

NOTA TECNICA SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE LOS EDIFICIOS CONSTRUIDOS CON PANELES SIN ESTRUCTURA PREFIJADA ANTE LOS FENOMENOS SISMICOS

Doctor Ingeniero VITTORIO BAGNERA
Presidente del Instituto Superior de Ciencia
de la Organización

La óptima resistencia a los fenómenos sísmicos de los edificios construidos con paneles soportantes sin estructura prefija, se demuestra el confrontar la calidad específica de dos tipos de construcción de formas sencillas efectuadas con un principio muy diverso: las construcciones con armazón (con relleno entre pie derechos) y las construcciones con paneles soportantes que van sin armazón prefijado.

Es evidente que en las construcciones armadas, la estructura verdadera y propia puede poseer excelentes características de resistencia a los fenómenos sísmicos. Pero no se puede hablar de una efectiva seguridad de estos edificios si los paneles de relleno (obligatorios efectivamente, en la mayor parte de las construcciones, ya que les garantiza el cierre, y el aislamiento acústico) no están sólidamente unidos a esta armadura y si no forman un todo con ella. Lo que no es fácil de obtener y generalmente no se consigue: basta pensar en todas las construcciones con armadura de hormigón y relleno de ladrillo o albañilerías. Es igualmente posible que el desplazamiento de la masa que constituye los rellenos gravite desfavorablemente, además, sobre la estabilidad de la estructura.

Las construcciones de paneles u otras que obedecen al mismo principio ofrecen una resistencia notable a los fenómenos sísmicos. El cálculo (que se encuentra en el documento 1) relativo a un edificio de 8 pisos, con las normas oficiales italianas, muestra que contra los sismos está perfectamente asegurada la estabilidad transversal y que en el punto menos favorecido no hay excesiva compresión, ni ninguna tendencia de los paneles a levantarse (lo que haría necesaria, en consecuencia, una armadura complementaria) y que, se trate de vigas horizontales o verticales, en las uniones, son ampliamente compatibles con los esfuerzos mas corrientes y mediocrementemente dispuestos o sea que, en pocas palabras, el comportamiento a los fenómenos sísmicos está por encima de toda crítica.

Además, conviene agregar que es ya tradicional unir los paneles entre sí, sean verticales u horizontales, con unión de tipo hormigón armado (armadura dejada durante la colocación de los paneles y que va en moldes o marcos metálicos llenados sucesivamente). Gracias a esta armadura se obtiene en realidad una especie de monolitismo general del conjunto de los tabiques y de los pisos (y hasta de los muros eventualmente) que da una gran resistencia a la estructura. Este punto de vista viene desarrollado y esclarecido en el documento 2.

Hasta en los casos extremos de edificios muy altos y cuyas sollicitaciones horizontales son muy elevadas (la zona sísmica más desfavorable) por cuanto implica esfuerzos de corte entre paneles, quien sabe fuera oportuno, (y en general no lo es) dar forma simple a los

bordes de los paneles de modo de permitir tomar fácilmente tales esfuerzos.

Aquí, como en otras partes, se trata de sacar el mayor provecho posible de la prefabricación con grandes paneles o de adaptar mejor los "detalles" según los problemas locales o inmediatos por resolver; lo que no es particularmente difícil en el plano teórico. El resto —la práctica— es una cuestión de estudio y de experiencia.

Lejos de verse obstaculizada por consideraciones sísmicas, las construcciones en paneles, al contrario, ofrecen una resistencia notable a los esfuerzos horizontales, como lo demuestra por demás la torre de Maisson-Alfort cerca de París, de 22 pisos, construida enteramente sin armadura prefijada, en paneles, de acuerdo con el método Camus, como todos los otros edificios construidos en zonas sísmicas, en U. R. S. S., en Argelia, etc.

Para responder al problema que se nos ha planteado relativo a la estabilidad de los edificios construidos en paneles soportantes y en particular de los edificios Camus, ante las sollicitaciones sísmicas horizontales, examinaremos un edificio de 8 pisos.

Las fuerzas sísmicas horizontales han sido determinadas conforme al reglamento italiano del Ministerio de los Trabajos Públicos (Decreto Ley del 22 de Noviembre de 1937, Ley del 25 de Abril de 1938 y del 21 de Agosto de 1940).

La fórmula del cálculo para estas fuerzas para la primera categoría de edificios es sacada del artículo 31.

$$S. \text{ horizontal} = 0,1 \left(G + \frac{1}{3} P \right) \text{ en la}$$

que G es el peso propio y P las sobre cargas verticales de funcionamiento.

Para la segunda categoría se tiene la mitad de dicha fuerza.

Aquí nos ocuparemos de la primera categoría.

Dado que la dirección más peligrosa es aquella transversal, estudiaremos esta última.

El caso examinado es más bien difícil por sus dimensiones:

8 pisos, los tabiques transversales de 3,64 m. y el ancho del edificio de 8,555 m.

Los cálculos serán efectuados como sigue:

- definición de las dimensiones;
- cargas verticales por piso;
- peso propio de un piso;
- sobre cargas de un piso;
- acción sísmica horizontal por piso;
- acción sísmica horizontal para el tabique al nivel del suelo;
- sollicitaciones: corte, flexión.

DIMENSIONES

Distancia entre muros tabiques: 3,64 m.
 $4.000 + 0,185 + 4.000 + 0,185.$

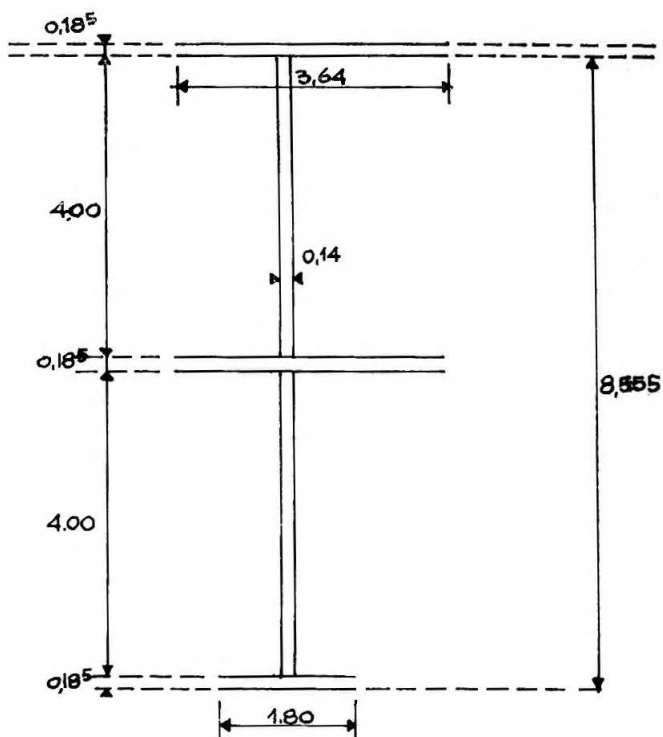
Ancho del edificio = 8,475 m. = 0,185 +

Para referirnos a cuanto ya está realizado en Francia consideremos la altura de los pisos = 2,65 m. de piso a piso.

Espesor de los tabiques transversales = 0,14 m.

Espesor de los tabiques longitudinales = 0,185 m.

Espesor del piso = 0,15.



C A R G A S

Peso del piso concerniente a un tabique = $0,15 \times 3,64 \times 8,475 \times 2,4 \text{ T/m}^2 = 11\text{T},10.$

Sobrecargas por $\text{m}^2 = 0,175 \text{ T/m}^2.$

Sobrecargas de este piso = $3,50 \times 8,00 \times 0,175 = 4,9 \text{ T}.$

Peso de los elementos verticales para el primer piso:

Fachadas = $2 \times 3,64 \times 2,65 \times 0,384 \text{ T/m}^2 \times \frac{3}{4} = 7,33 \times \frac{3}{4} = 5,56 \text{ T}.$

Tabiques transversales = $2 \times 4,00 \times 2,50 \times 0,14 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 6,72 \text{ T}.$

Tabiques longitudinales = $3,64 \times 2,50 \times 0,185 \times 2,4 \text{ T/m}^3 = 4,05 \text{ T}.$

Total del peso propio por piso: $G = 11,10 + 5,56 + 6,72 + 4,05 = 27,43 \text{ T}.$

Sobrecargas totales por piso $P = 4,9 \text{ T}.$

valores de la acción sísmica horizontal por piso:

$$S = 0,1 \left(G + \frac{1}{3} P \right)$$

$$= 0,1 \left(27,43 + \frac{4,9}{3} \right) = 0,1 \cdot 29,6 = 2,96 \text{ T}.$$

Total de la acción para 8 pisos:

$$S = 2,906 \times 8 = 23,250 \text{ T}.$$

Esta acción representa el esfuerzo de corte sobre la unión horizontal al nivel del suelo, del tabique transversal:

Sección horizontal de la unión de un solo panel del tabique transversal:

$$= 400 \text{ cm} \times 14 \text{ cm} = 5600 \text{ cm}^2.$$

Esfuerzo del corte para un solo panel del tabique transversal

$$T = \frac{23,250\text{T}}{2} = 11,625\text{T}.$$

Solicitaciones de corte en la unión horizontal

$$\tau_{\text{medio}} = \frac{11.625 \text{ kg.}}{5.600 \text{ cm}^2} = 2,08 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{\text{tribución}}^{\text{máximo, en una dis}} = \frac{3}{2} 2,08 = 3,12$$

kg/cm² < 4.5 kg/cm² parabolica.

Solicitaciones de flexión en el plano del tabique bajo la acción sísmica.

Momento de torsión al nivel del suelo:

$$\begin{aligned} &= M \text{ Pisos} = 0,1 \cdot \left(11,10 + \frac{4,90}{3}\right) \cdot 2,65 (8 + 7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) = \\ &= M \text{ Pisos} = 0,1 \cdot (11,16 + \frac{4,90}{3}) \cdot 2,65 (8 + 7 + 6 + 5 + 4 + 3 + 2 + 1) = \\ &= 121 \text{TM.} \end{aligned}$$

$$M \text{ Muros} = 0,1 \cdot (5,56 + 6,72 + 4,05) \cdot 2,65 (7,50 + 6,50 + 5,50 + 4,50 + 3,50 + 2,50 + 1,50 + 0,5) = 138,5 \text{TM}$$

$$\text{Total del momento} = 121 + 138,5 = 259,5 \text{TM}$$

En el caso más desfavorable, para cada tabique es necesario tener presente:

$$M = \frac{259,50}{2} = 129,8 \text{TM}$$

$$N = \frac{29,06 \times 8}{2} = \frac{232,48 \text{T}}{2} = 116,24 \text{T}$$

I (m⁴)

	S	S (m ²)	a	Sa	x	x ²	S _c ²	Io
1	3,64	× 0,9225 = 0,336	4,135	1.390	1,64	2,7	0,900	$0,14 \frac{4.198}{12} = 0,858$
2	4	× 0,14 = 0,560	2.105	1.180	0,36	0,13	0,073	
3	0,105	× 1,8 = 0,189	0,005	0,0995	2,46	6,05	1.140	
		1,085		2,670			2,113	

$$x_1 = \frac{2,67}{1,085} = 2,46 \text{ m.}$$

$$x_2 = \frac{4,1975}{2,46} = 1,64 \text{ m.}$$

$$S = 1,085 \text{ m}^2.$$

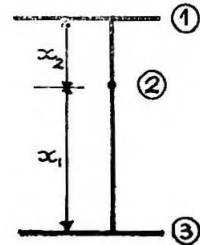
$$I = 2,113$$

$$858$$

$$2,971 \text{ m}^4 \text{ (sobre medio diámetro de la fig p. 1)}$$

$$\frac{I}{V_1} = \frac{2,971}{2,46} = 1,210 \text{ m}^3 \text{ del lado de la fachada}$$

$$\frac{I}{V_2} = \frac{2,971}{1,64} = 1,815 \text{ m}^3 \text{ del lado del muro longitudinal}$$



Nota importante.—La figura de la página 1 nos autorizaba a considerar toda la sección horizontal como resistente, pero se presenta muy a menudo la existencia de un corredor central que corta el tabique transversal. Esta hipótesis es mucho más desfavorable y esta es la razón por la cual consideramos un momento de inercia calculado solamente sobre la mitad del edificio. De tal modo hacemos solamente la mitad del edificio a un esfuerzo sísmico medio que representa una condición mucho más difícil que la hipótesis de un edificio entero que debe resistir a todo el esfuerzo sísmico. Teniendo presente que el peso propio de una sollicitación de compresión homogénea para todo el edificio, se obtiene:

Lado fachada

$$\begin{aligned} \sigma &= + \frac{116,24}{1,085} \pm \frac{129,8}{1,21} = + 184,5 \pm 107,5 = \\ &= + 292,0 \text{ T/m}^2 = + 29,2 \text{ kg/cm}^2 + 77,0 \text{ T/m}^2 = \\ &= + 7,7 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Lado tabique longitudinal

$$\begin{aligned} \sigma &\pm \frac{129,8}{1,85} = + 184,5 \pm 70,0 = + 254,5 \text{ T/m}^2 \\ &= + 25,45 \text{ kg/cm}^2 + 114,5 \text{ T/m}^2 = + 11,45 \text{ kg/cm}^2. \end{aligned}$$

No hay pues, levantamiento del edificio ni excesiva compresión.

En la unión vertical vecina al suelo

$$I = 2,971 \text{ m}^4.$$

$M_{st} = 1,80 \cdot 0,105 \cdot 2,46 = 0,465 \text{ m}^3$. el momento estático de la parte externa a la unión vertical.

$$\tau = \frac{I \cdot M_{st}}{I \cdot b} = \frac{11,625 \cdot 0,465}{2,971 \cdot 0,14} = 25,5 \text{ T/m}^2 = 2,55 \text{ kg/cm}^2.$$

Sollicitación principal en la unión vertical.

$$6 \text{ pr} = -\frac{6}{2} + \sqrt{\frac{6^2}{4} + 2} = -\frac{29,2}{2} + \sqrt{214 + 6,5} = -14,6 + 14,9 = 0,3 \text{ kg/cm}^2.$$

Esfuerzos bajo movimientos sísmicos en la construcción R. Camus

La rigidez del conjunto de los paneles que constituyen una construcción de este tipo y que cooperan juntos con una eficacia multiplicada, es enorme. Pero más interesante es que esta rigidez se ejerce en todo sentido, permitiendo de tal modo resistir a los esfuerzos horizontales importantes que se producen durante el remezón sísmico. Si se compara este género de construcciones con los edificios tradicionales compuesto de un armazón de hormigón armado y relleno, se puede constatar que en este último caso es necesario usar una gran cantidad de acero para asegurar el mantenimiento de los ángulos y que, por lo menos, la construcción conserve la flexibilidad, lo que ofrece la posibilidad de repercusiones desfavorables durante el remezón periódico.

Durante los terremotos los edificios son sometidos, respecto al suelo, a aceleraciones directas en cualquiera dirección. Estas aceleraciones hacen que cada parte pesada de la construcción sea sometida a una fuerza proporcional a su masa y a la intensidad de la sacudida. Las aceleraciones verticales se traducen en los cálculos en un aumento o una disminución del peso muerto. Las aceleraciones horizontales actúan como un viento violento con la diferencia que el viento no actúa sino sobre la superficie en que golpea, mientras que la sacudida actúa sobre toda la mesa del edificio. Por consecuencia, en este último caso, el edificio se comporta como una ménsula vertical sometida a carga horizontal. En lo que respecta a las fuerzas verticales; no surgen problemas dado que los pesos de los pisos son generalmente mayores del 5 al 15 por ciento y lo mismo para la compresión de los pilares. Las fuerzas horizontales son mucho más peligrosas; son ellas, en efecto, las que hacen temblar los edificios.

Ahora bien, es evidente que, según el método de construcción, los edificios serían más o menos aptos para resistir a tales sollicitaciones horizontales y las construcciones "Camus" presentan en modo natural las cualidades necesarias a esta resistencia. Estas cualidades se desarrollan según las particularidades.

- del modo de construcción;
- de los procedimientos de fabricación;
- de los elementos y sus funciones.

1) La característica principal del procedimiento "Camus" es el uso racional y más completo posible de la resistencia de los paneles; en consecuencia los elementos frágiles y flexibles (en el sentido de la resistencia de los materiales) están reducidos, si no suprimidos, y sustituidos por paneles extremadamente rígidos.

Estos paneles prefabricados participan con todo su volumen mientras que un edificio tradicional sólo una parte de la construcción tiene un efecto útil.

2) Dado que los elementos prefabricados deben ser revestidos algunas horas después de haber sido fabricados y ser transportados a veces en el día siguiente, son necesariamente construidos con materiales excelentes y en condiciones de trabajo industrial.

El simple hecho de que se logre levantarlos y concluirlos desde el primer día sin que ocurra nada, demuestra un control de calidad al cual, por definición, no puede escapar ningún panel.

Esta resistencia aumenta con el tiempo y da a los muros externos, a los pisos y a los tabiques, cualidades apropiadas para otros usos, en particular la resistencia a la torsión.

3) Las uniones entre paneles son efectuadas mediante armaduras de pequeño diámetro, empotradas en hormigón. Estas juntas soportan especialmente los esfuerzos de corte paralelos a la mayor dimensión. Con el fin de darse cuenta de su eficacia se han efectuado ensayos en laboratorio con elementos de tamaño natural.

Se ha constatado que la adherencia del hormigón junto a la presencia de aceros daba resultados excelentes. Se pueden obtener sin dificultad esfuerzos de bastantes toneladas por metro lineal.

Para responder a los esfuerzos calculados se puede, por lo tanto, disponer sobre los bordes de un panel varios aceros de poco diámetro. Dado que las barras son pequeñas, pero en número suficiente, se tiene una óptima repartición de los esfuerzos, que permite prever combinaciones de tabiques y de fachadas en forma de T o doble T cuyo momento de inercia es mucho mayor que aquella de los pilares usuales en los edificios con estructura.

Es posible obtener estas condiciones exce-

lentas de resistencia a los efectos sísmicos en tanto los elementos sean de por sí igualmente rígidos y su colocación permita hacer tra-

bajar en forma monolítica las diversas partes, horizontales y verticales de la construcción.

Después de repetidas visitas a la oficina de prefabricaciones francesas, los servicios de construcciones de la U. R. S. S. han decidi-

do utilizar en gran escala el procedimiento industrial francés de construcción Raymond Camus.

NORMA U. R. S. S.

Nivel	5	4	3	2	1	
Altura	13 m	10	7	4	1	
Pesos	390 T	330	341	341	278	1.680 T
Fuerza horizontal	70,8	55,9	46,5	28,6	6,3	208 T
$M = F(h-1)$	849,6	503,1	279	85,8	0	1.717,7 TM

La segunda parte de la tabla indica cuáles habrían sido los esfuerzos de corte y de torsión si fueran aplicadas las normas francesas para Argelia.

Los diseños ejecutivos y el conjunto de detalles han sido comunicados a la Administración rusa hace nueve meses, y después, a las autoridades japonesas que habían pedido explicaciones sobre las ventajas del procedimiento bajo este aspecto.

Los servicios de construcciones de la U. R. S. S. han ordenado la ejecución del proyecto y la oficina de Tachkent ha comenzado a producir en el mes de Noviembre de 1959.

Ha sido, pues probado que el procedimiento de construcciones Camus responde perfectamente a condiciones sísmicas difíciles, como era previsible, de acuerdo a la solidez de los paneles en hormigón armado, por una parte, y la estructura con revestimiento de los edificios, por otra, que dan al conjunto una rigidez superior a aquella de las construcciones de tipo tradicional!

En esta ocasión el procedimiento de construcción ha sido objeto de una prueba complementaria ya que los edificios por construir debían de ser erigidos en Baku y en Tachkent donde las sacudidas de la tierra son frecuentes.

En consecuencia, todos los diseños relativos a un edificio tipo y los proyectos detallados de la fábrica donde serían construidos, han sido establecidos en función de este riesgo suplementario.

El bosquejo adjunto muestra la disposición general del edificio estudiado. La intensidad sísmica correspondía al octavo nivel de la escala de Mercalli, el que es muy alto.

Los cálculos han sido efectuados según los usuales procedimientos simplificados que consisten en sustituir el efecto dinámico por cargas estáticas horizontales (o verticales) al nivel del piso.

Los reglamentos rusos, aún presentan métodos especiales de repartición para estas cargas. Por ejemplo: mientras en Francia la relación entre la masa y la fuerza horizontal varía poco con la altura, en U. R. S. S., las masas altas se sacuden de una manera mucho más intensa.

La repartición de los esfuerzos es diversa entre los elementos resistentes. A título de información, he aquí la tabla de las cargas, de las fuerzas horizontales y del momento de torsión para el edificio en cuestión.

V. B.

