las derivas calculadas para el edificio de 3 niveles, aplicando el procedimiento normativo estándar y el procedimiento alternativo. Los casos numerados del 1 al 5 que aparecen graficados, corresponden a diferentes configuraciones en las que se han modificado las dimensiones de la sección transversal de las columnas, desde la configuración más rígida (caso 1) a la más flexible (caso 5).

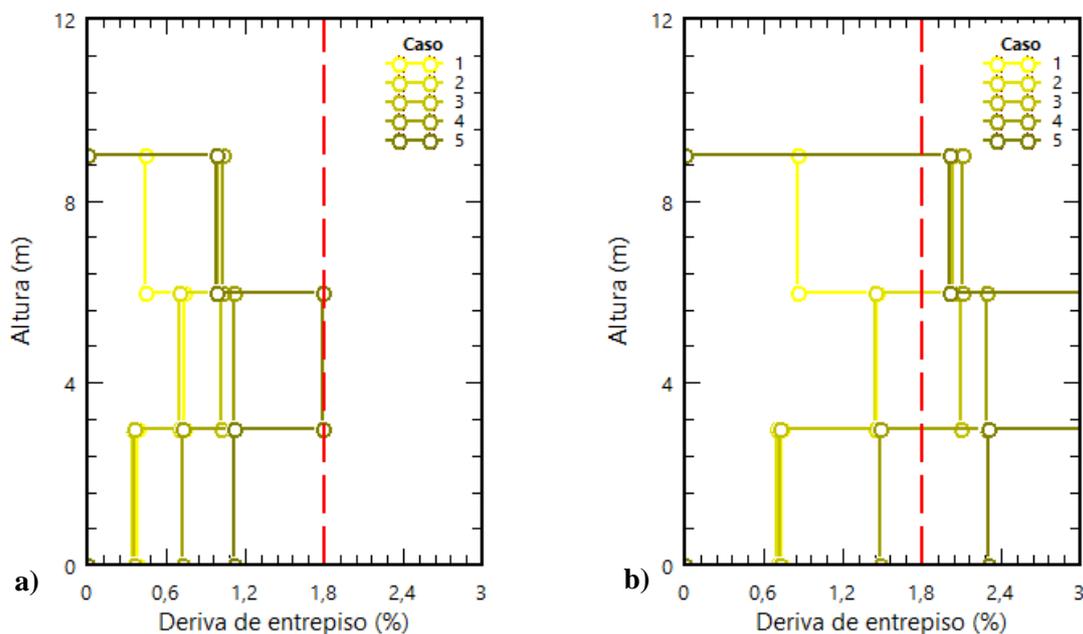


Figura 10. Derivas de entrepiso de edificio de 3 niveles según procedimiento: a) Estándar y b) Alternativo

Es importante notar la diferencia entre los resultados de los dos tipos de procedimientos de análisis. En el procedimiento estándar las cinco configuraciones satisfacen el requisito normativo que las derivas de entrepiso no superen el valor de 1,8%. Mientras que, para el procedimiento alternativo, solo la configuración más rígida (caso 1) satisface este requisito.

Para el edificio de 6 niveles se ha efectuado una comparación similar. Nótese en la Figura 11 que los casos calculados mediante procedimiento estándar satisfacen el requisito de deriva máxima, excepto para el caso más flexible (caso 5), mientras que, entre los casos analizados conforme al procedimiento alternativo, solo el caso más rígido satisface el requisito de deriva máxima permitida.

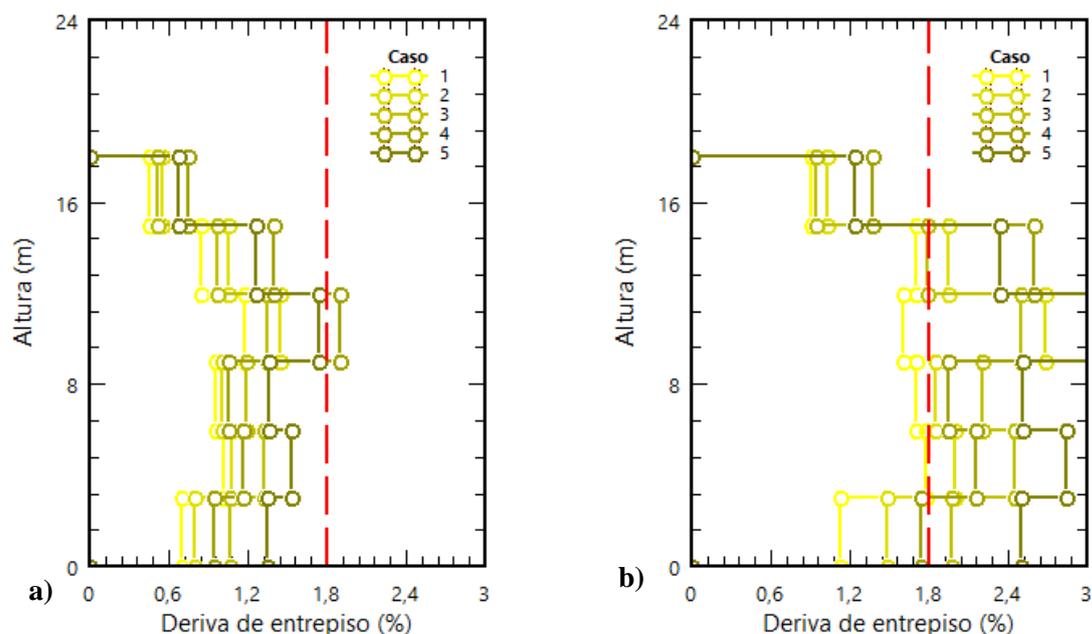


Figura 11. Derivas de entrepiso de edificio de 6 niveles según procedimiento: a) Estándar y b) Alternativo

Los casos correspondientes al edificio de 9 niveles muestran un comportamiento similar, ver Figura 12.

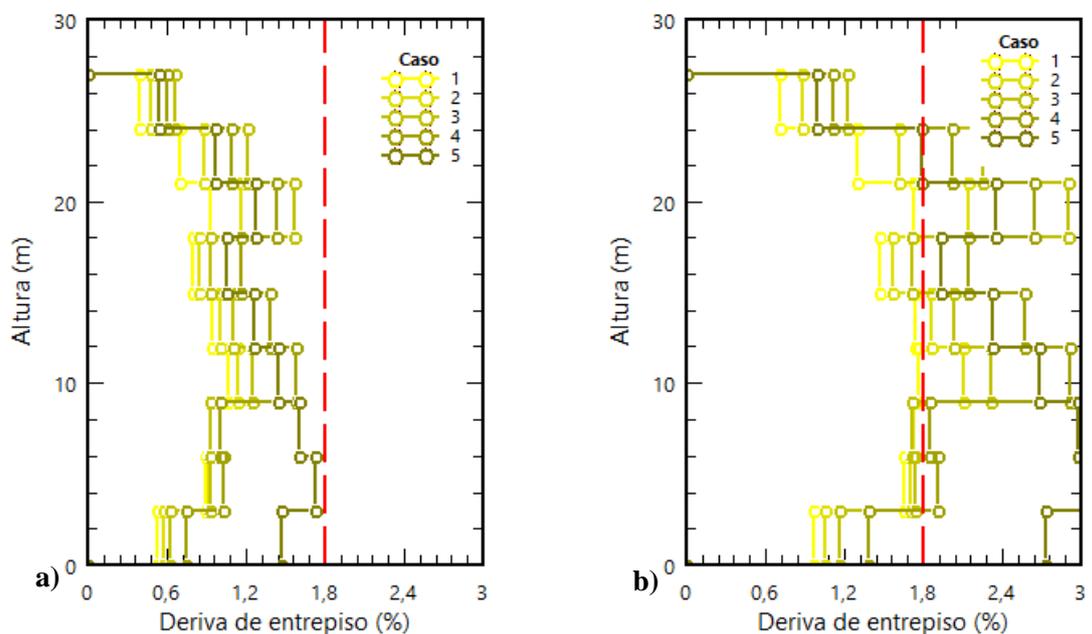


Figura 12. Derivas de entrepiso de edificio de 9 niveles según procedimiento: a) Estándar y b) Alternativo

Finalmente, en la Figura 13 se muestran los resultados obtenidos para los casos del edificio de 12 niveles. Nótese la similitud con los obtenidos al evaluar las derivas de entrepiso, teniendo en cuenta que para este edificio de 12 niveles se ha considerado un caso adicional.

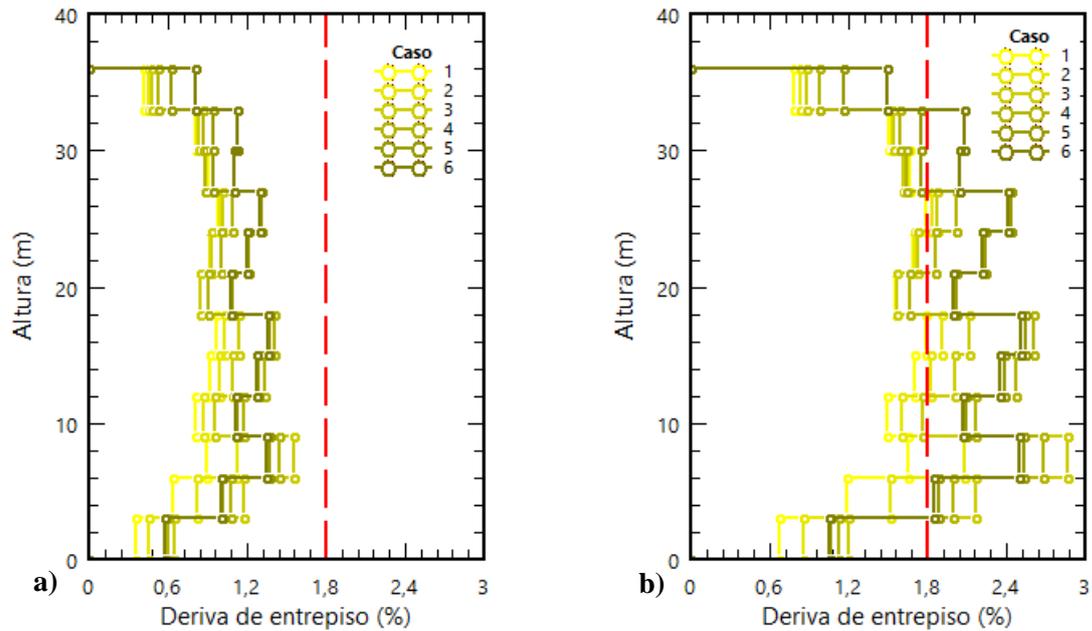


Figura 13. Derivas de entrepiso de edificio de 12 niveles según procedimiento: a) Estándar y b) Alternativo

En este punto se procede a diseñar el refuerzo de los elementos estructurales de los edificios. Por razones de brevedad, no se muestran los resultados del diseño de manera detallada, solo se indica que el caso 1 de cada edificio, ha proporcionado cuantías de refuerzo longitudinal de las columnas que son menores que la cuantía máxima permitida por la Norma Venezolana de estructuras de concreto armado [13] que es de un 6%, o las mismas presentan valores que las convierte en tecnológicamente admisibles para ser emplazadas dentro de las secciones de columnas producto del dimensionado. En resumen, a pesar de que los casos más flexibles del procedimiento estándar de análisis satisfacen con holgura el requisito de deriva máxima admisible, finalmente no se logran valores adecuados de cuantías de refuerzo.

Por el contrario, el procedimiento alternativo, permite obtener un dimensionado de secciones que satisfacen tanto los requisitos de derivas máximas admisibles como de cuantía de refuerzo. Esto indica que este procedimiento es dominado por criterios de desplazamientos, mientras que el estándar es dominado por criterios de resistencia. Esto tiene como consecuencia que se requiera mayor esfuerzo computacional para alcanzar un dimensionado sísmico satisfactorio cuando se aplica el procedimiento estándar, en comparación con el procedimiento alternativo.

Debe anotarse que las cuantías obtenidas mediante el procedimiento alternativo son más próximas a la cuantía mínima (1%), mientras que con el procedimiento estándar las cuantías superan el valor de 3%, haciendo muy complicado el proceso de armado. Para confirmar lo

anterior, en la Tabla 5 se muestran los resultados de las cuantías obtenidas para la columna A-1 de los edificios, calculadas conforme el procedimiento estándar y el procedimiento alternativo descrito en este artículo.

Tabla 5. Cuantías obtenidas en la columna A-1 aplicando los procedimientos Estándar y Alternativo

Nivel	3 niveles		6 niveles		9 niveles		12 niveles	
	Estándar (%)	Alternativo (%)						
1	2,47	1,27	2,74	1,58	3,42	1,40	3,23	1,58
2	2,23	1,48	2,51	1,43	3,42	1,40	3,23	1,58
3	2,20	1,24	3,21	1,82	2,74	1,16	2,59	1,43
4	-	-	3,21	1,37	3,21	1,27	3,72	1,72
5	-	-	3,52	1,24	3,21	1,11	3,41	1,51
6	-	-	3,08	1,24	2,85	1,37	3,10	1,51
7	-	-	-	-	3,08	1,37	3,56	1,60
8	-	-	-	-	3,08	1,48	3,56	1,60
9	-	-	-	-	2,64	1,24	3,21	1,37
10	-	-	-	-	-	-	3,52	1,48
11	-	-	-	-	-	-	3,08	1,48
12	-	-	-	-	-	-	2,20	1,24

4. CONCLUSIONES

En este artículo se ha presentado un procedimiento general alternativo al contemplado en la Norma Sismorresistente venezolana, para obtener el dimensionado sísmico de edificaciones aporticadas de concreto armado. El procedimiento es extensible para otras tipologías estructurales estimadas en dicha norma. Los factores de reducción de respuesta se han calculado sobre la base de la respuesta no lineal del suelo, que contempla las posibles variaciones contenidas en la misma norma, y sobre la respuesta no lineal de estructuras de concreto armado.

El procedimiento alternativo propuesto, permite realizar el análisis con valores de factores de reducción de respuesta determinados de forma sencilla, pero sobre una base mucho más racional. Los desplazamientos inelásticos se calcularon mediante expresiones derivadas de métodos energéticos, cuyos componentes son los mismos que se utilizan en la determinación de los factores de reducción de respuesta.

Los edificios dimensionados mediante el procedimiento alternativo conducen a una solución que satisface no sólo las derivas máximas admisibles (diseño por desplazamientos), sino también criterios de cuantías máximas de refuerzo en elementos estructurales (diseño por resistencia). Permitiendo una notable reducción del esfuerzo computacional realizado para obtener un dimensionado satisfactorio.

Mediante el proceso de diseño alternativo, se obtienen valores de refuerzo más próximos a la cuantía mínima en columnas (1%), mientras que, con el procedimiento estándar, las cuantías son mucho más elevadas, superando el valor de 3%, lo que convierte a este procedimiento en engorroso de cara al proceso de emplazamiento del acero longitudinal.

5. REFERENCIAS

- [1] A. S. Veletsos y N. M. Newmark, “Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions,” de 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, Japón, 1960.
- [2] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, “Factores de reducción de respuesta: estado del arte y estudio comparativo entre códigos,” Revista internacional de ingeniería de estructuras, vol. 11, nº 1, pp. 79-106, 2006.
- [3] ATC, “Structural response modification factors” Applied Technology Center, Redwood City, 1995.
- [4] INSTITUTO NACIONAL DE NORMALIZACION, “Diseño sísmico de edificios”, 3ª. Edición, Santiago de Chile, 2012.
- [5] W. Lobo, P. Rivero y J. C. Vielma, “Hysteretic determination of the response factors R_{μ} according to structural types,” Vancouver, 2004.
- [6] J. C. Vielma, W. Lobo y P. Rivero, “Factores de reducción de respuesta por ductilidad de estructuras con comportamiento no lineal” Revista Ingeniería UC, vol. 12, nº 2, pp. 1-25, 2005.
- [7] J. C. Vielma, W. Lobo y P. Rivero, “Factores de reducción de respuesta por ductilidad de estructuras con comportamiento histerético” Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural., vol. 3, nº 2, pp. 45-65, 2007.
- [8] J. C. Vielma, “Caracterización de la respuesta sísmica de edificios de hormigón armado mediante la respuesta no lineal”, 1ª. ed., Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya, 2008.
- [9] FONDONORMA, “Norma Venezolana COVENIN 1756:2001. Edificaciones sismorresistentes” Fondonorma, Caracas, 2001.
- [10] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, “Proyecto sismo-resistente de estructuras porticadas”, 1ª. ed., Barcelona: Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería CIMNE, 2011.
- [11] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, “Proyecto sismorresistente de estructuras porticadas”, 1ª. ed., Barcelona: CIMNE, 2010.
- [12] J. C. Vielma, A. H. Barbat y S. Oller, “Dimensionado sísmico de edificios de hormigón armado mediante factores de amplificación de desplazamientos con base en el balance de energía” Hormigón y Acero, vol. 63, nº 263, pp. 83-96, 2011.
- [13] Fondonorma, “Norma Venezolana 1753:2001. Proyecto y construcción de obras en concreto estructural”, Fondonorma, Caracas, 2006.