

# Criterios de diseño sísmico del nuevo reglamento de Construcciones del Japón\*

Hiroyuki Aoyama \*\*

## RESUMEN

Se hace una presentación del nuevo reglamento de construcciones del Japón que entró en vigor en junio de 1981. Este se caracteriza por un diseño sísmico en dos etapas. En la primera se diseña para un movimiento sísmico de intensidad moderada siguiendo básicamente la forma tradicional de diseño sísmico. La nueva segunda etapa de diseño tiene la intención de proporcionar protección a edificios en casos de movimientos sísmicos severos. Esto implica comprobar diversos aspectos del edificio que ha sido dimensionado en la primera etapa de diseño. Estos aspectos incluyen el desplazamiento lateral de entrepiso, la distribución vertical de rigideces, la excentricidad horizontal y la capacidad de carga lateral última. Ambas etapas del diseño se presentan en detalle en este artículo, con algunos ejemplos numéricos, cuando son necesarios para ilustrar el proceso de diseño. Se evalúan algunos requisitos a la luz del daño causado por sismos recientes en el Japón.

## ABSTRACT

The revised building code of Japan, which became effective in June, 1981, is reviewed. It features a two-phase design for earthquakes. The first phase design is for medium earthquake motions, and this is basically the unchanged traditional seismic design. The new second phase design is intended to give protection to buildings in case of severe ground shaking. It requires the checking of several aspects of the building that has been proportioned by the first phase design. These include storey drift, vertical stiffness distribution, horizontal eccentricity and ultimate load carrying capacity. Both phases of the design are reviewed in detail, with some numerical examples where it is appropriate to illustrate the design procedure. Some provisions are discussed in the light of recent earthquake damage in Japan.

---

\* Parte de este trabajo fue publicado por la Revista de la Sociedad de Ingeniería Sísmica de Nueva Zelanda, Junio de 1981. Traducido y adaptado por Roberto Meli y Enrique Bazán

\*\* Profesor, Departamento de Arquitectura de la Facultad de Ingeniería, Universidad de Tokio, Japón

## 1. INTRODUCCION

El diseño sísmico de los edificios en el Japón está cambiando drásticamente. Durante el período 1980-1981 el reglamento de construcciones del Japón ha sufrido su principal revisión desde su primera versión en 1924. La característica central de esta revisión es la introducción de un diseño sísmico en dos etapas. Se conserva el procedimiento tradicional de diseño sísmico con algunos cambios; este constituye ahora la primera etapa del diseño sísmico, con la cual se busca proporcionar seguridad y buen funcionamiento de los edificios ante movimientos sísmicos moderados. Se ha agregado una nueva segunda fase de diseño sísmico para proporcionar seguridad ante movimientos sísmicos severos.

La historia del diseño sísmico en los reglamentos de construcciones japoneses comenzó en 1924 cuando se revisó la Ley de Edificios Urbanos como consecuencia del desastre producido por el gran temblor de Kanto de 1923. Esta versión del reglamento adoptaba un conjunto de requisitos estructurales que incluían el diseño para un coeficiente sísmico de 0.1. Después de la segunda guerra mundial la Ley Estándar para Edificios reemplaza la Ley de Edificios Urbanos con requisitos mucho más elaborados para varios aspectos del diseño estructural. El valor básico del coeficiente sísmico se aumentó a 0.2. Los resultados principales del diseño sísmico quedaron sin embargo los mismos, ya que a este incremento en la acción sísmica se acompañaba un incremento comparable de los esfuerzos permisibles para diversos materiales.

Tanto la Ley de Edificios Urbanos como la Ley Estándar para Edificios especificaban sólo cargas y esfuerzos permisibles y ciertos requisitos mínimos para el detalle de los elementos estructurales. Los aspectos más detallados del diseño es

tructural como los métodos de análisis estructural y la forma de dimensionar los elementos, se especifican en las recomendaciones estructurales editadas por el Instituto de Arquitectura de Japón (AIJ). Estas recomendaciones, preparadas en forma independiente para cada material estructural, han servido como suplementos de la Ley. Estas han sido revisadas con mayor frecuencia para adaptar los nuevos conocimientos y para incluir los nuevos materiales a medida que esto se desarrollaba.

Un evento particularmente importante relativo al diseño sísmico fue el sismo de Tokachi-oki de 1968 que causó daño importante a edificios modernos que habían sido diseñados de acuerdo con el reglamento en vigor. Como consecuencia de este evento se tomaron diversas acciones. Algunos de los cambios fueron una revisión parcial de la Ley Estándar de Edificios, una revisión en gran escala de las especificaciones del AIJ, incluyendo los conceptos de diseño por resistencia última para cortante en concreto reforzado, y el establecimiento de un procedimiento de revisión de edificios existentes para seguridad ante sismo. Entre 1972 y 1977 se realizó además un proyecto de cinco años del Ministerio de Construcción con la finalidad de establecer un procedimiento de diseño sísmico nuevo y racional. Los resultados fueron dados a publicidad en 1977 como una propuesta para un nuevo método de diseño sísmico.

El año siguiente ocurrió otro evento importante, el sismo de Miyagiken-oki de 1978. El daño fue tan severo como el debido al sismo Tokachi-oki de 1968. Este evento demostró también las características más complejas de los desastres urbanos en la ciudad de Sendai, con más de 600,000 habitantes. Este sismo constituyó una gran ocasión para la puesta en ejecución de la propuesta del Ministerio de Construcción.

En julio de 1980 se publicó un borrador de la Ley Estándar para Edificios. Se anunció también que esta Ley, junto con documentos suplementarios, sería puesta en vigor el primero de junio de 1981.

## 2. TIPOS DE CONSTRUCCION EN EL JAPON

La fig 1 muestra los tipos de construcción y los números de pisos empleados normalmente para cada tipo de construcción. Tradicionalmente las casas en el Japón se han construido en madera y han sido de uno o dos pisos. Estas construcciones son aún muy comunes y las casas de mampostería son escasas. Aunque existen recomendaciones para la construcción de edificios de departamentos de mampostería de bloque de concreto hasta de tres pisos de altura, esta construcción no se muestra en la fig 1.

El tipo de construcción más común para edificios de departamentos usa estructura de muros de carga de concreto reforzado. Para estos edificios el reglamento permite un método de diseño mucho más sencillo que para marcos de concreto reforzados ordinarios. Esta construcción de muros de carga se usa en la mayoría de los casos para edificios de departamentos de poca altura, entre tres y cinco pisos. Sin embargo, puede usarse para edificios más bajos o más altos, hasta ocho pisos.

Las estructuras de marcos de concreto reforzado, con o sin muros de concreto, representan el tipo más común de construcción para edificios como tiendas, oficinas, escuelas y hospitales, con alturas que varían entre tres y siete pisos. Puede usarse también para edificios más bajos o más altos. En la actualidad el edificio de marcos de concreto reforzado más alto en el Japón es un edificio de departamentos en Tokio de 18 pisos. Sin embargo, en los casos comunes los

supervisores de edificios recomiendan el uso de construcción SRC para edificios mayores de siete pisos. SRC es una abreviación para acero y concreto reforzado que es una construcción compuesta que consiste de un marco de acero estructural ahogado en concreto reforzado. Esta construcción tiene una larga tradición en el Japón y se remonta probablemente a 1920 cuando los edificios se construían con marcos de acero ahogados en mampostería de tabique para la fachada exterior y con marco de acero ahogado en concreto para los marcos interiores. Se piensa comúnmente que el SRC es más dúctil y por tanto más resistente a sismos que el concreto reforzado común. Para edificios más allá de siete pisos y hasta aproximadamente veinte pisos, y aún más en algunos casos, el SRC es el tipo de construcción más común en el Japón.

Para la mayoría de los edificios altos en el Japón se usa una estructura de acero, partiendo desde cerca de quince pisos hasta los edificios más altos, actualmente la Torre del Amanecer de sesenta pisos en Ikebukuro Tokio. Recientemente las estructuras de acero han llegado a ser todavía más populares en todo tipo de edificio principalmente debido al menor tiempo de montaje en el sitio. En algunos casos la estructuración es a base de marcos, pero la resistencia a carga laterales en la mayoría de los casos es proporcionada, por lo menos en parte, por un contraventeo.

## 3. DIAGRAMA DE FLUJO GENERAL DEL DISEÑO SISMICO

La fig 2 muestra el diagrama de flujo general del diseño sísmico, estipulado por la Ley Estándar para Edificios. Los edificios se dividen inicialmente en cuatro grupos con base principalmente en sus alturas. Esta subdivisión se

muestra en los bloques marcados con 1, 2, 3, y 4 en la fig 2.

Para edificios de altura mayor de 60 m (bloque 4) los requisitos de la Ley Estándar de Edificios no pueden aplicarse directamente. Estos edificios altos deben ser diseñados por un *estudio especial* que incorpora usualmente un análisis no lineal paso a paso de la respuesta. El diseño en estos casos está sujeto a la revisión técnica del Comité de Revisión de Estructuras de Edificios Altos del Centro de Edificios del Japón. Bajo recomendación de este Comité el Ministerio de la Construcción proporciona un permiso especial.

Para edificios cuya altura no excede de 60 m la intención general del diagrama del flujo de la fig 2 es que se realice un diseño en dos etapas. Esto significa que se requiere una etapa adicional de diseño, llamada la segunda etapa de diseño sísmico, después del diseño sísmico convencional que incluye el procedimiento tradicional, aquí llamado primera etapa de diseño sísmico. La primera etapa de diseño es para terremotos que pueden ocurrir varias veces durante la vida útil del edificio. La segunda fase de diseño está pensada principalmente para sismos muy severos y extraordinarios que pueden ocurrir una vez en la vida útil del edificio.

La aplicación del diseño en dos etapas se muestra en la fig 2 para tres diferentes grupos de edificios de alturas hasta de 60 m, correspondientes a los bloques 1, 2 y 3. Para todos estos edificios, primero se lleva a cabo el diseño estructural convencional, bloque 5, incluyendo la primera fase del diseño sísmico. Como se explicará más adelante este es un diseño por esfuerzos permisibles para cargas permanentes y temporales, pero que también toma en cuenta la resistencia última. Los cambios principales

en el reglamento relativos a esta etapa de diseño se refieren al método de cálculo de la fuerza sísmica.

El caso 1 es para edificios del tipo de construcción más común en el Japón. Más adelante se dará una descripción más detallada de estos edificios. Estos incluyen construcciones bajas de concreto reforzado con una abundante cantidad de muros de cortante. Para estos edificios hay una amplia experiencia en el Japón relativa a su diseño sísmico y también mucha evidencia sobre su comportamiento sísmico. La primera etapa del diseño, que ha permanecido básicamente sin cambio desde las reglas de los códigos anteriores, debe poder demostrar que estos edificios poseen una resistencia suficiente a cargas laterales para soportar sismos severos. Por tanto no es necesario una segunda etapa de diseño para estas estructuras.

Para los edificios de los bloques 2 y 3 es necesario continuar con la segunda etapa. El paso más importante de esta segunda etapa es el cálculo de la capacidad última a cargas laterales indicada en el bloque 9. Sin embargo se incluyen también en la segunda etapa de diseño otras consideraciones descritas en los bloques 6, 7 y 8. La revisión del desplazamiento lateral (bloque 6) tiene la intención de eliminar las estructuras flexibles que pueden mostrar deflexiones laterales excesivamente grandes ante los efectos de sismo. En caso de edificios normales de concreto reforzado esta comprobación nunca llega a ser crítica. Sin embargo, los resultados de estos cálculos se necesitan más adelante para los puntos indicados en los bloques 7 o 9.

Para edificios cuya altura no excede de 31 m, bloque 2, hay una opción en el flujo entre los bloques 7 y 8 o el bloque 9. El bloque 7 requiere la comprobación de un factor de rigidez y de

excentricidad. El factor de rigidez se refiere a la distribución vertical de la rigidez lateral. El propósito de esta comprobación es eliminar edificios con uno o más entrepisos flexibles entre otros rígidos, como aquellos con planta baja flexible. La comprobación de la excentricidad es necesaria para proporcionar protección contra deformación de torsión excesiva. Después de estas comprobaciones deben satisfacerse conjuntos de requisitos mínimos adicionales especificados por el Ministerio de Construcción, bloque 8, para asegurar ciertos niveles de la resistencia y ductilidad. Así, la opción de los bloques 7 y 8 tiene la intención de permitir excentar de la evaluación de la capacidad última a carga lateral, aquellos edificios que tengan menos de 31 m de altura y con una estructuración razonablemente regular, de acuerdo con ciertos requisitos mínimos adicionales.

Sin embargo no hay posibilidad de elegir este camino para edificios cuya altura excede de 31 m (bloque 3). En estos edificios debe calcularse la capacidad última a cargas laterales. Este camino es la aplicación más directa de la filosofía del diseño en dos etapas.

El objetivo de la comprobación de la capacidad última a cargas laterales es evaluar la resistencia real de una estructura por medio de un análisis límite y comprobar que las deformaciones no excedan la correspondiente a la ductilidad proporcionada a la estructura.

El diseño estructural y los planos deben ser presentados al gobierno local para aprobación de los supervisores de edificios de la ciudad, poblado o prefectura, de acuerdo con los requisitos de la Ley Estándar de Edificios.

#### 4. PRIMERA ETAPA DE DISEÑO SISMICO

##### 4.1 Combinaciones de carga y método de diseño

La primera etapa de diseño sísmico, mostrada en el bloque 5 de la fig 2, es una parte del diseño estructural convencional en la forma prescrita por la Ley Estándar de Edificios que considera en circunstancias normales cinco tipos de carga. Estos son carga muerta, D, carga viva, L, carga de nieve, S, fuerzas de viento W, y fuerzas sísmicas, E. Para cargas permanentes, se consideran las combinaciones de carga siguientes:

$$F = D + L \quad (1)$$

$$F = D + L + S \text{ (en ciertas zonas especificadas como de nevadas)} \quad (1a)$$

Para cargas temporales de corta duración deben considerarse las combinaciones de carga siguientes:

$$F = D + L + S \quad (2)$$

$$F = D + L + W \quad (3)$$

$$F = D + L + S + W \text{ (en zonas nevadas)} \quad (3a)$$

$$F = D + L + E \quad (4)$$

$$F = D + L + S + E \text{ (en zonas nevadas)}$$

En edificios de concreto reforzado las ecuaciones 2, 3 y 3a no rigen, porque la carga muerta domina y por tanto se llegan a usar sólo las ecuaciones 1 y 4 o las ecuaciones 1a y 4.

El diseño se basa todavía en el método de los esfuerzos admisibles; sin embargo, para cargas de corta duración los esfuerzos permisibles para acero se toman iguales a su esfuerzo de fluencia especificado y los del concreto iguales a dos tercios de su resistencia a compresión especificada. Este implica que, en la mayoría de

los casos en que el factor dominante es la resistencia en tensión del acero, para el cálculo a flexión la sección resultante será muy similar a la que se obtiene si se usan métodos de diseño por resistencia última. El diseño por cortante se basa en ecuaciones empíricas derivadas de la resistencia última a cortante. La fuerza cortante de diseño se toma como el menor valor entre la fuerza cortante asociada con la fluencia en flexión del elemento (para el cortante en columna puede suponerse la fluencia de la columna en un extremo y la fluencia de las vigas en el otro extremo de la columna) o la fuerza cortante calculada usando la fuerza sísmica multiplicada por su factor de carga. El factor de carga para este caso no debe ser menor de 1.5.

#### 4.2 Evaluación de la fuerza sísmica

El principal cambio en el código de 1980 de la primera etapa de diseño sísmico ha sido el método para calcular la fuerza lateral sísmica,  $Q_i$ . Esta fuerza debe calcularse como el cortante sísmico en el nivel  $i$  del edificio con la ecuación siguiente

$$Q_i = C_i \sum_{j=1}^n W_j \quad (5)$$

$$C_j = Z R_t A_i C_0 \quad (6)$$

en donde

$Q_i$  = fuerza sísmica en el  $i$ ésimo piso

$W_i$  = peso del  $i$ ésimo piso. Este incluye la carga viva reducida y, si el edificio se encuentra en una zona de nieve especificada, una carga de nieve reducida

$n$  = número de pisos

$C_i$  = coeficiente de cortante de piso

$Z$  = factor de zona sísmica

$R_t$  = factor de características de vibración

$A_i$  = factor de distribución vertical

$C_0$  = coeficiente de cortante estándar

#### 4.3 Factor de zona sísmica

El factor de zona sísmica  $Z$  se muestra en la fig 3. Una zonificación sísmica similar ha estado en vigor desde 1952. La zonificación de la fig 3 fue publicada en 1978 y está basada en la evaluación más reciente de la sismicidad del Japón. Como se aprecia, el valor  $Z = 0.7$  es el menor y este es aplicable solamente a la islla de Okinawa. Las grandes ciudades como Tokio, Osaka y Nagoya se encuentran en la zona A, donde  $Z = 1$ .

#### 4.4 Factor de características de vibración

El factor de características de vibración  $R_t$  de la ec 6 es función del periodo natural  $T$  y del tipo de subsuelo. Se calcula con las ecuaciones siguientes.

$$R_t = 1 \quad \text{cuando } T \leq T_c$$

$$R_t = 1 - 0.2 (T/T_c - 1)^2 \quad \text{cuando}$$

$$T_c \leq T < ZT_c \quad (7)$$

$$R_t = 1.6 T_c/T \quad \text{cuando } T > ZT_c$$

en que  $T$  es el periodo fundamental de la estructura, en segundos,  $T_c$  es el periodo crítico, en segundos, determinado de acuerdo al tipo de suelo.

El periodo fundamental debe calcularse con las expresiones siguientes:

$$T = (0.02 + 0.01 \alpha) h \quad (8)$$

en que

- h altura del edificio en metros
- $\alpha$  relación entre la altura de los pisos estructurales a base de columnas y vigas de acero y la altura total del edificio h

Esto significa que  $T = 0.03 h$  para estructuras de acero y  $T = 0.02$  para estructuras de concreto.

El periodo crítico  $T_c$  se da en la tabla 1. El valor resultante de  $R_t$  se muestra en la fig 4.

Si se calcula el periodo de vibración de manera más precisa por un método apropiado o se determina el coeficiente de características de vibración  $R_t$  por un estudio especial que tome en cuenta el comportamiento estructural durante sismos, tal como la interacción suelo-estructura, el valor de  $R_t$  puede tomarse menor que el que se obtiene con las ecs 7 y 8, pero nunca menor que tres cuartas partes del valor proporcionado por estas ecuaciones.

#### 4.5 Factor de distribución vertical

El factor de distribución vertical  $A_i$  de la ec 6 especifica la distribución de las fuerzas laterales y debe calcularse con la expresión siguiente

$$A_i = 1 + \left( \frac{1}{\sqrt{\alpha_i}} - \alpha_i \right) \frac{2T}{1+3T} \quad (9)$$

en que

$\alpha_i$  = peso (o altura) adimensionalizado por la expresión siguiente

$$\alpha_i = \frac{\sum_{i=i}^n W_i}{\sum_{i=1}^n W_i} \quad (10)$$

en que

$W_i$  = es el peso del  $i$ ésimo piso

n = número de pisos

Como se muestra en la fig 5, el factor de distribución vertical se acerca a un valor uniforme para periodos pequeños. Las porciones más grandes de la fuerza lateral se asignan a la parte superior del edificio en estructuras de período largo.

La fig 6 muestra los valores del factor de distribución vertical  $A_i$  (fig 6a) y la distribución de fuerzas laterales asociadas a casos especiales de estructuras con una masa uniforme en cada piso y alturas de entrepiso constante de 3.6 m.  $A_i$  en el piso más bajo es siempre 1.0. El valor de  $A_i$  en el piso superior aumenta a medida que aumenta el número de pisos. Los términos  $\alpha_i$  y T en la ec 9 pueden determinarse fácilmente para estructuras de este tipo. La fig 6b muestra la distribución de fuerzas de entrepiso para un valor dado del cortante total en la base. Esta se obtiene simplemente calculando la diferencia entre las cortantes de entrepiso determinados con el factor de distribución vertical  $A_i$ , dado en la fig 6a. La distribución de las fuerzas con la altura puede compararse con la variación lineal que se usaría para una estructura idéntica en la mayoría de los códigos de otros países.

Cuando la distribución vertical de la fuerza sísmica se calcula con un estudio especial que considera las características dinámicas como por ejemplo el análisis modal espectral, no es necesario usar las ecs 9 y 10.

#### 4.6 Coeficiente de cortante estándar

El coeficiente de cortante estándar  $C_0$  de la ec 6 no debe ser menor que 0.2 para el diseño en la primera etapa. Constituye una excepción el caso de edificios de madera en algunas áreas y para algunos tipos de suelo especificados como compresibles, en que el valor de  $C_0$  no debe ser inferior a 0.3. La ec 6 se usará también más adelante para el cálculo de la capacidad última a carga lateral en la segunda etapa de diseño sísmico, en cuyo caso el valor del coeficiente de cortante estándar  $C_0$  no debe ser menor que 1.0.

En el comentario de la nueva versión de la Ley Estándar de Edificios se dice explícitamente que el procedimiento de diseño en dos etapas puede verse como un diseño para dos diferentes intensidades de movimiento sísmico. La primera etapa de diseño en la cual se adopta  $C_0 = 0.2$ , es esencialmente la misma que la prescrita en las leyes estándar de edificios anteriores. La adopción de este coeficiente sísmico proviene de la experiencia del sismo de Kanto de 1923 en Tokio.

Después de la puesta en vigor del diseño sísmico de 1924, prácticamente todos los edificios japoneses han sido diseñados para un nivel de protección que corresponde a un coeficiente sísmico de 0.2. La experiencia con sismos de intensidad IV y V en la escala de la Comisión Meteorológica Japonesa (JMA) ha demostrado que la mayoría de estos edificios se han comportado de manera satisfactoria, ya que quedaron prácticamente sin daño. El objetivo de la primera eta

pa de diseño es por tanto proteger a los edificios en casos de sismos que pueden ocurrir en diversas ocasiones durante la vida del edificio. Pueden considerarse que estos movimientos sísmicos que tienen una intensidad V en la escala JMA, con una aceleración máxima de 80 a 100 gal (1 gal = 1 cm/seg<sup>2</sup>). Se espera que los edificios respondan a sismos de esta intensidad sin perjudicar su funcionamiento. Este objetivo de diseño se supone que puede lograrse con la adopción del nivel tradicional de fuerza sísmica y con los métodos tradicionales de diseño por esfuerzos admisibles.

Como se dijo anteriormente, la nueva segunda etapa de diseño tiene el objetivo de conseguir seguridad ante sismos que pueden ocurrir una vez en la vida del edificio. Estos movimientos pueden ser tan fuertes como el terremoto de Kanto de 1923 en Tokio, o como los que tienen intensidad VI y VII en la escala JMA y que corresponde a una aceleración máxima de entre 300 y 400 gal. El diseño sísmico tradicional, en la forma que se prescribía en el reglamento anterior, no incluía una evaluación directa de la seguridad ante movimientos sísmicos de esta intensidad. Se esperaba que edificios diseñados para un coeficiente sísmico de  $C = 0.2$  sobreviviesen sin problemas sísmicos severos como resultado de una sobrerresistencia y una ductilidad intrínsecas. No era necesario comprobar que las estructuras poseían un adecuado nivel de resistencia o de ductilidad.

Las experiencias recientes en temblores importantes como el Tokachi-oki de 1978 o el Miyagi ken-oki de 1978 han demostrado que realmente la mayoría de los edificios japoneses tienen una sobrerresistencia y ductilidad adecuadas para sobrevivir sin daño o con daño menor estos terremotos. Sin embargo, cerca de 10 por ciento de los edificios afectados sufrieron daño considerable y algunos de estos edificios llegaron al es

tado de colapso. La recién introducida segunda etapa de diseño tiene la intención de asegurar que no ocurrirá un daño severo, como se tratará más adelante.

#### 4.7 Fuerza sísmica que actúa en el sótano

La nueva Ley Estándar de Edificios contiene también requisitos para la fuerza sísmica que debe considerarse en los sótanos. Este es un nuevo requisito. Al contrario de la fuerza cortante sísmica para la parte superior del edificio, la fuerza cortante en el sótano debe calcularse como la fuerza de inercia que actúa en el sótano del edificio, directamente multiplicando la suma de la carga muerta y viva total en el sótano,  $W_B$ , por el coeficiente sísmico siguiente

$$k \geq 0.1 \left(1 - \frac{H}{40}\right) Z \quad (11)$$

en que

$k$  = coeficiente sísmico horizontal

$H$  = profundidad desde el nivel del terreno en m, medida a partir de la parte inferior del sótano, pero que no debe tomarse mayor de 20 m

$Z$  = factor de fuerza sísmica, como en la ec 6

La fuerza cortante de entrepiso  $Q_B$  en el nivel del sótano puede entonces calcularse en la manera siguiente

$$Q_B = Q' + k \cdot W_B$$

$Q'$  = porción de la fuerza cortante sísmica de entrepiso en el piso superior que es tomada por columnas y muros de cortante directamente arriba del sótano en consideración

$W_B$  = peso del sótano en cuestión

La fig 7 muestra la distribución del coeficiente sísmico según la ec 11.

## 5. SEGUNDA ETAPA DE DISEÑO SISMICO

### 5.1 Descripción de la segunda etapa de diseño

Como se mencionó anteriormente el procedimiento de diseño en dos etapas de la nueva versión de la Ley Estándar de Edificios puede interpretarse como un diseño para dos diferentes intensidades de movimiento sísmico. En particular la segunda etapa de diseño se introdujo como una evaluación directa y explícita de la sobrerresistencia y de la ductilidad. Esta etapa identifica si existe suficiente disponibilidad de capacidad de ductilidad para la demanda de ductilidad que ocurre en caso de movimientos sísmicos severos correspondientes a intensidades de VI o VII en la escala JMA, considerando también la sobrerresistencia proporcionada a la estructura. Esta evaluación puede hacerse sólo si su objetivo se define claramente. En esta revisión deben considerarse la configuración de la estructura y la dimensión de los elementos y en algunos casos también el detalle. En este sentido la segunda etapa de diseño puede ser interpretada como una etapa de análisis más que de diseño; el objetivo principal de la primera etapa de diseño puede considerarse como el de crear el objeto para este procedimiento analítico.

Por tanto, la parte esencial de la segunda etapa de diseño es la comprobación de la capacidad de carga lateral última, bloque 9 de la fig 2. Sin embargo, se ha mencionado que son necesarias algunas otras comprobaciones como resultado de la experiencia ganada en terremotos recientes en el Japón. Estos se incluyen también en la segunda etapa de diseño; véanse los bloques 6, 7 y 8 de la fig 2.

## 5.2 Desplazamiento lateral

La limitación de desplazamiento lateral introducida por primera vez en el reglamento de construcciones es la primera que debe investigarse como se indica en el bloque 6 de la fig 2. El desplazamiento lateral  $\delta_i$  bajo la acción de la fuerza cortante sísmica de diseño de la ec 5 se calcula por medio de un análisis elástico y la deformación angular de entrepiso  $R_i$  se calcula como

$$R_i = \delta_i / h_i \quad (13)$$

en que  $h_i$  es la altura de entrepiso.  $R_i$  no debe ser mayor que 1/200. Si se emplean elementos no estructurales que pueden soportar deformaciones estructurales mayores o si estos elementos no estructurales están hechos de materiales deformables,  $R_i$  puede exceder al límite anterior. Sin embargo en ningún caso  $R_i$  debe exceder a 1/120.

Esta limitación al desplazamiento lateral se introdujo en vista del creciente daño sísmico a las partes arquitectónicas de los edificios, particularmente en edificios de acero. Debe notarse que el desplazamiento de entrepiso calculado resulta de la acción de las fuerzas cortantes sísmicas dadas por la ec 5 o sea para la primera etapa de diseño sísmico. Bajo la acción de los sismos severos que se suponen en la segunda etapa de diseño, los desplazamientos de entrepiso serán mucho mayores que los calculados por la ec 13.

Para edificios de concreto reforzado las limitaciones de desplazamiento lateral serán rara vez críticas, debido a la gran rigidez inicial de la estructura. Sin embargo no puede omitirse esta comprobación debido a que los resultados deben emplearse en los pasos siguientes de la segunda etapa de diseño.

## 5.3 Factor de rigidez y factor de excentricidad

Una de las medidas más efectivas en el diseño sísmico de edificios es la de proporcionar un esquema estructural regular y bien balanceado para el edificio desde la etapa inicial del diseño. Los edificios con rigidez no uniforme en dirección vertical, por ejemplo los que tienen una planta baja flexible, o los edificios con excentricidad horizontal, por ejemplo los que tienen un núcleo de servicios excéntrico, deben diseñarse con precauciones especiales. Estos edificios son ciertamente más difíciles de diseñar que los que tienen forma regular. Como resultado de estos requisitos, la estructura resultará probablemente más costosa y aún así los beneficios en términos de un comportamiento adecuado son dudosos. Siempre que sea posible deben evitarse estos edificios irregulares. El daño observado recientemente después del temblor de Tokachi-oki de 1968 y del Miyagiken-oki de 1978 han puesto en evidencia en particular la vulnerabilidad de edificios irregulares y han indicado el desempeño superior de los edificios regulares.

En consecuencia, en el diagrama de flujo de la fig 2, se trató de proporcionar mayor sencillez al diseño de edificios regulares. Para edificios cuya altura no excede de 31 m (bloque 2) se permitió omitir el punto 9, si se asegura que se cumplan los requisitos de los bloques 7 y 8.

El factor de rigidez se define en la fig 8. El recíproco de la deformación angular de entrepiso  $R_i$  se expresa como  $r_{si}$  y por tanto del factor de rigidez del  $i$ ésimo piso  $R_{si}$  se define como la relación entre  $r_{si}$  y el valor promedio para todo el edificio, esto es

$$R_{si} = r_{si} / r_{sa} \quad (14)$$

en donde

$$r_{si} = 1/R_i$$

y

$$r_{sa} = \frac{\sum_{i=1}^n r_{si}}{n}$$

$R_{si}$  es menor que 1 en un piso cuya rigidez es menor que la rigidez promedio de todos los entrepisos. El reglamento de construcciones exige ahora que

$$R_{si} \geq 0.6 \quad (15)$$

para cualquier entrepiso. Si existe un entrepiso que no satisface la ec 15, la estructura debe revisarse para su capacidad de carga lateral última; esto es, debe seguirse el bloque 9 del diagrama de flujo de la fig 2.

La definición del factor de excentricidad se muestra en la fig 9.  $G$  es el centro de gravedad de la masa total arriba del entrepiso en consideración.  $R$  es el centro de rigidez, o centro de rotación bajo la acción de un momento torsionante. Las excentricidades asociadas con las cargas en la dirección  $x$  y  $y$  son  $e_x$  y  $e_y$  respectivamente y se miden a partir de  $R$  como se muestra. Los factores de excentricidad  $R_{ex}$ ,  $R_{ey}$  se definen como sigue:

$$R_{ex} = e_x/r_{ex} \quad (16a)$$

$$R_{ey} = e_y/r_{ey} \quad (16b)$$

en donde  $r_{ex}$ ,  $r_{ey}$  = radios elásticos definidos como sigue:

$$r_{ex} = \frac{\text{rigidez rotacional}}{\text{rigidez traslacional en la dirección } x} \quad (17a)$$

$$r_{ey} = \frac{\text{rigidez rotacional}}{\text{rigidez traslacional en la dirección } y} \quad (17b)$$

Los términos de rigidez rotacional y traslacional se definirán más adelante.

La Ley Estándar de Edificios especifica que

$$R_{ex} \leq 0.15$$

y

$$R_{ey} \leq 0.15$$

en todos los pisos. Si existe algún entrepiso que no satisface la ec 17 debe comprobarse la capacidad de carga lateral última del edificio.

Para ilustrar la aplicación de lo que sigue se usará el ejemplo de un edificio de concreto reforzado de tres pisos mostrado en la fig 10. Este edificio es uno de los ejemplos de diseño dados por Umemura y otros, en la ilustración de la aplicación del diseño sísmico dinámico (ref 5). El edificio tiene diversos muros de cortante. Su rigidez lateral es tan alta que pueden considerarse prácticamente como una caja. Sin embargo, se emplea aquí solamente para mostrar el procedimiento numérico involucrado. La fig 10 muestra la rigidez lateral de cada elemento vertical en las dos direcciones. Los valores de las rigideces fueron reducidos en forma arbitraria de los que se daban en la referencia original para obtener unos valores más representativos de los edificios de concreto reforzado comunes.

La tabla 2 resume los cálculos de las fuerzas sísmicas basados en las ecs 5, 6, 7, 8, 9 y 10. El factor de zona sísmica  $Z$  se toma como 1.0 y,

para un período  $T = 0.223$  seg encontrado con la ec 8, el factor de características de vibración  $R_t = 1.0$  independientemente del tipo de suelo. El coeficiente de cortante estándar es  $C_0 = 0.2$ . Después de encontrar los cortantes de entrepiso,  $Q_i$ , las fuerzas sísmicas en cada masa,  $F_i$ , se calculan a partir de las diferencias entre los valores de  $Q_i$ .

La tabla 3 muestra los cálculos de los factores de rigidez usando la ec 14. La rigidez total  $\sum K_i$  en cada dirección se muestra en la fig 10. La rigidez  $K_i$  de cada elemento en cada entrepiso debería calcularse rigurosamente a través de un proceso de aproximaciones sucesivas usando una configuración de carga arbitraria que de lugar a deflexiones de entrepiso idénticas para todos los elementos en todos los pisos. Obviamente este es un proceso muy complejo y por esta razón se suele usar generalmente una aproximación de primer orden debido a que los desplazamientos de entrepiso no necesitan calcularse con mucha precisión. El desplazamiento de entrepiso se divide entre la altura de entrepiso para obtener la deformación angular de entrepiso  $R_i$ . Se encuentra que estas deformaciones son mucho menores que el valor permisible, de  $1/200$  para este caso. El factor de rigidez  $R_{si}$  de la ec 14 tiene su valor mínimo para el segundo entrepiso en ambas direcciones; sin embargo, es mayor que el valor límite de 0.6.

La tabla 4 muestra los cálculos que se realizan para obtener las excentricidades. A partir de las rigideces laterales que se indican en las plantas de la fig 10 se encuentra la localización del centro de rigidez R en la forma

$$\bar{y} = \frac{\sum (K_x y)}{\sum K_x} \quad , \quad \bar{x} = \frac{\sum (K_y x)}{\sum K_y}$$

En este ejemplo las distancias  $x$  y  $y$  se miden desde la esquina inferior izquierda de la planta,

como se muestra en la fig 9. La localización del centro de rigidez R puede verse en la fig 10. El centro de gravedad G se supone localizado en el centro geométrico de la planta.

Para encontrar el factor de excentricidad de la ec 16 se calcula el radio elástico. En la tabla 4, el renglón 6 consigna el segundo momento de la rigidez en cada dirección con respecto al punto de referencia escogido G1 en la planta, y el renglón 7 muestra el momento de inercia con respecto al centro de rigidez R. Estos valores se obtienen por los principios fundamentales, como

$$I_x = \sum (K_x y^2) - (\sum K_x) \bar{y}^2$$

$$I_y = \sum (K_y x^2) - (\sum K_y) \bar{x}^2$$

La rigidez rotacional se toma como la suma de  $I_x$  más  $I_y$ . Por tanto los radios elásticos se encuentran en el renglón 10 como sigue

$$r_{ex} = \frac{I_x + I_y}{\sum K_x}$$

$$r_{ey} = \frac{I_x + I_y}{\sum K_y}$$

El factor de excentricidad calculado de la ec 16 es mayor en la dirección  $x$ , pero en todos los entrepisos se cumple la limitación  $R_{ex} \leq 0.15$ .

#### 5.4 Requisitos mínimos especificados

Un edificio que cumple las comprobaciones de rigidez y excentricidad se considera como un edificio razonablemente regular. Es muy probable que sea seguro ante sismo. Por tanto estos edificios pueden eximirse de la laboriosa comprobación de la capacidad última de carga lateral, si también satisfacen un conjunto de requisitos mínimos especificados por el Ministerio de Construcción.

Con respecto a este conjunto de requisitos mínimos parece que se requiere todavía alguna experiencia en el futuro. Por tanto, los siguientes requisitos tienen necesariamente un carácter temporal.

Para edificios de acero que no exceden de 31 m de altura, deben satisfacerse las condiciones siguientes en los cálculos estructurales.

- 1) Si el edificio incluye entrepisos (excepto el sótano) que tienen un contraventeo para soportar las fuerzas laterales, las fuerzas que actúan en los elementos de cada uno de estos entrepisos debido a la fuerza sísmica de diseño deben incrementarse por el factor B siguiente

$$\beta < 5/7 \quad B = 1 + 0.7 \beta$$

$$\beta > 5/7 \quad B = 1.5$$

en que  $\beta$  es la relación entre la fuerza horizontal absorbida por los contraventeos a la fuerza cortante total en el entrepiso en consideración.

- 2) Debe comprobarse que los extremos y las juntas del contraventeo no fallan cuando el elemento diagonal fluye.
- 3) Debe demostrarse cuando sea necesario que las columnas, las vigas y sus conexiones no pierdan su capacidad de carga rápidamente debido a pandeo local o fractura.

Por lo anterior, para edificios de acero los requisitos mínimos consisten en proporcionar un incremento de resistencia y un comportamiento dúctil a los contraventeos y un comportamiento dúctil a los marcos cuando éstos toman alguna porción de la carga lateral.

Para edificios de concreto reforzado y estructuras de concreto reforzado y acero con altura que

no excede 31 m, los requisitos mínimos consisten en satisfacer cualquiera de las tres condiciones siguientes:

- 1) En cada entrepiso se satisface la siguiente ecuación empírica

$$\text{Para RC, } \Sigma 2.5 A_w + \Sigma 0.7 A_c \geq 0.75 Z W A_i \quad (18a)$$

$$\text{Para SRC, } \Sigma 2.5 A_w + \Sigma 1.0 A_c \geq 0.75 Z W A_i \quad (18b)$$

en que

$A_w$  = área horizontal de muros de cortante en la dirección de la fuerza sísmica que está siendo considerada, en  $\text{mm}^2$

$A_c$  = área horizontal de columnas, en  $\text{mm}^2$

$Z$  = factor de zona sísmica, dado por la ec 6

$W$  = peso de la porción del edificio que es soportada por el entrepiso en consideración, en Newtons\*

$A_i$  = factor de distribución vertical, dado por la ec 6

Esta expresión es similar a la que se usa para identificar los edificios para los cuales no se necesita la segunda etapa de diseño sísmico (bloque I en la fig 2). Este aspecto se tratará con más detalle más adelante, pero en resumen la ec 18 define la condición para edificios con una cantidad relativamente grande de muros de cortante y, por tanto, con una capacidad de carga lateral relativamente alta.

- 2) En cada entrepiso deben satisfacerse las siguientes relaciones empíricas

$$\text{Para RC, } \Sigma 1.8 A_w + \Sigma 1.8 A_c \geq Z W A_i \quad (19a)$$

$$\text{Para SRC, } \Sigma 1.8 A_w + \Sigma 2.0 A_c \geq Z W A_i \quad (19b)$$

\* Nota del editor 1 kg = 9.8 Newtons

en que  $A_w$ ,  $A_c$ ,  $Z$ ,  $W$ ,  $A_i$  se definieron para la ec 18.

Esta expresión será examinada nuevamente en relación a las condiciones para las cuales no se necesita la segunda etapa de diseño sísmico.

La ec 19 tiene la intención de distinguir los edificios con muchas columnas con muros diafragma y, por tanto, con una capacidad de carga lateral relativamente alta y con una ductilidad razonable. Las columnas con muros diafragma se usan ampliamente en el Japón. Columnas típicas con muros trasversales relativamente pequeños son las que están colocadas en los puntos E1 y E3 de la fig 10. Los muros contribuyen de manera significativa a la resistencia y rigidez ante acciones sísmicas en la dirección y.

- 3) Todas las columnas y las trabes deben diseñarse de manera de prevenir una falla prematura por cortante. Esto se hace para asegurar capacidad de disipación de energía para el marco. No se dan requisitos para la cantidad y comportamiento de muros de cortante.

### 5.5 Comprobación de la capacidad de carga lateral última

El paso más importante en la segunda etapa de diseño sísmico es la comprobación de la carga lateral última, o sea el bloque 9 de la fig 2. Inicialmente, debe calcularse la resistencia de los elementos, basada en la resistencia de los materiales y en la geometría de las secciones que se han obtenido como resultado de la primera etapa de diseño. Después se calcula la capacidad última a carga lateral por cualquier procedimiento, incluyendo el análisis no lineal paso a paso, el análisis límite, y métodos simplificados apropiados

para cálculos manuales. En cualquier caso, debe suponerse una distribución vertical de las fuerzas laterales y se encuentran las fuerzas cortantes en cada piso asociadas con la formación de un mecanismo de colapso.

Se requiere que la capacidad última de carga lateral encontrada en esa forma exceda a la fuerza cortante  $Q_{un}$  dada a continuación

$$Q_{un} = D_s F_{es} Q_{ud} \quad (20)$$

en que

$Q_{ud}$  = fuerza sísmica en cada entrepiso

$D_s$  = factor de características estructurales

$F_{es}$  = factor de forma que considera los factores de rigidez y excentricidad

El factor de excentricidad de la fuerza cortante sísmica total en el entrepiso,  $Q_u$ , se calcula con las ecs 5 y 6. Por tanto este procedimiento es similar al cálculo de la fuerza sísmica en la primera etapa de diseño sísmico, excepto que el coeficiente de cortante estándar  $C_0$  de la ec 6 se toma ahora no menor de 1.0. Por tanto  $Q_{ud}$  es cinco veces mayor que el cortante de entrepiso de diseño obtenido en la primera etapa de diseño, a menos que se calculen nuevamente las características dinámicas del edificio, como su periodo natural o el factor de características de vibración  $R_t$  o el factor de distribución vertical  $A_i$ .

Los factores  $D_s$  y  $F_{es}$  se tratan en las dos secciones siguientes respectivamente.

### 5.6 Factor de características estructurales

El factor de características estructurales,  $D_s$ , toma en cuenta las deformaciones inelásticas y la disipación de energía. Se pretende que la segun

da etapa de diseño asegure la integridad ante sismos severos de intensidad del orden de VI o VII en la escala JMA y aunque se pretende que el edificio sobreviva sin colapso, es de esperarse cierto agrietamiento y fluencia. Las estructuras tendrán diversos grados de capacidad de disipación de energía y de ductilidad. El factor de características estructural  $D_s$  se usa para reducir el cortante de entrepiso del espectro elástico de respuesta de acuerdo con la ductilidad disponible, en la forma en que se indica en las tablas 5 y 6 para estructuras de acero y de concreto reforzado respectivamente.

### 5.7 Factor de forma

El factor de forma  $F_{es}$  pretende tomar en cuenta la irregularidad de la estructura expresada en términos del factor de rigidez y de excentricidad. Este se calcula como sigue

$$F_{es} = F_s F_e$$

en que

$F_s$  = factor básico de forma, determinado como una función del factor de rigidez  $R_s$  ( $R_{s_i}$  se da en la ec 14)

$$F_s = 1.0 \quad \text{cuando } R_s \geq 0.6 \quad (22a)$$

$$F_s = 1.0 + \frac{0.5}{0.3} (0.6 - R_s) \quad \text{cuando } 0.3 < R_s < 0.6 \quad (22b)$$

$$F_s = 1.5 \quad \text{cuando } R_s \leq 0.3 \quad (22c)$$

y en que

$F_e$  = factor de forma básico determinado como función del factor de excentricidad  $R_e$  ( $R_{ex}$  o  $R_{ey}$  están dados por la ec 16)

$$F_e = 1.0 \quad \text{cuando } R_e \leq 0.15 \quad (23a)$$

$$F_e = 1.0 + \frac{0.5}{0.15} (R_e - 0.15) \quad \text{cuando } 0.15 < R_e < 0.3 \quad (23b)$$

$$F_e = 1.5 \quad \text{cuando } R_e \geq 0.3 \quad (23c)$$

El factor de forma  $F_{es}$  es 1.0 para valores de los factores de rigidez y excentricidad permitidos en caso de edificios hasta de 31 m de altura, para los cuales puede eliminarse la comprobación de la capacidad de carga lateral última. Cuando las irregularidades ocasionan que se excedan estos límites, el factor de forma implica que debe proporcionarse una mayor capacidad última de carga lateral, o en casos en que no puede incrementarse la capacidad de carga lateral última, debe usarse un valor menor del factor de característica estructural  $D_s$ . Las ecs 22 y 23 muestran que el valor del factor de forma tiene un límite de 1.5. Sin embargo esto debe interpretarse como que para este valor se tiene una estructura extraordinariamente irregular y que no puede ser manejada con el concepto de factor de forma. Cualquier edificio que contiene un entrepiso con un factor de rigidez  $R_s$  menor que 0.3 o un factor de excentricidad  $R_e$  mayor que 0.3 debe ser rediseñado para obtener un mejor equilibrio de masa y rigidez.

## 6. EDIFICIOS QUE NO REQUIEREN SEGUNDA ETAPA DE DISEÑO

### 6.1 Especificaciones del Ministerio de Construcción

El bloque 1 de la fig 2 se refiere a los edificios más comunes en el Japón. Con una amplia experiencia sobre su comportamiento sísmico, estos edificios se consideran seguros sin necesidad de ser sujetos a una segunda etapa de diseño sísmico. Además de la construcción de madera, éstos incluyen las siguientes categorías de acuerdo a las especificaciones del Ministerio de Construcción (ref 3).

1. Los edificios de mampostería de no más de 3 pisos, sin incluir el sótano
2. Los edificios de mampostería de bloque de concreto de no más de 3 pisos, sin incluir el sótano

3. Los edificios de acero que cumplieron con los puntos a hasta f siguientes:
- De no más de tres pisos sin incluir el sótano
  - De no más de 13 m de altura y no más de 9 m de altura de aleros
  - La distancia horizontal entre elementos principales de soporte vertical no excede de 6 m
  - El área total de piso no excede 500 m<sup>2</sup>
  - La fuerza sísmica de diseño en la primera etapa se calcula con un coeficiente de cortante estándar no menor de 0.3
  - Las conexiones extremas y las uniones de los contraventeos que toman las fuerzas sísmicas horizontales no deben fallar cuando el elemento de contraventeo fluye
4. Los edificios de concreto reforzado y los edificios de concreto reforzado y acero (SRC) o los edificios que consisten en parte de concreto reforzado y en parte de SRC y de acuerdo a los requisitos a y b siguientes:

- No más de 20 m de altura
- El área horizontal del muro de cortante y de columnas en cada entrepiso arriba del terreno debe satisfacer las ecuaciones siguientes:

$$\text{Para RC, } \Sigma 2.5 A_w + \Sigma 0.7 A_c \geq Z W A_i \quad (24a)$$

$$\text{Para SRC, } \Sigma 2.5 A_w + \Sigma 1.0 A_c \geq Z W A_i \quad (24b)$$

en donde

$A_w$  = área horizontal de muros de cortante en la dirección de la fuerza sísmica en consideración, en mm<sup>2</sup>

$A_c$  = área horizontal de columnas, en mm<sup>2</sup>

$Z$  = factor de zona sísmica, según la ec 6

$W$  = peso de la porción del edificio que es soportada por el entrepiso en consideración, en Newtons

$A_i$  = factor de distribución vertical dado por la ec 6

- Los edificios que consisten de una mezcla de dos o más de las construcciones siguientes: madera, mampostería, mampostería de bloque de concreto reforzado y estructuras de acero, o los edificios que consisten de uno o más de los tipos anteriores de construcción y de concreto reforzado o de concreto reforzado con acero (SRC) de acuerdo con los requisitos a hasta d siguientes:
  - No más de tres pisos excluyendo el sótano
  - No más de 13 m de altura y no más de 9 m a la altura de aleros
  - Área total de piso no más de 500 m<sup>2</sup>
  - Cualquier entrepiso que tenga estructura de acero debe cumplir los requisitos c, e y f del punto 3 mencionado
  - Los pisos de concreto reforzado o de concreto reforzado con acero deben cumplir el requisito b del punto 4 anterior
- Las viviendas prefabricadas aprobadas por el Ministerio de Construcción.
- Otras construcciones aprobadas por el Ministerio de Construcción para que tengan una seguridad equivalente o mayor ante sismo que las correspondientes a los puntos anteriores.

## 6.2 Edificios de concreto reforzado

Entre los tipos de estructuras mencionados en la sección 6.1, el caso 4, que definía edificios de

concreto reforzado que no necesitan ser sujetos a la segunda fase de diseño sísmico es el más interesante e importante desde el punto de vista técnico. El segundo miembro de la ec 24 puede considerarse como el cortante de entrepiso para una respuesta de 1 g o para un coeficiente de cortante estándar  $C_0 = 1.0$  y un factor de características de vibración  $R_T = 1.0$ . Este sería el caso para edificios cuya altura no exceda de 20 m. Por tanto la ec 24 puede interpretarse como un requisito de que la capacidad de carga lateral basada en un esfuerzo cortante promedio de 2.5 MPa\* para muros de cortante y 0.7 MPa para columnas (1.0 MPa en caso de construcción SRC) debe ser mayor que el cortante de entrepiso debido a una aceleración de 1 g.

El significado de la ec 24 puede explicarse con la ayuda de la gráfica *índice de área de muro contra esfuerzo cortante promedio* que propuso Shiga. La fig 11 muestra una gráfica también compilada por Shiga relativa al daño observado en el sismo de Miyagiken-oki de 1978.

El eje horizontal de la fig 11 es el índice de área de muros, que es la relación entre el área total de muro,  $\Sigma A_W$ , en cada dirección y el área total del piso,  $\Sigma A_f$ , del edificio. En la literatura original esta cantidad se expresó en  $\text{cm}^2/\text{cm}^2$ , pero aquí se emplea en lugar de eso el porcentaje de esa relación. El eje vertical de la fig 11 indica el esfuerzo cortante promedio, para el caso en que se supone una aceleración de 1 g; para el cálculo de las ordenadas en la gráfica  $W$  es el peso en Newtons y  $\Sigma A_W$  y  $\Sigma A_f$  ya fueron definidas anteriormente. Se supuso un peso nominal de edificio de 10 kPa por piso. Este peso nominal de edificio es un promedio razonable del peso real de edificios japoneses de concreto reforzado.

Para la gráfica correspondiente al sismo de Tokachi-oki de 1968 (ref 6) se encontró que los

edificios que quedan fuera del rectángulo limitado por un índice de área de muros  $\Sigma A_W / \Sigma A_f = 0.03$  y por un esfuerzo cortante promedio  $W / (\Sigma A_W + \Sigma A_c) = 1.2$  MPa en su mayoría sufrirían poco o ningún daño, mientras que aquellos que caen dentro del rectángulo mencionado ya sea sufrirán poco o ningún daño, o un daño severo o aun podrían sufrir un colapso. Este dominio crítico se muestra sombreado en la fig 11. En el caso del sismo de Miyagiken-oki de 1978 este rectángulo proporcionó una predicción casi perfecta. Se encontró que el rectángulo dividía con muy pocas excepciones los edificios que estaban dentro del rango de falla II (daño intermedio) y aquellos que estaban dentro del nivel de falla I (daño pequeño); es de esperarse que los edificios que caen fuera del rectángulo antes mencionado podrán sobrevivir el sismo correspondiente a un coeficiente sísmico de 1, con lo cual sería un daño más pequeño.

La ec 24a para un factor de zona sísmica  $Z = 1.0$  (primer piso) se muestra en forma gráfica en la fig 11 por medio de una curva llena definida por

$$\Sigma 2.5 A_W + \Sigma 0.7 A_c = W \quad (25)$$

Esta ecuación se obtuvo en la forma siguiente. Primero de la ec 25

$$0.7 (\Sigma A_W + \Sigma A_c) + 1.8 \Sigma A_W = W$$

por tanto

$$\frac{W}{\Sigma A_W + \Sigma A_c} = \frac{0.7 W}{W - 1.8 \Sigma A_W} = \frac{0.7}{1 - 1.8 (\Sigma A_W / W)}$$

Se encontró que con una aceptable aproximación

$$W = 0.01 \Sigma A_f$$

\* Nota del editor: MPa, Megapascal, 1MPa = 9.81 kg/cm<sup>2</sup>

por tanto

$$\frac{W}{\Sigma A_w + \Sigma A_c} = \frac{0.7}{1 - 1.8 \left[ \frac{\Sigma A_w}{\Sigma A_f} 10^2 \right]} \quad (26)$$

de la cual se dibujó la curva de la fig 11.

Así, la ec 24 especifica el área que queda en el extremo inferior izquierdo de la curva y que corresponde aproximadamente a la zona de seguridad. Esta especificación puede interpretarse como que pueden eximirse de la segunda etapa de diseño los edificios similares a los que experimentaron un movimiento severo de los de 1968 y de 1978 con una máxima aceleración registrada 0.25 - 0.3 g, y que no sufrieron daño alguno o tuvieron sólo un daño menor.

### 6.3 Requisitos mínimos especificados

Se explicó anteriormente que existía un conjunto de requisitos mínimos especificados por el Ministerio de Construcción que deben ser cumplidos por cualquier edificio que sigue el flujo del diagrama a través de los bloques 6, 7 y 8 en la fig 2, en lugar del flujo a lo largo de los bloques 6 y 9. Estos son los requisitos mínimos para edificios que deben diseñarse sin la comprobación de la capacidad de la carga lateral última en la segunda etapa de diseño sísmico. Para edificios de concreto reforzado las reglas consisten en satisfacer una de tres condiciones. Las primeras dos de estas son esencialmente requisitos de resistencia y la última es un requisito de ductilidad.

La primera de estas tres reglas se satisface con la ec 18. Si se compara con la ec 24 puede verse que estas dos son idénticas excepto por el segundo miembro de la ec 18 que tiene un factor de 0.75. Se espera que se contará con cierta ductilidad en estos edificios debido al uso de

este factor de reducción de resistencia.

Para la condición de  $Z = 1.0$  y  $A_i = 1.0$ , la ec 18a para concreto reforzado se muestra en la fig 11 por medio de una curva punteada, de finida por

$$\Sigma 2.5 A_w + \Sigma 0.7 A_c = 0.75 W \quad (27)$$

El requisito mínimo de la ec 18a implica que los edificios que caen entre las dos curvas de la fig 11 deberán diseñarse sin verificar su capacidad de carga lateral última. Sin embargo deberá comprobarse la regularidad y un nivel mínimo de ductilidad para estas estructuras. Como se vió, hubo diversos edificios dañados dentro de este grupo en el caso del sísmo de 1978. Es de esperarse que el comportamiento se mejorará por los requisitos de regularidad y por los factores de rigidez y de excentricidad. Además estos edificios deberán diseñarse para que tengan cierta ductilidad.

La segunda de las tres condiciones consiste en satisfacer la ec 19. El significado de esta ecuación puede explicarse en la manera siguiente (ref 3). Los edificios de concreto reforzado con una regularidad razonable y con diversos muros de cortante con grandes aberturas o con columnas con muros extremos (tales como los marcos exteriores de la fig 10) serán seguros siempre que se mantenga cierto nivel de ductilidad. Suponiendo que es factible un esfuerzo cortante promedio de 1.35 MPa en columnas y en muros extremos y que se desarrolle cierta ductilidad, podemos escribir

$$\Sigma 1.35 A_w + \Sigma 1.35 A_c \geq 0.75 Z W A_i \quad (28)$$

de la cual se deriva la primera expresión de la ec 19a. La ec 19b para concreto reforzado con acero es una modificación de la ecuación

anterior basada en criterio ingenieril.

Para la condición  $Z = 1.0$  y  $A_i = 1.0$ , se muestra también en la fig 11 la ec 19a por medio de una línea horizontal punteada definida por

$$\sum 1.8 A_w + \sum 1.8 A_c = W \quad (29)$$

En el dominio abajo de esa línea puede identificarse un número aún mayor de edificios dañados. Aparte de la mejora que se tiene por la adopción de un esquema estructural regular debe tenerse cuidado de asegurar que exista cierta ductilidad en la primera etapa del diseño sísmico.

#### REFERENCIAS

1. Nakano, K., Ishiyama, Y, y Ohashi, Y., "A Proposal of a New Aseismic Design Method for Buildings in Japan", 7th WCEE Proc. Vol 4, pp 41-48, Estambul, Turquía, (sep 1980)
2. Umemura, H. (ed)., "New Earthquake Resistant Design (en Japonés)", 344 pp., Building Center of Japan, (may 1979)
3. Ministry of Construction, Housing Bureau and Building Research Institute, "Commentary on the Structural Calculation Based on the Revised Enforcement Order, Building Standard Law (en Japonés)", 173 pp, Building Center of Japan, nov 1980
4. "Kampo (Official Notice, Government of Japan)", No 16043, 14 jul 1980
5. Umemura, H et al, "Dynamic Design for Earthquakes of Reinforced Concrete Buildings (en Japonés)", 442 pp, Giho-do Publishing Co., Japón, (ago 1973)

TABLA 1. VALORES DE  $T_c$ 

Tipos de suelo	Descripción del suelo	$T_c$
Tipo I	Roca, grava o arena firmes, y otros suelos que consisten principalmente de estratos terciarios o más antiguos, y cualquier otro suelo que se demuestre por un estudio especial que posee un periodo natural similar a los suelos anteriores	0.4
Tipo II	Suelos distintos al tipo I o al tipo III	0.6
Tipo III	Suelos aluviales que consisten principalmente de suelo orgánico o suelo compresible de otro tipo, incluyendo rellenos cuya profundidad es de 30 m o mayor; tierra de bonificación, de lagunas u otros terrenos pantanosos donde la profundidad del suelo es de 3 m o mayor y han transcurrido menos de 30 años desde su arreglo, o cualquier otro suelo que se muestre por estudios especiales que posee un periodo natural similar al de los tipos anteriores	0.8

TABLA 2. EJEMPLO DE CALCULO DE FUERZAS SISMICAS

(1)	Nivel i	Primero 1	Segundo 2	Tercero 3
(2)	altura de entrepiso $h_i$ (m)	4.15	3.50	3.50
(3)	peso del entrepiso $W_i$ (kN)	3 276	2 929	3 046
(4)	$\sum_{i=1}^3 W_i$ (kN)	9 251	5 975	3 046
(5)	$\alpha_i$	1 000	0. 646	0. 329
(6)	$1/\sqrt{\alpha_i} - \alpha_i$	0.000	0.598	1.414
(7)	$A_i$	1.000	1.160	1.378
(8)	$C_i$	0.200	0.236	0.276
(9)	cortante de entrepiso $Q_i$ (kN)	1 850	1 410	841
(10)	fuerza sísmica $F_i$ (kN)	440	569	841

Nota: (7) altura total:  $h = \sum h_i = 11.15$  m  
 periodo:  $T = 0.02 h = 0.223$  secs  
 $\therefore 2T/(1 + 3T) = 0.267$

(8)  $Z = 1.0$  (supuesto)

$R_t = 1.0$  (del valor del periodo T)

TABLA 3. EJEMPLO DE CALCULO DE RELACIONES DE RIGIDEZ

(1)	Dirección	Transversal x			Longitudinal y		
(2)	Nivel $i$	1	2	3	1	2	3
(3)	Rígidez $K_i$ (kN/mm)	595.3	264.1	165.8	322.7	199.7	175.0
(4)	Cortante de en trepiso $Q_i$ (kN)	1 850	1 410	841	1 850	1 410	841
(5)	Desplazamiento re lativo de entrepi so $\delta_i$ (mm)	3.11	5.34	5.07	5.73	7.06	4.81
(6)	Altura de entrepi so $h_i$ (mm)	4 150	3 500	3 500	4 150	3 500	3 500
(7)	Angulo de defor mación $R_i$	$1/1\ 334$	$1/655$	$1/690$	$1/724$	$1/496$	$1/728$
(8)	$r_{si}$	1 334	655	690	724	496	728
(9)	$r_{sa}$	893			649		
(10)	Relación de rigi dez	1.49	0.73	0.77	1.12	0.76	1.12

Nota: (3) de la fig 10

(4) de la tabla 2

(7) para todo  $R_i$ ,  $R_i < 1/200$

(10) para todo  $R_{si}$ ,  $R_{si} > 0.60$

TABLA 4. EJEMPLO DE CALCULO DE EXCENTRICIDADES

(1)	Nivel i	Primero 1		Segundo 2		Tercero 3	
(2)	Dirección	x	y	x	y	x	y
(3)	Rigidez $\Sigma K_x \Sigma K_y$ (kN/mm)	595.3	322.7	264.1	199.7	165.8	175.0
(4)	$\Sigma(K_x y) \Sigma(K_y x)$ (kNm/mm)	4 840	1 701	2 017	1 134	1 260	994
(5)	$\bar{y} \bar{x}$ (m)	8.13	5.27	7.64	5.68	7.60	5.68
(6)	$\Sigma(K_x y^2) \Sigma(K_y x^2)$ (kNm <sup>2</sup> /mm)	64 590	15 400	33 130	11 840	20 750	10 540
(7)	$I_x \quad I_y$ (kNm <sup>2</sup> /mm)	25 240	6 440	17 710	5 400	11 170	4 890
(8)	$I_x + I_y$ (kNm <sup>2</sup> /mm)	31 680		23 110		16 060	
(9)	$e_x \quad e_y$ (m)	0.87	0.63	1.36	0.22	1.40	0.22
(10)	$r_{ex} \quad r_{ey}$ (m)	7.29	9.91	9.35	10.76	9.84	9.58
(11)	Relación de excentricidad $R_{ex} \quad R_{ey}$	0.119	0.064	0.145	0.020	0.142	0.023

Nota: (4) - (10)  $x, y$  se miden desde la esquina inferior izquierda (punto G1) del esquema, en m.  $I_x$  y  $I_y$  tienen dimensiones de  $(kN/mm)m^2$ , luego  $r_{ex}$  y  $r_{ey}$  están en m.

$$(9) \quad e_x = 18.0/2 - \bar{y}, \quad e_y = 11.8/2 - \bar{x}$$

$$(11) \quad \text{Para todo } R_{ex} \text{ y } R_{ey}, \quad R_{ex,y} < 0.15$$

$$r_{ex} = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{\Sigma K_x}} \quad r_{ey} = \sqrt{\frac{I_x + I_y}{\Sigma K_y}}$$

TABLA 5. D<sub>s</sub> VALORES PARA ESTRUCTURAS DE ACERO

Elementos del marco \ Tipo de estructura	(a) Marcos rígidos o marcos contraventeados con $\beta \leq 0.3$ o marcos contraventeados con contraventeos muy cortos	(b) Marcos contraventeados con contraventeos muy largos o muy cortos	(c) Marcos contraventeados con contraventeos largos
(i) Los más dúctiles	0.25	0.30	0.35
(ii) Muy dúctil	0.30	0.35	0.40
(iii) Dúctil	0.35	0.40	0.45
(iv) Otros	0.40	0.45	0.50

Nota: (a)  $\beta$  = relación de carga resistida por los contraventeos como se define en la sección 5.4.

Contraventeos muy cortos corresponden a  $\lambda \leq 500/\sqrt{f_y}$  donde  $\lambda$  es la relación de esbeltez efectiva del miembro de  $y$  contraventeo considerando las apropiadas condiciones de los extremos y  $f_y$  es la resistencia de fluencia en MPa

(b) (c) Contraventeos cortos :  $500/\sqrt{f_y} < \lambda < 900/\sqrt{f_y}$   
 Contraventeos largos :  $900/\sqrt{f_y} < \lambda \leq 2000/\sqrt{f_y}$

Contraventeos muy largos:  $\lambda \geq 2000/\sqrt{f_y}$

(i) (iv) Esto depende de las restricciones a la relación ancho a espesor, resistencia de las uniones y longitud del claro en vigas. Para detalles ver la ref 3.

TABLA 6.  $D_s$  VALORES PARA ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO

(Para estructuras de concreto reforzado con perfiles de acero restar 0.05 del valor tabulado de  $D_s$ )

Tipo de estructura Elementos del marco	(a) Marco rígido o marco de rigidez muy dúctil con $\beta \leq 0.5$	(b) Muro de rigidez muy dúctil o dúctil con $\beta_w \leq 0.7$	(c) Muro de rigidez muy dúctil o dúctil con $\beta_w > 0.7$ o muro de rigidez con menos ductilidad
(i) La más dúctil	0.30	0.35	0.40
(ii) Muy dúctil	0.35	0.40	0.45
(iii) Dúctil	0.40	0.45	0.50
(iv) Otros	0.45	0.50	0.55

Nota: (a) ~ (c)  $\beta_w$  = relación de carga resistida por los muros de rigidez a cortante total de entrepiso. La clasificación muy dúctil, dúctil o menos dúctil para los muros de rigidez depende principalmente del nivel de esfuerzos cortantes últimos y del modo de falla. Para detalles ver la ref 3.

(i) ~ (iv) Esto depende de las restricciones de la relación longitud a peralte, fuerza axial, relación de refuerzo axial, nivel del esfuerzo cortante último y del modo de falla. Para detalles ver la ref 3

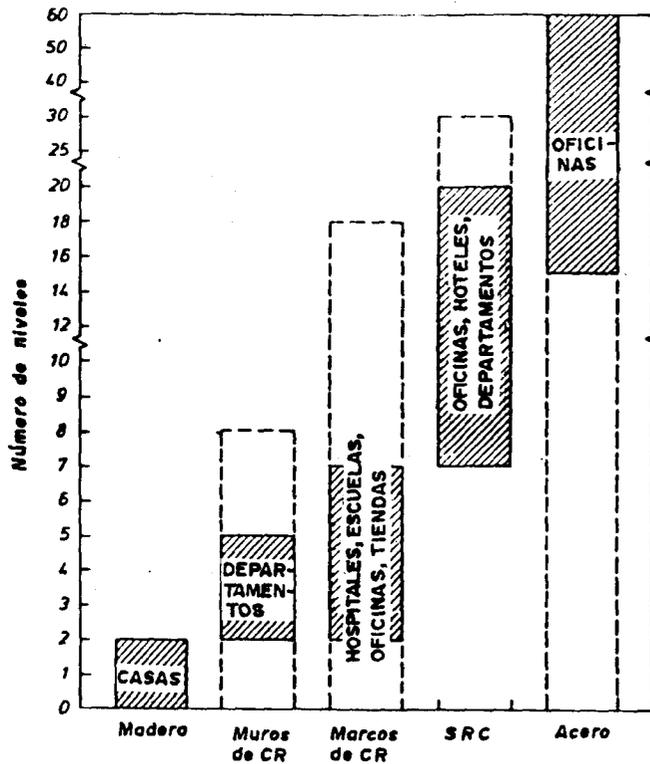


Fig 1. Tipos de construcción en Japón

CR (concreto reforzado)  
SRC (Acero-CR)

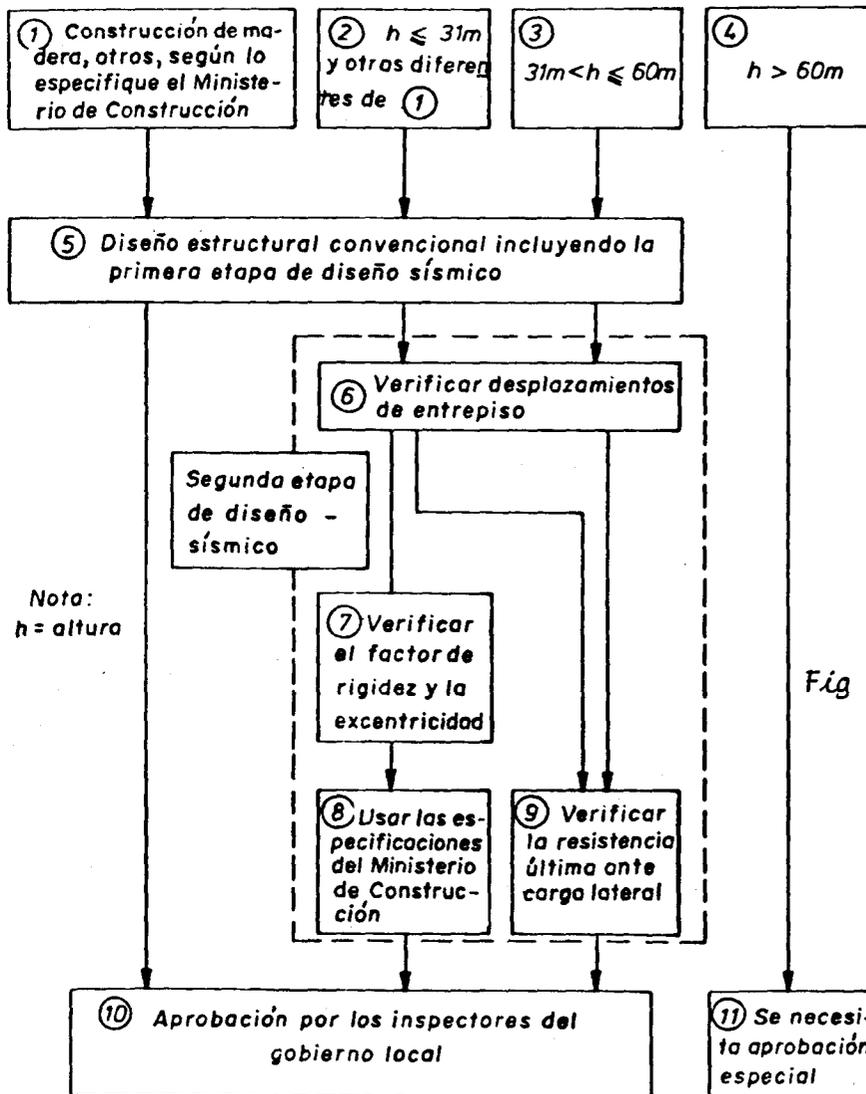


Fig 2. Diagrama de flujo del diseño sísmico

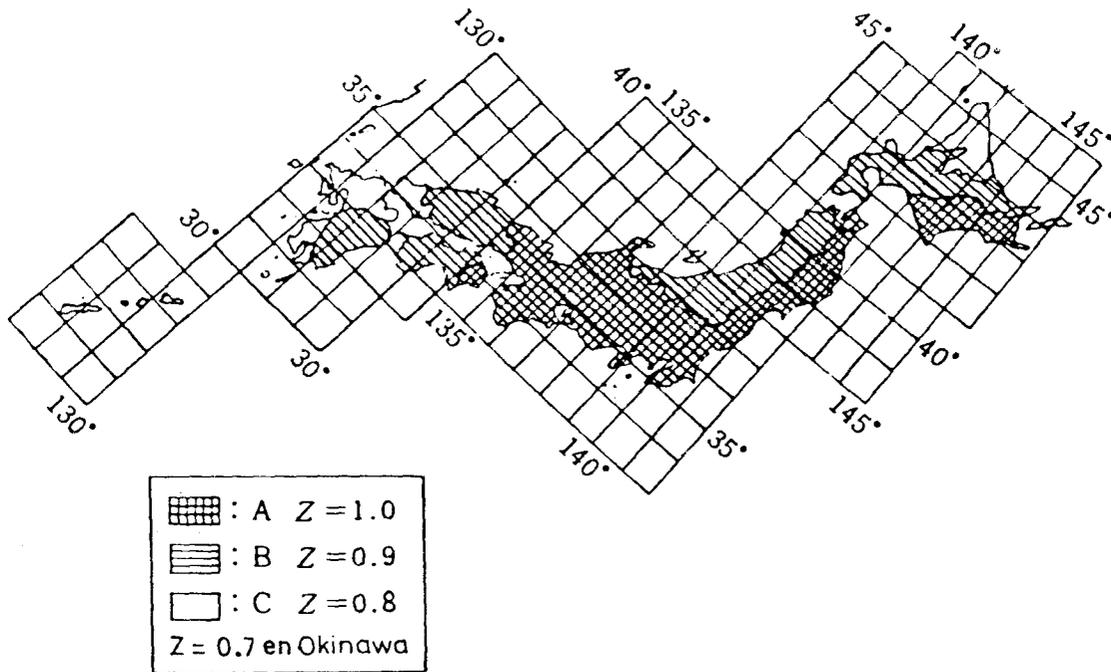


Fig 3. Factor de zona sísmica

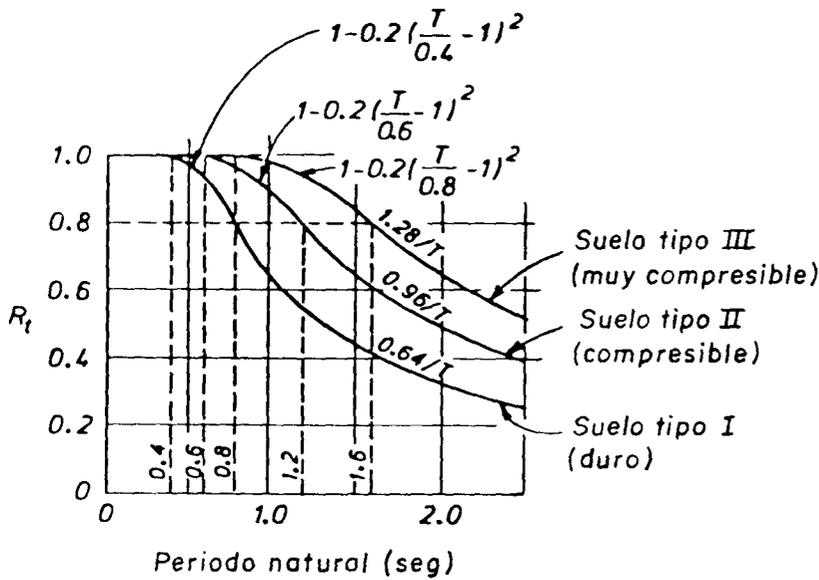


Fig 4. Factor de características de vibración,  $R_t$

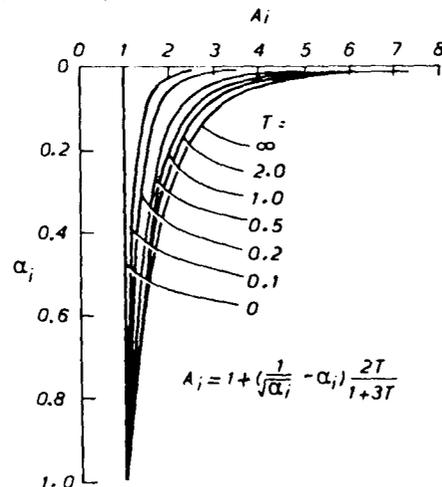


Fig 5. Factor de distribución vertical,  $A_i$

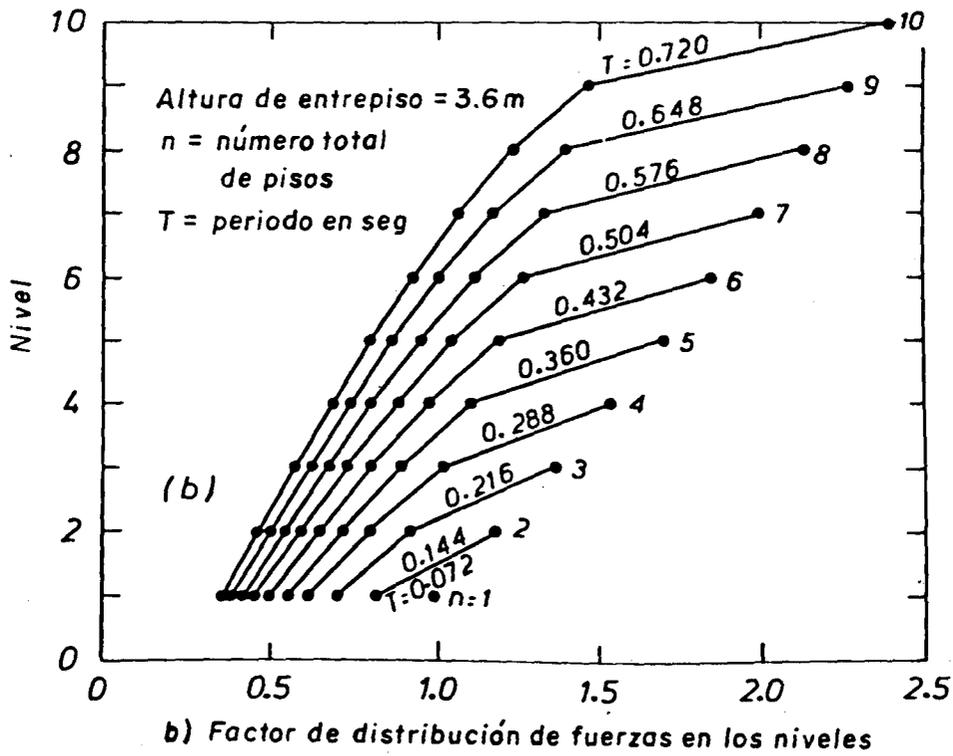
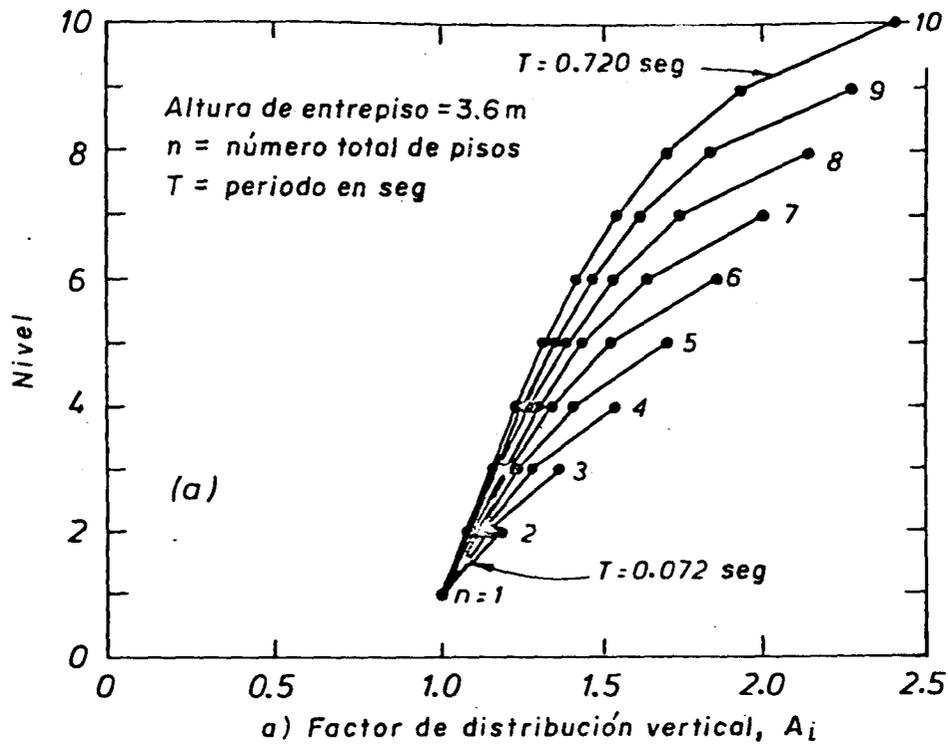


Fig 6. Factores de distribución vertical  $A_i$  y de distribución de fuerzas en los niveles

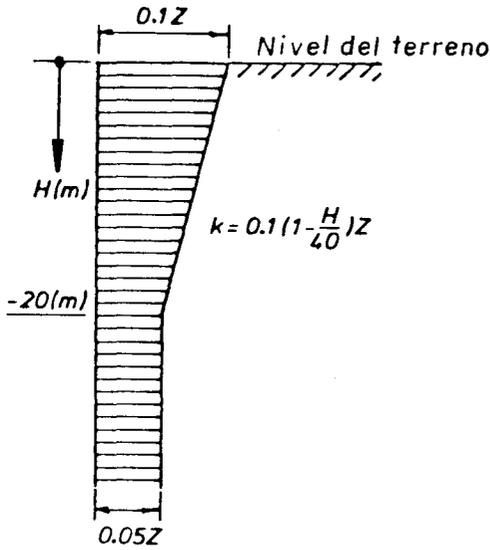


Fig 7. Coeficiente sísmico para sótanos

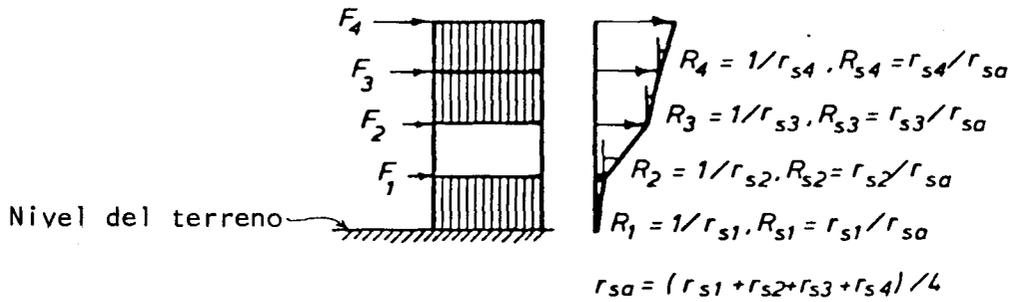


Fig 8. Factor de rigidez

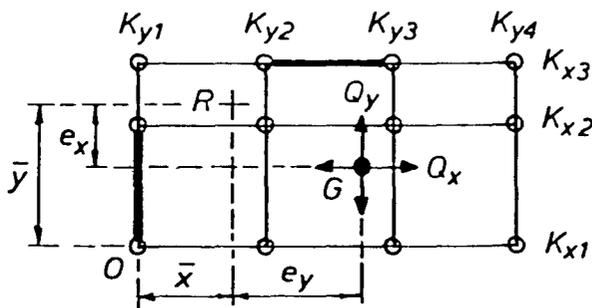
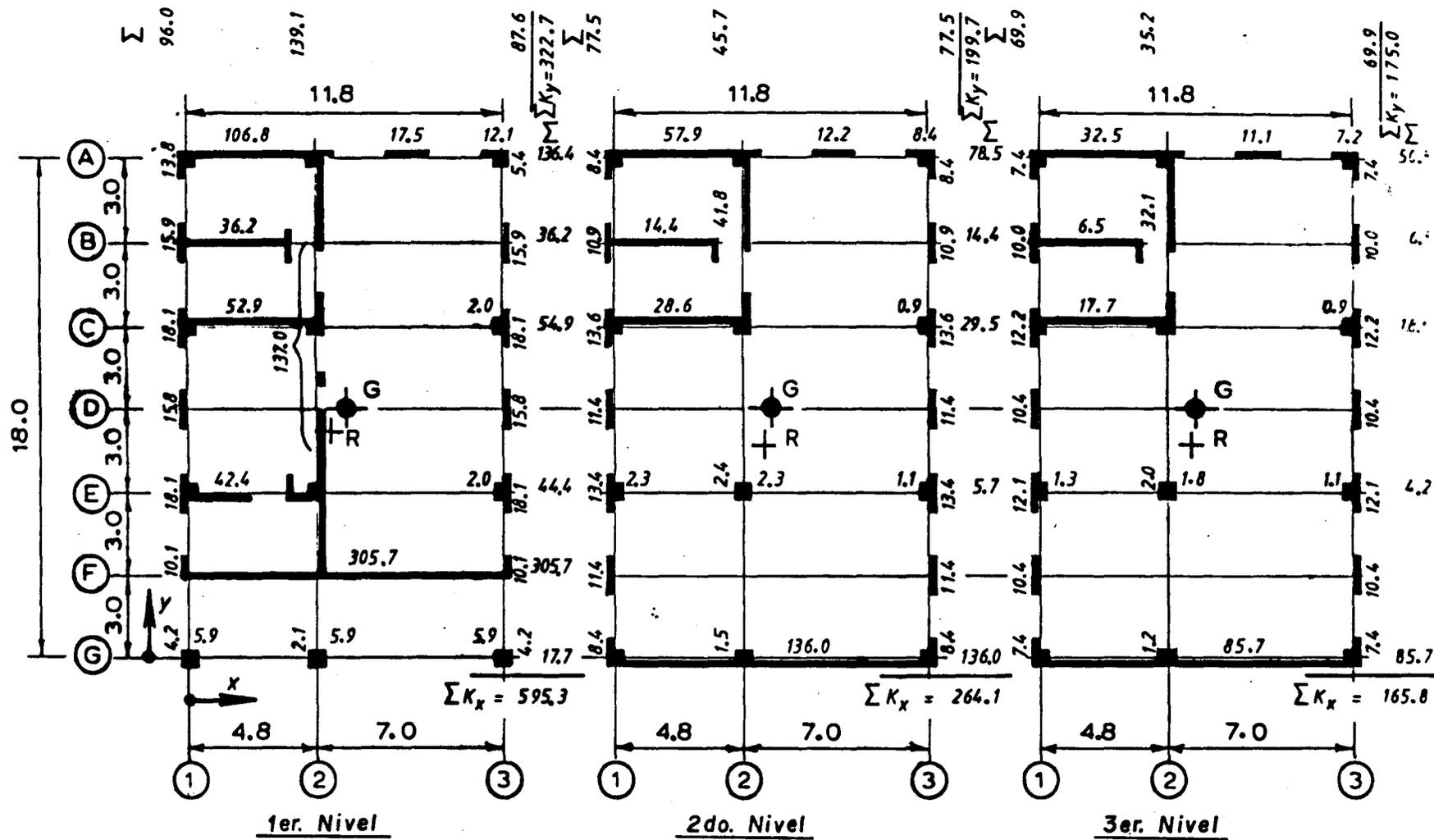


Fig 9. Principales parámetros para determinar propiedades de las rigideces de piso



NOTA: Las distancias están en metros

Las rigideces laterales de los miembros están en unidades kN/mm

Fig 10. Plantas de los pisos y rigideces del ejemplo de tres niveles

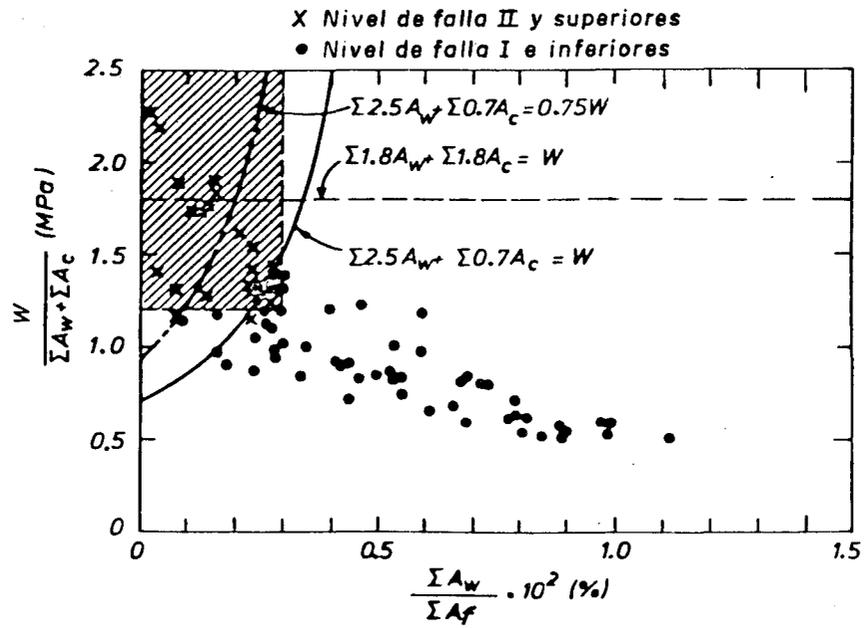


Fig 11. Índice de área de muros y esfuerzo cortante promedio en muros y columnas