

# Sobrerresistencia en estructuras de concreto celular de autoclave

Varela Rivera, J. L.<sup>1</sup>, Chan Esquivel, S. A.<sup>2</sup> y Fernández Baqueiro, L. E.<sup>3</sup>

*Fecha de recepción: 24 de marzo de 2008*

*Fecha de aceptación: 22 de julio de 2008*

## RESUMEN

En este trabajo se determinan factores de sobrerresistencia globales (R) para estructuras en volado a base de muros de concreto celular de autoclave (CCA). Los factores R se obtienen como el producto de factores de sobrerresistencia independientes asociados a la cantidad de acero de refuerzo, el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, la velocidad de aplicación de las cargas, los factores de carga y resistencia empleados en el diseño, el método de diseño empleado, la redundancia en las estructuras, y la existencia de elementos no estructurales. Los factores de sobrerresistencia independientes se evalúan para estructuras de CCA diseñadas en diferentes tipos de suelo de acuerdo con las recomendaciones de los reglamentos vigentes de la Ciudad de México. Los valores de R obtenidos para estructuras de CCA se comparan con los obtenidos para estructuras a base de muros de concreto reforzado (CR), y con los propuestos en las normas técnicas complementarias para el diseño por sismo vigentes de la Ciudad de México. Se concluye que los valores de R obtenidos para estructuras de CCA son similares a los obtenidos para estructuras de CR, y son mayores que los propuestos en dichas normas.

**Palabras clave:** sobrerresistencia, concreto celular de autoclave, factor de reducción de fuerzas sísmicas y factor de reducción por sobrerresistencia.

# Over strength in autoclaved aerated concrete structures

## ABSTRACT

In this work, values of the global over strength factor (R) for autoclaved aerated concrete (AAC) cantilever wall structures are obtained. The R factors are calculated as the product of independent over strength factors associated to the amount of steel reinforcement, the actual stress in the steel reinforcement, the rate of loading, the use of load factors and strength-reduction factors in the design, the design method, the redundancy in structures, and the presence of non structural elements. Those independent factors are evaluated for AAC structures designed in different soil types according to current Mexico City codes. The obtained values of R for AAC structures are compared with those obtained for reinforced concrete structures (RC), and with those proposed in the Mexico City seismic code. It is concluded that the R values obtained for AAC structures are similar to those obtained for RC structures, and are greater than those proposed in the Mexico City seismic code.

**Keywords:** Over strength, autoclaved aerated concrete, seismic force-reduction factor and over strength reduction factor.

---

<sup>1</sup> Estructuras y Materiales, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán. E-mail: vrivera@uady.mx

<sup>2</sup> Ingeniero civil. Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán

<sup>3</sup> Estructuras y Materiales, Facultad de Ingeniería, Universidad Autónoma de Yucatán. E-mail: luis.fernandez@uady.mx

## **INTRODUCCIÓN**

El concreto celular de autoclave (CCA) (Autoclaved Aerated Concrete, en inglés) es un concreto ligero elaborado con cemento, cal, arena, agua y un agente expansivo. El CCA es utilizado en la construcción en forma de bloques o paneles prefabricados unidos mediante un mortero de junta delgada. Las propiedades de los bloques y paneles de CCA se especifican en las normas ASTM C1386 (1998) y ASTM C1452 (2000), respectivamente. Las estructuras a base de muros y losas de CCA pueden formar un sistema estructural resistente a cargas laterales (Varela et al., 2006). Los muros de CCA se refuerzan generalmente con barras de acero corrugadas colocadas en huecos preestablecidos en los bloques o paneles para este propósito. Dichos agujeros se rellenan utilizando un concreto fluido a base de cemento Portland, arena, grava de 9 mm y agua. El acero de refuerzo puede estar ubicado en los extremos de los muros o distribuido en toda su longitud.

El diseño y construcción de estructuras de CCA en el país se restringe principalmente a zonas de bajo riesgo sísmico (CONTEC MEXICANA, 2006). En el Distrito Federal su diseño y construcción está actualmente limitado, ya que en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo (NTC-DS) (Gaceta Oficial del D. F., 2004a) del Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-04) (Gaceta Oficial del D. F., 2004b) no se especifican explícitamente valores de los factores de reducción de fuerzas sísmicas para este tipo de sistema estructural, por tanto si se quiere diseñar una estructura de CCA en dicho lugar se tienen que usar las fuerzas sísmicas elásticas definidas en las NTC-DS. Adicionalmente, en el país no se disponen de normas técnicas para el diseño y construcción de estructuras de CCA, por tanto se deben adoptar las de otros países.

En el Apéndice A Normativo de las NTC-DS se especifica que las fuerzas sísmicas de diseño pueden reducirse por el producto de un factor reducción de fuerzas sísmicas ( $Q'$ ) y un factor de reducción por sobrerresistencia ( $R$ ). El primero es función de un factor de comportamiento sísmico ( $Q$ ) y el periodo natural de la estructura ( $T$ ), y el segundo es función de  $T$  y de un periodo característico del tipo de suelo donde se construirá la estructura ( $T_a$ ). Se ha obtenido un valor del factor  $Q$  de 1.5 para estructuras a base de muros de CCA (Varela et al., 2007) con el cual se pueden calcular valores de  $Q'$  para diferentes estructuras de CCA, sin embargo no se tiene una expresión para calcular el factor de reducción de sobrerresistencia  $R$  para dichas estructuras de CCA.

Basado en la revisión de la literatura se encontró que las principales fuentes de sobrerresistencia por flexión en las estructuras están asociadas a: (1) la cantidad de acero de refuerzo, (2) el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, (3) la velocidad de aplicación de las cargas, (4) los factores de carga y resistencia empleados en el diseño, (5) el método de diseño o las fuerzas de diseño empleadas, (6) la redundancia en las estructuras, y (7) la existencia de elementos no estructurales.

La sobrerresistencia asociada al acero de refuerzo por flexión depende, en general, de la cantidad de acero proporcionada y su posición en la sección transversal del elemento (MacGregor, 1976). La cantidad de acero de un elemento depende de una combinación de barras de diámetros limitados, y en ocasiones, de la cantidad mínima especificada en los reglamentos. Los cambios en la posición de las barras de acero de refuerzo por flexión con respecto a las especificadas se pueden atribuir a una mala interpretación de planos o a errores constructivos, entre otros.

La sobrerresistencia asociada al esfuerzo real del acero de refuerzo por flexión se debe a que los fabricantes producen barras de acero de refuerzo con un esfuerzo de fluencia superior al mínimo especificado en los reglamentos, y a que para diseño se considera una curva bilineal para el comportamiento esfuerzo-deformación del acero de refuerzo, despreciando la zona de endurecimiento por deformación. Rodríguez y Botero (1994) obtienen, con base en pruebas de laboratorio de barras de acero de refuerzo producidas en México de 12 mm de diámetro y menores, que el esfuerzo de fluencia real del acero de refuerzo es en promedio 10% mayor que el nominal estipulado por el fabricante. En dicho trabajo los autores proponen diferentes parámetros que permiten definir curvas de comportamiento esfuerzo-deformación de barras de acero de refuerzo.

La resistencia a la fluencia del acero de refuerzo varía con respecto a la velocidad de aplicación de la carga; dicha velocidad se relaciona en general con la tasa de deformación unitaria ( $\epsilon_s$ ), la cual se considera estática para valores menores o iguales a 0.00001/s. MacGregor (1976), basado en pruebas de laboratorio, determina que la resistencia a flexión de elementos sometidos a cargas con tasas de deformación rápidas (1 y 0.01 1/s) es hasta 20% mayor que la obtenida con tasas de deformación estáticas. Por su parte, Mander (1984) propone con base en pruebas de laboratorio una relación entre la resistencia a la fluencia obtenida con un valor de la tasa de deformación unitaria  $\epsilon_s$  dado y la obtenida estáticamente ((1)).

$$D_S = 0.953 \left( 1 + \left| \frac{\varepsilon_s}{700} \right|^{1/6} \right) \quad (1)$$

Mander (1984) concluye que la ecuación anterior puede usarse para modificar tanto las propiedades mecánicas del acero de refuerzo como su curva de comportamiento esfuerzo-deformación. La resistencia a compresión del concreto varía con la velocidad de aplicación de la carga (Soroushian et al., 1986); sin embargo, aumentos del orden del 10% en la resistencia a compresión del CCA no influyen significativamente en la resistencia a flexión de los muros de CCA, por lo que en este trabajo se desprecia este efecto.

En las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones (NTC-CADEE) (gaceta Oficial del D. F., 2004c), así como en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTC-DCEC) (Gaceta Oficial del D. F., 2004d), se especifican factores de carga ( $F_c$ ) y factores de reducción de resistencia ( $\phi$ ) para el diseño estructural. Los valores de  $F_c$  y  $\phi$  dependen de la normatividad utilizada, por ejemplo en el Building Code Requirements for Masonry Structures, ACI 530-05/ASCE 5-05/TMS 402-05 (BCRMS) (MSJC, 2005), se especifica un valor de  $\phi$  de 0.9 para el diseño por flexocompresión de muros de CCA.

En las NTC-DS se definen espectros de diseño elásticos para diferentes tipos de suelo. Dichos espectros son en general una representación suavizada de un grupo de espectros de respuesta obtenidos con sismos representativos de diferentes tipos de suelo. Por lo tanto, las aceleraciones elásticas de dichos espectros de diseño pueden no ser iguales a las que se presentarían en las estructuras durante eventos sísmicos severos. Adicionalmente, en dichas normas se especifican diferentes métodos para obtener las fuerzas sísmicas de diseño, como son el simplificado, el estático y los dinámicos. Los métodos estáticos son una simplificación de los dinámicos, por tanto en las NTC-DS se especifican en general fuerzas de diseño elásticas conservadoras para este primer método, lo que puede resultar en una misma estructura con diferentes resistencias calculadas dependiendo del método utilizado.

La sobrerresistencia asociada a la redundancia depende en general del tipo de sistema estructural seleccionado, el número de articulaciones plásticas que se pueden desarrollar y su distribución en la

estructura. Un sistema estructural a base de marcos de concreto reforzado es en general más redundante que uno a base de muros de concreto reforzado en volado (NEHRP, 2000). La sobrerresistencia asociada a los elementos no estructurales se refiere a la contribución a la resistencia y la rigidez de aquellos elementos no estructurales que se encuentran ligados a la estructura principal; su cuantificación depende de la distribución en elevación y en planta de los elementos no estructurales.

En este trabajo se evalúan los factores de sobrerresistencia independientes para diferentes estructuras a base de muros de CCA en volado con el propósito de determinar valores de sobrerresistencia globales (R) de diseño para dichas estructuras. La sobrerresistencia global se obtiene como una función del período natural T y del tipo de suelo donde se ubicará la estructura.

## METODOLOGÍA

La metodología utilizada en este trabajo para determinar factores de sobrerresistencia globales es la siguiente: (1) se seleccionan estructuras simples a base de muros de CCA en volado; en este paso se consideran estructuras de CCA con diferentes números de niveles y diferentes longitudes de muros. (2) se calculan las demandas de diseño para las estructuras de CCA utilizando análisis modales espectrales de acuerdo con las NTC-DS. En este paso se utiliza un valor de Q de 1.5, el valor de R especificado en las NTC-DS, y se considera que las estructuras pueden estar ubicadas en diferentes tipos de suelos; (3) se obtienen para cada una de las estructuras factores de sobrerresistencia independientes; (4) se obtiene, con base en los factores independientes obtenidos del paso anterior, un factor de sobrerresistencia global R para cada una de las estructuras de CCA y tipos de suelos estudiados.

### Selección de estructuras

Se seleccionaron estructuras simples a base de un muro de CCA en volado de 3, 4 y 5 niveles. Se seleccionaron hasta cinco niveles ya que es probablemente el mayor número de niveles para una estructura de CCA debido a su baja resistencia a compresión. Se asumió que cada estructura de CCA servirá como un hotel. Se consideró que las losas de entrepiso y azotea están formadas por paneles de CCA de 0.25 m de espesor. Se consideró que los muros de CCA tienen 3 m de alto y 0.25 m de espesor. Se consideraron longitudes de muros de 6.1 m, 5.0 m, 4.0 m y 3.0 m. La longitud de 6.1 m corresponde a la longitud máxima de un panel de CCA. Se consideraron tres tipos de suelo: tipo I, tipo

IIIa y tipo IIIb de acuerdo con las NTC-DS; el tipo I es suelo firme, mientras que los tipo III son suelos blandos. Lo anterior resulta en un total de 36 estructuras estudiadas, 12 para cada tipo de suelo.

**Determinación de las demandas de diseño**

Para la obtención de las demandas de diseño se consideró que las estructuras de CCA son regulares en planta, por tanto se modelaron y analizaron como estructuras planas. Se consideraron cargas vivas de 90, 150 y 70 kg/m<sup>2</sup> para las habitaciones, pasillos y azotea, respectivamente. Las cargas vivas fueron tomadas de las NTC-CADEE. El peso volumétrico de 0.8 ton/m<sup>3</sup> y la resistencia a compresión de 70 kg/cm<sup>2</sup> del CCA fueron tomados de la norma ASTM C1452 para un material clase AAC-6. El módulo de elasticidad de 26.50 ton/cm<sup>2</sup> se determinó de acuerdo a la expresión propuesta en el BCRMS. Se asumió una relación de Poisson de 0.20 (RILEM, 1993) y se consideró un peso de instalaciones (plafón, instalaciones eléctricas, ductos de aire acondicionado, etc.) de 39 kg/m<sup>2</sup>. Utilizando las propiedades y dimensiones de los muros y losas de CCA definidas anteriormente, se obtuvieron los pesos totales sobre los muros de CCA de las estructuras. Se consideró un ancho tributario de 6.10 m, el cual corresponde a la longitud máxima de un panel para techo de CCA. Los pesos obtenidos para los entrepisos y las azoteas de las estructuras de CCA en estudio se presentan en la Tabla 1 de Bagundo (2005) y Chan (2007).

*Tabla 1. Pesos de entrepiso y de azotea para las estructuras de CCA*

Longitud de muro (m)	Peso de entrepiso (ton)	Peso de azotea (ton)
6.10	21.6	16.2
5.00	18.8	13.8
4.00	16.3	11.7
3.00	13.7	9.50

Los momentos de volteo y las fuerzas cortantes basales de las estructuras de CCA se obtuvieron de análisis modales utilizando los espectros de diseño de las NTC-DS. Para suelo Tipo 1 se utilizó el capítulo 4 y para suelos blandos tipo IIIa y tipo IIIb, se utilizó el Apéndice Normativo A de las NTC-DS. Los espectros de diseño se redujeron por el producto de Q', calculado con un valor de Q de 1.5, y R, calculado de acuerdo al Apéndice Normativo A de las NTC-DS. Para las estructuras de CCA ubicadas en suelo tipo I los espectros de diseño se redujeron únicamente por el factor Q' de acuerdo con lo especificado en el Capítulo 4 de las NTC-DS ya que dichos espectros se encuentran previamente reducidos por

sobrerresistencia (Rosenblueth y Gómez, 1987). Todos los análisis modales espectrales se realizaron con el programa SAP2000 (Computers and Structures, 2000). Se utilizaron en los análisis momentos de inercias y áreas de cortante reducidas para los muros y se verificó que las estructuras de CCA no presentaran un distorsión de entrepiso global superior a 0.01 veces la altura total del edificio (Varela et al., 2006). Adicionalmente, se verificó que el cortante basal de diseño sea mayor o igual al mínimo especificado en la NTC-DS. En algunas estructuras de CCA ubicadas en suelo tipo I se obtuvieron cortantes basales menores que los mínimos especificado de diseño, por lo que para dichas estructuras se aumentó el cortante basal y se les asignó un factor de sobrerresistencia adicional F<sub>vmin</sub>, calculado como el cociente entre el cortante basal mínimo y el obtenido de los análisis modales.

**Factores de sobrerresistencia independientes**

Para cada estructura de CCA se obtuvieron factores de sobrerresistencia independientes asociados a: (1) la cantidad de acero de refuerzo y su posición, (2) el esfuerzo de fluencia del acero de refuerzo, (3) la velocidad de aplicación de las cargas, (4) los factores de carga y resistencia empleados en el diseño, y (5) el método de diseño o las fuerzas de diseño empleadas. Para el caso de la sobrerresistencia asociada a la redundancia se asume que las estructuras de CCA a base de un muro en volado no son redundantes, es decir sólo se formará una articulación plástica en su base, por tanto el factor de sobrerresistencia asociada a dicha fuente es igual a uno. Para el caso de la sobrerresistencia asociada a los elementos no estructurales se asume que no existen en las estructuras estudiadas, por tanto el factor de sobrerresistencia asociado a dicha fuente es igual a uno. El factor de sobrerresistencia global R se define en este trabajo como el producto de los factores de sobrerresistencia independientes calculados para cada estructura de CCA en un tipo de suelo dado (Camilo, 1995 y Varela et al., 2006).

**Factor de sobrerresistencia asociado a la cantidad de acero de refuerzo y su posición**

Para cada una de las estructuras de CCA se propuso una cantidad de acero de refuerzo por flexión necesaria para obtener un momento resistente igual o mayor al momento de volteo obtenido de los análisis modales espectrales. Los momentos resistentes se obtuvieron de acuerdo con el BCRMS asumiendo factores de carga y reducción de resistencia iguales a uno. Las cantidades de acero de refuerzo por flexión se obtuvieron utilizando barras corrugadas de grado 42 de ½" de diámetro. Se asumió que dichas barras están ubicadas a 20 cm de cada extremo del muro y,

de ser necesario, espaciadas interiormente a 60 cm una de otra (Figura 1).

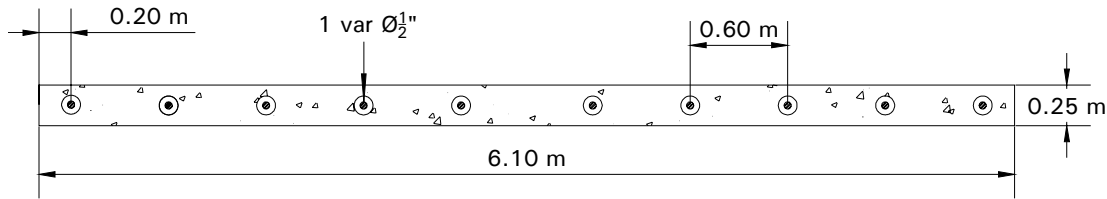


Figura 1. Sección transversal del muro en estudio de 6.10 m de longitud.

Se utilizaron barras de  $\frac{1}{2}$ " y espaciados a cada 60 cm, ya que son usados típicamente en los muros de CCA. El valor del factor de sobrerresistencia por la cantidad de acero por flexión ( $R_{AS}$ ) se calculó como el cociente entre el momento resistente y el momento de volteo de cada estructura de CCA.

**Factor de sobrerresistencia asociado al esfuerzo de fluencia del acero**

El factor de sobrerresistencia por el esfuerzo de fluencia del acero ( $R_{FY}$ ) para las estructuras de CCA se asumió igual al cociente del esfuerzo de fluencia propuesto por Rodríguez y Botero (1994) y el esfuerzo de fluencia de diseño de  $4200 \text{ kg/cm}^2$ , el cual resulta igual a 1.10. No se consideró un incremento en el esfuerzo en el acero que se puede alcanzar en la zona de endurecimiento por deformación, ya que se ha observado de pruebas de laboratorio de muros de CCA que la capacidad de deformación de los muros de CCA está limitada por el aplastamiento del CCA en la zona de compresión, la cual está asociada a la baja resistencia a compresión del CCA y la falta de confinamiento lateral en dicha zona (Varela, 2003 y Tanner, 2003).

**Factor de sobrerresistencia asociado a la velocidad de aplicación de la carga**

El factor de sobrerresistencia asociado a la velocidad de aplicación de carga ( $R_{VC}$ ) se asumió igual al cociente ( $D_s$ ) propuesto por Mander (1984). El valor de  $\epsilon_s$  se obtuvo dividiendo la deformación unitaria máxima del CCA entre la cuarta parte de un período representativo de la estructura en el rango no lineal. Se consideró en lugar del período natural  $T$  el valor de un período modificado en el rango no lineal, ya que en dicho rango se obtienen los desplazamientos máximos. Basado en los resultados de análisis no lineales de estructuras a base de muros de CCA en volado, se obtuvo que dicho valor es en promedio igual a 1.5 veces el período natural de vibrar  $T$  de

cada estructura de CCA (Bagundo, 2005). Se consideró adicionalmente que la deformación unitaria máxima del CCA de 0.003 (MSJC, 2005) se presenta cuando la estructura alcance un máximo desplazamiento, lo cual ocurre en un tiempo  $1.5T/4$

(una estructura en vibraciones libres alcanza el máximo desplazamiento en un tiempo igual a la cuarta parte de su período fundamental de vibrar). La ecuación utilizada en este trabajo para calcular  $\epsilon_s$  se presenta en la (2).

$$\epsilon_s = \frac{0.003}{1.5T/4} \quad (2)$$

**Factor de sobrerresistencia asociado a los factores de carga y resistencia**

Se asumió un factor de carga  $F_c$  de 1.1 y un factor de reducción de resistencia  $\phi$  de 0.9 para muros de CCA; el factor de sobrerresistencia asociado a dichos factores ( $F_{FCR}$ ) es el cociente de  $F_c$  y  $\phi$ , que es igual a 1.22.

**Factor de sobrerresistencia asociado a las fuerzas de diseño empleadas**

El factor de sobrerresistencia debido a las fuerzas de diseño sísmicas ( $R_{FD}$ ) se obtiene comparando las aceleraciones de los espectros de diseño elásticos de las NTC-DS para los diferentes tipos de suelos con las aceleraciones correspondientes de los 10 espectros de respuesta de sismos representativos del lugar. Para cada estructura de período  $T$  y tipo de suelo se obtiene un factor de sobrerresistencia igual al cociente de las aceleraciones de los espectros de diseño y de respuesta correspondientes. El promedio de los 10 factores obtenidos para cada estructura de período  $T$  y tipo de suelo es considerado igual al factor  $R_{FD}$ . Para suelo Tipo I se utilizaron sismos reales, mientras que para los suelos tipo IIIa y IIIb se utilizaron sismos sintéticos (Bagundo, 2005). Los espectros de

respuestas para suelos Tipo I se escalaron (Bagundo, 2005) para que representen en promedio a las ordenadas máximas de diseño. Los espectros de respuesta para suelos tipo IIIa y IIIb no se escalaron, ya que se generaron para que coincidan con las ordenadas máximas para los periodos del suelo  $T_s$

igual a 1 y 2 segundos, respectivamente (Bagundo, 2005). La selección de los sismos y su escalado, en su caso, pueden cambiar el valor de  $R_{FD}$  obtenido para cada estructura de CCA. En la Figura 2 se presenta el espectro de diseño y los espectros de respuesta para el suelo tipo IIIb.

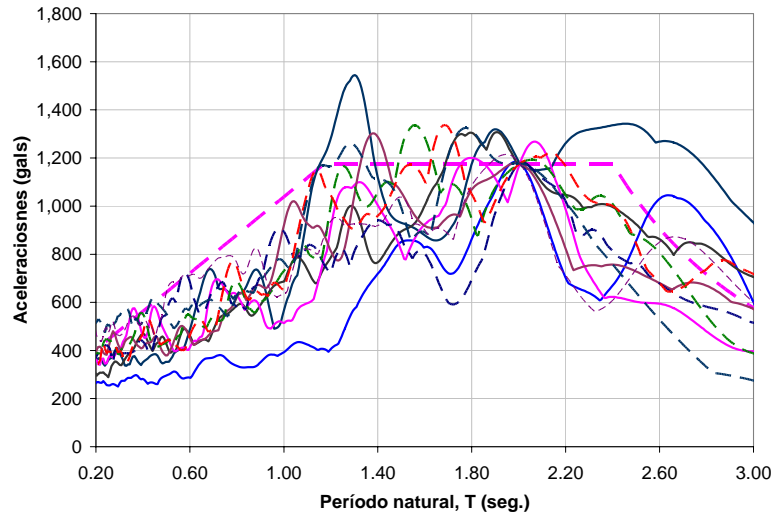


Figura 2. Espectros de respuesta utilizados y espectro de diseño para el suelo tipo IIIb

## RESULTADOS

En la Tabla 2 se presentan los factores de sobrerresistencia independientes y globales obtenidos para cada una de las estructuras de CCA estudiadas. En la segunda columna de la tabla se presenta el periodo natural  $T$  de las estructuras de CCA obtenidas en este estudio, en la tercera el factor  $R_{NTC}$  obtenido de acuerdo con lo especificado en las NTC-DS, en la cuarta el factor de reducción de fuerzas sísmicas  $Q'$  obtenido de acuerdo con las NTC-DS, de la quinta a la novena columna los factores de sobrerresistencia individuales, en la penúltima el factor de sobrerresistencia ( $F_{V_{MIN}}$ ) asociado a estructuras de CCA con cortantes basales menores a los mínimos de

diseño y en la última columna el factor de sobrerresistencia global  $R$ .

La nomenclatura presentada en la primera columna de la tabla para las estructuras se ejemplifica para "5M-3N-I" que representa una estructura de CCA con muros de 5 m de longitud, de 3 niveles de altura y ubicada en la zona I.

Las filas sombreadas de la Tabla 2 representan casos en los cuales las distorsiones de entrepiso globales de las estructuras de CCA excedieron los valores permisibles. Los valores de  $R$  obtenidos en estos casos se conservan para discutir las tendencias de los resultados.

Tabla 2. Factores de sobrerresistencia para estructuras de CCA

Estructura	T (seg)	R <sub>NTC</sub>	Q'	R <sub>AS</sub>	R <sub>FY</sub>	R <sub>VC</sub>	R <sub>FCR</sub>	R <sub>FD</sub>	R <sub>VMIN</sub>	R
6M-3N-I	0.25	--	1.50	5.77	1.10	1.13	1.22	1.17	1.01	10.34
6M-3N-IIIA	0.25	2.13	1.24	3.64	1.10	1.13	1.22	1.88	-	10.40
6M-3N-IIIB	0.25	2.24	1.18	3.59	1.10	1.13	1.22	1.03	-	5.61
6M-4N-I	0.40	--	1.50	4.40	1.10	1.12	1.22	1.09	1.07	7.69
6M-4N-IIIA	0.40	2.05	1.38	2.21	1.10	1.12	1.22	2.15	-	7.13
6M-4N-IIIB	0.40	2.18	1.29	2.31	1.10	1.12	1.22	1.02	-	3.53
6M-5N-I	0.58	--	1.50	3.52	1.10	1.11	1.22	1.05	1.10	6.06
6M-5N-IIIA	0.58	2.00	1.50	1.52	1.10	1.11	1.22	2.13	-	4.82
6M-5N-IIIB	0.58	2.13	1.42	1.57	1.10	1.11	1.22	1.16	-	2.72
5M-3N-I	0.30	--	1.50	5.21	1.10	1.13	1.22	1.13	1.03	9.22
5M-3N-IIIA	0.30	2.10	1.28	3.03	1.10	1.13	1.22	2.05	-	9.41
5M-3N-IIIB	0.30	2.22	1.21	3.06	1.10	1.13	1.22	1.03	-	4.74
5M-4N-I	0.48	--	1.50	3.87	1.10	1.11	1.22	1.09	1.08	6.85
5M-4N-IIIA	0.48	2.02	1.46	1.76	1.10	1.11	1.22	2.12	-	5.58
5M-4N-IIIB	0.48	2.15	1.35	1.88	1.10	1.11	1.22	1.11	-	3.11
5M-5N-I	0.71	--	1.50	3.04	1.10	1.10	1.22	1.02	1.11	5.10
5M-5N-IIIA	0.71	2.00	1.50	1.32	1.10	1.10	1.22	1.64	-	3.20
5M-5N-IIIB	0.71	2.09	1.51	1.25	1.10	1.08	1.22	1.18	-	2.15
4M-3N-I	0.37	--	1.50	4.05	1.10	1.12	1.22	1.13	1.05	7.26
4M-3N-IIIA	0.37	2.07	1.35	2.12	1.10	1.12	1.22	2.07	-	6.62
4M-3N-IIIB	0.37	2.19	1.27	2.19	1.10	1.12	1.22	1.02	-	3.36
4M-4N-I	0.61	--	1.50	3.03	1.10	1.11	1.22	1.06	1.10	5.21
4M-4N-IIIA	0.61	2.00	1.50	1.31	1.10	1.11	1.22	2.06	-	4.00
4M-4N-IIIB	0.61	2.12	1.44	1.33	1.10	1.11	1.22	1.19	-	2.35
4M-5N-I	0.91	--	1.50	2.38	1.10	1.10	1.22	1.01	1.11	3.94
4M-5N-IIIA	0.91	2.00	1.50	1.03	1.10	1.10	1.22	1.20	-	1.82
4M-5N-IIIB	0.91	2.05	1.65	1.04	1.10	1.10	1.22	1.25	-	1.83
3M-3N-I	0.49	--	1.50	3.16	1.10	1.11	1.22	1.08	1.07	5.45
3M-3N-IIIA	0.49	2.01	1.47	1.42	1.10	1.11	1.22	2.07	-	4.39
3M-3N-IIIB	0.49	2.15	1.35	1.52	1.10	1.11	1.22	1.12	-	2.54
3M-4N-I	0.82		1.50	2.32	1.10	1.10	1.22	1.04	1.10	3.93
3M-4N-IIIA	0.82	2.00	1.50	1.01	1.10	1.10	1.22	1.46	-	2.17
3M-4N-IIIB	0.82	2.07	1.59	1.02	1.10	1.10	1.22	1.15	-	1.73
3M-5N-I	1.24		1.50	1.81	1.10	1.09	1.22	1.17	1.12	3.45
3M-5N-IIIA	1.24	2.00	1.50	1.02	1.10	1.09	1.22	1.37	-	2.01
3M-5N-IIIB	1.24	2.00	1.85	1.00	1.10	1.09	1.22	1.10	-	1.62

En la Figura 3 se presentan los valores de los factores R en función del periodo natural T de las estructuras de CCA para los diferentes tipos de suelos estudiados. Adicionalmente, en dicha figura se presentan los

valores de R para suelos tipo IIIb obtenidos de acuerdo a las NTC-DS. Se presenta sólo el suelo IIIb por claridad y debido a que los valores de R calculados para suelo tipo IIIa son similares.

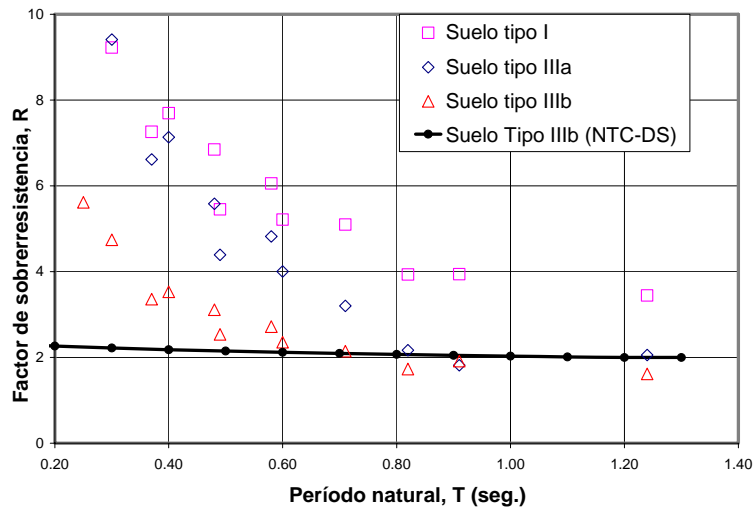


Figura 3. Factor de sobrerresistencia global (R) para estructuras de CCA

Utilizando el método de mínimos cuadrados se ajustó la Ecuación (3) donde se puede obtener R en función del periodo natural T de las estructuras de CCA para cada tipo de suelo estudiado.

Para el tipo de suelo I, se obtuvo  $\alpha = 0.334$  y  $\beta = -0.072$ , para el tipo de suelo IIIa,  $\alpha = 0.945$  y  $\beta = -0.436$ , y para el tipo de suelo IIIb,  $\alpha = 0.840$  y  $\beta = -0.237$ . La representación gráfica de las expresiones para cada tipo de suelo se presenta en la Figura 4.

$$R = \frac{1}{\alpha\sqrt{T} + \beta} \quad (3)$$

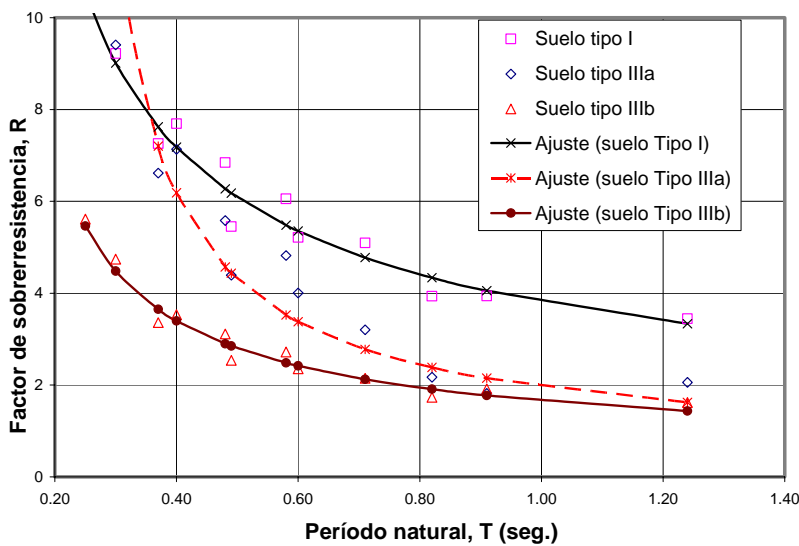


Figura 4. Valores de R para estructuras de CCA y sus correspondientes ajustes

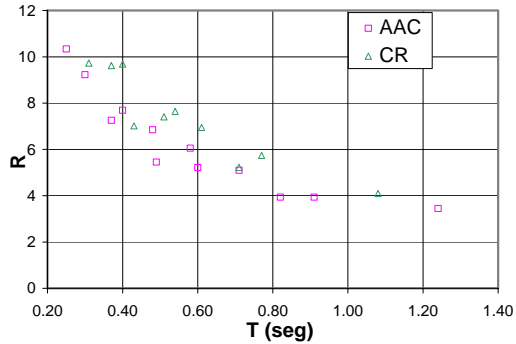
El procedimiento utilizado para obtener factores R para estructuras de CCA se repitió para estructuras simples a base de un muro de concreto reforzado (CR) en volado similares a las de CCA estudiadas. Para este caso, se utilizó un factor Q de 2.0, se asumió un espesor de muros de CR de 20 cm, y se consideró

una resistencia a compresión del concreto de 200 kg/cm<sup>2</sup>. Se seleccionaron valores de 20 cm y 200 kg/cm<sup>2</sup>, respectivamente para forzar que las estructuras de CR tengan rigideces y por tanto periodos naturales T similares a los de las estructuras de CCA. Los factores independientes fueron

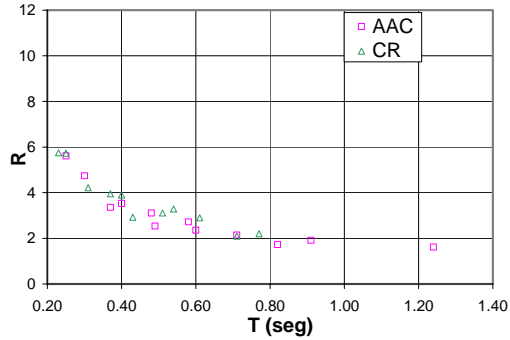


obtenidos bajo las mismas consideraciones presentadas para estructuras de CCA. En la Figura 5 se presentan los valores del factor R obtenidos para

estructuras de CCA y CR para suelos tipo I y tipo IIIb.



a) suelo tipo I



b) suelo tipo IIIb

Figura 5. Comparación entre valores de R para estructuras de CCA y CR

**DISCUSIÓN DE RESULTADOS**

En la Tabla 2 se observa que los factores  $R_{FY}$  y  $R_{FCR}$  no dependen del periodo T, y que el factor  $R_{VC}$  no es muy sensible al periodo T, por tanto, la variación en R obtenida para diferentes periodos T (Figura 3) se puede asociar a los factores  $R_{AS}$ ,  $R_{FD}$ , y  $R_{VMIN}$ . En la Figura 3 se observa que el valor de R para estructuras de CCA disminuye conforme el período natural T aumenta (Figura 3). Esta disminución está asociada principalmente a una reducción en el factor  $R_{AS}$  que varía de 1.01 a 5.77 (Tabla 2). El incremento en T se puede asociar a un incremento en el número de niveles de la estructura o a una reducción en la longitud (rigidez) de sus muros de CCA. En el primer caso se observa que los momentos de volteo aumentan, por lo que si se mantiene constante la longitud de los muros se requiere una mayor cantidad de acero de refuerzo por flexión; en el segundo caso si se mantiene constante el momento de volteo pero se reduce la longitud de los muros, se requiere de nuevo una mayor cantidad de acero de refuerzo; como consecuencia, si aumenta T se requieren cantidades de acero de refuerzo adicionales a las obtenidas al usar 1 barra de 1/2" en cada extremo de los muros de CCA o a las mínimas especificadas en las normas correspondientes.

Los valores de los factores R para suelos tipo I son mayores que los correspondientes para suelos tipo IIIa y IIIb; a su vez, los valores de R obtenidos para suelos tipo IIIa son mayores que los correspondientes obtenidos para suelos tipo IIIb (Figura 3). Las diferencias anteriores se asocian a las magnitudes de las máximas aceleraciones de los espectros de diseño de los tipos de suelos estudiados, así como a sus formas. Para suelos tipo I se estudiaron estructuras con periodos T que en general corresponden a la zona

de máximas aceleraciones; para suelos tipo IIIa y IIIb se estudiaron estructuras con periodos T que en corresponden a la zona ascendente y a la de máximas aceleraciones. Lo anterior resulta en general que para un mismo periodo T se obtengan momentos de volteo en la zona plana mayores para los suelos IIIb que para los otros dos estudiados, y por tanto en su consecuente mayor cantidad de acero de refuerzo. Para periodos T cortos los valores de los factores R son similares para los suelos Tipo IIIa y IIIb (Figura 3); esto se debe a que para dichos casos los periodos T corresponden a las partes ascendentes de los espectros de diseño, los cuales tienen aceleraciones similares.

Los valores de los factores R obtenidos para estructuras de CCA son en general mayores que los propuestos en el Apéndice A Normativo de las NTC-DS para suelos tipo IIIa y IIIb (Figura 3). En algunos casos, particularmente para los periodos largos estudiados, se obtuvieron valores de R menores que los propuestos en las NTC-DS; sin embargo, la mayoría de estos casos corresponden a estructuras de CCA que no satisfacen las distorsiones de entresijos utilizadas en este trabajo. Par suelo Tipo I no se especifican en las NTC-DS valores explícitos de R como los que se obtienen en este trabajo.

En la Figura 5 se observa que los valores de R para estructuras de CCA son en general similares a los obtenidos para estructuras de CR. Para suelo tipo I se obtiene valores de R para estructuras de AAC en promedio 10% menores que los obtenidos para estructuras de CR. Los resultados obtenidos para suelo tipo IIIa fueron similares a los presentados en la Figura 5 para suelo tipo IIIb. Los valores de R para estructuras de CR tienden a ser ligeramente superiores

para suelo tipo I debido a que las cantidades de acero de refuerzo que se necesitan para obtener un momento resistente dado son menores para muros de CR que para muros de CCA; lo anterior es debido a la mayor resistencia a compresión del concreto comparado con el CCA. El factor de sobrerresistencia calculado para estructuras de CR no incluye el efecto de la sobrerresistencia asociada al esfuerzo resistente en el acero de refuerzo en el intervalo de endurecimiento por deformación. Para el caso de estructuras de CR los autores consideran que esta sobrerresistencia debe ser incluida ya que los muros de CR cuentan en ocasiones con un número importante de estribos que le dan un confinamiento lateral en la zona de compresión que les permite alcanzar mayores capacidades de rotación; si se incluye dicha sobrerresistencia en estructuras a base de muros de CR, el valor de R debe aumentar.

### **CONCLUSIONES**

Basado en los resultados obtenidos en este trabajo de investigación utilizando estructuras simples de CCA y CR a base de un muro en volado se concluye que:

(1) el factor de reducción por sobrerresistencia (R) es dependiente del periodo natural de la estructura.

(2) las ecuaciones propuestas para R en las NTC-DS para suelos Tipo IIIa y IIIb son en general conservadoras para las estructuras de CCA y CR estudiadas.

(3) los valores de R obtenidos para las estructuras de CR son similares a las obtenidas para estructuras de CCA estudiadas.

(4) se propone conservadoramente utilizar las ecuaciones propuestas para R en las NTC-DS para el diseño sísmico de estructuras de CCA.

### **RECONOCIMIENTOS**

Los autores agradecen el apoyo recibido por parte de la Secretaría de Educación Pública que por medio de su Programa de Mejoramiento del Profesorado (PROMEP/103.5/04/769) brindó el apoyo económico para la realización de este trabajo.

### **REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS**

- ASTM C 1386 (1998). "Standard Specification for Precast Autoclaved Aerated Concrete (PAAC) Wall Construction Units", American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA.
- ASTM C1452 (2000). "Standard Specification for Reinforced Autoclaved Aerated Concrete Elements", American Society for Testing and Materials", West Conshohocken, PA.
- Bagundo, M. (2005). "Selección de factores de reducción de fuerzas sísmicas para el diseño de estructuras de concreto celular en el Distrito Federal", Tesis de Maestría, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
- Camilo L. (1985). "Procedimiento aproximado para la determinación de la capacidad sísmica de edificios", Tesis de Maestría, División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México.
- Computers and Structures (2000). SAP2000 Nonlinear V7.10, 1999, Computers and Structures, Inc., Berkeley, California.
- CONTEC MEXICANA (2006). Contec Mexicana S.A. de C.V., Planta en Garza García, N.L., México, página electrónica: [www.contec.com.mx](http://www.contec.com.mx), recuperado el 13 de marzo de 2006.
- Chan, S. (2007). "Evaluación de la sobrerresistencia en estructuras de concreto celular de autoclave", Tesis de Licenciatura, Ingeniería Civil, Universidad Autónoma de Yucatán, México.
- Gaceta Oficial del D. F. (2004a). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", México.
- Gaceta Oficial del D. F. (2004b). "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", México.
- Gaceta Oficial del D. F. (2004c). "Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones", México.

- Gaceta Oficial del D. F. (2004d). "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto", México.
- MacGregor J. G. (1976). "Safety and limit states design for reinforced concrete", Canadian Journal of Civil engineering, Vol. 3 No. 4, pages 484-513.
- MSJC (2005). "Building Code Requirements for Masonry Structures (ACI 530.1-05/ASCE 5-05/TMS 402-05)", Masonry Standards Joint Committee.
- Mander J. B. (1984). "Seismic Design of Bridge Piers" Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- NEHRP (2000). "Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures", 2000 Edition, Part 2: Commentary. Building Seismic Safety Council, Washington, D.C.
- RILEM (1993). "Autoclaved Aerated Concrete: Properties Testing and Design", RILEM Recommended Practice, RILEM Technical Committees 78-MCA and 51-ALC, E & FN Spon, London.
- Rodríguez M., Botero J. (1994). "Aspectos del comportamiento sísmico de estructuras considerando las propiedades mecánicas de acero de refuerzo producidos en México", Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Zacatecas, México.
- Rosenblueth E. y Gómez, R. (1987). "Comentarios a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo", Instituto de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- Soroushian P., Choi K-B., Alhamad A. (1986). "Dynamic Constitutive Behavior of Concrete", ACI Journal, March-April, pp. 251-259.
- Tanner J. E. (2003). "Design Provisions for Autoclaved Aerated Concrete (AAC) Structural Systems", Ph.D. dissertation, Dept. of Civil Engineering, The University of Texas at Austin.
- Varela J. L. (2003). "Development of R and Cd Factors for the Seismic Design of AAC Structures", Ph.D. dissertation, Dept. of Civil Engineering, The University of Texas at Austin.
- Varela J. L., Tanner J. E. and Klingner R. (2006). "Development of Seismic Force-Reduction and Displacement Amplification Factors for Autoclaved Aerated Concrete Structures", Earthquake Spectra, Vol. 22, No. 1, pp. 267-286.
- Varela-Rivera J. L., Bagundo M. R., Fernández, L. E (2007). "Comportamiento no Lineal de Estructuras de Concreto Celular de Autoclave Diseñadas con Diferentes Factores de Reducción de Fuerzas Sísmicas," Ingeniería, Revista Académica de la FI-UADY, 11-2, pp.5-12, ISSN: 1665-529X.

---

Este documento se debe citar como:

Varela Rivera, J. L., Chan Esquivel, S. A. y Fernández Baqueiro, L. E. (2008). **Sobrerresistencia en estructuras de concreto celular de autoclave**. Ingeniería, Revista Académica de la FI-UADY, 12-2, pp. 45-55, ISSN: 1665-529X