

PODER EJECUTIVO NACIONAL
MINISTERIO DE OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS

INPRES INSTITUTO NACIONAL DE PREVENCION SISMICA

*Análisis Sísmico Estático de Edificios
Según el Reglamento INPRES-CIRSOC 103*

PUBLICACION
TECNICA N°. 14

Noviembre de 1987

REPUBLICA ARGENTINA

ANALISIS SISMICO ESTATICO DE EDIFICIOS
SEGUN EL REGLAMENTO INPRES-CIRSOC 103

por

Jorge A. Amado* - Edgar A. Barros*

* Ingeniero Civil, Departamento Ingeniería Sismorresistente,
Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES).

INDICE

Introducción	1
1. Límites de aplicación del método estático.	1
2. Evaluación de las fuerzas sísmicas laterales.	2
a.1. Cargas gravitatorias a considerar.	2
2.2. Fuerzas sísmicas horizontales.	4
2.2.1. Esfuerzo de corte en la base de la construcción.	4
2.2.2. Determinación del coeficiente sísmico de diseño.	5
2.2.2.a) Período fundamental de la estructura.	6
2.2.2.b) Ductilidad global de la estructura.	9
2.2.2.c) Estimación del grado de regularidad vertical.	11
2.2.2.d) Determinación de la capacidad resistente última al corte en cada piso del edificio.	13
2.2.3. Distribución en altura del esfuerzo de corte en la base.	15
2.2.4. Momento de vuelco.	16
3. Distribución del esfuerzo de corte entre los elementos resistentes verticales de cada piso.	18
3.1. Estructuras conformadas por planos sismorresistentes ortogonales o aproximadamente ortogonales.	19
4. Control de deformaciones.	24
4.1. Control de la distorsión horizontal de piso.	26
4.2. Consideración de los efectos P-Delta.	27
5. Componentes de la construcción.	29
6. Procedimiento aproximado de análisis sísmico estático.	30
6.1. Condiciones de aplicabilidad.	30
6.2. Acciones sísmicas de diseño.	31
6.2.1. Cargas gravitatorias.	31
6.2.2. Fuerzas sísmicas horizontales.	31
6.2.2.1. Esfuerzo de corte en la base de la construcción.	32
6.2.2.2. Coeficiente sísmico de diseño.	32

6.2.2.3.	Distribución en altura del esfuerzo de corte en la base de la construcción.	32
6.2.3.	Distribución del esfuerzo de corte entre los elementos resistentes verticales de cada piso.	33
6.3.	Control de deformaciones.	34
6.4.	Componentes de la construcción.	35
7.	Ejemplo numérico de aplicación del Método Estático.	36
7.1.	Características y datos generales.	36
7.2.	Características del edificio.	36
7.3.	Cargas gravitatorias.	39
7.4.	Períodos fundamentales de vibración.	40
7.5.	Coefficientes sísmicos de diseño.	43
7.6.	Esfuerzos de corte basales.	44
7.7.	Distribución en altura de los corte basales.	44
7.8.	Indices de sobrerresistencia y coeficientes de regularidad vertical.	44
7.9.	Control de las distorsiones horizontales de piso.	45
7.10.	Control de los efectos P-Delta.	46
7.11.	Distribución de los esfuerzos de corte traslacionales y torsionales.	47
7.12.	Componentes de la construcción.	57
7.13.	Estabilidad al vuelco del edificio.	57
	Referencias	59
	Reconocimiento	59

ANALISIS SISMICO ESTATICO DE EDIFICIOS

INTRODUCCION

Según las características de regularidad en planta y elevación de la estructura resistente de las construcciones, el Reglamento INPRES-CIRSOC 103 prescribe métodos de análisis basados en el criterio de sustituir la acción sísmica por un sistema de fuerzas estáticas considerado equivalente a dicha acción.

En el capítulo 14 de la PARTE I se especifican el procedimiento y los límites de aplicación del método estático para construcciones en general, mientras que el Capítulo 16 permite utilizar un procedimiento aproximado, el cual es una simplificación del anterior.

El presente trabajo está destinado a orientar a los usuarios del Reglamento en la aplicación práctica de los métodos estáticos de análisis sísmico de edificios. Su contenido incluye un ejemplo numérico de aplicación.

1. Límites de aplicación del método estático

Debido a que el método estático es un procedimiento aproximado que se basa fundamentalmente en la forma modal asociada al primer modo de vibración de la estructura, el Reglamento establece, en su artículo 14.1.6. (P.I), limitaciones para su aplicación, controlando de tal manera la influencia de los modos superiores de vibración en la respuesta estructural a la excitación sísmica.

Dichas restricciones consisten principalmente en acotar la altura total del edificio en función de la zona sísmica de emplazamiento y del grupo a que aquél pertenece según su destino y funciones, y en limitar el período fundamental T_0 a un valor no mayor que tres veces el período T_2 de fin de plafón del espectro de diseño correspondiente.

Por otra parte, el Reglamento limita la aplicación del método estático a estructuras que posean regularidad en la distribución de masas y rigideces tanto en planta como en elevación.

Se transcribe a continuación la Tabla 12 de la PARTE I, relativa a las limitaciones de altura de los edificios para la aplicación del método estático:

Zona sísmica	Construcción según destino y funciones		
	Grupo A ₀	Grupo A	Grupo B
4 y 3	12 m	30 m	40 m
2 y 1	16 m	40 m	55 m

2. Evaluación de las fuerzas sísmicas laterales

2.1. Cargas gravitatorias a considerar

A los efectos de evaluar las fuerzas sísmicas laterales, las cargas gravitatorias de la construcción, constituidas por las cargas permanentes y una fracción de las sobrecargas de servicio (Cap. 9, PARTE I), se reemplazan por un sistema de cargas concentradas aplicadas en los niveles correspondientes a los entrepisos y techo de la construcción. Es decir, la carga gravitatoria W_k , que se supone concentrada en un nivel genérico k de la construcción, se obtiene sumando a las cargas correspondientes a dicho nivel (peso propio de vigas, losas, pisos, contrapisos, capas aislantes, cielorrasos, etc., y la fracción correspondiente de las sobrecargas de servicio), el peso propio de los elementos estructurales y no estructurales (muros, tabiques, columnas, etc.) que resulten comprendidos dentro del sector determinado por dos planos horizontales ubicados a la mitad de la altura de los dos pisos contiguos al nivel k considerado, como se muestra en la Fig. 1.

La carga gravitatoria que se supone concentrada en un nivel genérico k de la construcción se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$W_k = G_k + \eta \cdot L_k \quad (1)$$

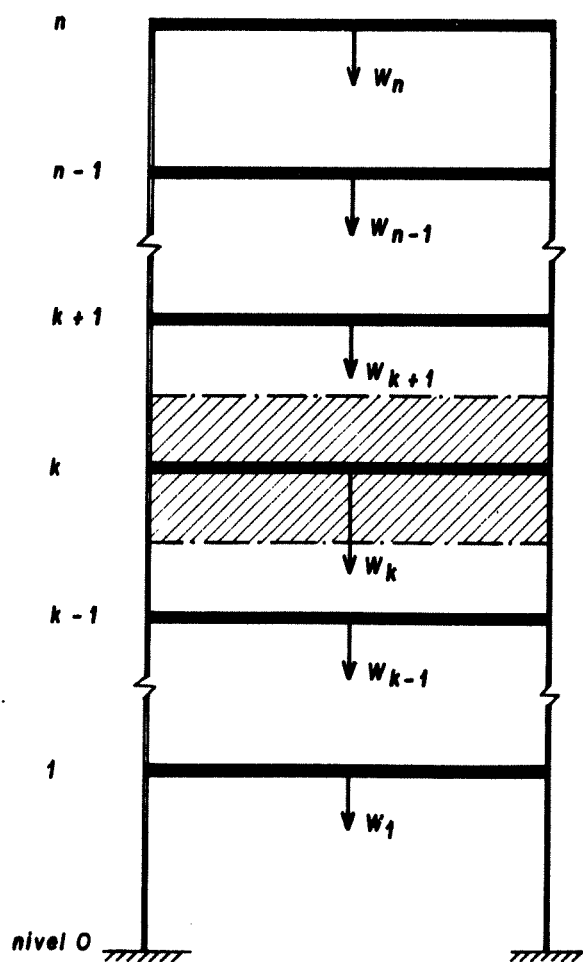
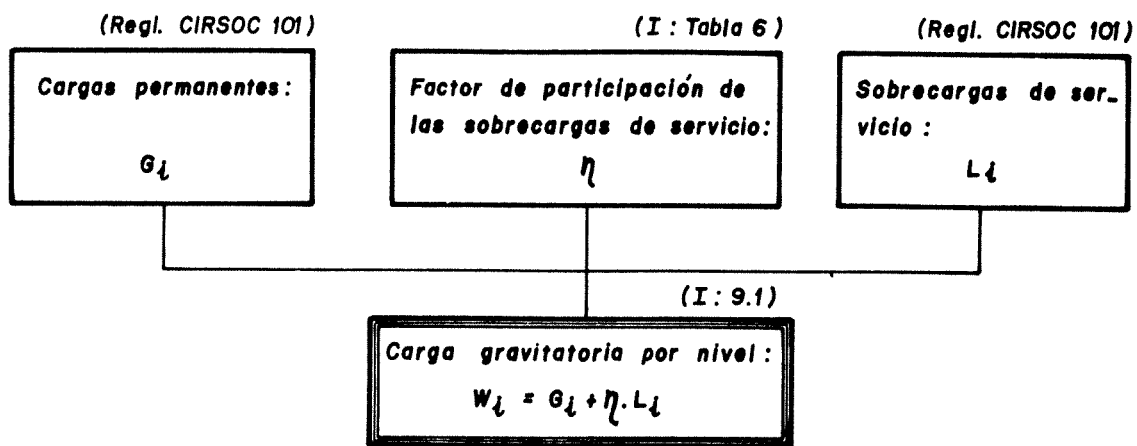


Fig.1_ DETERMINACION DEL SISTEMA DE CARGAS GRAVITATORIAS CONCENTRADAS EN LOS NIVELES DE ENTREPISO Y TECHO DEL EDIFICIO.

donde G_k es la carga gravitatoria permanente, L_k las sobrecargas de servicio establecidas en el Reglamento CIRSOC 101 y η es la fracción de las sobrecargas de servicio a considerar, cuyos valores mínimos se obtienen de la Tabla 6 (P.I).

Los pesos de los apéndices y salientes del último nivel, a los fines del análisis global de la construcción, deberán suponerse integrados a dicho nivel, siempre que su peso no supere el 25% de la carga gravitatoria correspondiente a ese nivel. De lo contrario, la construcción deberá considerarse con un nivel superior adicional.

2.2. Fuerzas sísmicas horizontales

El artículo 11.2 (P.I) del Reglamento establece que las estructuras se analizan considerando las acciones sísmicas horizontales actuando en forma independiente según dos direcciones ortogonales, las cuales se adoptarán de acuerdo con lo prescrito en el artículo 11.5.(P.I).

Para determinar el sistema de fuerzas horizontales equivalente a la acción sísmica en la dirección de análisis considerada, es necesario determinar previamente la fuerza sísmica horizontal resultante o esfuerzo de corte en la base de la construcción, a partir del cual se obtienen las fuerzas sísmicas componentes del sistema. Estas fuerzas se suponen concentradas a nivel de los entrepisos y techo de la construcción, donde se asumieron aplicadas las cargas gravitatorias W_i .

2.2.1. Esfuerzo de corte en la base de la construcción

El esfuerzo de corte V_0 en la base de la construcción, actuante según cada dirección de análisis, se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$V_0 = C.W \quad (2)$$

donde C es el coeficiente sísmico de diseño correspondiente a la dirección analizada y W la carga gravitatoria total sobre el nivel de base de la construcción, la cual se determina sumando las cargas gravitatorias W_i , es decir:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (3)$$

2.2.2. Determinación del coeficiente sísmico de diseño

El coeficiente sísmico de diseño C , correspondiente a la dirección de análisis considerada, se determina mediante la siguiente expresión:

$$C = \frac{S_a \cdot \gamma_d}{R} \quad (4)$$

donde S_a es la pseudoaceleración elástica horizontal expresada como una fracción de la aceleración de la gravedad, la cual se determina según el artículo 7.2 (P.I), γ_d es el factor de riesgo que se adopta de acuerdo con el artículo 5.2 (P.I) y R es el factor de reducción por disipación de energía, cuyo valor se obtiene teniendo en cuenta lo prescrito en el artículo 8.1 (P.I).

La secuencia práctica del procedimiento de cálculo para determinar el coeficiente sísmico de diseño C correspondiente a cada dirección de análisis se desarrolla a partir del conocimiento del lugar de emplazamiento de la construcción, el cual define la zona sísmica y el tipo de suelo de fundación correspondientes. Ambas características del lugar de emplazamiento determinan el espectro de diseño, del cual, en función del período fundamental T_0 de la construcción en la dirección de análisis considerada, se obtiene el valor de la pseudoaceleración elástica S_a . Esta representaría la aceleración de respuesta de un sistema de un grado de libertad en el instante en que éste sufre el desplazamiento máximo ante la excitación sísmica.

El procedimiento para la determinación del período fundamental T_0 según la dirección de análisis considerada se describe en el apartado 2.2.2.a).

Por otra parte, como las construcciones se agrupan de acuerdo con su destino y funciones, es necesario adoptar el valor numérico del factor de riesgo γ_d que le corresponde al grupo a que pertenece la construcción. Mediante este factor se tienen en cuenta los requerimientos de previsiones sismorresistentes relacionados con las funciones y la trascendencia que puedan tener posibles daños o colapso del edificio en caso de ocurrencia de sismos.

Finalmente, se determina el valor numérico del factor de reducción R de las ordenadas espectrales elásticas S_a , en función de la ductilidad global μ de la estructura, de su período fundamental T_0 y del período T_1 de comienzo del plafón del espectro de diseño correspondiente.

La determinación de la ductilidad global μ según la dirección de análisis considerada se describe en el apartado 2.2.2.b).

A través del factor de reducción R se considera la influencia que sobre la valoración de las fuerzas sísmicas tiene la ductilidad o capacidad de disipación de energía por deformaciones anelásticas que posee la estructura.

La secuencia del procedimiento para determinar el coeficiente sísmico C de diseño, descrita precedentemente, se resume en el diagrama de bloques de la Fig. 2.

2.2.2.a) Período fundamental de la estructura

El período fundamental de una estructura en la dirección de análisis considerada es el período que corresponde al primer modo o modo fundamental de vibración libre de aquélla. Dicho período es una característica dinámica propia de la estructura.

Para estimar el período fundamental de vibración de un edificio, el Reglamento permite utilizar fórmulas aproximadas de la Dinámica Estructural, para cuyo uso admite que la discretización de masas se realice suponiéndolas concentradas en los niveles de entresijos y techo. Además, permite adoptar valores del período fundamental obtenidos mediante mediciones realizadas en construcciones con características estructurales similares, o bien mediante fórmulas empíricas.

En general, para edificios que puedan suponerse empotrados en su base, el Reglamento establece la siguiente fórmula:

$$T = 2 \pi \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i \cdot u_i^2}{g \sum_{i=1}^n \bar{F}_i \cdot u_i}} \quad (5)$$

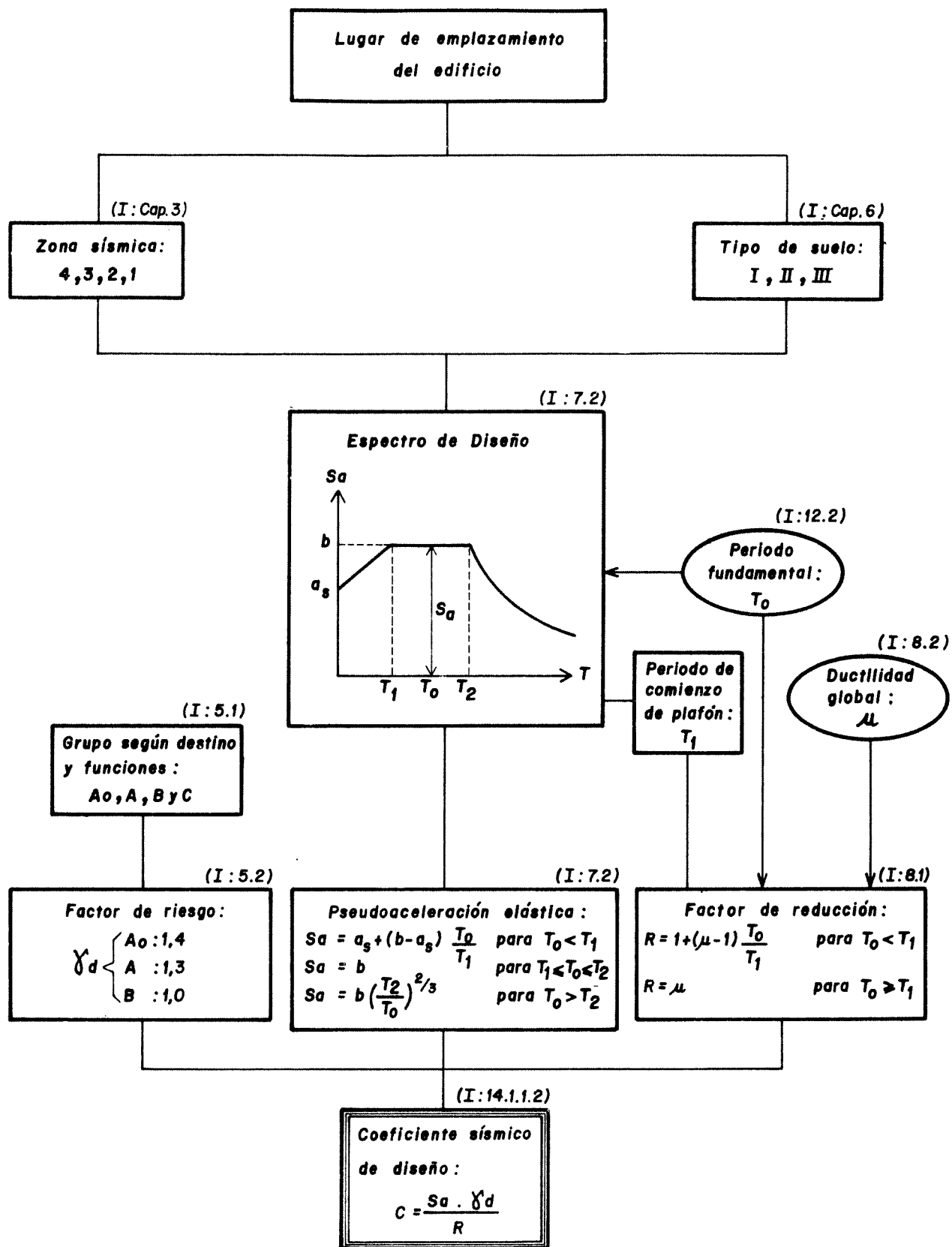


Fig.2 _ DETERMINACION DEL COEFICIENTE SISMICO DE DISEÑO

donde W_i es la carga gravitatoria que se supone concentrada en el nivel i , g la aceleración de la gravedad, u_i el desplazamiento estático del nivel i provocado por el sistema de fuerzas horizontales normalizadas \bar{F}_i actuando simultáneamente en los n niveles del edificio. Las fuerzas \bar{F}_i , expresadas en la misma unidad que las W_i , se determinan mediante la siguiente expresión:

$$\bar{F}_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \quad (6)$$

siendo h_i la altura desde el nivel basal hasta el nivel i .

Para el caso de edificios estructuralmente regulares en elevación, es decir que posean una planta típica, el Reglamento considera suficientemente aproximada la siguiente fórmula:

$$T_0 = 2\pi \sqrt{\frac{W_n \cdot u_n}{g \cdot \bar{F}_n}} \quad (7)$$

donde W_n ; u_n y \bar{F}_n tienen, para el nivel n , los mismos significados descriptos anteriormente para el nivel i .

Por otra parte, en forma alternativa, el Reglamento permite utilizar, para la determinación del período fundamental, la siguiente fórmula empírica:

$$T_{0e} = \frac{h_n}{100} \sqrt{\frac{30}{\ell} + \frac{2}{1 + 30d}} \quad (8)$$

donde h_n , expresada en m, es la altura total del edificio medida desde el nivel basal hasta el último nivel típico, ℓ la longitud, expresada en m, de la planta tipo según la dirección analizada y d la densidad de muros, la cual se obtiene como cociente entre la sección horizontal de

los muros dispuestos según la dirección analizada y el área de la planta tipo. Deben considerarse sólo aquellos muros que están rígidamente vinculados a la estructura principal y que se prolonguen a lo largo de la altura total h_n del edificio.

Para tener en cuenta la influencia de los modos superiores de vibración, el Reglamento establece que para el análisis de edificios según el Método Estático, en la determinación del coeficiente sísmico no se podrán tomar valores del período fundamental mayores que $1,25 T_{oe}$ en las zonas sísmicas 4 y 3, ni mayores que $1,50 T_{oe}$ en las zonas restantes.

La secuencia de procedimiento para determinar el período fundamental T_0 de la construcción según la dirección de análisis considerada se muestra en el diagrama de bloques de la Fig. 3.

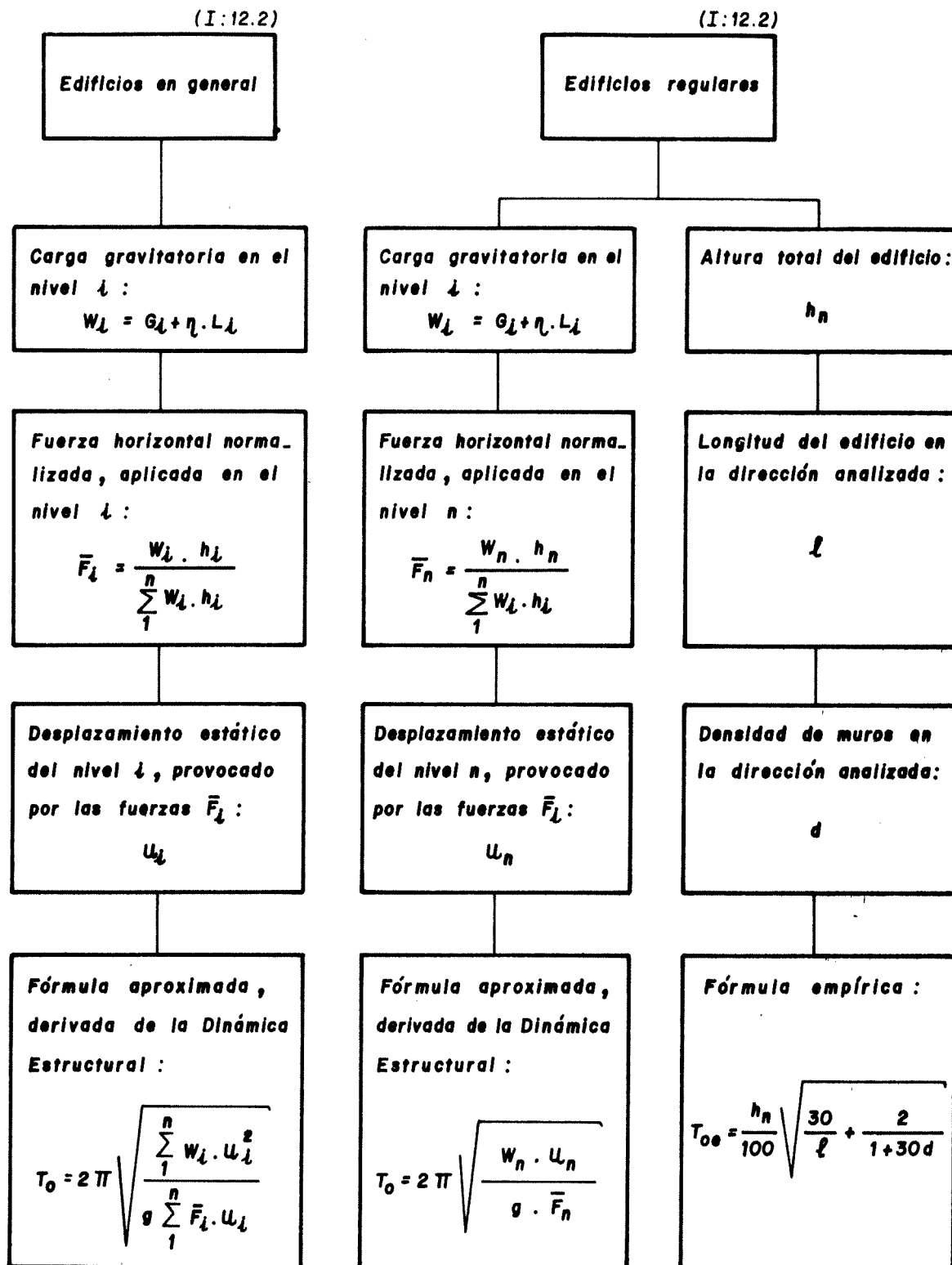
2.2.2.b) Ductilidad global de la estructura

La estructura resistente de los edificios sujetos a la acción sísmica estará conformada por planos verticales sismorresistentes vinculados horizontalmente mediante diafragmas rígidos y resistentes a fuerzas contenidas en su plano, constituidos por las losas de entrepisos y techo. Dichos planos verticales pueden estar conformados por diferentes tipologías estructurales, siendo las de uso más frecuente:

- * Pórticos de hormigón armado.
- * Tabiques de hormigón armado, simples o acoplados.
- * Pórticos de hormigón armado rigidizados con mampostería.
- * Muros de mampostería encadenada, constituidos por paneles de ladrillos cerámicos macizos o huecos, o bloques huecos de hormigón, confinados perimetralmente por vigas y columnas de hormigón armado.

Otras tipologías estructurales que suelen utilizarse son: pórticos de acero, pórticos de acero u hormigón armado rigidizados mediante diagonales y muros de mampostería reforzada con armadura distribuida.

El valor de la ductilidad global μ se obtiene en función de la ductilidad global nominal $\bar{\mu}$ y de la posibilidad de que la mayor parte de



NOTA : En zonas sísmicas $\begin{cases} 4 \text{ y } 3 : T_0 \leq 1,25 T_{0e} \\ 2 \text{ y } 1 : T_0 \leq 1,50 T_{0e} \end{cases}$ (I : 12.2.4.1)

Fig.3_ DETERMINACION DEL PERIODO FUNDAMENTAL DE VIBRACION DEL EDIFICIO

la estructura participe uniformemente en la disipación de energía mediante deformaciones anelásticas, evitando se produzcan deformaciones plásticas en zonas localizadas, es decir, que la estructura posea una distribución lo más uniforme posible de resistencia y rigidez en elevación.

El Reglamento, en su artículo 8.3. (P.I), establece valores de la ductilidad global nominal $\bar{\mu}$, determinados teniendo en cuenta las propiedades de las diferentes tipologías estructurales y las características de los materiales que las constituyen.

En función del grado de regularidad estructural en elevación, el Reglamento, en su artículo 8.2., establece cuatro casos que permiten, una vez adoptada $\bar{\mu}$, obtener el valor de la ductilidad global μ de la estructura.

La secuencia de procedimiento para la determinación de la ductilidad global μ de la estructura se ilustra en el diagrama de bloques de la Fig. 4.

2.2.2.c) Estimación del grado de regularidad vertical

Debido a la importancia que tiene la regularidad estructural en elevación para la determinación de las acciones sísmicas de diseño y ante la necesidad de cuantificarla mediante un procedimiento suficientemente aproximado y de sencilla aplicación práctica, el Reglamento introduce el Índice de Sobrerresistencia I.S.R. . Este se define, para cada piso del edificio, como:

$$I.S.R. = \frac{\text{Resistencia Efectiva}}{\text{Resistencia Requerida}} = \frac{R_E}{R_R} \quad (9)$$

Se entiende por Resistencia Efectiva la capacidad resistente que realmente posee la estructura y por Resistencia Requerida la capacidad resistente exigida por las acciones de diseño.

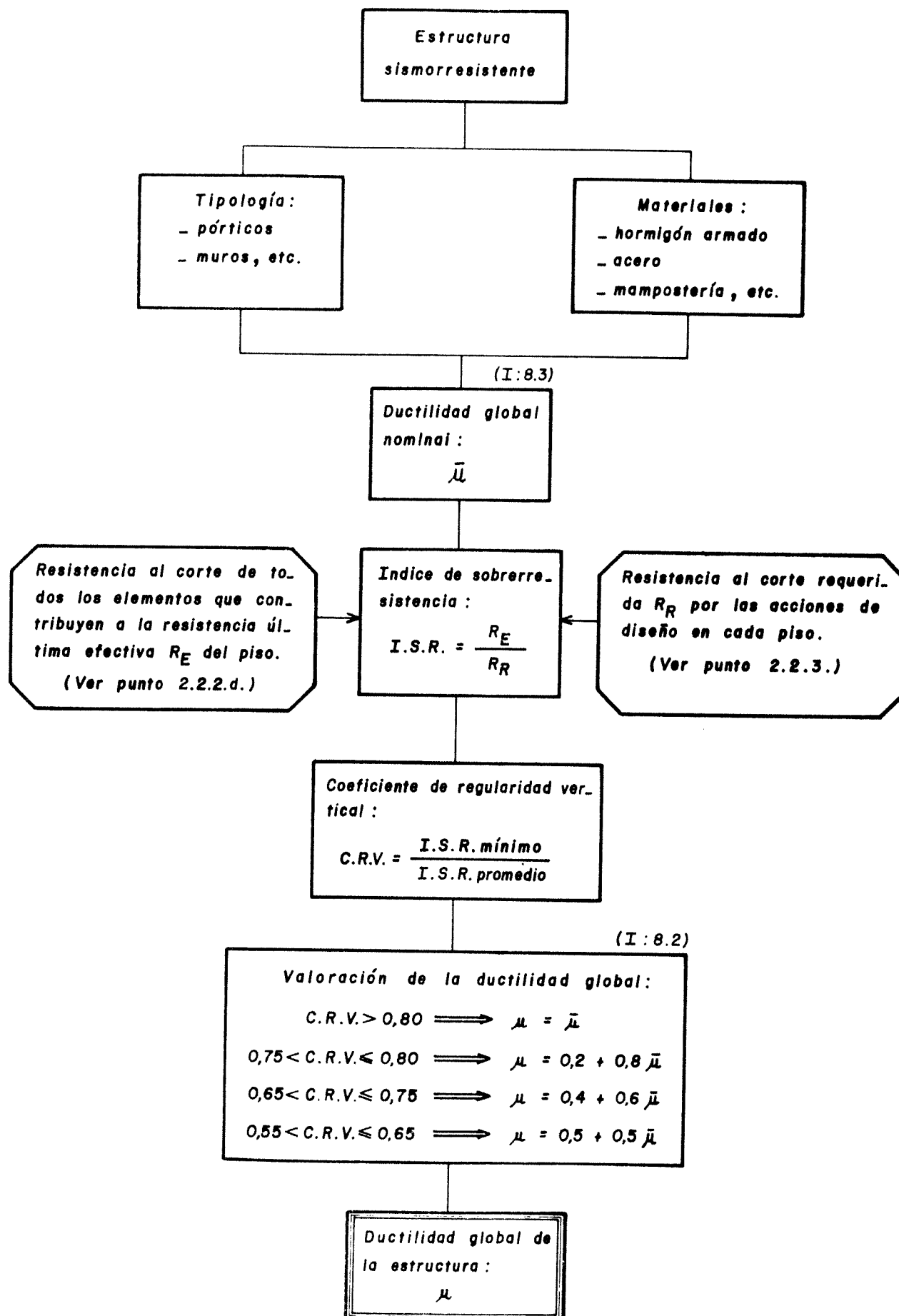


Fig.4_ DETERMINACION DE LA DUCTILIDAD GLOBAL μ DE LA ESTRUCTURA

A la relación entre el *I.S.R. min* y el *I.S.R. promedio*, la cual permite estimar el grado de regularidad vertical, se la denomina coeficiente de regularidad vertical *C.R.V.* de la estructura, es decir:

$$C.R.V. = \frac{I.S.R. \text{ mínimo}}{I.S.R. \text{ promedio}} \quad (10)$$

Teniendo en cuenta que el propósito fundamental que se persigue con la determinación del *C.R.V.* es sólo detectar variaciones bruscas de resistencia de la estructura en elevación, puede considerarse que para su evaluación es suficiente determinar las resistencias efectiva y requerida, asociadas sólo a la sollicitación de corte (Ref. 3).

En otras palabras, determinando la capacidad resistente última al corte y el esfuerzo de corte de diseño en cada piso, pueden obtenerse los respectivos *I.S.R.* y consecuentemente el *C.R.V.* de la estructura.

El valor del *C.R.V.* obtenido, determina la expresión, en función de $\bar{\mu}$, correspondiente a uno de los cuatro casos establecidos en el Reglamento (Art. 8.2. P.I), la cual debe utilizarse para evaluar la ductilidad global μ de la estructura.

2.2.2.d) Determinación de la capacidad resistente última al corte en cada piso del edificio

Una vez predimensionada la estructura, se considera aceptable determinar las resistencias límites al corte en cada piso, obtenidas a partir de las secciones transversales de todos los elementos verticales que puedan contribuir a la resistencia última efectiva y de los valores de las tensiones límites de corte correspondientes (Ref. 3).

La resistencia total al corte, considerando las contribuciones de todos los elementos verticales del piso considerado, será:

$$V_{UR \text{ total}} = V_{U \text{ lim}} (\text{col. de } H^{\circ}A^{\circ}) + V_{U \text{ lim}} (\text{tab. de } H^{\circ}A^{\circ}) + V_{U \text{ lim}} (\text{mamp. de relleno}) \quad (11)$$

Los términos de la expresión anterior se evalúan en forma aproximada de la siguiente manera:

* Columnas de Hormigón Armado

$$V_{Ulim} \text{ (columnas)} = Z \cdot \tau_{03} \cdot \Sigma A_b \quad (11.a)$$

donde Z es el factor de zona sísmica (Art. 1.3., P.II), τ_{03} es la tensión de corte límite para el tipo de hormigón utilizado (Tabla 18, Regl. CIRSOC 201, Tomo 2) y ΣA_b es la suma de las secciones transversales de las columnas integrantes de los planos sismorresistentes del piso considerado en la dirección analizada.

* Tabiques de Hormigón Armado

$$V_{Ulim} \text{ (tab. de H°A°)} = Z \cdot \tau_{03} \cdot \Sigma A_t \quad (11.b)$$

donde ΣA_t es la suma de las secciones transversales de los tabiques del piso considerado, dispuestos según la dirección analizada.

* Muros de Mampostería de Relleno

$$V_{Ulim} \text{ (mamp. de relleno)} = 0.6 \tau_{mo} \cdot \Sigma B_M \quad (11.c)$$

donde τ_{mo} es la resistencia básica al corte de la mampostería (Tabla 10, P.III) y ΣB_M es la suma de las secciones horizontales de los muros de mampostería de relleno dispuestos según la dirección analizada.

2.2.3. Distribución en altura del esfuerzo de corte en la base

El esfuerzo de corte en la base o fuerza sísmica horizontal resultante V_0 que actúa sobre el edificio según la dirección de análisis considerada se distribuye en función de la altura, obteniéndose así un sistema de fuerzas horizontales que se considera equivalente a la acción sísmica. Estas fuerzas se aplican en los puntos en que se han supuesto concentradas las cargas gravitatorias, es decir a nivel de los entrepisos y techo del edificio.

La fuerza horizontal F_k correspondiente al nivel genérico k de la construcción se determina según la siguiente expresión:

$$F_k = \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} V_0 \quad (12)$$

donde W_k y W_i son las cargas gravitatorias correspondientes a los niveles k e i respectivamente, h_k y h_i las alturas de dichos niveles medidas desde el nivel basal y V_0 el esfuerzo de corte en la base, actuante según la dirección de análisis, determinado según la expresión (2).

Si el período fundamental T_0 del edificio según la dirección de análisis resulta mayor que el doble del período T_2 correspondiente al final del plafón del espectro de diseño utilizado, el Reglamento establece que la distribución en altura del esfuerzo de corte en la base debe efectuarse según las siguientes expresiones:

* Para el nivel extremo superior n :

$$F_n = \left[\alpha \frac{W_n \cdot h_n}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} + (1 - \alpha) \right] V_0 \quad (12.a)$$

* Para los niveles restantes:

$$F_k = \alpha \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} V_0 \quad (12.b)$$

Mediante el coeficiente α , empleado en las expresiones anteriores, se tiene en cuenta la influencia de los modos superiores de vibración del edificio. Su valor se determina mediante la siguiente expresión:

$$\alpha = 1 - \frac{T_0 - 2T_2}{10T_2}$$

Si de la expresión anterior resulta $\alpha > 1$, debe adoptarse $\alpha = 1$, es decir deberá emplearse la expresión (12) para efectuar la distribución en altura del esfuerzo de corte en la base del edificio.

Una vez determinadas las fuerzas sísmicas horizontales F_k , se puede obtener el esfuerzo de corte traslacional V_k en el nivel genérico k mediante la siguiente expresión:

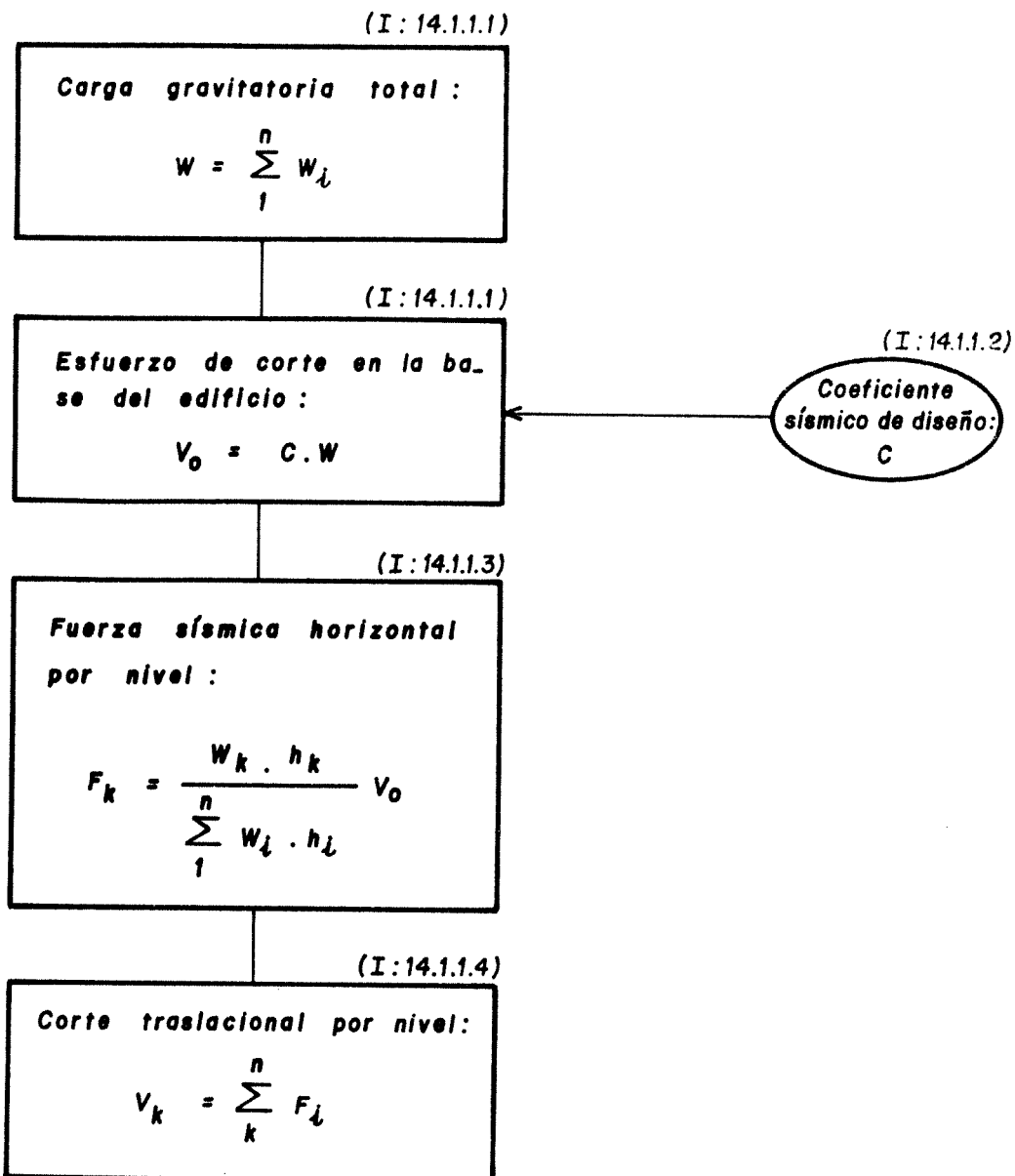
$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i \quad (13)$$

La secuencia de procedimiento se ilustra en el diagrama de bloques de la Fig. 5.

2.2.4. Momento de vuelco

Con el fin de verificar la estabilidad al vuelco del edificio según la dirección de análisis considerada, el Reglamento, en su artículo 14.1.1.5. (P.I), establece que en la superficie de contacto suelo-fundación, el momento de vuelco M_f se calcula mediante la siguiente expresión:

$$M_f = 0.9 \sum_{i=1}^n F_i \cdot h_i^* \quad (14)$$



**Fig.5 _ DISTRIBUCION EN ALTURA DEL ESFUERZO DE CORTE
EN LA BASE DEL EDIFICIO**

donde F_i es la fuerza horizontal aplicada en el nivel i , y h_i^* es la altura del nivel i del edificio medida desde el nivel de fundación.

La reducción del momento de vuelco que se ha introducido en la expresión (14) se debe principalmente a que los esfuerzos de corte en todos los niveles del edificio no alcanzan sus máximos simultáneamente.

Por otra parte, el mínimo coeficiente de seguridad al vuelco resulta igual a 1, debido a que las sollicitaciones de diseño son sollicitaciones últimas. Es decir que la estabilidad al vuelco del edificio se considera asegurada si se cumple la siguiente condición:

$$\frac{M_e}{M_f} \geq 1 \quad (15)$$

donde M_e es el momento estabilizante calculado considerando las cargas gravitatorias W_k obtenidas mediante la expresión (1), y M_f el momento de vuelco determinado con la expresión (14).

3. Distribución del esfuerzo de corte entre los elementos resistentes verticales de cada piso

El esfuerzo de corte que actúa según la dirección de análisis considerada, en un nivel genérico del edificio, se supone aplicado en el entrepiso correspondiente asumido como un diafragma rígido en su plano. Como consecuencia, el diafragma sufre movimientos de traslación y rotación, los cuales provocan deformaciones y consecuentemente esfuerzos en los elementos verticales sismorresistentes a él vinculados. Estos esfuerzos son proporcionales a las rigideces relativas de dichos elementos verticales.

Para evaluar los efectos rotacionales o torsionales, el Reglamento establece en el artículo 14.1.1.7.2. (P.I) tres casos en función del grado de asimetría en planta y de la combinación de tipologías estructurales del edificio. Para dichos casos es aplicable el análisis sísmico estático.

Debe tenerse presente que el Reglamento, en su artículo 11.2. (P.I) establece que las estructuras se analizarán considerando las acciones sísmicas horizontales actuando en forma independiente según dos

direcciones ortogonales. Además, en el artículo 11.4. (P.I), el Reglamento establece en función de la regularidad estructural en planta y elevación del edificio, con relación a la simultaneidad de efectos de las acciones sísmicas horizontales, que deberán considerarse para el diseño los valores más desfavorables que resulten de combinar los efectos de las cargas gravitatorias, la totalidad de la acción sísmica según una dirección de análisis y, cuando corresponda, un porcentaje de la misma según la dirección ortogonal. Es decir, en general:

$$\text{Gravitatoria} \pm \text{Sismo Dirección 1} \pm \alpha \% \text{ Sismo Dirección 2}$$

$$\text{Gravitatoria} \pm \text{Sismo Dirección 2} \pm \alpha \% \text{ Sismo Dirección 1}$$

El análisis sísmico estático puede realizarse mediante el procedimiento descrito en el apartado 3.1., o bien en forma espacial, utilizando métodos matriciales de análisis tridimensional.

3.1. Estructuras conformadas por planos sismorresistentes ortogonales o aproximadamente ortogonales

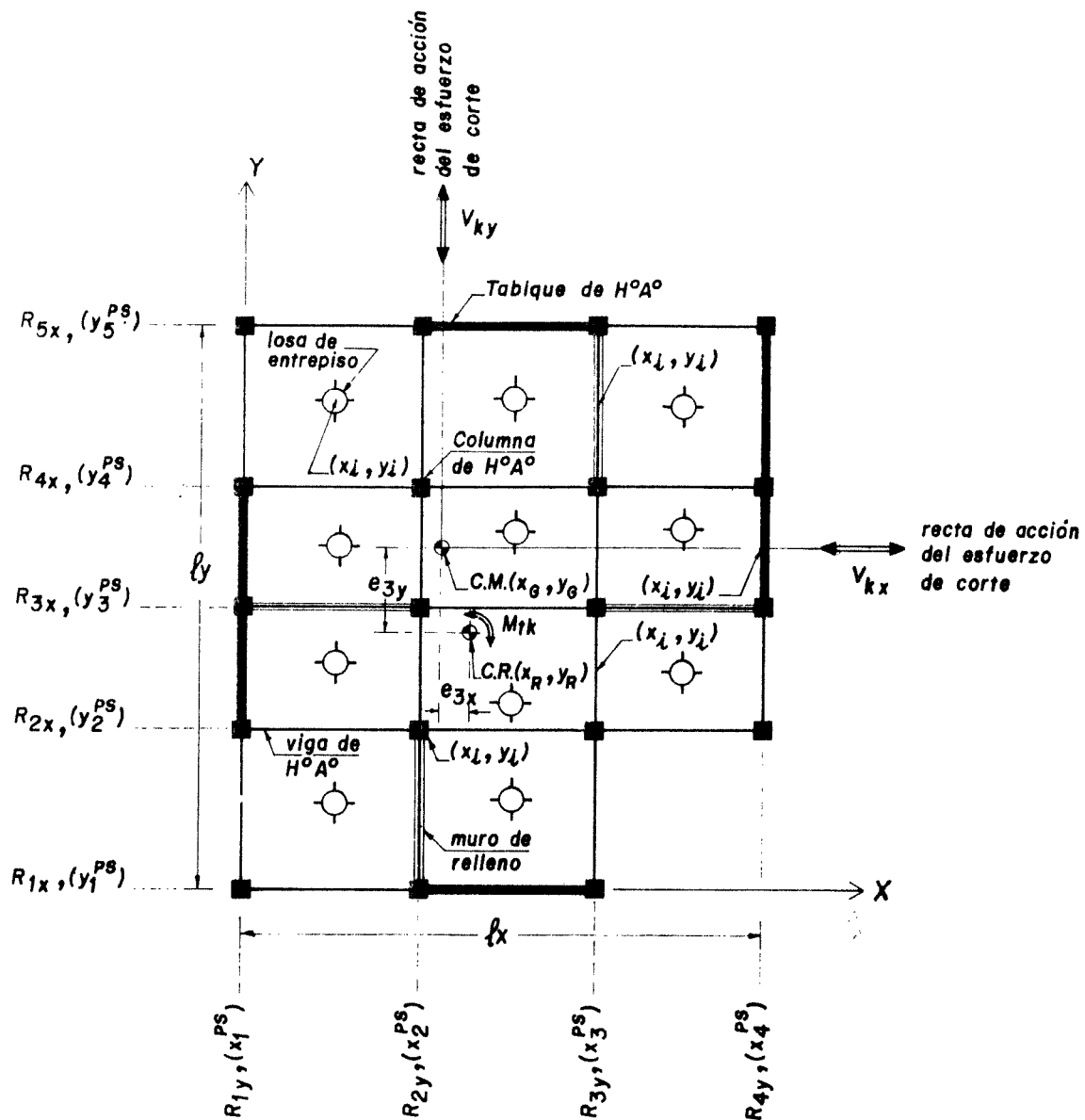
En la Fig. 6 se muestra, en planta, la disposición estructural de un piso genérico de un edificio. Los planos sismorresistentes (pórticos y/o muros) dispuestos según las direcciones de análisis X e Y se identifican con los subíndices x e y respectivamente. Las rigideces absolutas de piso de cada plano se designan como R_{ix} y R_{iy} .

La distribución del esfuerzo de corte entre los planos sismorresistentes dispuestos según ambas direcciones de análisis puede efectuarse según la siguiente secuencia de procedimiento:

1 - Se calculan las fuerzas horizontales F_k utilizando las expresiones (12), y los esfuerzos de corte traslacionales V_k con la (13).

2 - Se determina la recta de acción del esfuerzo de corte V_k correspondiente al nivel k del edificio.

La recta de acción del esfuerzo de corte actuante según la dirección de análisis considerada pasa por la proyección vertical sobre el plano



(x_i, y_i) : coordenadas de los elementos estructurales y no estructurales

C.M. : centro de masas

(x_g, y_g) : coordenadas del C.M.

l_x, l_y : longitudes máximas de la planta según las direcciones X e Y, respectivamente.

V_{kx}, V_{ky} : esfuerzos de corte en el piso k , según las direcciones X e Y, respectivamente.

e_{3x}, e_{3y} : excentricidades estructurales

x_i^{ps} : abscisa de los planos sismorresistentes dispuestos según la dirección Y

y_i^{ps} : ordenada de los planos sismorresistentes dispuestos según la dirección X

R_{kx} : rigidez absoluta de los planos sismorresistentes dispuestos según la dirección X.

R_{ky} : rigidez absoluta de los planos sismorresistentes dispuestos según la dirección Y.

C.R. : centro de rigidez

M_{tk} : momento torsor en el piso k .

Fig. 6 - DISPOSICION DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES Y NO ESTRUCTURALES EN EL PISO GENERICO k DE UN EDIFICIO. POSICION DE C.M. y C.R.

horizontal del nivel considerado, del baricentro de todas las masas ubicadas por encima de dicho nivel, incluida la de éste.

Las expresiones que permiten determinar la posición de la proyección del centro de masas sobre el nivel considerado son las siguientes:

$$x_{Gk} = \frac{\sum_k^n w_i \cdot x_i}{\sum_k^n w_i} \quad ; \quad y_{Gk} = \frac{\sum_k^n w_i \cdot y_i}{\sum_k^n w_i} \quad (16)$$

donde w_i es el peso de cada uno de los elementos estructurales y no estructurales (para las losas, además de su peso propio, deberá considerarse el correspondiente porcentaje de participación de las sobrecargas de servicio), y (x_i, y_i) son sus respectivas coordenadas.

3 - Se calculan las rigideces absolutas de piso R_{ix} y R_{iy} de los planos sismorresistentes en todos los niveles del edificio.

Las rigideces de piso R_{ix} y R_{iy} de los planos sismorresistentes pueden determinarse utilizando alguno de los métodos desarrollados en la Ref. 2.

4 - Se determina la posición del centro de rigidez C.R. correspondiente a cada nivel.

El centro de rigidez C.R. de un nivel o planta, es el punto en el que aplicando una fuerza horizontal cualquiera como acción única, sólo produce una traslación del nivel.

Las expresiones que permiten calcular las coordenadas del C.R. son:

$$x_R = \frac{\sum R_{iy} \cdot x_i^{PS}}{\sum R_{iy}} \quad ; \quad y_R = \frac{\sum R_{ix} \cdot y_i^{PS}}{\sum R_{ix}} \quad (17)$$

donde x_i^{PS} , y_i^{PS} son las coordenadas de los planos sismorresistentes.

5 - Se calcula para cada uno de los planos sismorresistentes del piso considerado, el esfuerzo de corte total V_i , el cual se obtiene como suma de los esfuerzos de corte traslacional V_i^t y torsional o rotacional V_i^r correspondientes.

En los planos sismorresistentes dispuestos según las direcciones de análisis X e Y , los esfuerzos de corte traslacionales se obtienen, respectivamente, mediante las siguientes expresiones:

$$V_{ix}^t = \frac{R_{ix}}{\sum R_{ix}} V_{kx} \quad , \quad V_{iy}^t = \frac{R_{iy}}{\sum R_{iy}} V_{ky} \quad (18)$$

Mientras que los cortes torsionales correspondientes se determinan mediante:

$$V_{ix}^r = \frac{M_{tkx} \cdot R_{ix} \cdot y_{iR}}{\sum R_{ix} \cdot y_{iR}^2 + \sum R_{iy} \cdot x_{iR}^2} \quad ; \quad V_{iy}^r = \frac{M_{tky} \cdot R_{iy} \cdot x_{iR}}{\sum R_{ix} \cdot y_{iR}^2 + \sum R_{iy} \cdot x_{iR}^2} \quad (19)$$

En las expresiones (18) y (19):

V_{kx} , V_{ky} : son los esfuerzos de corte en el piso k , según las direcciones X e Y , respectivamente.

x_{iR} , y_{iR} : son las distancias desde los planos sismorresistentes hasta el centro de rigidez C.R. del nivel k .

M_{tkx} , M_{tky} : son los momentos torsores en el nivel k según ambas direcciones de análisis.

De acuerdo con el artículo 14.1.1.7.2. (P.I) del Reglamento y según el caso que corresponda para la consideración de los efectos torsionales, las expresiones que permiten determinar los momentos torsores son:

$$\begin{aligned} \text{Caso a) : } & \begin{cases} M_{rk} = (1.5 e_1 + 0.10 \ell) V_k \\ M_{rk} = (e_1 - 0.10 \ell) V_k \end{cases} \\ \text{Caso b) : } & \begin{cases} M_{rk} = (1.5 e_3 + 0.07 \ell) V_k \\ M_{rk} = (e_3 - 0.07 \ell) V_k \end{cases} \end{aligned} \quad (20)$$

e_1 es la distancia entre el C.S. del nivel k y la recta de acción del esfuerzo de corte, medida perpendicularmente a la dirección analizada, siendo C.S. el centroide de los sistemas sismorresistentes verticales, es decir el baricentro de los momentos de inercia individuales de la sección transversal de los componentes verticales de los sistemas sismorresistentes (columnas, tabiques) con respecto a su correspondiente eje principal normal a la dirección analizada.

e_3 es la distancia entre el C.R. del nivel k y la recta de acción del esfuerzo de corte, medida perpendicularmente a la dirección considerada.

ℓ es la máxima dimensión en planta, medida perpendicularmente a la dirección de V_k

En las expresiones entre paréntesis de las fórmulas (20), las excentricidades estáticas e_1 y e_3 se modifican con el propósito de tener en cuenta la amplificación dinámica correspondiente y las incertidumbres sobre la distribución real de las cargas gravitatorias y sobre la posición efectiva del C.S. o del C.R. , respectivamente.

Para determinar el esfuerzo de corte rotacional producido por los efectos torsionales en cada plano sismorresistente, se empleará la fórmula de M_{rk} que origine solicitaciones más desfavorables.

Sólo se considerarán los aumentos de esfuerzo de corte originados por efecto de la torsión. Las disminuciones no deberán tenerse en cuenta.

Si el análisis sísmico estático se realiza de manera espacial, el Reglamento establece, para los casos a), b) y c), las expresiones de las cuplas torsoras que deberán emplearse, como así también la forma en que se aplicarán.

6 - Si el edificio se encuadra en el caso b) del artículo 11.4. (P.I) del Reglamento, cada plano sismorresistente deberá analizarse considerando el esfuerzo de corte V_k que resulte de la suma del 100% de los efectos debidos al sismo actuando según la dirección X más el 30% de los efectos producidos por el sismo actuando según la dirección Y , y viceversa. Deberá considerarse el mayor de los resultados obtenidos.

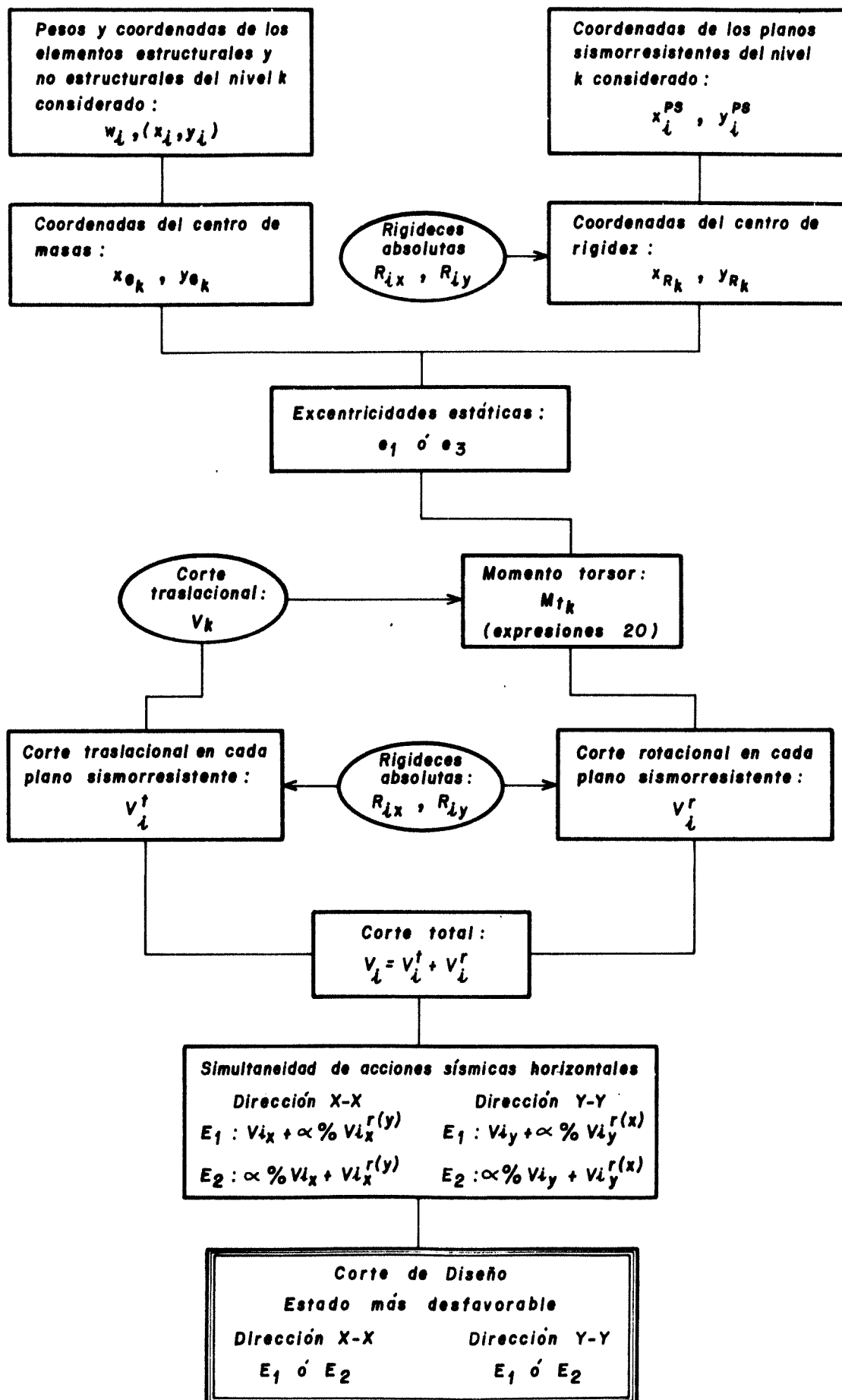
Si el edificio se encuadra en el caso a), deberá procederse en la forma descripta en el párrafo anterior, pero sólo para los elementos verticales comunes a dos planos sismorresistentes perimetrales.

7 - Obtenido en cada nivel el corte total $V_{kl} = V_{ki}^I + V_{ki}^r$, es decir, conocido el estado de cargas laterales que solicita cada plano sismorresistente, éste se analizará mediante alguno de los métodos que se detallan en la Ref. 2 o utilizando otros procedimientos similares.

La secuencia de procedimiento expuesta se resume en el diagrama de bloques de la Fig. 7.

4. Control de deformaciones

Con el propósito de evitar daños a los denominados elementos no estructurales, asegurar las condiciones de estabilidad y resistencia de las estructuras sometidas a la acción sísmica y además, tener en cuenta el efecto de martilleo entre construcciones adyacentes, resulta necesario controlar las deformaciones laterales de las estructuras. A tal fin, el Reglamento prescribe en el Capítulo 13 (P.I) valores límites de las distorsiones horizontales de piso, proporciona una forma aproximada de tener en cuenta los efectos P-Delta y establece cómo dimensionar las separaciones y juntas sísmicas.



NOTA: $V_{lx}^{r(y)}$ es el corte rotacional según la dirección X-X originado por la acción sísmica actuando en la dirección Y-Y. $V_{ly}^{r(x)}$ debe interpretarse con criterio análogo.

Fig. 7 _ DETERMINACION DEL CORTE DE DISEÑO EN CADA UNO DE LOS PLANOS SISMORRESISTENTES QUE CONFORMAN LA ESTRUCTURA DEL EDIFICIO

4.1. Control de la distorsión horizontal de piso

La distorsión horizontal de piso θ_{sk} originada por la excitación sísmica se define como el cociente entre la deformación horizontal relativa Δ_{sk} entre dos niveles consecutivos y la distancia h_{sk} que los separa, es decir:

$$\theta_{sk} = \frac{\delta_k - \delta_{k-1}}{h_{sk}} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}} \quad (21)$$

donde δ_k , δ_{k-1} son los desplazamientos horizontales totales correspondientes a los niveles superior e inferior del piso considerado, respectivamente.

Los desplazamientos δ se obtienen multiplicando por la ductilidad global μ los valores de los desplazamientos obtenidos considerando la acción de las fuerzas sísmicas reducidas por la capacidad de disipación de energía de la estructura.

El Reglamento establece los valores límites máximos de la distorsión horizontal de piso en función del Grupo (artículo 5.1., P.I) en que se encuadre la construcción y de las condiciones de dañabilidad (D.) o no dañabilidad (N.D.) de los elementos denominados no estructurales, según éstos se encuentren vinculados directamente a la estructura resistente, o bien vinculados en forma indirecta, de manera que no resulten dañados por las deformaciones impuestas por aquélla. Los valores límites se han adoptado teniendo en cuenta los niveles de las acciones sísmicas correspondientes al terremoto destructivo de diseño. Este control cubre, en forma implícita, las condiciones de servicio de la construcción, evitando tener que recurrir a verificaciones adicionales para sismos de menor período de ocurrencia.

Los valores límites máximos de la distorsión horizontal de piso θ_{sk} , fijados por el Reglamento en su artículo 13.1.1. (P.I) son:

Condición de	Grupo de la construcción		
	A ₀	A	B
Dañabilidad (D.)	0.010	0.011	0.014
No Dañabilidad (N.D.)	0.010	0.015	0.019

La secuencia de procedimiento se ilustra en el diagrama de bloques de la Fig. 8.

4.2. Consideración de los efectos P-Delta

Los efectos P-Delta (efectos de 2° orden) son solicitaciones y deformaciones adicionales originadas por las cargas gravitatorias sobre la estructura deformada por las acciones sísmicas.

El Reglamento establece en su artículo 13.2. (P.I) que los efectos P-Delta deberán tenerse en cuenta en solicitaciones y deformaciones, cuando en algún piso del edificio se verifique la siguiente condición:

$$\frac{P_k \cdot \Delta_{sk}}{V_k \cdot h_{sk}} \geq 0.08 \quad (22)$$

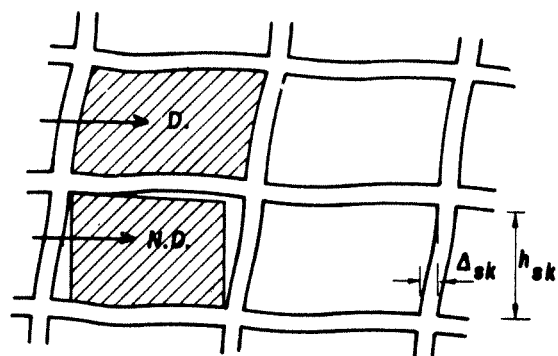
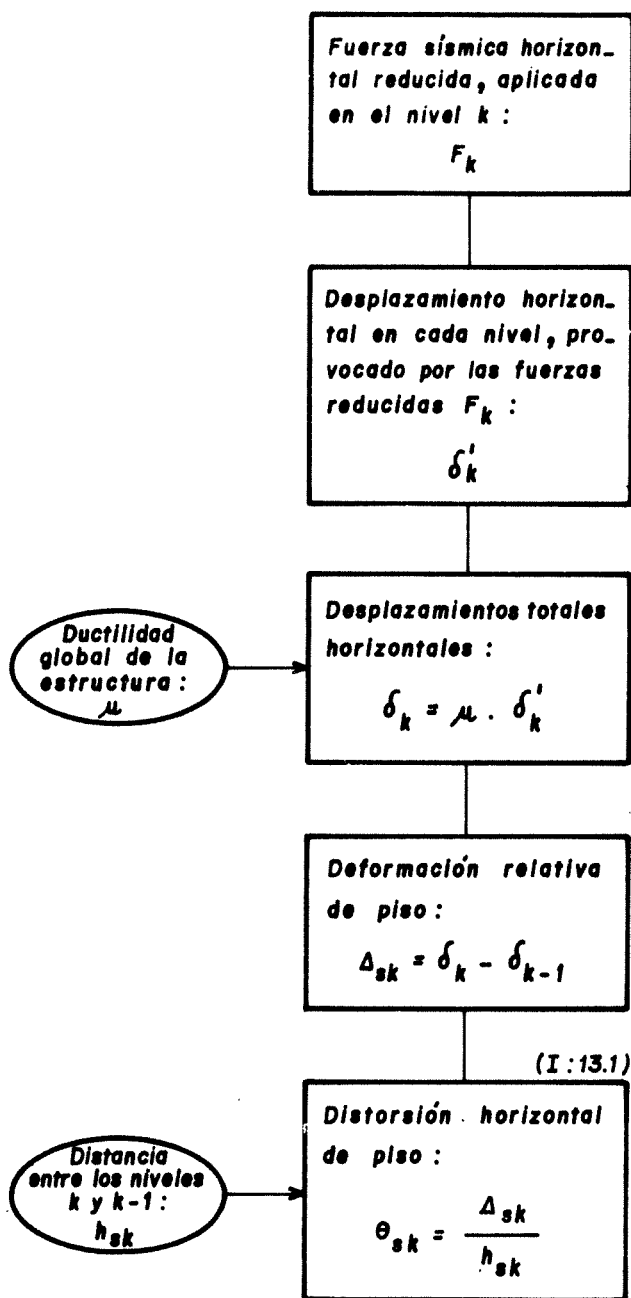
donde Δ_{sk} es la deformación horizontal relativa entre dos niveles consecutivos del edificio; V_k es el esfuerzo de corte en el nivel k ; h_{sk} la altura del piso comprendida entre los niveles k y $k-1$ y P_k la carga gravitatoria total actuante por encima del nivel k considerado, incluido éste, la cual se determina mediante la siguiente expresión:

$$P_k = \sum_{i=k}^n W_i \quad (23)$$

siendo W_i la carga gravitatoria correspondiente al nivel i .

Aunque el Reglamento no lo establezca, es recomendable proporcionar al edificio rigidez lateral suficiente de manera que la relación (22) no se verifique, con lo cual los efectos de 2° orden pueden despreciarse.

No obstante, si se cumple la condición (22), el Reglamento, en su artículo 13.2.1. (P.I), permite considerar los efectos P-Delta en forma aproximada amplificando los esfuerzos y las deformaciones mediante el coeficiente de amplificación γ , cuya expresión es:



Condición D.: muro integrado a la estructura
Condición N.D.: muro separado de la estructura

Valores límite de la distorsión horizontal θ_{sk} de piso :
(I: 13.1.1, Tabla 8)

Condición	Grupo de la construcción		
	A ₀	A	B
D.	0,010	0,011	0,014
N.D.	0,010	0,015	0,019

NOTA: Si $\theta_{sk} > \theta_{sk \text{ límite}}$ resulta necesario redimensionar la estructura.

Fig. 8 _ PROCEDIMIENTO PARA EL CONTROL DE LA DISTORSION DE PISO

$$\psi_k = \frac{1}{1 - \left(\frac{P_k \cdot \Delta_{sk}}{V_k \cdot h_{sk}} \right)_{max}} \quad (24)$$

donde los parámetros del término entre paréntesis tienen los significados anteriormente indicados.

5. Componentes de la construcción

Los componentes arquitectónicos o mecánicos que no formen parte de la estructura resistente de la construcción se diseñan para resistir las solicitaciones que el sismo induce sobre ellos. Además, los componentes deben vincularse a la estructura resistente del edificio a fin de transferirle las solicitaciones que en ellos se generan.

El Reglamento establece, en su artículo 15.1. (P.I), que la fuerza estática equivalente F_p que debe utilizarse para el diseño, se supone aplicada en el centro de gravedad del componente y se determina mediante la siguiente expresión:

$$F_p = C_{pk} \cdot W_p \quad (25)$$

donde W_p es el peso del componente y C_{pk} el coeficiente sísmico correspondiente al componente ubicado en el nivel k del edificio, cuyo valor se determina con la fórmula siguiente:

$$C_{pk} = \delta_p' \cdot \delta_r' \left(1.5 \frac{F_k}{W_k} + a_s \right) \quad (26)$$

siendo δ_p' ; δ_r' , coeficientes dados en la Tabla 13 (P.I) del Reglamento, que dependen, respectivamente, del tipo y ubicación del componente, F_k la fuerza sísmica horizontal que actúa en el nivel k de la construcción, W_k la carga gravitatoria correspondiente al nivel k del edificio y a_s la ordenada al origen del espectro de pseudoaceleraciones que corresponda.

6. Procedimiento aproximado de análisis sísmico estático

Debido a la gran proporción de edificios de no más de cuatro pisos que se construyen en las zonas sísmicas del país, el Reglamento, en su Capítulo 16 (P.I), contempla procedimientos aproximados para la determinación de acciones sísmicas y de análisis estructural, aplicables a dichas construcciones, siempre que éstas satisfagan especiales condiciones de regularidad estructural en planta y elevación.

6.1. Condiciones de aplicabilidad

Las construcciones deben cumplir simultáneamente las siguientes condiciones (artículo 16.2.,P.I):

- La altura total, medida a partir del nivel basal, no excede de 14 m, ni de 4 pisos.
- La estructura resistente es de hormigón armado, cuyos planos verticales sismorresistentes están conformados por pórticos, tabiques y pórticos rigidizados por mampostería, o por combinaciones de ellos.

El procedimiento también es aplicable cuando según una dirección de análisis la estructura resistente es de hormigón armado, y según la dirección perpendicular los planos sismorresistentes están conformados por muros de mampostería de ladrillos macizos.

- La construcción es de configuración regular, es decir:

a) Configuración en planta

- * La planta es de forma compacta, y si presenta entrantes, la dimensión de éstos no excede del 25% de la dimensión externa correspondiente.
- * En todos los pisos, la distancia entre el centro de masas C.M. y el centroide de los sistemas sismorresistentes verticales C.S. , según ambas direcciones de análisis, no excede del 10% de la dimensión externa de la planta del piso considerado.

b) Configuración en elevación

- * Los C.M. y los C.S. de todos los niveles se encuentran aproximadamente alineados en dirección vertical.

* La distribución vertical de masas, rigideces y resistencias no presenta cambios bruscos entre dos pisos consecutivos.

- La estructura está conformada por planos sismorresistentes verticales dispuestos según dos direcciones ortogonales.
- La relación entre la altura total de la construcción y la menor dimensión del rectángulo que circunscribe a la planta no debe ser mayor que 3.
- La relación entre el lado mayor y el menor del rectángulo que circunscribe a la planta no debe ser mayor que 2,3.
- Las losas de entrepisos y techos deben conformar diafragmas rígidos y resistentes a fuerzas en su plano.

6.2. Acciones sísmicas de diseño

Las acciones sísmicas de diseño se suponen como un sistema de fuerzas horizontales estáticas equivalentes y se admite que éstas actúan independientemente (no simultáneamente) según las dos direcciones ortogonales en que se disponen los planos verticales sismorresistentes. No obstante, los elementos verticales comunes a dos planos sismorresistentes perimetrales se dimensionarán a flexión compuesta oblicua, considerando las sollicitaciones más desfavorables que resulten de las siguientes combinaciones de efectos:

Gravitatoria \pm Sismo Dirección 1 \pm 0.3 Sismo Dirección 2

Gravitatoria \pm Sismo Dirección 2 \pm 0.3 Sismo Dirección 1

6.2.1. Cargas gravitatorias

Se determinan en forma análoga a lo expuesto en el punto 2.1.

6.2.2. Fuerzas sísmicas horizontales

6.2.2.1. Esfuerzo de corte en la base de la construcción

Se determina en forma análoga a lo expuesto en el punto 2.2.1.

6.2.2.2. Coefficiente sísmico de diseño

De acuerdo con el artículo 16.3.4.2. (P.I) del Reglamento, el coeficiente sísmico de diseño C se determina, en forma simplificada, mediante la siguiente expresión:

$$C = C_n \cdot \delta_d \quad (27)$$

donde δ_d es el factor de riesgo según el artículo 5.2. (P.I) del Reglamento, y C_n es el coeficiente sísmico normalizado, cuyos valores para las diferentes zonas sísmicas, se muestran en la tabla siguiente:

Zona sísmica	C_n
4	0.35
3	0.25
2	0.18
1	0.10

Puede observarse que para la determinación del coeficiente sísmico de diseño C no es necesario determinar previamente el período fundamental T_0 ni la ductilidad global μ de la estructura. Tampoco es necesario tener en cuenta la influencia del suelo de fundación. Dichos factores se tienen implícitamente en cuenta a través de los valores del coeficiente sísmico normalizado C_n .

6.2.2.3. Distribución en altura del esfuerzo de corte en la base de la construcción

La determinación de las fuerzas sísmicas F_k correspondientes a cada nivel, se realiza utilizando sólo la expresión (12).

El esfuerzo de corte V_k en cada nivel se obtiene mediante la expresión (13).

6.2.3. Distribución del esfuerzo de corte entre los elementos resistentes verticales de cada piso

La distribución del esfuerzo de corte entre los planos sismorresistentes dispuestos según ambas direcciones de análisis, se efectúa de acuerdo con la secuencia de procedimiento indicada en 3.1., pero teniendo en cuenta las siguientes modificaciones:

- Con relación al paso 3, se admite un análisis aproximado piso a piso para la distribución de esfuerzos y la determinación de efectos torsionales. El Reglamento, en su artículo 16.4.1.1. (P.I), establece los siguientes criterios:

a) Estructuras conformadas solamente por pórticos.

Si la rigidez de las columnas según la dirección de análisis considerada es despreciable frente a la de las vigas ubicadas en los niveles superior e inferior del piso considerado, la distribución se realiza proporcionalmente a los momentos de inercia de las columnas que integran cada pórtico. De lo contrario se tendrá en cuenta la flexibilidad de las vigas.

b) Estructuras conformadas sólo por tabiques sismorresistentes.

Si la altura total H del tabique, medida desde el nivel basal hasta el nivel extremo superior, y su longitud ℓ_0 , cumplen la siguiente relación:

$$\frac{H}{\ell_0} \geq 3$$

la rigidez absoluta del tabique se determina considerando sólo las deformaciones originadas por la sollicitación de flexión.

Si todos los tabiques, según la dirección de análisis considerada, verifican la relación anterior, la distribución de esfuerzos se realizará proporcionalmente a los momentos de inercia. Para la evaluación de los momentos de inercia se tendrá en cuenta la colaboración de los tabiques transversales. La longitud del ala hacia cada lado del tabique considerado no será mayor que cuatro veces el espesor de dicho tabique, ni mayor que 1/16 de la altura del tabique, medida desde el nivel considerado hasta el nivel extremo superior.

Si la relación anterior no se cumple, es decir se verifica que:

$$\frac{H}{\ell_0} < 3$$

la rigidez absoluta del tabique se determina considerando las deformaciones originadas por las sollicitaciones de flexión y corte.

c) Estructuras conformadas por pórticos y tabiques sismorresistentes.

Si en la dirección de análisis considerada existen algunos planos verticales sismorresistentes constituidos exclusivamente por tabiques y el resto sólo por pórticos, la distribución de esfuerzos se realizará de manera que el esfuerzo de corte total correspondiente al piso considerado sea absorbido por los tabiques, de acuerdo con sus rigideces relativas. Los pórticos deberán absorber un esfuerzo adicional mínimo del 25% del esfuerzo de corte total relativo al piso considerado. Este esfuerzo adicional debe distribuirse proporcionalmente a las rigideces relativas de los pórticos.

- Con relación al paso 5, se emplean, en lugar de las (20), las siguientes expresiones del momento torsor:

$$\begin{aligned} M_{tk} &= (2 e_3 + 0.10 \ell) V_k \\ M_{tk} &= (e_3 - 0.10 \ell) V_k \end{aligned} \quad (28)$$

Por otra parte, el Reglamento, en su artículo 16.3.5.1. (P.I), especifica que en cada plano sismorresistente, el esfuerzo de corte rotacional no puede ser mayor que el correspondiente traslacional.

- Con relación al paso 6, debe realizarse lo indicado en 6.2.

6.3. Control de deformaciones

Para los edificios en que resulta aplicable el procedimiento aproximado de análisis sísmico estático no es necesario verificar las distorsiones de piso ni considerar los efectos P-Delta, puesto que las deformaciones laterales se tienen en cuenta implícitamente a través de las condiciones de aplicabilidad del procedimiento.

6.4. Componentes de la construcción

El Reglamento establece, en su artículo 16.3.7.1. (P.I), que la fuerza estática equivalente F_p que debe utilizarse para el diseño de un componente, como asimismo de sus anclajes y conexiones con la estructura principal, se supone aplicada en su centro de gravedad y se determina mediante la siguiente expresión:

$$F_p = \delta_c \cdot C \cdot W_p \quad (29)$$

donde δ_c es un coeficiente que depende del tipo de componente, cuyos valores se indican en la Tabla 16 (P.I) del Reglamento; C es el coeficiente sísmico de diseño que se determina mediante la expresión (27) y W_p es el peso del componente.

7. EJEMPLO NUMERICO DE APLICACION DEL METODO ESTATICO

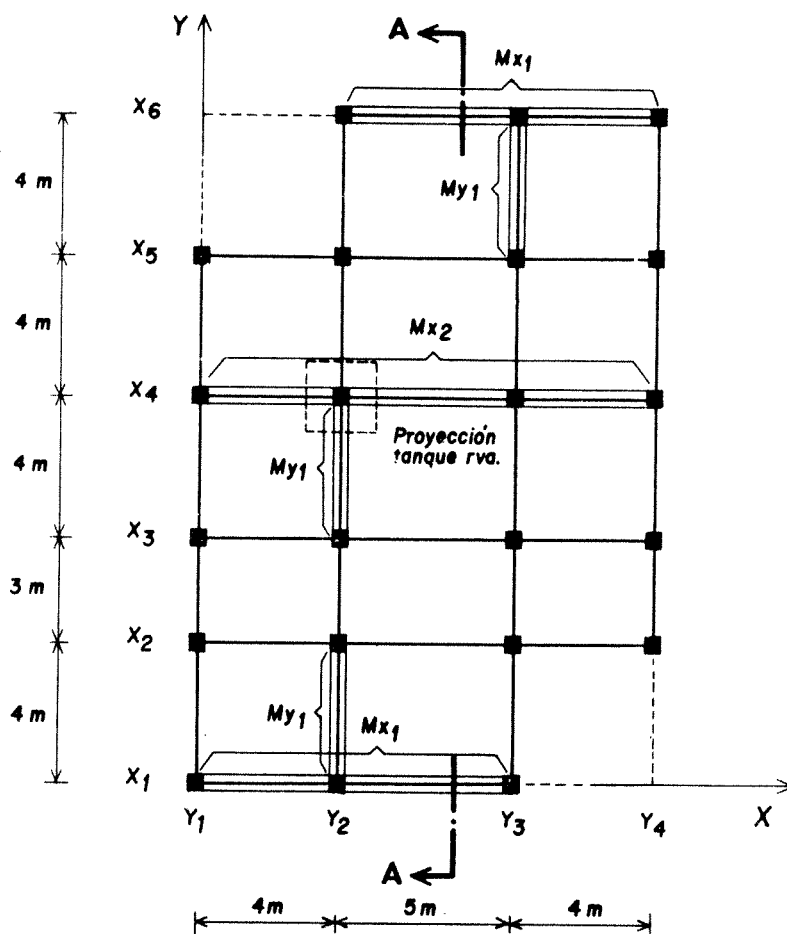
Con el propósito de ilustrar sobre la aplicación práctica del método estático de análisis sísmico, se desarrolla un ejemplo numérico relativo a un edificio cuyas características generales se consideran representativas de una modalidad constructiva utilizada con frecuencia, cual es la de materializar cuerpos edilicios estructuralmente independientes destinados a vivienda. Estos cuerpos se comunican entre sí mediante circulaciones, conformándose así los denominados complejos habitacionales en propiedad horizontal.

7.1. Características y datos generales

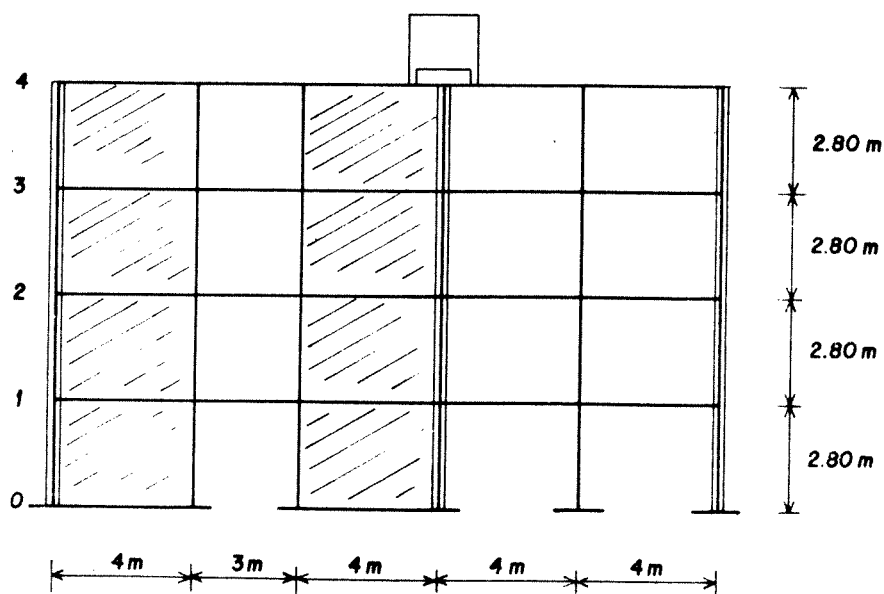
- Lugar de emplazamiento del edificio : Godoy Cruz , Mendoza .
Corresponde a Zona Sísmica 4 (Cap. 3, P. I)
- Terreno de fundación : suelo granular medianamente denso ,
 $\sqrt{s_{adm}} = 0.25 \text{ MN/m}^2$. Corresponde a Suelo Tipo II (Tabla 3, P. I)
- Destino y funciones : edificio privado de habitación . Corresponde al Grupo B (Cap. 5, P. I)
 - Factor de riesgo : $\gamma_d = 1$ (Tabla 2, P. I)
 - Factor de simultaneidad y presencia de sobrecargas de servicio :
 $\eta = 0.25$ (Tabla 6, P. I)

7.2. Características del edificio

- Número de pisos : 4
- Tipología estructural : pórticos de Hormigón Armado Sismorresistente Convencional (Cap. 4, P. II) dispuestos según ambas direcciones principales del edificio . Algunos pórticos (Fig. 9) poseen vanos rellenos con muros de 20 cm de espesor de mampostería de ladrillos cerámicos macizos que se extienden desde el nivel de funda-



PLANTA TIPO



CORTE A - A

Fig. 9 _ DISPOSICION ESTRUCTURAL ESQUEMATICA DEL EDIFICIO

ción hasta el nivel extremo superior .

- Características de los materiales (Regl. CIRSOC 201, Tomo II)
 - Hormigón : H-17 ($\beta_R = 14 \text{ MN/m}^2$)
 - Acero : ADN-420 ($\beta_S = 420 \text{ MN/m}^2$)
- Entrepisos y techo : conformados por losas de viguetas premoledas con capa de compresión de hormigón colado in situ .
- La disposición estructural de la planta tipo así como un corte esquemático del edificio se muestran en la Fig. 9 .
- Las dimensiones transversales resultantes del predimensionamiento de las vigas y columnas de pórticos, y las rigideces de piso según ambas direcciones de análisis del edificio, se indican en las Planillas 1 y 2, respectivamente .

Planilla 1

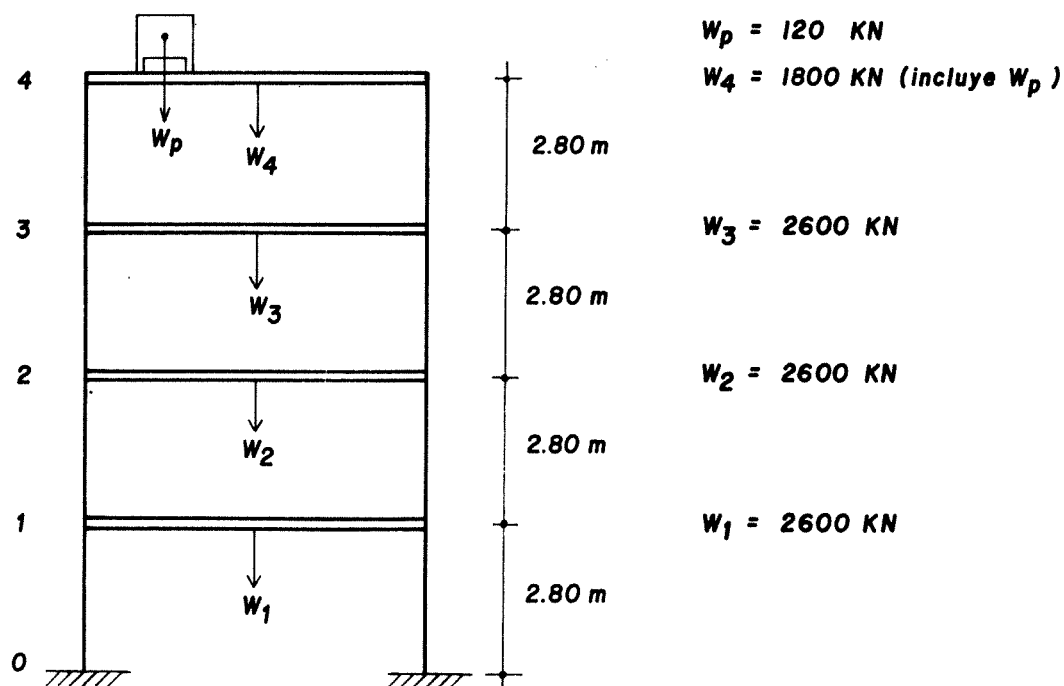
N I V E L	DIM. DE COL. (cm)	DIMENSIONES DE VIGAS (cm)									
		PLANOS SISMORRESISTENTES									
		Dirección X						Dirección Y			
		X ₁	X ₂	X ₃	X ₄	X ₅	X ₆	Y ₁	Y ₂	Y ₃	Y ₄
4	30 x 30	30 x 40	30 x 50	30 x 50	30 x 50	30 x 50	30 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40	20 x 40
3	40 x 40	30 x 50	30 x 55	30 x 55	30 x 55	30 x 55	30 x 50	30 x 40	30 x 40	30 x 40	30 x 40
2	45 x 45	40 x 55	40 x 60	40 x 60	40 x 60	40 x 60	40 x 55	35 x 50	35 x 50	35 x 50	35 x 50
1	50 x 50	40 x 60	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 65	40 x 60	40 x 55	40 x 55	40 x 55	40 x 55

Planilla 2

P I S O	RIGIDECES DE PISO R_{pi} (KN/cm)			
	Dirección X		Dirección Y	
	Con muros	Sin muros	Con muros	Sin muros
4	40 000	1590	2350	1260
3	23 330	3690	3500	2750
2	12 860	5910	6000	5120
1	14 290	10920	11 110	10270

7.3. Cargas gravitatorias W_i

Se asumen las siguientes cargas gravitatorias, las que en cada caso particular deben determinarse según se indica en 2.1. y se resume en la Fig. 1.



$$\frac{W_p}{W_4} \times 100 = \frac{120 \text{ KN}}{1800 \text{ KN}} \times 100 \cong 7\% < 25\% . \text{ Esto indica que no}$$

resulta necesario considerar un nivel superior adicional (Art. 14.1.1.6, P.I).

7.4. Periodos fundamentales de vibración

Ver 2.2.2.a) y Fig. 3

a) Fuerzas horizontales normalizadas \bar{F}_i y cortes \bar{V}_i correspondientes

$$\bar{F}_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i}$$

Nivel	W_i (KN)	h_i (m)	$W_i \cdot h_i$	\bar{F}_i (KN)	\bar{V}_i (KN)
4	1800	11.20	20160	0.316	0.316
3	2600	8.40	21840	0.342	0.658
2	2600	5.60	14560	0.228	0.886
1	2600	2.80	7280	0.114	1.000

$$\Sigma = 63840$$

b) Desplazamientos originados por las \bar{F}_i

• Con muros

Dirección X

N I V E L	\bar{V}_i (KN)	R_{pi} (KN/cm)	Despl. relativos $u_{ir} = \bar{V}_i / R_{pi}$ (cm)	Despl. totales u_i (cm)
4	0.316	40000	79×10^{-7}	1750×10^{-7}
3	0.658	23330	282×10^{-7}	1671×10^{-7}
2	0.886	12860	689×10^{-7}	1389×10^{-7}
1	1.000	14290	700×10^{-7}	700×10^{-7}

Dirección Y

N I V E L	\bar{V}_i (KN)	R_{pi} (KN/cm)	Despl. relativos $u_{ir} = \bar{V}_i / R_{pi}$ (cm)	Despl. totales u_i (cm)
4	0.316	2350	1345×10^{-7}	5602×10^{-7}
3	0.658	3500	1880×10^{-7}	4257×10^{-7}
2	0.886	6000	1477×10^{-7}	2377×10^{-7}
1	1.000	11110	900×10^{-7}	900×10^{-7}

• Sin muros

Dirección X

N I V E L	\bar{V}_i (KN)	R_{pi} (KN/cm)	Despl. relativos $u_{ir} = \bar{V}_i / R_{pi}$ (cm)	Despl. totales u_i (cm)
4	0.316	1590	1987×10^{-7}	6185×10^{-7}
3	0.658	3690	1783×10^{-7}	4198×10^{-7}
2	0.886	5910	1499×10^{-7}	2415×10^{-7}
1	1.000	10920	916×10^{-7}	916×10^{-7}

Dirección Y

N I V E L	\bar{V}_i (KN)	R_{pi} (KN/cm)	Despl. relativos $u_{ir} = \bar{V}_i / R_{pi}$ (cm)	Despl. totales u_i (cm)
4	0.316	1260	2508×10^{-7}	7605×10^{-7}
3	0.658	2750	2393×10^{-7}	5097×10^{-7}
2	0.886	5120	1730×10^{-7}	2704×10^{-7}
1	1.000	10270	974×10^{-7}	974×10^{-7}

c) Períodos obtenidos

• Fórmulas aproximadas

$$T_0 = 2 \pi \sqrt{\frac{\sum W_i \cdot U_i^2}{g \cdot \sum \bar{F}_i \cdot U_i}} \quad (1) \quad , \quad T_0 = 2 \pi \sqrt{\frac{W_n \cdot U_n}{g \cdot \bar{F}_n}} \quad (2)$$

$$g = 981 \text{ cm/seg}^2$$

		Períodos T_0 (seg)			
		Dirección X		Dirección Y	
		①	②	①	②
con muros	0.22	0.20	0.35	0.36	
sin muros	0.36	0.38	0.40	0.42	

• Fórmula empírica

$$T_{0e} = \frac{h_n}{100} \sqrt{\frac{30}{\ell} + \frac{2}{1+30d}}$$

Dirección X

$$h_n = 11.20 \text{ m}$$

$$\ell = 13 \text{ m}$$

$$d = 0.029$$

$$T_{0e} = 0.21 \text{ seg}$$

Dirección Y

$$h_n = 11.20 \text{ m}$$

$$\ell = 19 \text{ m}$$

$$d = 0.011$$

$$T_{0e} = 0.20 \text{ seg}$$

Según el artículo 12.2.4.1.(P.I), los períodos a utilizar no pueden ser mayores que $1.25 T_{0e}$ para la zona sísmica 4. Es decir:

$$\text{Dirección X : } T_0 \leq 1.25 \times 0.21 = 0.26 \text{ seg}$$

$$\text{Dirección Y : } T_0 \leq 1.25 \times 0.20 = 0.25 \text{ seg}$$

Por tanto, los períodos fundamentales resultan :

	Períodos T_0 (seg)	
	Dirección X	Dirección Y
con muros	0.22	0.25
sin muros	0.26	0.25

7.5. Coefficientes sísmicos de diseño

Ver 2.2.2. y Fig. 2.

Como el edificio presenta regularidad estructural en elevación, se asume, según ambas direcciones de análisis, que la ductilidad global μ es igual a la ductilidad global nominal $\bar{\mu}$ correspondiente. Es decir, se supone que la estructura se encuadra en el caso a) del Art. 8.2 (P.I). Se comprobará luego esta suposición mediante la evaluación de los índices de sobrerresistencia I.S.R y los correspondientes coeficientes de regularidad vertical C.R.V.

	Dirección X		Dirección Y	
	con muros	sin muros	con muros	sin muros
a_s	0.35	0.35	0.35	0.35
b	1.05	1.05	1.05	1.05
T_0	0.22	0.26	0.25	0.25
T_1	0.30	0.30	0.30	0.30
T_2	0.60	0.60	0.60	0.60
$\bar{\mu}$	4	4	3.5	3.5
μ	4	4	3.5	3.5
S_a	0.86	0.96	0.93	0.93
R	3.20	3.60	3.08	3.08
δ_d	1	1	1	1
C	0.27	0.27	0.30	0.30

Los coeficientes sísmicos de diseño resultan :

Dirección X : $C_x = 0.27$

Dirección Y : $C_y = 0.30$

7.6. Esfuerzos de corte basales

Ver 2.2.1. y Fig. 5

Dirección X : $V_{0x} = (1800 + 2600 + 2600 + 2600) \times 0.27 = 2592 \text{ KN}$

Dirección Y : $V_{0y} = (1800 + 2600 + 2600 + 2600) \times 0.30 = 2880 \text{ KN}$

7.7. Distribución en altura de los cortes basales

Ver 2.2.3 y Fig. 5

NIVEL	W_k (KN)	h_k (m)	Dirección X			Dirección Y		
			V_{0x} (KN)	F_{kx} (KN)	V_{kx} (KN)	V_{0y} (KN)	F_{ky} (KN)	V_{ky} (KN)
4	1800	11.20	2592	819	819	2880	909	909
3	2600	8.40		887	1706		985	1894
2	2600	5.60		591	2296		657	2552
1	2600	2.80		296	2592		328	2880
$\Sigma W_k \cdot h_k = 63840$								

7.8. Indices de Sobrerresistencia y Coeficientes de Regularidad Vertical

Ver 2.2.2. b), c) y d) y Fig. 4

N I V E L	Areas (m ²) columnas		σ ₀₃ (MN/m ²)	Corte Resistente T _R (KN)		Corte de diseño T _D (KN)		I _s = $\frac{T_R}{T_D}$		I _{sm}	
	muros		σ _{mo} (MN/m ²)	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y	Dir. X	Dir. Y
	Dir. X	Dir. Y									
4	1.980	1.980	2.5	4950	4950	819	909	7.18	5.84	5.95	5.02
	6.200	2.400	0.25	930	360						
3	3.520	3.520	2.5	8800	8800	1706	1894	5.70	4.84		
	6.200	2.400	0.25	930	360						
2	4.455	4.455	2.5	11138	11138	2296	2552	<u>5.26</u>	<u>4.51</u>		
	6.200	2.400	0.25	930	360						
1	5.500	5.500	2.5	13750	13750	2592	2880	5.66	4.90		
	6.200	2.400	0.25	930	360						

Los Coeficientes de Regularidad Vertical resultan :

$$\text{Dirección X : C.R.V.} = \frac{5.26}{5.95} = 0.88 > 0.8 \implies \mu = \bar{\mu}$$

$$\text{Dirección Y : C.R.V.} = \frac{4.51}{5.02} = 0.90 > 0.8 \implies \mu = \bar{\mu}$$

Es decir, se verifica que la estructura, según ambas direcciones de análisis, se encuadra en el caso a), ($\mu = \bar{\mu}$), del Art. 8.2 (P.I), tal como se había supuesto en 7.5.

7.9. Control de las distorsiones horizontales de piso

Ver 4.1. y Fig. 8

Dirección X

N I V E L	V_{kx}	R_{kx}	Δ'_{sk}	μ	$\Delta_{sk} = \mu \cdot \Delta'_{sk}$	h_{sk}	$\theta_{sk} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}}$
	(KN)	(KN/cm)	(cm)		(cm)	(cm)	
4	819	40 000	0.020	4	0.082	280	0.000
3	1706	23 330	0.073		0.292		0.001
2	2296	12 860	0.179		0.714		0.003
1	2592	14 290	0.181		0.726		0.003

Dirección Y

N I V E L	V_{ky}	R_{ky}	Δ'_{sk}	μ	$\Delta_{sk} = \mu \cdot \Delta'_{sk}$	h_{sk}	$\theta_{sk} = \frac{\Delta_{sk}}{h_{sk}}$
	(KN)	(KN/cm)	(cm)		(cm)	(cm)	
4	909	2350	0.387	3.5	1.354	280	0.005
3	1894	3500	0.541		1.894		0.007
2	2552	6 000	0.425		1.489		0.005
1	2880	11 110	0.259		0.907		0.003

Se observa que, según ambas direcciones de análisis los valores de las distorsiones de piso θ_{sk} no superan, en ningún piso, el valor límite 0.014 (Tabla 8, P.I) correspondiente al Grupo B y condición de Dañabilidad (D.).

7.10. Control de los efectos P-Delta

Ver 4.2.

N I V E L	h_{sk}	W_l	P_k	Dirección X			Dirección Y		
				Δ_{sk}	V_{kx}	$\frac{P_k \cdot \Delta_{sk}}{V_k \cdot h_{sk}}$	Δ_{sk}	V_{ky}	$\frac{P_k \cdot \Delta_{sk}}{V_k \cdot h_{sk}}$
	(cm)	(KN)	(KN)	(cm)	(KN)		(cm)	(KN)	
4	280	1800	1800	0.082	819	0.001	1.354	909	0.010
3		2600	4400	0.292	1706	0.003	1.894	1894	0.016
2		2600	7000	0.714	2296	0.008	1.489	2552	0.018
1		2600	9600	0.726	2592	0.010	0.907	2880	0.011

Se observa que, para ambas direcciones de análisis, en ningún piso se verifica la condición $\frac{P_k \cdot \Delta_{sk}}{V_k \cdot h_{sk}} \geq 0.08$, por lo que no resulta necesario tener en cuenta los efectos P-Delta.

7.11. Distribución de esfuerzos de corte traslacionales y torsionales.

Ver secuencia de procedimiento en 3.1 y Fig. 7

Los cálculos correspondientes se resumen en las siguientes planillas :

A) PORTICOS CON MUROS

Piso 4

DIRECCION	V_k (KN)	e_3 (m)	ℓ (m)	$e_a = 1.5e_3 + 0.07 \ell$	$e_b = e_3 - 0.07 \ell$	$M_{fa} = V_k \cdot e_a$	$M_{fb} = V_k \cdot e_b$
X - X	819	0.28	19.00	1.75	- 1.08	1433	- 860
Y - Y	909	0.65	13.00	1.89	- 0.26	1718	- 236

$$x_6 = 5.50 \text{ m} ; x_R = 6.15 \text{ m} ; e_{3x} = 0.65 \text{ m}$$

$$y_6 = 10.50 \text{ m} ; y_R = 10.22 \text{ m} ; e_{3y} = 0.28 \text{ m}$$

$$\Sigma R_{ix} \cdot y_{iR}^2 + \Sigma R_{iy} \cdot x_{iR}^2 = 50.30$$

Plano Sismorr.	R_{ix}	y_i	$R_{ix} \cdot y_i$	y_{iR}	$R_{ix} \cdot y_{iR}$	$R_{ix} \cdot y_{iR}^2$	Efecto de V_{kx}			$V_{kx} + 0.3V_{ky}$	$0.3V_{kx} + V_{ky}$
							Traslacional	Torsional	Total		
X1	0.19	0.00	0.00	-10.22	-1.94	19.85	155.6	33.2	188.8	191.5	65.7
X2	0.03	4.00	0.12	- 6.22	-0.19	1.16	24.6	3.2	27.8	28.1	9.2
X3	0.03	7.00	0.21	- 3.22	-0.10	0.31	24.6	1.7	26.3	26.5	8.4
X4	0.53	11.00	5.83	0.78	0.41	0.32	434.1	11.7	445.8	450.0	147.7
X5	0.03	15.00	0.45	4.78	0.14	0.69	24.6	4.0	28.6	30.0	13.4
X6	0.19	19.00	3.61	8.78	1.67	14.65	155.6	47.6	203.2	220.3	118.0
TOTALES	1.00		10.22			36.98					

$$y_R = 10.22 \text{ m}$$

Plano Sismorr.	R_{iy}	x_i	$R_{iy} \cdot x_i$	x_{iR}	$R_{iy} \cdot x_{iR}$	$R_{iy} \cdot x_{iR}^2$	Efecto de V_{ky}			$V_{ky} + 0.3V_{kx}$	$0.3V_{ky} + V_{kx}$
							Traslacional	Torsional	Total		
Y1	0.10	0.00	0.00	- 6.15	-0.62	3.78	90.9	21.2	112.1	117.4	51.3
Y2	0.47	4.00	1.88	- 2.15	-1.01	2.17	427.2	34.5	461.7	470.3	167.3
Y3	0.33	9.00	2.97	2.85	0.94	2.68	300.0	4.4	304.4	309.2	107.4
Y4	0.10	13.00	1.30	6.85	0.69	4.69	90.9	3.2	94.1	97.6	40.0
TOTALES	1.00		6.15			13.32					

$$x_R = 6.15 \text{ m}$$

Piso 3

DIRECCION		V_k (KN)	e_3 (m)	ℓ (m)	$e_a = 1.5e_3 + 0.07 \ell$	$e_b = e_3 - 0.07 \ell$	$M_{1a} = V_k \cdot e_a$	$M_{1b} = V_k \cdot e_b$		
X - X		1706	0.39	19.00	1.92	-0.94	3276	-1604		
Y - Y		1894	0.80	13.00	2.11	-0.11	3996	-208		
$x_0 = 5.50 \text{ m}$, $x_R = 6.30 \text{ m}$, $e_{3x} = 0.80 \text{ m}$ $y_0 = 10.50 \text{ m}$, $y_R = 10.11 \text{ m}$, $e_{3y} = 0.39 \text{ m}$ $\sum R_{1x} \cdot y_{1R}^2 + \sum R_{1y} \cdot x_{1R}^2 = 54.30$										
Plano Sismorr.	R_{1x}	y_1	$R_{1x} \cdot y_1$	y_{1R}	$R_{1x} \cdot y_{1R}$	$R_{1x} \cdot y_{1R}^2$	Efecto de V_{kx}		$V_{kx} + 0.3V_{ky}$	$0.3V_{kx} + V_{ky}$
							Traslacional	Torsional		
X1	0.16	0.00	0.00	-10.11	-1.82	18.40	307.1	53.8	360.9	115.3
X2	0.05	4.00	0.20	-6.11	-0.31	1.87	85.3	9.2	94.5	29.6
X3	0.05	7.00	0.35	-3.11	-0.16	0.48	85.3	4.7	90.0	27.6
X4	0.49	11.00	5.39	0.89	0.44	0.39	855.9	26.5	862.4	291.1
X5	0.05	15.00	0.75	4.89	0.24	1.20	85.3	14.5	99.8	47.6
X6	0.16	19.00	3.42	8.89	1.60	14.23	307.1	96.5	403.6	236.8
TOTALES	1.00		10.11			36.57				
$y_R = 10.11 \text{ m}$										
Plano Sismorr.	R_{1y}	x_1	$R_{1y} \cdot x_1$	x_{1R}	$R_{1y} \cdot x_{1R}$	$R_{1y} \cdot x_{1R}^2$	Efecto de V_{ky}		$V_{ky} + 0.3V_{kx}$	$0.3V_{ky} + V_{kx}$
							Traslacional	Torsional		
Y1	0.16	0.00	0.00	-6.30	-1.01	6.35	303.0	74.3	377.3	174.1
Y2	0.36	4.00	1.52	-2.30	-0.87	2.01	719.7	64.0	783.7	287.6
Y3	0.30	9.00	2.70	2.70	0.81	2.19	568.2	3.1	571.3	195.3
Y4	0.16	13.00	2.08	6.70	1.07	7.18	303.0	4.1	407.1	153.7
TOTALES	1.00		6.30			17.73				
$x_R = 6.30 \text{ m}$										

Direction X - X

Direction Y - Y

Piso 2

DIRECCION		V_k (KN)	e_3 (m)	ℓ (m)	$e_a = 1.5e_3 + 0.07 \ell$	$e_b = e_3 - 0.07 \ell$	$M_{ra} = V_k \cdot e_a$	$M_{rb} = V_k \cdot e_b$		
X - X		2296	0.54	19.00	2.14	-0.79	4913	-1814		
Y - Y		2552	0.90	13.00	2.26	-0.01	5768	-26		
$x_6 = 5.50 \text{ m}$, $x_R = 6.40 \text{ m}$, $e_{3x} = 0.90 \text{ m}$ $y_6 = 10.50 \text{ m}$, $y_R = 9.96 \text{ m}$, $e_{3y} = 0.54 \text{ m}$ $\sum R_{ix} \cdot y_{ir}^2 + \sum R_{iy} \cdot x_{ir}^2 = 54.92$										
Plano Sismorr.	R_{ix}	y_i	$R_{ix} \cdot y_i$	y_{ir}	$R_{ix} \cdot y_{ir}$	$R_{ix} \cdot y_{ir}^2$	Efecto de V_{kx}		$V_{kx} + 0.3V_{ky}$	$0.3V_{kx} + V_{ky}$
							Traslacional	Torsional		
X1	0.16	0.00	0.00	- 9.96	-1.59	15.87	367.4	52.5	419.9	420.1
X2	0.08	4.00	0.32	- 5.96	-0.48	2.84	183.7	15.9	199.6	199.7
X3	0.08	7.00	0.56	- 2.96	-0.24	0.70	183.7	7.9	191.6	191.6
X4	0.44	11.00	4.84	1.04	0.46	0.48	1010.2	41.2	1051.4	1055.9
X5	0.08	15.00	1.20	5.04	0.40	2.03	183.7	35.8	219.5	232.1
X6	0.16	19.00	3.04	9.04	1.45	13.08	367.4	129.7	497.1	542.8
TOTALES	1.00		9.96			35.00				
$y_R = 9.96 \text{ m}$										
Plano Sismorr.	R_{iy}	x_i	$R_{iy} \cdot x_i$	x_{ir}	$R_{iy} \cdot x_{ir}$	$R_{iy} \cdot x_{ir}^2$	Efecto de V_{ky}		$V_{ky} + 0.3V_{kx}$	$0.3V_{ky} + V_{kx}$
							Traslacional	Torsional		
Y1	0.19	0.00	0.00	- 6.40	-1.22	7.78	484.9	128.1	613.0	645.7
Y2	0.33	4.00	1.32	- 2.40	-0.79	1.90	842.2	83.0	925.2	946.4
Y3	0.29	9.00	2.61	2.60	0.75	1.96	740.1	0.4	740.5	747.9
Y4	0.19	13.00	2.47	6.60	1.25	8.28	484.9	0.6	485.5	497.9
TOTALES	1.00		6.40			19.92				
$x_R = 6.40 \text{ m}$										

Piso 1

DIRECCION	V_k (KN)	e_3 (m)	ℓ (m)	$e_0 = 1.5e_3 + 0.07 \ell$	$e_b = e_3 - 0.07 \ell$	$M_{10} = V_k \cdot e_0$	$M_{15} = V_k \cdot e_b$
X - X	2592	0.65	19.00	2.30	-0.68	5962	-1763
Y - Y	2880	0.95	13.00	2.34	0.04	6739	115

$x_R = 5.50 \text{ m}$, $x_R = 6.45 \text{ m}$, $e_{3x} = 0.95 \text{ m}$ $\Sigma R_{ix} \cdot y_{iR}^2 + \Sigma R_{iy} \cdot x_{iR}^2 = 55.89$ $y_R = 10.50 \text{ m}$, $y_R = 9.85 \text{ m}$, $e_{3y} = 0.65 \text{ m}$							
---	--	--	--	--	--	--	--

Plano Sismorr.	R_{ix}	y_i	$R_{ix} \cdot y_i$	y_{iR}	$R_{ix} \cdot y_{iR}$	$R_{ix} \cdot y_{iR}^2$	Efecto de V_{kx}		Ef. de V_{ky}	$V_{kx} + 0.3 V_{ky}$	$0.3 V_{kx} + V_{ky}$
							Traslacional	Torsional			
X1	0.15	0.00	0.00	-9.85	-1.48	14.55	388.8	46.7	-3.0 (0.0)	435.5	130.6
X2	0.10	4.00	0.40	-5.85	-0.58	3.42	259.2	18.3	-1.2 (0.0)	277.5	83.3
X3	0.10	7.00	0.70	-2.85	-0.28	0.81	259.2	8.8	-0.6 (0.0)	268.0	80.4
X4	0.40	11.00	4.40	1.15	0.46	0.53	1036.8	49.1	55.5	1102.6	381.3
X5	0.10	15.00	1.50	5.15	0.52	2.65	259.2	55.5	62.7	333.5	157.1
X6	0.15	19.00	2.85	9.15	1.37	12.56	388.8	146.1	165.2	584.5	325.7
TOTALES	1.00		9.85			34.52					

Direction X - X

$y_R = 9.85 \text{ m}$											
------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Plano Sismorr.	R_{iy}	x_i	$R_{iy} \cdot x_i$	x_{iR}	$R_{iy} \cdot x_{iR}$	$R_{iy} \cdot x_{iR}^2$	Efecto de V_{ky}		Ef. de V_{kx}	$V_{ky} + 0.3 V_{kx}$	$0.3 V_{ky} + V_{kx}$
							Traslacional	Torsional			
Y1	0.21	0.00	0.00	-6.45	-1.35	8.74	604.8	162.8	144.0	810.8	374.3
Y2	0.30	4.00	1.20	-2.45	-0.74	1.80	864.0	89.2	76.9	976.9	364.9
Y3	0.28	9.00	2.52	2.55	0.71	1.82	806.4	-1.5 (0.0)	22.4	813.1	264.3
Y4	0.21	13.00	2.73	6.55	1.38	9.01	604.8	-2.8 (0.0)	43.5	617.9	224.9
TOTALES	1.00		6.45			21.37					

Direction Y - Y

$x_R = 6.45 \text{ m}$											
------------------------	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

B) PORTICOS SIN MUROS

Piso 4

DIRECCION		V_k (KN)	e_3 (m)	ℓ (m)	$e_a = 1.5e_3 + 0.07 \ell$	$e_b = e_3 - 0.07 \ell$	$M_{ta} = V_k \cdot e_a$	$M_{tb} = V_k \cdot e_b$			
X - X		819	1.19	19.00	3.12	-0.14	2555	-115			
Y - Y		909	1.00	13.00	2.41	0.09	2191	82			
$x_0 = 5.50 \text{ m} \quad ; \quad x_R = 6.50 \text{ m} \quad ; \quad e_{3x} = 1.00 \text{ m}$ $y_0 = 10.50 \text{ m} \quad ; \quad y_R = 9.31 \text{ m} \quad ; \quad e_{3y} = 1.19 \text{ m}$ $\Sigma R_{ix} \cdot y_{iR}^2 + \Sigma R_{iy} \cdot x_{iR}^2 = 57.39$											
Plano Sismorr.	R_{ix}	y_i	$R_{ix} \cdot y_i$	y_{iR}	$R_{ix} \cdot y_{iR}$	$R_{ix} \cdot y_{iR}^2$	Efecto de V_{kx}		$V_{kx} + 0.3 V_{ky}$	$0.3 V_{kx} + V_{ky}$	
							Traslacional	Torsional			Total
X1	0.12	0.00	0.00	-9.31	-1.12	10.40	98.3	2.2	100.5	100.5	30.2
X2	0.19	4.00	0.76	-5.31	-1.01	5.36	155.6	2.0	157.6	157.6	47.3
X3	0.19	7.00	1.35	-2.31	-0.40	0.85	155.6	0.8	156.4	156.4	46.9
X4	0.19	11.00	2.09	1.69	0.32	0.54	155.6	14.2	169.8	173.5	63.1
X5	0.19	15.00	2.85	5.69	1.08	6.15	155.6	48.1	203.7	216.1	102.3
X6	0.12	19.00	2.28	9.69	1.16	11.27	98.3	51.6	149.9	163.2	89.3
TOTALES	1.00		9.31			34.57					
$y_R = 9.31 \text{ m}$											
Plano Sismorr.	R_{iy}	x_i	$R_{iy} \cdot x_i$	x_{iR}	$R_{iy} \cdot x_{iR}$	$R_{iy} \cdot x_{iR}^2$	Efecto de V_{ky}		$V_{ky} + 0.3 V_{kx}$	$0.3 V_{ky} + V_{kx}$	
							Traslacional	Torsional			Total
Y1	0.23	0.00	0.00	-6.50	-1.50	9.72	209.1	57.3	266.4	286.4	146.7
Y2	0.27	4.00	1.08	-2.50	-0.68	1.69	245.4	26.0	271.4	280.5	114.7
Y3	0.27	9.00	2.43	2.50	0.68	1.69	245.4	-1.0	245.4	245.8	75.0
Y4	0.23	13.00	2.99	6.50	1.50	9.72	209.1	-2.1	209.1	210.0	65.7
TOTALES	1.00		6.50			22.82					
$x_R = 6.50 \text{ m}$											

Piso 3

DIRECCION		V_k (KN)	e_3 (m)	ℓ (m)	$e_a = 1.5e_3 + 0.07 \ell$	$e_b = e_3 - 0.07 \ell$	$M_{1a} = V_k \cdot e_a$	$M_{1b} = V_k \cdot e_b$
X - X		1706	1.19	19.00	3.12	-0.14	5323	-239
Y - Y		1894	1.00	13.00	2.41	0.09	4565	170
$x_6 = 5.50 \text{ m}$, $x_R = 6.50 \text{ m}$, $e_{3x} = 1.00 \text{ m}$ $y_6 = 10.50 \text{ m}$, $y_R = 9.31 \text{ m}$, $e_{3y} = 1.19 \text{ m}$ $\Sigma R_{1x} \cdot y_{1R}^2 + \Sigma R_{1y} \cdot x_{1R}^2 = 57.39$								

Plano Sismorr.	R_{1x}	y_1	$R_{1x} \cdot y_1$	y_{1R}	$R_{1x} \cdot y_{1R}$	$R_{1x} \cdot y_{1R}^2$	Efecto de V_{kx}			$V_{kx} + 0.3V_{ky}$	$0.3V_{kx} + V_{ky}$
							Traslacional	Torsional	Total		
X1	0.12	0.00	0.00	- 9.31	-1.12	10.40	204.6	4.7	209.5	209.5	62.9
X2	0.19	4.00	0.76	- 5.31	-1.01	5.36	324.1	4.2	328.3	328.3	98.5
X3	0.19	7.00	1.33	- 2.31	-0.40	0.85	324.1	1.7	325.8	325.8	97.7
X4	0.19	11.00	2.09	1.69	0.32	0.54	324.1	29.7	353.8	361.5	131.6
X5	0.19	15.00	2.85	5.69	1.08	6.15	324.1	100.2	424.3	450.1	213.2
X6	0.12	19.00	2.28	9.69	1.16	11.27	204.8	107.6	312.4	340.1	186.0
TOTALES	1.00		9.31			34.57					
$y_R = 9.31 \text{ m}$											

Plano Sismorr.	R_{1y}	x_1	$R_{1y} \cdot x_1$	x_{1R}	$R_{1y} \cdot x_{1R}$	$R_{1y} \cdot x_{1R}^2$	Efecto de V_{ky}			$V_{ky} + 0.3V_{kx}$	$0.3V_{ky} + V_{kx}$
							Traslacional	Torsional	Total		
Y1	0.23	0.00	0.00	- 6.50	-1.50	9.72	435.6	119.3	554.9	596.6	305.6
Y2	0.27	4.00	1.08	- 2.50	-0.68	1.69	511.4	54.1	565.5	584.4	232.8
Y3	0.27	9.00	2.43	2.50	0.68	1.69	511.4	- 2.0	511.4	512.2	156.2
Y4	0.23	13.00	2.99	6.50	1.50	9.72	435.6	- 4.4	435.6	437.5	136.9
TOTALES	1.00		6.50			22.82					
$x_R = 6.50 \text{ m}$											

Direction X - X

Direction Y - Y

Direction X - X

Direction Y - Y

Piso 2

DIRECCION		V_k (KN)	e_3 (m)	ℓ (m)	$e_o = 1.5e_3 + 0.07 \ell$	$e_b = e_3 - 0.07 \ell$	$M_{10} = V_k \cdot e_o$	$M_{10} = V_k \cdot e_b$
X - X		2296	1.19	19.00	3.12	-0.14	7164	-321
Y - Y		2552	1.00	13.00	2.41	0.09	6150	230
$x_0 = 5.50 \text{ m}$, $x_R = 6.50 \text{ m}$, $e_{3x} = 1.00 \text{ m}$ $y_0 = 10.50 \text{ m}$, $y_R = 9.31 \text{ m}$, $e_{3y} = 1.19 \text{ m}$ $\sum R_{1x} \cdot y_{1R}^2 + \sum R_{1y} \cdot x_{1R}^2 = 57.39$								

Plano Sismorr.	R_{1x}	y_1	$R_{1x} \cdot y_1$	y_{1R}	$R_{1x} \cdot y_{1R}$	$R_{1x} \cdot y_{1R}^2$	Efecto de V_{kx}		$V_{kx} + 0.3V_{ky}$	$0.3V_{kx} + V_{ky}$
							Traslacional	Torsional		
X1	0.12	0.00	0.00	- 9.31	-1.12	10.40	275.6	6.3	281.9	-4.5 (0.0)
X2	0.19	4.00	0.76	- 8.31	-1.01	8.36	436.2	5.6	441.8	-4.0 (0.0)
X3	0.19	7.00	1.33	- 2.31	-0.40	0.86	436.2	2.2	438.4	-1.6 (0.0)
X4	0.19	11.00	2.09	1.69	0.32	0.54	436.2	39.9	476.1	84.3
X5	0.19	15.00	2.85	5.69	1.08	1.15	436.2	134.8	571.0	115.7
X6	0.12	19.00	2.28	9.69	1.16	11.27	275.6	144.8	420.4	124.3
TOTALES	1.00		9.31			34.57				
$y_R = 9.31 \text{ m}$										

Plano Sismorr.	R_{1y}	x_1	$R_{1y} \cdot x_1$	x_{1R}	$R_{1y} \cdot x_{1R}$	$R_{1y} \cdot x_{1R}^2$	Efecto de V_{ky}		$V_{ky} + 0.3V_{kx}$	$0.3V_{ky} + V_{kx}$
							Traslacional	Torsional		
Y1	0.23	0.00	0.00	- 6.50	-1.50	9.72	567.0	160.7	747.7	167.2
Y2	0.27	4.00	1.08	- 2.50	-0.68	1.69	689.0	72.9	761.9	84.9
Y3	0.27	9.00	2.43	2.50	0.68	1.69	689.0	-2.7	689.0	3.8
Y4	0.23	13.00	2.99	6.50	1.50	9.72	567.0	-6.0	587.0	6.4
TOTALES	1.00		6.50			22.82				
$x_R = 6.50 \text{ m}$										

Direction X - X

Direction Y - Y

Piso 1

DIRECCION	V_k (KN)	e_g (m)	ℓ (m)	$e_g = 1.5e_g + 0.07 \ell$	$e_b = e_g - 0.07 \ell$	$M_{ta} = V_k \cdot e_a$	$M_{tb} = V_k \cdot e_b$
X - X	2892	1.19	19.00	3.12	-0.14	9087	-363
Y - Y	2880	1.00	13.00	2.41	0.09	6941	259

$$x_g = 5.50 \text{ m} , \quad x_R = 6.50 \text{ m} , \quad e_{gx} = 1.00 \text{ m} \\ y_g = 10.50 \text{ m} , \quad y_R = 9.31 \text{ m} , \quad e_{gy} = 1.19 \text{ m} \quad \Sigma R_{ix} \cdot y_{iR}^2 + \Sigma R_{iy} \cdot x_{iR}^2 = 57.39$$

Plano Sismorr.	R_{ix}	y_i	$R_{ix} \cdot y_i$	y_{iR}	$R_{ix} \cdot y_{iR}$	$R_{ix} \cdot y_{iR}^2$	Efecto de V_{kx}			$V_{kx} + 0.3V_{ky}$	$0.3V_{kx} + V_{ky}$	
							Traslacional	Torsional	Total			
X1	0.12	0.00	0.00	- 9.31	-1.12	10.40	311.0	7.1	318.1	-5.1 (0.0)	318.1	95.4
X2	0.19	4.00	0.76	- 5.31	-1.01	5.36	492.5	6.4	498.9	-4.6 (0.0)	498.9	149.7
X3	0.19	7.00	1.33	- 2.31	-0.40	0.85	492.5	2.5	495.0	-1.8 (0.0)	495.0	148.5
X4	0.19	11.00	2.09	1.69	0.32	0.54	492.5	46.1	537.6	38.7	549.2	200.0
X5	0.19	15.00	2.85	5.69	1.08	6.15	492.5	152.2	644.7	130.6	683.9	324.0
X6	0.12	19.00	2.28	9.69	1.16	11.27	311.0	163.5	474.5	140.3	516.6	282.7
TOTALES	1.00		9.31			34.57						
Dirección X - X												

Dirección X - X

$$y_R = 9.31 \text{ m}$$

Plano Sismorr.	R_{ij}	x_i	$R_{ij} \cdot x_i$	x_{iR}	$R_{ij} \cdot x_{iR}$	$R_{ij} \cdot x_{iR}^2$	Efecto de V_{ky}			Ef. de V_{kx}	$V_{ky} + 0.3 V_{kx}$	$0.3 V_{ky} + V_{kx}$
							Treslacional	Torsional	Total			
Y1	0.23	0.00	0.00	-6.50	-1.50	9.72	662.4	181.4	843.8	211.4	907.2	464.5
Y2	0.27	4.00	1.08	-2.50	-0.68	1.69	777.6	82.2	859.8	95.8	898.5	353.7
Y3	0.27	9.00	2.43	2.50	0.68	1.69	777.6	-3.1	777.6	4.3	778.9	237.6
Y4	0.23	13.00	2.99	6.50	1.50	9.72	662.4	-6.8	662.4	9.5	665.3	208.2
TOTALES	1.00		6.50			22.82						

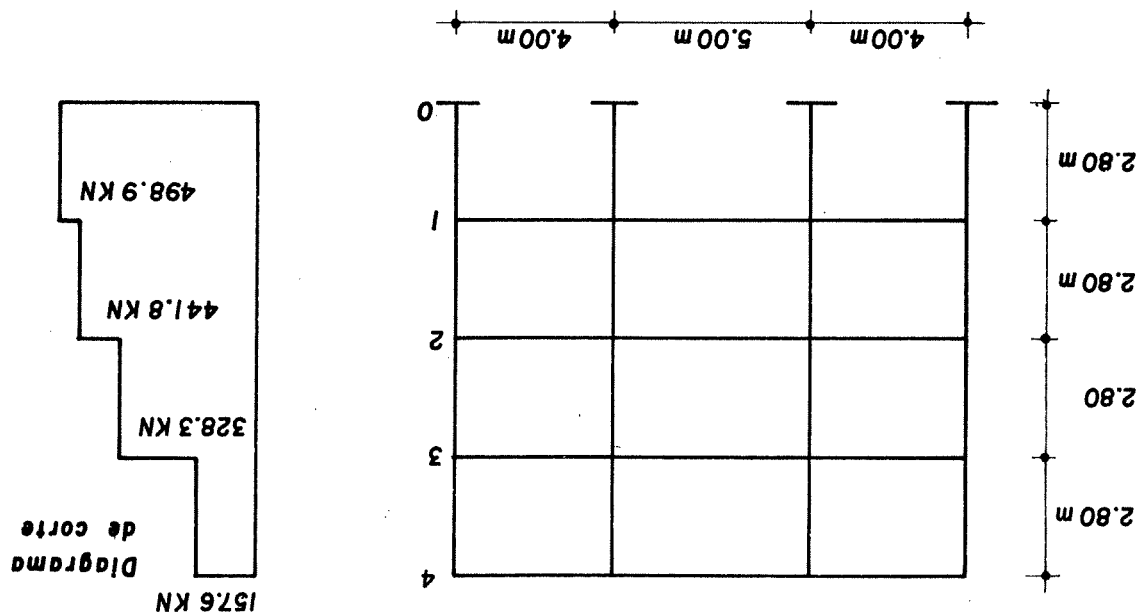
Dirección Y - Y	

Dirección Y - Y

$$x_R = 6.50 \text{ m}$$

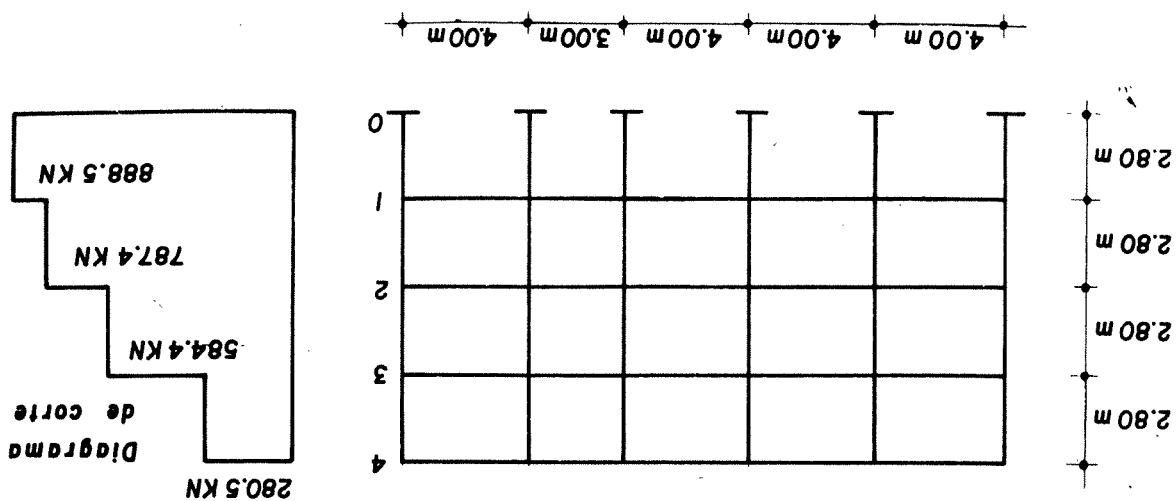
A continuación se incluyen, como ilustración, esquemas de los pórticos X2 e Y2 con sus respectivos diagramas de esfuerzos de corte sísmicos, necesarios para su dimensionamiento, teniendo en cuenta las alternativas de considerar o no la presencia de los muros de mampostería para obtener las combinaciones más desfavorables de estados de carga (Art. 11. 12, P.I) :

PÓRTICO X2 (Sin muros)

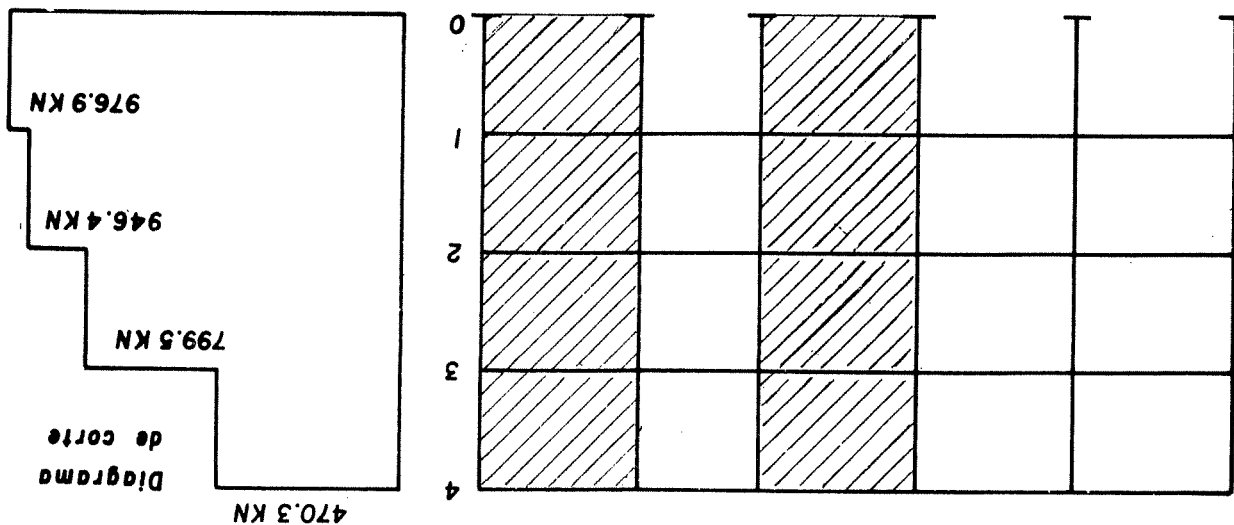


PÓRTICO Y2

d) Sin muros



b) Con muros



7.12. Componentes de la construcción

Se ilustra el tema para el caso del tanque de reserva, para el cual se determinan las fuerzas sísmicas F_{px} y F_{py} actuantes según ambas direcciones de análisis, de acuerdo con lo expresado en 5.

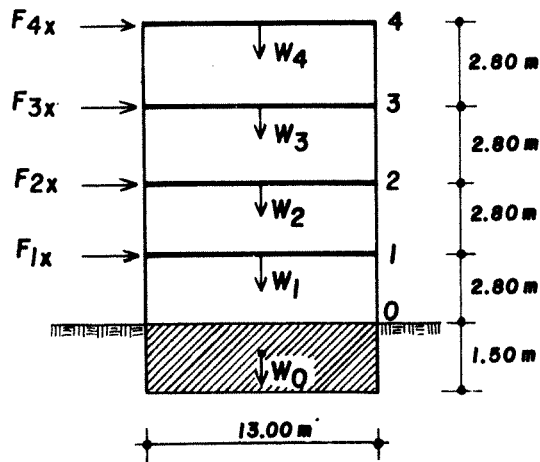
Dirección	F_4 (KN)	W_4 (KN)	W_p (KN)	δ_p	δ_r	α_s	C_{p4}	(KN)	
								F_{py}	F_{px}
X	819	1800	80	1.00	1.00	0.35	1.03	$F_{py} = 88.8$	$F_{px} = 82.4$
Y	909						1.11		

7.13. Estabilidad al vuelco del edificio

Se supone el plano de fundación a una profundidad de 1.50. Se estima el peso de la estructura de fundación, más el de la mitad inferior del primer piso del edificio, en 1200 KN.

El vuelco se verifica según la dirección de análisis X, por ser la situación más desfavorable :

Momento de vuelco :



Nivel	F_{kx}	h_i^*	$F_{kx} \cdot h_i^*$
	(KN)	(m)	(KN.m)
4	819	12.70	10 401
3	887	9.90	8 781
2	591	7.10	4 196
1	296	4.30	1 273
$\Sigma = 24 651$			

Según la expresión (14), resulta $M_f = 0.9 \times 24 651 = 22 186 \text{ KN.m}$

Momento estabilizante: $W_T = \sum_0^4 W = 1800 + 2600 \times 3 + 1200 = 10800 \text{ KN}$

$$M_e = 10800 \text{ KN} \times \frac{13 \text{ m}}{2} = 70200 \text{ KN.m}$$

Estabilidad al vuelco : $\frac{M_e}{M_f} = \frac{70200 \text{ KN.m}}{22186 \text{ KN.m}} = 3.16 > 1$

REFERENCIAS

1. Reglamento INPRES-CIRSOC 103 - NORMAS ARGENTINAS PARA CONSTRUCCIONES SISMORRESISTENTES, noviembre 1983.
2. Casal, J.C., "Métodos para el análisis de estructuras sujetas a fuerzas sísmicas laterales", Publicación Técnica N°13, INPRES, 1987.
3. Decanini, L.; Giuliano, A. y Prato, C. "Consideraciones sobre algunos criterios básicos del Reglamento INPRES-CIRSOC 103 para construcciones sismorresistentes en Argentina", Departamento de Estructuras, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Temas de Ingeniería Sismorresistente N°2-I.S., 1986.
4. Bazán, E. y Meli, R., "Manual de diseño sísmico de edificios", Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, D-18, México, D.F., septiembre de 1983.

RECONOCIMIENTO

Los autores desean expresar su agradecimiento a las Srtas. Dora Cortez y Beatriz Camacho por su trabajo como operadoras de la procesadora de palabras y al Sr. Oscar Escudero por la preparación de las ilustraciones.