

# **DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS DE MUROS DE MAMPOSTERIA; LA PRACTICA ACTUAL Y EL COMPORTAMIENTO OBSERVADO.**

**Roberto Meli \***

## **RESUMEN**

Se describen las características y el comportamiento sísmico observado de los edificios de mampostería confinada (con castillos y dalas) que constituyen el sistema constructivo más común para vivienda económica en México. Se hace una revisión crítica de los métodos actuales de diseño sísmico, destacando sus limitaciones y resumiendo los resultados de algunos edificios de este tipo que fueron dañados por el sismo de 1985. Se analizan las implicaciones que los incrementos en las sollicitaciones sísmicas especificadas por los nuevos Reglamentos tienen en estas construcciones y se destaca la necesidad de algunos estudios que permitan mejorar los métodos actuales de diseño sísmico.

## **INTRODUCCION**

Los muros de mampostería siguen siendo los elementos estructurales más empleados para resistir tanto las fuerzas verticales como las horizontales en edificios de vivienda, sea unifamiliar o multifamiliar, en México. Las piezas y morteros empleados para muros permanecen esencialmente los mismos desde hace varias décadas y la forma de refuerzo típica es mediante dalas y castillos en la modalidad que se ha denominado mampostería confinada. Los múltiples intentos realizados a lo largo de los años para modernizar, industrializar o hacer más eficiente el sistema constructivo han tenido poco éxito en México.

El desempeño de estas construcciones durante sismos intensos ha sido en general satisfactorio, especialmente en la Ciudad de México. Esto contradice la opinión generalizada en otros países, de que por su baja resistencia a tensión y por su comportamiento frágil, la mampostería no es un material adecuado en zonas de alta sismicidad, a menos que se refuerce en forma similar al concreto reforzado. Esta

última consideración ha dado lugar al desarrollo de la mampostería reforzada (o con refuerzo interior), en la cual una abundante cantidad de refuerzo horizontal y vertical se coloca en el interior del muro, en los huecos de las piezas que son posteriormente colocadas con un mortero de cemento con consistencia de lechada. Este es el único tipo de mampostería estructural aceptado en zonas sísmicas de países como Nueva Zelanda y los Estados Unidos de Norteamérica. En forma muy limitada es aceptada también en el Japón, en donde en términos generales no se considera a la mampostería como un material idóneo, por su debilidad ante efectos sísmicos.

La mampostería reforzada ha tenido muy poca aceptación en México, principalmente porque no se ha podido implantar una práctica local para su correcta ejecución. En diversos casos en que se ha aplicado, se ha encontrado que el refuerzo no se había colocado en la cantidad y posición adecuados y que el colado de los huecos interiores se había efectuado de manera defectuosa. Por estas razones se han tenido daños importantes por sismo en algunos edificios en que se ha aplicado este sistema.

Los requisitos de las normas nacionales para la mampostería confinada son un reflejo de la práctica que se originó a principios de siglo y que ha evolucionado con base en el comportamiento observado de las construcciones y también en un importante programa de investigación experimental realizado principalmente entre 1965 y 1975 (Ref.1 a 3). La figura 1 resume los principales requisitos de las normas para el D.F. (Ref. 4 y 5), relativos a la posición de castillos y dadas y al refuerzo mínimo de estos elementos.

Los métodos de diseño para estos edificios son normalmente muy sencillos. Cuando se cumplen determinadas restricciones de altura máxima, de simetría de la planta y de buena rigidez torsional, de regularidad en elevación y de acción de diafragma de los pisos y techos, es aplicable el método simplificado de diseño sísmico. El objetivo de este procedimiento es limitar el esfuerzo cortante promedio que se produce por el efecto sísmico sobre los muros, a una fracción de la resistencia en cortante de la mampostería. Se permite ignorar los efectos de torsión y de momento flexionante.

En la sección siguiente se comentará con más detalle sobre el método simplificado. Dos de las hipótesis que se hacen en este procedimiento han sido

consideradas particularmente debatibles: la de que la distribución de esfuerzos cortantes entre todos los muros es uniforme y la de que se pueden ignorar los efectos de reflexión. Por ello se ha recomendado el uso de modelos más refinados que toman en cuenta las diferentes rigideces relativas de los muros considerando sus deformaciones de flexión y de cortante, así como el acoplamiento que proporcionan los sistemas de piso y los pretilos y dinteles de fachada. Existe, sin embargo, la opinión generalizada de que los edificios de este tipo diseñados con el método simplificado han tenido un desempeño adecuado ante efectos sísmicos, lo que hace dudar de la necesidad de recurrir a procedimientos más refinados.

En los Reglamentos expedidos después de 1985 (para el Distrito Federal y para el Estado de Guerrero, por ejemplo), se han incrementado sustancialmente los coeficientes sísmicos de diseño. Esto da lugar a que los proyectos tipo hasta ahora adoptados para vivienda multifamiliar deban tener cambios significativos para cumplir con la nueva normativa

En lo que resta de este artículo se analizarán los métodos de diseño actuales y se evaluarán éstos a la luz del comportamiento observado en sismos recientes; se comentará sobre los efectos de los cambios de la normativa; se harán algunas recomendaciones sobre métodos de diseño y se propondrán estudios experimentales para mejorar la práctica actual..

## EL METODO SIMPLIFICADO DE DISEÑO SISMICO

El método simplificado se basa en suponer que la fuerza cortante que se genera por efecto del sismo, en cada entrepiso y en cada dirección, se distribuye entre los muros alineados en dicha dirección, en forma proporcional al área de cada muro. De esta manera el esfuerzo cortante medio sobre cada muro es el mismo y la fuerza cortante resistente del entrepiso se puede determinar como:

$$V_R = (\sum A_n) v_n$$

donde  $\Sigma A_m$  es la suma de las áreas transversales de los muros en la dirección considerada y  $v_m$  es la resistencia a cortante de la mampostería. Para tomar en cuenta la menor rigidez de los muros cortos, en los que la relación entre la altura, H, y la longitud, L, excede de 1.33, la contribución de estos se reduce multiplicándola por el factor:

$$F_1 = (1.33 L/H)^2$$

Esta reducción puede efectuarse afectando el área de los muros por el coeficiente  $F_1$ , de manera de obtener un área efectiva de muros para propósito de su contribución a la resistencia sísmica.

El esfuerzo cortante resistente de la mampostería,  $v_m$ , se determina con la expresión:

$$v_m = F_R (0.5v^* + 0.3 \sigma) \leq 1.5 F_R v^*$$

en que  $F_R$  es el factor de resistencia,  $v$  es el esfuerzo cortante básico resistente de la mampostería y  $\sigma$  es el esfuerzo promedio de compresión por el efecto de las cargas axiales sobre el muro. Si se supone, como es usual, un esfuerzo de compresión constante sobre todo los muros, igual al peso total del edificio arriba del entrepiso considerado dividido entre el área total de muros en dicho entrepiso, entonces  $v_m$  resulta constante para todos los muros.

La fuerza cortante resistente del entrepiso así calculada debe compararse con la fuerza cortante sísmica actuante que, para el método simplificado, se determina como:

$$V_A = F_c F_n C_s W_T$$

en que  $W_T$  es el peso total del edificio,  $C_s$  es el coeficiente sísmico neto que para el método simplificado se obtiene directamente de las normas en función de la altura del edificio y del tipo de mampostería;  $F_n$  es un factor correctivo por la altura del piso considerado y que vale 1 para la planta baja y se va reduciendo para los pisos superiores con base en la hipótesis de una distribución de fuerzas laterales linealmente creciente con la altura;  $F_c$  es el factor de carga correspondiente.

Para el caso usual en edificios de este tipo, en que todos los pisos son iguales en área, cargas y distribución de muros, se tiene:

$$W_T = n w A_p$$

en que  $A_p$  es el área en planta del edificio,  $w$  es la carga uniforme por unidad de área y  $n$  es el número de pisos.

Para este caso se tiene además que el entrepiso crítico es la planta baja en la cual la cortante es máxima. La cortante en los pisos superiores queda reducida por el factor

$$F_n = \frac{(n + j)(n - j + 1)}{n(n + 1)}$$

en que  $j$  es el nivel inmediatamente abajo del cual se quiere calcular la fuerza cortante sísmica.

El método simplificado puede interpretarse como un procedimiento para determinar el área transversal de muros que se requiere en cada dirección para resistir las fuerzas sísmicas. Esta puede expresarse en términos de un índice adimensional igual a la suma de las áreas transversales efectivas de los muros en la dirección considerada, dividida entre el área de la planta tipo del edificio; o sea:

$$d = \frac{\sum F_i A_m}{A_p}$$

Se tendrán dos valores,  $d_x$  y  $d_y$ , para las direcciones respectivas.

La resistencia sísmica mínima necesaria se deriva de la igualación entre las fuerzas cortantes actuantes y resistentes

$$V_A = F_C C_S n w A_P = V_R = F_R v_M \Sigma F_I A_M$$

de donde se obtiene:

$$d = \frac{\Sigma F_I A_M}{A_P} = \frac{F_C n C_S w}{F_R v_M}$$

o sea,  $d$  es una medida de la resistencia sísmica necesaria para el edificio. Este índice de densidad de muros, de fácil determinación, proporciona una forma directa de determinar la idoneidad sísmica de un edificio de este tipo, de acuerdo con el método simplificado. Más adelante se hará uso del mismo para algunas comprobaciones.

## METODOS REFINADOS DE DISEÑO SISMICO

La mayoría de los proyectos tipo usados para vivienda multifamiliar de interés social cumplen con los requisitos para poder emplear el método simplificado, ya que no pasan de trece metros de altura, son simétricos, regulares y no muy esbeltos y tienen losas de concreto monolíticas y ligadas a los muros mediante dalas y castillos. Por su carácter repetitivo, estos edificios ameritan ser sometidos a un método refinado de diseño sísmico; sin embargo, los criterios de diseño adoptados por diferentes proyectistas son muy dispares y no siempre correctos. A continuación se describe el procedimiento que se considera idóneo para tal propósito.

Los edificios en cuestión están formados por placas, horizontales y verticales, con un arreglo tridimensional complejo. Un modelo riguroso implicaría una representación mediante una malla de elementos finitos. Sin embargo, se logra generalmente una representación suficientemente precisa mediante marcos equivalentes en que los muros se representan como columnas anchas, que son

columnas equivalentes ubicadas en el centro de los muros y que tienen momento de inercia y área de cortante tales que reproducen las deformaciones de flexión y de cortante del muro. El acoplamiento entre los muros se reproduce mediante vigas equivalentes, las que tienen un momento de inercia infinito en el tramo que queda dentro de la longitud del muro, y el momento de inercia de la losa (y la viga-cadena) en cierto ancho equivalente en los tramos entre muros. Se debe tomar en cuenta la contribución de pretiles y dinteles a la rigidez de la viga equivalente. La figura 2 resume los criterios para las propiedades de la viga equivalente. La figura 3 muestra un ejemplo de marco equivalente para la fachada de un edificio típico.

Entre los programas de cómputo que permiten analizar un modelo de esta índole se encuentra el ETABS, que es el más difundido entre las firmas de ingeniería. Entre los métodos de análisis que pueden resolverse con estos programas, el más adecuado es el dinámico modal con espectro de respuesta.

Para una predicción correcta de la respuesta, cuando el edificio está sobre terreno blando, es necesario tomar en cuenta la interacción suelo-estructura, ya que por la gran rigidez lateral de estos edificios, las rotaciones y desplazamientos de la base afectan significativamente los desplazamientos totales. El modelo más práctico para tal fin es mediante un piso inferior ficticio, cuyas columnas reproducen la rigidez a traslación y rotación del conjunto suelo-cimentación. Estas rigideces se determinan con los métodos aproximados de las normas de diseño por sismo del Distrito Federal.

Los resultados de análisis de este tipo han sido comparados con la respuesta dinámica de edificios, medida ante vibración ambiental y ante sismos moderados, con resultados en general satisfactorios.

Conviene examinar las diferencias entre los resultados de un análisis refinado como el anterior y los del método simplificado.

Una de las hipótesis del método simplificado es que los esfuerzos cortantes medios son los mismos sobre todos los muros, excepto para los muy esbeltos ( $H/L > 1.33$ ) que absorben una fuerza lateral menor. La figura 4 muestra la distribución de esfuerzos cortantes entre los muros de un edificio típico. Se aprecia que en la dirección longitudinal los esfuerzos varían entre 0.89 y 1.68 kg/cm<sup>2</sup>, mientras que en la transversal el intervalo es entre 0.66 y 1.38 kg/cm<sup>2</sup>. En ambos casos

las variaciones son elevadas. En comparación, del método simplificado resultan esfuerzos de 1.62 kg/cm<sup>2</sup> y 1.40 kg/cm<sup>2</sup> para la dirección longitudinal y transversal, respectivamente. En este caso el esfuerzo cortante máximo según el análisis dinámico resulta sólo ligeramente superior al del método simplificado (en la dirección longitudinal). Esto se debe a que la fuerza cortante total que debe distribuirse entre los muros es menor en el primer caso, como se explicará más adelante.

La otra hipótesis debatible del método simplificado es que los momentos flexionantes en los muros son despreciables. La Fig. 5 muestra los diagramas de momentos que resultan en un muro cabecero, y en uno de fachada del edificio anterior. El muro cabecero, al no tener prácticamente restricción al giro, actúa casi como un voladizo y presenta momentos elevados en su base. El muro de fachada, al estar fuertemente acoplado por las losas y pretiles de la fachada, presenta un diagrama de momentos similar al que se determinaría considerando el muro empotrado en sus extremos en cada entrepiso. Por el gran peralte de la sección transversal de los muros y por el efecto de la carga axial, los momentos flexionantes elevados que resultan del análisis refinado no siempre requieren de fuertes cantidades de refuerzo en los castillos extremos de los muros; sin embargo, con frecuencia estas cantidades exceden de las mínimas especificadas por las normas, que serían las estrictamente necesarias según el método simplificado.

Los diagramas de momentos flexionantes que se obtienen en el muro de fachada según el método refinado de análisis, deben tomarse con reservas. El fuerte acoplamiento proporcionado por la losa y el parapeto puede verse reducido ante solicitaciones elevadas por el agrietamiento de la "viga de acoplamiento" sobre la cual actúan momentos flexionantes elevados. Cuando los parapetos y dinteles no están rematados por dadas bien reforzadas y ancladas en sus extremos, es dudoso que puedan resistir momentos flexionantes significativos y es mejor ignorar su contribución al momento de inercia de la viga de acoplamiento.

La comparación de los resultados del diseño sísmico realizado con el método simplificado y con el refinado requiere de la consideración de las diferencias en los coeficientes sísmicos especificados para cada caso. En el método simplificado se dan coeficientes sísmicos netos en función del tipo de suelo, del tipo de mampostería y de la altura del edificio.

En el análisis dinámico espectral las fuerzas sísmicas se determinan en función de los períodos de vibración del edificio. Cuando éste se considera empotrado en su base, la alta rigidez de las estructuras de este tipo da lugar a períodos muy bajos que redundan en ordenadas espectrales pequeñas según los espectros de diseño de los reglamentos mexicanos. Por ello la fuerza cortante sísmica resulta claramente inferior a la correspondiente al método simplificado. Cuando se tiene una cimentación sobre terreno blando, las deformaciones por la traslación y la rotación de la base del edificio no son despreciables e incrementan significativamente el período, llevando el edificio a una región del espectro de diseño donde las ordenadas son mayores. Por ejemplo, para el edificio típico de cinco pisos cuya planta se ha ilustrado en la Fig. 4, de acuerdo al método simplificado, se debe emplear un coeficiente sísmico de 0.19. El análisis dinámico espectral considerando el edificio empotrado en su base arroja un coeficiente de cortante basal de 0.16, mientras que si se toma en cuenta la deformación de la cimentación, dicho coeficiente aumenta a 0.182. La Fig. 6 ilustra el espectro de diseño (reducido por el factor de comportamiento sísmico  $Q=2$ ). Se aprecia que un análisis dinámico considerando el edificio empotrado conduciría a resultados poco conservadores y que los coeficientes sísmicos del método simplificado son similares a los del análisis refinado, si se toma en cuenta la interacción suelo-estructura.

## COMPORTAMIENTO SISMICO OBSERVADO

La reputación de la mampostería como material para estructuras resistentes a sismos es mala a nivel internacional. Los informes de daños de la mayoría de los sismos importantes destacan el mal desempeño y el alto número de colapsos de construcciones de este material. Sin embargo, estas anotaciones se refieren casi siempre a construcciones de mampostería no reforzada y de materiales pobres como el adobe. Hay que reconocer que la baja resistencia a tensión de la mampostería limita fuertemente la capacidad de los muros para resistir cargas laterales y que el comportamiento del material es inherentemente frágil. Sin embargo, los edificios de este material cuentan usualmente con un elevado número de muros alineados en dos direcciones ortogonales, lo que proporciona una alta resistencia a cargas laterales en ambas direcciones. Además, con el confinamiento proporcionado por las dalas y castillos o con el refuerzo horizontal y vertical colocado en el interior de los huecos del muro, se puede evitar la posibilidad de un colapso frágil y proporcionar una aceptable ductilidad a los muros.

Cuando se analiza el desempeño de construcciones de mampostería de características semejantes a las que se emplean en México en las zonas sísmicas, el resultado es en general muy positivo. Dos casos relevantes al respecto son el temblor de Chile y el de México, ambos en 1985.

El caso mejor documentado acerca del desempeño sísmico de edificios de mampostería similares a los de nuestro país es el del sismo de Chile de marzo de 1985 (Ref. 6). En particular, en Santiago se registraron aceleraciones máximas del terreno de alrededor de 0.25 g con períodos dominantes cortos que son cercanos a los períodos fundamentales de los edificios de mampostería de tres o cuatro pisos que son comunes en esa ciudad. Estas construcciones son de mampostería confinada y también de mampostería reforzada con cantidades relativamente bajas de refuerzo interior. Se trata de edificios con una elevada cantidad de muros en ambas direcciones que redundan en índices de densidad de muros de entre 2 y 3% en cada dirección, según la definición que se da en la sección anterior.

El desempeño de estas construcciones ha sido considerado como bueno. No se presentó ningún caso de colapso ni de daño grave que fuera considerado irreparable. Hubo, sin embargo, diversos casos de agrietamiento diagonal y horizontal de muros. Según los análisis presentados en la Ref. 6, estos agrietamientos son explicables para la intensidad del movimiento del terreno y para la resistencia teórica de la mampostería.

Para el sismo de México en 1985 se realizó una evaluación general de los comportamientos de edificaciones de mampostería cuyos resultados se presentan en la Ref. 7, con las conclusiones que se resumen a continuación.

El número de edificios de este tipo en los que se encontraron ciertos daños en un levantamiento realizado por el Departamento del Distrito Federal, es elevado. Las estadísticas incluyen cerca de 3,500 casos de daño, ubicados, principalmente, en las colonias Doctores, Alamos, Obrera, Roma y Centro de la zona del lago del Valle de México.

Un examen más cercano de la lista de edificios identificados como dañados revela que en su gran mayoría se trata de edificaciones de materiales pobres, construidas sin criterios ingenieriles y en muchos casos muy deterioradas por las humedades y el

intemperismo. También se constató que en la mayoría de los casos los agrietamientos que presentaban eran atribuibles principalmente a hundimientos diferenciales y que el sismo había vuelto a poner en evidencia viejas lesiones que habían sido ocultadas por recubrimientos.

No se encontró ningún caso de colapso o daño grave en edificios con mampostería confinada según los requisitos reglamentarios. En particular, en los edificios de los grandes conjuntos habitacionales de vivienda popular, de construcción reciente, no se reportó ningún caso de daño significativo en la Ciudad de México. En la zona epicentral se sabe que hubo algunos casos de daños en estas construcciones, pero estos no han sido documentados.

De la lista de construcciones dañadas se estudió una muestra de 23 edificios elegidos entre los que fueran de materiales más modernos y con características similares a las exigidas por los reglamentos actuales. De cada edificación se obtuvieron los planos constructivos, se hizo un levantamiento en sitio para comprobar los datos de planos y para registrar los agrietamientos que presentaban. Se hizo una revisión de la seguridad sísmica con el método simplificado y se determinó el índice de densidad de muros en cada dirección con el método descrito en la sección anterior. La Fig. 7 resume las características de uno de los edificios estudiados.

Del análisis detallado de cada caso se llegó a la conclusión de que en 9 de los 23 edificios el agrietamiento se debía exclusivamente a hundimientos diferenciales y que en otros cuatro había materiales pobres, degradados por la humedades y no se tenía refuerzo de dadas y castillos en la cantidad requerida. De los 10 edificios restantes puede decirse en términos generales que los que mostraban agrietamiento importante y claramente debido a sismo, presentaban una reducida cantidad de muros, al menos en una dirección y en algunos casos una distribución asimétrica de los mismos que generaba torsiones importantes.

La tabla 1 resume las características principales de este último grupo de diez edificios e incluye dos parámetros que sirvieron para calificar el desempeño de los edificios. El grado de daño que presentaban los muros se calificó en una escala de 0 a 5, en que el grado máximo indica un daño irreparable con pérdida de capacidad de carga del muro. Se determinó un grado de daño para cada dirección, también se

calculó para cada dirección, el índice de densidad de muros según la definición dada en la sección 3 de este artículo.

La correlación entre el grado de daño y el índice de densidad de muros se muestra para cada dirección de los diez edificios en la Fig. 8. Se aprecia que los daños importantes corresponden a edificaciones con una baja densidad de muros y hay una clara tendencia a la disminución del daño, a medida que aumenta el valor de  $d/n$ . Sin embargo, se pone en evidencia también que hubo cierto daño en estructuras con alta densidad de muro (6y, 14y, 15y). Si consideramos que un gran número de edificios modernos de este tipo tienen densidades de muros inferiores a la de estos tres casos y que no sufrieron daños en el sismo de 1985, debemos concluir que los agrietamientos, por cierto menores, que presentaban estos edificios no fueron debidos al efecto sísmico, sino probablemente a hundimientos diferenciales (o a una combinación de los dos efectos).

Debido a las incertidumbres sobre la verdadera causa de los daños no se intentó emplear los resultados anteriores para deducir una ecuación que relacionara el grado de daño con la densidad de muros.

Para algunos de los diez edificios mencionados se han realizado análisis refinados de su respuesta sísmica. Por ejemplo, para el edificio No. 1 de la Tabla 1, se determinó la respuesta ante el acelerograma de SCT, registrado en la zona de terreno blando del Distrito Federal. La Fig. 9 muestra los esfuerzos cortantes en cada muro resultantes de un análisis modal espectral. Se aprecia que a los muros que sufrieron algún daño corresponden los esfuerzos más elevados, sin embargo, en algunos de los muros dañados los esfuerzos actuantes son menores de los que debería ser capaz de resistir la mampostería. Esto hace pensar que los hundimientos diferenciales contribuyeron al agrietamiento.

En diversos casos los análisis revelan que las cortantes que se debieron haber inducido en los muros son mayores que las que es de esperarse pudo haber sido capaz de resistir la mampostería, por lo que deberían haberse presentado más daños de los que en realidad se observaron. Se supone que para el caso de las zonas de terreno blando de la Ciudad de México, las fuerzas que realmente se introducen en los edificios son menores que las que resultan de los procedimientos usuales de análisis. Se supone que una parte importante de la energía del sismo no se traduce en

vibración del edificio, sino se disipa en el suelo por radiación. Resultados iniciales de mediciones de respuesta de edificios masivos y rígidos como los aquí estudiados, tienden a indicar que las aceleraciones inducidas en la estructura son mucho menores que las que se deducen de los procedimientos de análisis prescritos por los códigos.

## TENDENCIAS ACTUALES Y ESTUDIOS FUTUROS

Las modificaciones de los requisitos de diseño sísmico que se han producido después de 1985, primero en el Distrito Federal y después en otros estados, están dando lugar a cambios significativos en los proyectos de vivienda multifamiliar en las zonas de mayor riesgo sísmico del país.

En el Distrito Federal, en la zona del lago, los coeficientes sísmicos se incrementaron en 67% ; para las estructuras de mampostería este incremento ha sido parcialmente contrarrestado por un aumento del factor de reducción para la resistencia de cortante de 0.6 a 0.7. El resultado neto es un aumento de 43% en la resistencia necesaria a fuerza cortante, lo que redunda en un incremento equivalente en el área transversal de muros necesaria para cada dirección, para una misma calidad de mampostería.

Si se emplea el método simplificado los incrementos son aún más notables. Los coeficientes sísmicos netos especificados para este método se han incrementado en porcentajes diversos según el caso. Parte del aumento para edificios sobre suelo blando se debe a que se reconoce que el período fundamental de vibración es mayor del que se había supuesto anteriormente, debido al efecto de rotación y traslación de la base. Por ello estos edificios caen en una zona más desfavorable del espectro de diseño, como se aprecia en la Fig. 4. De allí que, por ejemplo, para edificios con altura de entre 7 y 13 m, de piezas macizas, el coeficiente sísmico haya aumentado en 90% (0.10 a 0.19) con respecto al reglamento anterior.

La Fig. 10 muestra la densidad de muros,  $d$ , necesaria para edificios de pesos y propiedades típicos en México, de mampostería de tabique confinado, según se ha determinado con el método simplificado de diseño sísmico. Se aprecia que según el código anterior se requería aproximadamente un área de muros en cada dirección igual a 0.7% del área en planta, por cada piso de altura del edificio. Así para un edificio típico de cinco pisos se requería 3.5% en cada dirección. Para el mismo caso

el nuevo reglamento exige 5.6%. Esto equivale a que, considerando las dos direcciones, aproximadamente 11% del área de cada planta va a estar ocupada por los muros. Para un zona de mayor riesgo sísmico como la costa de Guerrero, los requisitos son más estrictos y para el mismo edificio de cinco pisos sobre terreno blando, se requeriría que más de 20% del área en planta fuera ocupada por muros, lo que volvería claramente antifuncional a la construcción.

Los proyectistas han respondido a estos cambios reglamentarios en formas muy diversas. Se ha buscado usar materiales de mayor resistencia, pero el incremento en la resistencia a cortante permitido por las normas es muy reducido. Sobre todo se ha recurrido en las zonas de mayor riesgo sísmico a combinar muros de concreto con los de mampostería; con ello se han introducido dudas sobre la validez y la forma de aplicación del método simplificado para ese caso. La repercusión económica de esas modificaciones es significativa y es necesario uniformar criterios y aclarar las dudas existentes, para lo cual se requieren algunos estudios; en particular los que se describen a continuación.

La medición de la respuesta de los edificios en cuestión ante sismos de intensidad moderada o grande, es esencial para determinar las sollicitaciones reales que se introducen en la estructura y para verificar los métodos de diseño. Es necesario instrumentar un grupo de edificios representativos en regiones donde se esperan movimientos sísmicos de diferentes características y, en particular, en edificaciones sobre suelo blando para entender más claramente la interacción suelo-estructura para este caso y cuantificar la disipación de energía por radiación hacia el terreno. Es posible que el análisis de estas mediciones permita reducir la magnitud de las fuerzas sísmicas de diseño especificadas por las normas para esta condición de suelo.

El comportamiento sísmico de estas estructuras se ha estudiado hasta la fecha mediante el ensaye de paredes aisladas. Para entender el comportamiento de la estructura completa es necesario determinar experimentalmente la interacción entre los diferentes elementos. Esto requiere del ensaye de sistemas planos de varios muros acoplados por sistemas de piso de diferentes características y, finalmente, del ensaye de edificios completos a escala natural para comprender el efecto tridimensional.

Se han comenzado programas de investigación en las dos direcciones mencionadas. Estos requieren de ser llevados a término en una escala importante para incidir en mejorar la práctica actual.

## REFERENCIAS

1. Esteva, L. "Behavior under Alternating Loads of Masonry Diaphragms Framed by Reinforced Concrete Members". Symposium on Effects of Repeated Loading in Materials and Structural Elements, RILEM, México, D.F., 1966.

2. Meli, R. "Comportamiento sísmico de muros de mampostería". Instituto de Ingeniería UNAM, Publ. No. 352, México, D.F., abr. 1975, 114 pp.

3. Hernández, B.O. y R. Meli "Modalidades de refuerzo para mejorar el comportamiento sísmico de muros de mampostería", Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. No. 382, México, D.F., dic. 1976, 31 pp.

4. "Diseño y Construcción de Estructuras de Mampostería. Manual con comentarios y ejemplos". Instituto de Ingeniería, UNAM, Publ. No. 403, jul. 1977.

5. "Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Muros de Mampostería". Gaceta del Departamento del Distrito Federal. nov. 1987.

6. Villablanca, R., R. Klingner, M. Blondet y R. Mayes "Masonry Structures in the Chilean Earthquake of March 3, 1985: Behavior and Correlation with Analysis". Proc. Fifth North American Masonry Conference, Vol. pp 225-236, Univ. of Illinois, Urbana, 1990.

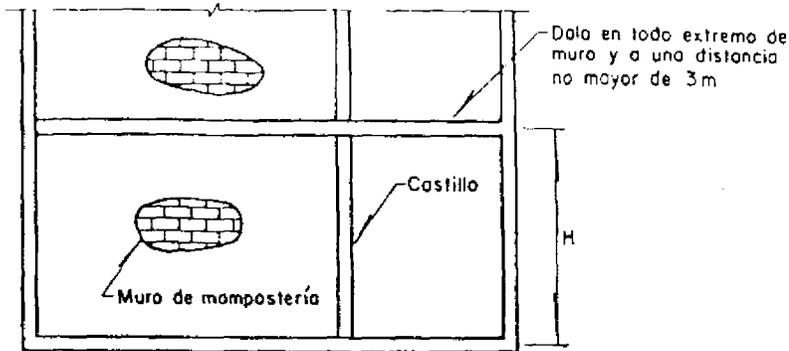
7. Berrones, R. "Evaluación del comportamiento de edificios de muros de mampostería en los sismos de septiembre de 1985". Tesis Profesional Fac. de Ingeniería, UNAM, 1987.

\*Coordinador de Investigación, Centro Nacional de Prevención de Desastres, México.

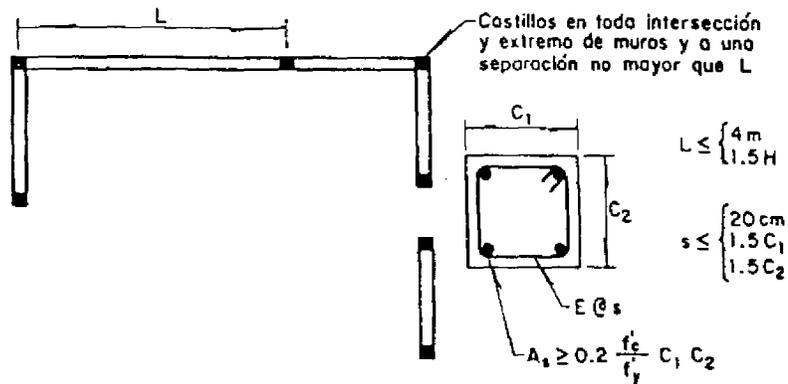
Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM.

TABLA 1. RESUMEN DE DATOS DE LOS EDIFICIOS EVALUADOS

Edificio Número	Número de pisos	Área Planta Tipo <sup>2</sup> m	Peso Unitario <sup>2</sup> Kg/m	Longitud Total de Muros, m	Esfuerzo Medio Vertical Kg/m <sup>2</sup>	Dirección X		Dirección Y	
						d	Nivel de daño	d	Nivel de daño
1	4	122	970	78	3.9	0.038	2	0.039	1
3	2	158	840	56	3.4	0.005	4	0.030	2
6	2	101	910	52	2.5	0.016	4	0.044	1
8	5	335	840	160	6.3	0.020	4	0.042	2
12	3	121	910	68	3.5	0.030	2	0.043	0
13	4	140	960	110	3.4	0.020	2	0.066	0
14	3	96	1110	78	3.0	0.039	2	0.054	1
15	3	113	1060	83	3.1	0.031	2	0.051	1
18	3	390	890	213	3.5	0.015	3	0.042	0
23	5	267	900	147	5.8	0.026	5	0.043	1

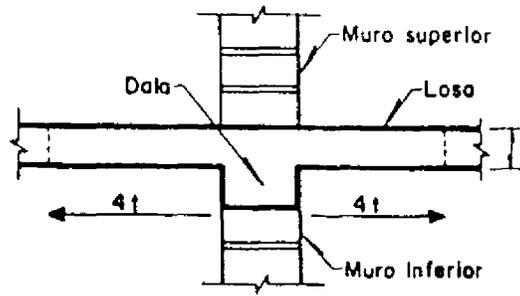


Distribución en elevación de elementos de refuerzo, verticales (castillos) y horizontales (dalos)

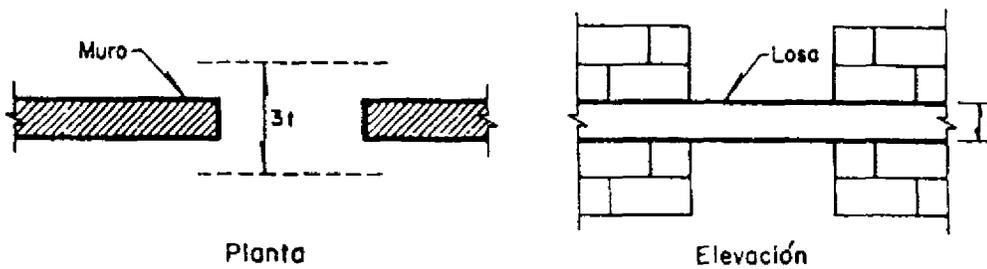


Distribución en planta de elementos verticales de refuerzo (castillos)

Fig 1 Requisitos para la mampostería confinada

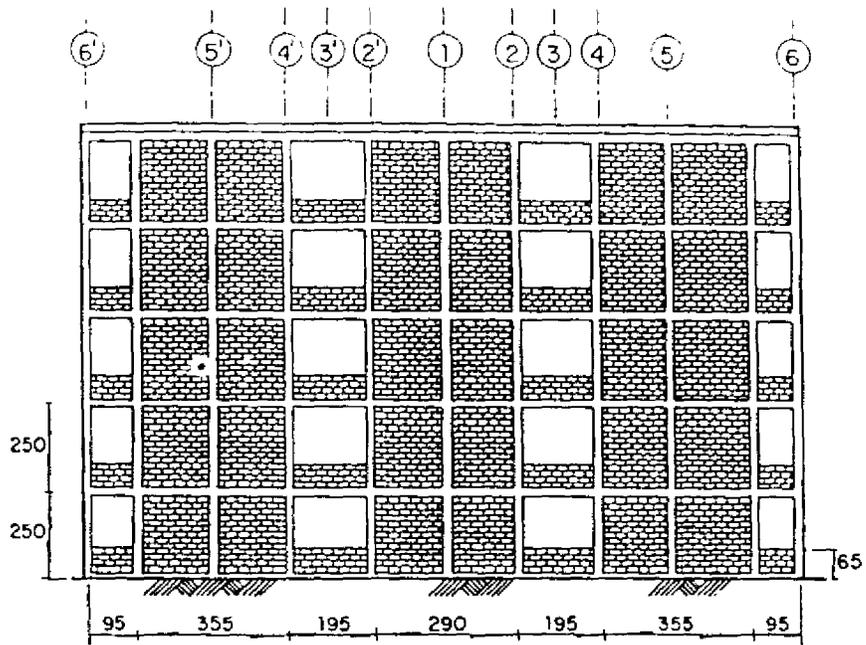


a) Losa con dala (o viga)

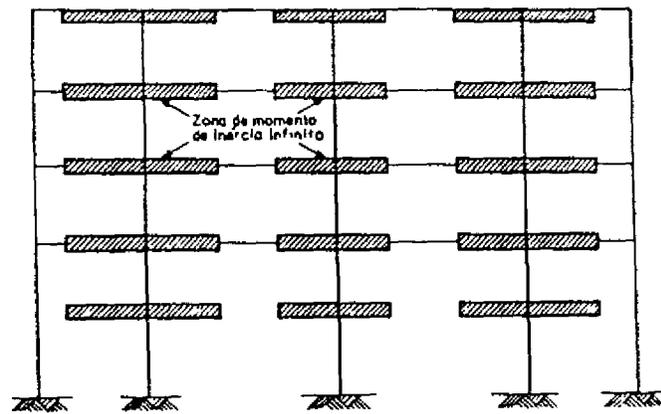


b) Losa sin viga

Fig 2 Ancho efectivo de losa para cálculo de momento de inercia de la viga de acoplamiento



a) Vista del eje A



b) Marco equivalente del eje A

Fig 3 Modelo de marco equivalente para un muro de fachada

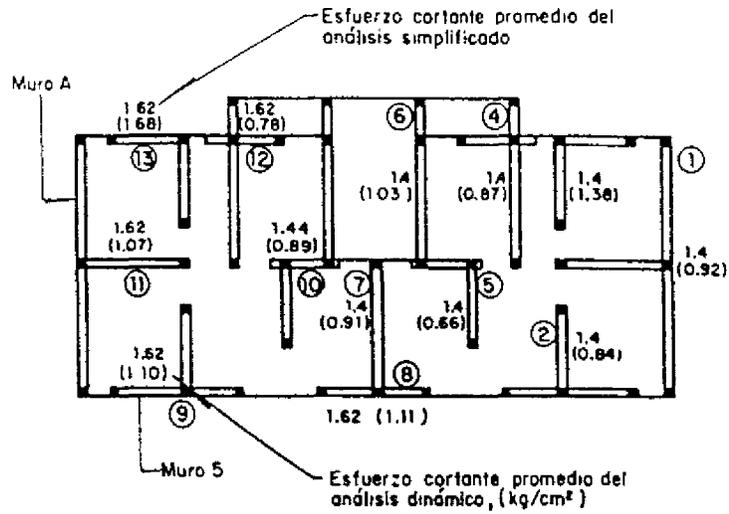


Fig 4 Comparación de esfuerzos cortantes sísmicos para un edificio típico

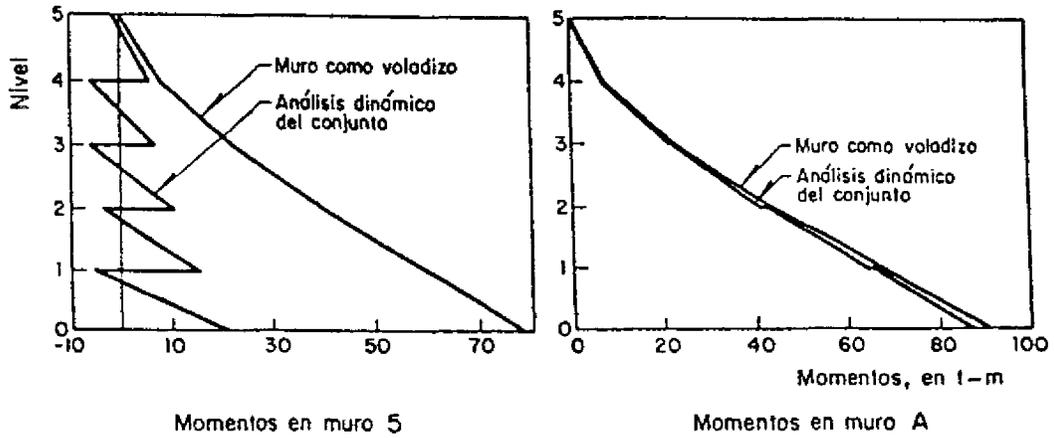


Fig 5 Distribución de momentos flexionantes por sismo en muros de un edificio típico

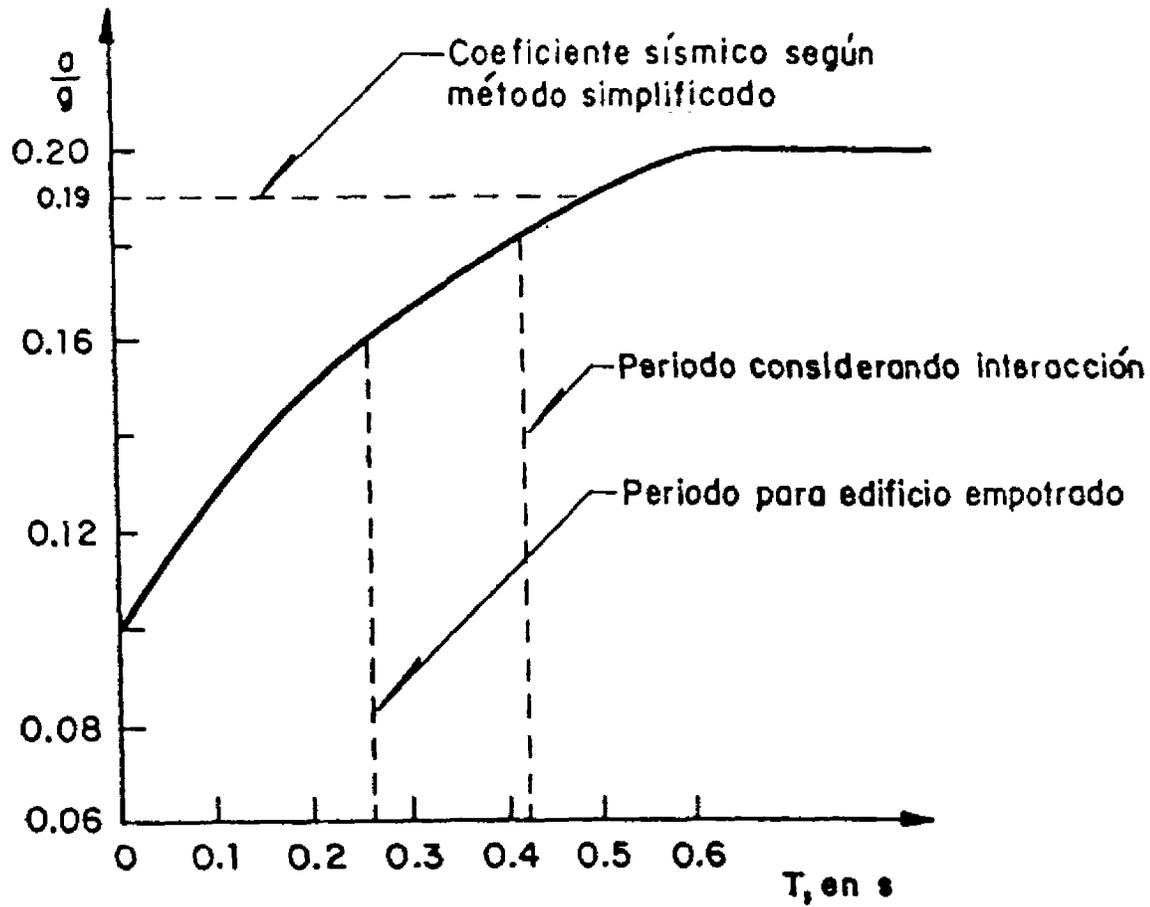


Fig 6 Coeficientes sísmicos de diseño del edificio de la Fig 4 según diferentes métodos (dirección longitudinal)



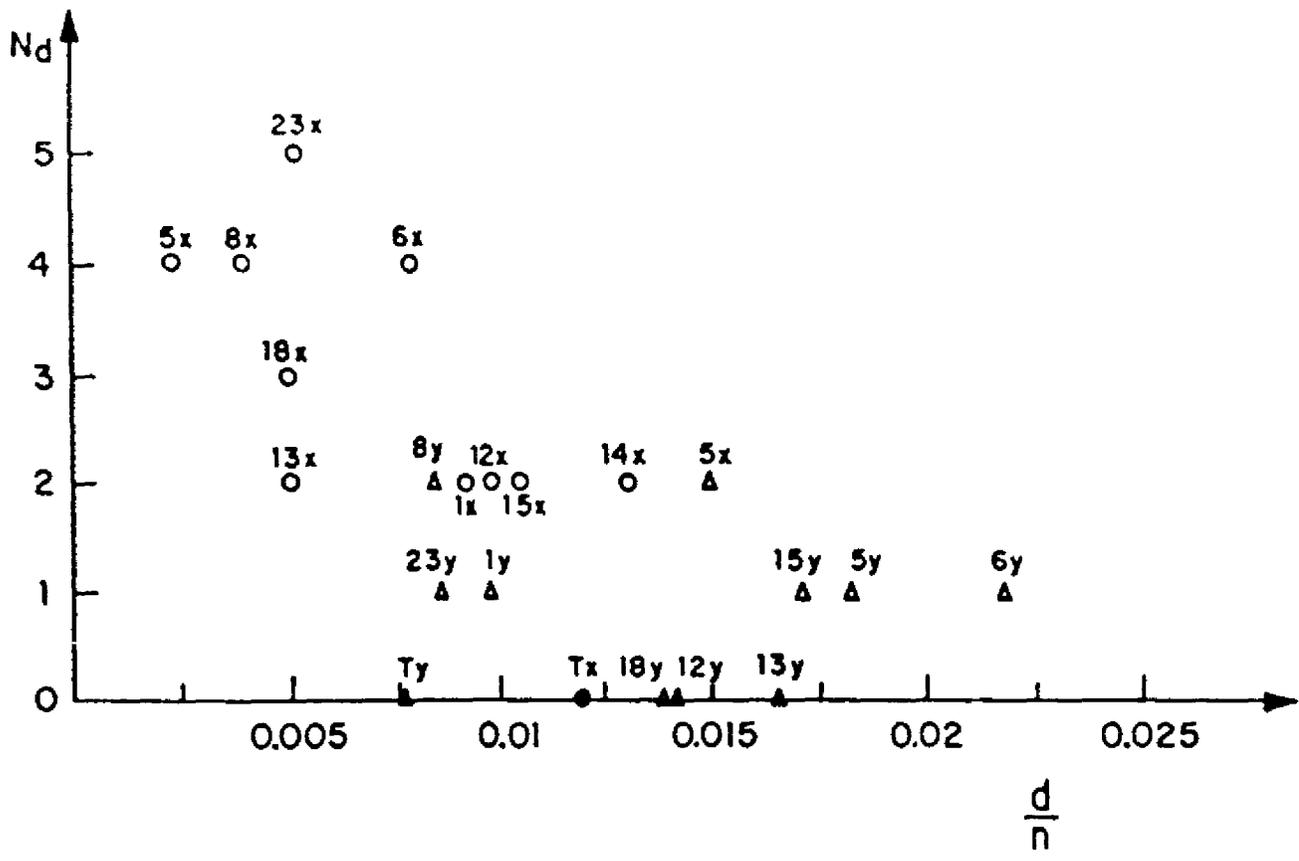
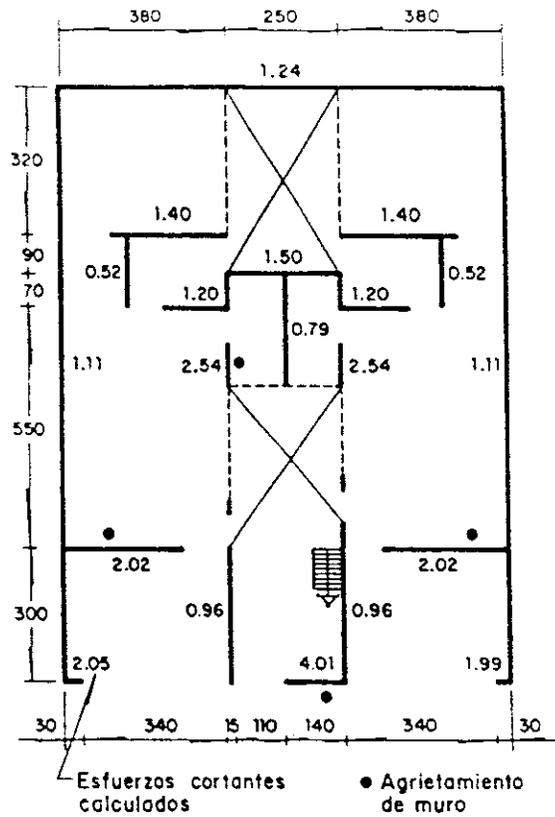


Fig 8 Relación entre densidad de muros y nivel de daño en edificios de mampostería



Planta Baja

Fig 9 Esfuerzos cortantes sísmicos calculados para un edificio dañado por el sismo de 1985

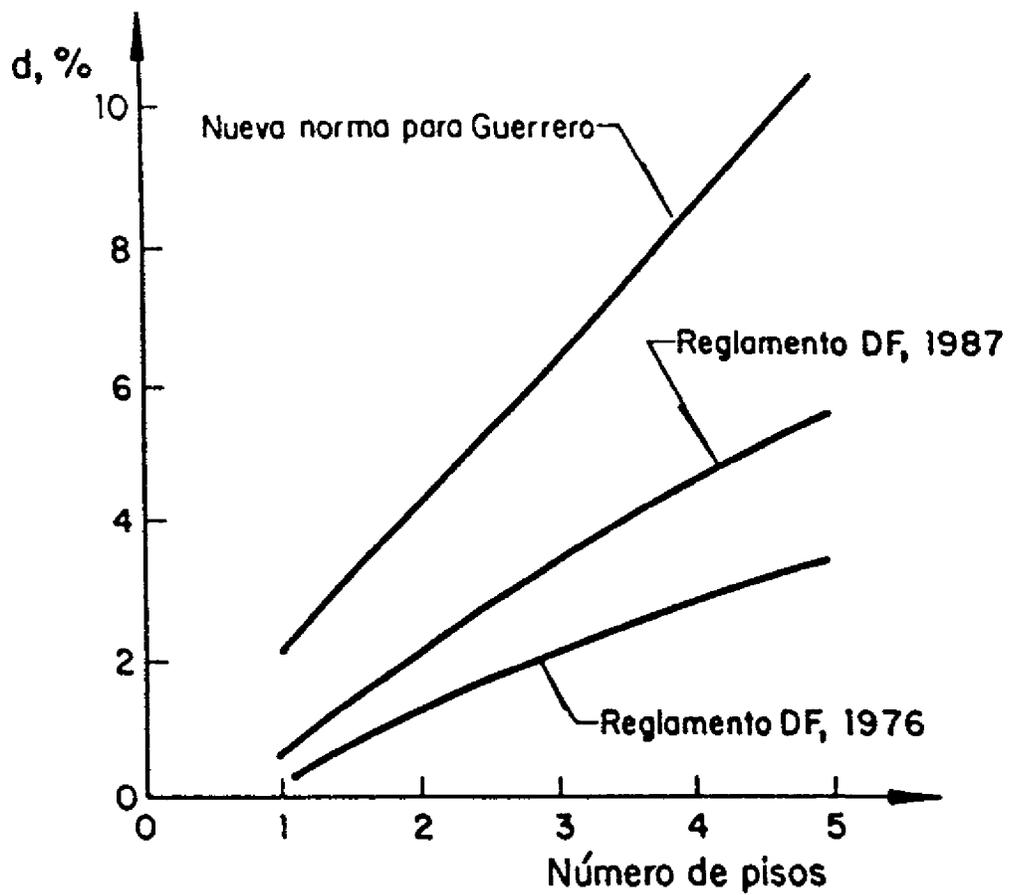


Fig 10 Densidad de muros requerida por las normas en edificios típicos sobre terreno blando