

Cálculo de Construcciones Asísmicas

(Conclusión)

PARTE TERCERA

CÁLCULOS DE ESTABILIDAD

CÁLCULOS DE LOS EDIFICIOS PARA RESISTIR LAS SOLICITACIONES PRODUCIDAS POR LOS TEMBLORES

1.—Debido a la rapidez y economía en su ejecución y a la ventaja de poder hacer la distribución de planta más conveniente por medio de tabiques livianos, casi todos los edificios de alguna importancia que se construyen hoy día, se hacen con estructura en forma de esqueleto, ya sea de fierro, ya sea de hormigón armado. En la segunda parte estudiamos con alguna detención como se comportaban estas estructuras al ser sacudidas por un temblor, y llegamos a la conclusión de que los efectos dinámicos desarrollados sólo adquirirían importancia cuando el período de vibración propio del edificio se aproximaba mucho al período del temblor. Así, por ejemplo, para que la sollicitación dinámica no excediera del doble de la estática correspondiente, bastaba que el período de vibración libre del edificio fuera menor que los tres cuartos del período del temblor.

Las fuerzas horizontales se originan debido a la inercia propia de la construcción, y su magnitud depende, según vimos, de la relación entre la aceleración máxima del suelo y la de la gravedad, o sea de lo que llamamos el «coeficiente sísmico» del temblor. Este es tanto mayor cuanto más grande es su intensidad y llega a valer de $\frac{1}{20}$ a $\frac{1}{10}$ para el grado IX de la escala de Mercalli, que tal vez corresponde a los más violentos terremotos habidos últimamente en Chile. En Santiago, debido a su buen suelo de fundación, es poco probable que alcance este último valor, pero dada la inseguridad de los datos, más vale prevenirse y por lo tanto conviene tomar $\varepsilon = \frac{1}{10}$ dejando, eso sí, claramente establecido que el

período de vibración libre del edificio debe ser suficientemente más chico que el de los temblores, para evitar el posible peligro de la resonancia.

Las estructuras constan de pisos soportados por vigas, las que a su vez transmiten la carga a los pilares o muros con los cuales deben hacer ángulos indeformables. Se ve, pues, que la estructura puede descomponerse en elementos más simples que son los marcos rígidos, los que podrán ser sencillos o múltiples. Comenzaremos, pues, estudiando qué le sucede a uno de estos marcos al ser solicitado por fuerzas horizontales. Solucionado este punto, tendremos que preocuparnos de la manera como se reparte el esfuerzo horizontal total entre los distintos marcos que forman una construcción—ya que todos ellos no son iguales entre sí, por haber unos más rígidos que otros—y también de la parte que le corresponde a los muros. Sólo una vez resuelto este punto estaremos en condición de calcular una construcción para soportar la acción de las fuerzas horizontales desarrolladas por un temblor.

ESTUDIO DE LOS ELEMENTOS DE UNA CONSTRUCCIÓN

Marcos rígidos.—Como acabamos de decir, al descomponer una estructura en elementos más simples, el primero que hay que considerar es el marco rígido. Consiste esencialmente esta forma constructiva en la combinación de piezas horizontales—vigas—con elementos verticales—pilares—cuyas uniones deben ser indeformables. Las tensiones elásticas que se desarrollan por la acción de las cargas, no son determinables por las solas ecuaciones de la estática, y para obtenerlas es necesario recurrir a las ecuaciones de la Teoría de la Elasticidad. Por esto se dice que son sistemas hiperestáticos. Para resolverlos, o sea encontrar los momentos flexionantes y los esfuerzos de corte en sus distintos componentes, hay dos caminos principales. El primero de ellos es el basado en los teoremas relativos al trabajo de deformación del sistema, más comúnmente conocidos por Teoremas de Castigliano. El otro está basado en el estudio de las líneas elásticas de los distintos elementos, y una variante de él ha sido desarrollada por Mohr y posteriormente por Wilson (1).

Este último es el método cuya aplicación resulta más conveniente para el estudio de los marcos rígidos, y para darnos cuenta del camino que sigue, lo aplicaremos al caso más sencillo: el marco rectangular simple, empotrado en su base. Para simplificar el problema no tomaremos en cuenta las deformaciones producidas por las fuerzas axiales, porque su efecto en los casos reales es despreciable, pero en cambio consideremos la acción de los esfuerzos cortantes, ya que en algunos casos prácticos alcanzan importancia, cuando la sección de las piezas es grande respecto a su longitud.

Consideremos un prisma AB que soporte cargas de cualquier naturaleza que dan un lugar de momento como el indicado en la figura.

Sea ρ el radio de curvatura de una sección cualquiera y $d\varphi$ su ángulo con una sección infinitamente próxima.

(1) Wilson y Maney «Wind Stresses in the Steel Frames of Office Buildings». Bull N.º 80. University of Illinois.

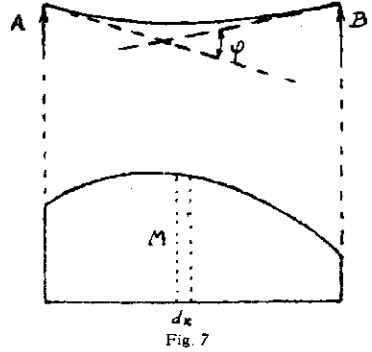
La ecuación de la elástica da

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{EI}$$

y como

$$\begin{aligned} \rho d\varphi &= dx \\ d\varphi &= \frac{M dx}{EI} \end{aligned}$$

$$(1) \quad \varphi = \int_A^B \frac{M dx}{EI} = \frac{A_m}{EI}$$



o sea el ángulo que forman entre sí las secciones extremas es igual al área del lugar de momentos dividida por EI .

El desplazamiento que sufre el extremo de una pieza por la rotación $d\varphi$ de una sección cualquiera, es

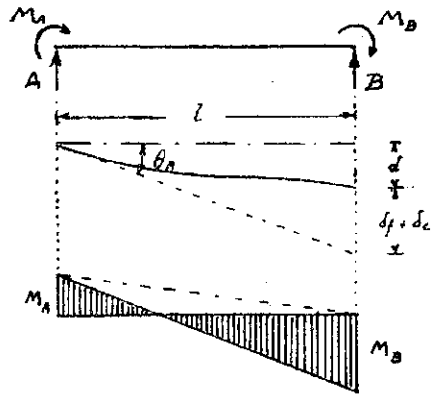
$$d\delta = d\varphi \cdot x$$

$$\delta = \int_A^B x d\varphi = \int_A^B \frac{Mx}{EI} dx$$

$$(2) \quad \delta = \frac{A_m \cdot X}{EI}$$

en que X es la abscisa del centro de gravedad del área del lugar de momentos de manera que la distancia entre el extremo de un prisma flexionado y su correspondiente sobre la tangente a la elástica en el otro extremo, es igual al momento del área del lugar de momentos flexionantes respecto al extremo que se considera desplazado.

Apliquemos estos resultados a un prisma solicitado en sus apoyos por momentos flexionantes. Sea d la desnivelación de éstos y δ_f y δ_c las flechas que habría experimentado un extremo de la pieza debido a la flexión y al esfuerzo de corte, si el eje de esta se hubiera mantenido recto.



$$l\theta_A = d + \delta_f + \delta_c$$

$$\begin{aligned} \delta_f &= \frac{A_m \cdot X}{EI} = \left[\frac{M_A \cdot l}{2} \cdot \frac{2l}{3} - \frac{M_B \cdot l}{2} \cdot \frac{l}{3} \right] \frac{1}{EI} \\ &= \frac{l^3}{6EI} [2M_A - M_B] \end{aligned}$$

$$\delta_c = \gamma \frac{Vl}{G\Omega}$$

en que $V =$ esfuerzo de corte, en estos casos: $\frac{M_A + M_B}{2}$

$$G = \text{módulo de elasticidad al cizalle} = \frac{2}{5} E$$

$\Omega =$ Sección

$\gamma =$ Coeficiente que depende de la forma de la sección (Para piezas rectangulares $k=1.2$).

Luego

$$\delta_c = \frac{1.2 l}{\frac{2}{5} E \Omega} \frac{M_A + M_B}{l} = \frac{3 (M_A + M_B)}{E \Omega}$$

$$= \frac{3 r^2 (M_A + M_B)}{E I} \quad r = \sqrt{\frac{I}{\Omega}}$$

$$\delta_f + \delta_c = \frac{l^2}{6 E I} (2 M_A - M_B) + \frac{3 r^2}{E I} (M_A + M_B)$$

$$= \frac{l^2}{6 E I} \left[2 M_A - M_B + \frac{18 r^2}{l^2} (M_A + M_B) \right]$$

Si hacemos $\frac{r^2}{l^2} = s \quad \frac{d}{l} = R \quad \frac{l}{l} = K$

Sustituimos en (3)

$$l \theta_A = R l + \frac{l}{6 E K} \left[2 M_A - M_B + 18 s (M_A + M_B) \right]$$

$$(\theta_A - R) \cdot 6 E K = 2 M_A - M_B + 18 s (M_A + M_B)$$

$$(\theta_A - R) \cdot 6 E K = M_A (2 + 18 s) - M_B (1 - 18 s) \quad (4)$$

Análogamente obtendremos si se plantea el problema para el otro extremo

$$6 E K (\theta_B - R) = -M_A (1 - 18 s) + M_B (2 + 18 s) \quad (5)$$

Despejando M_A y M_B de las ecuaciones (4) y (5) se obtiene, después de algunas simplificaciones y haciendo

$$K' = \frac{K}{1 + 36 s}$$

$$M_A = 2 E K' [2 \theta_A (1 + 9 s) + \theta_B (1 - 18 s) - 3 R] \quad (6)$$

$$M_B = 2 E K' [\theta_A (1 - 18 s) + 2 \theta_B (1 + 9 s) - 3 R] \quad (7)$$

Si la deformación producida por el esfuerzo de corte es despreciable, es fácil comprobar que las ecuaciones (6) y (7) quedan reducidas a

$$M_A = 2EK(2\theta_A + \theta_B - 3R) \quad (6')$$

$$M_B = 2EK(\theta_A + 2\theta_B - 3R) \quad (7')$$

Estas fórmulas son las que se usan para el cálculo de los marcos, solicitados por fuerzas horizontales concentradas en los nudos. Las aplicaremos al caso de un marco simple empotrado en su base y en cuyo extremo superior actúa una fuerza horizontal P .

Si los momentos de inercia de las columnas y de las vigas son I_c e I_v tenemos que

$$K'_c = \frac{I_c}{h(1 + 36s_c)}; \quad K'_v = \frac{I_v}{l(1 + 36s_v)}$$

y además en este caso

$$s_c = \left(\frac{r_c}{h}\right)^2 \quad s_v = \left(\frac{r_v}{l}\right)^2$$

y además en este caso

$$\theta_A = 0 \quad \theta_D = 0 \quad \theta_B = \theta_C$$

y para la viga BC

$$R = \frac{d}{l} = 0$$

Luego, según ecuación (6) y (7)

$$\begin{aligned} M_A &= 2EK'_c [\theta_B(1 - 18s_c) - 3R] \\ M_{BA} &= 2EK_c [2\theta_B(1 + 9s_c) - 3R] \\ M_{BC} &= 2EK'_v [2\theta_B(1 + 9s_v) + \theta_B(1 - 18s_v)] \\ &= 2EK'_v \cdot 3\theta_B = 6EK'_v \theta_B \end{aligned}$$

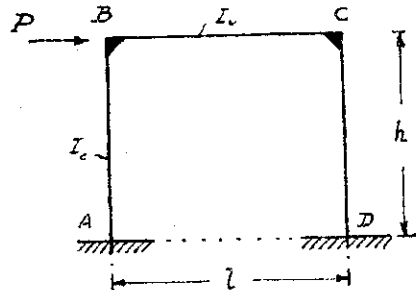


Fig. 9

Los valores de θ_B y R pueden determinarse por las ecuaciones de equilibrio de la columna y la viga. La condición de equilibrio de las columnas exige al aplicarles la ecuación de momentos que

$$2(M_A + M_{BA}) + Ph = 0$$

o sea

$$4EK'_c(3\theta_B - 6R) + Ph = 0$$

$$\theta_B = -\frac{Ph}{12EK'_c} + 2R$$

La condición de equilibrio del nudo B exige que la suma de momentos ahí sea nula, o sea

$$M_{BA} + M_{BC} = 0$$

$$2EK'_C [2\theta_B (1+9s_c) - 3R] + 6EK'_V \theta_B = 0$$

Si llamamos

$$\beta = \frac{K_V}{K_C} \quad \text{y} \quad \beta' = \frac{K'_V}{K_C} \quad \beta' = \beta \frac{1+36s_c}{1+36s_v}$$

queda

$$\theta_B (3\beta' + 2 + 18s_c) - 3R = 0$$

$$\left(\frac{-Ph}{12EK'_C} + 2R \right) (3\beta' + 2 + 18s_c) - 3R = 0$$

de donde

$$R = \frac{Ph}{12EK'_C} \frac{2+3\beta'+18s_c}{1+6\beta'+36s_c}$$

y

$$\theta_B = \frac{Ph}{4EK'_C} \frac{1}{1+6\beta'+36s_c}$$

Sustituyendo estos valores en las expresiones de M_A y M_B llegamos a

$$M_A = -\frac{Ph}{2} \frac{1+3\beta'+36s_c}{1+6\beta'+36s_c}$$

$$M_B = -\frac{Ph}{2} \frac{3\beta'}{1+6\beta'+36s_c}$$

y la flecha máxima del pilar

$$\delta = Rh = \frac{Ph^3}{12EI_c} \frac{2+3\beta'+18s_c}{1+6\beta'+36s_c} (1+36s_c)$$

La influencia de la deformación debida al esfuerzo de corte depende de la relación entre la sección y la longitud de las piezas. Cuando esta razón es muy pequeña S_v y S_c son despreciables y las fórmulas quedan

$$M_A = -\frac{Ph}{2} \frac{1+3\beta}{1+6\beta}$$

$$M_B = -\frac{Ph}{2} \frac{3\beta}{1+6\beta}$$

$$\delta = \frac{Ph^3}{12EI_c} \frac{2+3\beta}{1+6\beta}$$

Aun en los casos en que S_c y S_v no sean despreciables, su influencia en la expresión de los momentos es muy pequeña y solamente alcanza algún valor en la

fórmula de δ debido al factor $(1 + 36 S_c)$. Así pues, con una aproximación suficiente podemos aceptar, aunque las vigas y pilares tengan secciones relativamente grandes respecto a sus longitudes, las siguientes fórmulas para M_A , M_B y δ

$$M_A = - \frac{Ph}{2} \frac{1+3\beta}{1+6\beta}$$

$$M_B = - \frac{Ph}{2} \frac{3\beta}{1+6\beta}$$

$$\delta = \frac{Ph^3}{12 EI_c} \frac{2+3\beta}{1+6\beta} (1+36 S_c)$$

Por el mismo procedimiento se pueden calcular marcos más complicados, ya sea que tengan muchos tramos o varios pisos, o ambas cosas a la vez. También pueden obtenerse así sus deformaciones, como lo hemos hecho en el ejemplo anterior, y se llega a los siguientes valores de δ que deben ser amplificados por $1 + 36 S_c$ para tomar en cuenta la acción de los esfuerzos de corte (1).

Marco simple. Extremos empotrados $\delta = \frac{Ph^3}{12 EI_c} \frac{2+3\beta}{1+6\beta}$

» » » apoyados $\delta = \frac{Ph^3}{12 EI_c} \frac{1+2\beta}{\beta}$

Marco de 1 piso, 2 tramos empotrados $\delta = \frac{Ph^3}{18 EI_c} \frac{2+6\beta+9\beta^2}{1+9\beta+6\beta^2}$

» » » » apoyado $\delta = \frac{Ph^3}{3 EI_c} \frac{3+20\beta+16\beta^2}{3\beta+4\beta^2}$

» » » » empotrado $\delta = \frac{Ph^3}{12 EI_c} \frac{4+14\beta+9\beta^2}{4+41\beta+36\beta^2}$

Marco de 1 piso, 4 tramos empotrados $\delta = \frac{Ph^3}{3 EI_c} \frac{4+20\beta+29\beta^2+12\beta^3}{20+244\beta+487\beta^2+240\beta^3}$

Para mayor número de tramos puede tomarse con mucha aproximación este último valor.

La deformación de un paño aislado tomado del medio de una estructura de un gran número de tramos y pisos es aproximadamente

(1) Para mayores detalles véase T. Naito, Earthquake proof. Construction.

$$\delta = \frac{2Ph^3}{12EI_C} \frac{1+\beta}{2\beta} \quad (1)$$

si llamamos P la carga horizontal correspondiente a cada columna de ese piso.

Por el ejemplo hecho anteriormente se puede comprobar que el método exacto para calcular marcos rígidos, aún en los casos más sencillos, es bastante complicado y demoroso. Puede decirse que cuando la estructura consta de varios tramos y pisos es prácticamente imposible calcularla exactamente. Por esto es que se ha buscado maneras simplificadas para hacer el cálculo y poder así resolver los casos que se presentan en los grandes edificios (2).

Estos métodos son generalmente de origen yankee, porque la acción del viento en los rascacielos es un problema análogo a la acción de los temblores, ya que ambos producen solicitaciones horizontales, y son bastante exactos siempre que las luces de los tramos no sean muy diferentes entre sí, ni tampoco las alturas de piso. Además las columnas deben tener momentos de inercia aproximadamente iguales. Estas condiciones generalmente se reúnen en los grandes edificios comerciales modernos.

Los métodos aproximados se basan en hipótesis que hacen que la estructura pase a ser estáticamente determinada y los más usados corrientemente son: (3).

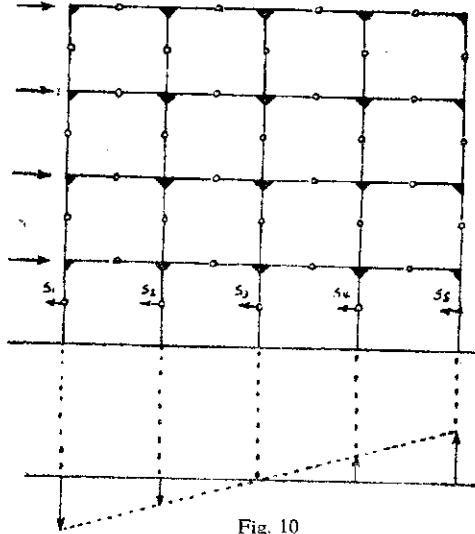


Fig. 10

(1) De aquí se deduce que el coeficiente α que introdujimos al estudiar la vibración de las estructuras tiene por valor $\alpha = \frac{1}{12} \frac{1+\beta}{2\beta}$

(2) Sin embargo, algunos autores han resuelto exactamente y tabulado algunos casos especiales que se presentan frecuentemente en la práctica. Ver, por ejemplo, Kleinlogel, Rahmenformeln y Mehrstieligerahmen. W. Ernst. Berlin.

(3) Ver R. Fleming «Wind Bracing without Diagonals for Steel Frame Office Buildings» Engineering News, Marzo 12 de 1913.

I.—*Método Cantilever.*—Se basa en las siguientes suposiciones:

1) Los puntos de inflexión (momentos nulos) de las columnas están situados en la mitad de su altura.

2) Los puntos de inflexión de las vigas están situados en su punto medio.

3) La fuerza axial en cada columna es proporcional a su distancia al eje neutro de la estructura, así que toda ella obra como una viga empotrada en su base.

II.—*Método de igual esfuerzo de corte.*— Está basado en las siguientes afirmaciones:

1) Los puntos de inflexión de las columnas están a la mitad de su altura.

2) El esfuerzo de corte es igual en todos los pilares del mismo piso.

3) El esfuerzo axial es nulo en las columnas interiores y sólo acciona en las exteriores.

III.—*Método del Portal.*— Se basa en las siguientes hipótesis:

1) Los puntos de inflexión en

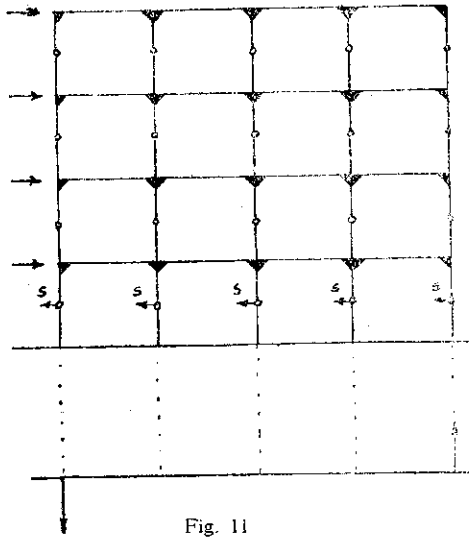


Fig. 11

las columnas están a la mitad de su altura.

2) El esfuerzo de corte es igual en todas las columnas interiores, y en las exteriores es la mitad del interior.

3) El esfuerzo axial es nulo en las columnas interiores y sólo es tomado por las exteriores.

IV.—*Método del Portal continuo.*—Se funda en las siguientes suposiciones:

1) Los puntos de inflexión de las columnas se localizan en la mitad de su altura.

2) Los esfuerzos en las columnas son proporcionales a su distancia al plano neutro de la estructura.

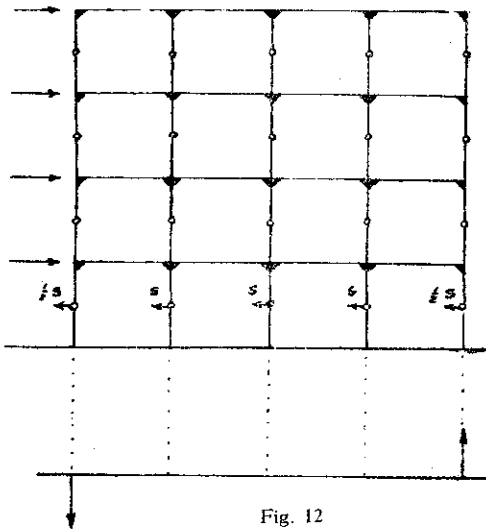


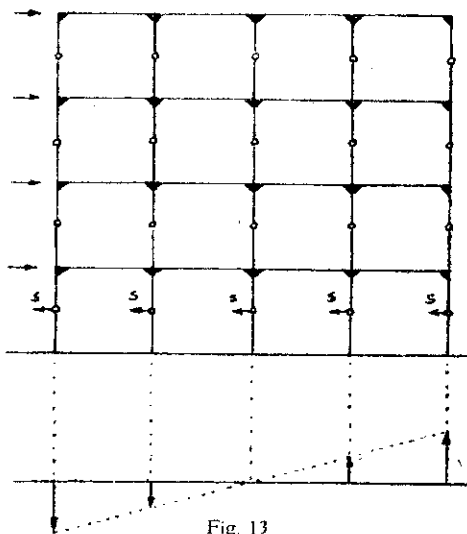
Fig. 12

3) Los esfuerzos de corte en las columnas son iguales en todas ellas, ya sean interiores o exteriores.

Además de estos métodos sencillos, hay otros más complicados propuestos por

Melick, por Johnson, por Wilson y Maney, etc., que, o son de muy difícil aplicación, o no dan una aproximación suficiente.

Los diversos métodos expuestos anteriormente fueron sometidos por Naito a un estudio crítico y comparados con el método exacto, llegando a la conclusión que el mejor de todos ellos era el «Método del Portal», siempre que se introdujeran algunas modificaciones al aplicarlo al primer piso. Este método así modificado



da, según su autor, errores menores de 20%, y lo llamaremos en adelante «Método Naito». La hipótesis de que parte son las que se indican a continuación:

1) Los puntos de la inflexión de las columnas se encuentran a la mitad de su altura, excepto en el primer piso, en que suben a $0,6h$.

2) El esfuerzo de corte es igual en todas las columnas interiores de un mismo piso, y en las exteriores es la mitad del interior. Sin embargo, en el piso más bajo el esfuerzo de corte de las columnas exteriores es $0,8$ del de las interiores.

3) El esfuerzo axial en las columnas interiores es nulo y sólo actúa en las exteriores.

De las suposiciones anteriores se deduce que cuando todos los tramos tienen igual luz, los puntos de inflexión de las vigas coinciden con su punto medio.

El procedimiento anterior fué aplicado por Naito a una estructura de 3 tramos y 10 pisos calculada exactamente por Wilson y Maney, y los errores máximos fueron de 12 por ciento en los momentos de las vigas y pilares.

III.—DEFORMACIÓN DE OTROS ELEMENTOS DE UN EDIFICIO

En el capítulo anterior hemos visto como se podían determinar los momentos flexionantes y los esfuerzos de corte en los distintos elementos de una estructura,

siempre que se conocieran las fuerzas que actuaban en ellas. La determinación de estas fuerzas sería muy sencilla si todos los marcos que componen un edificio fueran iguales, porque entonces se vería claramente qué parte de las sollicitaciones horizontales recibe cada uno de ellos. Desgraciadamente esto no ocurre casi nunca en la práctica, pues lo corriente es que un edificio se componga de marcos de distintas rigideces y de muros—que pueden tener o no aberturas—de manera que es muy difícil saber la parte de la fuerza horizontal que toma cada uno de ellos.

La solución de este problema sólo es posible si suponemos que los pisos sean lo suficientemente rígidos para transmitir sin deformarse las acciones horizontales a todos los elementos y hacer que ellos se deformen todos en igual cantidad. Entonces tendremos reducida la cuestión a solucionar un sistema hiperstático. Afortunadamente el hecho de suponer que los pisos sean bastante rígidos, concuerda muy bien con lo que sucede en las grandes construcciones modernas cuyos pisos son siempre de concreto armado o fierro y, por lo tanto, prácticamente indeformables dentro de su plano. Lo importante, por consiguiente, es determinar las deformaciones de los distintos elementos—marcos y muros—ya que debiendo ser todas ellas iguales, queda fijada la proporción en que soportan el esfuerzo horizontal total que obra sobre el edificio. Naturalmente, la mayor parte será tomada por los elementos más rígidos.

Marcos con diagonales.—En un edificio con esqueleto de fierro, la manera de hacerlo más rígido es ponerle diagonales en algunos de sus paños. Estudiaremos, pues, este caso, ya que hemos visto antes la deformación de los marcos sin diagonales.

Supongamos un marco rígido cruzado por una diagonal, cuya sección supondremos pequeña respecto a las de las vigas y columnas, articulada en sus extremos. Debido a que consideramos que la sección de la diagonal es muy pequeña respecto a la de los otros elementos, podemos suponer que la deformación por las fuerzas axiales es despreciable en las columnas y vigas y sólo la tomaremos en cuenta en la diagonal.

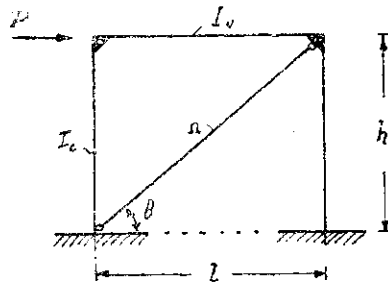


Fig. 14

Comencemos por el caso en que los extremos están empotrados.

La fuerza P será resistida una parte por el marco rígido P_m y otra por la diagonal P_d . La tensión es esta, T , valdrá

$$T = \frac{P_d}{\cos \theta}$$

y la deformación δ_d del marco debido al alargamiento de la diagonal será

$$\delta_d = \frac{T}{E \Omega} \frac{\sqrt{l^2 + h^2}}{\cos \theta} = \frac{P_d}{E \Omega} \frac{\sqrt{l^2 + h^2}}{\cos^2 \theta}$$

pero

$$\cos \theta = \frac{l}{\sqrt{l^2 + h^2}}$$

luego

$$\delta_d = \frac{P_d (l^2 + h^2)^{3/2}}{E \Omega l^2}$$

La deformación del marco rígido, prescindiendo de la diagonal, será, llamando P_m la fuerza que lo solicita

$$\delta_m = \frac{P_m h^3}{12 E I_c} \frac{2 + 3\beta}{1 + 6\beta}$$

En caso que los ángulos no sean absolutamente indeformables, la flecha se amplificará por un factor α mayor que la unidad

$$\delta_m = \frac{P_m \cdot h^3}{12 E I_c} \frac{2 + 3\beta}{1 + 6\beta} \cdot \alpha$$

Si consideramos que una fuerza actúa sobre el marco, podemos suponer que se descompone en dos partes: una que produce el alargamiento de la diagonal y otra que es la causa de la deformación del marco rígido considerado independiente. Por consiguiente, igualando las flechas en ambos casos, obtendremos la proporción en que se distribuye la fuerza

$$\frac{P_d (l^2 + h^2)^{3/2}}{E \Omega l^2} = \frac{P_m h^3}{12 E I_c} \frac{2 + 3\beta}{1 + 6\beta} \alpha$$

$$D = \frac{P_d}{P_m} = \frac{h^3 E \Omega}{12 E I_c} \frac{l^2}{(l^2 + h^2)^{3/2}} \frac{2 + 3\beta}{1 + 6\beta} \alpha$$

$$D = \frac{P_d}{P_m}; \quad \frac{P_d}{P_d + P_m} = \frac{D}{1 + D} = \frac{P_d}{P}$$

$$P_d = \frac{D}{1 + D} P$$

$$P_m = \frac{1}{1 + D} P$$

La parte del esfuerzo total P que toma el marco rígido solo, es tanto menor, cuanto mayor sea D o lo que es lo mismo, cuanto mayor sea la sección de la diagonal Ω' o mayor la deformabilidad de los ángulos α , hasta llegar al caso extremo del marco con secciones articuladas ($\alpha = \infty$) en que los momentos en las columnas y vigas son nulos y todo el esfuerzo horizontal es tomado por la diagonal.

El mismo procedimiento que hemos aplicado al caso del marco simple puede aplicarse a los casos en que éste tenga muchos tramos o pisos, o ambas cosas a la vez y los resultados son análogos. Se deduce, pues, la gran conveniencia de poner diagonales en las estructuras para hacer la construcción más rígida y disminuir los momentos flexionantes en las vigas y columnas que pueden entonces hacerse de dimensiones menores y por consiguiente más económicas.

Muros.—Los muros de un edificio pueden considerarse como vigas cuyas secciones transversales son muy grandes comparadas con sus longitudes. En la generalidad de los casos debido a las grandes cargas que soportan y a la relativa indeformabilidad de las fundaciones se puede suponer que los muros actúen como vigas empotradas en un extremo—la base— y libres en el otro. La flecha de una viga se compone de dos partes; la flecha ocasionada por la flexión y la causada por el esfuerzo de corte. En vigas de las dimensiones que se usan en la práctica, la primera de las flechas nombradas es mucho mayor que la otra, de manera que es la única que se toma en cuenta. Pero cuando la sección de la viga es grande comparada con su longitud, la flecha debida al esfuerzo de corte adquiere importancia, hasta llegar a veces, a ser mayor que la otra, como veremos más adelante. Por esto, al estudiar la deformación de los muros no se puede prescindir de ella.

Si llamamos « du » el corrimiento del eje neutro de una sección respecto al de otra situada a la distancia « dx » según la ley de Hooke aplicada al cizalle se tiene

$$du = \gamma \frac{V dx}{G \Omega}$$

en que V es el esfuerzo de corte en esa sección

G el módulo de elasticidad al cizalle

Ω el área de la sección

γ un coeficiente que depende de la sección y que en caso de secciones rectangulares vale 1.2. En secciones doble te es I considerando sólo el área del alma.

La flecha de una sección de abscisa x debida sólo al esfuerzo de corte será

$$u = \int_0^x \gamma \frac{V dx}{G \Omega}$$

y en caso de sección rectangular y si $G = 0.4 E$ como es lo corriente

$$u = \int_0^x \frac{1.2 V dx}{0.4 E \cdot b \cdot h}$$

$$= 3 \int_0^x \frac{V dx}{E \cdot b \cdot h}$$

Si queremos tener la flecha en el extremo de una pieza empotrada en su base y con una carga concentrada P en su punta

$$u = 3 \int_0^l \frac{P \cdot dx}{E \cdot b \cdot h} = \frac{3Pl}{Ebh}$$

y la flecha debida a la flexión es

$$\frac{Pl^3}{3EI} = \frac{Pl^3}{3E \cdot \frac{1}{12} bh^3} = \frac{4Pl^3}{Ebh^3}$$

de modo que la flecha total será

$$f = \frac{4Pl^3}{Ebh^3} + \frac{3Pl}{Ebh} = \frac{4Pl^3}{Ebh^3} \left(1 + \frac{3}{4} \frac{h^2}{l^2} \right)$$

Para distintos valores de $\frac{h}{l}$ tenemos las siguientes relaciones entre la flecha debida a la flexión f_f y la ocasionada por el esfuerzo de corte f_c .

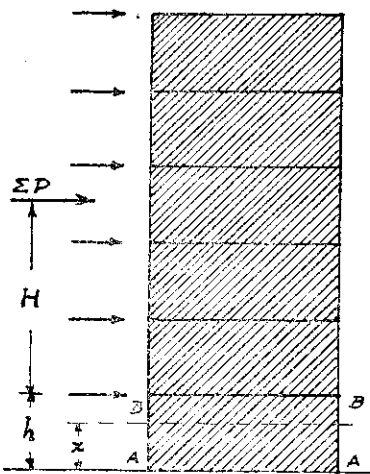


Fig. 15

$\frac{h}{l}$	f_f	f_c
1/20	1	0,00187
1/10	1	0,0075
1/5	1	0,3
1	1	0,75
2	1	3,—

De aquí se deduce que la deformación producida por el cizalle sólo se podrá despreciar cuando $\frac{h}{l}$ sea menor que 1/5

El valor de E que se debe poner en la fórmula que da la flecha, al aplicarla a un muro, es el del material, multiplicado por un coeficiente que tome en cuenta la calidad de la construcción. Así, por ejemplo, para el concreto $E = 140000 \text{ Kg/cm}^2$, pero

se ha comprobado que en la práctica para los muros debe tomarse del 50 al 80 por ciento de este valor, debido a los defectos de ejecución.

Para ladrillos de muy buena calidad $E = 86000 \text{ Kg/cm}^2$, pero las experiencias

del Dr. Mononobe han demostrado que según la calidad del ladrillo y la manera de ejecutar el muro E puede bajar hasta 14000 Kg/cm² (1).

Consideremos ahora la deformación de la sección AA , BB de un muro de muchos pisos de altura.

El movimiento de la sección BB respecto a AA se debe al esfuerzo de corte y al momento producido por las fuerzas P .

A causa del esfuerzo de corte la sección BB se desliza

$$f_c = \frac{3 \cdot \Sigma P \cdot h}{E \Omega}$$

La flecha debida al momento las podemos obtener de la ecuación de la elástica

$$y'' = \frac{M}{EI} = \frac{\Sigma P}{EI} (H + h - x)$$

$$y' = \frac{\Sigma P}{EI} \left(Hx + hx - \frac{x^2}{2} \right) + \alpha$$

$$y = \frac{\Sigma P}{EI} \left(H \frac{x^2}{2} + h \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right) + \alpha x + \beta$$

Si suponemos que para $x=0$ $y=0$ y $\frac{dy}{dx}=0$

$$\gamma = \frac{\Sigma P}{EI} \left(H \frac{x^2}{2} + h \frac{x^2}{2} - \frac{x^3}{6} \right)$$

Para $x = h$, o sea para la sección BB

$$y = \frac{\Sigma P}{EI} \left[H \frac{h^2}{2} + \frac{h^3}{3} \right]$$

De manera que la flecha total será

$$f = f_f + f_c = \frac{\Sigma P h}{E} \left[\frac{3}{\Omega} + \frac{Hh}{2I} + \frac{h^2}{3I} \right] = \frac{\Sigma P h}{E} \left[\frac{3}{\Omega} + \frac{h^2}{6I} \left(3 \frac{H}{h} + 2 \right) \right]$$

La deformación de un trozo de muro dependerá, pues, de la altura que tenga a contar desde esa sección.

Muro con aberturas.—Es muy común que los muros en un edificio tengan aberturas, ya sean ventanas o puertas. En este caso es prácticamente imposible

(1) T. Naito. Earthquake Proof. Construction.

conocer la magnitud de las deformaciones que sufrirán al ser solicitados por fuerzas horizontales. Sin embargo, veremos un método aproximado que nos servirá para tener idea del valor que adquieren.

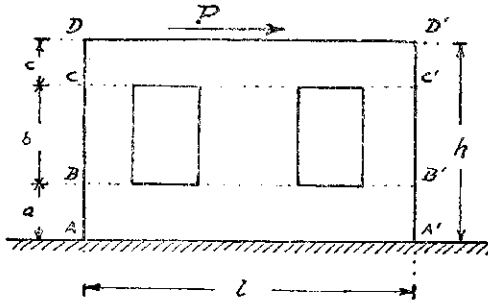


Fig. 16

Consideremos para ésto un muro como el representado en la figura y estudiemos la flecha que adquiere su parte superior debido a la fuerza P. El movimiento de la sección DD es el resultante del movimiento propio y el de las secciones BB y CC y se debe al esfuerzo de

corte y a la flexión.

1) Deformación por esfuerzo de corte

$$\text{Trozo } A-B \quad \frac{3Pa}{E\Omega}$$

$$\text{Trozo } B-C \quad \frac{3P \cdot b}{E\omega}$$

en que ω es la suma de las secciones de los machones

$$\text{Trozo } C-D \quad \frac{3Pc}{E\Omega}$$

Total debido al esfuerzo de corte

$$\frac{3P}{E\Omega} \left[a + \frac{\Omega}{\omega} b + c \right]$$

2.º) Deformación por flexión. Se puede suponer aproximadamente que conste de dos partes, a saber: la flecha del muro considerado lleno y la deformación suplementaria debida a la menor resistencia de los machones.

La flecha del muro considerado lleno es:

$$\frac{Ph^3}{3EI}$$

Los machones se deformarán como vigas empotradas arriba y abajo y por consiguiente la flecha de ellos será

$$\frac{pb^3}{12EI_p}$$

en que p es la parte de P correspondiente a cada uno y que siendo b , E y f iguales para todo, será proporcional al I_p respectivo.

La deformación total será por lo tanto

$$f = \frac{3P}{\Omega E} \left[a + \frac{\Omega}{\omega} b + c \right] + \frac{Ph^2}{3EI} + \frac{pb^3}{12EI_p}$$

Pero

$$p = \frac{I_p}{\Sigma I_p}$$

siendo ΣI_p la suma de los momentos de inercia de los machones
Luego

$$f = \frac{3P}{E} \left[\frac{a+c}{\Omega} + \frac{b}{\omega} + \frac{h^3}{9I} + \frac{b^3}{36\Sigma I_p} \right]$$

Si el muro con aberturas tiene muchos pisos de altura y queremos saber la deformación del trozo correspondiente a un piso podemos proceder de la misma manera que lo hicimos para el muro lleno. En el caso actual.

1) Deformación por esfuerzo de corte

$$\frac{3\Sigma P}{E} \left[\frac{a+c}{\Omega} + \frac{b}{\omega} \right]$$

2) Deformación debida al momento considerando el muro lleno

$$\frac{\Sigma P}{EI} \left[\frac{h^3}{3} + \frac{Hh^2}{2} \right]$$

3) Deformación debido al momento en los machones

$$\frac{\Sigma P b^3}{12E\Sigma I_p}$$

De esta manera

$$f = \frac{3\Sigma P}{E} \left[\frac{a+c}{\Omega} + \frac{b}{\omega} + \frac{h^3}{9I} + \frac{Hh^2}{6I} + \frac{b^3}{36\Sigma I_p} \right]$$

IV.—COEFICIENTE DE DISTRIBUCIÓN

Al ser sacudido un edificio por un temblor se desarrollan fuerzas horizontales que ocasionan la deformación de los elementos que lo forman.

En el capítulo anterior hemos estudiado la magnitud de estas deformaciones en los principales elementos constitutivos de una construcción, como son los mar-

cos rígidos, marcos con diagonales, marcos llanos y muros con aberturas, cuando actuaba sobre ellos una sollicitación horizontal de magnitud conocida. En la práctica no se conoce cada esfuerzo independientemente, sino sólo la fuerza total que obra sobre el edificio y que será una fracción de su peso. Para solucionar esta indeterminación, habíamos dicho que supondríamos que los pisos eran lo suficientemente rígidos para transmitir, sin deformarse, los esfuerzos horizontales a los diversos elementos, de manera que todos ellos tomaran igual flecha al nivel de cada piso.

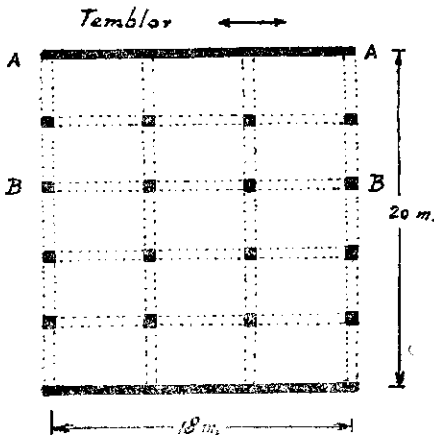


Fig. 17

Los elementos más resistentes deben estar situados, para ésto, simétricamente respecto al centro de gravedad del edificio, porque en caso contrario se puede producir rotación respecto a los puntos más firmes. Una fuerza de magnitud dada produce en un elemento aislado, una deformación que será tanto mayor cuanto menor sea su rigidez. Por lo tanto para producir la misma flecha en los distintos elementos se necesitará fuerzas de tanta mayor intensidad, cuanto más grande sea su rigidez.

La relación entre la magnitud de la fuerza que produce una flecha dada en un elemento y la que produce la misma flecha en el marco más flexible de la construcción es lo que Naito llama «coeficiente distribución», y por lo que hemos visto es máximo para los elementos más rígidos.

Para fijar las ideas, apliquemos la teoría a un ejemplo. Supongamos un edificio de un piso de 5 metros de altura, sostenido por columnas cada 6 m en un sentido y cada 4 m. en el otro, y con muros divisorios de ladrillos.

Supongamos que el techo sea de concreto armado y resista una carga total de 1000 Kgs/m². Las vigas que lo sostienen las supondremos de 40 × 60 cm. y los pilares de 40 × 40 cms. Si el esfuerzo horizontal es 1/10 del peso

$$P = \frac{1}{10} \times 18 \times 20 \times 1000 = 36000 \text{ Kgs.}$$

La deformación de un marco tal como *BB* es, según vimos anteriormente

$$\delta_B = \frac{P_B h^3}{12 E I_c} = \frac{4 + 14\beta + 9\beta^2}{4 + 41\beta + 36\beta^2}$$

$$h = 5.00 \text{ m.} \quad E = 210\,000 \text{ Kg/cm}^2 = 2.1 \times 10^9 \text{ Kg/m}^2$$

$$I_c = \frac{1}{12} \times 0.4 \times 0.4^3 = \frac{0.4}{12} \times 0.064 = 0.00214 \text{ (I)}$$

$$I_v = \frac{1}{12} \times 0.4 \times 0.6^3 = \frac{0.4}{12} \times 0.216$$

$$\beta = \frac{I_v}{l} : \frac{I_c}{h} = \frac{0.216}{0.064} \times \frac{5}{6} = 2.82$$

$$\begin{aligned} \delta_B &= \frac{P_B \cdot 5^3}{12 \cdot 2.14 \cdot 10^{-3} \cdot 2.1 \cdot 10^{-9}} \cdot \frac{4 + 14 \cdot 2.82 + 9 \cdot 2.82^2}{4 + 41 \cdot 2.82 + 36 \cdot 2.82^2} \\ &= \frac{125 P_B}{53.9 \cdot 10^6} \cdot \frac{4 + 39.5 + 71.7}{4 + 115.6 + 286} = \frac{125 \cdot 115.2 \cdot P_B}{53.9 \cdot 405.6 \cdot 10^6} \\ &= 0.66 \cdot 10^{-6} P_B \text{ mts.} \end{aligned}$$

La flecha del muro es tomando $E = 30000 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_A = \frac{4 P_A l^3}{E b h^3} \left(1 + \frac{3}{4} \frac{h^2}{l^2} \right)$$

$$b = 0.4 \text{ m. } h = 18 \text{ m. } l = 5 \text{ m.}$$

$$\begin{aligned} f_A &= \frac{4 \cdot P_A \cdot 5^3}{3 \cdot 10^8 \cdot 0.4 \cdot 18^3} \left(1 + \frac{3}{4} \frac{18^2}{5^2} \right) = \frac{10 P_A}{3 \cdot 10^8} \left(\frac{5}{18} \right)^3 \left(1 + \frac{3}{4} \frac{18^2}{5^2} \right) \\ &= \frac{0.072 P_A}{10^8} \cdot 10.7 = 0.77 \cdot 10^{-8} P_A \text{ mts.} \end{aligned}$$

El coeficiente de distribución es por lo tanto $P_A : P_B$ cuando la flecha es la misma.

$$0.77 \times 10^{-8} P_A = 0.66 \times 10^{-6} P_B$$

$$D = \frac{P_A}{P_B} = \frac{0.66 \times 10^{-6}}{0.77 \times 10^{-8}} = 86$$

Esto quiere decir que cada muro tiene 86 veces más esfuerzo horizontal que un marco. Como hay 4 marcos y 2 muros, la resistencia total a las acciones horizontales será, si tomamos como unidad la resistencia del marco,

$$R = 2 \cdot 86 + 4 \cdot 1 = 176$$

La parte tomada por un marco será

(1) En el cálculo de los momentos de inercia, para mayor simplicidad se ha prescindido de las armaduras y considerado la viga como si fuera rectangular.

$$P_r = \frac{P}{R} = \frac{36000}{176} = 205 \text{ Kgs.}$$

y la parte correspondiente a cada muro

$$P_m = \frac{D}{R} \cdot P = \frac{86}{176} \times 36000 = 17590 \text{ Kgs.}$$

De este ejemplo se deduce la gran ventaja de poner marcos en una construcción, pues ellos resisten la mayor parte de los esfuerzos producidos por los temblores. Hay que verificar, eso sí, en cada caso, que las fatigas resultantes en el muro no sean excesivas, especialmente las fatigas tangenciales producidas por el esfuerzo de corte.

Este trata de hacer que los trozos rectangulares de muralla tomen forma de rombo con la consiguiente extensión de una de las diagonales. Debido a este esfuerzo de tracción, que se produce alternativamente para ambas diagonales, se originan grietas en forma de X cuando un temblor sacude una casa cuyos muros no son lo suficientemente firmes. De aquí se deduce, pues, la conveniencia de poner armaduras en diagonal en los muros de hormigón armado, sistema que en Japón ha sido sometido a experiencias por el Dr. Tanaba, habiendo dado muy buenos resultados (1).

Para formarnos una idea de la resistencia de los muros con puertas o ventanas, estudiemos el mismo caso anterior, suponiendo que en vez de muros llenos de albañilería, el edificio tenga lateralmente muros de hormigón armado de 0,30 de

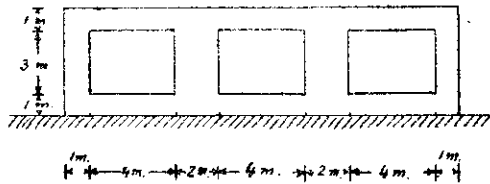


Fig. 18

espesor, con ventanales de 3 m. de ancho por 3 de altura, como se indica en la figura. En este caso debemos también buscar el coeficiente de distribución correspondiente, y para esto calcularemos la deformación de la fachada lateral, aplicando la fórmula obtenida anteriormente con los siguientes valores:

$$\begin{aligned} E &= 126000 \text{ Kg/cm}^2 = 60\% \text{ de } 210000 \\ a &= 1 \text{ m.} \\ b &= 3 \text{ m.} \\ c &= 1 \text{ m.} \\ h &= 5 \text{ m.} \end{aligned}$$

(1) T. Naito: Building Construction after Great Earthquake.

$$\Omega = 18 \cdot 0.3 = 5.4 \text{ m}^2$$

$$\omega = (1 + 2 + 2 + 1) \cdot 0.3 = 1.8 \text{ m}^2$$

$$I = \frac{1}{12} \cdot 18^3 \cdot 0.3 = 145.8 \text{ m}^4$$

$$\Sigma I_p = 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 0.3 \cdot 1^3 + 2 \cdot \frac{1}{12} \cdot 0.3 \cdot 2^3 = \frac{9}{20} = 0.45 \text{ m}^4$$

$$\delta_A = \frac{2 P_A}{E} \left[\frac{a+c}{\Omega} + \frac{h}{\omega} + \frac{h^3}{9I} + \frac{b^3}{36 \Sigma I_p} \right]$$

$$\begin{aligned} \delta_A &= \frac{3 P_A}{1.26 \cdot 10^9} \left[\frac{2}{5.4} + \frac{3}{1.8} + \frac{5^3}{9 \times 145.8} + \frac{3^3}{36 \cdot 0.45} \right] \\ &= 2.38 \cdot 10^9 P_A [0.373 + 1.667 + 0.095 + 1.667] \\ &= 2.38 \cdot 3.802 \times 10^9 P_A = 9.05 \times 10^{-9} P_A \text{ mts.} \end{aligned}$$

Por lo tanto el coeficiente de distribución es

$$D = \frac{P_A}{P_B} = \frac{0.66 \times 10^{-6}}{9.05 \times 10^{-9}} = 73$$

Si el muro no hubiera tenido abertura su deformación habría sido

$$\delta_A = \frac{3 P_A}{1.26 \times 10^9} \left[\frac{5}{5.4} + \frac{5^3}{9 \cdot 145.8} \right] = 2.43 \cdot 10^{-9} P_A$$

y el coeficiente de distribución correspondiente

$$D = \frac{P_A}{P_B} = \frac{0.66 \times 10^{-6}}{2.43 \times 10^{-9}} = 272$$

Salta a la vista, pues, la gran influencia de las aberturas en los muros, ya que en este caso han disminuído en 3.7 veces el coeficiente de distribución. Sin embargo, a pesar de esto, la mayor parte del esfuerzo horizontal es tomado por la fachada lateral, quedando así muy aliviados los marcos rígidos interiores.

Otra cosa que es digna de apreciarse es la gran superioridad del hormigón armado sobre los ladrillos, pues con un muro más delgado se puede soportar sollicitaciones horizontales mucho mayores.

Cuando los muros tienen varios pisos de altura, la deformación del paño de muralla correspondiente a cada piso varía según la altura del edificio que queda encima. En efecto, la fórmula que encontramos en ese caso dependía de $\frac{H}{h}$.

siendo H la elevación de la resultante de las fuerzas que actuaban sobre el nivel considerado. Se deduce por consiguiente que la deformación es mucho mayor en los pisos inferiores (H grande) de manera que en ellos el coeficiente de distribución correspondiente a los muros es menor que en los pisos superiores.

En el caso general de que en un piso haya n_r marcos rígidos—cuya resistencia horizontal tomaremos como unidad— n_m muros con coeficiente de distribución D_m y n_p muros o marcos con otro coeficiente de distribución D_p , la resistencia total de las fuerzas horizontales será

$$R = n_r + n_m D_m + n_p D_p$$

y por consiguiente la fracción del esfuerzo total ΣP que tomará cada elemento tendrá por expresión:

1) Marco rígido

$$P_r = \frac{1}{n_r + n_m D_m + n_p D_p} \Sigma P$$

2) Muro

$$P_m = \frac{D_p}{n_r + n_m D_m + n_p D_p} \Sigma P$$

3) Elemento con coeficiente de distribución D_p

$$P_p = \frac{D_p}{n_r + n_m D_m + n_p D_p} \Sigma P$$

Con lo que hemos estudiado hasta ahora tenemos ya todos los fundamentos en que debe basarse el cálculo de una construcción sísmica. Vimos al comenzar cómo la acción de un temblor sobre un edificio podía asimilarse al de fuerzas horizontales cuya magnitud—fracción del peso total del edificio—dependía de la intensidad de la sacudida y de la relación entre el período de vibración libre de la construcción y el período del temblor. La aceleración vertical del suelo es siempre menor y su influencia se limita a aumentar en una cantidad no muy importante las cargas que actúan sobre las vigas y pilares.

Conocida la magnitud de las sollicitaciones horizontales había que determinar cómo se repartían entre los diversos elementos que formaban la construcción. Este punto se resolvió, para el caso de que los suelos fueran bastante resistentes, introduciendo la noción del «coeficiente de distribución» que nos dió la medida de la resistencia de cada elemento a las fuerzas horizontales. De esta manera quedaba determinada la fracción de la sollicitación total que le correspondía a cada uno. Los marcos rígidos—cuyo cálculo exacto es casi siempre impracticable—se calculan en forma fácil y aproximada por el «Método de Naito», que permite conocer sin dificultad los momentos flexionantes y los esfuerzos de corte que actúan sobre vigas

y pilares. Combinando el cálculo hecho en la forma más arriba descrita, con el cálculo estático corriente de las construcciones, se puede hacer el proyecto definitivo del edificio de manera que las fatigas resultantes no excedan de los límites aceptables y por lo tanto tendremos la seguridad de que resistirá en caso de que tenga que soportar terremotos.

V.—MATERIALES Y FORMAS DE CONSTRUCCIÓN

La observación de los perjuicios causados por un terremoto en una ciudad, demuestra que hay materiales y maneras de construir que son mucho más adecuados que otros para las construcciones asísmicas, aún cuando sean todos de buena calidad y la ejecución de la obra hecha correctamente. Las conclusiones que se deducen del análisis hecho por el Dr. Naito (1) de los perjuicios causados en Tokio por el terremoto de 1.º de Septiembre de 1923, pueden resumirse como sigue:

1) Edificios con esqueleto de fierro. Los marcos rígidos sufrieron grandes deformaciones que ocasionaron el agrietamiento de los muros de relleno cuando éstos eran débiles. Se midieron deformaciones permanentes hasta de 15 cms. En cambio, cuando el esqueleto estaba reforzado con diagonales o muros de hormigón armado, resistía muy bien.

2) Edificios con esqueleto de hormigón armado y muros de albañilería. El resultado dependía de la forma en que se había ejecutado. Si se había hecho primero el esqueleto y después el relleno de ladrillos, sufrían perjuicios debido a la poca unión entre ambos materiales. En cambio, si el concreto armado se había ejecutado después que la albañilería, resistieron bien.

3) Los edificios con esqueleto de hormigón y sin muros o con tabiques livianos (ladrillo hueco, etc.) demostraron ser muy débiles.

4) La calidad del suelo de fundación y la manera de ejecutar éstas son de gran importancia. En suelos poco resistentes es indispensable hacer las fundaciones continuas o muy bien amarradas para evitar movimientos desiguales.

En general, en cualquier clase de edificios, los muros resistentes o los refuerzos en diagonal demostraron ser absolutamente indispensables para resistir bien, pudiéndose comprobar además que estos factores disminuyen el período de vibración propio del edificio, cuya importancia quedó claramente demostrada, pues los daños ocasionados por el terremoto fueron tanto menores cuanto más pequeño era dicho período.

VI.—CONCLUSIONES

Si queremos resumir los resultados del estudio que hemos hecho sobre la acción de los temblores en las construcciones, llegamos a las siguientes conclusiones:

Debido a las aceleraciones del suelo durante un temblor, se originan en la construcción fuerzas de inercia cuya componente horizontal puede causar su destrucción.

La intensidad de esta fuerza horizontal depende principalmente de la relación

(1) Naito: Earthquake proof. Construction, apéndice II.

que hay entre el período de vibración libre propio de la construcción y el período del temblor.

Para que una construcción resista la acción de las fuerzas horizontales, debe tratarse que éstas sean lo más pequeña posible, y calcularla para soportar dichas fuerzas sin que los materiales tengan que soportar fatigas excesivas.

La manera de hacer que las fuerzas que se desarrollan sean lo menor posible, es procurar que el edificio tenga un período de vibración libre, muy chico. Esto se consigue haciendo que el edificio sea lo más rígido posible mediante una conveniente disposición de su planta, en la que se evitará que haya cuerpos con una de sus dimensiones muy pequeña respecto a la altura. Por esto es que la mejor forma para la planta de una construcción es la cuadrada, mientras la forma de *U*, de *L*, o de rectángulo muy alargado ofrecen menores seguridades. Otras maneras de disminuir el período de vibración del edificio es haciendo que los elementos verticales tengan grandes momentos de inercia y estén unidos rígidamente a las vigas y pisos.

De aquí se deduce la conveniencia de colocar muros resistentes en las construcciones, muros que deben estar situados en forma más o menos simétrica en la planta del edificio, para que no haya partes más débiles que otras. Vimos que estos muros resistían también la mayor parte de los esfuerzos horizontales, debiendo ser calculados a este respecto, y se evitan así sollicitaciones importantes en los marcos rígidos que habían obligado a hacer las vigas y pilares de grandes dimensiones para resistir los momentos y esfuerzos de corte que se formarían en caso de tener que soportar ellos los esfuerzos horizontales. En cambio, habiendo muros que los resistan, las columnas y vigas pueden hacerse de las dimensiones corrientes exigidas por las cargas y se consigue así una gran economía y además la ventaja de poder hacerlas de dimensiones uniformes. De esta manera el recargo de costo que representa el hacer la construcción asísmica no excede del 10 al 15 %, según se ha podido comprobar en Japón.

Observando los principios anteriormente expuestos, usando buenos materiales y ejecutando cuidadosamente las obras, se puede construir edificios que ofrezcan seguridad completa contra terremotos.