

COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS CONSIDERANDO PROPIEDADES MECÁNICAS DE ACEROS DE REFUERZO MEXICANOS

Mario E. Rodríguez y Juan Carlos Botero P.
Instituto de Ingeniería, UNAM

RESUMEN

Una revisión de la literatura indica que la resistencia de estructuras de concreto reforzado evaluada con criterios analíticos que estipulan los reglamentos es generalmente bastante menor que la obtenida a partir de estudios experimentales o la observada durante terremotos. La evaluación de estas discrepancias indica que un factor de importancia es la variabilidad de las propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo producidos en México. En esta investigación se realizó un análisis estadístico de las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo, para lo cual se efectuó un estudio experimental de un grupo de barras obtenidas en el mercado nacional. Los resultados del estudio estadístico se emplearon en análisis del tipo momento-curvatura, en una estructura típica a base de marcos diseñada de acuerdo con el reglamento para el DF. Con este análisis se evaluaron las sobrerresistencias en flexión y ductilidades de curvatura; los resultados muestran sobrerresistencias importantes no consideradas en el reglamento del DF. Esto puede llevar a modos de falla, especialmente del tipo frágil, no considerados en el proceso de diseño. Se dan recomendaciones para evitar este aspecto desfavorable del diseño.

ABSTRACT

A review of the literature suggests significant overstrengths when comparing measured and predicted strength of structures subjected to seismic actions. An evaluation of these differences indicates that an important source of overstrength is the actual mechanical properties of reinforcing bars. A statistical study is carried out to investigate the stress-strain properties of typical grade 410 MPa reinforcing steel manufactured in Mexico. Results of this statistical study are used in moment-curvature analyses for a typical reinforced concrete frame designed according to the current Mexico City Building Code (MCBC). Flexural overstrength and curvature ductility are evaluated with these analyses. Results indicate important overstrengths not considered in the MCBC, which might cause undesirable failure modes in the structure. Recommendations are given for considering the probable mechanical properties of reinforcing bars in seismic design of RC structures.

INTRODUCCIÓN

Una revisión del comportamiento de estructuras durante terremotos, así como en laboratorio, proporciona evidencias de la existencia de sobrerresistencias importantes (Bertero, 1986; Shahrrooz y Moehle, 1990). En el caso del terremoto en México de septiembre de 1985, puede explicarse la ausencia de daños o colapsos en un número importante de edificios si se considera que su resistencia es mayor que la considerada en el diseño original. En estructuras de concreto reforzado, para evaluar las mencionadas sobrerresistencias es de interés conocer la variabilidad de las propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo producidos en México, así como su influencia en los aspectos más importantes de la respuesta sísmica.

En este estudio se efectuaron ensayos en laboratorio de una muestra típica de barras de refuerzo que se obtuvo recientemente (1993) en el mercado nacional y se realizó un análisis estadístico de las propiedades mecánicas de estos aceros. Se estudian no sólo las características que son tradicionales en este tipo de análisis, como son los esfuerzos de fluencia y último, sino también otras propiedades mecánicas que permiten definir la curva esfuerzo-deformación. Varios de los parámetros que definen esta curva para aceros de refuerzo producidos en México son desconocidos (Villanueva y Meli, 1984), probablemente por limitaciones en los procedimientos de ensayos efectuados en investigaciones previas. Las características de aceros de refuerzo estudiadas en esta investigación se limitan a las propiedades mecánicas asociadas a un comportamiento monotónico en tensión. Estas características se toman en cuenta para evaluar sus efectos, de manera aproximada, en la respuesta sísmica de una estructura típica a base de marcos diseñada de acuerdo con el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal de 1987 (RDF87).

DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

El programa experimental efectuado en esta investigación ha sido descrito en detalle por los autores (Rodríguez y Botero, 1994). En este

artículo se hace sólo una breve descripción del estudio experimental.

Se ensayaron en tensión 100 probetas obtenidas de una muestra aleatoria de barras de refuerzo provenientes del mercado nacional, la que se obtuvo de dos siderúrgicas importantes de México. La muestra proviene de tres grupos de barras adquiridas en diferentes lugares, cada grupo estaba conformado por partes aproximadamente iguales de muestras de cada una de las dos siderúrgicas consideradas. Los diámetros que se analizaron fueron 5/16", 3/8", 1/2", 5/8", 3/4", 1" y 1 1/4". Las probetas ensayadas tuvieron una longitud libre entre mordazas igual a 80 mm y el ensayo se efectuó con velocidad constante, lo que llevó a una duración de aproximadamente tres minutos. En ensayos con velocidades mayores, como las que se esperarían durante un terremoto, se obtendrían resistencias mayores a las calculadas en esta investigación. Para la obtención de gráficas esfuerzo-deformación se construyó en el Instituto de Ingeniería (II) un aparato para medir deformaciones en barras de refuerzo. Este aparato estaba instrumentado con deformímetros eléctricos conectados a un sistema computarizado de aplicación de cargas.

CURVA ESFUERZO-DEFORMACIÓN DE ACEROS DE REFUERZO

En el análisis de la capacidad resistente y de deformación de estructuras de concreto reforzado, el empleo de la curva esfuerzo-deformación de aceros de refuerzo es una herramienta básica. Es común que en este análisis se considere una curva de tipo elastoplástico. Este modelo es poco representativo de las curvas esfuerzo-deformación que se han observado en ensayos experimentales del tipo monotónico (Andriono y Park, 1986). La figura 1 muestra una representación más apropiada de este tipo de curvas. En esta figura se distinguen las siguientes tres zonas: La zona elástica ($0 \leq \epsilon_s < \epsilon_y$), en la que se define el módulo de elasticidad E_s ; la zona de fluencia ($\epsilon_y \leq \epsilon_s < \epsilon_{sh}$) y la zona de endurecimiento por deformación ($\epsilon_{sh} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{su}$). A partir del esfuerzo correspondiente a f_{su} (esfuerzo máximo alcanzado) hay una zona descendente de la curva, la cual no se tomó en cuenta en el modelo, por considerar que no es de importancia (Andriono y Park, 1986).

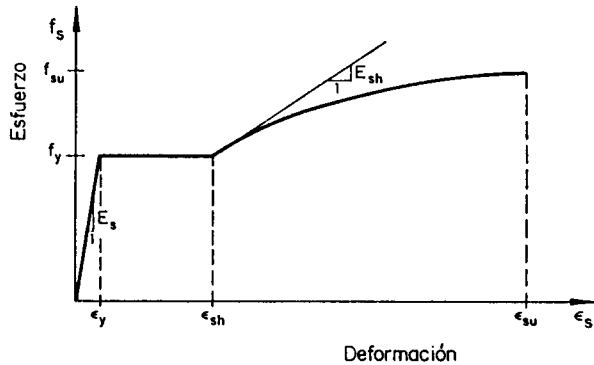


Fig 1. Curva esfuerzo-deformación típica en barras de refuerzo

La zona de endurecimiento por deformación se define mediante la expresión siguiente (Mander, 1984) :

$$f_s = f_{su} + (f_y - f_{su}) \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon_s}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^P \quad (1)$$

Los diversos términos que aparecen en la ecuación (1) se describen en la figura 1. El término P se puede evaluar eligiendo un punto experimental de la zona de endurecimiento por deformación (ϵ_{sh1}, f_{sh1}), con lo cual a partir de la ecuación (1) se obtiene:

$$P = \frac{\lg \frac{f_{su} - f_{sh1}}{f_{su} - f_y}}{\lg \frac{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh1}}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}}} \quad (2)$$

La inspección de las expresiones que definen a f_s en los diferentes intervalos de ϵ_s indica que los parámetros básicos son : $f_y, f_{su}, \epsilon_{sh}, \epsilon_{su}, E_s, E_{sh}$ y P. Se puede demostrar que P y

E_{sh} , pendiente de la tangente a la curva $f_s-\epsilon_s$ en el punto $\epsilon_s=\epsilon_{sh}$ (figura 1), están relacionados. En esta investigación se eligió a P como uno de los seis parámetros que permiten describir la curva esfuerzo-deformación. Además, en este estudio se considera a E_s como variable determinista.

RESULTADOS ESTADÍSTICOS DEL PROGRAMA EXPERIMENTAL

Como se comenta posteriormente, se encontraron diferencias entre las estadísticas de barras de diámetros grandes (5/8" o mayores) y las de barras de diámetros pequeños (1/2" o menores). Las tablas 1 y 2 resumen las estadísticas encontradas para la muestra estudiada, correspondiente a diámetros grandes y pequeños, respectivamente. En estas tablas X es la media de la muestra, S es la desviación estandar y V es el coeficiente de variación. Las dos últimas líneas corresponden a los percentiles 5% y 95%, respectivamente, de la muestra. Una diferencia importante entre las poblaciones de diámetros grandes y pequeños es la ausencia, en un número importante de casos, de una zona de fluencia definida en la población de diámetros pequeños. En estos casos se definió el esfuerzo de fluencia mediante el procedimiento de trazar una recta a partir de la abscisa 0.002 en la curva esfuerzo-deformación, con una pendiente igual a la del tramo inicial de la curva. La intersección de esta recta y la curva esfuerzo-deformación define el valor de f_y . Como resultado de este comportamiento, la variabilidad de las estadísticas de la población de diámetros menores (medida en términos de V) es mayor que la correspondiente a la de diámetros grandes (ta-

TABLA 1 ESTADÍSTICAS DE BARRAS DE DIÁMETRO GRANDE					
	f_y (kg/cm ²)	ϵ_{sh}	f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}	P
X	4577	0.0088	7491	0.1171	3.474
S	169	0.0022	199	0.0120	0.2646
V	0.0370	0.2490	0.0270	0.1020	0.0760
Per 5%	4254	0.0046	7109	0.0941	2.966
Per 95%	4900	0.0130	7873	0.1401	3.982

TABLA 2 ESTADÍSTICAS DE BARRAS DE DIÁMETRO PEQUEÑO					
	f_y (kg/cm ²)	ϵ_{sh}	f_{su} (kg/cm ²)	ϵ_{su}	P
X	4609	0.0060	7436	0.1420	3.362
S	376	0.0069	297	0.0252	0.4496
V	0.0820	1.1370	0.0400	0.1770	0.1340
Per 5%	3880	0.0000	6860	0.0931	2.491
Per 95%	5338	0.0193	8012	0.1909	4.233

blas 1 y 2). El número de muestras para la población de diámetros grandes fue de 50 y para la de diámetros pequeños fue de 45.

Las figuras 2 y 3 muestran la frecuencia acumulada de f_y para las muestras de diámetros pequeños y grandes, respectivamente. Estos resultados se comparan con los que se obtendrían considerando que las muestras tienen distribución de probabilidad normal. El ajuste de esta distribución de probabilidad y los resultados experimentales es aceptable. Las figuras 4 y 5 muestran resultados del mismo tipo pero correspondientes a f_{su} de diámetros pequeños y grandes, respectivamente. Como se puede apreciar, el ajuste a la distribución normal que se obtiene con f_{su} es menos aceptable que en el caso de f_y . A una conclusión semejante se puede llegar para las otras variables: ϵ_{sh} , ϵ_{su} y P (Rodríguez y Botero, 1994).

La norma B-6-1987 (Norma Oficial Mexicana, 1987) especifica para f_y un esfuerzo mínimo de 4200 kg/cm². Si empleamos la distribución de probabilidad normal para la muestra total estudiada (diámetros grandes y pequeños), es posible evaluar la probabilidad de que una barra de grado 42 producida en México no alcance el valor mínimo estipulado por las normas. Esta probabilidad es igual a 0.087. Aún cuando los resultados indican que el control de calidad ha mejorado respecto a sondeos anteriores (Villanueva y Meli, 1984), es conveniente mejorar los niveles de calidad, para lograr niveles de aceptación semejantes a los especificados en reglamentos europeos, los que emplean el percentil 5% como criterio de aceptación del valor especificado de f_y .

Si se emplea la distribución normal para las muestras de diámetros grandes y pequeños, la

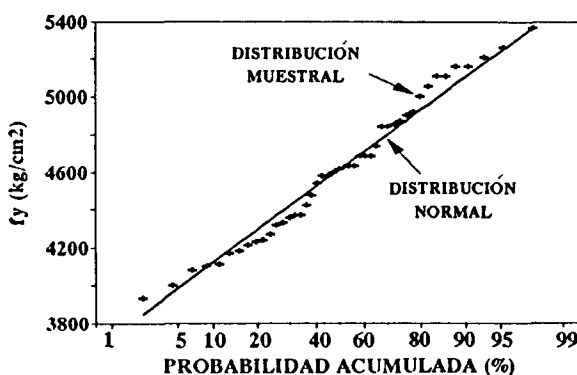


Fig 2. Ajuste de distribución de probabilidad normal a la muestra de diámetros pequeños. Esfuerzo de fluencia

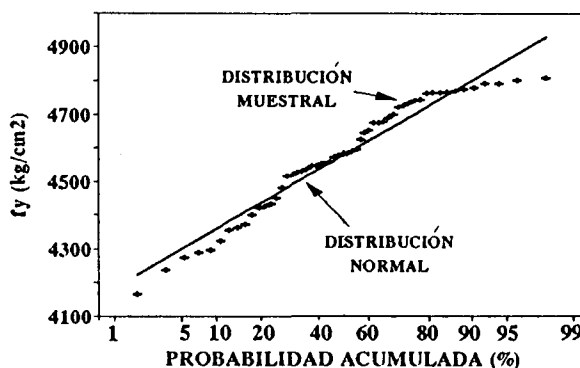


Fig 3. Ajuste de distribución de probabilidad normal a la muestra de diámetros grandes. Esfuerzo de fluencia

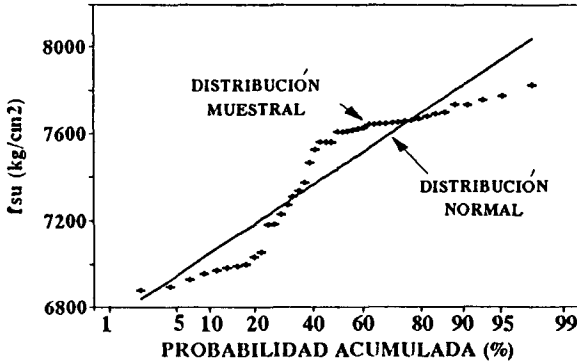


Fig 4. Ajuste de distribución de probabilidad normal a la muestra de diámetros pequeños. Esfuerzo máximo

probabilidad de que una barra de grado 42 producida en México no alcance el valor mínimo especificado por las normas (4200 kg/cm^2) es 0.013 para la muestra de diámetros grandes y 0.138 para la de diámetros pequeños, lo que indica una diferencia significativa entre estas muestras. En estructuras comunes de concreto reforzado, edificaciones, puentes, etc, los diámetros de refuerzo longitudinal frecuentemente son mayores que $1/2''$; por este motivo, en lo que sigue se hace énfasis en este tipo de refuerzo.

La media para f_{su} en los diámetros grandes es igual a 7490 kg/cm^2 , con un coeficiente de variación de 0.027 (tabla 1). La norma B-6-1987 especifica para f_{su} un valor mínimo de 6300 kg/cm^2 , que fue superado ampliamente por los valores encontrados en esta investigación. Esta característica puede ser desfavorable ya que es posible que ocurran modos de falla, como el de cortante, no considerados en el proceso de diseño. Además, esta característica es fuente de sobrerresistencias en la estructura, lo que generalmente no es considerado en el proceso de diseño y lleva a incrementos innecesarios en el costo inicial de la estructura. También, las sobrerresistencias pueden llevar a incrementos de demandas de ductilidad en estructuras con distribución irregular de resistencias (Shahrooz y Moehle, 1990).

Para propósitos de comparación, la figura 6 muestra la curva esfuerzo-deformación medida en una barra de diámetro mayor de $1/2''$ y una obtenida analíticamente empleando la información de la figura 1 y la ecuación (1). Para esta

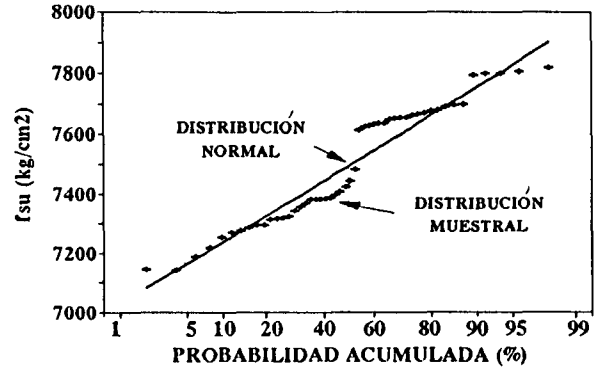


Fig 5. Ajuste de distribución de probabilidad normal a la muestra de diámetros grandes. Esfuerzo máximo

evaluación se emplearon los valores medios de parámetros que definen a la curva esfuerzo-deformación (figura 1) de la muestra de diámetros grandes.

EVALUACIÓN APROXIMADA DEL EFECTO DE LAS PROPIEDADES MECÁNICAS DE ACEROS DE REFUERZO NACIONALES EN EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE EDIFICACIONES A BASE DE MARCOS

La capacidad de absorción de energía y las deformaciones de entrepiso no se consideran en esta investigación, debido a que el compor-

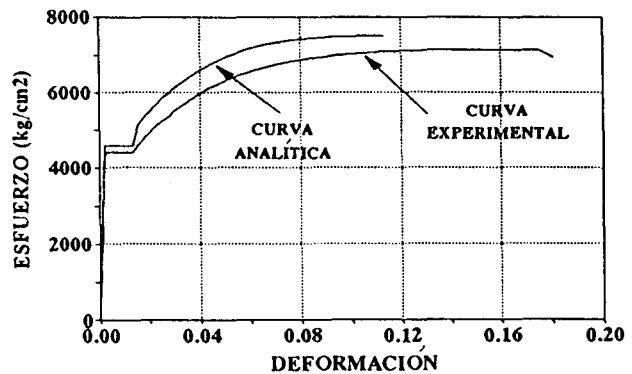


Fig 6. Curva de esfuerzo-deformación medida y analítica en una barra de diámetro grande

tamiento de los aceros de refuerzo en los ensayos experimentales de este estudio ha sido del tipo monotónico y porque las deformaciones en la estructura dependen de manera importante de los niveles de las acciones sísmicas. Por estos motivos, en lo que sigue se considera a la resistencia y capacidad de ductilidad de desplazamiento en la estructura, como parámetros básicos para evaluar su comportamiento sísmico. Además, se considera de manera simplista que las estructuras que aquí se analizan tienen un comportamiento predominantemente en flexión y flexocompresión.

a) Evaluación de ductilidad de curvatura

El método de evaluación de curvaturas en elementos de concreto reforzado es descrito en detalle en la literatura (Park y Paulay, 1974). Para evaluar la curva esfuerzo-deformación del concreto confinado se empleó el modelo propuesto por Park *et al* (1982). Para definir la curvatura máxima, se consideraron tres posibles modos de falla :

- i) Ruptura del refuerzo transversal, la cual para el caso de compresión pura está asociada a la deformación máxima del concreto, ϵ_{cu} , que se evalúa como (Scott *et al*, 1982)

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + 0.9 \rho_s \frac{f_{yh}}{3060} \quad (3)$$

En esta ecuación f_{yh} es el esfuerzo de fluencia del refuerzo transversal (en kg/cm²), para lo cual se utilizaron los percentiles 5% y 95% (3880 kg/cm² y 5338 kg/cm², respectivamente) de la población de diámetros pequeños, de manera que haya correspondencia entre este percentil y el del refuerzo longitudinal en estudio. El parámetro ρ_s es la relación entre el volumen del refuerzo transversal y el del concreto confinado. Además, de manera simplista se consideró que la deformación máxima del concreto en una sección en flexión o flexocompresión es igual a dos veces la deformación máxima correspondiente al caso de compresión pura (Scott *et al*, 1982).

- ii) Esfuerzo máximo en tensión del acero de refuerzo, asociado a ϵ_{su} .
- iii) Pandeo del refuerzo en compresión, para lo cual se consideró la teoría del doble módulo

(Salmon y Johnson, 1980). Con esta teoría la deformación del acero asociada al pandeo de un barra fue aproximadamente 0.075.

Para el refuerzo longitudinal que se analiza en esta investigación se consideran barras de diámetros grandes con aceros A y B (asociados al percentil 5% y 95%, respectivamente), cuyas propiedades mecánicas se ilustran en la figura 7. Este criterio de selección de tipos de aceros de refuerzo lleva a considerar una parte importante de la población estudiada (90%). En este artículo se comentan principalmente resultados obtenidos con el acero A.

b) Características del edificio estudiado

La figura 8 muestra una planta y elevación de un edificio hipotético de concreto reforzado de ocho niveles a base de marcos, diseñado de acuerdo RDF 87, el cual se ubica en la zona de más alto riesgo sísmico en el DF y se diseñó con un factor de comportamiento sísmico igual a cuatro (Rodríguez, 1990). La resistencia especificada del concreto, f_c , es igual a 250 Kg/cm². Los elementos estructurales típicos que se estudian son una columna interior y una viga de crujía lateral de planta baja. Las dimensiones y armado de estos elementos se muestran en la figura 9 (Rodríguez, 1990).

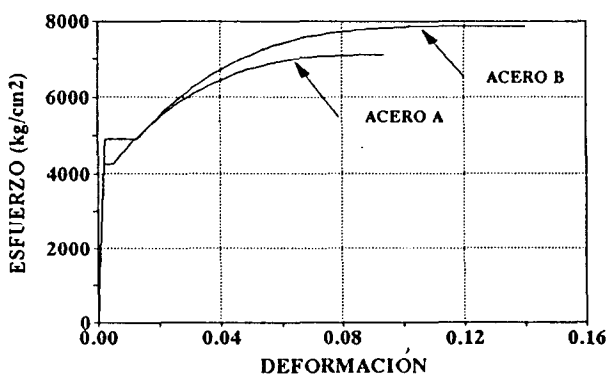
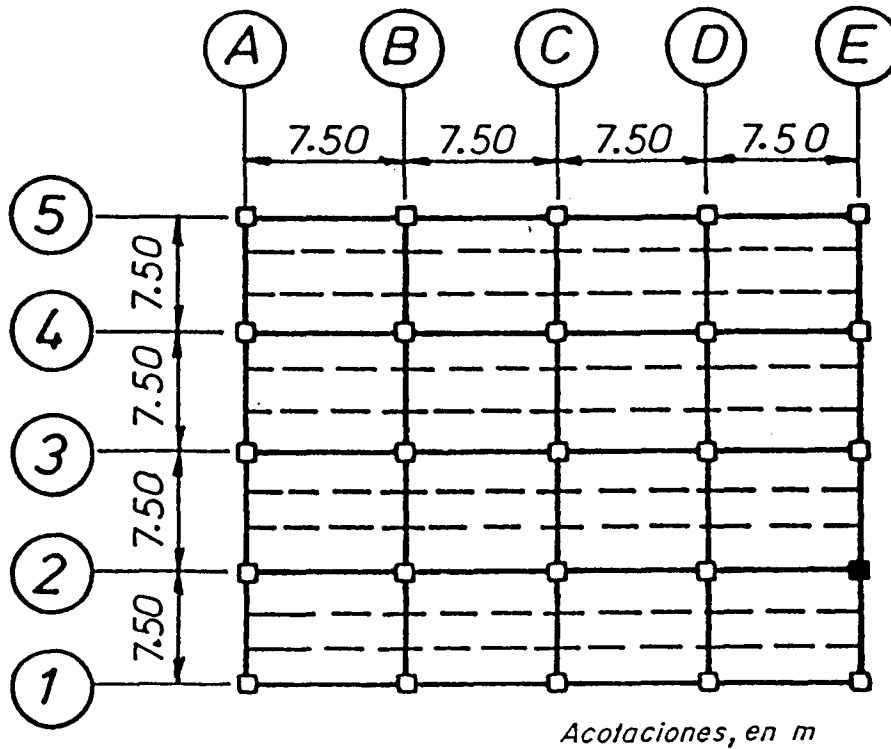
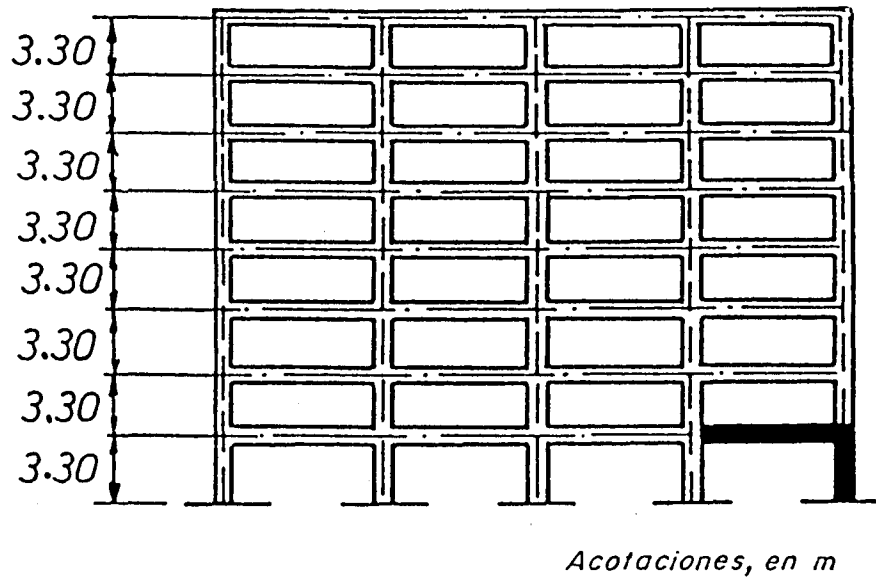


Fig 7. Curvas esfuerzo-deformación de aceros asociados al percentil 5% (acero A) y 95% (acero B)

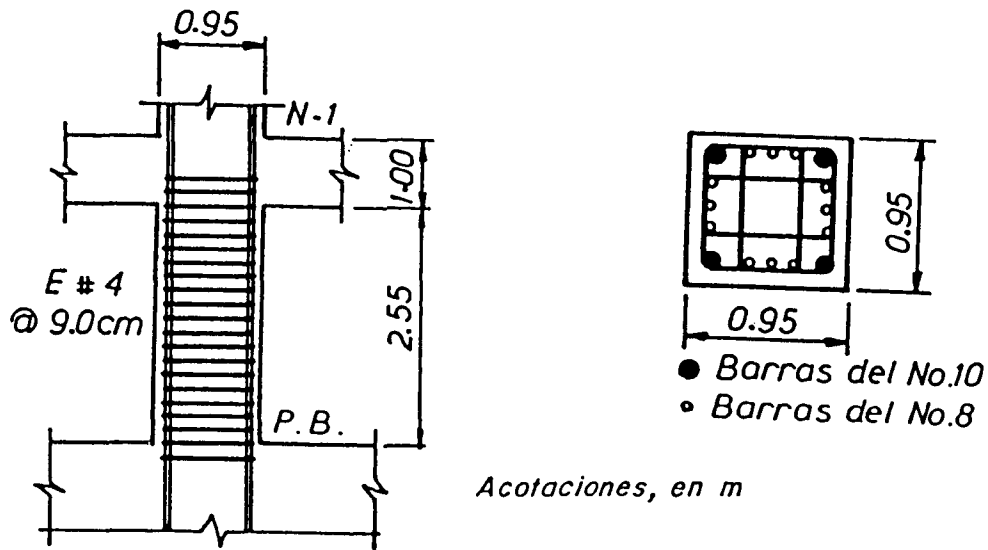


a) Planta del edificio.

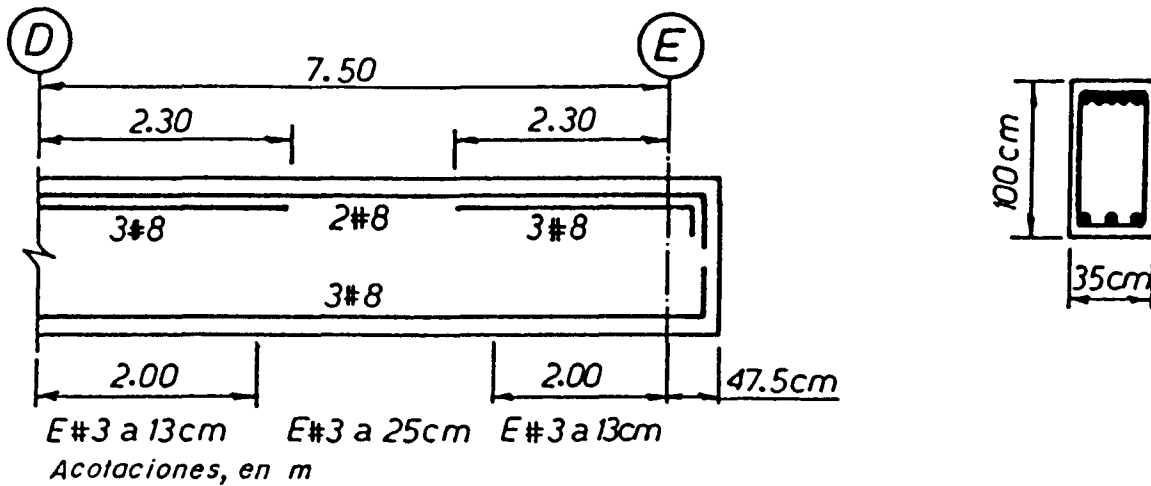


b) Elevación del marco considerado. Eje 2.

Fig 8. Edificio a base de marcos de concreto reforzado diseñado de acuerdo con el RDF 87



a) Columna interior de planta baja.



b) Viga de cruzía lateral de planta baja.

Fig 9. Detalles del armado de elementos estructurales

c) Evaluación de diagramas momento-curvatura en elementos estructurales típicos del edificio en estudio

Se evaluó el diagrama momento-curvatura de una columna interior de planta baja, la que tuvo una relación $P_u/(A_g f_c)$ igual a 0.2, en la que P_u es la carga axial de compresión actuante y A_g es el área total de la sección transversal. La figura 10 muestra el diagrama momento-curvatura calculado para esta columna con acero A. La curva es bastante diferente de la elasto-plástica, lo que dificulta el criterio de definición de curvatura de fluencia. Para definir este parámetro se siguió el criterio propuesto por Park (1988), el cual emplea una representación bilineal de la curva en estudio, en la que la rigidez inicial se define como la secante que parte del origen e intersecta a la curva en la ordenada $0.75 M_{m\acute{a}x}$, en donde $M_{m\acute{a}x}$ es el momento máximo obtenido. Con este criterio la ductilidad de curvatura máxima correspondiente a la curva de la figura 10 es alrededor de 20.

Es de interés comparar la capacidad máxima obtenida del análisis momento-curvatura y la obtenida de acuerdo con los criterios del reglamento RDF 87, pero considerando el valor medido para f_y con el acero A y el valor de f_c (RDF 87) igual a f_c . Esta capacidad se identifica como M_i en la figura 10. Los resultados encontrados indican que las capacidades resistentes máximas de una columna interior de planta baja, evaluadas de los diagramas momento-curvatura, oscilan entre $1.16M_i$ y $1.24M_i$, para los casos de los aceros A y B, respectivamente. La figura 11 muestra diagramas momento-curvatura obtenidos para la viga en estudio para el caso de acero A, en la condición de lecho inferior en tensión (M^+) y lecho superior en tensión (M^-). Los resultados indican sobrerresistencias de $1.7M_i$ y $1.55M_i$, para los casos M^+ y M^- , respectivamente (figura 11).

Las sobrerresistencias se deben principalmente al efecto del endurecimiento por deformación del acero de refuerzo, que se ignora en el proceso usual de diseño. Estos resultados provienen de evaluar M_i empleando valores de f_y y f_c mayores que los que se emplearían en

el proceso de diseño; además, se está ignorando la contribución del patín de losa, por lo tanto

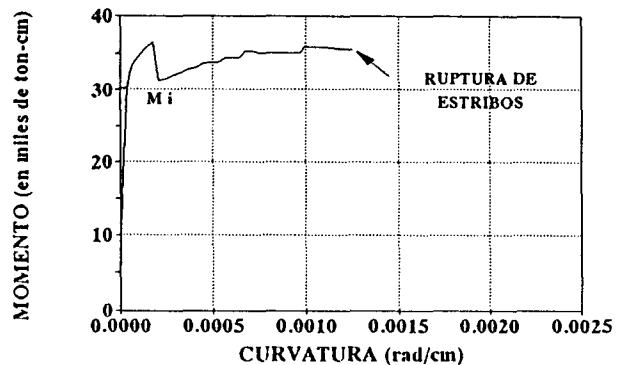
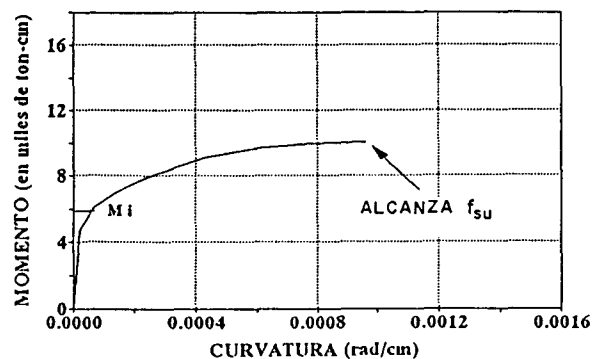
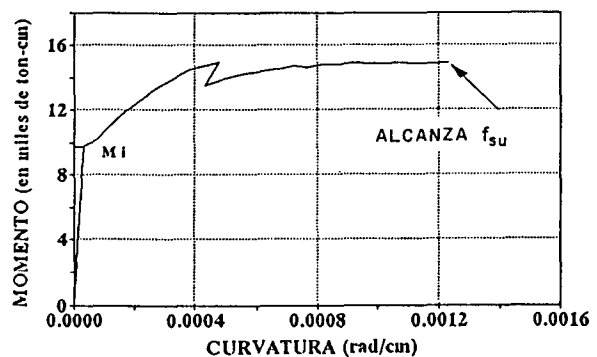


Fig 10. Diagrama momento-curvatura para una columna interior con acero A



a) Momento Positivo.



b) Momento negativo.

Fig 11. Diagrama momento-curvatura pa-

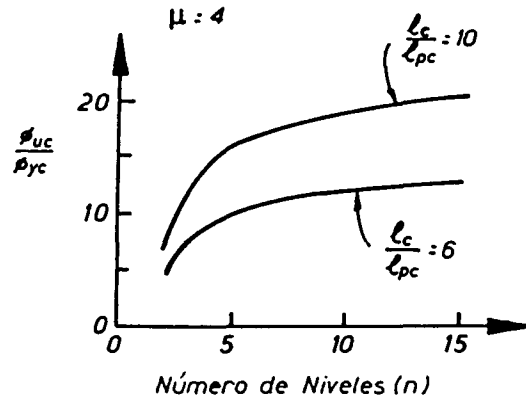
ra una viga de primer nivel, con acero A

las sobrerresistencias mencionadas se deben tomar como cotas inferiores a las probables sobrerresistencias que se obtendrían de análisis más rigurosos.

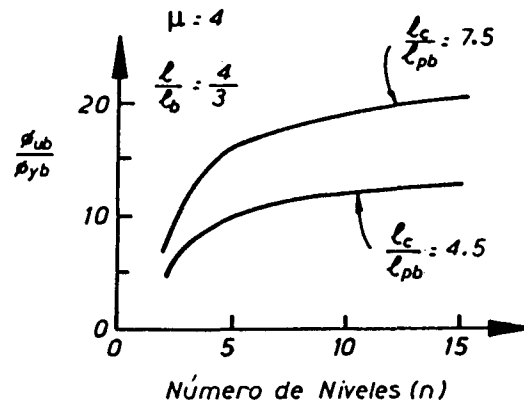
Los resultados indican que es recomendable especificar un límite superior a f_{su} , lo que no se hace en la norma B-6-1987. Por ejemplo, las normas de Nueva Zelanda para aceros de refuerzo con f_y de 430 MPa (NZS 3402, 1989), especifican para f_{su} un valor máximo de $1.5 f_y$ y un valor mínimo de $1.15 f_y$. Este último valor es bastante menor que el de la norma B-6-1987, la cual estipula para f_{su} un valor mínimo de $1.5 f_y$.

Si en la viga estudiada se emplea una envolvente elastoplástica para representar a los diagramas momento-curvatura de la figura 11, con rigidez elástica cercana a la inicial, es posible obtener curvaturas de fluencia bastante menores que las obtenidas con el criterio empleado para columnas y por tanto capacidades de ductilidad de curvatura bastante mayores. Estas son del orden de 20 para el caso de M^+ y 30 para M^- . La variación en capacidades de ductilidad de curvatura, dependiendo de la definición de curvatura de fluencia, es considerable en el caso de vigas en este estudio (Rodríguez y Botero, 1994). Esto se debe al comportamiento altamente no lineal de las curvas momento-curvatura.

La figura 12 muestra relaciones entre ductilidad global de desplazamiento (μ) en los marcos y ductilidades de curvaturas en sus vigas (ϕ_{ub}/ϕ_{yb}) y columnas (ϕ_{uc}/ϕ_{yc}), que se obtuvieron de un análisis aproximado empleando principios básicos para definir el mecanismo de colapso de vigas y un comportamiento elastoplástico de la estructura (Rodríguez, 1990). El parámetro μ se define como la relación entre el desplazamiento lateral máximo del edificio y el de fluencia evaluado a mitad de altura del edificio. Los parámetros l_c y l_{pc} son la altura del entrepiso y longitud de articulación plástica en columnas, respectivamente. Los parámetros l y l_b son las longitudes de viga y entre articulaciones plásticas de ésta, respectivamente. El parámetro l_{pb} es la longitud de articulación plástica en vigas. Considerando las relaciones geométricas de los elementos estructurales del marco en estudio (de ocho niveles), los resultados de la figura 12 indican que en este marco,



a) Secciones críticas en extremos de columna de planta baja



b) Secciones críticas en vigas

Fig 12. Demandas de ductilidad de curvatura en secciones críticas de elementos estructurales en marcos para lograr el mecanismo de vigas con μ igual a cuatro (Rodríguez, 1990)

demandas de ductilidad de curvatura cercanas a doce tienen asociadas una demanda de ductilidad global de desplazamiento de cuatro (Rodríguez, 1990). Esto sugiere que dependiendo de como se defina la curvatura de fluencia, es factible que el marco en estudio, considerando las propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo estudiados, tenga una capacidad de ductilidad global de desplazamiento algo mayor de cuatro. Sin embargo, dado que la variación de las capacidades de ductilidad de curva-

tura en vigas es considerable, el análisis no lineal aproximado mencionado no es estrictamente aplicable para el marco en estudio, por lo que es necesario evaluar su comportamiento sísmico del marco empleando criterios más elaborados que tomen en cuenta de manera más realista el comportamiento no lineal de las secciones críticas del marco, considerando las propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo producidos en el país.

CONCLUSIONES

- a) Los resultados del programa experimental efectuado en esta investigación indican diferencias importantes entre las estadísticas correspondientes a las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo de diámetros grandes (mayores de 1/2") y las correspondientes a diámetros pequeños, por lo que esta característica debe tomarse en cuenta en la evaluación de la respuesta sísmica de elementos de concreto reforzado.
- b) La fracción de resultados de la población global estudiada que no alcanza el valor especificado para f_y por las normas mexicanas para acero de refuerzo fue mayor que la especificada por reglamentos europeos. Se recomienda mejorar el control de la calidad de la producción y lograr niveles de aceptación semejantes a los especificados por reglamentos europeos (los que emplean un percentil 5%), en particular para diámetros pequeños en los que la probabilidad de que no se alcance f_y fue de 0.138.
- c) Resultados analíticos para la obtención de diagramas momento-curvatura, empleando la información experimental de este estudio, indican sobrerresistencias mayores que 150% para casos de vigas estudiadas. El efecto de esta sobrerresistencia puede ser desfavorable, no sólo por razones económicas, sino también porque es posible que ocurran modos de falla, como el de cortante, no considerados en el proceso de diseño. Los resultados sugieren que la norma mexicana B-6-1987 debe seguir un criterio semejante al de las normas de Nueva Zelanda para aceros de refuerzo. Estas especifican no sólo un valor mínimo para f_{su} , sino también máximo, los que limitan adecuada-

mente probables sobrerresistencias en el acero de refuerzo. La norma B-6-1987 no especifica un valor máximo para f_{su} y el valor mínimo especificado por esta norma es excesivo.

- d) Los resultados de este estudio indican la necesidad de evaluar el comportamiento sísmico de estructuras de concreto reforzado empleando valores realistas de las propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo producidos en el país.

AGRADECIMIENTO

Esta investigación fue patrocinada por el Departamento del Distrito Federal y el Instituto de Ingeniería (II), UNAM. Se agradece al personal del taller mecánico del II por la construcción del aparato de medición empleado en este estudio y al personal del laboratorio de estructuras del II por su colaboración en los ensayos. Se agradece al Dr. José Restrepo, de la Universidad de Canterbury, Nueva Zelandia, sus comentarios a este estudio.

REFERENCIAS

- Andriono T. y Park R.**, "Seismic Design Considerations of the Properties of New Zealand Manufactured Steel Reinforcing Bars", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol 19, N°3, 213-246, 1986.
- Bertero V.**, "Lessons Learned from Recent Earthquakes and Research and Implications for Earthquakes-Resistant Design of Building Structures in the United States", Earthquake Spectra Journal, 2(4), 825-858, 1986.
- Departamento del Distrito Federal**, "Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal", Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal, México, DF, 1987.
- Mander J.**, "Seismic Design of Bridge Piers", Report 84-2, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Nueva Zelandia, 1984.

- Park R.**, "Ductility Evaluation From Laboratory and Analytical Testing", Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo/Kyoto, 1984.
- Park R. y Paulay T.**, "Reinforced Concrete Structures", J. Wiley & Sons, 1974.
- Park R., Priestley M.J.N. y Gill W.D.**, "Ductility of Square-Confined Concrete Columns", Journal of the Structural Division, ASCE, V.108, ST4, 1982.
- Rodríguez M.**, "Strength and Ductility in Reinforced Concrete Frames Designed with Mexican Codes", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Vol 23, N°3, 184-197, 1990.
- Rodríguez M. y Botero J.**, "Criterios de diseño sísmico de estructuras de concreto reforzado considerando las propiedades mecánicas de aceros de refuerzo producidos en México", Informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, Proyecto 3507, Abril 1994.
- Salmon C. y Johnson J.**, "Steel Structures", Second Edition, Harper and Row, 1980.
- Scott B.D., Park R. y Priestley M.J.N.**, "Stress-Strain Behavior of Concrete Confined by Overlapping Hoops at Low and High Strain Rates", ACI Journal, Proceedings Vol.79, N°1, 1982.
- Shahrooz, B. y Moehle, J.**, "Evaluation of Seismic Performance of Reinforced Concrete Frames", Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.116, N°5, 1990.
- "Steel Bars for the Reinforcement of Concrete"**, (NZS 3402:1989), Standards Association of New Zealand, Wellington, Nueva Zelandia, 1989.
- Norma Oficial NOM B-6-1987**, "Varillas corrugadas y lisas de acero, procedentes de lingote o palanquilla, para refuerzo de concreto", Dirección General de Normas. Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, 1987.
- Villanueva J. y Meli R.**, " Estudio estadístico de las propiedades de materiales y estructuras en el Distrito Federal" (II Análisis estadísticos de propiedades mecánicas de los aceros de refuerzo producidos en México). Informe interno. Instituto de Ingeniería, 1984.