

I N P R E S

PODER EJECUTIVO NACIONAL
MINISTERIO DE ECONOMIA
SECRETARIA DE ESTADO DE TRANSPORTE Y OBRAS PUBLICAS
SUBSECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCION SISMICA
REPUBLICA ARGENTINA

- I. Introducción al Cálculo de Estructuras Sismorresistentes*
- II. Cálculo Sismorresistente de una Estructura Aperticada*

**PUBLICACION
TECNICA N°.4**

San Juan, Agosto de 1980
2da. Edición

PODER EJECUTIVO NACIONAL
MINISTERIO DE ECONOMIA
SECRETARIA DE ESTADO DE TRANSPORTE Y OBRAS PUBLICAS
SUBSECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCION SISMICA

I N P R E S

I INTRODUCCION AL CALCULO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES
II CALCULO SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA

PUBLICACION TECNICA N° 4

San Juan, julio de 1980
(2a. Edición)

DIRECTOR NACIONAL

ING. JULIO S. AGUIRRE RUIZ

En toda reproducción total o parcial de los artículos contenidos en esta publicación deberá citarse su procedencia y enviar copia al INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCION SISMICA.

I N D I C E

I - <u>INTRODUCCION AL CALCULO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES</u>	
1. Consideraciones Generales.....	Pág. 1
2. Objeto del Cálculo Sismorresistente.....	" 4
3. Planteo Estructural.....	" 4
4. Las Solicitaciones Sísmicas.....	" 7
5. Determinación de las Fuerzas Sísmicas.....	" 9
6. Distribución del Esfuerzo de Corte Traslacional.	" 15
7. Efecto de la Torsión.....	" 19
8. Posición del Centro de Rigidez o de Torsión.....	" 22
9. Distribución del Momento Torsor.....	" 24
10. Esfuerzo de Corte Total en cada Columna.....	" 26
11. Momento Flectores en cada Columna.....	" 26
12. Verificación de Secciones.....	" 28
13. Recomendaciones.....	" 30
Bibliografía.....	" 33
II - <u>CALCULO SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA</u>	
1. Introducción.....	Pág. 34
2. Dimensiones adoptadas para Vigas y Columnas.....	" 36
3. Carga Total de cada Sector	" 38
4. Carga Total de la Construcción.....	" 40
5. Coeficiente Sísmico.....	" 40
6. Efecto Traslacional.....	" 43
7. Efecto Torsional.....	" 50
8. Esfuerzo de Corte Rotacional en cada Columna....	" 56

I) INTRODUCCION AL CALCULO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES

Ing. Civil ANTONIO E. FERNANDEZ (*)

1. CONSIDERACIONES GENERALES

A pesar de que una gran parte de la población del área sísmica de nuestro país, y especialmente las autoridades de gobierno, profesionales y empresarios vinculados a las construcciones, por diferentes motivos tienen conciencia del peligro que representa la ocurrencia de sismos de características destructivas, hasta el presente no se han aplicado en forma orgánica, salvo algunas excepciones, las medidas adecuadas para prevenir sus efectos.

Entre las principales causas que han dado lugar a esta situación, se pueden mencionar las siguientes:

- a) Desconocimiento de la naturaleza del fenómeno sísmico.
- b) Carencia de información sobre el comportamiento o respuesta de las estructuras durante los sismos, y como consecuencia, elaboración de diseños estructurales inadecuados.

(*) Analista Mayor-INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCION SISMICA.

- c) Concepto erróneo al analizar la mayor incidencia que representa en los costos, una estructura sismorresistente, frente a otra similar sin las previsiones correspondientes. Ese mayor costo no debe considerarse como tal, sino como el resultante de un seguro de permanencia de la construcción ante los sismos, que le permite prolongar su vida útil hasta alcanzar los límites ordinarios.
- d) No imposición obligatoria por parte de autoridades competentes, de normas sismorresistentes a aplicar en toda construcción de carácter público o privado, a ejecutar en el área sísmica.

Es mucho lo que falta por conocer sobre el origen y las consecuencias de los sismos, como así también sobre el tratamiento a dar a las estructuras para resistir sus efectos. Pero los actuales conocimientos científicos y técnicos, proporcionan suficientes elementos como para prevenir en gran medida el riesgo sísmico, asegurando la estabilidad de las construcciones.

La no utilización de estos conocimientos por parte de los responsables de hacerlo, representa una falta grave e imperdonable, imposible de reparar después de ocurrido un desastre.

Con la creación del Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES) por Ley N° 19616, el Gobierno de la Nación, consciente de la responsabilidad que le compete en lo que respecta

a la seguridad de los habitantes de la extensa área sísmica del país, adopta las medidas que considera necesarias para poner fin a las causas apuntadas. Con ese propósito delega en el INPRES, entre otras, la tarea de efectuar la divulgación, en todos los niveles interesados, de los conocimientos que la ciencia y la técnica han elaborado y elaboren en materia de prevención sísmica. Además, a las autoridades responsables del proyecto, ejecución y control de toda obra pública nacional a ubicar en el área sísmica, les impone la obligación de aplicar las normas antisísmicas proyectadas y/o recomendadas por el INPRES. En el caso de obras públicas o privadas que se realicen en jurisdicción provincial o municipal del área sísmica, los encargados de velar por el cumplimiento de dichas normas y de aplicar sanciones a los responsables en caso de comprobar transgresiones a las mismas, son las autoridades provinciales o municipales competentes.

Gran parte de los profesionales y técnicos dedicados al proyecto y ejecución de obras civiles en el área sísmica del país, aplican metodologías que no contemplan los requerimientos de las estructuras sismorresistentes, cuyas características fundamentales y previsiones mínimas están especificadas en las normas antisísmicas. Por tal motivo, este trabajo se hace con la intención de orientar a quienes se inician en el tratamiento de esas estructuras, las cuales deben satisfacer las exigencias de las normas antisísmicas vigentes, que en nuestro país son las Normas Antisísmicas Argentinas (NAA 80).

2. OBJETO DEL CALCULO SISMORRESISTENTE

Es sabido que para considerarla estable, una estructura debe satisfacer las condiciones de resistencia e indeformabilidad ante fuerzas estáticas verticales, con un determinado coeficiente de seguridad. En zona sísmica las estructuras deben, además, reunir ciertas características particulares que le otorguen estabilidad ante la acción de fuerzas dinámicas de origen sísmico.

Como las intensidades sísmicas que pueden presentarse durante la vida útil de una estructura son muy variables e inciertas, el propósito del cálculo sismorresistente es asegurar la estabilidad de tal estructura para que no sufra colapso por efecto de sismos de gran intensidad y poco frecuentes, mientras que ante sismos moderados no se manifiesten daños.

La generalidad de las normas antisísmicas, proporcionan lineamientos elementales y especifican condiciones mínimas para el diseño sismorresistente; pero de ninguna manera garantizan un correcto comportamiento de la estructura, si tanto el proyecto como la ejecución, no se subordinan a un conocimiento amplio sobre el tema.

3. PLANTEO ESTRUCTURAL

Definidos la ubicación dentro del área sísmica, el diseño arquitectónico y el tipo de estructura de un edificio, deben adoptarse soluciones estructurales que permitan un buen comportamiento ante las fuerzas sísmicas, con un costo mínimo.

Se recomienda no recurrir a disposiciones constructivas sismorresistentes adicionales muy costosas respecto a las necesarias para la resistencia del edificio a las cargas permanentes, y para las exigencias climáticas.

Deben tomarse precauciones especiales en la fundación de las construcciones sobre terrenos desfavorables desde el punto de vista sísmico, como son los detritos sueltos, los rellenos recientes no consolidados, los terrenos deslizables, los terrenos donde se localizan fallas tectónicas, los terrenos incoherentes finos de baja densidad con nivel freático alto (peligro de licuefacción en caso de ocurrencia de sismos), etc.

Existen además, recomendaciones referidas al planteo estructural, que es conveniente se tengan en cuenta a partir de la concepción del diseño arquitectónico. Algunas de ellas son:

- a) Procurar distribuciones simétricas de volúmenes y masas del edificio, previendo además elementos portantes (columnas o tabiques), distribuídos simétricamente. De este modo se evita un comportamiento dinámico complicado durante los sismos, difícil de evaluar.

Cuando no es posible impedir las asimetrías, se pueden atenuar sus efectos desfavorables, dividiendo el edificio en cuerpos de comportamiento dinámico independiente, mediante juntas, tratando que en cada cuerpo se verifiquen las condiciones de simetría ya apuntadas.

- b) La transmisión de las cargas gravitacionales y sísmicas al terreno de fundación, debe ser lo más directa posible, evitando variaciones de planta en niveles sucesivos, o estructuras con esquemas complicados de comportamiento dudoso, y que conducen a recursos caros y de difícil ejecución. Tal el caso de edificios de varios pisos con columnas apoyadas en vigas o voladizos, o que tengan partes suspendidas.
- c) Tratar que los elementos portantes previstos para resistir las cargas sísmicas, se dispongan de tal modo que conformen una estructura espacial. Con esta medida se asegura un comportamiento correcto del edificio para cualquier dirección de la fuerza sísmica, con una participación armónica de todos los elementos portantes.
- d) Ubicar los muros portantes, de tal forma que sea posible la verificación simplificada prevista en las Normas Antisísmicas NAA 80. De este modo se logra un mejor aprovechamiento de los elementos resistentes disponibles.
- e) Tomar las previsiones correspondientes en el caso (frecuente en edificios escolares) de muros cuyo borde superior no llega hasta la altura del techo o entrepiso, para permitir la ubicación de ventan-

nas altas. Esta disposición deja libre un tramo corto en las columnas, donde se origina una concentración muy grande de fuerzas sísmicas debido a la mayor rigidez de las columnas cortas, dando lugar a la aparición de tensiones de corte y de flexión muy elevadas.

4. LAS SOLICITACIONES SISMICAS

Durante los sismos, en la base de las construcciones se produce un movimiento vibratorio que resulta de la interacción entre el movimiento vibratorio del suelo de fundación y el de la superestructura. Este efecto es muy complejo, dependiendo principalmente, del tipo y de las condiciones del suelo, de las características dinámicas de la estructura, y de los parámetros de los sismos.

De cualquier forma, el movimiento de la base de la construcción durante un sismo, origina fuerzas de inercia en la superestructura, aplicadas dinámicamente y con magnitud y sentido variable. La acción de dichas fuerzas da lugar a que cada elemento estructural esté sometido a diversas combinaciones de las solicitaciones fundamentales: esfuerzo normal, esfuerzo de corte, momento flector, momento torsor, que a su vez provocan deformaciones y tensiones que es necesario asegurarse que no excedan los valores admisibles.

Esas fuerzas de inercia, originadas por el sismo, pueden ser horizontales o verticales. Las normas antisísmicas, en general, no exigen la verificación de las estructu-

ras a solicitaciones provenientes de fuerzas sísmicas verticales, excepto para el caso de algunas partes de las construcciones tales como voladizos, vigas de grandes luces, bóvedas, cúpulas, etc. Esto se debe a que el cálculo de las estructuras teniendo en cuenta solamente las cargas permanentes y sobrecargas verticales, se hace adoptando coeficientes de seguridad suficientemente grandes, como para permitir absorber los incrementos de carga originados por la componente vertical del sismo, que actúa durante intervalos de tiempo muy cortos. Es decir que las estructuras en general, poseen reserva suficiente para recibir esa carga vertical accidental.

No ocurre lo mismo con la componente horizontal del sismo que solicita estructuras diseñadas sin previsiones sismorresistentes, o sea estructuras dimensionadas exclusivamente para resistir cargas permanentes y sobrecargas verticales. Estas estructuras suelen tener poca reserva para soportar fuerzas horizontales. En consecuencia el cálculo sismorresistente de las estructuras comprende, además del cálculo a cargas permanentes y sobrecargas verticales, la verificación a fuerzas horizontales originadas por el sismo.

La determinación de las solicitaciones sísmicas, se puede realizar recurriendo a métodos estáticos o dinámicos. Mediante el análisis estático, que desarrollaremos en este trabajo, se supone el edificio sometido a la acción de dos sistemas independientes de fuerzas estáticas orientados según las direcciones horizontales principales de la construcción, y determinados de modo que provoquen un efecto equivalente al de la acción sísmica. Las fuerzas que integran cada sistema, se

suponen aplicadas en correspondencia con los entrepisos y techos del edificio, estando justificada esta hipótesis simplificada, por el hecho de que en ellos los edificios tienen mayor concentración de masa.

5. DETERMINACION DE LAS FUERZAS SISMICAS

Las especificaciones que fijan las normas sismorresistentes para la determinación de las fuerzas sísmicas, son lógicamente aproximadas, ya que es muy difícil prescribir fuerzas estáticas equivalentes a la acción sísmica, que tengan en cuenta las características de todos los edificios. Puede acotarse que en general, dichas especificaciones se adaptan mejor para edificios simétricos y uniformes.

La fuerza sísmica V_i correspondiente a cada nivel genérico i de un edificio, se calcula a partir del empuje sísmico total o esfuerzo de corte en la base T_{SO} :

$$T_{SO} = CQ$$

donde:

C : coeficiente sísmico y

Q : carga total de la construcción,

están especificados en las Normas Antisísmicas NAA 80, 3.2.1.1.

5-1. Coeficiente sísmico:

En NAA 80, 3.2.1.1., se define el coeficiente sísmico C , como el producto de cuatro factores:

$$C = C_o \gamma_d \gamma_e s$$

donde:

- C_o es el coeficiente sísmico zonal que tiene en cuenta la sismicidad del lugar de emplazamiento de la construcción. El mapa de zonificación sísmica del territorio nacional, aparece en la figura 2 de NAA 80;
- γ_d es un coeficiente mediante el cual se tiene en cuenta el destino de la construcción. Permite aumentar el coeficiente sísmico en el caso de edificios de elevado factor de ocupación o de gran importancia pública, mientras que en el caso de edificios cuyo colapso no tendría grave repercusión, lo disminuye;
- γ_e es un coeficiente que caracteriza el tipo de estructura resistente adoptado para la construcción. Su variación obedece al hecho de que las estructuras rígidas o poco deformables, responden con una fuerza de inercia mayor que las estructuras dúctiles o muy deformables, según lo demuestran los espectros sísmicos de respuesta.
- Estos dos coeficientes γ_d y γ_e , están tabulados en NAA 80, -TABLA N° 3 y TABLA N° 4.
- s es un coeficiente que varía según el tipo de terreno de fundación y el período fundamental de vibración libre de la construcción. Su valor se obtiene a partir de la siguiente tabala, ó de la figura 3 de NAA 80.

TENSIONES ADMISIBLES DEL TERRENO (σ_{adm}) en Kg/cm ²	s	s _{máx}	s _{mín}
> 5	0,95-0,75 T	0,8	0,2
5 ÷ 0,8	1,20-0,5 T	1,0	0,4
< 0,8	1,50-0,375 T	1,2	0,6

Para estimar el período fundamental de vibración (T) de la construcción, se recomienda aplicar los métodos o la fórmula empírica establecidos en NAA 80, 2.

El coeficiente γ_e puede ser diferente para cada dirección de cálculo ($\gamma_e^{(x)} \neq \gamma_e^{(y)}$), lo mismo que $s^{(x)} \neq s^{(y)}$, y consecuentemente el coeficiente sísmico $C^{(x)} \neq C^{(y)}$, a la vez que $T_{s0}^{(x)} \neq T_{s0}^{(y)}$.

5-2. Carga total de la construcción y esfuerzo de corte traslacional en la base: (*)

En el caso de edificios, la carga total de la construcción se determina dividiéndolos en sectores mediante planos horizontales que pasan por la mitad de la altura de cada piso. Luego se calcula la carga vertical $Q_i = G_i + P_i$ de cada sector, que se considera concentrada en los entrepisos y techos respectivos, como muestra la Fig. 1. Estos niveles se han numerado desde 1 hasta n de abajo hacia arriba, identificando

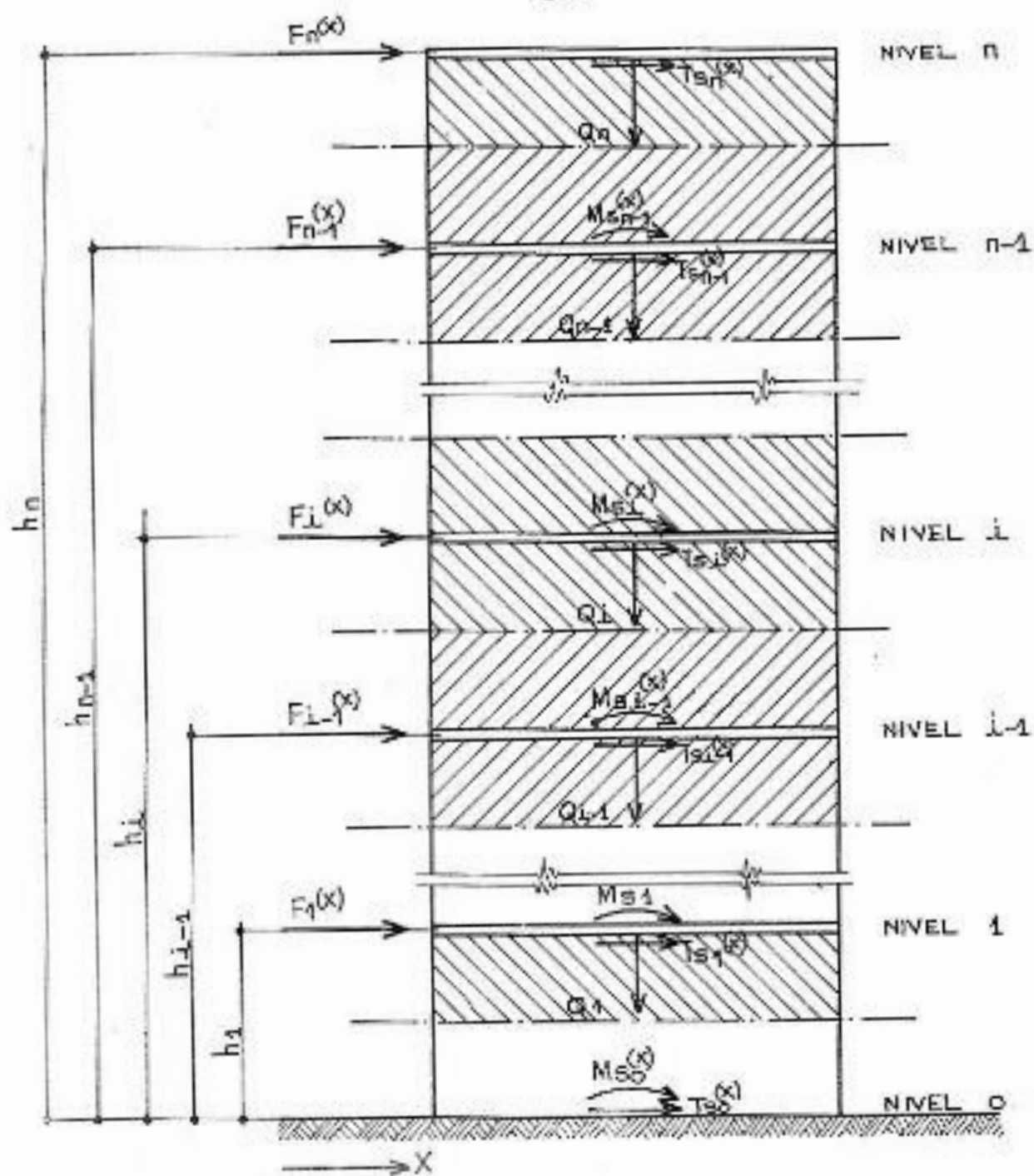


Fig. 1

*) Este "esfuerzo de corte traslacional en la base", corresponde al "empuje sísmico total o esfuerzo de corte en la base" definido en NAA III, 3.2.1.1.

con el subíndice i , a un entrepiso o nivel genérico; G_i representa la carga permanente del sector correspondiente al nivel i , integrada por los pesos propios de losas, vigas, columnas, muros, etc.; p_i es el coeficiente de participación de la sobrecarga en el nivel i , que se encuentra tabulado en NAA 80, TABLA N° 1; P_i la sobrecarga que corresponde a cada entrepiso o techo, de acuerdo al destino de los locales. A continuación se suman todas las cargas parciales Q_i , con lo que se obtiene la denominada carga total de la construcción:

$$Q = \sum_{i=1}^n Q_i$$

Entonces el empuje sísmico total, igual al esfuerzo de corte traslacional en la base, será:

$$T_{so}^{(x)} = C(x) Q; T_{so}^{(y)} = C(y) Q$$

Estos esfuerzos de corte traslacionales, se distribuyen según cada dirección (x ó y), en la altura del edificio, proporcionándonos fuerzas sísmicas laterales $F_i^{(x)}$ y $F_i^{(y)}$ aplicadas en correspondencia con los entrepisos, de la siguiente forma:

$$\text{Para un nivel genérico } (i): \begin{cases} F_i^{(x)} = \alpha^{(x)} \frac{Q_i h_i}{\sum_{j=1}^n Q_j h_j} T_{so}^{(x)} \\ F_i^{(y)} = \alpha^{(y)} \frac{Q_i h_i}{\sum_{j=1}^n Q_j h_j} T_{so}^{(y)} \end{cases}$$

$$\text{Para el último nivel (n)} \begin{cases} F_n^{(x)} = \alpha^{(x)} \frac{Q_n h_n}{\sum_1^n Q_j h_j} T_{so}^{(x)} + (1-\alpha^{(x)}) T_{so}^{(x)} \\ F_n^{(y)} = \alpha^{(y)} \frac{Q_n h_n}{\sum_1^n Q_j h_j} T_{so}^{(y)} + (1-\alpha^{(y)}) T_{so}^{(y)} \end{cases}$$

donde el coeficiente α vale:

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 && \text{para período } T < 0,5 \text{ seg,} \\ \alpha &= 0,95 && \text{" " } 0,5 \text{seg} < T < 1 \text{ seg,} \\ \alpha &= 0,90 && \text{" " } T > 1 \text{ seg.} \end{aligned}$$

Mediante este coeficiente α se tiene en cuenta el efecto de amplificación dinámica (chicoteo) que se produce en la parte alta de edificios de período grande.

Con h se indican las alturas a contar desde el nivel superior de la fundación, hasta el nivel que corresponda; o sea que se toma desde donde se manifiesten desplazamientos relativos entre la fundación y la superestructura.

Los esfuerzos de corte traslacionales $T_{si}^{(x)}$ ó $T_{si}^{(y)}$ en un nivel genérico i , para cada dirección x ó y , se determinan sumando respectivamente las fuerzas $F_j^{(x)}$ ó $F_j^{(y)}$ que están por encima del nivel i , considerando al edificio como una ménsula empotrada en el suelo:

$$T_{si}^{(x)} = \sum_{j=i}^n F_j^{(x)} \quad ; \quad T_{si}^{(y)} = \sum_{j=i}^n F_j^{(y)}$$

6. DISTRIBUCION DEL ESFUERZO DE CORTE TRASLACIONAL

Determinados los esfuerzos de corte traslacionales $T_{si}^{(x)}$ y $T_{si}^{(y)}$ a nivel de cada entrepiso, se deben distribuir entre todos los elementos resistentes a fuerzas laterales de cada piso, en forma directamente proporcional a sus rigideces relativas, en la dirección correspondiente.

Para que esto sea posible, las losas de entrepiso deben ser lo suficientemente rígidas como para distribuir de manera efectiva los esfuerzos de corte de cada nivel; es decir que las losas deberán cumplir esa función con deformaciones mucho menores que los desplazamientos horizontales que sufriría la estructura independientemente.

En consecuencia, se puede decir que por efecto de los esfuerzos de corte traslacionales $T_{so}^{(x)}$ y $T_{so}^{(y)}$, entre dos entrepisos sucesivos, existirán respectivamente traslaciones relativas (*) $\delta^{(x)}$ y $\delta^{(y)}$ idénticas a los desplazamientos horizontales relativos que sufrirán entre capitel y base, cada una de las columnas (**) ubicadas entre esos niveles.

Así, una columna genérica C_{ij} ubicada entre los niveles $i-1$ e i , en una posición j (Fig. 2), sufrirá desplazamientos $\delta^{(x)}$ o $\delta^{(y)}$ tales que:

(*) Por este motivo lo llamamos "esfuerzo de corte traslacional", para diferenciarlo del originado por la torsión que lo denominamos "esfuerzo de corte rotacional".

(*) Supondremos, por simplicidad, que los únicos elementos portantes son columnas.

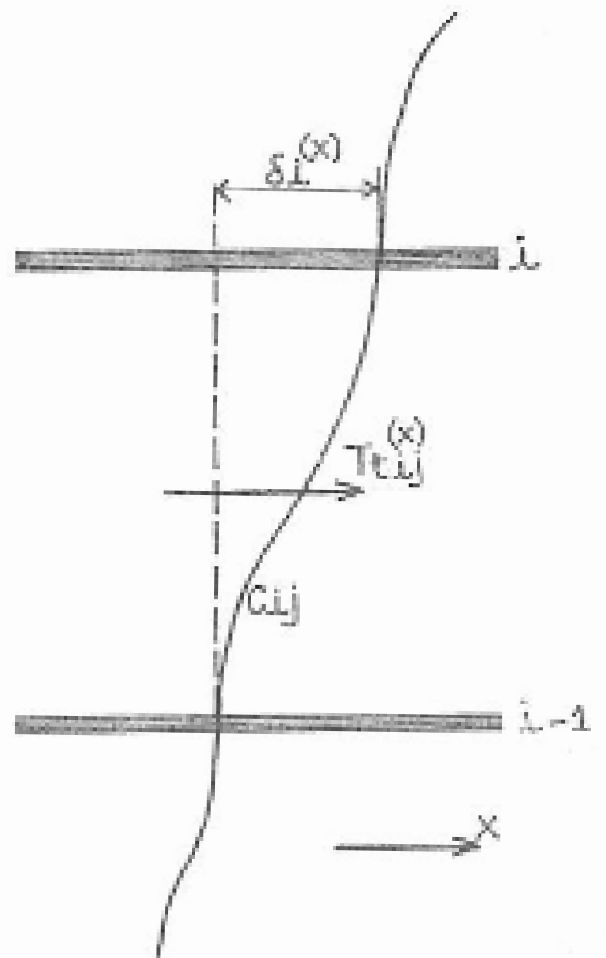
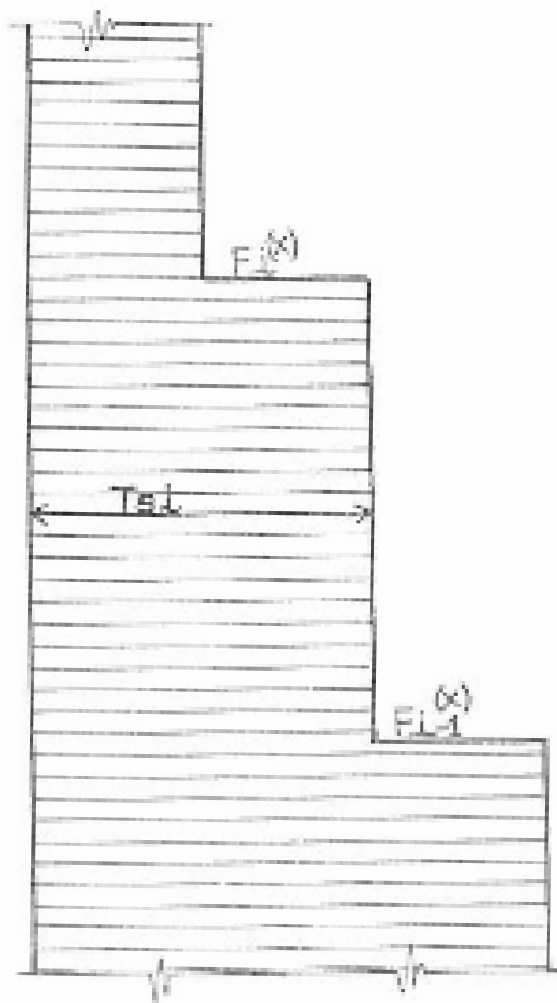


Fig. 2

Para la dirección \underline{x} :

$$\delta_i^{(x)} = \frac{T_{tij}^{(x)}}{k_{ij}^{(x)}} \cdot T_{tij}^{(x)} = \delta_i^{(x)} k_{ij}^{(x)}$$

Para la dirección \underline{y} :

$$\delta_i^{(y)} = \frac{T_{tij}^{(y)}}{k_{ij}^{(y)}} \cdot T_{tij}^{(y)} = \delta_i^{(y)} k_{ij}^{(y)}$$

} Ec. 1

Siendo:

$T_{tij}^{(x)}$ y $T_{tij}^{(y)}$, las partes de los esfuerzos de corte traslacionales totales del nivel \underline{i} ($T_{si}^{(x)}$ y $T_{si}^{(y)}$) que absorbe la columna genérica C_{ij} en las direcciones \underline{x} é \underline{y} respectivamente.

$k_{ij}^{(x)}$ y $k_{ij}^{(y)}$ las rigideces absolutas de la columna genérica C_{ij} según las direcciones \underline{x} é \underline{y} respectivamente, que dependen de las condiciones de vínculo y de las características geométricas y elásticas de la columna.

Si en el piso comprendido entre los niveles $i-1$ e i existen m columnas, por razones de equilibrio se debe cumplir que:

$$T_{si}^{(x)} = \sum_{j=1}^m T_{tij}^{(x)} = \sum_{j=1}^m \delta_i^{(x)} k_{ij}^{(x)} = \delta_i^{(x)} \sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)}$$

$$T_{si}^{(y)} = \sum_{j=1}^m T_{tij}^{(y)} = \sum_{j=1}^m \delta_i^{(y)} k_{ij}^{(y)} = \delta_i^{(y)} \sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)}$$

de donde se despejan:

$$\left. \begin{aligned} \delta_i^{(x)} &= \frac{T_{si}^{(x)}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)}} \\ \delta_i^{(y)} &= \frac{T_{si}^{(y)}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)}} \end{aligned} \right\} \text{Ec. 2}$$

Reemplazando estos valores de $\delta_i^{(x)}$ y $\delta_i^{(y)}$ en las Ec.1, resulta:

$$\left. \begin{aligned} T_{tij}^{(x)} &= \frac{k_{ij}^{(x)}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)}} T_{si}^{(x)} \\ T_{tij}^{(y)} &= \frac{k_{ij}^{(y)}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)}} T_{si}^{(y)} \end{aligned} \right\} \text{Ec. 3}$$

Las Ec. 3 nos permiten conocer los esfuerzos de cor-

te traslacionales que absorbe la columna genérica C_{ij} en las dos direcciones \underline{x} é \underline{y} en función de los esfuerzos de corte traslacionales $T_{si}^{(x)}$, $T_{si}^{(y)}$, y de $\frac{k_{ij}^{(x)}}{\sum k_{ij}^{(x)}}$ y $\frac{k_{ij}^{(y)}}{\sum k_{ij}^{(y)}}$ que representan las rigideces relativas de la columna C_{ij} en ambas direcciones.

7. EFECTO DE LA TORSION

Además del esfuerzo de corte traslacional que solicita a cada columna (Ec. 3) por efecto del desplazamiento relativo de los dos entrepisos que la comprenden, puede existir el esfuerzo de corte rotacional originado por la rotación relativa de esos dos niveles.

En particular, el giro del nivel \underline{i} con respecto al nivel $\underline{i-1}$, se produce por efecto del momento torsor, que aparece cuando no hay coincidencia entre C_{Mi} (proyección sobre el nivel \underline{i} del centro de gravedad de las masas del edificio ubicadas por encima del nivel \underline{i} (incluyendo las de éste)) y C_{Ri} (centro de rigidez o de torsión de las columnas comprendidas entre los entrepisos \underline{i} é $\underline{i-1}$), como muestra la Fig. 3.

O sea que el esfuerzo de corte traslacional T_{si} del nivel \underline{i} , cuyo punto de aplicación es C_{Mi} , hace rotar alrededor de C_{Ri} , la parte del edificio que está por encima del nivel $\underline{i-1}$.

La distancia e_{si} entre C_{Mi} y C_{Ri} , conocida como excentricidad estática, tiene componentes $e_{si}^{(x)}$ y $e_{si}^{(y)}$ según las direcciones \underline{x} é \underline{y} respectivamente.

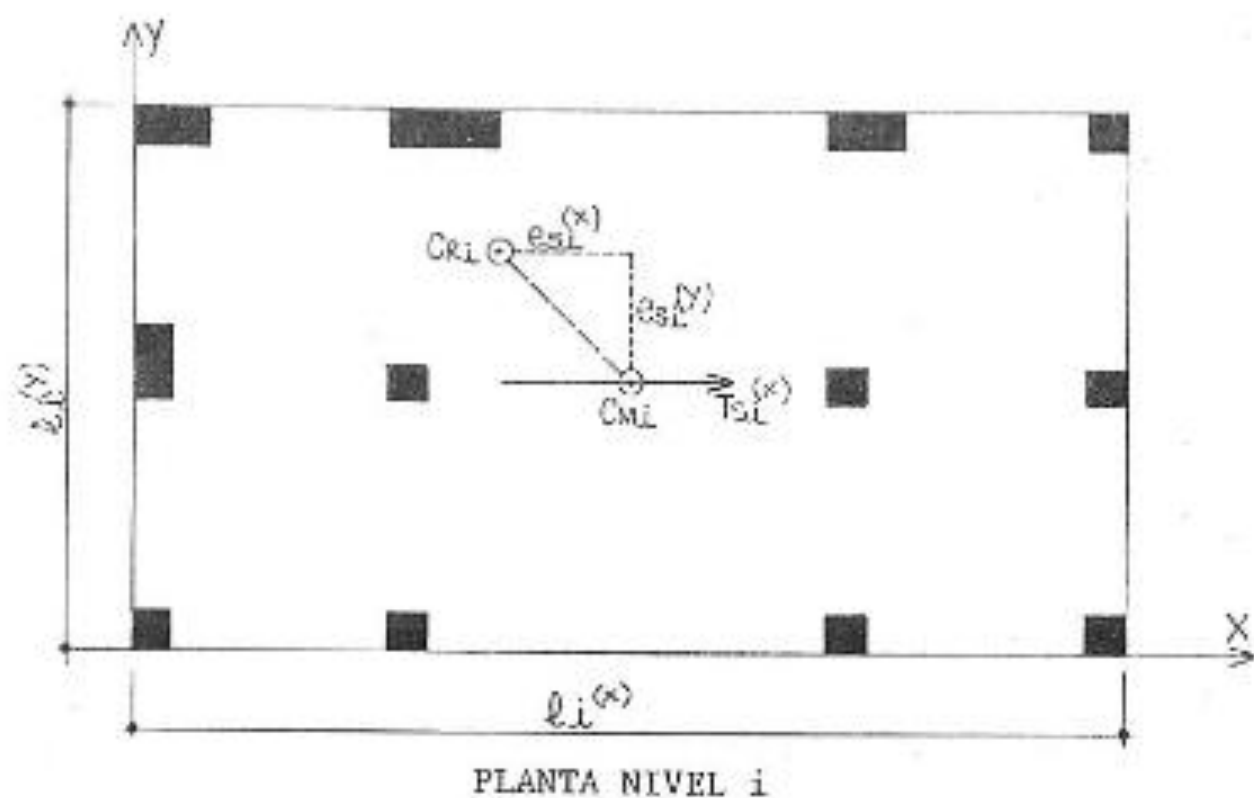


Fig. 3

Pero esta excentricidad estática no se emplea directamente en el cálculo del momento torsor, sino que se modifica para tener en cuenta la amplificación dinámica del movimiento de torsión de los edificios, la componente rotacional del movimiento del suelo, y la excentricidad accidental provocada por una distribución de sobrecargas distintas de la prevista ó por la diferencia que pueda existir entre las rigideces relativas reales de los elementos, y las calculadas.

En consecuencia la excentricidad a tener en cuenta en el nivel i , es:

$$1,5 e_{si} + \epsilon l_i \text{ o bien } e_{si} - \epsilon l_i$$

En las expresiones propuestas, l_i representa la dimensión máxima de la planta a nivel i , medida normalmente a la dirección del esfuerzo de corte traslacional T_{si} ; $\epsilon = 0,05$ para $T > 1$ seg., $\epsilon = 0,10$ para $T < 0,5$ seg. y $\epsilon = 0,15 - 0,1 T$ para $0,5 \text{ seg} \leq T \leq 1 \text{ seg}$. Las componentes de la excentricidad según las respectivas direcciones, son:

$$\text{Dirección } \underline{x}; 1,5 e_{si}^{(x)} + \epsilon^{(y)} l_i^{(x)} \quad \text{ó} \quad e_{si}^{(x)} - \epsilon^{(y)} l_i^{(x)}$$

$$\text{Dirección } \underline{y}; 1,5 e_{si}^{(y)} + \epsilon^{(x)} l_i^{(y)} \quad \text{ó} \quad e_{si}^{(y)} - \epsilon^{(x)} l_i^{(y)}$$

Por tanto, los momentos torsores que se deben distribuir entre las columnas de cada nivel, conforme a sus respectivas rigideces relativas, valen para el nivel i , según la dirección considerada:

$$\left. \begin{aligned} \left[M_{ti}^{(x)} \right]_1 &= T_{si}^{(x)} (1,5 e_{si}^{(y)} + \epsilon^{(x)} l_i^{(y)}) \\ \left[M_{ti}^{(x)} \right]_2 &= T_{si}^{(x)} (e_{si}^{(y)} - \epsilon^{(x)} l_i^{(y)}) \\ \left[M_{ti}^{(y)} \right]_1 &= T_{si}^{(y)} (1,5 e_{si}^{(x)} + \epsilon^{(y)} l_i^{(x)}) \\ \left[M_{ti}^{(y)} \right]_2 &= T_{si}^{(y)} (e_{si}^{(x)} - \epsilon^{(y)} l_i^{(x)}) \end{aligned} \right\} \text{ Ec. 4}$$

Para calcular el esfuerzo de corte rotacional que le corresponderá a cada columna, se adopta el momento torsor de las Ec. 4 que origine el mayor efecto en cada dirección, recomendándose no considerar aquellos esfuerzos de corte rotacio

nales que resulten de sentido contrario al del esfuerzo de corte traslacional.

8. POSICION DEL CENTRO DE RIGIDEZ O DE TORSION

Elegido un sistema cualquiera de ejes coordenados de referencia (X,Y), que sea por comodidad paralelo a las dos direcciones principales de cálculo, definiremos las coordenadas del centro de rigidez o de torsión del nivel i de la estructura.

Sea C_{ij} una columna genérica del nivel i , y d_{ij} su distancia al centro de rigidez C_{Ri} (Fig. 4). Supongamos que por efecto del momento torsor, el nivel i gira un ángulo $\hat{\gamma}_i$ con respecto al nivel $i-1$. El capitel de la columna genérica C_{ij} , se desplazará una distancia δ_{ij} hasta ocupar una posición C'_{ij} . Por ser $\hat{\gamma}_i$ pequeño, se puede considerar δ_{ij} perpendicular a d_{ij} , y además vale la relación:

$$\hat{\gamma}_i = \frac{\delta_{ij}}{d_{ij}}$$

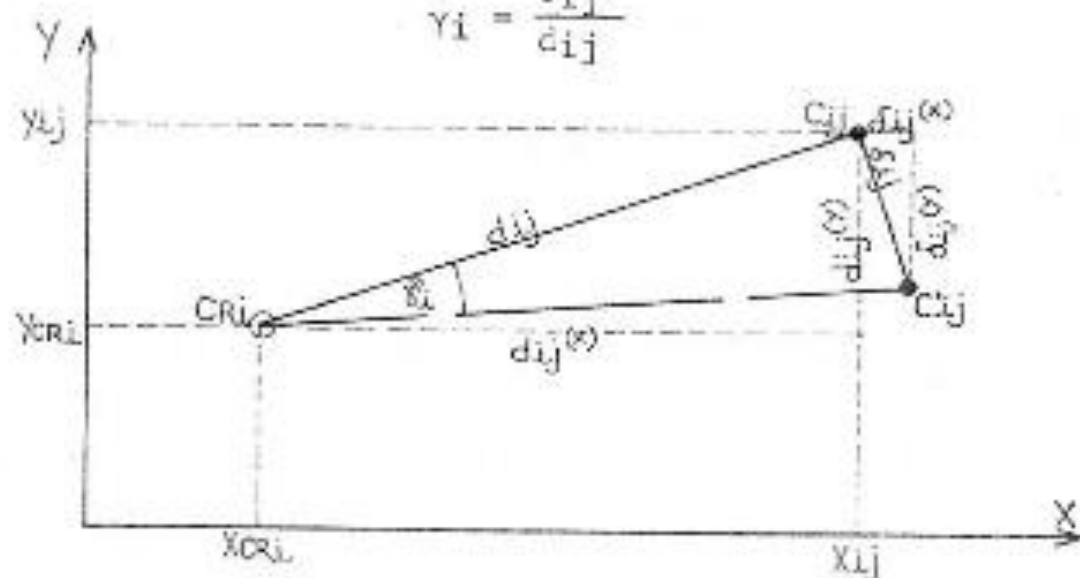


Fig. 4

Llamando $d_{ij}^{(x)}$ y $d_{ij}^{(y)}$ a las componentes de d_{ij} , $\delta_{ij}^{(x)}$ y $\delta_{ij}^{(y)}$ a las componentes de δ_{ij} respecto al sistema de referencia, por relación de triángulos rectángulos se deduce que:

$$\delta_{ij}^{(x)} = \frac{\delta_{ij}}{d_{ij}} d_{ij}^{(y)} = \hat{\gamma}_i d_{ij}^{(y)}$$

$$\delta_{ij}^{(y)} = \frac{\delta_{ij}}{d_{ij}} d_{ij}^{(x)} = \hat{\gamma}_i d_{ij}^{(x)}$$

Los esfuerzos de corte rotacionales que han provocado esos desplazamientos en el capital de la columna C_{ij} , se expresan como:

$$\left. \begin{aligned} T_{rij}^{(x)} &= k_{ij}^{(x)} \delta_{ij}^{(x)} = k_{ij}^{(x)} \hat{\gamma}_i d_{ij}^{(y)} \\ T_{rij}^{(y)} &= k_{ij}^{(y)} \delta_{ij}^{(y)} = k_{ij}^{(y)} \hat{\gamma}_i d_{ij}^{(x)} \end{aligned} \right\} \text{ Ec. 5}$$

Por la condición de equilibrio de las fuerzas, debe ser nula la sumatoria de los esfuerzos de corte rotacionales de las m columnas del nivel i , pues se considera aplicado solamente un momento torsor:

$$\sum_{j=1}^m T_{rij}^{(x)} = 0 \quad ; \quad \sum_{j=1}^m T_{rij}^{(y)} = 0$$

En consecuencia (Ec.5):

$$\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)} d_{ij}^{(y)} = 0 \quad ; \quad \sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)} d_{ij}^{(x)} = 0 \quad \text{Ec. 6}$$

Las Ec. 6 expresan que la suma de los momentos estáticos de las rigideces de las m columnas del nivel i con respecto al centro de rigidez C_{Ri} , es nulo; es decir que C_{Ri} es el baricentro de las rigideces de las m columnas.

Luego las coordenadas de C_{Ri} referidas al sistema (X,Y) , son:

$$x_{C_{Ri}} = \frac{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)} \cdot x_{ij}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)}} ; \quad y_{C_{Ri}} = \frac{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)} \cdot y_{ij}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)}}$$

donde x_{ij} e y_{ij} son las coordenadas de la columna genérica C_{ij} del nivel i respecto al sistema de referencia.

Conocidas las coordenadas del centro de masas C_{Mi} y las del centro de rigidez C_{Ri} ; se pueden determinar por diferencia, las componentes $e_{si}^{(x)}$ y $e_{si}^{(y)}$ de la excentricidad estática e_{si} .

9. DISTRIBUCION DEL MOMENTO TORSOR

La condición de equilibrio a la rotación exige que:

$$M_{ti} = \sum_{j=1}^m T_{rij}^{(x)} d_{ij}^{(y)} + \sum_{j=1}^m T_{rij}^{(y)} d_{ij}^{(x)}$$

Reemplazando $T_{rij}^{(x)}$ y $T_{rij}^{(y)}$ por los valores dados en Ec. 5, queda:

$$M_{ti} = \hat{\gamma}_i \left(\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)} d_{ij}^{(y)2} + \sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)} d_{ij}^{(x)2} \right)$$

$$\hat{\gamma}_i = \frac{M_{ti}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)} d_{ij}^{(y)2} + \sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)} d_{ij}^{(x)2}} \quad \text{Ec. 7}$$

Esta última expresión nos da el valor de la rotación $\hat{\gamma}$ en función del momento torsor aplicado, el que reemplazado en las Ec. 5 nos da:

$$\left. \begin{aligned} T_{rij}^{(x)} &= \frac{k_{ij}^{(x)} d_{ij}^{(y)}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)} d_{ij}^{(y)2} + \sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)} d_{ij}^{(x)2}} M_{ti} \\ T_{rij}^{(y)} &= \frac{k_{ij}^{(y)} d_{ij}^{(x)}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)} d_{ij}^{(y)2} + \sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)} d_{ij}^{(x)2}} M_{ti} \end{aligned} \right\} \quad \text{Ec. 8}$$

Las Ec. 8 nos permiten conocer las componentes, según los ejes de referencia, del esfuerzo de corte rotacional en la columna genérica C_{ij} . Para cada columna se deberá reemplazar M_{ti} , por el momento torsor de las Ec. 4 que le corresponda, en base a lo expresado en el párrafo final del punto 7.

10. ESFUERZO DE CORTE TOTAL EN CADA COLUMNA

Para obtener el esfuerzo de corte total de las columnas en cada dirección, se suman el esfuerzo de corte traslacional (Ec.3), con el esfuerzo de corte rotacional respectivo (Ec. 8):

$$T_{ij}^{(x)} = T_{tij}^{(x)} + T_{rij}^{(x)} \quad ; \quad T_{ij}^{(y)} = T_{tij}^{(y)} + T_{rij}^{(y)} \quad \text{Ec. 9}$$

Se debe recordar lo recomendado al final del punto 7, es decir que el esfuerzo de corte rotacional en cada columna, no se descontará del traslacional correspondiente, cuando ambos resulten de sentido contrario.

11. MOMENTOS FLECTORES EN CADA COLUMNA

Además de las sollicitaciones originadas en las columnas por efecto de las cargas verticales, tema no tratado en este trabajo, se deben considerar, en cada una de las dos direcciones de cálculo, las sollicitaciones provocadas por las fuerzas sísmicas que son: los esfuerzos de corte según el criterio anteriormente expuesto, y los consecuentes momentos flectores y esfuerzos normales.

Para obtener los momentos flectores en las columnas originados por las fuerzas sísmicas, se puede recurrir a cualquiera de los procedimientos que nos proporciona la ciencia de las construcciones (Gehler, Grinter, Muto, computación, etc.), determinando al mismo tiempo los momentos flectores en las vigas.

El caso más frecuente en la práctica, se caracteriza

en que las vigas resultan mucho más rígidas que las columnas, debido a que aquellas deben soportar las cargas verticales que las flexionan.

Para resolver en primera aproximación estos casos, puede utilizarse el siguiente método, que se basa en la hipótesis de suponer a las vigas con rigidez infinita.

Ante la acción de las fuerzas sísmicas aplicadas en correspondencia con los entrepisos, las vigas permanecen rectilíneas y los extremos de las columnas se desplazan sin rotar. En consecuencia, en las columnas (de sección constante) aparecen momentos flectores con variación lineal, que se anulan en la mitad de la altura y alcanzan valores máximos en capital y base (Fig. 5). Para la columna genérica C_{ij} valen:

$$M_{ij}^{(x)} = \pm T_{ij}^{(x)} \frac{h}{2} \quad \text{según la dirección } x,$$

$$M_{ij}^{(y)} = \pm T_{ij}^{(y)} \frac{h}{2} \quad \text{según la dirección } y.$$

Estos momentos se transmiten a las vigas vinculadas a las columnas, en forma directamente proporcional a sus rigideces relativas. Efectuando el cociente entre la diferencia de los momentos sísmicos de los apoyos de las vigas y su luz, se obtienen sus reacciones sísmicas, las que se transmiten como esfuerzos normales a las columnas (Fig. 6).

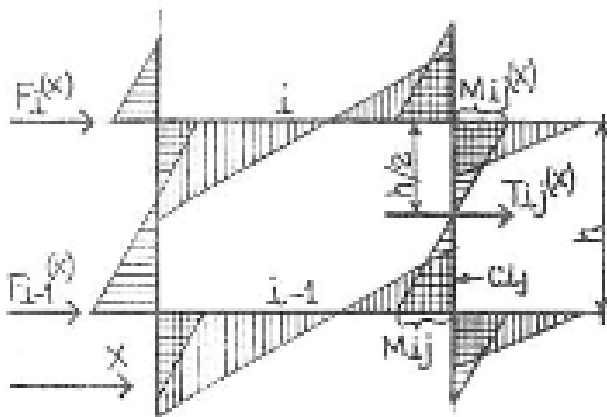


Fig. 5

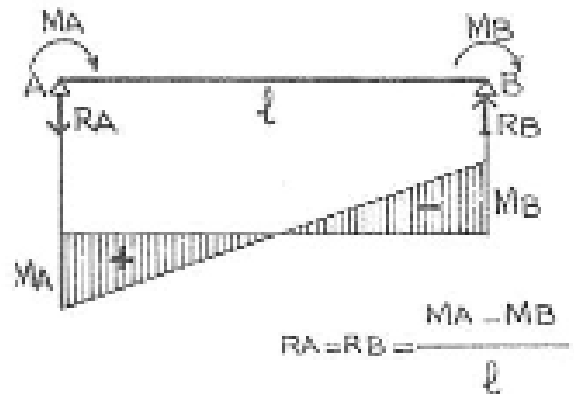


Fig. 6

12. VERIFICACION DE SECCIONES

En el caso de una estructura de hormigón armado, siendo conocidas las sollicitaciones originadas por las cargas verticales y por las fuerzas sísmicas, se debe proceder a hacer la verificación de las secciones de los elementos estructurales, recurriendo a la teoría elástica clásica o al método de rotura. Dicha verificación comprende las dos siguientes partes:

a) Cargas verticales:

Cuando las sollicitaciones provienen de tener en cuenta solamente las cargas verticales, o eventualmente influencias de temperatura, retracción o fluencia, la verificación se debe hacer respetando las tensiones admisibles reglamentarias,

si es que se utiliza la teoría elástica clásica. Si se adopta el método de rotura, deben respetarse los coeficientes de mayoración de cargas reglamentarios.

Tanto estos últimos, como las tensiones admisibles, pueden consultarse en el Apéndice A de NAA 80 o PRAEH.

b) Cargas verticales y fuerzas sísmicas simultáneas:

En este caso la verificación, utilizando la teoría elástica clásica, podrá hacerse con las tensiones admisibles incrementadas hasta en un 40%, no sobrepasando nunca el 85% de las tensiones características de fluencia (NAA 80, 4.3.1.).

Si se adopta el método de rotura, se podrán disminuir los coeficientes de mayoración de cargas hasta en un 30%, sin llegar a ser nunca inferiores a 1,20 (NAA 80, 4.3.2.).

Es comprensible entonces, que en vigas, antes de hacer la verificación b) mediante la teoría elástica clásica, se deben seleccionar las solicitaciones S (momento flector o esfuerzo de corte), de tal modo de elegir solamente aquellas para las cuales el incremento que sufrirán por la acción del sismo, sea mayor que el 40% del valor de la solicitación calculada con cargas verticales exclusivamente.

Es decir que:

Si $S_s < 0,4 S_v$, se verificará la sección con S_v y con las tensiones admisibles normales, sin incrementar.

Si $S_s > 0,4 S_v$, se verificará la sección con $(S_v + S_s)$ y con las tensiones normales incrementadas en un 40% como máximo.

En las expresiones anteriores, con S_v se indican las

solicitaciones calculadas con estado de cargas verticales solamente; y con S las solicitaciones calculadas con estado de fuerzas sísmicas solamente.

Se procede de modo similar cuando se hace la verificación utilizando el método de rotura:

Si $v S_v > 0,7v (S_v + S_s)$, se utiliza el valor $(v S_v)$ para verificar la sección.

Si $S_v < 0,7v (S_v + S_s)$, la verificación de la sección se hace con el valor $0,7v (S_v + S_s)$.

Con v , se indica al coeficiente de mayoración de cargas, especificado en el Apéndice A de NAA 80.

Debe tenerse presente que si resulta $0,7v < 1,2$, se reemplazará por 1,2 el valor de $0,7v$ que aparece en las expresiones anteriores.

13. RECOMENDACIONES

En las construcciones sismorresistentes se deben extremar las precauciones en todas las etapas de su realización, ya que el sismo, cual inflexible juez, no perdona los errores o descuidos de proyecto y de ejecución, descubriendo a la vista de todos, las faltas cometidas por los autores.

A las recomendaciones sobre diseño ya formuladas en el punto 3 de este trabajo, se agregan algunas relacionadas con la etapa de ejecución:

a) La disposición y dimensiones de los elementos estructurales establecidas en el proyecto, como así también los detalles constructivos, deben respetarse estrictamente en obra,

para estar de acuerdo con todas las previsiones y especulaciones efectuadas en el proceso del cálculo sismorresistente.

b) Una modalidad constructiva muy generalizada, consiste en construir la estructura de hormigón armado antes que la mampostería, sin prever ningún tipo de trabazón entre ambas. En zona sísmica este procedimiento es inadmisibile. Todos los muros de mampostería, cualquiera sea su función, deben trabarse con las columnas de hormigón armado, para lo cual se aconseja levantar los muros en primer lugar, interrumpiéndolos verticalmente en forma dentada, y luego hormigonar las columnas (Fig. 7). Además las barras de acero de la mampostería armada, deberán anclar convenientemente en las columnas que limitan el panel.

Otra forma constructiva, más cara que la anterior, y no prevista en NAA 80, pero que técnicamente puede ser aceptable, consiste en levantar en primer lugar la estructura de hormigón armado, dejando suficientes barras de acero (comúnmente llamadas "pelos") ancladas en las columnas, para asegurar la vinculación con la mampostería. Posteriormente se levanta ésta, interrumpiendo las hiladas en forma dentada, y dejando entre ellas y las columnas ya hormigonadas, un espacio suficiente como para intercalar una columna de encadenado adicional, en la que quedarán ancladas las barras de acero de la mampostería armada (Fig. 8).

c) La calidad de los materiales que se emplean en las estructuras sismorresistentes, debe ser controlada con mucho esmero para garantizar el cumplimiento de las especificaciones de proyecto; especialmente las dosificaciones de mezclas y hormi-

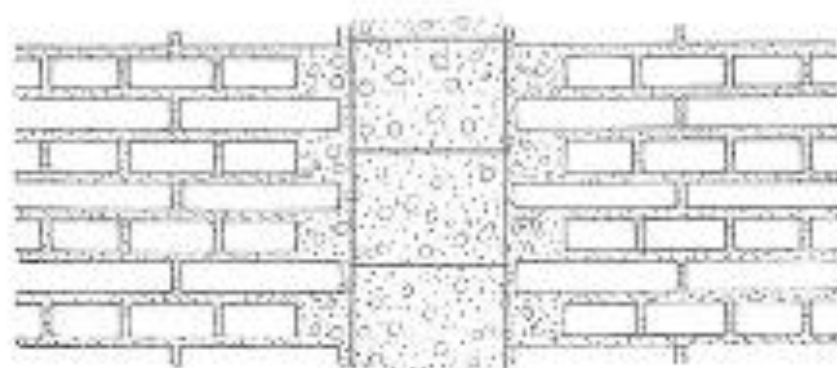
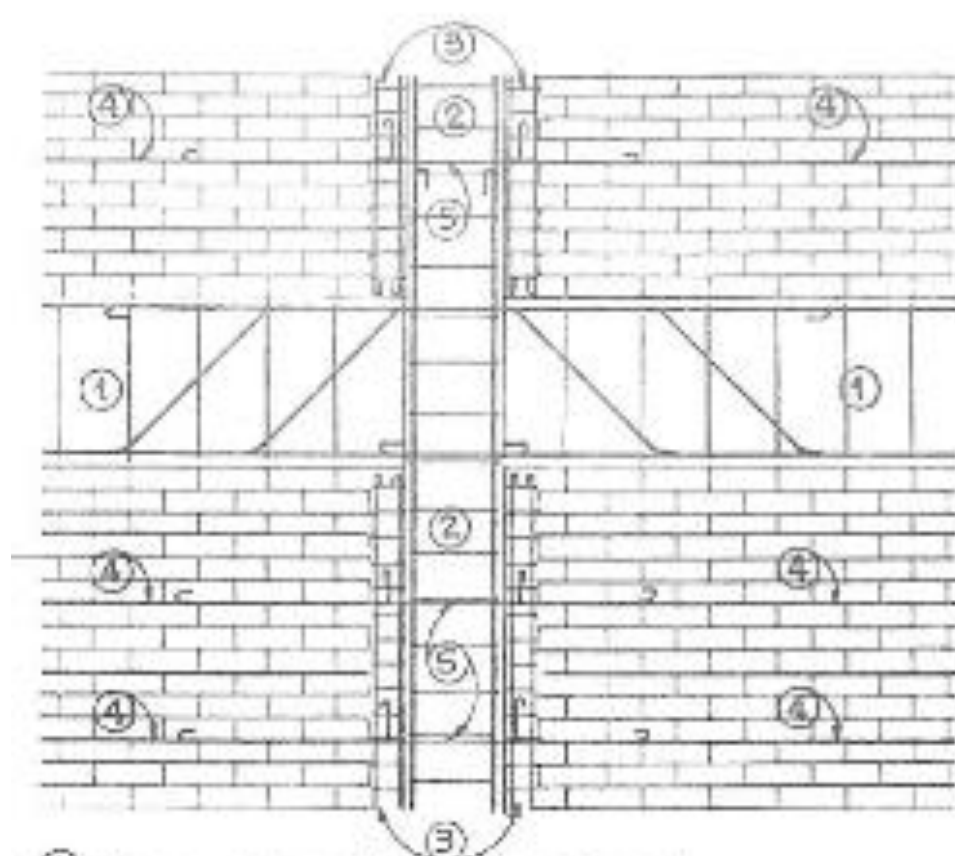


Fig. 7



- ① Vigas de la estructura principal
- ② Columnas de carga
- ③ Columnas de encadenado adicionales
- ④ Barras de acero de la mampostería armada
- ⑤ *Pelos*

Fig. 8

genes, y su tratamiento posterior (mezclado, colocación, curado, etc.), de acuerdo a la tecnología de los materiales.

d) Tan importante como cubrir una sección de acero calculada para una pieza de hormigón armado, es proveer a esa armadura, de las longitudes de empalme y anclaje adecuadas, ya que son innumerables las fallas debidas a sismos, ocurridas en elementos con secciones correctamente dimensionadas, pero con longitudes de anclaje o de empalme insuficientes. Lo dicho es válido tanto para los elementos estructurales portantes, como para los de encadenado.

* * * * *

Bibliografía:

- 1) AGUIRRE RUIZ, Julio Sohar. El terremoto de San Juan, República Argentina, del 15 de enero de 1944 y su influencia en la conciencia sísmica nacional. (En: Revista Geofísica N° 5, dic. 1975. Instituto Panamericano de Geografía e Historia).
- 2) BAIGORRI, Hugo. Importancia de la policía edilicia en las construcciones antisísmica. (En: Publicación N° 3, INPRES, dic. 1975).
- 3) ESTEVA, L. y ROSENBLUETH, E. Diseño sísmico de edificios. (En: Primeras Jornadas Argentinas de Ingeniería Antisísmica. San Juan-Mendoza, abr. 1962).
- 4) NORMAS ANTISISMICAS ARGENTINA - (NAA 80) - INPRES.

II) CALCULO SISMORRESISTENTE DE UNA ESTRUCTURA APORTICADA.

Ing. Civil ANTONIO E. FERNANDEZ

1. INTRODUCCION

Se pretende precisar, a través de un ejemplo práctico, el procedimiento para el cálculo de las sollicitaciones sísmicas de una estructura de hormigón armado, cuyo desarrollo teórico ha sido expuesto en el trabajo "INTRODUCCION AL CALCULO DE ESTRUCTURAS SISMORRESISTENTES".

El análisis se realizará sobre el proyecto de un edificio, siguiendo las Normas Antisísmicas Argentinas (NAA 80).

Los datos principales son los siguientes:

- Destino del edificio: Oficinas privadas con planta libre.
- Zona sísmica de emplazamiento: 3
- Cantidad de pisos: Planta baja y dos pisos altos de idéntica forma y superficie cubierta.
- Superficie cubierta por piso: 128 m^2
- Sobrecarga adoptada: $p = 150 \text{ Kg/m}^2$
- Tipología estructural: Pórtico espacial. Losas, vigas y columnas de hormigón armado (Fig. 1)
- Muros exteriores de 20 cm de espesor, de bloques cerámicos huecos.

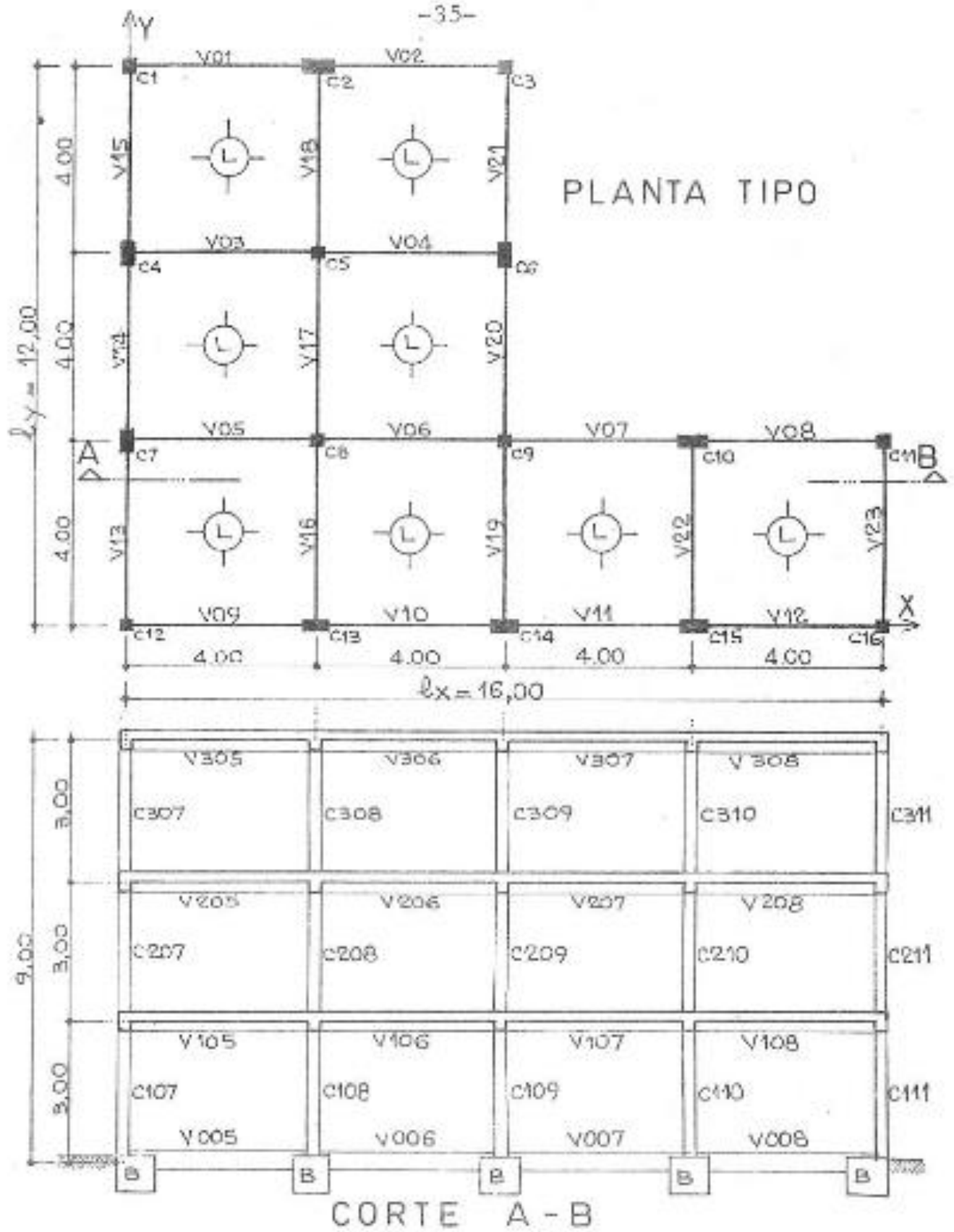


Fig. 1

- Tabiques interiores, de paneles prefabricados livianos. Se considerará su incidencia sobre las losas, como carga uniformemente distribuida de 100 Kg/m^2 .
- Los muros exteriores y los tabiques interiores no cumplirán función portante.
- Tensión admisible del terreno de fundación: $\sigma_t = 2 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$

2. DIMENSIONES ADOPTADAS PARA VIGAS Y COLUMNAS.

A efectos de predeterminar las cargas permanentes del edificio, se adoptará para las vigas y columnas, las siguientes dimensiones:

Vigas de los tres niveles:

Ancho $b = 30 \text{ cm}$

Altura $d = 50 \text{ cm}$

Columnas

PISO	C O L U M N A S	DIMENSIONES (cm)	
		d _x	d _y
3	C ₃₀₁ - C ₃₀₃ - C ₃₀₅ - C ₃₀₈ - C ₃₀₉ C ₃₁₁ - C ₃₁₂ - C ₃₁₆	20	20
	C ₃₀₂ - C ₃₁₀ - C ₃₁₃ - C ₃₁₄ - C ₃₁₅	30	20
	C ₃₀₄ - C ₃₀₆ - C ₃₀₇	20	30
2	C ₂₀₁ - C ₂₀₃ - C ₂₀₅ - C ₂₀₈ - C ₂₀₉ C ₂₁₁ - C ₂₁₂ - C ₂₁₆	25	25
	C ₂₀₂ - C ₂₁₀ - C ₂₁₃ - C ₂₁₄ - C ₂₁₅	40	25
	C ₂₀₄ - C ₂₀₆ - C ₂₀₇	25	40
1	C ₁₀₁ - C ₁₀₃ - C ₁₀₅ - C ₁₀₈ - C ₁₀₉ C ₁₁₁ - C ₁₁₂ - C ₁₁₆	30	30
	C ₁₀₂ - C ₁₁₀ - C ₁₁₃ - C ₁₁₄ - C ₁₁₅	45	30
	C ₁₀₄ - C ₁₀₆ - C ₁₀₇	30	45

3. CARGA TOTAL DE CADA SECTOR (NAA, 2.5)

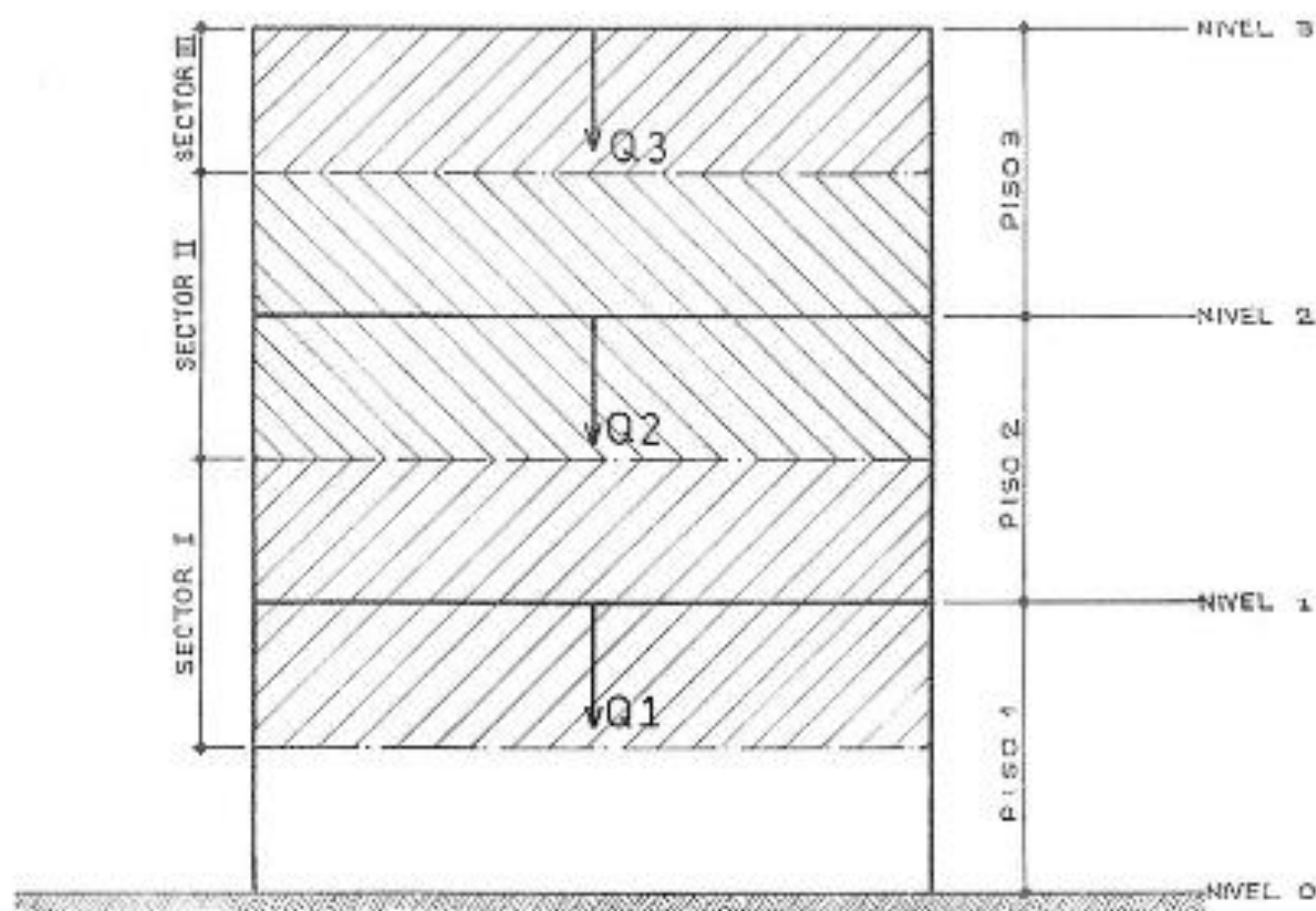


Fig. 2

SECTOR III

1) Losas:

Carga permanente (adoptamos) $g = 450$

Sobrecarga: $0,25 p = 0,25 \times 150 = 38$

488 Kg/m²

Carga total a considerar: $0,488 \text{ t/m}^2 \times 128 \text{ m}^2 = 62,5 \text{ t}$

2) Vigas: $0,30 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 87,2 \text{ m} \times 2,4 \text{ t/m}^3 = 31,4 \text{ t}$

3) Columnas: $0,80 \text{ m}^2 \times 1,25 \text{ m} \times 2,4 \text{ t/m}^3 = 2,4 \text{ t}$

4) Muros: $0,20 \text{ m} \times 53 \text{ m} \times 1,25 \text{ m} \times 1,5 \text{ t/m}^3 = 19,9 \text{ t}$

5) Tabiques: $0,100 \text{ t/m}^2 \times 128 \text{ m}^2 = 12,8 \text{ t}$

Q₃ = 129,0 t

SECTOR II

1) Losas (Idem SECTOR III) $\approx 62,5 \text{ t}$

2) Vigas (Idem SECTOR III) $\approx 31,4 \text{ t}$

3) Columnas: $(0,80 \text{ m}^2 + 1,30 \text{ m}^2) 1,25 \times 2,4 \text{ t/m}^3 = 6,3 \text{ t}$

4) Muros : $0,20 \text{ m} \times 53 \text{ m} \times 2,50 \text{ m} \times 1,5 \text{ t/m}^3 = 40,0 \text{ t}$

5) Tabiques: (Idem SECTOR III) $\approx 12,8 \text{ t}$

Q₂ = 153,0 t

SECTOR I

Adoptaremos para Q₁ el mismo valor de Q₂, a pesar de la pequeña diferencia que existe entre los pesos de las columnas

del PISO 1 con las del PISO 2. Este temperamento es aceptable, si se tiene en cuenta la exactitud requerida en la determinación de las cargas.

En consecuencia:

$$Q_1 = 153,0 \text{ t}$$

A las cargas Q_1 ; Q_2 y Q_3 se las considera concentradas en los niveles respectivos.

4. CARGA TOTAL DE LA CONSTRUCCION.

Se obtiene sumando las cargas totales de cada uno de los sectores:

$$Q = \sum Q_i = 129 + 153 + 153 = 435 \text{ t}$$

5. COEFICIENTE SISMICO.

El coeficiente sísmico C , se obtiene a partir de la siguiente expresión (NAA 80, 3.2.1.1.):

$$C = C_o \gamma_d \gamma_e s,$$

donde:

$C_o = 0,1$ ya que el lugar de emplazamiento del edificio está en zona sísmica 3 (NAA 80,3.2.1.1.b)

$\gamma_d = 1$ debido a que el destino previsto para el edificio es oficinas privadas (NAA 80, TABLA N° 3);

$\gamma_e = 1$ por haberse planteado una estructura de tipo ductil (NAA 80, T.Nº 4), para las dos direcciones de cálculo.

Por último, la determinación del coeficiente s , se realiza en función del período fundamental de vibración T del edificio en la dirección considerada y del tipo de terreno de fundación, caracterizado por su tensión admisible σ_t .

El período T del edificio se puede estimar (NAA 80, 2.), mediante la fórmula empírica:

$$T = \frac{h_n}{100} \sqrt{\frac{30}{l} + \frac{2}{1+30\Delta}}$$

en la que $h_n = 9,13$ (altura total del edificio)

l (m) : longitud del edificio según la dirección considerada:

$$l(x) = 16 \text{ m}$$

$$l(y) = 12 \text{ m}$$

Δ (m^2/m^2) : densidad de muros según la dirección considerada.

$$\Delta(x) = \frac{32 \text{ m} \times 0,20 \text{ m}}{128 \text{ m}^2} = 0,050$$

$$\Delta(y) = \frac{24 \text{ m} \times 0,20 \text{ m}}{128 \text{ m}^2} = 0,037$$

Luego el período T para cada una de las dos direcciones principales es:

$$T^{(x)} = \frac{9}{100} \sqrt{\frac{30}{16} + \frac{2}{1 + 30 \times 0,050}} = 0,15 \text{ seg}$$

$$T^{(y)} = \frac{9}{100} \sqrt{\frac{30}{12} + \frac{2}{1 + 30 \times 0,037}} = 0,17 \text{ seg}$$

Además, como $0,8 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_t < 5 \text{ Kg/cm}^2$, resulta (NAA 80, 3.2.1.1.e):

$$s^{(x)} = 1,20 - 0,5T^{(x)} = 1,20 - 0,5 \times 0,15 = 1,125 \rightarrow s_{\text{máx}}^{(x)} = 1$$

$$s^{(y)} = 1,20 - 0,5T^{(y)} = 1,20 - 0,5 \times 0,17 = 1,115 \rightarrow s_{\text{máx}}^{(y)} = 1$$

Estos valores de s también se pueden obtener del diagrama de la Fig. 3, de NAA 80.

En consecuencia, para cada una de las dos direcciones de cálculo, corresponden los siguientes coeficientes sísmicos:

$$C^{(x)} = C^{(y)} = C_0 \gamma_d \gamma_e s = 0,1 \times 1 \times 1 \times 1 = 0,1$$

6. EFECTO TRASLACIONAL.

- a) Esfuerzo de corte traslacional en la base (NAA 80, 3.2.1.1.).

Para la dirección x:

$$T_{so}^{(x)} = C^{(x)} Q = 0,10 \times 435 \text{ t} = 43,5 \text{ t}$$

Para la dirección y:

$$T_{so}^{(y)} = C^{(y)} Q = 0,10 \times 435 \text{ t} = 43,5 \text{ t}$$

- b) Fuerzas sísmicas y esfuerzo de corte traslacional en cada nivel (NAA 80, 3.2.1.2.a).

Debido a que el período T de vibración del edificio en ambas direcciones de cálculo ha resultado inferior a 0,5 seg, el coeficiente a que interviene en las expresiones de las fuerzas sísmicas, toma el valor 1.

Por tanto, las fuerzas sísmicas por nivel valen:

$$F_i = \frac{Q_i h_i}{\sum_{j=1}^n Q_j h_j} T_{so}$$

donde:

$$\sum_{j=i}^n Q_j h_j = 129t \times 9m + 153t \times 6m + 153t \times 3m =$$

$$= 2538 \text{ tm}$$

$$\text{NIVEL 3: } F_3^{(x)} = F_3^{(y)} = \frac{129t \times 9m}{2538 \text{ tm}} 43,5t = 19,9 \text{ t}$$

$$\text{NIVEL 2: } F_2^{(x)} = F_2^{(y)} = \frac{153t \times 6m}{2538 \text{ tm}} 43,5t = 15,7 \text{ t}$$

$$\text{NIVEL 1: } F_1^{(x)} = F_1^{(y)} = \frac{153t \times 3m}{2538 \text{ tm}} 43,5t = 7,9 \text{ t}$$

Consecuentemente se obtienen los esfuerzos de corte traslacionales por nivel:

$$T_{si} = \sum_{j=i}^n P_j$$

$$\text{NIVEL 3: } T_{s_3}^{(x)} = T_{s_3}^{(y)} = 19,9 \text{ t}$$

$$\text{NIVEL 2: } T_{s_2}^{(x)} = T_{s_2}^{(y)} = 19,9t + 15,7t = 35,6 \text{ t}$$

$$\text{NIVEL 1: } T_{s_1}^{(x)} = T_{s_1}^{(y)} = 35,6t + 7,9t = 43,5 \text{ t}$$

c) Distribución del esfuerzo de corte traslacional en tre las columnas de cada piso (NAA 80, 4.1):

Para proceder a distribuir el esfuerzo de corte traslacional entre las columnas de cada piso, se debe comenzar por conocer la rigidez relativa a corte y flexión de ellas, ya que se han previsto en el proyecto, losas macizas de hormigón armado con espesor suficiente como para resistir y transmitir las fuerzas contenidas en su plano.

Por tal motivo, el esfuerzo de corte traslacional en cada nivel, se distribuirá proporcionalmente a las rigideces de las respectivas columnas.

Debido a que todas las columnas se pueden considerar doblemente empotradas, para ambas direcciones de cálculo, la deformación de una columna para una fuerza unitaria aplicada en el capitel, es:

$$\delta = \frac{h_c^3}{12 EJ} + \frac{\alpha h_c}{GA}$$

donde:

h_c : Altura de la columna

E : Módulo de elasticidad longitudinal

G : Módulo de elasticidad transversal

- J : Momento de inercia de la sección transversal de la columna
- A : Area de la sección transversal de la columna
- χ : Factor de forma

Como la deformación por cortante es despreciable para las columnas, comparada con la de flexión, la expresión anterior queda:

$$\delta = \frac{h_c^3}{12 EJ}$$

En consecuencia la rigidez de una columna resulta:

$$k = \frac{1}{\delta} = \frac{12 EJ}{h_c^3}$$

En el proyecto que se analiza, son todas las columnas de igual material y de igual altura; además, por tratarse de columnas de sección rectangular y debido a que utilizaremos las rigideces relativas de las columnas de cada piso, se puede expresar la rigidez como:

$$k \sim b d^3$$

Para el nivel $i = 3$ del ejemplo planteado, la rigidez de las columnas C_{301} , C_{303} , C_{305} , C_{308} , C_{309} , C_{311} , C_{312} y C_{316} , cuyas dimensiones son $b = d_x = 2$ dm; $d = d_y = 2$ dm, es:

$$k_{3j}^{(x)} = k_{3j}^{(y)} \approx 2^4 = 16$$

Asimismo las columnas C_{302} , C_{310} , C_{313} , C_{314} y C_{315} cuyas dimensiones son $b = d_x = 3$ dm;

$d = d_y = 2$ dm tienen rigidez

$$k_{3j}^{(x)} = 2 \times 3^3 = 54 \quad k_{3j}^{(y)} = 2^3 \times 3 = 24 ,$$

y las columnas C_{304} , C_{306} y C_{307} de dimensiones $b = d_x = 2$ dm ; $d = d_y = 3$ dm tienen rigidez

$$k_{3j}^{(x)} = 2^3 \times 3 = 24 \quad k_{3j}^{(y)} = 2 \times 3^3 = 54$$

Analogamente se calculan las rigideces de las columnas de los restantes pisos. Los valores correspondientes están indicados en el CUADRO I.

Se determina a continuación la rigidez relativa de las columnas, dividiendo la rigidez calculada para cada una de ellas, por la suma de las ri-

gideces de todas las columnas del piso considerado para cada dirección de cálculo.

Multiplicando dicho cociente por el esfuerzo de corte del nivel correspondiente, se obtiene el valor del esfuerzo de corte traslacional para cada columna:

$$T_{tij}^{(x)} = \frac{k_{ij}^{(x)}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)}} T_{si}^{(x)}$$

$$T_{tij}^{(y)} = \frac{k_{ij}^{(y)}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)}} T_{si}^{(y)}$$

En particular para el nivel $i = 3$ se tiene:

$$\sum_{j=1}^{16} k_{3j}^{(x)} = 8 \times 16 + 5 \times 54 + 3 \times 24 = 470$$

$$\sum_{j=1}^{16} k_{3j}^{(y)} = 8 \times 16 + 5 \times 24 + 3 \times 54 = 410$$

Columnas con $k_{3j}^{(x)} = 16$:

$$T_{t3j}^{(x)} = \frac{16}{470} 19,9 \text{ t} = 0,68 \text{ t}$$

Columnas con $k_{3j}^{(x)} = 54$

$$T_{t3j}^{(x)} = \frac{54}{470} 19,9 \text{ t} = 2,28 \text{ t}$$

Columnas con $k_{3j}^{(x)} = 24$:

$$T_{t3j}^{(x)} = \frac{24}{470} 19,9 \text{ t} = 1,02 \text{ t}$$

Columnas con $k_{3j}^{(y)} = 16$:

$$T_{t3j}^{(y)} = \frac{16}{410} 19,9 \text{ t} = 0,78 \text{ t}$$

Columnas con $k_{3j}^{(y)} = 24 :$

$$T_{t_{3j}}^{(y)} = \frac{24}{410} 19,9 t = 1,16 t$$

Columnas con $k_{3j}^{(y)} = 54 :$

$$T_{t_{3j}}^{(y)} = \frac{54}{410} 19,9 t = 2,62 t$$

Análogamente se procede con las columnas de los restantes pisos, como se muestra en el CUADRO I.

7. EFECTO TORSIONAL.

a) Posición del centro de masa en cada nivel.

Teniendo en cuenta la semejanza geométrica y de masa entre todos los piveles, los centros de masa C_{Mi} de ellos están alineados según una vertical, o lo que es lo mismo, las coordenadas de C_{Mi} son las mismas para todos los niveles.

Además, como la distribución superficial de las masas en cada uno de los niveles es uniforme,

podemos considerar a las masas como proporcionales a las superficies cubiertas.

En consecuencia tomando el origen de coordenadas en correspondencia con la columna de la esquina inferior izquierda (Fig.1), las coordenadas de los C_{Mi} para todos los niveles están dadas por:

$$x_{C_M} = \frac{\sum m \cdot x}{\sum m} = \frac{8m \times 12m \times 4m + 8m \times 4m \times 12m}{8m + 12m + 8m \times 4m} = 6 \text{ m}$$

$$y_{C_M} = \frac{\sum m \cdot y}{\sum m} = \frac{8m \times 12m \times 6m + 8m \times 4m \times 2m}{8m \times 12m + 8m \times 4m} = 5 \text{ m}$$

b) Posición del centro de rigidez en cada nivel:

Sabemos que las coordenadas del centro de rigidez C_{Ri} en cada nivel, se calculan mediante las expresiones:

$$x_{C_{Ri}} = \frac{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)} x_{ij}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)}} ; \quad y_{C_{Ri}} = \frac{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)} y_{ij}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)}}$$

Para el nivel $i = 3$ del ejemplo planteado, se tiene:

$$\begin{aligned} \sum_{j=1}^{16} k_{3j}^{(y)} x_{ij} &= 16 (8 + 4 + 4 + 8 + 16 + 16) + \\ &+ 24 (4 + 12 + 4 + 8 + 12) + \\ &+ 54 \times 8 = 2288 \end{aligned}$$

$$\sum_{j=1}^{16} k_{3j}^{(y)} = 410$$

luego:

$$x_{C_{R3}} = \frac{2288}{410} = 5,58 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \sum_{j=1}^{16} k_{3j}^{(x)} y_{ij} &= 16 (12 + 12 + 8 + 4 + 4 + 4) + \\ &+ 54 (12 + 4) + \\ &+ 24 (8 + 8 + 4) = 2048 \end{aligned}$$

$$\sum_{j=1}^{16} k_{3j}^{(x)} = 470$$

Luego:

$$y_{C_{R3}} = \frac{2048}{470} = 4,36 \text{ m}$$

Análogamente se calculan las coordenadas del centro de rigidez de los restantes niveles, cuyos valores figuran en el CUADRO I.

c) Excentricidad estática en cada nivel.

Conocidas las coordenadas de los centros de masa C_{Mi} y de rigidez C_{Ri} en cada nivel, las componentes de las correspondientes excentricidades estáticas se determinan por diferencia de coordenadas:

$$e_{si}^{(x)} = x_{C_{Ri}} - x_{C_{Mi}} \quad e_{si}^{(y)} = y_{C_{Ri}} - y_{C_{Mi}}$$

En el CUADRO I se han expresado sus valores.

d) Excentricidad de cálculo en cada nivel.

Las excentricidades que se emplean para el cálculo de los momentos torsores por nivel, se determinan según las expresiones que se indican a continuación:

$$\text{Componente según } y \begin{cases} 1,5 e_{si}^{(y)} + \epsilon^{(x)} l_i^{(y)} \\ e_{si}^{(y)} - \epsilon^{(x)} l_i^{(y)} \end{cases}$$

$$\text{Componente según } x \begin{cases} 1,5 e_{si}^{(x)} + \epsilon^{(y)} l_i^{(x)} \\ e_{si}^{(x)} - \epsilon^{(y)} l_i^{(x)} \end{cases}$$

Para el nivel $i = 3$, se tiene

$$y \begin{cases} 1,5 e_{s3}^{(y)} + 0,10 l_3^{(y)} = 1,5 \times 0,64\text{m} + 0,10 \times 12\text{m} = \\ = 2,16 \text{ m} \\ e_{s3}^{(y)} - 0,10 l_3^{(y)} = 0,64\text{m} - 0,10 \times 12\text{m} = -0,56 \text{ m} \end{cases}$$

$$x \begin{cases} 1,5 e_{s3}^{(x)} + 0,10 l_3^{(x)} = 1,5 \times 0,42\text{m} + 0,10 \times 16\text{m} = \\ = 2,23 \text{ m} \\ e_{s3}^{(x)} - 0,10 l_3^{(x)} = 0,42\text{m} - 0,10 \times 16\text{m} = -1,18 \text{ m} \end{cases}$$

En el CUADRO I se ha completado el cálculo para los restantes niveles.

e) Momento torsor en cada nivel (NAA 80, 3.2.3):

A continuación se calcula el momento torsor que corresponde a cada nivel, empleando las expresiones siguientes:

$$\left[M_{ti}^{(x)} \right]_1 = T_{si}^{(x)} (1,5 e_{si}^{(y)} + \varepsilon^{(x)} l_i^{(y)})$$

$$\left[M_{ti}^{(x)} \right]_2 = T_{si}^{(x)} (e_{si}^{(y)} - \varepsilon^{(x)} l_i^{(y)})$$

$$\left[M_{ti}^{(y)} \right]_1 = T_{si}^{(y)} (1,5 e_{si}^{(x)} + \varepsilon^{(y)} l_i^{(x)})$$

$$\left[M_{ti}^{(y)} \right]_2 = T_{si}^{(y)} (e_{si}^{(x)} - \varepsilon^{(y)} l_i^{(x)})$$

Para el nivel $i = 3$ se tiene:

$$\left[M_{t3}^{(x)} \right]_1 = 19,9 \text{ t} \times 2,16 \text{ m} = 43,00 \text{ tm}$$

$$\left[M_{t3}^{(x)} \right]_2 = 19,9 \text{ t} \times 0,56 \text{ m} = 11,14 \text{ tm}$$

$$\left[M_{t3}^{(y)} \right]_1 = 19,9 \text{ t} \times 2,23 \text{ m} = 44,4 \text{ tm}$$

$$\left[M_{t3}^{(y)} \right]_2 = 19,9 \text{ t} \times 1,18 \text{ m} = 23,5 \text{ tm}$$

Los momentos torsores correspondientes

a los otros niveles se encuentran calculados en el CUADRO I.

f) Distancia de cada columna al centro de rigidez:

La posición de cada columna C_{ij} respecto al centro de rigidez C_{Ri} , se determina a través de las componentes de su distancia ($d_{ij}^{(x)}$; $d_{ij}^{(y)}$) según el sistema de ejes coordenados:

$$d_{ij}^{(x)} = \left| x_{ij} - x_{C_{Ri}} \right|$$

$$d_{ij}^{(y)} = \left| y_{ij} - y_{C_{Ri}} \right|$$

En el CUADRO I, se han calculado estas distancias.

Como comprobación, las sumas:

$$\sum k_{ij}^{(x)} d_{ij}^{(y)} \quad \text{y} \quad \sum k_{ij}^{(y)} d_{ij}^{(x)} \quad \text{deberían ser nulas.}$$

g) Esfuerzo de corte rotacional en cada columna:

Las componentes según las direcciones principales (x,y) del esfuerzo de corte rotacional que solicita a cada columna, sabemos que dependen de del momento torsor actuante más desfavorable de los calculados en el punto 7-e), de la rigidez de

la columna en ambas direcciones principales y de su distancia al centro de rigidez del nivel considerado, a través de las expresiones siguientes:

$$T_{r_{ij}}^{(x)} = \frac{k_{ij}^{(x)} d_{ij}^{(y)}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)} d_{ij}^{(y)2} + \sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)} d_{ij}^{(x)2}} M_{ti}$$

$$T_{r_{ij}}^{(y)} = \frac{k_{ij}^{(y)} d_{ij}^{(x)}}{\sum_{j=1}^m k_{ij}^{(x)} d_{ij}^{(y)2} + \sum_{j=1}^m k_{ij}^{(y)} d_{ij}^{(x)2}} M_{ti}$$

El cálculo de sus valores se ha resumido en el CUADRO I.

Para considerar el signo del esfuerzo de corte rotacional en las columnas, se trazan dos ejes ortogonales (x_R ; y_R) que pasen por el centro de rigidez C_{Ri} , paralelos a las direcciones principales (x ; y). Cada uno de esos ejes, divide al plano en dos semiplanos: el x_R , en un semiplano superior y en uno inferior; y el y_R en un semiplano izquierdo y en uno derecho. De este modo, cuando actúa un momento torsor M_{ti} con sentido dextrógiro,

los esfuerzos de corte rotacionales de las columnas correspondientes, se consideran con el signo que resulte de la Fig. 3.

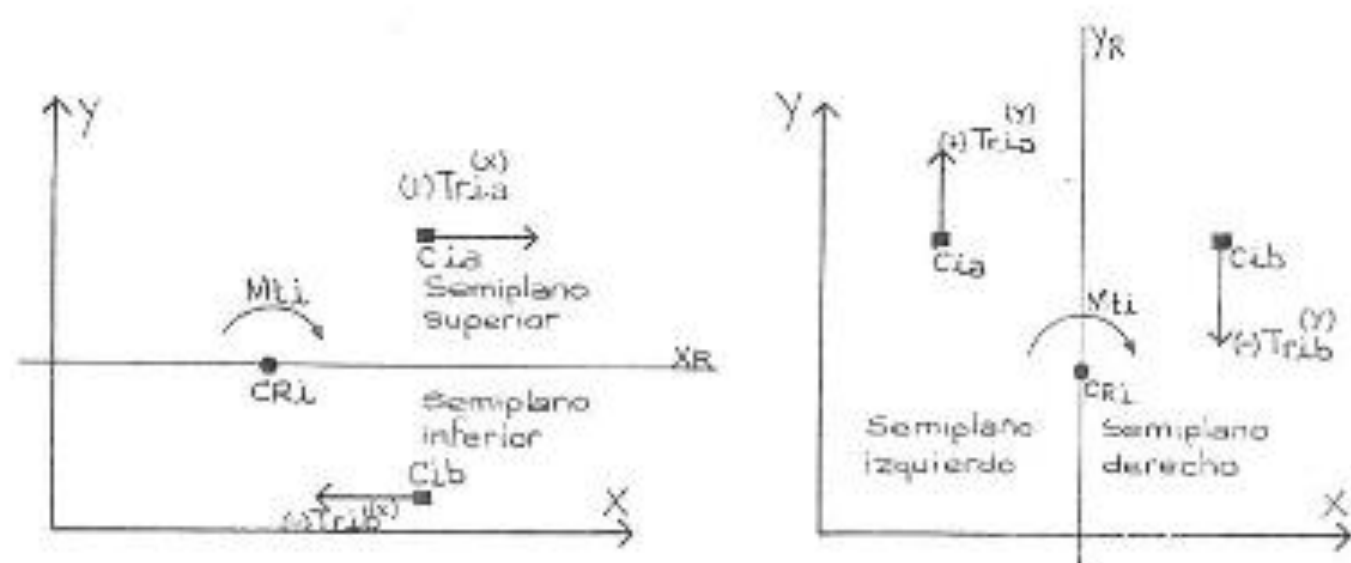


Fig. 3

Para momentos torsores M_{ti} con sentido levógiro, los signos de los esfuerzos de corte rotacionales en las columnas, se invierten respecto a los de dicha figura.

h) Esfuerzo de corte total en cada columna.

En el CUADRO I se ha indicado el esfuerzo de corte total en cada columna para cada dirección de cálculo $\left(T_{ij}^{(x)} ; T_{ij}^{(y)} \right)$, como suma de las

respectivas componentes, de los esfuerzos de corte traslacionales y rotacionales:

$$T_{ij}^{(x)} = T_{tij}^{(x)} + T_{rij}^{(x)} \quad ; \quad T_{ij}^{(y)} = T_{tij}^{(y)} + T_{rij}^{(y)}$$

i) Momentos flectores sísmicos en cada columna.

Para evaluar los momentos flectores sísmicos en cada columna, recurriremos a la hipótesis aproximada de suponer que todas las vigas poseen rigidez infinita a la flexión:

Debido a que las columnas son de sección uniforme en cada piso, los momentos flectores resultan máximos y de idéntico valor, en las secciones de capitel y base:

$$M_{ij}^{(x)} = \pm T_{ij}^{(x)} \frac{h}{2} \quad \text{según la dirección } \underline{x}$$

$$M_{ij}^{(y)} = \pm T_{ij}^{(y)} \frac{h}{2} \quad \text{según la dirección } \underline{y}$$

En el CUADRO I se indican los valores correspondientes a cada una de las columnas.

Los valores de $T_{rij}^{(y)}$ cuando actúa $T_{si}^{(x)}$ y los de $T_{rij}^{(x)}$ cuando actúa $T_{si}^{(y)}$ (CUADRO I), se han indicado al solo efecto de comparar sus valores ab-

solutos con los de $T_{ij}^{(x)}$ y $T_{ij}^{(y)}$, para adoptar el mayor de los respectivos esfuerzos como esfuerzo de corte total para cada columna.

j) Momentos flectores sísmicos en cada viga.

En el ESQUEMA I se han calculado los momentos flectores sísmicos en cada viga. Para ello se han determinado los momentos en cada nudo, como suma del momento en la base de la columna superior más el momento en el capitel de la columna inferior, y se ha distribuido entre las vigas que concurren a los respectivos nudos, en forma proporcional a la rigidez flexional de ellas. En nuestro caso, todas las vigas han resultado de igual rigidez.

A nivel de fundación se ha asumido que el momento flector sísmico en el pie de las columnas de planta baja, es absorbido íntegramente por las vigas de arriostramiento, destinando a las bases, la función de transmitir al terreno solamente los esfuerzos normales de las columnas.

Además, se deberán calcular las reacciones originadas por los momentos flectores sísmicos en las secciones de apoyo de las vigas. Dichas reacciones se deberán superponer a las reacciones de cargas verticales, para la verificación de las tensiones de corte en las vigas y para for-

mar, integrados a los esfuerzos normales por cargas verticales de las columnas, los esfuerzos normales que se emplearán en la verificación de resistencia de las columnas.

MOMENTOS

SISMICOS

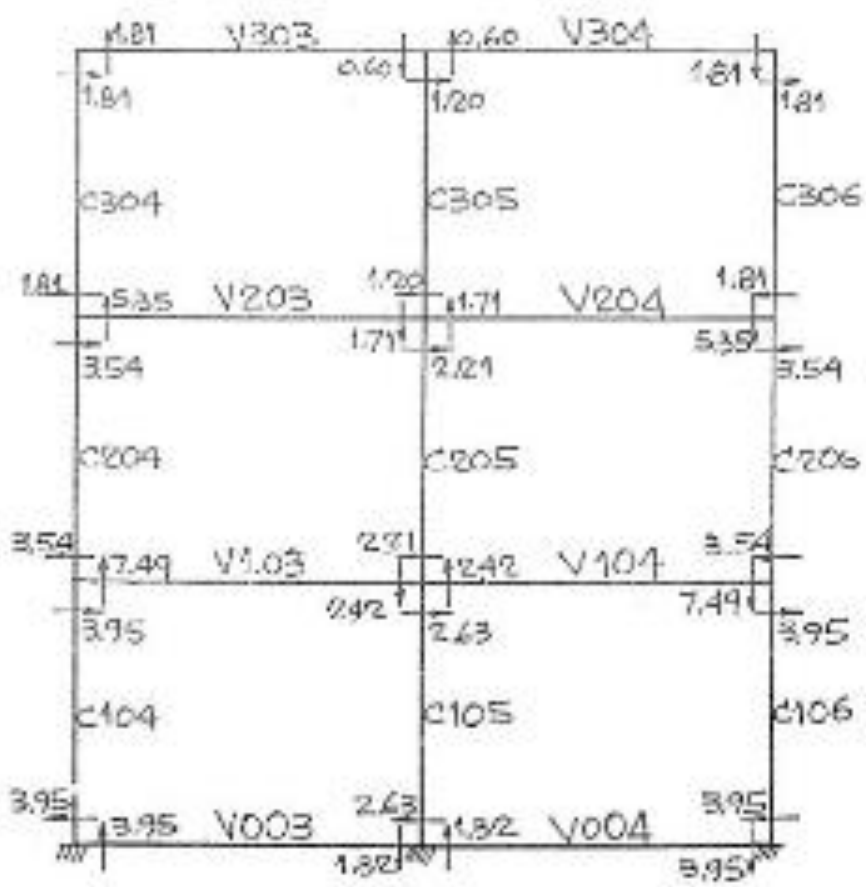
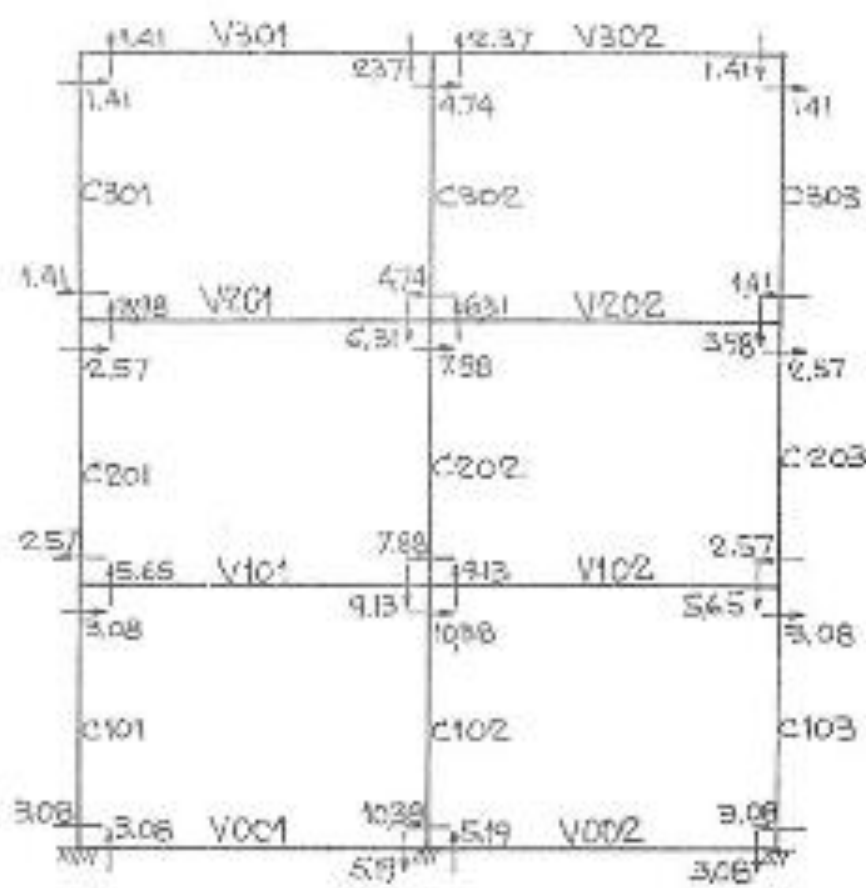
EN

VIGAS

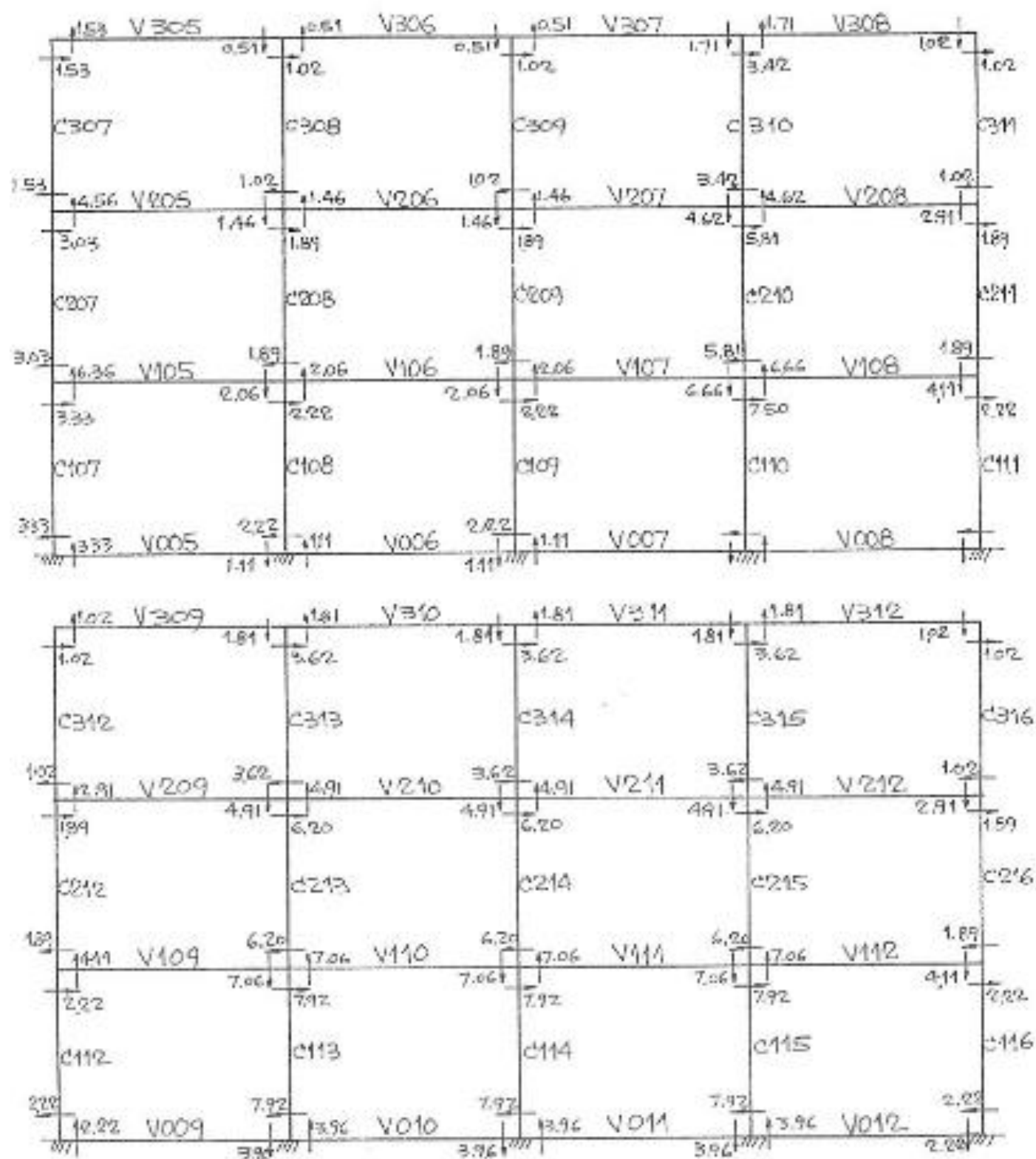
Y

COLUMNAS

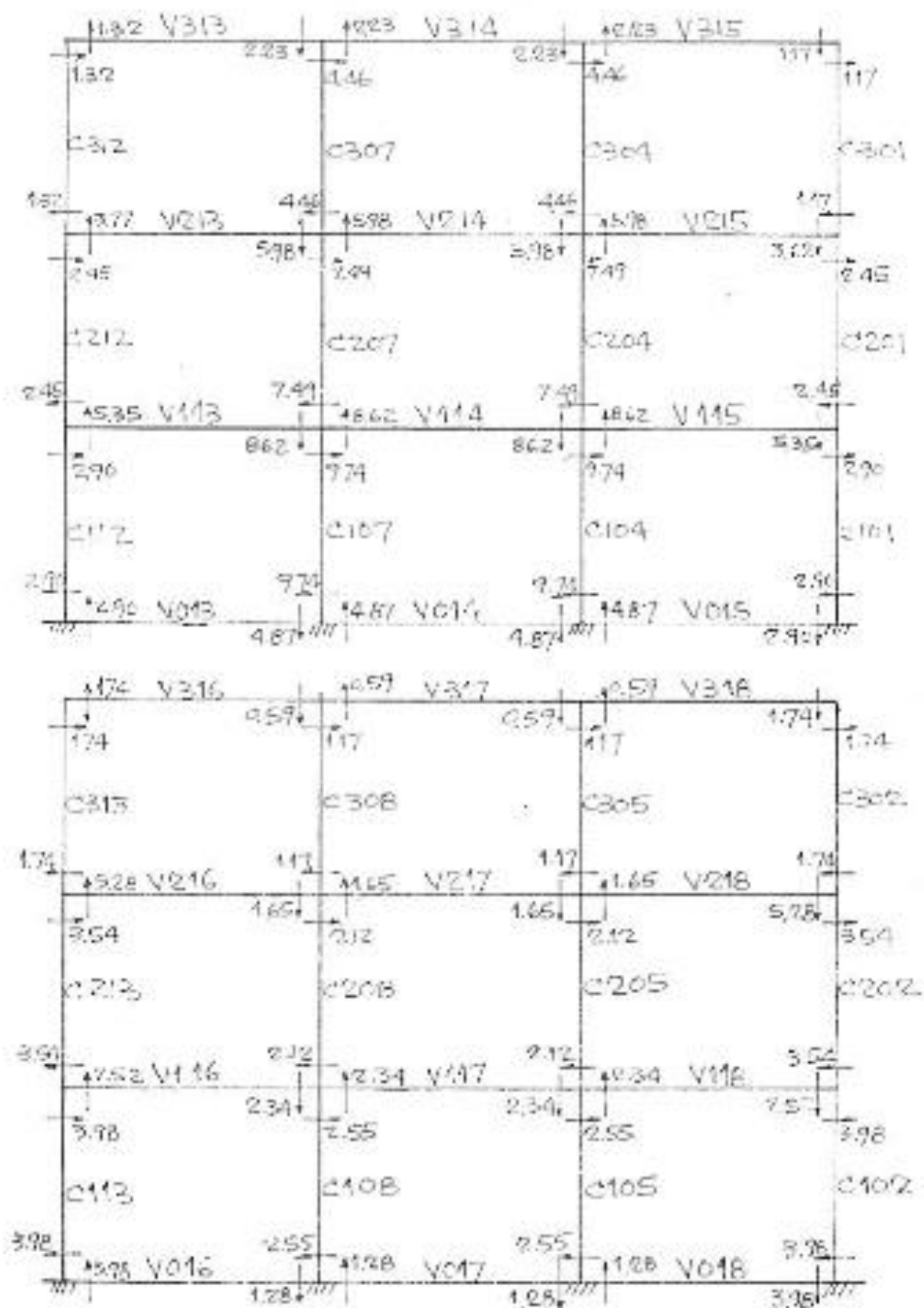
ESQUEMA I



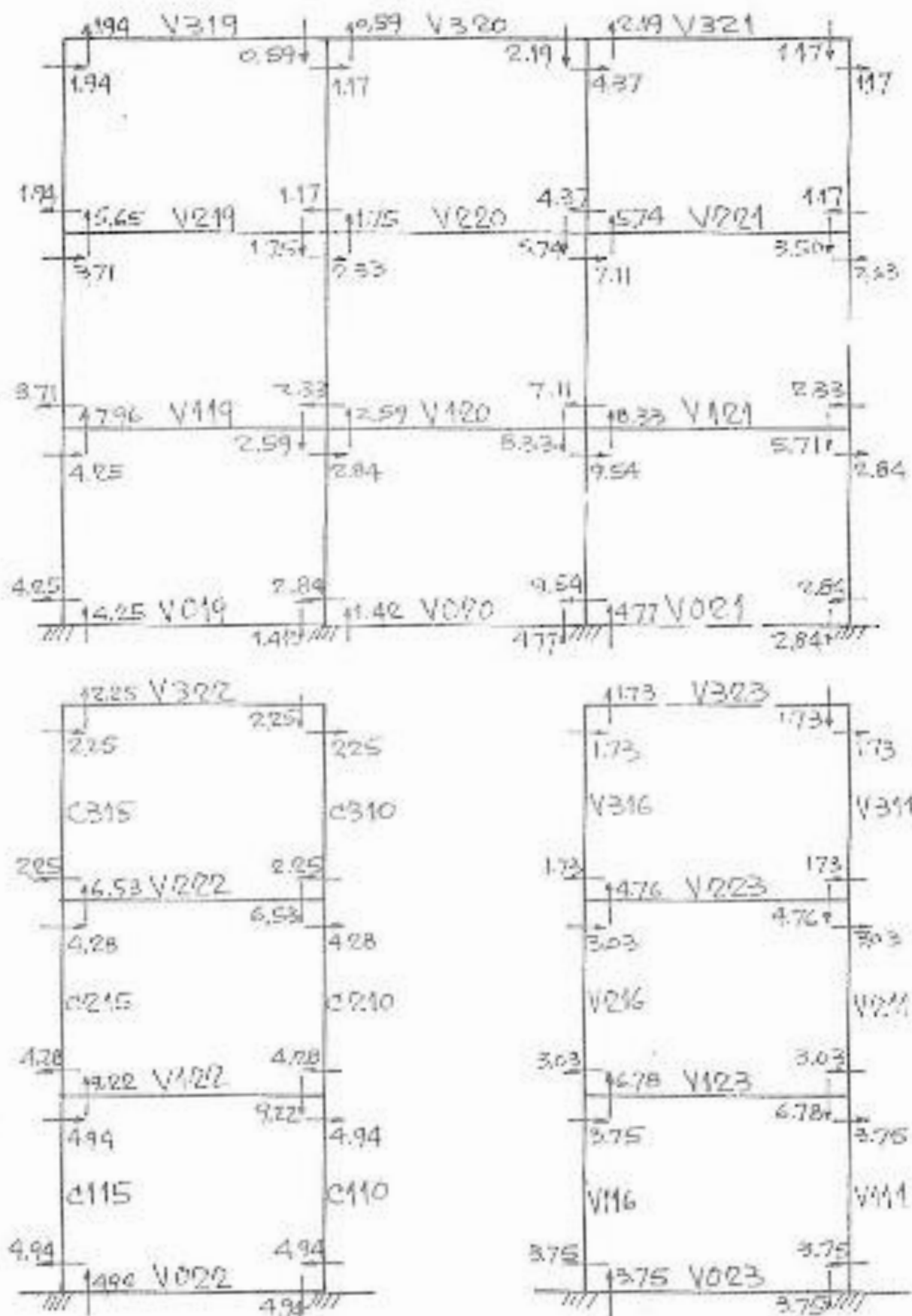
ESQUEMA I (Cont.)



ESQUEMA I (Cont.)



ESQUEMA I (Cont.)



Supervisión: Agrim. Raúl O. MALBERTI - Agrim. Rafael I. GUTIERREZ.
Impresión y compaginación: Hugo F. TERAGNI.
Dactilógrafas: Carmen del P. LOBOS DE DIAZ - Elsa Beatriz CAMACHO
Dibujante: Antonio Gabriel GUZZO.



ESTACION SISMOLOGICA "SAN RAFAEL" - MENDOZA

