

4

ANÁLISIS ESTRUCTURAL

El objetivo de este capítulo es explicar, utilizando un ejemplo sencillo, la manera de analizar estructuralmente un edificio de **Albañilería Confinada** sujeto a cargas sísmicas. Paralelamente, se indica las variantes en el análisis del mismo edificio cuando está compuesto por muros armados. Debido a lo extenso que resulta desarrollar completamente un ejemplo de esta naturaleza, se documenta sólo las partes más importantes del análisis estructural.

4.1 CARACTERÍSTICAS DEL EJEMPLO

En la Fig. 4.1 aparece la planta típica del edificio en estudio, así como los cortes típicos que muestran las dimensiones de las ventanas, alféizar, etc. Se ha supuesto que el edificio es de cuatro pisos y que está ubicado en Lima sobre un suelo de buena calidad (cascajo). El edificio está destinado a vivienda, con dos departamentos por piso (cada uno de 72 m², descontando las áreas comunes). Por otro lado, por simplicidad, se ha supuesto que el peso del cuarto nivel (azotea con tanque de agua, parapetos y caseta de guardianía) es similar al peso del piso típico; para situaciones reales debe efectuarse el metrado de cargas de la azotea.

De acuerdo a la Norma Sismo-resistente (RNC-77), se tiene los siguientes factores para la evaluación del cortante basal sísmico (H):

Factor de zona = $Z = 1$

Factor de uso o importancia = $U = 1$

Factor de suelo = $S = 1$

Coefficiente Sísmico: $0.16 \leq C = 0.8 / (1 + T/T_s) \leq 0.4$

Factor de reducción por ductilidad (albañilería reforzada) = $R_d = 2.5$

Período predominante del suelo = $T_s = 0.3 \text{ seg}$

Período = $T = 0.05 h \sqrt{D}$: $T_{xx} = 0.05 \times 10.28 \sqrt{19.15} = 0.12 \text{ seg}$

$T_{yy} = 0.05 \times 10.28 \sqrt{8.65} = 0.17 \text{ seg}$

Donde "h" es la altura total del edificio y "D" es la dimensión de la planta medida en la dirección en análisis. Al ser "T" menor que "Ts", el coeficiente sísmico resulta $C = 0.4$, por lo que el cortante basal en las dos direcciones (XX, YY) estará dado por:

$$H = Z U S C P / R_d = 1 \times 1 \times 1 \times 0.4 P / 2.5 = 0.16 P$$

Donde: P = peso total, considerando 25% de sobrecarga (s/c).

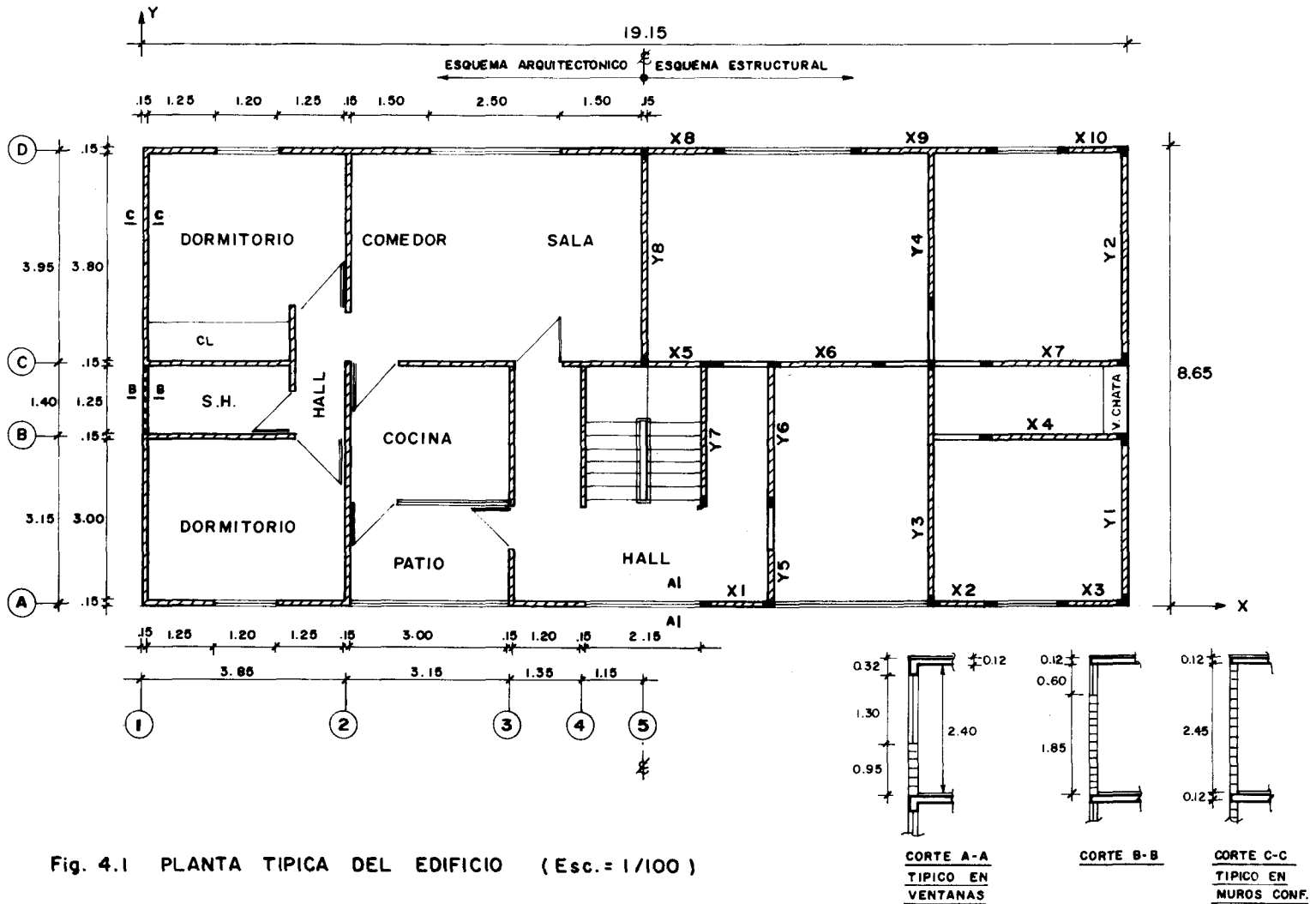


Fig. 4.1 PLANTA TIPICA DEL EDIFICIO (Esc. = 1/100)

4.2 ESTRUCTURACION

Para la estructuración se ha seguido las recomendaciones indicadas en el Acápite 3.3; empleándose como sistema de techado una losa maciza armada en 2 sentidos, con 12 cm de espesor y 5 cm de acabados. Se entiende que el espesor de la losa es suficiente para soportar las cargas existentes en el mayor ambiente (sala-comedor: 3.8x5.5 m).

En la Fig. 4.1 se muestra el esquema estructural de los muros de albañilería, así como una disposición tentativa de las columnas de confinamiento, las que se han supuesto de un peralte mínimo de 20 cm. Por otro lado, el alféizar de las ventanas y los muros del closet han sido aislados de la estructura principal, según se indica en las Figs. 3.28 y 4.1A.

Los muros del perímetro han sido confinados, en especial los dirigidos según XX, debido a que en su mayoría son esbeltos y por lo tanto, de baja resistencia al corte; mientras que en la dirección YY, tentativamente se ha dejado de confinar los muros Y4 y Y5 (en YY los muros no son esbeltos).

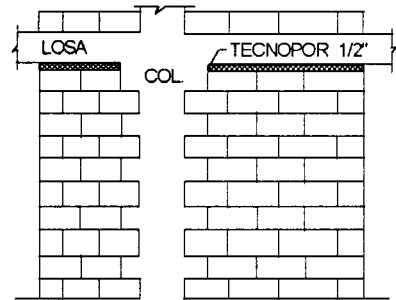


Fig. 4.1A. Aislamiento de los muros del Closet (tabiques)

Todas las vigas (excepto la del eje 1) son de un peralte igual al del dintel de las puertas y ventanas (32 cm); este peralte es suficiente incluso para las vigas largas (3 m) del eje A. El peralte de las soleras (y de la viga del eje 1) es igual al espesor de la losa (12 cm).

4.3 PREDIMENSIONAMIENTO DE LOS MUROS

Los muros se han supuesto en aparejo de soga, hechos con ladrillos KK industrial de 13 cm de espesor, que cumple con la fórmula: $t > h / 20 = 245 / 20 = 12.3$ cm. Por otra parte, al estar distanciadas las columnas a menos del doble de la altura del entrepiso (h), no será necesario analizar los muros ante carga sísmica perpendicular al plano (ver el acápite 5.4).

Para la unidad indicada y usando mortero 1:4, la resistencia a compresión de las pilas es $f_m = 65$ kg/cm² (ensayos PUCP). De emplearse muros de **Albañilería Armada** con unidades estándar sílico-calcareas (Fig. 6.18), puede adoptarse $f_m = 100$ kg/cm², mientras que con bloques nacionales de concreto vibrado la resistencia de las pilas es $f_m = 85$ kg/cm².

La densidad mínima de los muros reforzados, en cada dirección, está dada por:

$$A \text{ muros} / A \text{ planta} = A_m / A_p = Z U S N / 140 = 1 \times 1 \times 1 \times 4 / 140 = 0.029$$

Donde: $A_p = 8.65 \times 19.15 = 166$ m²; y $N = 4$ pisos

En la Tabla 4.1 se aprecia que el edificio cumple con la densidad mínima requerida.

TABLA 4.1. LONGITUDES DE MUROS (m)

MURO	Lxx	MURO	Lyy
X1	1.50	Y1	3.30
X2	1.40	Y2	4.10
X3	1.40	Y3	4.70
X4	2.95	Y4	3.05 (**)
X5	1.525 (*)	Y5	1.10 (**)
X6	2.25	Y6	2.80
X7	2.95	Y7	2.80
X8	1.575 (*)	Y8	2.05 (*)
X9	2.90	Σ $\frac{1}{2}$ edif.	19.75
X10	1.40	Σ total	39.50
Σ $\frac{1}{2}$ edif.	19.85		
Σ total	39.70		

(*) : corresponde a medio muro

(**) : descontado por no estar confinado

Según XX: $Am/Ap = 0.13 \times 39.7 / 166 = 0.031 > 0.029 \dots Ok.$

Según YY: $Am/Ap = 0.13 \times 39.5 / 166 = 0.031 > 0.029 \dots Ok.$

4.4 METRADO DE CARGAS

Para el metrado de cargas se ha supuesto los siguientes pesos unitarios (ver la Norma de Cargas E-020, ININVI-85):

Concreto armado = 2.4 ton/m³

Acabados = 0.1 ton/m²

Albañilería sólida: 0.019 ton/m²-cm (*) = 0.019x15 = 0.285 ton/m²

Parapetos y Tabiques (ladrillo pandereta) = 0.014x15 = 0.210 ton/m²

Ventanas = 0.02 ton/m²

s/c = 0.2 ton/m² (para efectos sísmicos se usó el 25%: 0.05 ton/m²)

(*) Se ha considerado 1 cm de tarrajeo en cada cara del muro. Para muros de Albañilería Armada con unidades sílico-calcareas (caravista), puede usarse un peso volumétrico de 1.8 ton/m³, y con bloques de concreto vibrado rellenos con grout 2.2 ton/m³.

El metrado de cargas se ha realizado individualmente en cada muro, adoptando las áreas de influencia (A) mostradas en la Fig. 4.2, donde además aparece la carga proveniente de la losa ($P = w A$; donde: $w = 0.12 \times 2.4 + 0.1 + 0.05 = 0.438 \text{ ton/m}^2$). A esta carga se le ha agregado las que directamente actúan sobre el muro, como son: el peso del muro (media altura en cada nivel) y el peso de la solera, alféizar, vigas peraltadas y escalera (Tabla 4.2).

Debe indicarse que existe una propuesta simplificada del cálculo de la carga vertical en cada muro (para el caso en que exista losa armada en 2 sentidos), consistente en calcular el peso total del edificio, luego ese peso se divide entre la suma de las longitudes de los muros X y Y, obteniéndose "ω"; finalmente, la carga en cada muro se calcula multiplicando "ω" por la longitud del muro en análisis. La aplicación de esa propuesta a este ejemplo proporcionó hasta 45% de diferencia, por lo que es preferible usar la técnica de área de influencia.

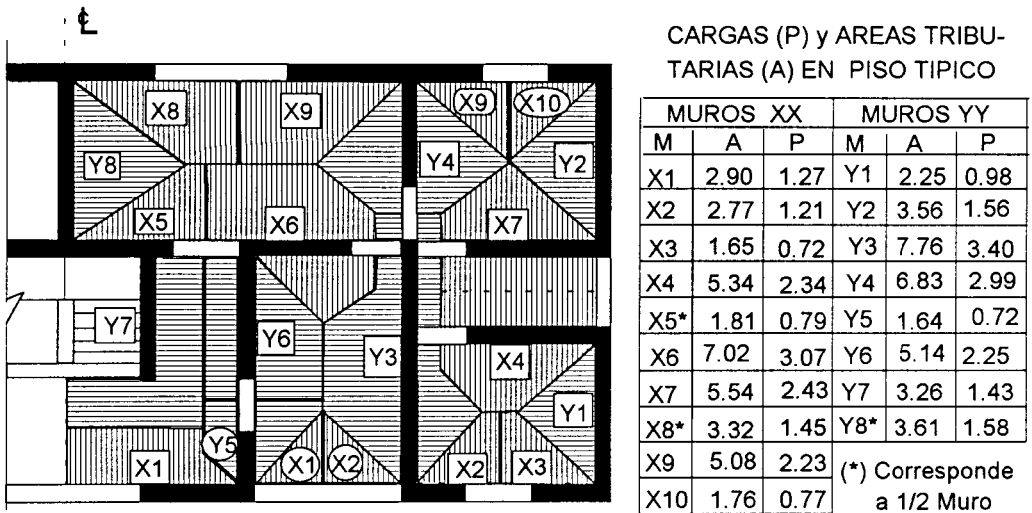


Fig.4.2. Areas tributarias (m²) y cargas (ton) provenientes de la losa: 0.438 ton/m² (25% s/c)

TABLA 4.2. CARGAS DIRECTAS (ver Cortes en la Fig. 4.1)

ZONA	PISO TÍPICO
Corte AA (ventanas)	0.34 ton/m
Vigas peraltadas (puertas)	0.14 ton/m
Corte BB (S.H.)	0.46 ton/m
Corte CC (muros confinados)	0.74 ton/m
Escalera (1 tramo)	1.60 ton

En la Tabla 4.3 aparecen: la carga total en el piso típico (W), la carga acumulada en el primer piso (P = 4 W), el esfuerzo de compresión $\sigma = P / (t L)$ y la posición (Y_i) del centroide de cada muro. El valor Y_i se utilizó para ubicar el centro de gravedad de la planta.

TABLA 4.3. CARGAS VERTICALES (ton, con 25% de s/c)

Muro	L (m)	Y _i (m)	Carga Piso Típ. (W)	Cargas Acum. en el 1er. Piso (P)	σ (kg/cm ²)
X1	1.50	0.00	3.26	13.04	6.68
X2	1.40	0.00	2.96	11.84	6.51
X3	1.40	0.00	1.96	7.84	4.31
X4	2.95	3.15	4.58	18.32	4.78
X5*	3.05	4.55	5.56	22.24	5.61
X6	2.25	4.55	4.85	19.40	6.63
X7	2.95	4.55	5.43	21.72	5.66
X8*	3.15	8.50	6.08	24.32	5.94
X9	2.90	8.50	5.00	20.00	5.31
X10	1.40	8.50	2.01	8.04	4.42

(*) Corresponde a la longitud total del muro

CONTINUACION DE LA TABLA 4.3

Muro	L (m)	Yi (m)	Carga Piso Típ. (W)	Cargas Acum. en el ler. Piso (P)	Piso σ (kg/cm ²)
Y1	3.30	1.575	3.71	14.84	3.46
Y2	4.10	6.525	4.88	19.52	3.66
Y3	4.70	2.275	7.64	30.56	5.00
Y4	3.05	7.125	5.31	21.24	5.35
Y5	1.10	0.550	2.10	8.40	5.87
Y6	2.80	3.225	4.38	17.52	4.81
Y7	2.80	3.225	4.49	17.96	4.93
Y8*	4.10	6.525	6.20	24.80	4.65

En la Tabla 4.3 se observa que el muro más esforzado verticalmente es el X1 (6.68 kg/cm²); si a este muro se le agrega el 75% de la s/c restante, la carga axial será (ver área tributaria en la Fig. 4.2): $P = 14.78$ ton, y el esfuerzo axial máximo será $\sigma_m = 7.58$ kg/cm² = 0.12 fm menor que 0.15 fm; por lo tanto, es suficiente el emplear un aparejo de sogas en los muros.

Con las cargas actuantes en cada nivel (W_i) y conociéndose la posición "Yi" del centroide de cada muro, se determinó el centro de gravedad (CG) de la planta: $Y_{cg} = \frac{\sum W_i Y_i}{\sum W_i}$. En ese punto se supone que actúan las fuerzas de inercia sísmicas (F_i):

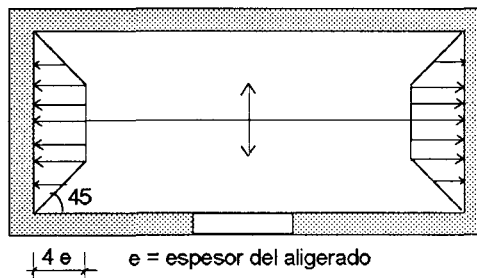
Piso	Ycg (m)	Xcg (m)
Típico	4.23	9.5 (simetría)

Como se observa, "Ycg" coincide prácticamente con el centroide del área en planta (4.25 m); sin embargo, para una disposición asimétrica de los muros, es posible que el efecto del peso de los muros sea importante en la determinación del centro de gravedad. En este ejemplo, el peso de los muros resultó ser el 42% del peso total del edificio, pero existe poca asimetría en XX.

Si la losa del techo fuese un aligerado armado en un sentido, deberá tenerse en cuenta que una fracción del aligerado transmite carga vertical hacia el muro paralelo a la dirección de armado; ya que esa zona del aligerado (que sigue la deformación del muro) prácticamente no trabaja, por lo que descarga directamente contra ese muro. Para estos casos se recomienda adoptar el área tributaria mostrada en la Fig. 4.2A.

Fig. 4.2A

Áreas Tributarias
para el caso de un
aligerado unidirec-
cional.



4.5 ANALISIS SISMICO

De la Tabla 4.3, sumando los pesos acumulados por cada muro en el primer piso, se obtuvo el peso total del edificio (con 25% de s/c): $P = 572$ ton; con lo cual, el Cortante Basal (en XX y YY) resulta: $H = 0.16 P = 92$ ton. Luego, se calculó la distribución de las fuerzas de inercia (F_i) en la altura del edificio, aplicando la fórmula del RNC-77: $F_i = P_i h_i H / \sum P_i h_i$; donde "hi" es la altura medida desde la base del edificio hasta el nivel "i". Los resultados fueron:

Nivel i	P_i (ton)	h_i (m)	$P_i h_i$	F_i (ton)	Y_{cgi} (m)
4	143	10.28	1470	36.8	4.23
3	143	7.71	1103	27.6	4.23
2	143	5.14	735	18.4	4.23
1	143	2.57	368	9.2	4.23
Σ	572		3676	92.0	

La posición en planta del Cortante Basal es: $Y = \sum F_i Y_{cgi} / H = 4.23$ m; mientras que por existir simetría en la dirección YY se tiene $X = \sum F_i X_{cgi} / H = 9.5$ m.

Para la evaluación del momento de inercia de los **muros confinados** se aplicó el criterio de la sección transformada (transformando el concreto de las columnas en área equivalente de albañilería) y se agregó el 25 % de la longitud del muro transversal; ver la Fig. 4.3. Para el caso de los **muros armados**, sólo debe agregarse el 25% de la longitud del muro transversal.

En concordancia con la Norma E-070, el módulo de elasticidad de la albañilería se adoptó como $E_a = 500 \text{ f/m} = 500 \times 65 = 32,000 \text{ kg/cm}^2$, con lo que el módulo de corte resulta $G_a = 0.4 E_a = 12,800 \text{ kg/cm}^2$; en tanto que para el concreto armado se usó $E_c = 200,000 \text{ kg/cm}^2$.

Se efectuó 2 tipos de análisis, uno computacional y el otro aproximado (manual).

4.5.1. Análisis Sísmico Computacional

Considerando 3 grados de libertad por piso (dos traslaciones y una rotación torsional), se aplicó el programa de computación "EDIFICIO", que efectúa el análisis sísmico incluyendo la corrección por torsión reglamentaria. Para el modelaje de los ejes se supuso un sistema de barras deformables por flexión, corte y axial. Adicionalmente, se contempló el aporte de la losa del techo sobre las vigas de borde, agregando a cada lado de la viga un ancho efectivo igual a 4 veces el espesor de la losa; debe indicarse que cuando el único elemento de conexión entre muros sea la losa del techo, también deberá emplearse el ancho efectivo de losa indicado, ya que el considerar que los muros se encuentran conectados por bielas rígidas (en vez de las vigas) no es adecuado (ver los acápite 4.5.2 y 4.5.3).

En la Fig. 4.3 se aprecia un ejemplo del modelaje matemático correspondiente al eje 2 del edificio, entendiéndose que para el resto de ejes se siguió una técnica similar.

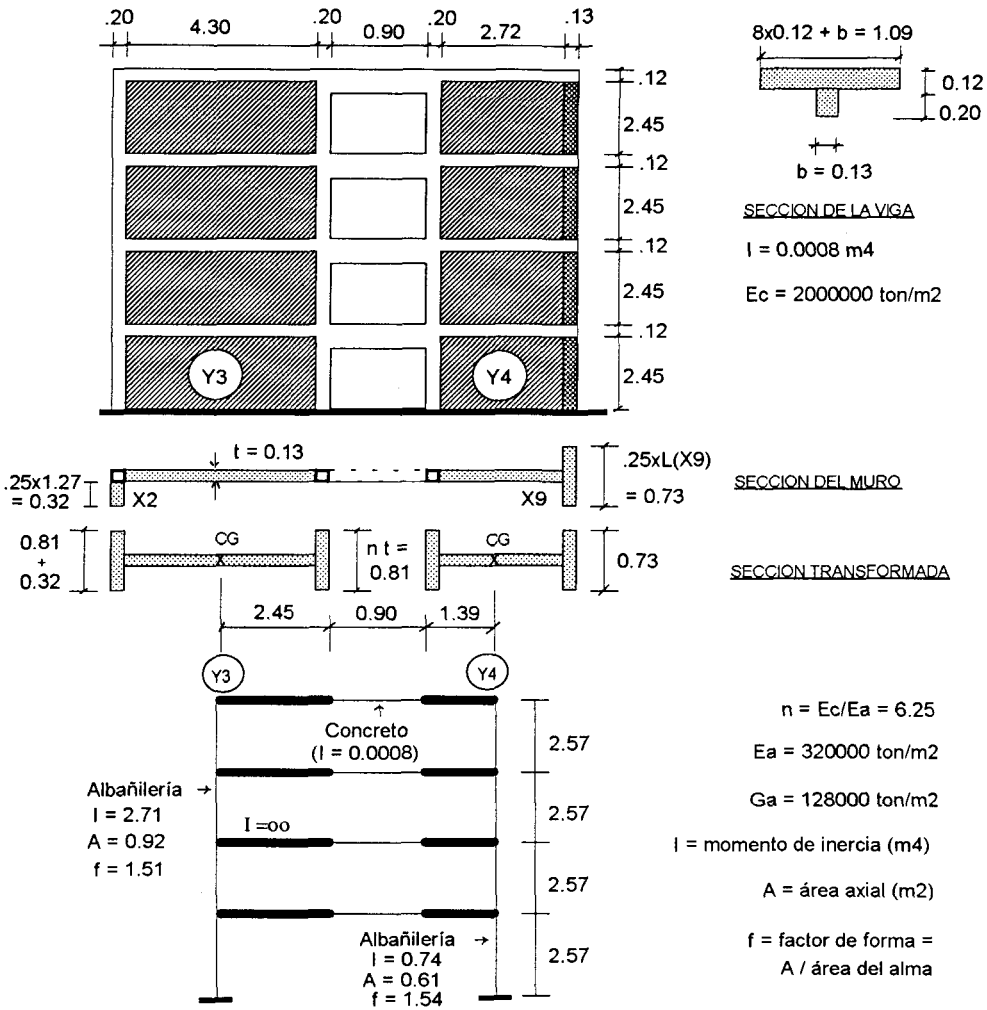


Fig. 4.3. Ejemplo del Modelaje Estructural del Eje 2.

4.5.2. Análisis Sísmico Aproximado (Método de Cálculo Manual)

Sólo con fines ilustrativos se muestra la manera usual de cómo se ejecuta un análisis sísmico manualmente (tanto para los muros confinados como para los armados se sigue la misma técnica). El análisis se muestra sólo para el primer entrepiso (dirección XX, asimétrica) del caso **Albañilería Confinada**. Se supuso que los muros se comportaban como elementos en voladizo, interconectados por bielas axialmente rígidas, usadas como elementos que compatibilizan el desplazamiento lateral.

La rigidez lateral (K) de cada muro (i) se calculó suponiendo que los muros del primer entrepiso actuaban en voladizo, con una altura $h = 2.57$ m. Considerando la deformación por corte más la de flexión se tiene:

$$K = \frac{E}{h^3/3I + fh(E/G)/A}$$

I = momento de inercia de la sección
A = área axial de la sección transversal
f = factor de forma $\approx A / \text{área del alma}$

Una vez calculado K se halló el centro de rigidez lateral (CR), aplicando para los muros orientados en la dirección XX la fórmula: $Y_{cr} = \sum K_i Y_i / \sum K_i$ (en YY existe simetría de rigideces laterales, por tanto: $X_{cr} = \sum K_i X_i / \sum K_i = 9.5$ m).

Luego, la rigidez torsional (RT) en el primer entrepiso del edificio fue calculada con la fórmula: $RT = \sum K_i R_i^2$, donde R_i es la distancia desde CR al muro "i" (Fig. 4.3A).

La fuerza cortante en el muro "i" producida por la torsión (V_{2i} , ver la Fig. 4.3A) fue calculada aplicando la expresión $V_{2i} = K_i R_i M_t / RT$, donde M_t es el momento torsor que incluye la excentricidad accidental; para el análisis sísmico en la dirección XX la excentricidad accidental es: $E_a = 0.05 B = 0.05 \times 8.65 = 0.43$ m.

El cortante traslacional en el muro "i" (V_{1i}) se determinó aplicando: $V_{1i} = K_i H / \sum K_i$; luego el cortante basal total en cada muro (V_{ti}) se halló como: $V_{ti} = V_{1i} + V_{2i}$.

Finalmente, conociéndose el cortante basal (V_{ti}) en cada muro, se calculó el momento flector, para lo cual se adoptó una distribución triangular de fuerzas de inercia. En la Tabla 4.4 se muestra el procedimiento seguido.

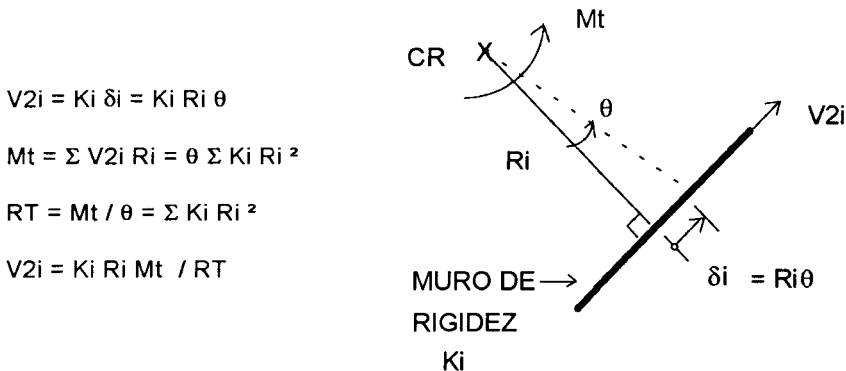


Fig. 4.3A. Vista en planta. Deducción de la fuerza cortante inducida por torsión (V_{2i})

TABLA 4.4. ANALISIS SISMICO MANUAL SEGUN XX EN MEDIO EDIFICIO

Muro	A (m ²)	I (m ⁴)	f	Ki (t/m)	Yi (m)	Ri (m)	V2i (ton)	V1i (ton)	Vti (ton)
X1	0.498	0.163	2.55	4730	0.00	4.74	0.22	2.57	2.79
X2	0.550	0.161	3.02	4540	0.00	4.74	0.21	2.47	2.68
X3	0.550	0.161	3.02	4540	0.00	4.74	0.21	2.47	2.68
X4	0.753	0.962	1.96	14150	3.15	1.59	0.22	7.70	7.92
X5	1.008	1.352	2.54	7845 (*)	4.55	0.19	0.01	4.27	4.28
X6	0.652	0.495	2.23	9570	4.55	0.19	0.02	5.21	5.23
X7	0.753	0.962	1.96	14150	4.55	0.19	0.03	7.70	7.73
X8	0.681	0.931	1.66	7355 (*)	8.50	-3.76	-0.27	4.01	4.01
X9	0.649	0.760	1.72	13070	8.50	-3.76	-0.48	7.12	7.12
X10	0.550	0.161	3.02	4540	8.50	-3.76	-0.17	2.48	2.48
Σ				84490			0.00	46.00	

$$Y_{cr} = \sum Ki Yi / \sum Ki = 400396/84490 = 4.74 \text{ m.}$$

$$Ri = Y_{cr} - Yi$$

Muro	A (m ²)	I (m ⁴)	f	Ki (t/m)	Xi (m)	Ri (m)
Y1	0.834	1.370	1.94	16760		9.50
Y2	0.938	2.294	1.76	22020		9.50
Y3	0.925	2.710	1.51	25420		5.65
Y4	0.610	0.738	1.54	13390		5.65
Y5	0.323	0.032	2.26	1430		2.50
Y6	0.705	1.530	1.94	14960		2.50
Y7	1.044	1.121	2.87	14080		1.15
Y8	0.969	2.422	1.82	11100 (*)		0.00

NOTA: por simetría en YY, Xcr = 9.50 m.

(*) Corresponde a la mitad de la Rigidez Lateral.

$$RT = \sum Ki Ri^2 = 5'560,000 \text{ ton-m (para la mitad del edificio)}$$

$$RT = 11'120,000 \text{ ton-m (para el edificio completo)}$$

$$\text{Posición del Cortante Basal ("Centro de Carga"): } Y = \sum Fi Y_{cgi} / H = 4.23 \text{ m.}$$

La excentricidad para sismo en XX es: $e = Y_{cr} - Y = 4.74 - 4.23 = 0.51 \text{ m}$, mayor a la excentricidad accidental ($Ea = 0.43 \text{ m}$), por lo que no existe inversión en el sentido del momento torsor (no es aplicable la excentricidad reglamentaria $e' = e - Ea$).

$$\text{La excentricidad reglamentaria es: } e' = 1.5 e + Ea = 1.5 \times 0.51 + 0.43 = 1.19 \text{ m.}$$

Con lo que el momento torsor en el primer piso resulta: $M_t = H e' = 92 \times 1.19 = 110 \text{ ton-m.}$

El cortante basal en el muro X5 es $2 \times 4.28 = 8.56 \text{ ton}$, y en el X8 es $2 \times 4.01 = 8.02 \text{ ton}$.

4.5.3. Análisis Comparativo

- En la Fig. 4.4 se muestran los resultados obtenidos en el muro X4, tanto para el análisis sísmico manual como para el computacional (estático). En esta figura se observa que la diferencia entre las fuerzas cortantes basales es pequeña (12%), mientras que para los momentos flectores basales la diferencia es 119%; por lo que se recomienda emplear el análisis manual sólo con fines de predimensionamiento por fuerza cortante.

Al respecto, en la Ref. 9 se efectuó un análisis sísmico modal refinado (empleando la técnica de elementos finitos y considerando la rotación en la base de los muros), para un edificio de mampostería armada de 4 pisos; los resultados fueron comparados con los de un análisis aproximado, similar al explicado en el acápite 4.5.2, llegándose a la conclusión de que tampoco existía mayor diferencia entre los cortantes basales de los muros, pero la relación que se obtuvo para los momentos basales (refinado / manual) llegó a ser 0.3.

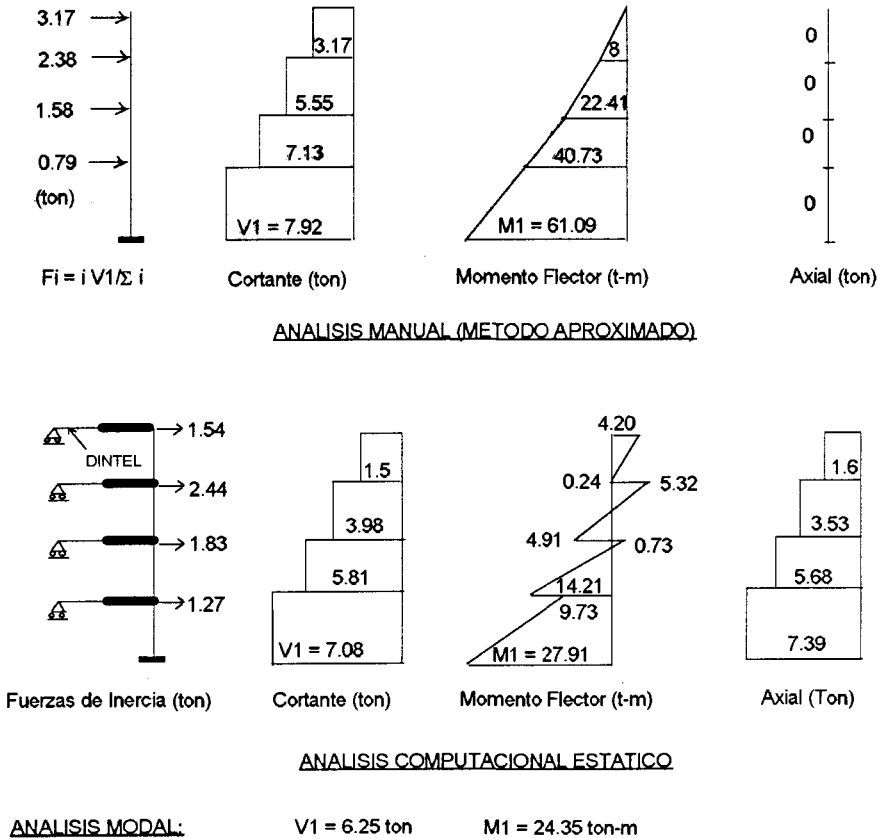


Fig. 4.4. Análisis Sísmico. Comparación de Resultados en el Muro X4

2. En la Fig. 4.4 aparecen los resultados del Muro X4 obtenidos mediante un análisis sísmico de superposición modal; para tal efecto, se utilizó el mismo criterio de modelaje estructural y espectro de respuesta sísmica correspondientes al análisis computacional estático. En esta figura se aprecia que el análisis modal proporcionó esfuerzos (M1, V1) 14% menores que el análisis estático.
3. Los períodos de vibración calculados mediante el análisis modal fueron: $T_{xx} = 0.206''$ y $T_{yy} = 0.203''$, valores que difieren de los obtenidos aplicando la fórmula del RNC-77: $T = 0.05 h/\sqrt{D}$ ($T_{xx} = 0.12''$ y $T_{yy} = 0.17''$); pero, en los dos casos, "T" es menor que "Ts" (T_s = período predominante del suelo = 0.3 seg), por lo que coeficiente sísmico coincide en ambos casos ($C = 0.4$). Por otro lado, según el RNC-77, T_{xx} resulta menor que T_{yy} , en tanto que con el análisis modal ocurre lo contrario; esto constituye una contradicción.
4. Los desplazamientos laterales (d) obtenidos en el centro de gravedad de cada nivel del edificio, mediante el análisis computacional estático, fueron:

NIVEL	d_{xx} (mm)	d_{yy} (mm)
4	2.700	2.693
3	2.117	1.980
2	1.371	1.207
1	0.588	0.491

De estos resultados se puede deducir lo siguiente:

- a) La dirección XX (la más larga, pero con muros esbeltos) es más flexible que la YY; esto justifica la razón por la cual el análisis modal proporcionó un período de vibrar T_{xx} mayor que T_{yy} .
- b) Según el RNC-77, el máximo desplazamiento inelástico en el primer nivel (amplificado por 0.75 Rd) resulta $0.588 \times 0.75 \times 2.5 = 1.1$ mm, menor al que presentan los muros cuando se produce su falla por corte ($h/800 = 2450/800 = 3$ mm). De esta manera, podría pensarse que el edificio se comportaría elásticamente; sin embargo, el coeficiente sísmico del RNC-77 (0.16, reducido por ductilidad) está asociado a sismos con aceleración máxima de 120 cm/seg² (sismos moderados, Fig. 8.1), mientras que en nuestro medio pueden ocurrir terremotos más severos, los que podrían provocar la falla por corte en los muros de albañilería. Por otro lado, cabe indicar que en el RNC-77 se especifica un valor igual a 0.01 h como límite máximo para el desplazamiento relativo del entrepiso (en este caso 24.5 mm), que aparentemente corresponde a los edificios de concreto armado, mas no para los de albañilería confinada, ya que la máxima deformación que podría esperarse en estos sistemas (tal que puedan repararse) es $h / 200 = 12$ mm.
- c) La deformación por corte en el primer entrepiso del edificio (dirección XX), se calculó en forma aproximada aplicando la fórmula: $dc = H h / (Ac G)$; donde $H = 92$ ton (cortante basal), $h = 2570$ mm (altura del entrepiso), $Ac = 0.13 \times 39.7$ m² (área de corte $\approx t \Sigma L_{xx}$) y $G = 128,000$ ton/m². Lo que proporcionó $dc = 0.358$ mm; este valor es el 61 % del desplazamiento total (0.588 mm), por lo que se observa el predominio de la deformación por corte sobre la de flexión en este edificio de albañilería confinada.

4.6 INTERACCION TABIQUE-PORTICO ("Infilled Frames")

Cuando un tabique de albañilería no ha sido aislado (haciéndolo "flotante", Fig. 4.11) del pórtico de concreto armado que lo enmarca, inevitablemente, ante las acciones sísmicas, se producirá la interacción entre ambos sistemas.

La separación del tabique con el pórtico ocurre incluso para sismos leves, y se debe a la diferencia de comportamiento que tienen ambos sistemas; esto es, mientras que el tabique se deforma básicamente por corte ("*panel de corte*"), el pórtico lo hace por flexión; interconectándose ambos sistemas sólo en las esquinas diagonalmente opuestas (ver la Fig. 1.11).

La interacción tabique-pórtico genera un cambio total en la rigidez del pórtico, incrementándola; por lo tanto, puede conducir a un aumento de las fuerzas sísmicas en el edificio al disminuir su período natural de vibración. Asimismo, dicha interacción puede generar los siguientes problemas: 1) torsión en el edificio (Fig. 4.5), que ocurre cuando los tabiques están mal dispuestos en la planta del edificio, por ejemplo, en edificios situados en esquinas con doble fachada y con los otros bordes del perímetro cerrados por tabiquerías; 2) concentración de esfuerzos en las esquinas del pórtico, lo que puede causar la falla del nudo; 3) fractura diagonal del tabique y de no estar convenientemente anclado a la estructura principal, puede desplomarse por acciones perpendiculares a su plano (Fig. 4.6); 4) "piso blando" (Fig. 4.7), que se presenta cuando el primer piso está libre de tabiquerías, mientras que los pisos superiores se encuentran rigidizados por los tabiques; y 5) "columnas cortas" (Fig. 4.8), en donde los tabiques restringen el libre desplazamiento lateral de la columna.

Fig. 4.5

Sismo de México, torsión originada por los tabiques en un edificio aporricado.

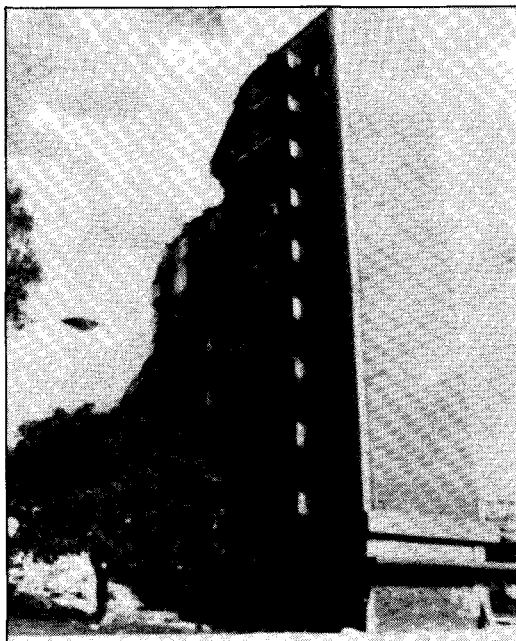


Fig. 4.6

Sismo de México, vaciamiento de tabiques en un edificio aporticado con arriostres diagonales que terminaron fallando por pandeo.

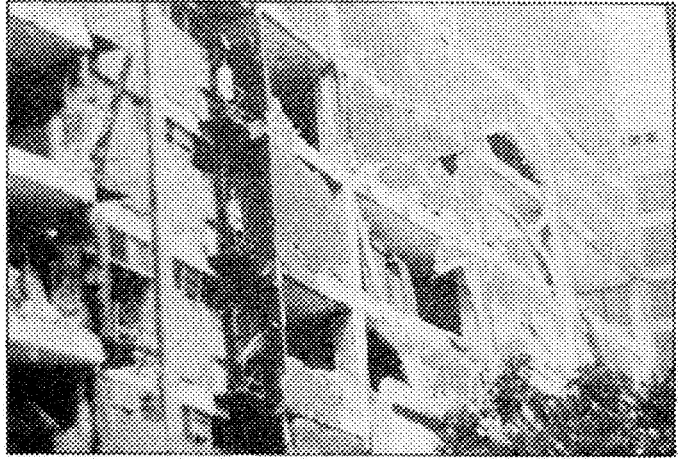


Fig. 4.7

Sismo de Popayán, formación de "piso blando" en un edificio aporticado de 4 pisos, donde el primer piso estaba destinado a cocheras (sin tabiques).

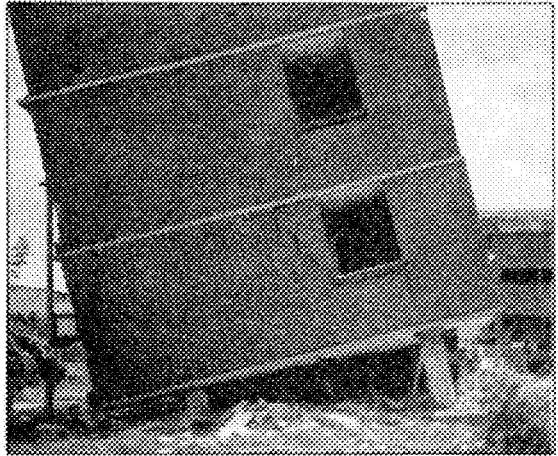
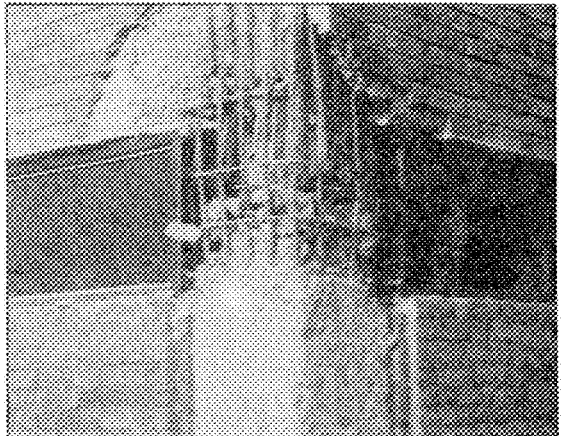


Fig. 4.8

Sismo de Chile, formación de "columna corta" en las 2 direcciones por efectos del alféizar de albañilería.



Debe anotarse que en el caso de los tabiques al flectarse la viga, ésta se despega del muro, levantándose en la esquina superior opuesta a la zona de interacción (Fig. 1.11); mientras que en los muros confinados este hecho es improbable que ocurra por varias razones:

1. La solera de un muro confinado es un elemento vaciado después que la albañilería ha sido construida, generándose de este modo una gran adherencia entre ambos elementos. En el caso de los tabiques se emplea un mortero de relleno que lo une contra el pórtico.
2. La solera de un muro confinado es un elemento de poco peralte, por lo que debido a su escasa rigidez resulta imposible que ella pueda levantar y deformar a los muros superiores, los que se comportan como una enorme viga pared.
3. Los muros confinados son portantes de carga vertical; aun en el caso de que las viguetas del aligerado sigan una dirección paralela a la del muro, existe una cierta porción de área tributaria del aligerado más el peso propio de los muros superiores (Fig. 4.2A). En cambio, los tabiques no portan carga vertical.

En los muros confinados podría ocurrir otro problema, que es el de la separación entre la columna y la albañilería; hecho que se produce cuando: 1) los muros están sujetos a niveles muy altos de desplazamiento lateral (Fig. 7.38), por encima del límite para el cual son reparables; 2) la adherencia columna-albañilería es reducida, por ejemplo, cuando se utiliza unidades sílico-calcáreas (Fig. 7.11); o, 3) se usan procesos constructivos distintos a los tradicionales, como el de construir primero las columnas, dejando mechas de anclaje, luego la albañilería y después, la solera en conjunto con el techo (Fig. 2.4).

Por lo expuesto, debe distinguirse claramente la diferencia de comportamiento entre los muros confinados y los tabiques enmarcados por pórticos de concreto armado.

Los tabiques pueden comportarse adecuadamente ante los terremotos severos, sólo si ellos se integran al pórtico y si se les refuerza como lo hicieron Klingner y Bertero ("Infilled Frames in Earthquake-Resistant Construction", Report EERC 76-32), empleando bloques de concreto vibrado rellenos de concreto fluido vaciado a través de conductos dejados especialmente en las vigas, donde anclaba el refuerzo vertical; con cuantías de refuerzo horizontal y vertical muy elevadas (0.62 %) y en donde el refuerzo horizontal estaba soldado a chicotes dejados en las columnas. Bajo esas condiciones se obtuvo un comportamiento del sistema pórtico-tabique bastante dúctil y con elevada resistencia. En caso contrario, es preferible que los tabiques se comporten elásticamente.

La manera como se contempla el efecto del tabique es reemplazándolo por un puntal diagonal de albañilería, actuante en compresión (Fig. 1.11), de sección transversal wxt ; donde:

t = espesor del tabique

w = ancho equivalente del puntal de albañilería

E_a = 500 f'_m (módulo de elasticidad de la albañilería)

Con respecto al ancho "w", éste depende de las características elásticas, así como de las rigideces, tanto del tabique como de las columnas; existiendo varias propuestas empíricas para su determinación:

1.- Fórmula de Stafford Smith

$$w = 1.5 z$$

$$z = \pi/2 [4 E_c I_c h / (E_a t \text{ Sen } (2 \theta))]^{1/4}$$

Donde: z = longitud de contacto columna-tabique
 E_c = módulo de elasticidad del concreto
 I_c = momento de inercia de la columna
 h = altura del tabique
 θ = ángulo del puntal respecto a la horizontal

2.- Fórmula de Bazán y Meli

$$w = (0.35 + 0.022 \alpha) h$$

$$\alpha = E_c A_c / (G_a A_a)$$

Válido para: $0.9 \leq \alpha \leq 11$ y $0.75 \leq h/L \leq 2.5$

Donde: A_c = área de la sección transversal de la columna
 A_a = área de la sección transversal de la albañilería
 $G_a = 0.4 E_a$ = módulo de corte de la albañilería
 L = longitud del tabique

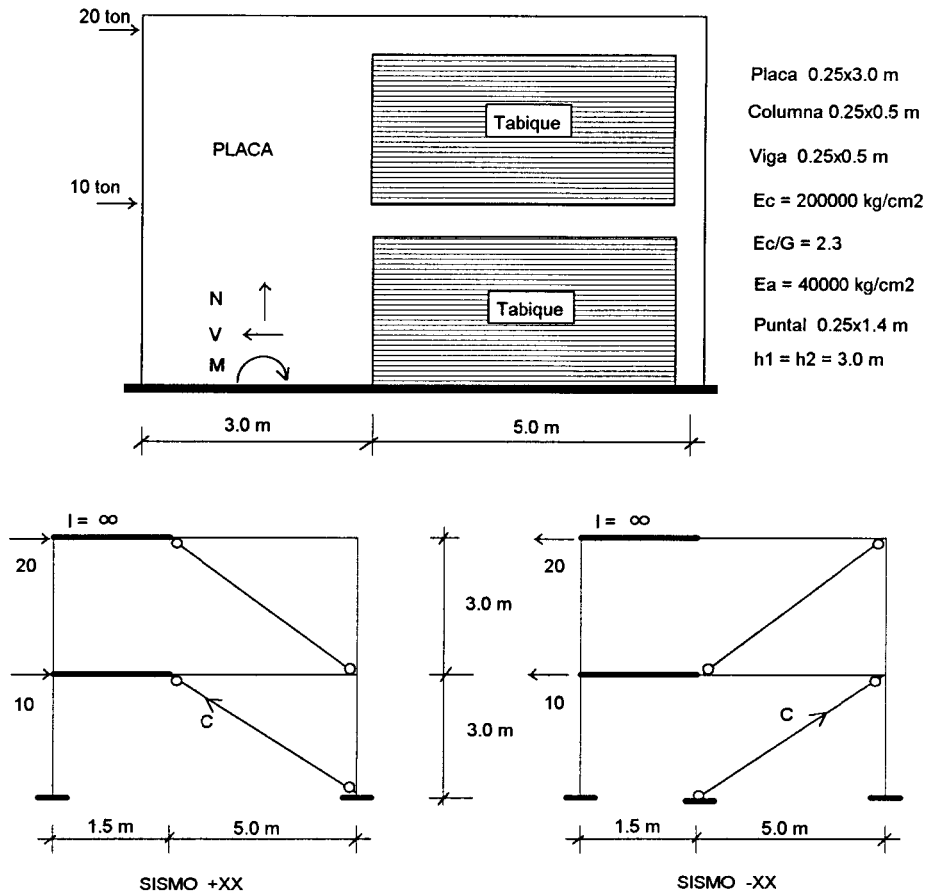
3.- Fórmula de Priestley

$$w = D / 4$$

Donde: D = longitud del puntal (diagonal)

En ausencia de valores experimentales en el Perú (salvo que se emplee unidades macizas), se recomienda adoptar: $w = D / 4$ como ancho del puntal equivalente.

El modelaje estructural debe realizarse de manera que siempre el puntal actúe en compresión; al respecto, cuando el tabique esté bordeado por 2 columnas, o cuando exista tabiques en ambos lados de una placa, puede realizarse el análisis sísmico en un sólo sentido. Sin embargo, cuando existe tabique sólo a un costado de la placa, debe tenerse en cuenta que la disposición del puntal (dirigido en sentido contrario a las fuerzas laterales) puede modificar sustancialmente tanto los esfuerzos como la rigidez lateral del sistema; por lo que en ese caso deberá efectuarse doble análisis (con el sismo actuando en los 2 sentidos de la estructura), ver la Fig. 4.9



Resultados en el primer piso y en la base de la placa:

CASO	M (t-m)	V (ton)	N (ton)	C (puntal) (ton)	Disp. (cm)	K (*) (ton/cm)
Sin Puntal	139	29	1.5	0	0.060	500
Sismo +XX	79	22	11	9	0.035	847
Sismo -XX	90	24	6.5	6.5	0.039	763

(*) K = rigidez lateral del sistema placa-tabique

Fig. 4.9. Modelaje de tabiques al costado de una placa

Debe indicarse que la técnica de modelaje del tabique (puntal) ha sido estudiada experimentalmente sólo en sistemas compuestos por vigas y columnas (no cuando

existen placas). Es posible que cuando el tabique sea adyacente a una placa, la separación en la zona de contacto tabique-placa no se produzca, debido a que ambos elementos se deforman principalmente por corte en los pisos inferiores; en tal situación, es recomendable hacer un estudio por elementos finitos.

4.6.1. Tipos de Falla en los Tabiques

Como tabiquería no aislada de la estructura principal podría emplearse paneles de madera o de fibrablock, que son elementos de escasa rigidez (muy deformables); en cuyo caso, las fuerzas sísmicas serían absorbidas prácticamente en su totalidad por la estructura de concreto armado, sin que se produzcan fallas en el plano del panel.

De usarse tabiques de albañilería sin refuerzo horizontal y de no aislarlos de la estructura principal, es conveniente adicionar placas de concreto armado, ya que ellas limitan los desplazamientos del entrepiso, reduciéndose así los problemas de interacción tabique-pórtico; en ese caso, se aconseja que la distorsión angular máxima sea menor que 1/200. Por otro lado, la falla de un tabique puede modificar sustancialmente todo el análisis estructural elástico al desaparecer el puntal en los tabiques que se agrietan (o desploman); por lo tanto, es necesario que los tabiques se comporten elásticamente, incluso ante los sismos severos, y emplear chicotes de anclaje para conectarlos a la estructura principal, de esta manera, se evitará el vaciamiento del panel ante las acciones ortogonales a su plano.

Por lo expuesto, la fuerza en el puntal deberá ser menor que la resistencia a la rotura del tabique (contemplando todos los tipos de falla posibles) dividida entre un factor de seguridad de 4, igual al de los muros portantes no reforzados. Los tipos de falla para cargas contenidas en el plano del panel, y las resistencias (R) respectivas en condición de rotura, son:

1.- Aplastamiento del Puntal (Rc)

Esta falla se presenta por lo general en las esquinas del tabique, triturándose los ladrillos. La fórmula propuesta por Stafford Smith es:

$$R_c = 2 (z t f_m \sec \theta) / 3$$

Donde: R_c = resistencia última del puntal por aplastamiento
 t = espesor del tabique
 z = $\pi/2 [4 E_c I_c h / (E_a t \text{ Sen } (\theta))]^{1/4}$
 = zona de contacto columna-tabique
 E_c = módulo de elasticidad del concreto
 E_a = módulo de elasticidad del tabique
 I_c = momento de inercia de la columna
 θ = ángulo del puntal respecto a la horizontal
 h = altura del tabique

2.- Tracción Diagonal (Rt)

La fórmula de la Norma Mexicana para calcular la fuerza cortante de agrietamiento (V_r) es:

$$V_r = 0.85 v'm L t \approx 0.85 \sqrt{f'm} L t$$

Donde: L = longitud del tabique
 $v'm$ = resistencia a compresión diagonal de pequeños muretes cuadrados $\approx \sqrt{f'm}$

Luego, la resistencia última del puntal será: $R_t = V_r \sec \theta$

3.- Cizalle (Rs)

Este tipo de falla generalmente se produce a la mitad de la altura del tabique y se caracteriza por ser una grieta horizontal (Fig. 4.10). La resistencia a la rotura del puntal (R_s), puede obtenerse con las siguientes fórmulas:

$$R_s = (0.9 + 0.3 L / h) f_s h t \quad (\text{fórmula de Priestley})$$

$$R_s = 0.7 f_s t D / (1 - 0.6 \mu h / L) \quad (\text{fórmula de Meli})$$

Donde: h, L, D, t = altura, longitud horizontal, longitud de la diagonal y espesor del tabique, respectivamente.

f_s, μ = resistencia por adherencia y coeficiente de fricción de la albañilería, obtenidos de ensayos de corte directo

Puesto que la resistencia admisible al corte (para muros no reforzados) especificada por la Norma E-070 proviene de ensayos de corte directo, puede trabajarse con sus valores para evaluar " f_s "; esto es: $f_s = 0.9 \text{ kg/cm}^2$ para mortero con cal, y $f_s = 0.6 \text{ kg/cm}^2$ para mortero sin cal. De acuerdo a la misma Norma, puede emplearse $\mu = 0.09$. Estos valores incluyen un factor de seguridad de 4, por lo que de utilizarlos en el cálculo de " R_s " deberá amplificarse el resultado por 4.

De ocurrir este tipo de falla (Fig. 4.10), las columnas del pórtico trabajarán como columnas cortas (altura $h / 2$), y deberán ser capaces de resistir (a través de un mecanismo de falla por flexión) el cortante de rotura que soportaba el tabique antes de agrietarse. El cortante " V_u " en cada columna puede calcularse mediante la siguiente expresión:

$$V_u = 2 (M_{ua} + M_{ub}) / h \geq R_s \cos(\theta) / 2$$

Donde: V_u = Cortante máximo en la columna corta
 M_{ua} , M_{ub} = Momentos máximos en los extremos de la columna corta incluyendo la carga axial; recurrir al Diagrama Interacción para la evaluación de M_u .

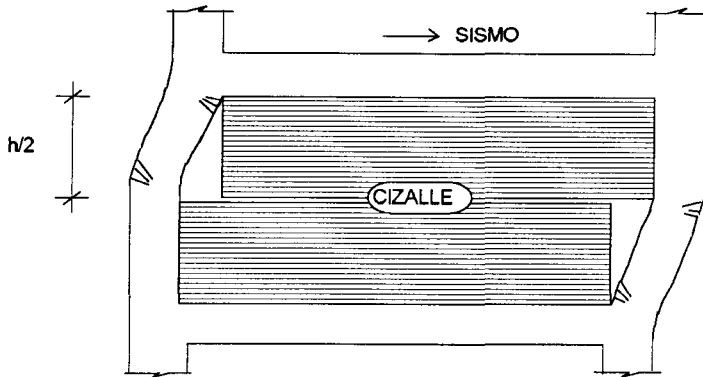


Fig. 4.10. Falla por cizalle a la altura de la junta de construcción del tabique, ver además la Fig. 2.29.

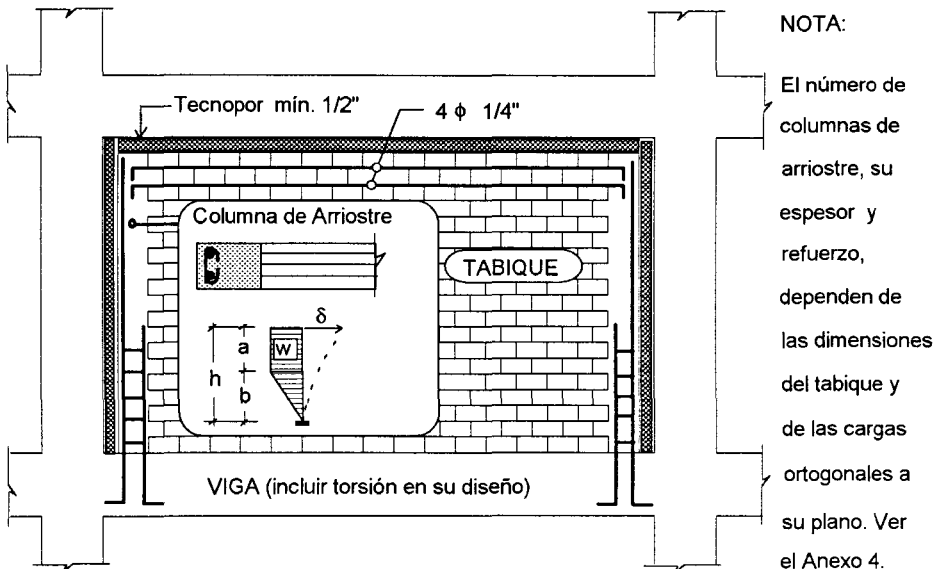


Fig. 4.11. Ejemplo de aislamiento Tabique - Pórtico. En este caso la columna de arriostre, actuando como un elemento en voladizo ante cargas ortogonales al plano del tabique, deberá tener un desplazamiento lateral $\delta = [15 a^4 + 60 a^3 b + 90 a^2 b^2 + 65 a b^3 + 11 b^4] w / 120 E I \leq 10 \text{ mm}$.