

# **UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA**

**PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL**



**Muros de Albañilería de Ladrillo sometidos  
a Fuerzas Sísmicas**

**TESIS  
PRESENTADA POR:**

**Manuel Angeles Campos — Juan Raúl Bao Gómez**

**PARA OPTAR EL TITULO DE INGENIERO CIVIL**

**PROMOCION 1969**

**Lima - Perú**

**1972**

A NUESTROS PADRES

A PILAR

RAUL

Agradecemos profundamente al Ingeniero Julio Kuroiwa, Profesor principal del Departamento de Estructuras y Construcción, por el asesoramiento y valiosas sugerencias para realizar la presente Tesis, y a todos los profesores que de una u otra manera hicieron posible la culminación de nuestra profesión.

Así mismo, nuestro más sentido reconocimiento a la Comisión de Reconstrucción de la Zona afectada por el sismo (CRYRZA) por habernos permitido estudiar de cerca los efectos producidos por el sismo en la zona de Chimbote.

También nuestro agradecimiento a la Cámara Peruana de la Construcción (CAPECO) por permitirnos participar del cursillo de "Albañilería de ladrillo" que permitió afianzar nuestros conocimientos.

.....Manuel Angeles..... Juan R. Bao G. ....



## TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCION

RESUMEN

CAPITULO I - ANTECEDENTES

1. Influencia de la Albañilería de relleno.
2. Distribución de la Carga entre el muro y el pórtico - Aplicación.
3. Fallas
  - Generalidades
  - Tipos principales de fallas:
    - \* Por Corte
    - \* Por flexión
    - \* Por asentamiento diferencial
4. Módulo de elasticidad de la Albañilería en compresión (E).
5. Resistencia a la flexión en el plano del muro.
6. Cálculo del refuerzo máximo y mínimo para la albañilería en tre aberturas sometidas a esfuerzos de flexión.- Aplicación.
7. Resistencia a la tracción diagonal.
8. Resistencia al cortante en la junta.

CAPITULO II - CAUSAS DE LAS FALLAS EN VIVIENDAS DE CHIMBOTE

1. Análisis por densidad de muros.
2. Análisis por capacidad resistente.

3. Análisis de **rígideces**.
4. Densidad de muros versus daños observados.
5. Nomenclatura usada para la representación de las fallas.
6. Cálculos.

CAPITULO III - INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS EN RELACION A  
LAS FALLAS OBSERVADAS.

1. Urbanización "Antúnez de Mayolo"
2. Urbanización "Las Laderas".
3. Urbanización "Buenos Aires" 2º Etapa.
4. Urbanización "Los Pinos"
5. Urbanización "Buenos Aires" Banco de la Nación.

CONCLUSIONES

RECOMENDACIONES

ANEXOS

BIBLIOGRAFIA

## I N T R O D U C C I O N

Los problemas concernientes al diseño de casas bajo carga horizontal han sido generalmente omitidos en la literatura ingenieril. La mayoría de las investigaciones y el desarrollo de métodos matemáticos para estudiar la respuesta de los sismos a estado referida a grandes estructuras, cuyas propiedades dinámicas pueden ser mas fácilmente expresadas en términos matemáticos.

Es algo extraño que esta condición exista, ya que en todos los países del mundo, sin excepción, la construcción de viviendas constituye el mayor porcentaje del total de obras civiles.

A consecuencia del terremoto del 31 de mayo de 1970, que produjo el fracaso de la mayoría de las construcciones los autores del presente trabajo captamos la necesidad de contribuir en alguna forma ante el problema indicado, por tres razones fundamentales: Primero, era posible desarrollar un tema de investigación que respondiese a una necesidad auténticamente nacional; segundo, la mayoría de la población vive y trabaja en pequeños edificios y la experiencia demuestra que es allí donde se producen las mayores pérdidas de vida y tercero, la inversión en vivienda tanto pública como privada, es superior a cualquier otro tipo de obra de ingeniería civil.

El tema que desarrollamos se concentró en la ciudad de Chimbote que fué una de las más afectadas durante el mencionado sismo. Restricciones evidentes, nos impidieron llevara cabo un

estudio completo de lo ocurrido durante el terremoto en toda la zonas o barrios de Chimbote. Escogimos tan solo, aquellas que a nuestro juicio pudiesen abarcar, aproximadamente, distintos tipos de suelo y que además las construcciones fuesen de ladrillo, motivo principal de nuestro estudio.

Para el efecto, se estudiaron críticamente algunos trabajos realizados en países que sufren también el efecto de terremotos, de donde, se extrajeron algunos aspectos de carácter teórico y experimental, que esperamos puedan servir como referencia a investigaciones futuras que respondan a la realidad peruana.

Inspecciones oculares a distintas zonas nos sirvieron para comprobar lo planteado en la teoría, que a su vez nos servía de apoyo y base de razonamiento para identificar las fallas típicas ocurridas.

Generalmente después de que ocurre un sismo y se tiene oportunidad de ver sus efectos surgen dos preguntas de inmediato: ¿Cómo y por qué ocurrieron las fallas?. Muchas veces se lanzan respuestas apuradas, otras basadas en la experiencia etc. Al respecto, se presentan tres métodos de cálculo que sirven para justificar lo ocurrido en Chimbote; es decir, se comparan los resultados obtenidos en los cálculos con las fallas observadas en el campo, a manera de comprobación de la teoría con la práctica, donde se concluye los graves defectos de diseño, la pobreza de los materiales empleados, así como una mano de obra poco calificada.

Hacia el final de este trabajo, se arriba a conclusiones de todo lo tratado, planteándose además recomendaciones que han surgido de lo primeramente expuesto, y de estudios bibliográficos.

Se acompaña también en la sección anexos, los planos de las casas estudiadas en donde se indican sus respectivas llas, que son complementadas con fotografías, así como el plano general de Chimbote en donde se muestra la ubicación de las banizaciones consideradas en el trabajo.

## R E S U M E N

El objetivo del presente estudio es mejorar el comportamiento de las viviendas, construídas con muros de albañilería de ladrillo, sometidas a sismos destructivos, dotándolas para ello de una cantidad suficiente de muros resistentes y otros elementos que contribuyan a su fortalecimiento.

Para el efecto, se han comparado métodos de cálculo conocidos con las observaciones de campo realizadas en grupos de casas de Chimbote, afectadas por el sismo de Mayo de 1970. Las observaciones fueron hechas en viviendas de uno y dos plantas construídas con muros de albañilería de ladrillo y techos aligerados. Se estudiaron las siguientes urbanizaciones:

- Antunez de Mayolo (4 casas tipo)
- Las Laderas (1 casa tipo)
- Los Pinos (2 casas tipo)
- Buenos Aires 2º etapa (4 casas tipo)
- Buenos Aires Bco. Nación (4 casas tipo)

Los métodos de cálculo empleados han sido los que a continuación se indican: densidad de muros, análisis por capacidad resistente, y análisis por rigideces; encontrándose que para abordar el problema en estudio, en forma simplificada, el segundo método resulta más preciso.

En la primera parte se muestra el comportamiento de

la albañilería sometida a cargas laterales, así como fórmulas -  
experimentales encontradas por distintos autores, en estudios -  
efectuados en diferentes partes del mundo.

De lo expuesto anteriormente, se dan las siguientes re -  
comendaciones y conclusiones, obtenidas a manera de resumen, de  
los respectivos capítulos del trabajo:

1. La albañilería de relleno no tiene comportamiento homogéneo,  
y al estar sometida a cargas sísmicas actúa como una diagó -  
nal en compresión.
2. En casas construídas sin columnas y con una baja calidad de  
materiales y mano de obra, el valor  $0.6 \text{ Kg/cm}^2$  para el es -  
fuerzo de corte en la albañilería resulto alto, ya que para  
esfuerzos más bajos se encontraron daños apreciables.
3. La existencia de materiales extraños (papel embreado, bolsas  
etc) entre las paredes y el techo provoca un deterioro mayor  
ante la presencia de cargas sísmicas.
4. Es notable la contribución contra el efecto de fuerzas late -  
rales, una buena calidad de albañilería y mano de obra, así  
como columnas de arriostre. La existencia de dinteles corri -  
dos mejora aún más el comportamiento de casas.
5. Las secciones de albañilería que necesitan mayor atención -  
son: los paños que por su naturaleza están sometidos a fallas  
de tracción diagonal, secciones con aberturas excesivas y -  
secciones próximas a los dinteles.

6. Evitar la participación del muro de albañilería en el comportamiento de una estructura por medio de material deformable ó por un marco de concreto que proteja al muro y sea independiente del pórtico.
7. Neutralizar el efecto de puntal ejercido sobre el nudo mediante su acartelamiento y un refuerzo diagonal adicional.
8. En edificios de varios pisos construídos de albañilería, se propone el uso de placas de concreto de cascote (ladrillos rotos) que presenta ventajas frente al uso de concreto normal.



## C A P I T U L O I

### A N T E C E D E N T E S

#### 1.- INFLUENCIA DE LA ALBAÑILERIA DE RELLENO

La albañilería enmarcada tiene gran influencia en el período natural de vibración de la estructura, y se ha notado, en forma experimental que dicho período se reduce, en comparación con pórticos sin relleno, resultado del cual se produce una mayor fuerza cortante, debido a que las características dinámicas de los suelos observados, son tales que la curva del espectro disminuye con el incremento del periodo de la edificación.

Esta influencia puede percibirse además, en la forma de modo de vibración de la estructura habiéndose comprobado que en marcos sin relleno los primeros modos, tienen un desplazamiento predominantemente horizontal y en marcos con relleno, predomina el vertical.

En Venezuela (1) se ha efectuado un estudio, donde se

---

(1) S. LAMAR Y C. FORTOUL "Brick Masonry Effect in vibrations of Frames"

analizaron tres casos de edificios típicos; en los dos primeros (A) y (B) se tomaron en cuenta las inercias horizontales y en el tercero (C) se consideraron las inercias tanto horizontales como verticales.

El modo y el período natural de vibración fueron obtenidos por el Método de Stodola y la resolución de las estructuras por el Método de los Desplazamientos, considerando para ello los módulos de elasticidad del concreto y albañilería de 200,000 y 20,000 Kg/cm<sup>2</sup> respectivamente, y el módulo de Poisson de 0.2.

El edificio (A) consiste en una estructura de 10 pisos y una sola crujía, las masas para el efecto del análisis fueron agrupadas a la altura de cada piso, omitiendo las inercias verticales, de donde los grados de libertad se redujeron a 10.

Los resultados se muestran en la fig. 1 y tabla 1. Del análisis de estas, se puede deducir que el período del pórtico con paredes es menor que del pórtico simple.

Si se toma como ejemplo, el pórtico con y sin albañilería se tiene:

MODO	PERIODO SIN PAREDES (1)	PERIODO CON PAREDES (2)	RELACION $\frac{(2)}{(1)}$
1	1.4572	0.6266	0.430
2	0.4848	0.1267	0.261
3	0.2746	0.0546	0.217
4	0.1899	0.0397	0.209
5	0.1422	0.0307	0.216

Tomando el primer modo y aplicando el "Reglamento Nacional de Construcciones" sobre el cálculo de C tenemos:

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}}$$

Para el  
Primer Modo

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \quad C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{1.4572}} = 0.041 \\ (2) \quad C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{0.6266}} = 0.059 \end{array} \right.$$

Tenemos una relación:

$$\frac{C_2}{C_1} = \frac{0.059}{0.041} = 1.44$$

Viéndose que el efecto es considerablemente grande para los marcos con relleno de albañilería, con relación a los que carecen de ella (144 % mayor)

## 2.- DISTRIBUCION DE LA CARGA ENTRE EL MURO Y EL PORTICO

La naturaleza de la distribución de deformaciones en un marco, llevan a considerar que el relleno se comporta como una diagonal en compresión en lugar de un comportamiento homogéneo, en que el sistema de vigas y columnas solamente le sirven de refuerzo. Las deformaciones a lo largo de la diagonal en compresión están concentradas en sus extremos contrariamente a lo que ocurre en la diagonal en tracción cuya deformación disminuye del centro hacia sus extremos, siendo esta última varias veces menor que la de la diagonal en compresión. En vista de esto, se puede considerar como adecuada demostración que el pórtico y la albañilería se comportan como un sistema de tirantes. De otra manera la formulación de un procedimiento de diseño basado en la consideración de un comportamiento único de marco y pared como si fuera un todo, no parece ser justificado.

Polyakov (2) establece fórmulas iterativas aproximadas para la evaluación de la carga que toma el relleno.

Así:

$$X_0 = \frac{\delta_1}{2 \psi_n} \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{4 \psi_n}{\delta_n} N_0^2} \right)$$

Donde:  $X_0$  = Porción de carga tomada por el panel ( ton )

$$\delta_n = \frac{H^3}{3EJ}$$

---

(2) S.V. POLYAKOV "On the Interaction Between Masonry Filler - Walls and Enclosing frame when loaded in the plane of the wall".

H = Altura del muro o panel

EJ = Rigidez de flexión de la columna

$\psi_n = 22.3 \times 10^{10}$  = Módulo de elasticidad de la albañilería de relleno ( $\text{gr/m}^2$ )

$A_m = \frac{1}{1 + U_m} =$  Porción de carga que absorbe cada panel o muro.

$$U_m = m \cdot B_o$$

m = Número de crujiás a lo largo del edificio

$B_o = \frac{X_o}{N_o} =$  Porcentaje de carga que recibe la albañilería

en cada panel.

$N_o =$  Carga que recibe cada panel.

Para un primer intento  $B_o = 0.90$ , cuando se calcula  $N_o$

Ejemplo Numérico.- Sean Nueve (9) paneles dispuestos, en tres crujiás y tres pisos, todo el conjunto soporta una carga sísmica de  $N = 39$  Ton. Determinar el porcentaje de carga que recibe un panel, siendo cada uno de  $1.20 \times 1.20 \text{ m}^2$

$$\sigma_n = \frac{1.20^3}{3 \cdot E \cdot J} = .585 \times 10^{-3}$$

$$\psi_n = 22.3 \times 10^{10} \text{ gr/m}^2$$

La carga sobre el panel:

$$N_o = A_m \cdot \Sigma Q = A_m \times 39 = 0.32 \times 39 = 12.5 \text{ Ton}$$

$$A_m = \frac{1}{1 + (3 \cdot 0.9)} = 0.32$$

Por consiguiente la porción de carga sera:

$$X_o = \frac{.585 \times 10^{-3}}{2 \times 22.3 \times 10^{10}} \left( -1 + \sqrt{\frac{1 + 4 \times 22.3 \times 10^{10} \times 12.5}{.585 \times 10^{-3}}} \right)$$

$$X_o = 11.800 \text{ Tm}$$

Así:  $B_o = \frac{X_o}{N_o} = \frac{11.800}{12.500} = 0.94 > \text{Valor Tentativo asumido}$

Tomando como referencia un pórtico de albañilería de 9 paneles, cuya estructura de prueba fué hecha de perfiles de acero y dispuestos en marco de 3 pisos con tres paneles a lo largo (Fig.2). Cada uno de los paneles tiene una luz libre de 1.20 por 1.20m. Las columnas del marco consisten en 2 canales continuos - que fueron conectados a las vigas por delgadas placas horizontales incapaces de transmitir momentos. La albañilería fué hecha con ladrillos macizos y un mortero en una proporción 1:3.5 (en volumen cemento-cal) La concentración de carga, en la parte superior de la estructura de pruebas, fué reconocido como una diferencia del experimento, en contraste con las condiciones de un edificio, en el cual, en los primeros pisos concurren sucesivamente, los mayores momentos de corte; en el experimento se sometió a la estructura al mismo corte en toda su altura.

Estrictamente hablando, el valor de  $X_o$  es válido sólo para los tres paneles superiores de prueba pues arrojan errores, en comparación con los resultados experimentales, del orden del 15 al 19%. Los paneles 5, 6, 8 y 9 también arrojaron el mismo porcentaje de error, mientras que para los paneles 4 y 7, el error

fue más considerable, (41 y 35% respectivamente); lo cual puede ser explicado por la diferencia entre el modelo analítico y experimental en la aplicación de la carga, así como, por las variaciones accidentales en las características de deformación de la albañilería en los diferentes paneles.

Los datos mencionados confirman la validez del concepto que la interacción de marco y muro de relleno, subsiguiente a la formación del límite de la grieta, es equivalente a un sistema de marcos con una diagonal en compresión reemplazando al relleno.

### 3.- FALLAS.- Generalidades

Las fallas en los muros se pueden clasificar; de acuerdo a la geometría, a la función, esto es si son enmarcados, portantes o aislados, y a la calidad de construcción, de los muros.

Con respecto a la geometría los muros pueden ser: esbeltos cuando la relación  $h/l$  es muy grande, y rígidos si la relación  $h/l$  tiene un valor pequeño. Así, los primeros son tendientes

a fallar por momentos flexionantes producidos por la fuerza, sísmica horizontal, trabajando como muros en cantiliver, y los segundos fallan por las juntas en forma escalonada o por tracción originada por la fuerza predominante en la diagonal.

Con respecto a su función, los muros pueden estar sometidos a desplazamientos tanto horizontales y verticales o solo a desplazamientos **horizontales**. Los primeros se pueden materializar

zar como muros aislados, y los segundos como muros portantes y/o enmarcados.

La calidad de la construcción puede también determinar un tipo especial de falla, así en albañilería de baja calidad, la falla por compresión diagonal se presenta en forma escalonada a través de las juntas, a diferencia de un muro de buena calidad de albañilería en el que se presenta la falla por tracción para ese mismo tipo de esfuerzo.

La práctica constructiva incluye 3 tipos estructurales a base de muros, a saber:

- Muros de carga que resisten cargas verticales y horizontales.
- Muros que actúan como relleno o arriostre para marcos de concreto o acero.
- Muros aislados de la estructura.

Los primeros, debido a la carga vertical reducen sus problemas debidos a flexión o cortante. A esta condición favorable se suma la poca esbeltez y la abundancia de muros que los acompañan.

Por el contrario, resulta desfavorable la torsión por asimetría en la distribución de los muros y las excentricidades constructivas.

En los muros confinados, los marcos absorben las car -



**gas verticales** transmitiendo las cargas horizontales al muro, haciéndolos trabajar, como un puntal en compresión; por lo que será necesario reforzar convenientemente las esquinas del marco, para soportar la reacción del puntal en forma eficiente.

Los muros aislados, debido a la ausencia de carga vertical y confinamiento, son sumamente frágiles, haciéndose necesario un adecuado refuerzo interior o exterior para permitirles resistir al esfuerzo cortante y de flexión en cierta magnitud.

Existen dos tipos extremos de solicitación o de forma de trabajar de los elementos constitutivos de la construcción, - en el caso de muros de albañilería, a saber:

A.- Cuando los elementos constitutivos son relativamente esbeltos, es decir cuando la relación de su longitud en el sentido del paramento (L) y su altura (H) es tal, que la solicitación dominante es la flexión y el elemento tiende principalmente a girar por su base.

B.- Cuando la relación (L/H) es tan grande, que los esfuerzos que tienden a pivotar el muro son reducidos; jugando un papel más importante la cortante horizontal.

Es necesario aclarar que ninguno de estos casos corresponde a una solicitación sencilla y perfectamente definida, sino que existe una acción predominante, llamándose en el primer caso de "Flexión Dominante" y en el segundo de "Corte Dominante.

## TIPOS PRINCIPALES DE FALLAS

Las fallas en las construcciones de ladrillo, debido a fuerzas sísmicas, se pueden clasificar:

Fallas por corte

Fallas por flexión

Fallas por asentamiento

Cada una de éstas **presentan** características diferentes, e incluso podemos considerarlas como típicas, pero rara vez se les encuentra en forma aislada, sino combinadas entre sí.

### Falla Típica por Corte

Si un muro está confinado por un marco exterior, o actúa como portante, al estar sometido a una carga horizontal, tomará la forma mostrada en la figura N°3 b, es decir se despega en dos de las esquinas, actuando las fuerzas mostradas en la Figura N° 3 c, éstas fuerzas pueden idealizarse como una carga diagonal concentrada. En ésta forma el muro solo sufrirá deformaciones por cortante, es decir, solo horizontales. La falla a ocurrir **tendrá dos alternativas** puede fallar por compresión en uno de los extremos cargados como se muestra en la Fig. 3 d o puede hacerlo a través de una grieta a lo largo de la diagonal.

La falla por compresión, no se presenta como forma principal de falla, es típica de materiales de baja resistencia a la compresión en muros confinados en marcos muy rígidos, y en muros con una relación elevada de alto a an-

cho, en los que la compresión local es muy importante.

La otra forma de falla, a través de una grieta diagonal puede ser de dos tipos, dependiendo de las características de los materiales y de la distribución de los esfuerzos inducidos. Puede ser una grieta de tracción, que atraviese indistintamente los ladrillos y el mortero, como se muestra en la Figura N° 3e, sucediendo cuando la adherencia en las juntas es muy buena o si existe una carga vertical muy alta, que restringe por fricción el deslizamiento en las juntas; también, es típica de muros esbeltos en los que el empuje a lo largo de la diagonal produce compresiones elevadas perpendicularmente a las juntas. El otro tipo de grieta diagonal, se debe al deslizamiento de los ladrillos sobre las juntas, por efecto de esfuerzos tangenciales Figura N° 3f, esto ocurre cuando la adherencia entre el mortero y la pieza es baja, si la carga vertical, que reposa sobre el muro, no es muy grande y en muros alargados en los que la carga diagonal es predominantemente horizontal, produciendo compresiones perpendiculares a las juntas, de magnitud muy pequeñas.

El tipo de falla a lo largo de la diagonal no ocurre de pronto, sino que se desarrolla desde el centro hacia los extremos, cruzando finalmente las columnas exteriores de refuerzo, si es que éstas no tienen la suficiente resistencia para contrarrestar la carga de puntal. Como la fuer

za sísmica actúa en ambas direcciones, las grietas pueden-  
ocurrir a lo largo de ambas diagonales.

### Falla Típica por Flexión

Existen dos tipos de fallas por flexión, de acuerdo al plano en que se desarrolla ésta, presentándose:

- A. Falla por Flexión en el plano del muro,
- B. Falla por Flexión perpendicularmente al plano del muro.

A) Falla por flexión en el plano del muro: Ocurre generalmente en muros sin marcos exterior, en los que al no existir restricción al desplazamiento vertical en la parte superior de dicho muro, se introducen momentos flexionantes que determinan la falla, debido a que la resistencia a tracción de la albañilería es despreciable. En esta forma, el muro trabaja como un elemento en cantiliver, ocasionándose grietas horizontales en las primeras juntas del muro, (inferiores) en el lado en que está aplicada la carga horizontal. Cuando la carga horizontal es excesiva, en el otro extremo sometido a compresión ocurrirá una falla por aplastamiento en su parte inferior.

Dado el tipo de esfuerzos que provoca la carga, se hace evidente que es necesaria la incorporación de refuerzos en los extremos, ya que la albañilería es incapaz de absorber dichos esfuerzos.

Meli (3) llevó a cabo, una serie de experimentos con muros de albañilería variando la cuantía de acero en los extremos del muro, la calidad del mortero de asentamiento, y la carga vertical aplicada; encontrando, que si la cantidad de acero es muy reducida, la resistencia del muro sometido a flexión está limitada por el refuerzo, produciéndose la ruptura del acero, y más comunmente una falla del muro por tracción diagonal, propiciada por las deformaciones horizontales y verticales, para deformaciones del acero, superiores a las de fluencia.

Si existe una gran cantidad de refuerzo en el muro, sus deformaciones verticales son reducidas y el comportamiento de falla, se asemeja a la falla de muros sometidos a compresión diagonal. Este tipo de falla se presenta usualmente en muros de relación altura a longitud muy alta.

B) Falla por flexión perpendicularmente al plano del muro

Este tipo de falla se presenta favorecida por la poca inercia del muro en este sentido, y cuando el arriostamiento en la parte superior de las paredes es deficiente. De acuerdo a esto último los muros en presencia de fuerzas sísmicas, vibran como membranas restringidas de movimiento, por los encuentros de paredes de los muros adyacentes, y por estar fijadas en la parte inferior. Dicha

vibración produce alternativamente esfuerzos de tracción y compresión en ambas caras del muro, y debido a que la albañilería cuenta con poca resistencia a la tracción, aparecerán rajaduras verticales. Este tipo de fallas son los que producen el colapso de los muros.

#### Falla por Asentamiento Diferencial

Cuando la calidad del suelo es mala y no existe una cimentación adecuada para éste tipo de terreno, es sabido que los asentamientos diferenciales se harán presentes.

El asentamiento del suelo, es debido al acomodamiento de las partículas, debido a la vibración ocasionada, por un fenómeno sísmico.

Este tipo de falla ocurre principalmente en construcciones cimentadas sobre suelos friccionantes semisaturados, y rellenos no consolidados.

Generalmente la forma típica de esta falla es de una grieta vertical a todo lo alto del muro, llegándose incluso a separaciones de centímetros. Siendo la separación de la parte superior de mayor magnitud. Es una de las fallas de más fácil identificación.

#### 4.- MODULO DE ELASTICIDAD DE LA ALBAÑILERIA EN COMPRESION (E)

De las experiencias realizadas por Jorquera, (4). en Chile se han obtenido valores para el módulo de Elasticidad en compresión, para diversos tipos de albañilería.

(4) JORQUERA: "Modulo de Elasticidad de Albañilerías"

El método seguido fué el medir la inclinación de la recta secante trazada en la curva esfuerzo-deformación, desde el valor 20 al 60% de la carga unitaria de ruptura. Se consideró el valor inferior de 20%, suponiendo que en valores inferiores a éste se presentaban problemas de acomodación de los aparatos de medición, y se tomó el límite superior, tratando de evitar que el instrumental sufriera daños al llegar el muro a la ruptura.

Para hallar el módulo de compresión en muros tanto de albañilería simple, es decir sin ninguna clase de refuerzo, con solamente una viga collar para recibir y repartir las cargas de ensayo; como de albañilería armada, se experimentó con muros de 1.2 mts. de ancho por 2.1 mts. de alto, usándose una prensa hidráulica de 500 ton. de máxima capacidad que permitía variaciones de 0.2 en 0.2 ton.

Los extensómetros que median la deformación en toda su longitud, tenían un recorrido máximo de 1 pul., con una aproximación de 0.001 de pulg. No se tuvo igual suerte al medir la deformación transversal ya que no se lograron obtener resultados. Una vez alcanzada la ruptura, se retiraron los extensómetros y se sometió a la carga máxima midiéndose los resultados.

La velocidad de deformación fué de 5 a 7 mm. por minuto. En los muros de albañilería armada, se aumentó progresivamente las cargas, pero no se midieron las deformaciones. Las



probetas fueron de 40 x 42 cm y de 64 x 72 cm. Los resultados se muestran en la tabla 2 y 3.

##### 5.- RESISTENCIA A LA FLEXION EN EL PLANO DEL MURO

Para éste tipo de esfuerzos, además de los de compresión diagonal, aparecen momentos flexionantes que son en general críticos para fijar la capacidad del muro. La importancia relativa de los dos efectos depende de la geometría del muro, de la carga vertical y principalmente del refuerzo vertical de los extremos.

Se puede considerar dos procedimientos de cálculo para reforzar un muro sometido a flexión: el primero equivalente al diseño plástico de concreto armado, la falla se considera cuando se alcanza la deformación de aplastamiento de compresión del ladrillo o una deformación de fluencia en el acero sometido a esfuerzos de tracción.

El segundo método, es mas sencillo y más conservador, y consiste en calcular el momento interno resistente de la sección, suponiendo que el acero de tensión se encuentra a su esfuerzo de fluencia y que la resultante de compresión está alojada en el centro del refuerzo extremo. (Fig. 4a y 4b)

$$V = A_s f_y d'/h + wd'/2h$$

El primer método, de cálculo, por la teoría del diseño plástico, adolece de muchas limitaciones, debido a la forma peculiar del muro y a la falta de homogeneidad de la albañilería -



ría; sin embargo, difícilmente se podría establecer métodos bien fundamentados y de fácil aplicación.

En la Tabla N° 4 se comparan las resistencias experimentales con los resultados de aplicación de los dos métodos anteriores. El primer método (plástico) predice resistencias superiores a las reales, mientras que los valores calculados por el segundo método son bastantes conservadores.

Las razones de éstas diferencias, son que en el primer método, la suposición de deformaciones planas no es muy aceptable; por ello, es que la resultante de compresión tiene una posición más interna, de lo que el cálculo supone. Además, para cantidades de acero no muy pequeñas, la falla prematura por la grieta inclinada impide que se alcancen las deformaciones que resultan en el cálculo; la razón principal, por la que el segundo método subestima la resistencia, es que en él se supone un esfuerzo de fluencia nominal, mientras que la curva esfuerzo deformación real aparecen esfuerzos bastantes mayores que dicho esfuerzo nominal de fluencia. (resultado de ensayos - Fig. 4c.).

En cuanto al efecto de la carga vertical, aumenta la carga lateral que está en capacidad de resistir el muro, en forma aproximadamente lineal; este incremento es mayor que el que se predice con los dos métodos de cálculo propuestos, especialmente para los tabiques huecos. La razón más probable es que la

carga vertical, reduce las tensiones verticales que pueden propiciar la falla final a través de la grieta inclinada.

Para el Cálculo de la Fuerza Horizontal resistente Melli, (3) - propone para muros aislados en flexión, que un análisis elástico resulta poco útil, debido a la existencia previa de un agrietamiento por flexión y a la presencia de refuerzo interior. Da una fórmula de carácter estadístico para determinar la carga horizontal máxima para muros de ladrillo hueco:

$$V_u = 0.25 A_t \sqrt{f'_m} + 0.9 A_c \sqrt{f'_c}$$

$A_t$  = Area transversal (exl)

$f'_m$  = Esfuerzo de compresión de la albañilería

$A_c$  = Area transversal total de concreto de las columnas

$f'_c$  Resistencia a la compresión del concreto de la columna

En esta ecuación no se ha incluido la contribución del acero de refuerzo, aunque es evidente que este debe ayudar a la resistencia. Para la cantidad usada de cuatro fierros, no se apreció una contribución ostensible, esto es debido probablemente a que el acero empieza a contribuir a la resistencia después del agrietamiento inclinado.

#### 6. CALCULO DEL REFUERZO MAXIMO Y MINIMO PARA ELEMENTOS ADYACENTES A LAS ABERTURAS SOMETIDAS A ESFUERZOS DE FLEXION (5)

La experiencia ha demostrado que las partes más vulnerables en las construcciones de ladrillo son las secciones com

(3) R. MELLI Y G. SALGADO: "Ibid "

(5) J. KRISHNA Y B. CHANDRA: "Strengtheing of Brick buildings against earthquake forces"

prendidas entre las aberturas, (considerando un muro típico de fachada, y tomando la sección de albañilería tal como "BCDE" (Fig - 5a); ésta, se deformará tal como se muestra en la Fig. 5b.

La sección está sujeta a un momento ( $F \times a$ ) y a un corte  $F$ . El agrietamiento ocurre debido al momento ( $F \times a$ ) cuando la tensión de la albañilería en las esquinas, excede su capacidad resistente. Si la resistencia de la albañilería en tensión fuese tan buena como la de compresión podría tomar las fuerzas horizontales sin daño alguno. Al no ocurrir esto, se hace necesario compensar su falta de capacidad, con un **refuerzo** de acero en las caras de tensión. La absorción de energía puede incrementarse notablemente, aceptando algunos daños a través de la cedencia del acero y algunas deformaciones inelásticas. Se debe indicar, que el refuerzo de acero es útil solamente hasta cuando la albañilería, no fracase. Viéndose por eso, la necesidad de definir cada límite de la cuantía de acero. Para ello usaremos la siguiente notación

$b$  = espesor de la sección

$c$  = esfuerzo de compresión en la albañilería

$d$  = altura efectiva o longitud de la sección

$m$  = relación modular

$p$  = cuantía de acero

$t$  = esfuerzo de tracción en el acero

$E_b$  = módulo de elasticidad de la albañilería

$E_s$  = módulo de elasticidad del acero

N = distancia del eje neutro al borde de compresión (fracción de d)

$B$  = factor bilinear

$M$  = ductilidad del acero

$M'$  = ductilidad de la albañilería

$\epsilon_b$  = deformación de la albañilería

$\epsilon_s$  = deformación del acero

$\epsilon_{yb}$  = deformación de cedencia de la albañilería

$\epsilon_{ys}$  = deformación de cedencia del acero

Egs y Egb = energía del deformación del acero y albañilería respectivamente.

La teoría se desarrolla entre los siguientes postulados:

- A.- La albañilería tiene una curva esfuerzo versus deformación tal como se muestra en la Fig. 5d y se porta como un material elástico hasta cierto límite.
- B.- La tracción es resistida sólo por el acero y su diagrama esfuerzo versus deformación se asume como elastoplástico, como se muestra en la Fig. 5e.
- C.- Las secciones planas permanecen planas después de flexionarse. La fig. 5c muestra la distribución de esfuerzos y deformaciones a través de la sección.

Lo anterior se asume dado que;

$$N = \frac{1}{1 + \frac{At}{mcM'}} \quad (1)$$

D.- La unión entre acero y albañilería es perfecta dentro del rango de deformaciones.

En base a estos postulados, puede verse que la capacidad de absorción de energía del acero en tracción por unidad de altura de la columna "BCDE", cuando al acero se le permite ceder en una deformación igual a  $\mu$  veces la deformación a nivel de cedencia, se obtiene:

$$E_{g_s} = \frac{t^2}{2 E_s} (2 \mu - 1) p b c \quad (2)$$

La energía absorbida por la albañilería en compresión por unidad de altura de columna, está computada, considerando que la energía absorbida por cada fibra es equivalente a la obtenida cuando llega al nivel de esfuerzo, mostrado en la Fig. - N° 5f. De acuerdo a la notación usada tenemos:

$$E_{g_b} = \frac{c^2 b d x}{6 E_b} + \frac{c^2 b d}{2 E_b} (N-x) \left[ \frac{\beta \mu^2}{3N} (N^2 + Nx + x^2) + (\beta - 1) + \mu (N+x) \left\{ \frac{1}{N} - \beta \frac{N+1}{2N} \right\} \right]$$

La energía absorbida por el acero en tracción, no debe ser mayor que la energía absorbida por la albañilería en compresión, resultando:

$$E_{g_s} \neq E_{g_b}$$

Otra ecuación que gobierna el comportamiento del conjunto, puede obtenerse igualando el total de tracción al total de compresión, resultando:

$$p_{bdt} = \frac{C}{2} \left\{ bdx + bd (N-X) \left\{ 2 + \beta (\mu' - 1) \right\} \right\} \quad (4)$$

En las ecuaciones anteriores "x" es una fracción de "d" (altura efectiva), la cual define la región lineal del material y está dado por:

$$X = \frac{N}{\mu'} \quad (5)$$

Con el auxilio de las ecuaciones anteriores, un límite de la cuantía máxima ( $p_{max}$ ), puede ser calculada en base a las consideraciones de energía, y nos indicará la mayor cantidad de acero que podemos colocar, sin que la albañilería sobrepase el límite de su resistencia. Es preciso indicar, que si la cantidad de acero a proveer a una estructura es mayor que la cuantía máxima, el acero no debe ser puesto completo; en caso contrario habría que variar la sección.

De otro lado, se tiene que ver un miembro no falle debido a excesiva deformación del acero. Por ello se hace necesario especificar la cuantía mínima de acero, que sería necesario para evitar lo expuesto líneas arriba.

Para valores menores que la cuantía mínima ( $p_{min}$ ) se ve que las deformaciones en el acero son grandes, que la columna "BCDE", empezaría a rotar alrededor del borde en compresión como un cuerpo rígido y causaría una falla funcional. Para evitar esto se considera aceptable que el eje neutro de la sección no pase más allá de un valor:

$$N = 0.25 \quad 5a$$

Valor que reemplazado en la ecuación N° 1 nos da:

$$\mu = \frac{3 m c \mu'}{t} \quad (6)$$

Usando las ecuaciones N° 4 - 5 y 6, se obtiene el valor de la cuantía mínima, para un valor de  $\beta = 0$ , es decir bajo un comportamiento elasto plástico.

$$P_{\min} = \frac{CN}{2 \mu' t} (2 \mu' - 1) \quad (7)$$

La cuantía máxima puede obtenerse tomando en cuenta las consideraciones de energía, equilibrio de fuerza de tracción y compresión; es decir en base a las ecuaciones (1) (2) (3) (4) y (5) - y sabiendo de que se trata de un material elasto plástico se se obtiene:

$$P_{\max} = \frac{mN}{3(2\mu-1)} \left[ \frac{1}{\mu'} + 3(\mu'-1) \right] \left( \frac{c}{t} \right)^2 \quad (8)$$

Mostraremos un ejemplo de aplicación, para una relación modular  $m = 165$ ; el esfuerzo de compresión de la albañilería de  $C=1500$  psi, y una tracción en el acero de  $t = 80,000$  psi. La línea AB - determina el factor de ductibilidad para el acero ( $\mu$ ) para una ductibilidad disponible de la albañilería ( $\mu'$ ). Ver fig. 6a.

En las pruebas la albañilería exhibió un comportamiento frágil ( $\mu' = 1$ ), obteniéndose con el reemplazo de éstos valores en las ecuaciones 1, 5a, 7 y 8, las siguientes cuantías:

$$P_{\max} = 0.00625$$

$$P_{\min} = 0.00234$$

Otro ejemplo con una calidad de acero bastante usada de  $t=40000$  psi, con albañilería de proporción 1:3 (cemento - arena) de resistencia  $C = 1340$  psi, y  $m = 90$ , tenemos:

$$P_{\max} = 0.01111$$

$$P_{\min} = 0.00416$$

Como comprobación de las ideas presentadas por Krishna (5)(6) - se realizaron experimentos con diferentes cuantías de acero, en modelos de columnas\* de albañilería; hallándose experimentalmente los valores de  $c, t$  y  $m$  observándose que la albañilería de mortero 1:3 no mostraba características bilineares. El acero usado para refuerzo presentó un comportamiento elasto plástico.

Las Fig. N° 6b y 6c, muestran las características de ambos materiales. Se midieron las deformaciones cuando fueron aplicadas cargas laterales en la parte alta del muro. La fig. 6d muestra el diagrama de deformaciones en una sección de columna cerca de la base. Para las cuantías máximas y mínima las pruebas confirmaron la teoría expuesta.

---

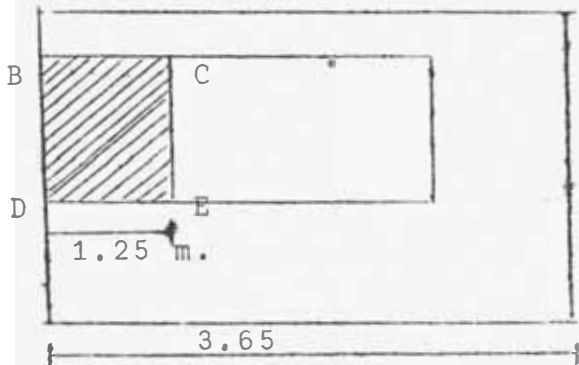
(5) J. KRISHNA Y B. CHANDRA "Ibid"

(\*) Se entiende por columna a un elemento similar al de la Fig. 5a (BCDE)



APLICACION DEL METODO DE P<sub>min</sub> y P<sub>máx</sub> DE KRISHNA Y CHANDRA EN

LA CASA TIPO 3 BANCO NACION



Muro "M" 2da. Planta  
e = .25 m.

CARACTERISTICAS

Ladrillo: Macizo 10 x 15 x 24 (KK)

Mortero: 1:6 (cemento arena)

Esfuerzo de compresión de la albañilería:

$$c = 75 \text{ Kg/cm}^2 = 1070 \text{ lbs/in}^2$$

(Tabla N° 2)

Esfuerzo de Tracción del Acero:

$$t = 2800 \text{ Kg/cm}^2 = 40000 \text{ lbs/in}^2$$

Módulo de elasticidad de la albañilería:

$$E_b = 24400 \text{ Kg/cm}^2 = 348000 \text{ lbs/in}^2$$

(Tabla N° 3)

Módulo de elasticidad del acero

$$E_b = 2000000 \text{ Kg/cm}^2 = 28500000 \text{ Lbs/in}^2$$

$$m = \frac{E_b}{E_b} = \frac{285.00000}{348000} = 82$$

CALCULO DEL P<sub>min</sub>:

$$P_{min} = \frac{CN}{2t} \left( 2 - \frac{1}{\mu'} \right)$$

$\mu' = 1$  (comportamiento frágil de la albañilería)

$N = 0.25$  (factor seguridad al vuelco)

Reemplazando:

$$P_{\min} = \frac{1070 \times 0.25}{2 \times 40000} - \left(2 - \frac{1}{1}\right) = 0.00335$$

$$P_{\min} = 0.00335$$

### CALCULO DEL $f_{\max}$

Del gráfico N° 7 para  $\mu' = 1$

$$\mu = 1.45$$

$$P_{\max} = \frac{m N}{3(2 \mu - 1)} \left[ \frac{1}{\mu'} + 3(\mu' - 1) \right] \left(\frac{c}{t}\right)^2 \quad (1)$$

$$N = \frac{1}{\frac{t}{1 + m\mu'}} \quad (2)$$

Reemplazando valores en (2)

$$N = \frac{1}{1 + \frac{40000 \times 1.45}{82 \times 1070 \times 1}} = \frac{1}{1 + 0.664} = 0.6$$

En (1)

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{82 \times 0.6}{3(2 \times 1.45)} \left[ \frac{1}{1} + 3(1-1) \right] \left(\frac{1070}{40000}\right)^2 \\ &= \frac{82 \times 0.6}{3 \times 1.90} \left[ \frac{1070}{40000} \right]^2 = \frac{82 \times 0.6}{3 \times 1.9} (0.000714) \end{aligned}$$

$$P_{\max} = 0.0062$$

## 7. RESISTENCIA A LA TRACCION DIAGONAL

Cuando en los muros sometidos a carga lateral, se presenta una grieta que cruza el muro en forma diagonal, e independiente a la posición de las juntas, se dice que el esfuerzo de tracción máximo excede a la resistencia en tracción del conjunto ( $f'_t$ ).

Con este conocimiento se empleará el Método de elementos finitos, propuesto por Meli (3), que permite predecir la carga que causa la formación de éstas grietas, en un elemento cuadrado.

Así tenemos que:

$$(ft)_{\max} = \frac{0.49}{A_t} P \quad P = \sqrt{2} V \quad (1)$$

Siendo:

P Fuerza de compresión en el sentido de la diagonal.

$A_t$  Area transversal neta del muro.

De donde, la componente horizontal de carga última será (ver Fig. 7)

$$V_{\mu} = 1.44 A_t f'_t \quad (2)$$

El efecto de la carga vertical sobre el muro reduce el esfuerzo máximo de tensión, dándose lugar a un aumento de la fuerza cortante máxima en forma lineal respecto a una carga vertical. La fuerza cortante última, en función de la carga se puede expresar con la siguiente fórmula:

$$V_{\mu} = 1.44 A_t f'_t + 0.59 w \quad (3)$$

---

(3) R. MELI Y G. SALGADO: "Comportamiento de muros bajo carga lateral".

W Carga o peso vertical total.

La ecuación N° 2 se comprobó, al experimentar en muros confinados con un marco exterior con diferentes relaciones de lados y diferentes rigideces del marco, obteniéndose variaciones poco sensibles en la fórmula.

Si el muro está bien construido (sin problemas de adherencia), la resistencia a tracción del conjunto se puede considerar:

$$f'_t = K_1 \sqrt{f'_m} \quad (4)$$

f'm Resistencia a la compresión de la mortera.

Expresándose la ecuación N° 2 como:

$$V_\mu = K_1 A_t \sqrt{f'_m} \quad (5)$$

Para calcular el valor de K<sub>1</sub> solo se han tomado en cuenta las cargas últimas de los ensayos de muros sin marco. Así se halló:

$$V_\mu = 0.8 A_t \sqrt{f'_m} \quad 5a$$

Al ensayar en muros sin marco, la aparición de la primera grieta inclinada fué seguida casi inmediatamente por la claudicación del muro; lo que no sucedía, cuando el muro al ser igualmente sometido a la compresión diagonal, estaba confinado por un marco lo suficientemente reforzado, que le permitía al muro contar con una reserva más o menos considerable de capacidad después de la formación de la primera

grieta diagonal.

Sin embargo resulta conservador usar la fórmula N° 5a, obtenida de los ensayos de muros aislados, como también en los casos de muros con marco, ya que la reserva adicional no se toma en cuenta en el cálculo.

Para muros con refuerzo interior, la experimentación mostró la existencia de dispersión en los resultados. Existe la evidencia, de que la resistencia se incrementa con la presencia de cantidades reducidas de concreto, especialmente colocado en los extremos; éste incremento de resistencia se torna considerable, cuando se colocan mayores cantidades de refuerzo, teniéndose necesidad de utilizar la siguiente ecuación:

$$V_u = 0.5 A_t \sqrt{f'_m} + 1.4 A_c \sqrt{f'_c} \geq 0.8 A_t \sqrt{f'_m}$$

En ésta ecuación, el valor de  $f'_c$  determinado por medio de ensayos en cilindros de prueba, produce una apreciable fuente de error, debido a que la resistencia real del concreto en el interior del muro puede aumentar la resistencia, por la absorción de agua por parte de los ladrillos. Si existiese carga vertical sobre el muro la ecuación anterior se incrementará en un factor:

$$V = V_o + \beta W$$

En esta ecuación  $V_o$  es la resistencia del muro, cuando no existe carga vertical,  $\beta$  es un coeficiente que

puede tomarse igual a 0.55, resultando aproximadamente igual, para muros en voladizo y en compresión diagonal. El valor de  $\beta$  es cercano al teórico de la ecuación N° 3.

#### 8. RESISTENCIA AL CORTANTE EN LA JUNTA

Otro tipo de falla en los muros de albañilería, ocurre por deslizamiento de las piezas de ladrillo sobre las juntas, cuando el esfuerzo tangencial a que están sometidos excede a la resistencia al deslizamiento de éstos. La resistencia al deslizamiento es proporcionada, por la adherencia entre las piezas de ladrillo y el mortero, y la fricción entre ambos materiales.

De acuerdo a lo expresado, podemos definir al esfuerzo cortante resistente como:

$$V = u + f\sigma_y$$

Donde:

V Esfuerzo cortante resistente

u Resistencia por adherencia

f Coeficiente de fricción entre el ladrillo y mortero

$\sigma_y$  Esfuerzo de compresión a la junta.

Meli (3) planteó que la carga horizontal resistente al corte en la junta, viene dado: (ver Fig. 8)

$$V = u + \frac{A_t + fW}{K_1 \left(1 - \frac{K_2}{K_3} f\alpha\right)}$$

C A P I T U L O    I I

CAUSAS DE LAS FALLAS DE VIVIENDAS EN CHIMBOTE

Por simplicidad, considerando que no se tienen valores precisos sobre las características de los materiales con que es tan construidas las viviendas de Chimbote, no valdría la pena llegar a mayores afinamientos mediante la aplicación de las fórmu - las planteadas en los Antecedentes presentados en la primera par - te de este trabajo. Por tanto consideramos que es mejor utilizar métodos de análisis más conocidos.

Para el efecto, se han utilizado tres métodos que van de un análisis global hasta uno más específico, sucesivamente.

Así tenemos:

- Método por densidad de muros.
- Análisis por capacidad resistente.
- Análisis por rigideces.

El desarrollo de éstos tres métodos, tienen por deno - minador común el comparar la fuerza resistente de los muros (glo - bal e individualmente) con la fuerza sísmica actuante, calculada mediante el "Reglamento Nacional de Construcciones" Título V - Cap. IV. A su vez la aplicación de dichos métodos nos lleva a es - timar su validez; pues en el análisis de un caso concreto, como el que estamos estudiando, es posible identificar cual de los - tres métodos responde mejor al comparar lo analítico con lo real.

Posteriormente, se graficó la densidad de muros ( $\text{cm}/\text{m}^2$ ) por niveles y direcciones vs. el grado de daños observado, con -



el propósito de obtener un valor aproximado de la densidad necesaria, que ante las fuerzas sísmicas, fuese capaz de resistir los efectos de modo que no se produzcan mayores daños.

Para identificar en los planos, las fallas observadas en el campo, nos hemos auxiliado de una nomenclatura en la que figura:

- La identificación del elemento.
- El esquema de las fallas.
- La dimensión de las mismas.
- Naturaleza de la falla y su grado, de acuerdo a la escala de daños que hemos adoptado.

Se escogieron para su estudio aquellas urbanizaciones en donde la acción del sismo se hizo más evidente, así como también, se trato de alguna manera de encontrarles una distribución más o menos homogénea, dentro del área de Chimbote, con el objeto de tener construcciones en distintos tipos de suelo.

Los dos primeros métodos de análisis fueron aplicados a todas las casas de las distintas urbanizaciones estudiadas, mientras que el tercero, dada su relativa complejidad, se aplicó por lo menos a una casa de cada urbanización. Este último método nos permite evaluar la naturaleza de los esfuerzos que se generaron durante el sismo; por lo que fué aplicado en aquellas casas afectadas por mayores daños, principalmente.

Las urbanizaciones estudiadas fueron las siguientes:

- Antúñez de Mayolo.
- Las Laderas.
- Los Pinos.
- Buenos Aires (2a etapa)
- Buenos Aires (Banco de la Nación)

Para la comparación entre los esfuerzos actuantes y resistentes, se tomó como referencia o patrón de comparación el valor que propone el "Reglamento Nacional de Construcciones" (título VII - capítulo II) para esfuerzos de corte o tracción permisible de  $0.6 \text{ Kg/cm}^2$ , en muros de ladrillo King - Kong (proporción de mortero cemento-arena 1:3 y 1:4, de  $f'c = 175$  y  $100 \text{ Kg/cm}^2$  - respectivamente)

La Metodología presentada anteriormente, así como algunos valores de base tomados, sirven de fondo para el desarrollo de los tres métodos mencionados.

Primero, se procederá a presentar los métodos, sus considerandos y restricciones, pasando luego a su aplicación en las distintas casas de las urbanizaciones escogidas, para terminar - con la interpretación de los resultados en comparación con las - fallas observadas.

1. ANALISIS POR DENSIDAD DE MUROS (6)

Este primer método se basa en la igualación, por un lado de la fuerza sísmica actuante encontrada de acuerdo al "Reglamento Nacional de Construcciones" y por otro, la capacidad resistente al corte de los muros bajo el supuesto, de una carga unitaria de  $0.6 \text{ kg/cm}^2$  para la albañilería. A partir de ésta igualdad es posible hallar un coeficiente adimensional que representa una relación entre el área mínima necesaria de muros sísmicamente resistentes en el nivel considerado, en referencia al área techada total por encima del nivel en estudio.

Se entiende por muros sísmicamente resistentes, aquellos que tienen contacto con el techo y piso, con la condición de que su longitud no sea menor que la mitad de su altura, sean o no portantes.

Antes de plantear la ecuación fundamental, se muestra la siguiente nomenclatura:

A = Área techada en  $\text{m}^2$  sobre el nivel considerado.

$C_t A$  = Área total de muros (sección horizontal)

$C_x$  = Coeficiente adimensional; relación entre área de muros resistentes en la dirección considerada con referencia al área total techada sobre ellos.

H = Fuerza cortante sísmica, calculada según el Reglamento Nacional de Construcciones.

-----  
(6) Desarrollada por el Dr. R. Yamashiro en la Cámara Peruana de la Construcción. "Cursillo de Albañilería de ladrillo".

Se ha considerado para todas las casas, algunos valores - constantes, que aunque presentan pequeñas diferencias con los valores reales, no justifican por su magnitud, elaborar fórmulas - para cada caso particular.

Así se tiene:

Altura de muros = 2.40 mts.

Peso específico de la albañilería = 1.80 ton/m<sup>3</sup>

Peso del aligerado = 0.350 ton/m<sup>2</sup>

Y otros tales como:

Coeficiente sísmico (C<sub>1</sub>) = 0.16

Coeficiente de regionalización y uso de la construcción -  
= 0.8

Podemos decir luego de lo anterior:

Peso de la construcción (P) = 0.350 A + 2.4 x 1.8 C<sub>t</sub>A  
(0.35 + 4.3 C<sub>t</sub>) A

Y la:

Fuerza sísmica (H) = 0.16 x 0.8 P  
= 0.16 x 0.8 (0.35 + 4.3 C<sub>t</sub>) A  
H = 0.0448 + 0.55 C<sub>t</sub>A

Siendo la:

Fuerza resistente = 6 C<sub>x</sub>A

Igualando y simplificando:

$$C_x \geq 0.00745 + 0.092 C_t \quad (1)$$

La expresión general hallada tiene dos restricciones adicionales:

$$C_x \geq 0.025 \dots\dots\dots (2)$$

$$C_x \geq \frac{C_T}{4} \dots\dots\dots (3)$$

Está claro, que el valor a tomarse en consideración como el mínimo necesario será el mayor de los propuestos (1), (2) o (3). Cuando se trata de muros confiaados por elementos de concreto (columnas de amarre y viga solera) es posible reducir los requerimientos indicados a la tercera parte, tal como propone J. Krishna en su estudio teórico llevado a cabo. "Strengtheing of brick buildings against earthquake forces" 1964.

## 2. ANALISIS POR CAPACIDAD RESISTENTE (7)

Este método tiene como principio general el mismo del anterior pero es un tanto más preciso, ya que considera distintas fuerzas cortantes para cada nivel, para compararlas con la capacidad resistente total de los muros.

El método sugiere la conveniencia de reducir el esfuerzo de corte permisible ( $0.6 \text{ kg/cm}^2$ ) en aquellos muros cuya relación H/L (altura libre entre longitud) sea menor que el valor 1.33. Para el efecto el esfuerzo se reduce teniendo en cuenta la siguiente expresión:

$$\sigma = 0.6 (1.33 L/H)^2 \text{ Kg/cm}^2$$

-----  
(7) ROSENBLUETH E., ESTEVA L. "Diseño sísmico de Edificios" (Reglamento de las construcciones en el distrito Federal - Mexico)

### 3. ANALISIS POR RIGIDECES (8)

Este método es mas preciso que los anteriores. Se toman en cuenta las rigideces de los muros en el sentido en que se realiza el análisis.

Los muros son considerados como placas rectangulares homogeneas y su rigidez viene dada por la fórmula:

$$\frac{R}{E} = \frac{e}{4 \left(\frac{H}{L}\right)^3 + 3 \left(\frac{H}{L}\right)}$$

En donde:

- e = Espesor del muro en el sentido considerado.
- H = Altura del muro
- L = Longitud del muro en el sentido considerado.
- R = Rigidez del muro.
- E = Módulo de elasticidad de la albañilería.

Según esto, la fuerza sísmica se distribuirá en forma proporcional a la rigidez relativa de cada muro. El valor de la fuerza actuante en éste caso está dado por la siguiente fórmula:

$$F_{ix}^F = \frac{R_{ix}}{\sum_{i=1}^n R_{ix}} F_x$$

- $F_x$  = Fuerza sísmica total en el sentido X (H).
- $F_{ix}$  = Fuerza actuante en el muro considerado.
- $R_{ix}$  = Rigidez del muro en el sentido X.

$\sum R_{ix}$  = Sumatoria de las rigideces de los muros en el sentido X.

Encontrada ésta fuerza se realiza el análisis por torsión que produce fuerzas, que se agregarán a las halladas, solo en el caso de contribuir al mismo efecto.

Esta corrección por torsión, se basa en los efectos adicionales producidos por el momento torsor, que surge a consecuencia de la excentricidad de la ubicación del centro de masa o gravedad, en donde está aplicada la fuerza sísmica, respecto al centro de rigidez de los muros. El centro de rigidez está dado -

$$X_{cr} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{iy} X_i}{\sum_{i=1}^n R_{iy}}$$

$$Y_{cr} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{ix} X_i}{\sum_{i=1}^n R_{ix}}$$

$X_{cr}$  = Abscisa del centro de rigidez, del total de muros respecto a un eje de referencia arbitrario Y.

$Y_{cr}$  = Ordenada del centro de rigidez del total de muros, respecto a un eje de referencia arbitrario X.

$X_i$  = Abscisa del centro de rigidez del muro "i", respecto al eje arbitrario Y.

$Y_i$  = Ordenada del centro de rigidez del muro "i", respecto al eje arbitrario X.

El momento torsor vendrá dado por:

$$T_x = H \left( \begin{matrix} + \\ - \end{matrix} Y_{cr} \begin{matrix} - \\ + \end{matrix} Y_{cg} \right)$$

$$T_y = H \left( \begin{matrix} + \\ - \end{matrix} X_{cr} \begin{matrix} - \\ + \end{matrix} X_{cg} \right)$$

$T_x$  = Momento torsor producido cuando H ingresa por X.

$T_y$  = Momento torsor producido cuando H ingresa por Y.

$X_{cg}$  = Abscisa del centro de gravedad respecto al eje arbitrario Y.

$Y_{cg}$  = Ordenada del centro de gravedad respecto al eje arbitrario X.

NOTA.- La exentricidad que se ha considerado, es estática, de acuerdo al método original, propuesto por el autor.

Los signos anteriormente indicados, serán hallados tomando en cuenta, que el momento torsor será positivo en todos los casos. La regla hallada de ésta manera se conservará para el cálculo de  $\bar{X}$  e  $\bar{Y}$ , que más adelante se señalan y que en última instancia son los que dan el signo de la fuerza producida por el momento torsor, que se puede hallar de la siguiente manera:

$$F_{ix}^{Tx} = T_x \frac{R_{ix} Y_i}{J}$$

$$F_{iy}^{Ty} = T_y \frac{R_{iy} X_i}{J}$$



En donde:

$$J = \sum_{i=1}^n ( \bar{Y}_i^2 R_{ix} + \bar{X}_i^2 R_{iy} )$$

$$\bar{Y}_i = Y_{cr} + Y_i$$

$$\bar{X}_i = X_{cr} + X_i$$

Como en los casos anteriores se considerarán únicamente los muros sísmicamente resistentes, de las características ya anotadas, con el objeto de simplificar los cálculos.

Es de anotar que ésta simplificación puede traer consigo errores en la evaluación de la rigidez de los muros, ya que, al haberlos considerado como rectangulares, se desprecian muros concurrentes de dimensión menor a la mitad de la altura libre - que aportarían una mayor rigidez al conjunto (muro- mocheta). por ejemplo, muros en "L", "C", "T" e "I" tienen mayor rigidez - que un muro de igual longitud, tal como se consideran en los cálculos.

Así mismo, los cálculos no tienen en cuenta las posibles columnas de arriostre que pueda tener la construcción, por tanto los valores de los esfuerzos obtenidos por éste método, en el caso de existir columnas, solo son referenciales y podrán ser comparados con el valor  $0.6 \text{ kg/cm}^2$  afectado por un coeficiente - mayor a 1. Tampoco en los cálculos se toma en cuenta el efecto - de las escaleras en caso de que éstas existan.

De otro lado, en el caso de existir vanos de puertas y ventanas, se ha considerado solo los muros resistentes a ambos lados de la abertura en forma individual, desestimándose la posible contribución de los dinteles, que como se sabe, son zonas sometidas a grandes esfuerzos de tracción diagonal por la intempestiva reducción de sección.

#### 4. DENSIDAD DE MUROS VERSUS DAÑOS OBSERVADOS

Basándose en los coeficientes  $C_x$  y  $C_y$  adimensionales ( $m^2/m^2$ ) del 1º método fue posible hallar la densidad de muros expresada en  $cm/m^2$ , afectándolos por el factor  $4 \times 10^2 \text{ cm/m}^2$  ya que normalmente se conoce la densidad en estas dimensiones.

En el eje horizontal se colocaran los grados de daños correspondientes a las fallas observadas, que iban de menor a mayor. Se adoptó para ello la siguiente escala de daños:

1. Sin daños
2. Fisura
3. Grietas a través de las cuales no es posible ver de un lado a otro.
4. Grietas a través de las cuales es posible ver de un lado a otro.
5. Paredes caídas o con hueco.

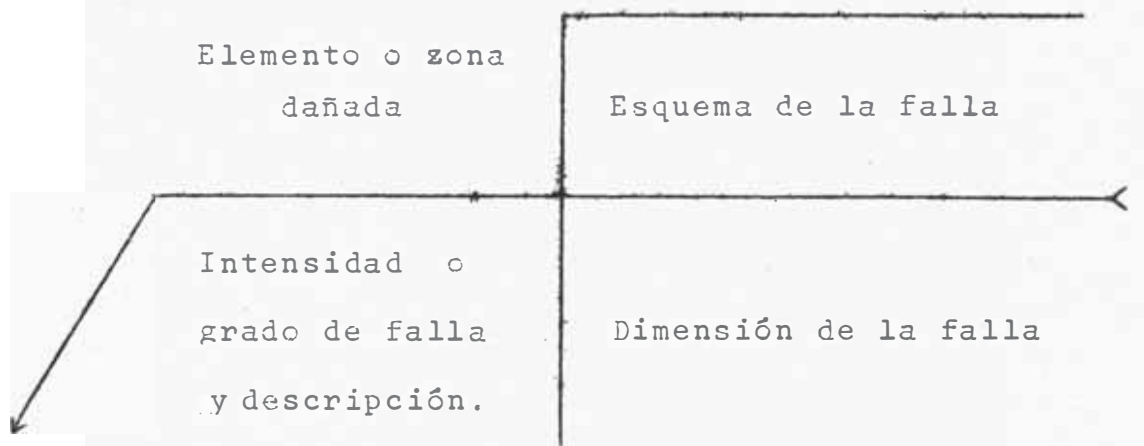
En el eje vertical se graficaron las densidades de muros, en  $cm/m^2$ . Se han considerado los valores por piso y dirección según los ejes X e Y, paralelo a la fachada y perpendicular

a ella respectivamente.

Con el propósito de entender la magnitud de los daños se consideró el grado de daños que predominaba, vale decir la "moda". Está claro que ésta forma de evaluación presenta un cierto grado de imprecisión, debido a que solamente se evalúan daños, sin considerar las características intrínsecas de los muros

##### 5. NOMENCLATURA USADA PARA LA REPRESENTACION DE LAS FALLAS

En el diagrama utilizado está dividido en cuatro cuadrantes con el objeto de dar una idea más o menos aproximada de las fallas ocurridas, y una presentación adecuada.



Flecha al centro geométrico del elemento.

En los dibujos que se acompañan, en la parte correspondiente al elemento o zona dañada se colocó la identificación alfabética de los muros con relación a los cálculos realizados.

Para la casa tipo I de la urbanización Las Laderas, se utilizó una descripción más detallada de los daños, no usándose para ello, la nomenclatura propuesta.

## 6. CALCULOS

URBANIZACION "ANTUNEZ DE MAYOLO"

Long. de Muros sentido perpendicular a la fachada (y)		Long. de Muros sentido paralelo a la fachada (x).		Longitud total de muros.-	
1er. Piso		1er. Piso		1er. Piso	
0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25
5.20	2.20	2.15	0.25	38.45	2.20
3.70		2.25			23.00
2.50		1.20			
2.50		3.00			
3.30		3.20			
7.40		3.00			
13.85		3.20			
		2.50			
		2.40			
		23.00			
38.45	2.20	38.45	25.20	38.45	25.20

PRIMER METODO

CALCULO DEL C  
NECESARIO

1º Piso

$$C_T = \frac{38.45 \times 0.15 + 0.25 \times 25.20}{104.16} = \frac{5.76 + 6.30}{104.16} = \frac{12.06}{104.16} = 0.1155$$

CRITERIOS

$$C_{nec} \geq \frac{C_T}{12} = \frac{0.1155}{12} = 0.00963$$

¡MANDA!

$$C_{nec} \geq \frac{0.00745 + 0.092 \times 0.1155}{5} = 0.0060$$

$$C_{nec} \geq \frac{0.025}{3} = 0.0083$$

$$C_x = \frac{23.00 \times 0.25}{104.16} = 0.0575 > C_{nec} \quad \text{¡O.K.!}$$

$$C_y = \frac{38.45 \times 0.15 + 0.25 \times 2.20}{104.16} = 0.058 > C_{nec} \quad \text{¡O.K.!}$$



SEGUNDO METODO

CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE ACTUANTE

METRADO

$$\begin{array}{rcl} \text{Peso de muros:} & (38.45 \times 0.15 \times 1.312 + 25.20 \times 0.25 \times 1.312) \times 1.8 & \\ & (6.91 + 8.26) \times 1.8 = & 27.3 \text{ T} \\ \text{Peso aligerado:} & 104.16 \times 0.300 = & 31.20 \\ 0.25 \text{ C} & : & 0.25 \times 104.16 \times 0.200 = & 5.22 \\ & & & \hline & & & 63.72 \text{ T} \end{array}$$

$$H = \text{UC.P}$$

$$H = 0.8 \times 0.16 \times 63.72 = 8.15 \text{ T}$$

CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE RESISTENTE

$$\frac{h}{L} \leq 1.33 \quad L_{\min} = \frac{2.635}{1.33} = 1.98 \text{ mts.}$$

Dirección perpendicular a la fachada (Fy)

$$\begin{array}{rcl} \text{Muros de } 0.15 & 38.45 \times 0.15 \times 6.0 = & 34.6 \\ \text{Muros de } 0.25 & 2.20 \times 0.25 \times 6.0 = & 3.3 \\ & & \hline F_y = & 37.9 > & \text{Factuante O.K.} \end{array}$$

Dirección paralela a la fachada (Fx)

Muros de 0.15

$$\text{Muros de } 0.25: \quad 21.70 \times 0.25 \times 6.0 + 1.30 \times 0.25 \times 6.0 \left(1.33 \times \frac{1.30}{2.635}\right)^2$$

$$32.6 + 0.84 = 33.4 \text{ T}$$

$$F_x = 33.4 \text{ T} > \text{Factuante } \text{¡O.K!}$$



PRIMER METODO

CALCULO DE: C<sub>NECESARIO</sub>

1° Piso

$$C_T = \frac{34.90 \times 0.15 + 28.80 \times 0.25}{117.40} = \frac{5.24 + 7.20}{117.40} = \frac{12.44}{117.40} = 0.106$$

CRITERIOS

$$C_{nec} \geq \frac{C_T}{12} = \frac{0.106}{12} = 0.00885 \quad \text{-----} \quad \text{i MANDA !}$$

$$C_{nec} \geq \frac{0.00745 + 0.0092 \times 0.106}{5} = 0.00568$$

$$C_{nec} \geq \frac{0.025}{3} = 0.0083$$

Tenemos:

$$C_x = \frac{25.10 \times 0.25}{117.40} = 0.0534 > C_{nec} \quad \text{-----} \quad \text{iO.K.!$$

$$C_y = \frac{34.90 \times 0.15 + 0.25 \times 3.70}{117.40} = 0.0526 > C_{nec} \quad \text{---} \quad \text{iO.K.!$$

SEGUNDO METODO

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA

PRIMER NIVEL

METRADO:

$$\begin{aligned} \text{Peso de muros: } & (34.90 \times 0.15 \times 1.312 + 28.80 \times 0.25 \times 1.312) \cdot 1.800 \\ & = (6.87 + 9.45) \times 18 = 29.40^T \end{aligned}$$

$$\text{Peso Aligerado: } 117.40 \times 0.300 = 35.20^T$$

$$0.25 \text{ CV} : 0.25 \times 117.40 \times 0.200 = \underline{5.87}$$

$$\text{PESO TOTAL} = 70.47$$

$$H = U \cdot C_i \cdot P$$

$$H = 0.8 \times 0.16 \times 70.47 = 9.02^T$$

FUERZA CORTANTE RESISTENTE:

$$\frac{h}{L} \leq 1.33 \qquad L_{\min} = \frac{2.635}{1.33} = 1.98 \text{ mts.}$$

Dirección perpendicular a la fachada (Fy)

$$\begin{aligned} \text{Muros de } .15 & \quad 33.10 \times 0.15 \times 6.0 + 1.80 \times 0.15 \times 6.0 \left( 1.33 \frac{1.80}{2.58} \right)^2 = \\ & \quad 2.98 + 1.34 = 31.14^T \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Muros de } .25 & \quad 2.20 \times 0.25 \times 6.0 + 1.50 \times 0.25 \times 6.0 \left( 1.33 \times \frac{1.50}{2.635} \right)^2 = \\ & \quad 3.3 + 1.287 = 4.587^T \end{aligned}$$

$$(F_y) \text{ Fuerza resistente: } 35.727^T > \text{ Factuante ¡OK!}$$

Dirección paralela a la fachada (Fx)

Muros de 0.15

Muros de 0.25                     $25.10 \times 0.25 \times 6.0 = 37.6^T$      Factuante

¡OK!



PRIMER METODO

CALCULO DEL C<sub>T</sub> NECESARIO

1° Piso

$$C_T = \frac{59.15 \times 0.15 + 32.15 \times 0.25}{148.80} = \frac{8.86 + 8.05}{148.80} = \frac{16.91}{148.80} = 0.114$$

CRITERIOS

$$C_{nec} > \frac{C_T}{12} = \frac{0.114}{12} = 0.0095 \quad \text{-----} \quad \text{¡MANDA!}$$

$$C_{nec} > \frac{0.00745 + 0.092 \times 0.114}{3} = 0.00592$$

$$C_{nec} > \frac{0.025}{3} = 0.0083$$

$$C_x = \frac{0.25 \times 30.25}{148.80} = 0.0508 > C_{nec} \quad \text{-----} \quad \text{¡O.K.!}$$

$$C_y = \frac{59.15 \times 0.15 + 1.90 \times 0.25}{148.80} = 0.0632 > C_{nec} \quad \text{--} \quad \text{¡O.K.!}$$

SEGUNDO METODO

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA

PRIMER NIVEL

Peso de muros:

$$(59.15 \times 0.15 \times 1.312 + 32.15 \times 0.25 \times 1.312) \times 1.800 = (11.67 + 10.55) \times 1.800 = 22.2 \times 1.8 = 40.00 \text{ T}$$

Peso Aligerado:

$$148.80 \times 0.300 = 44.60 \text{ T}$$

0.25 CV

$$0.25 \times 1.48.80 \times 0.200 = 7.45 \text{ T}$$

$$\text{TOTAL} = 92.05 \text{ T}$$

$$U = 0.8$$

$$H = UC, P$$

$$C = 0.16 \quad \text{reglamento}$$

$$H = 0.8 \times 0.16 \times 92.05 = 11.8 \text{ T}$$

FUERZA CORRIANTE RESISTENTE:

$$\text{relaci3n } \frac{h}{L} \leq 1.33 \quad \frac{2.635}{1.33} = L \quad L_{\min} = 1.98$$

Direcci3n perpendicular a la fachada (Fy)

$$\text{Muros de 0.15} \quad 59.15 \times 0.15 \times 6.0 = 53.10 \text{ T}$$

$$\text{Muros de 0.25} \quad 1.90 \times 0.25 + 6.0 \left(1.33 \times \frac{1.90}{2.635}\right)^2 = 2.62$$

$$\text{Fuerza cortante resistente} \quad 55.72$$

$$55.72 > 11.8 \text{ T} \quad \text{¡OK!}$$



Dirección paralela a la fachada: (Fx)

Muros de 0.15

Muros de 0.25                     $30.25 \times 0.25 \times 6.0 = 45.4^T$  > Factuante ¡0.K!

Casa Tipo

E-1

Area Techada.

2do. Piso: ---

Long. de Muros sentido perpen-  
dicular a la fachada (y).

Long. de Muros sentido parale-  
lo a la fachada (x).

Longitud total de Muros.

1er. Piso		2do. Piso		1er. Piso		2do. Piso		1er. Piso		2do. Piso	
0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25
7.35	2.00										
				2.10				45.65	2.00		
3.50				2.25					28.35		
1.60				1.50							
3.20				3.00							
1.20				2.50							
3.70				3.00							
6.00				3.50							
2.10				2.50							
17.00				2.50							
				3.50							
				2.00							
				28.35							
45.65	2.00							45.65	20.35		

PRIMER METODO

CALCULO DEL CNECESARIO

PRIMER PISO

$$C_T = \frac{0.15 \times 45.65 + 0.25 \times 30.35}{131.35} = \frac{6.85 + 7.58}{131.35} = \frac{14.43}{131.35} = 0.11$$

DE LOS PLANOS

$$C_x = \frac{28.35 \times 0.25}{131.35} = 0.054 > C_{nec}$$

$$C_y = \frac{45.65 \times 0.15 + 2 \times 0.25}{131.35} = \frac{6.85 + 0.5}{131.35} = \frac{7.35}{131.35} = 0.056 > C_{nec} \text{ ¡O.K!}$$

CRITERIOS:

$$C_{nec} \geq \frac{C_T}{12} = \frac{0.11}{12} = 0.00917 \quad \text{¡MANDA!}$$

$$C_{nec} \geq \frac{0.00745 + 0.092}{3} = 0.00583$$

$$C_{nec} \geq 0.025/3 = 0.0083$$

SEGUNDO METODO

CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE ACTUANTE

METRADO:

Peso muros:	(45.65x0.15x1.312+30.35x0.25x1.312)1.8	
	(9.00+9.95)1.8 =	34.20
Peso aligerado:	131.35x0.300 =	39.40
C (0.25) :	0.25x131.35x0.200 =	6.57
		80.17 <sup>T</sup>

H= UC, P

H= 0.8x0.16x80.17 = 10.25<sup>T</sup>

CALCULO DE LA FUERZA RESISTENTE

Relación  $\frac{h}{L} \leq 1.33$       Limn = 1.98 mts.

Dirección perpendicular a la fachada (Fy)

Muros de 0.15	42.85x0.15x6.0+1.50x0.15x6.0(1.33x $\frac{1.50}{2.635}$ ) <sup>2</sup> + 1.30x0.15x6.0(1.33x $\frac{1.30}{2.635}$ ) <sup>2</sup> = 3.86+0.0773+	
	0.503 =	39.876 <sup>T</sup>
Muros de 0.25 =	2.00x0.25x0.0 =	0.300

Fy = 42.87 > Factuante O.K

Dirección paralela a la fachada:

Muros de 0.15

Muros de 0.25  $26.85 \times 0.25 \times 6.0 + 1.50 \times 0.25 \times 6.0 (1.33 \times \frac{1.50}{2.635})^2$

$$40.3 + 0.129 = 41.59^T = F_x$$

$F_x > \text{Factuante } \text{¡O.K!}$

URBANIZACION "LAS LADERAS"

Casa Tipo

1

Area Techada

2do. Piso: ---

Long. de Muros sentido perpen-  
dicular a la fachada (y).

Long. de Muros sentido parale-  
lo a la fachada (x).

Longitud total de Muros.

1er. Piso

2do. Piso

1er. Piso

2do. Piso

1er. Piso

2do. Piso.

0.15 0.25

0.15

0.25

0.15

0.25

0.15

0.25

0.15

0.25

0.15

0.25

7.50

2.85

3.60

2.80

2.80

2.80

7.50

30.00

30.00

1.70

1.70

31.70

PRIMER METODO

CALCULO DEL C<sub>NECESARIO</sub>

PRIMER PISO

$$C_T = \frac{31.70 \times .15}{63} = 0.075$$

Existen en los planos

$$C_x = \frac{1.70 \times .15}{63} = 0.004 \quad C \text{ nec. } \text{-----} \text{ ¡INSUFICIENTE!}$$

$$C_y = \frac{30 \times .15}{63} = 0.071 \quad C \text{ nec. } \text{-----} \text{ ¡OK!}$$

CRITERIOS

$$C \text{ nec. } > \frac{C_t}{4} = \frac{0.075}{4} = 0.0138$$

$$C > 0.00745 + 0.092 \times 0.075 = 0.0143$$

$$C > 0.025 \quad \text{-----} \quad \text{¡MANDA!}$$



SEGUNDO METODO

CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA

METRADO:

$$\begin{array}{l r c l} \text{Muros} & \rightarrow & 31.70 \times 0.15 \times 1.25 \times 1.8 & = & 10.70 \\ \text{Aligerado} & \rightarrow & 63.00 \times 0.300 & = & 18.90 \\ 0.25 \text{ CV} & \rightarrow & 0.25 \times 63.00 \times 0.200 & = & \frac{3.14}{32.74^T} \end{array}$$

$$H = UC_1 P$$

$$H = 0.80 \times 0.16 \times 32.74 = 4.19 \text{ T}$$

CALCULO DE LA FUERZA RESISTENTE

$$\frac{L}{h} < 1.33 \rightarrow L_{\min} = \frac{2.50}{1.33} = 1.88 \text{ mts.}$$

Dirección perpendicular a la fachada (Fy)

$$\text{Muros de } 0.15 \rightarrow 0.15 \times 30.00 \times 6.0 = 22^T$$

$$F_y = 22.0^T > \text{Fact} \text{ ----- ¡OK!}$$

Dirección paralela a la fachada (Fx)

$$\text{Muros de } 0.15 \rightarrow 0.15 \times 1.70 \times 6.0 \left( 1.33 \times \frac{1.70}{2.50} \right)^2 = 1.255$$

$$F_x = 1.255 < \text{Factuante}$$

¡INSUFICIENTE!

TERCER METODO: CALCULO DE RIGIDECES

Sentido X

MURO	e (cm)	h (m)	L (m)	L <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	3 h/l	4 (h/l) <sup>3</sup>	3 (h/l) <sup>4</sup> / 4 (h/l) <sup>3</sup>	R/E (cm)
A	750	2.40	.15	.003	48.00	18500	18548	.0405
B	285	2.40	.15	.003	48.00	18600	18548	.0154
C	380	2.40	.15	.003	48.00	18500	18548	.0105
D	280	2.40	.15	.003	48.00	18600	18548	.0151
E	280	2.40	.15	.003	48.00	18500	18548	.0151
F	280	2.40	.15	.003	48.00	18500	18548	.0151
G	750	2.40	.15	.003	48.00	18500	18548	.0405
H	16	2.40	1.70	4.913	4.24	11.25	15.49	.9700

TERCER METODO: CALCULO DE RIGIDEZES

sentido y

MURO	e (cm)	h (m)	L (m)	L <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	3 h/l	4 (h/l) <sup>3</sup>	$\frac{3}{4} \left( \frac{h}{l} \right)^3$	R/E	(cm)
A	15	2.40	7.50	421.88	0.97	0.131	1.101	13.60	
B	15	2.40	2.85	23.15	2.52	2.390	4.910	3.05	
C	15	2.40	3.80	54.87	1.89	1.010	2.900	5.17	
D	15	2.40	2.80	21.95	2.57	21.500	23.070	0.65	
E	15	2.40	2.80	21.95	2.57	21.500	23.070	0.65	
F	15	2.40	2.80	21.95	2.57	21.500	23.070	0.65	
G	15	2.40	7.50	421.88	0.97	0.131	1.101	13.60	
H	170	2.40	0.15	0.003	48.00	18500	18548	0.009	

SENTIDO X

MURO	$\frac{R_x}{E}$	$\frac{R_x}{R}$	$F_x^F$	Y	$\frac{R_x}{E} \cdot Y$	$Y - Y_{cr}$	$\frac{\bar{Y} R_x}{E}$	$-2 \frac{Y R_x}{E}$	$\frac{R_x Y}{E J}$	$F_x^{T_x}$	$F_x^{T_y}$
A	0.0405	0.036	0.150	3.75	0.152	3.15	0.479	1.509	—	—	—
B	0.0154	0.014	0.060	6.05	0.093	0.85	0.079	0.067	—	—	—
C	0.0205	0.018	0.080	1.90	0.039	5.00	0.195	0.975	—	—	—
D	0.0151	0.013	0.050	6.10	0.092	0.80	0.074	0.059	—	—	—
E	0.0151	0.013	0.050	1.40	0.021	5.50	0.116	0.638	—	—	—
F	0.0151	0.013	0.050	6.10	0.092	0.80	0.074	0.059	—	—	—
G	0.0405	0.036	0.150	3.75	0.152	3.15	0.479	1.509	—	—	—
H	0.9100	0.857	3.590	7.40	7.178	-0.50	-3.859	1.930	0.003	-0.040	—
	1.1322	x 4.19 Tm			7.819			6.746	x 12.44 Tm-m		

SENTIDO Y

MURO	$\frac{RV}{E}$	$\frac{RV}{Ry}$	$Fy^F$	X	$\frac{RV}{E} \cdot X$	$X = X_{cr}$	$-\frac{RV}{X}$	$-\frac{2RV}{X^2}$	$\frac{RVX}{EJ}$	$Fy^{Tx}$	$Fy^{Ty}$
A	13.600	0.365	1.530	0.08	1.088	3.950	4.298	16.977	—	—	—
B	3.050	0.081	0.340	1.35	4.118	2.680	11.036	29.576	0.002	—	0.004
C	5.170	0.138	0.580	3.00	15.510	1.030	15.975	16.454	0.005	—	0.010
D	0.650	0.017	0.070	3.00	1.950	1.030	2.009	2.069	0.001	—	0.002
E	0.650	0.017	0.070	6.00	3.900	-1.970	-7.683	15.136	0.001	—	-0.002
F	0.650	0.017	0.070	6.00	3.900	-1.970	-7.683	15.136	0.001	—	-0.002
G	13.600	0.365	1.530	8.82	119.952	-4.790	-574.570	2752.190	0.042	—	-0.083
H	0.009	—	—	6.20	0.056	-2.170	-0.122	0.265	—	—	—
	37.379		x 4.19 Tm		150.474			2847.803			x 1.97 Tm - u

### CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD

$$Y_{CG} = \frac{7.50 \times 3.10 \times 2 \times 3.75 + 2.80 \times 5.90 \times 4.45}{7.50 \times 3.10 \times 2 + 2.80 \times 5.90} = \frac{247.89}{63.02}$$

= 3.92 mts. (desde la fachada)

$$X_{CG} = \frac{7.50 \times 3.10 \times 1.55 + 7.50 \times 3.10 \times 7.45 + 2.80 \times 5.90 \times 4.50}{7.50 \times 3.10 + 7.50 \times 3.10 + 2.80 \times 5.90}$$

=  $\frac{283.59}{63.02}$  = 4.50 mts. (desde la izquierda)

### CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ (ver cuadros)

$$Y_{CR} = \frac{\sum \frac{R_x}{E} Y}{\sum \frac{R_x}{E}} = \frac{7.819}{1.132} = 6.90 \text{ mt (desde la fachada)}$$

$$X_{CR} = \frac{\sum \frac{R_y}{E} X}{\sum \frac{R_y}{E}} = \frac{150.474}{37.379} = 4.03 \text{ (desde la izquierda)}$$

### CALCULO DEL VALOR DE J: (ver cuadro)

$$J = \sum_{j=1}^8 (\bar{Y}_j^2 R_{jx} + \bar{X}_j^2 R_{jy}) = 6.746 + 2847.803 = 2854.549$$

### CALCULO DE MOMENTOS

a) Cuando H entra por X

$$T_x = 4.19 (Y_{CR} - Y_{CG}) = 4.19 (6.9 - 3.93) = 12.44 \text{ T - mt.}$$

b) Cuando H entra por Y

$$T_y = 4.19 (X_{CG} - X_{CR}) = 4.19 (4.50 - 4.03) = 1.97 \text{ T - mt.}$$

Cuadro Resumen

SENTIDO X				SENTIDO Y			
URO	Fx	Ton.	V. Kg/cm <sup>2</sup>	MURO	FY	Ton.	V. Kg./cm <sup>2</sup>
A		0.150	0.01	A		1.530	0.14
B		0.060	0.01	B		0.344	0.08
C		0.080	0.01	C		0.590	0.10
D		0.050	0.01	D		0.072	0.20
E		0.050	0.01	E		0.070	0.02
F		0.050	0.01	F		0.070	0.02
G		0.150	0.01	G		1.530	0.14
H		3.590	1.41	H		—	—

URBANIZACION "BUENOS AIRES" (2° ETAPA)



Long. de Muros sentido perpendicular a la fachada (y).		Long. de Muros sentido paralelo a la fachada (x).		Longitud total de Muros.	
1er. Piso	2do. Piso	1er. Piso	2do. Piso	1er. Piso	2do. Piso.
0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25
1.50	7.00	2.50		19.35	22.75
	3.00	2.90		1.50	
	3.50	3.15			
	2.50	3.15			
	3.50	2.90			
	3.60	2.25			
	9.75	2.50			
	<u>32.75</u>	<u>19.35</u>		<u>20.85</u>	<u>32.75</u>
1.50					

PRIMER METODO

CALCULO DEL C<sub>NECESARIO</sub>

PRIMER PISO

$$C_T = \frac{20.85 \times .15 + 32.75 \times .25}{96.45} = \frac{11.32}{96.45} = 0.117$$

CRITERIOS

$$C_{nec} > \frac{C_T}{12} = \frac{0.117}{12} = 0.0098 \quad \text{¡MANDA!}$$

$$C_{nec} > \frac{0.00745 + 0.092 \times 0.117}{3} = 0.0061$$

$$C_{nec} > \frac{0.025}{3} = 0.0085$$

$$C_x = \frac{19.35 \times .15}{96.45} = \frac{2.90}{96.45} = 0.030 > C_{nec} \quad \text{¡OK !}$$

$$C_y = \frac{1.50 \times .15 + 32.75}{96.45} = \frac{8.42}{96.45} = 0.087 > C_{nec} \quad \text{¡OK !}$$

SEGUNDO METODO

FUERZA CORTANTE ACTUANTE

Metrado:

$$\text{Peso de muros: } (0.15 \times 20.85 \times 1.20 + 0.25 \times 32.75 \times 1.20) \times 1.8$$

$$(3.76 + 9.82) \times 1.8 = 24.40$$

$$\text{Peso del aligerado: } 96.45 \times 0.300 = 28.90$$

$$0.25 \text{ CV : } 96.45 \times 0.25 \times 0.200 = \frac{4.82}{58.12}$$

$$H = UC_1 P$$

$$H = 0.8 \times 0.16 \times 58.12 = 7.45^T$$

FUERZA RESISTENTE:

$$\frac{h}{L} < 1.33 \rightarrow L \text{ min} = 1.80 \text{ mts.}$$

Dirección Perpendicular a la Fachada (Fy):

$$\text{Muros de 0.15} \rightarrow 1.50 \times 0.15 \times 6.0 \left(1.33 \times \frac{1.50}{2.40}\right)^2 = 0.93$$

$$\text{Muros de 0.25} \rightarrow 32.75 \times 0.25 \times 6.0 = \underline{49.0}$$

$$F_y = 49.93 > \text{Fact}$$

¡O.K.!

Dirección Paralela a la Fachada (Fx)

$$\text{Muros de 0.15} \rightarrow 19.35 \times 0.15 \times 6.0 = 17.40$$

$$F_x = 17.4 > \text{Fact.}$$

¡O.K.!

METODO: CALCULO DE RIGIDEZES

Sentido X

MURO	e (cm)	h (m)	L (m)	L <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	3 h/l	4 (h/l) <sup>3</sup>	3 (h/l) <sup>4</sup> 4 (h/l) <sup>3</sup>	R/E (cm)
A	300	2.40	0.25	0.016	28.80	3460	3488.80	0.086
B	700	2.40	0.25	0.016	28.80	3460	3488.80	0.201
C	700	2.40	0.25	0.016	28.80	3460	3488.80	0.201
D	250	2.40	0.25	0.016	28.80	3460	3488.80	0.072
E	350	2.40	0.25	0.016	28.80	3460	3488.80	0.010
F	350	2.40	0.25	0.016	28.80	3460	3488.80	0.010
G	150	2.40	0.15	0.003	48.00	18500	18548.00	0.008
H	975	2.40	0.25	0.016	28.80	3460	3488.80	0.280
I	15	2.40	2.50	15.630	2.88	3.54	6.42	2.340
J	15	2.40	2.90	24.390	2.49	2.27	4.76	3.150
K	15	2.40	3.15	31.260	2.29	1.77	4.06	3.700
L	15	2.40	3.15	31.260	2.29	1.77	4.06	3.700
M	15	2.40	2.90	24.390	2.49	2.27	4.76	3.150
N	15	2.40	2.25	11.390	3.20	4.86	8.06	1.860
O	15	2.40	2.50	15.630	2.88	3.54	6.42	2.340

REKORDEK PLETUNU: KALAKULO DE KILGILMECEK

sentido 7

MURO	e (cm)	h (m)	L (m)	L <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	3 h/l	4 (h/l) <sup>3</sup>	3 (h/l) <sup>4</sup> 4 (h/l) <sup>3</sup>	R/E (cm)
A	25	2.40	3.00	27.000	2.40	2.05	4.45	5.610
B	25	2.40	7.00	343.000	1.03	0.16	1.19	21.000
C	25	2.40	3.50	42.870	2.05	1.29	3.34	7.500
D	25	2.40	2.50	15.630	2.88	3.54	6.42	3.890
E	25	2.40	3.50	42.870	2.05	1.29	3.34	7.500
F	25	2.40	3.50	42.870	2.05	1.29	3.34	7.500
G	15	2.40	1.50	3.380	4.80	16.40	20.20	0.740
H	25	2.40	9.75	926.800	0.74	0.06	0.80	31.300
I	250	2.40	0.15	0.003	48.00	18.500	18.548	0.016
J	290	2.40	0.15	0.003	48.00	18.500	18.548	0.016
K	315	2.40	0.15	0.003	48.00	18.500	18.548	0.017
L	315	2.40	0.15	0.003	48.00	18.500	18.548	0.017
M	290	2.40	0.15	0.003	48.00	18.500	18.548	0.016
N	225	2.40	0.15	0.003	48.00	18.500	18.548	0.012
O	250	2.40	0.15	0.003	48.00	18.500	18.548	0.013



SENTIDO Y

MURO	$\frac{Ry}{E}$	$\frac{Ry}{Ry}$	Fy <sup>F</sup>	X	$\frac{Ry}{E} \cdot X$	$\frac{-X \cdot X}{E}$	$\frac{-Ry}{X \cdot E}$	$\frac{-2 Ry}{X \cdot E}$	$\frac{Ry \cdot X}{E \cdot J}$	Fy <sup>Tx</sup>	Fy <sup>Ty</sup>
A	5.610	0.066	0.490	0.125	0.700	4.725	3.300	15.593	—	—	—
B	21.000	0.247	1.840	1.300	27.300	3.550	96.915	344.048	0.005	—	0.008
C	7.500	0.088	0.660	1.300	9.750	3.550	34.613	122.876	0.002	—	0.003
D	3.890	0.046	0.340	4.930	19.178	-0.080	-1.534	0.123	0.004	—	-0.007
E	7.500	0.088	0.660	4.930	36.975	-0.080	-2.968	0.237	0.007	—	-0.011
F	7.500	0.088	0.660	4.930	36.975	-0.080	-2.968	0.237	0.007	—	-0.011
G	0.740	0.009	0.070	5.920	4.381	-1.070	-4.688	5.016	0.001	—	-0.002
H	31.300	0.367	2.740	8.850	277.005	-4.000	-1108.020	4432.080	0.054	—	-0.089
I	0.013	—	—	3.600	0.047	1.250	0.087	0.074	—	—	—
J	0.016	—	—	6.900	0.110	-2.050	-0.226	0.463	—	—	—
K	0.017	—	—	7.500	0.128	-2.650	-0.339	0.898	—	—	—
L	0.017	—	—	9.250	0.157	-4.400	-0.691	3.040	—	—	—
M	0.016	—	—	9.800	0.157	-4.950	-0.777	3.846	—	—	—
N	0.012	—	—	13.170	0.158	-8.320	-1.315	10.941	—	—	—
O	0.013	—	—	13.170	0.171	-8.320	-1.423	11.839	—	—	—
	86.144	7.45	Total		413.193			4951.311	x	1.64	Total

CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD

$$Y_{cg} = \frac{4.90 \times 3.50 \times 3.60 + 7.80 \times 3.30 \times 5.05 + 9.00 \times 3.00 \times 4.50}{96.45} + \frac{7.80 \times 3.40 \times 5.05}{96.45} = \frac{447.16}{96.45} = 4.63 \text{ mts. (desde la izquierda)}$$

$$X_{cg} = \frac{4.90 \times 13.25 \times 6.625 + 3 \times 1.15 \times 8.35 + 2.95 \times 9.70 \times 8.35}{96.45} = \frac{697.88}{96.45} = 7.23 \text{ mts. (desde la fachada)}$$

CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ (ver cuadro)

$$Y_{cr} = \frac{\sum \frac{R \times Y}{E}}{\sum \frac{R \times X}{E}} = \frac{184.450}{21.108} = 8.75 \text{ mts. (desde la fachada)}$$

$$X_{cr} = \frac{\sum \frac{R \times Y}{E} \times X}{\sum \frac{R \times Y}{E}} = \frac{413.193}{85.144} = 4.85 \text{ mts. (desde la izquierda)}$$

CALCULO DEL VALOR J (ver cuadro)

$$J = \sum_{j=1}^{15} (Y_j^2 R_{jx} + X_j^2 R_{jy}) = 176.768 + 4951.311 = 5128.089$$



CALCULO DE MOMENTOS

a) Cuando H entra por X

$$T_x = 7.45 (Y_{cr} - Y_{cg}) = 7.45 (8.75 - 7.23) = 11.32 \text{ Ton} \cdot \text{Met.}$$

b) Cuando H entra por Y

$$T_y = 7.45 (X_{cr} - X_{cg}) = 7.45 (4.85 - 4.63) = 1.64 \text{ Ton} \cdot \text{Mt.}$$

Cuadro Resumen

SENTIDO X			Sentido Y		
MURO	Fx Ton.	V. Kg/cm <sup>2</sup>	MURO	Fy Ton	V. Kg/cm <sup>2</sup>
A	0.030	0.004	A	0.490	0.07
B	0.075	0.004	B	1.848	0.11
C	0.075	0.009	C	0.663	0.08
D	0.020	0.003	D	0.340	0.05
E	—	—	E	0.660	0.08
F	—	—	F	0.660	0.08
G	—	—	G	0.070	0.03
H	0.098	0.004	H	2.740	0.11
I	0.853	0.230	I	—	—
J	1.155	0.270	J	—	—
K	1.357	0.290	K	—	—
L	1.300	0.280	L	—	—
M	1.110	0.260	M	—	—
N	0.660	0.200	N	—	—
O	0.830	0.220	O	—	—

Urbanización

Buenos Aires

1er. Piso: 85.50

Casa Tipo

D-9

Area Techada.

2do. Piso: - - -

Long. de Muros sentido perpendicular a la fachada (y).

Long. de Muros sentido paralelo a la fachada (x).

Longitud total de Muros.

1er. Piso	2do. Piso	1er. Piso	2do. Piso	1er. Piso	2do. Piso	1er. Piso	2do. Piso
0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25
4.80	9.50	2.05		17.45	19.00		
4.80	9.50	1.40		11.70			
2.10		2.60					
		2.00					
		2.00					
		2.50					
		1.50					
		1.60					
		1.90					
11.70	19.00	17.45		29.15	19.00		

PRIMER METODO

CALCULO DEL C NECESARIO

PRIMER PISO

$$C_T = \frac{29.15 \times 0.15}{85.50} + \frac{19.00 \times 0.25}{85.50} = \frac{9.12}{85.50} = 0.101$$

CRITERIOS

$$C_{nec} \geq C_T = \frac{0.107}{12} = 0.0089 \quad \text{¡MANDA!}$$

$$C_{nec} \geq \frac{0.00745 + 0.092 \times 0.101}{3} = 0.00576$$

$$C_{nec} \geq \frac{0.025}{3} = 0.0083$$

$$C_x = \frac{17.45 \times 0.15}{85.50} = \frac{2.62}{85.50} = 0.0305 > C_{nec} \quad \text{¡O.K!}$$

$$C_y = \frac{11.70 \times 0.15}{85.50} + \frac{19.00 \times 0.25}{85.50} = \frac{6.51}{85.50} = 0.076 > C_{nec} \quad \text{¡O.K}$$

SEGUNDO METODO

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA ACTUANTE

METRADO:

$$\begin{array}{rcl} \text{Muros: } (0.15 \times 28.15 \times 1.20 + 0.25 \times 19.00 \times 1.20) \times 1.8 (5.07 + & & \\ & 5.71) \times 1.8 = & 19.40 \\ \text{Aligerado: } 85.50 \times 0.300 = & & 25.60 \\ 0.25 \text{ CV} & 0.25 \times 85.50 \times 0.200 = & \underline{\underline{4.27}} \\ & & 49.27^T \end{array}$$

$$H = UC_1 P$$

$$H = 0.8 \times 0.16 \times 49.27 = 6.31^T$$

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA RESISTENTE

$$L \text{ min} = 1.80 \text{ mts.}$$

Dirección perpendicular a la fachada (Fy)

$$\begin{array}{rcl} \text{Muros de } 0.15 \rightarrow 11.70 \times 0.15 \times 6.0 = & & 10.5 \\ \text{Muros de } 0.25 \rightarrow 19.0 \times 0.25 \times 6.0 = & & \underline{\underline{28.5}} \\ & Fy = & 39.00 > \text{Fact.} \\ & & \text{i0.K!} \end{array}$$

Dirección paralela a la fachada (Fx)

$$\begin{array}{rcl} \text{Muros de } 0.15 \rightarrow 13.05 \times 0.15 \times 6.0 + 1.40 \times 0.15 \times 6.00 \times & (1.33 \times \frac{1.40}{2.40})^2 & \\ & + 2 \times 1.50 \times 0.15 \times 6.0 (1.33 \times \frac{1.50}{2.40})^2 = & \\ 11.75 + 0.76 + 1.87 = & 14.38 & \end{array}$$

$$Fx = 14.38 > \text{Factuante} \quad \text{i0K!}$$

Urbanización

BUCANOS HITES

1er. Piso: 74.30

Casa Tipo

K-8

Area Techada.

2do. Piso. ----

Total: 74.30 m2.

Long. e uros sen l o perpen-  
dicular a la fachada (y).

ong. e uros sen o para  
lo a la fachada (x).

Longitud total de Muros.

1er. Piso.		2do. Piso.		1er. Piso		2do. Piso		1er. Piso		2do. Piso.	
0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25
3.80	7.60			1.40				10.95	16.50		
2.30	9.00			2.15				17.45			
3.25				2.00							
3.80				2.30							
4.30				1.70							
				1.40							
				10.95							
17.45	16.50							28.40	16.50		

PRIMER METODO

CALCULO DEL C<sub>T</sub> NECESARIO

PRIMER PISO

$$C_T = \frac{28.40 \times 0.15}{74.30} + \frac{16.50 \times 0.25}{74.30} = \frac{8.39}{74.30} = 0.128$$

CRITERIOS:

$$C_{nec} \geq \frac{C_T}{12} = \frac{0.128}{12} = 0.010 \quad \text{¡MANDA!}$$

$$C_{nec} \geq \frac{0.00745 + 0.092 \times 0.128}{3} = 0.0064$$

$$C_{nec} \geq \frac{0.025}{3} = 0.0083$$

$$C_x = \frac{10.95 \times 0.15}{74.30} = \frac{1.64}{74.30} = 0.025 > C_{nec} \quad \text{¡O.K!}$$

$$C_y = \frac{17.45 \times 0.15 + 16.50 \times 0.25}{74.30} = \frac{6.75}{74.30} = 0.103 > C_{nec} \quad \text{¡O.K!}$$

## SEGUNDO METODO

### CALCULO DE LA FUERZA SISMICA ACTUANTE

METRADO:

$$\begin{aligned} \text{Peso de Muros: } & (17.45 \times 0.15 \times 1.20 + 16.50 \times 0.25 \\ & \times 1.20) \cdot 1.8 = (3.14 + 4.45) \cdot 1.8 = 13.65^T \\ \text{Peso del Aligerado: } & 74.30 \times 0.300 = 22.30 \\ 0.25 \text{ CV} & ; 0.25 \times 74.30 \times 0.200 = \underline{3.72} \\ & P = 39.67^T \end{aligned}$$

$$H = UC_1 P$$

$$H = 0.8 \times 0.16 \times 39.67 = 3.17^T$$

### CALCULO DE LA FUERZA EXISTENTE

$$\frac{h}{L} \leq 1.33 \quad L_{\min} = \frac{2.40}{1.33} = 1.80 \text{ mts.}$$

Dirección Perpendicular a la Fachada (Fy)

$$\text{Muros de 0.15} \rightarrow 17.45 \times 0.15 \times .0 = 15.7$$

$$\text{Muros de 0.25} \rightarrow 16.50 \times 0.25 \times .0 = \underline{24.8}$$

$$F_y = 40.5 > \text{Fact... ¡OK!}$$

Dirección Paralela a la Fachada (Fx)

$$\begin{aligned} \text{Muros de 0.15} \rightarrow & 56.45 \times 0.15 \times 6.0 + 2 \times 0.15 \times 6.0 \left(1.33 \times \frac{1.40}{2.40}\right)^2 \\ & + 1.70 \times 0.15 \times 6.0 \left(1.33 \times \frac{1.70}{2.40}\right)^2 = 5.8 + 1.51 \\ & + 1.36 = 8.67 \end{aligned}$$

$$F_x = 8.67^T > \text{Fact.}$$

¡O.K!





PRIMER METODO

CALCULO DEL C<sub>NECESARIO</sub>

PRIMER PISO:

$$C_T = \frac{28.65 \times .15 + 14.60 \times .25}{72.50} = \frac{7.93}{72.50} = 0.11$$

CRITERIOS

$$C_{nec} \geq \frac{C_T}{12} = \frac{0.11}{12} = 0.0092$$

$$C_{nec} \geq \frac{0.00745 + 0.092 \times 0.11}{3} = 0.00586 \quad \text{¡MANDA!}$$

$$C_{nec} \geq \frac{0.025}{3} = 0.0085$$

$$C_x = \frac{11.90 \times .15}{72.50} = \frac{1.79}{72.50} = 0.025 > C_{nec} \quad \text{¡OK!}$$

$$C_y = \frac{16.65 \times .15 + 14.60 \times .25}{72.50} = \frac{6.15}{72.50} = 0.085 > C_{nec}$$

¡OK!

## SEGUNDO METODO

### CALCULO DE LA FUERZA SISMICA

METRADO:

$$\begin{aligned} \text{Muros: } & (0.15 \times 28.55 \times 1.20 + 0.25 \times 14.60 \times 1.20)1.8 = \\ & (5.15 + 4.38)1.8 = 17.18 \end{aligned}$$

$$\text{Aligerado: } 72.50 \times 0.300 = \underline{21.80}$$

$$0.25 \text{ CV} : 0.25 \times 72.50 \times 0.200 = \underline{42.60}$$

$$H = UC_1 P$$

$$H = 0.8 \times 0.16 \times 42.60 = 5.46^T$$

### CALCULO DE LA FUERZA RESISTENTE

$$L \text{ min} = 1.80 \text{ mts.}$$

Dirección perpendicular a la fachada (Fy)

$$\begin{aligned} \text{Muros de 0.15} \rightarrow & 15.35 \times 0.15 \times 6.0 + 1.30 \times 0.15 \times 6.0 \\ & \times (1.33 \times \frac{1.80^2}{2.40}) = 13.8 + 0.61 = 14.41^T \end{aligned}$$

$$\text{Muros de 0.25} \rightarrow 14.60 \times 0.25 \times 6.0 = \underline{\frac{29.1}{43.51}}$$

$$F_y = 43.51^T > \text{Fact ¡OK!}$$

Dirección paralela a la fachada (Fx)

$$\text{Muros de 0.15} \rightarrow 0.15 \times 11.90 \times 6.00 = 10.7^T$$

$$F_x = 10.7^T > \text{Fact. ¡OK!}$$

URBANIZACION "LOS PINOS"

Urbanización Los Pinos

Casa Tipo A

1er. Piso: 79.50

2do. Piso: 67.40

Area Techada.

Long. de Muros sentido perpendicular a la fachada (y).      Long. de Muros sentido paralelo a la fachada (x).      Longitud total de Muros.

1er. Piso		2do. Piso		1er. Piso		2do. Piso		1er. Piso		2do. Piso	
0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25
8.30	2.00	8.30	1.80	1.30	2.35	10.35	22.10	4.00	18.05	4.00	18.05
2.40	2.00	2.40	3.40	2.00	2.00	1.30	1.30	9.85	3.80	9.85	3.80
2.30	2.20	2.20	1.30	2.00	1.30	2.20	1.30	21.85	21.85	21.85	21.85
3.00	5.15	5.15	3.85	1.30	1.30	1.30	1.30	13.85	13.85	13.85	13.85
6.10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
22.10	4.00	18.05	10.35	1.30	9.85	10.35	23.40	13.85	21.85	13.85	21.85

## PRIMER METODO

### CALCULO DEL C<sub>N</sub> NECESARIO

#### PRIMER PISO:

$$C_T = \frac{10.35 \times .15 + 23.40 \times .25}{79.50 + 67.40} = 0.0503$$

Existen en los planos:

$$C_x = \frac{10.35 \times .15 + 1.30 \times .25}{79.50 + 67.40} = \frac{1.88}{146.90} = 0.0128 > C_{nec}$$

¡OK!

$$C_y = \frac{22.10 \times .25}{79.50 + 67.40} = 0.0375 > C_{nec} \quad \text{¡OK!}$$

#### CRITERIOS

$$C_{nec} \geq \frac{C_t}{12} = \frac{0.04}{12} = 0.0033$$

$$C \geq \frac{0.00745 + 0.092 \times 0.0503}{3} = 0.00403$$

$$C \geq \frac{0.025}{3} = 0.0083 \quad \text{¡MANDA!}$$

#### SEGUNDO PISO

$$C_T = \frac{13.85 \times .15 + 21.85 \times .25}{67.40} = 0.112$$

Existen en los planos

$$C_x = \frac{9.85 \times .15 + 3.80 \times .25}{67.40} = 0.036 > C_{nec} \quad \text{¡OK!}$$

$$C_y = \frac{4.00 \times .15 + 18.05 \times .25}{67.40} = 0.076 > C_{nec} \quad \text{¡OK!}$$

CRITERIOS

$$C_{nec} \geq \frac{C_t}{12} = \frac{0.112}{12} = 0.0093 \quad \text{¡MANDA!}$$

$$C_{nec.} \geq \frac{0.00745 + 0.092 \times 0.112}{3} = 0.00592$$

$$C_{nec.} \geq \frac{0.025}{3} = 0.0083$$

SEGUNDO METODO

CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE

PRIMER NIVEL

METRADO:

$$\text{Muros: } \left[ (10.35 \times .15 + 23.4 \times .25) \frac{2.48}{2} + (13.85 \times .15 + 21.85 \times .25) \frac{2.48}{2} \right] 1.8 = 33.4^T$$

$$\text{Aligerados: } .350 \times 79.50 = 27.8^T$$

$$0.25 \text{ CV: } 0.25 \times 79.50 \times .200 = 3.97^T$$

$$W_1 = 33.40 + 27.8 + 3.97 = 65.17^T$$

SEGUNDO NIVEL

$$\text{Muros: } (13.85 \times .15 + 21.85 \times .25) \frac{2.48}{2} \times 1.8 = 16.80^T$$

$$\text{Aligerado: } .350 \times 67.40 = 23.60^T$$

$$0.25 \text{ CV: } .25 \times 67.40 \times .200 = 3.37^T$$

$$W_2 = 16.80 + 23.60 + 3.37 = 43.77^T$$

NIVEL	ENTREPISO	Wi	Hi	Wi Hi	Fi	V
2		43.77	5.29	231	8.39	
	2					8.39
1		65.17	2.59	169	5.61	
	1					14.00
		108.94		400	14.00	

$$H = UC_1 P$$

$$H = 0.8 \times 0.16 \times 108.94 = 14^T$$

$$0.95H = 0.95 \times 14 = 13.30^T$$



## FUERZA CORTANTE RESISTENTE

### PRIMER NIVEL

Dirección Perpendicular a la Fachada ( $Fy_1$ )

$$\frac{h}{L} \leq 1.33 \rightarrow L_{\min} = 1.86 \text{ mts.}$$

Muros de 0.15

$$\text{Muros de 0.25} \rightarrow 22.10 \times 0.25 \times 6.0 = 33.10$$

$$Fy = 33.10^T > F_{\text{calculada}} = 14.000$$

¡OK!

Dirección Paralela a la Fachada ( $Fx_1$ )

$$\begin{aligned} \text{Muros de 0.15} \rightarrow 7.25 \times 0.15 \times 6.0 + 1.80 \times 0.15 \times 6.0 & \quad (1.33 \times \\ & \frac{1.80}{2.48})^2 + 1.30 \times 0.15 \times 6.0 (1.33 \times \frac{1.30}{2.48})^2 = \\ & 6.53 + 1.26 + 0.568 = 8.358 \end{aligned}$$

$$\text{Muros de 0.25} \rightarrow 1.30 \times 0.25 \times 6.0 (1.33 \times \frac{1.30}{2.48})^2 = 0.945$$

$$Fx = 9.303^T < 14.000^T$$

¡INSUFICIENTE!

### SEGUNDO NIVEL

Dirección Perpendicular a la Fachada ( $Fy_2$ )

$$\text{Muros de 0.15} \rightarrow 4.00 \times 0.15 \times 6 = 3.6$$

$$\text{Muros de 0.25} \rightarrow 18.05 \times 0.25 \times 6 = \underline{26.1}$$

$$Fy = 29.7^T > 8.39^T \quad \text{¡OK!}$$

Dirección Paralela a la fachada ( $Fx_2$ )

$$\text{Muros de } 0.15 \rightarrow 8.55 \times 0.15 \times 6. + 1.30 \times 0.15 \times 6.0 \left(1.33 \times \frac{1.30}{2.48}\right)^2 =$$
$$7.70 + 0.568 = 8.268$$

$$\text{Muros de } 0.25 \rightarrow 2.50 \times 0.25 \times 6 + 1.30 \times 0.25 \times 6.0 \left(1.33 \times \frac{1.30}{2.48}\right)^2 =$$
$$3.75 + 0.945 = \underline{4.695}$$

$$Fx_2 = \underline{12.963} > 8.39^T$$

¡OK!

PERKINS METODO: CALCULO DE RIGIDECES

Sentido X

MURO	e (cm)	h (m)	L (m)	L <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	3 h/l	4 (h/l) <sup>3</sup>	3 (h/l) <sup>4</sup> 4 (h/l) <sup>3</sup>	R/E (cm)
A	8 30	2.48	0.25	0.0156	29.80	3898.00	3937.80	0.2110
B	2 40	2.48	0.25	0.0156	29.80	3898.00	3937.80	0.0610
C	2 30	2.48	0.25	0.0156	29.80	3898.00	3937.80	0.0585
D	3 00	2.48	0.25	0.0156	29.80	3898.00	3937.80	0.0764
E	25	2.48	1.30	2.2000	5.72	27.70	33.42	0.7480
F	15	2.48	1.80	5.8000	4.13	10.50	14.63	1.0250
G	15	2.48	3.40	39.4000	2.19	1.55	3.74	4.0200
H	15	2.48	1.30	2.2000	5.72	27.70	33.42	0.4480
I	15	2.48	3.85	57.0000	1.94	1.07	3.003	5.0000
J	6 40	2.48	0.25	0.0156	29.80	3898.00	3937.80	0.1550

TERCER METODO: CALCULO DE RIGIDECES

Sentido

MURO.	e (cm)	h (m)	L (m)	L <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	3 h/l	4 (h/l) <sup>3</sup>	3 (h/l) <sup>4</sup> 4 (h/l) <sup>3</sup>	R/E (cm)
A	25	2.48	8.30	572.000	0.895	0.1065	1.0016	25.000
B	25	2.48	2.40	13.800	3.100	4.4000	7.5000	2.340
C	25	2.48	2.30	12.100	3.240	5.0300	8.2700	3.030
D	25	2.48	3.00	27.000	2.480	2.2800	4.7600	5.250
E	130	2.48	0.25	0.0156	29.800	3898.0	3937.8	0.0331
F	180	2.48	0.15	0.00336	49.500	18100.0	18149.5	0.0099
G	340	2.48	0.15	0.00336	49.500	18100.0	18149.5	0.0187
H	130	2.48	0.15	0.00336	49.500	18100.0	18149.5	0.0072
I	385	2.48	0.15	0.00336	49.500	18100.0	18149.5	0.0212
J	25	2.48	6.10	227.000	1.220	0.268	1.488	16.8800

SENTIDO X

MURO	$\frac{R_x}{E}$	$\frac{R_x}{R}$	$F_x^F$	Y	$\frac{R_x}{E} - Y$	$Y - Y_{cr}$	$\frac{\bar{Y}R_x}{E}$	$-2 \frac{Y R_x}{E}$	$\frac{R_{xy}}{E_j}$	$F_x^{Tx}$	$F_x^{Ty}$
A	0.211	0.018	0.25	5.140	1.085	1.530	0.323	0.494	0.001	0.028	—
B	0.061	0.005	0.07	8.080	0.493	-1.410	-0.086	0.121	—	—	—
C	0.059	0.005	0.07	2.160	0.128	4.510	0.266	1.200	—	—	—
D	0.076	0.006	0.08	5.600	0.426	1.070	0.081	0.087	—	—	—
E	0.748	0.063	0.88	1.100	0.823	5.570	4.165	23.200	0.001	0.028	—
F	1.025	0.087	1.22	3.150	3.235	3.520	3.610	12.700	0.003	0.084	—
G	4.020	0.340	4.76	5.400	21.700	1.270	5.110	6.510	0.020	0.562	—
H	0.448	0.038	0.53	9.210	4.130	-2.540	1.140	2.900	0.004	-0.112	—
I	5.000	0.424	5.93	9.210	46.100	-2.540	17.700	32.400	0.042	-1.180	—
J	0.155	0.013	0.18	4.050	0.628	2.620	0.407	1.065	—	—	—
	11.803	$\times 14.00 \text{ Tm}$	$\sqrt{CR}$	78.748 = 6.67 m.	78.748			80.677	$\times 28.10 \text{ Tm}$		

SENTIDO Y

MURO	$\frac{Ry}{E}$	$\frac{Ry}{Ry}$	$Fy^F$	X	$\frac{Ry}{E} X$	$X = X - X_{cr}$	$-\frac{Ry}{X E}$	$-\frac{Ry}{X^2 E}$	$\frac{RyX}{EJ}$	$Fy^{Tx}$	$Fy^{Ty}$
A	25.000	0.466	6.52	0.125	3.130	-4.365	-109.300	477.500	0.003	—	-0.005
B	3.340	0.062	0.87	3.760	12.500	-0.740	-2.470	1.830	0.011	—	-0.020
C	3.030	0.057	0.80	6.875	20.800	2.385	7.230	17.220	0.019	—	0.035
D	5.250	0.098	1.37	6.875	36.100	2.385	12.500	29.800	0.033	—	0.060
E	0.033	0.001	0.01	0.650	0.022	-3.840	-0.127	0.408	—	—	—
F	0.010	—	—	6.100	0.061	1.610	0.016	0.026	—	—	—
G	0.019	—	—	5.300	0.101	0.810	0.015	0.012	—	—	—
H	0.007	—	—	0.650	0.005	-3.840	-0.027	0.104	—	—	—
I	0.021	—	—	5.075	0.101	0.585	0.012	0.007	—	—	—
J	16.880	0.315	4.42	9.930	167.500	5.440	92.000	500.000	0.151	—	0.275
	53.690	x 14.00 Tm	X <sub>cr</sub> = 240.320	240.320	240.320	53.690	1026.987	1.82 Tm - m	*	—	—
					= 4.49 m.						

### CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD

$$X_{CG} = \frac{10 \times 6 \times 5.00 + 7.00 \times 2.20 \times 3.50 + 4.10 \times 1 \times 3.20}{79.50} = 4.62 \text{ mt}$$

$$Y_{CG} = \frac{6 \times 10 \times 4.05 + 2.20 \times 7.00 \times 8.15 + 4.10 \times 1.00 \times 0.50}{79.50} =$$

4.66 mt.

### CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ (Ver cuadro)

$$Y_{CR} = \frac{\sum \frac{R_x}{E} Y}{\sum \frac{R_x}{E}} = \frac{78.748}{11.803} = 6.67 \text{ m}$$

$$X_{CR} = \frac{\sum \frac{R_y}{E} X}{\sum \frac{R_y}{E}} = \frac{240.320}{53.590} = 4.49 \text{ m}$$

### CALCULO DE J (Ver cuadro)

$$J = \sum_{j=1}^2 (\bar{Y}_j^2 R_{jx} + \bar{X}_j^2 R_{jy}) = 80.677 + 1026.987$$

$$J = 1107.644 \text{ cm} - \text{m}^2$$

### EXCENTRICIDADES

$$C_x = X_{CG} - X_{CR} = 4.62 - 4.49 = 0.13 \text{ mt.}$$

$$C_y = Y_{CR} - Y_{CG} = 6.67 - 4.66 = 2.01 \text{ mt.}$$

### TORSIONES

$$\text{Fuerza entrando por } y \rightarrow T_y = 14.00 \times 0.13 = 1.82 \text{ T-m}$$

$$\text{Fuerza entrando por } x \rightarrow T_x = 14.00 \times 2.01 = 28.10 \text{ T-m}$$

Cuadro Resumen

SENTIDO X			SENTIDO Y		
MURO	Fx Ton/ V.	Kg/cm <sup>2</sup>	MURO	Fy Ton V.	Kg/cm <sup>2</sup>
A	0.278	—	A	6.520	0.31
B	0.070	—	B	0.870	0.15
C	0.070	—	C	0.835	0.15
D	0.080	—	D	1.430	0.19
E	0.908	0.28	E	0.010	—
F	1.304	0.48	F	—	—
G	5.322	1.04	G	—	—
H	0.530	0.27	H	—	—
I	5.930	1.03	I	—	—
J	0.180	—	J	4.695	0.31





PRIMER METODO

CALCULO DEL C<sub>NECESARIO</sub>

PRIMER PISO:

$$C_T = \frac{9 \times .15 + 38.85 \times .25}{84.20} = \frac{11.05}{84.20} = 0.131$$

Existen en los planos:

$$C_x = \frac{7.70 \times .15 + 12.35 \times .25}{84.20} = \frac{4.24}{84.20} = 0.050 > C_{nec}$$

¡OK!

$$C_y = \frac{1.30 \times .15 + 26.50 \times .25}{84.20} = \frac{6.82}{84.20} = 0.081 > C_{nec}$$

¡OK!

CRITERIOS:

$$C_{nec} \geq \frac{C_t}{12} = \frac{0.131}{12} = 0.019$$

¡MANDA!

$$C_{nec} \geq \frac{0.00745 + 0.092 \times 0.131}{3} = 0.00648$$

$$C_{nec} \geq \frac{0.025}{3} = 0.0083$$

## SEGUNDO METODO

### CALCULO DE LA FUERZA CORTANTE SISMICA

#### METRADO:

$$\begin{aligned} \text{Muros: } & (9.00 \times 0.15 \times 1.24 + 38.35 \times 0.25 \times 1.24) \times 1.8 = \\ & (1.72 + 11.90) \times 1.8 = 24.5 \\ \text{Aligerado: } & 84.20 \times 0.300 = 25.30 \\ \text{0.25 CV: } & 0.25 \times 84.20 \times 0.200 = \underline{4.21} \\ & \underline{54.01^T} \end{aligned}$$

$$H = UC_1 P$$

$$H = 0.8 \times 0.16 \times 54.01 = 6.92^T$$

### CALCULO DE LA FUERZA RESISTENTE

$$\frac{h}{L} \leq 1.33 \rightarrow L_{\min} = \frac{2.48}{1.33} = 1.86 \text{ mts.}$$

Dirección Perpendicular a la Fachada (Fy)

$$\text{Muros de 0.15} \rightarrow 1.30 \times 0.15 \times 6.0 \left(1.33 \times \frac{1.30}{2.48}\right)^2 = 0.569$$

$$\begin{aligned} \text{Muros de 0.25} \rightarrow & 25.10 \times 0.25 \times 6.0 + 1.40 \times 0.25 \times 6.0 \left(1.33 \times \frac{1.40}{2.48}\right)^2 = \\ & = 37.6 + 1.19 = \underline{38.79} \\ & \underline{39.359^T} > \text{Fact} \end{aligned}$$

¡OK!

Dirección Paralela a la Fachada (Fx)

$$\text{Muros de 0.15} \rightarrow 7.70 \times 0.15 \times 6.0 = 6.93$$

$$\text{Muros de 0.25} \rightarrow 10.85 \times 0.25 \times 6.0 + 1.50 \times 0.25 \times 6.0 \left(1.33 \times \frac{1.50}{2.48}\right)^2$$

$$= 16.25 + 1.46 = \underline{\underline{17.71}}$$

$$\text{Fx} = 24.64 > \text{Factuante}$$

¡OK!

URBANIZACION BUENOS AIRES  
(BANCO DE LA NACION)

Buenos Aires (Bco. de la Nación)

Buenos Aires (Bco. de la Nación)

1er. Piso: 100.10

Area Techada

Total: 192.70 m2.

Long. de Muros sentido perpendicular a la fachada (y).		2do. Piso		1er. Piso		2do. Piso		1er. Piso		2do. Piso.	
Long. de Muros sentido perpendicular a la fachada (x).		2do. Piso		1er. Piso		2do. Piso		1er. Piso		2do. Piso.	
0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25.
2.25	3.80	2.15	5.95	3.25	2.65	4.35	2.20	16.80	5.30	17.85	9.25
3.45	2.00	2.50		2.30	2.65	2.45	4.35	5.70	10.05	19.65	5.95
	4.25	2.60		2.90		2.00	1.35				
		3.50		6.85		2.20	1.35				
		1.40		1.50		6.85					
		1.85									
		1.50									
		1.50									
		2.65									
5.70	10.05	19.65	5.95	16.80	5.30	17.85	9.25	22.50	15.35	37.50	15.20

PRIMER METODO

CALCULO DEL C<sub>NECESARIO</sub>

PRIMER PISO

$$C_T = \frac{22.50 \times .15 + 15.35 \times .25}{100.10 + 92.60} = 0.0374$$

CRITERICS:

$$C_{nec} \geq \frac{C_T}{4} = \frac{0.0374}{4} = 0.00935$$

$$C_{nec} \geq 0.00745 + 0.092 \times .0374 = 0.0109$$

$$C_{nec} \geq 0.025 \quad \text{¡MANDA!}$$

$$C_x = \frac{16.80 \times .15 + 5.30 \times .25}{192.70} = \frac{3.84}{192.70} = 0.0199 < C_{nec}$$

¡INSUFICIENTE!

$$C_y = \frac{5.70 \times .15 + 10.05 \times .25}{192.70} = \frac{3.37}{192.70} = 0.0175 < C_{nec}$$

¡INSUFICIENTE!

SEGUNDO PISO

$$C_T = \frac{37.50 \times .15 + 15.20 \times .25}{92.60} = 0.102$$

CRITERIOS:

$$C_{nec} \geq \frac{C_T}{4} = \frac{0.102}{4} = 0.0255$$

¡MANDA!

$$C_{nec} \geq 0.00745 + 0.092 \times 0.102 = 0.0168$$

$$C_{nec} \geq 0.025$$

$$C_x = \frac{17.85 \times .15 + 9.25 \times .25}{92.60} = \frac{4.99}{92.60} = 0.054 > C_{nec.}$$

!OK!

$$C_y = \frac{19.65 \times .15 + 5.95 \times .25}{92.60} = \frac{4.44}{92.60} = 0.048 > C_{nec}$$

!OK!



## SEGUNDO METODO

### FUERZA CORTANTE ACTUANTE

#### PRIMER NIVEL

METRADO:

$$\text{Peso Muros: } \left[ (22.50 \times .15 + 15.35 \times .25) \frac{2.64}{2} + (37.50 \times .15 + 15.20 \times .25) \frac{2.64}{2} \right] 1.80 = 39.60^T$$

$$\text{Peso Aligerado: } 100.10 \times .350 = 35^T$$

$$0.25 \text{ CV: } 100.10 \times 200 \times 0.25 = 5.05^T$$

$$W_1 \text{ TOTAL} = 39.60^T + 35^T + 5.05^T = 79.65^T$$

#### SEGUNDO NIVEL

$$\text{Peso Muros: } (37.50 \times .15 + 15.20 \times .25) \frac{2.64}{2} \times 1.8 = 22.40^T$$

$$\text{Peso Aligerado: } 92.60 \times .350 = 32.50^T$$

$$W_2 \text{ TOTAL} = 22.40 + 32.50 = 54.90^T$$

$$H = UC_1 P$$

$$U = 0.8$$

$$C = 0.16$$

$$P = 134.55^T$$

$$H = 0.8 \times 0.16 \times 134.55 = 17.20^T$$

$$0.95 H = 0.95 \times 17.20 = 16.30^T$$

NIVEL	ENTREPISO	W	H	W H	F	V
2		54.90	5.28	290	10.35	
	2					10.35
1		79.65	2.64	211.0	6.84	
	1					17.9
		134.55		501	17.19	

## FUERZA RESISTENTE

### PRIMER NIVEL

$$\frac{h}{L} \leq 1.33 \quad L_{\min} = 1.97 \text{ mt.}$$

Dirección Perpendicular a la Fachada (Fy)

$$\text{Muros de } .15 \rightarrow 5.70 \times .15 \times 6 = 5.13^T$$

$$\text{Muros de } .25 \rightarrow 10.05 \times .25 \times 6 = \underline{15.10^T}$$

$$F_y = 20.23^T > 17.19^T \text{ FACTUANTE}$$

¡OK!

Dirección Paralela a la Fachada (Fx)

$$\text{Muros de } .15 \rightarrow 15.30 \times .15 \times 6 = 13.80^T$$

$$.15 \times 1.5 \times 6 \times \left( \frac{1.33 \times 1.50}{2.64} \right)^2 = 0.77^T$$

$$\text{Muros de } .25 \rightarrow 5.30 \times .25 \times 6 = \frac{7.95^T}{}$$

$$F_x 22.52^T > \text{FACTUANTE } ¡OK!$$

### SEGUNDO NIVEL

Dirección Perpendicular a la Fachada (Fy)

$$\text{Muros de } .15 \rightarrow 13.40 \times .15 \times 6 = 20.10^T$$

$$1.40 \times .15 \times 6 \left( \frac{1.33 \times 1.40}{2.64} \right)^2 = 0.63^T$$

$$1.85 \times .15 \times 6 \left( \frac{1.33 \times 1.85}{2.64} \right)^2 = 1.45^T$$



## TERCER METODO: CALCULO DE RIGIDECES

MURO	e (cm)	h (m)	L (m)	$l^3$ (m <sup>3</sup> )	$3 h/l$	4 (h/l) <sup>3</sup>	$\frac{3}{4} \frac{(h/l)^4}{(h/l)^3}$	R/E (cm)
A	380	2.55	0.25	0.01560	30.60	4200.00	4230.60	0.09000
B	225	2.55	0.15	0.00336	51.00	19600.00	19651.00	0.01145
C	345	2.55	0.15	0.00336	51.00	19600.00	19651.00	0.01755
D	200	2.55	0.25	0.01560	30.60	4200.00	4230.60	0.04730
E	425	2.55	0.25	0.01560	30.60	4200.00	4230.60	0.10000
F	25	2.55	2.65	18.60000	2.89	3.55	6.44	3.89000
G	15	2.55	3.25	34.10000	2.35	1.94	6.29	3.50000
H	15	2.55	2.30	12.20000	3.32	5.45	8.71	1.71000
I	25	2.55	2.65	18.60000	2.89	3.55	6.44	3.89000
J	15	2.55	2.90	24.30000	2.64	2.72	5.36	2.80000
K	15	2.55	6.85	312.00000	1.02	0.21	1.32	11.35000
L	15	2.55	1.50	3.37000	5.10	19.60	24.70	0.61000

SENTIDO X

MURO	$\frac{Rx}{E}$	$\frac{Rx}{R}$	$Fx^F$	Y	$\frac{Rx}{E} \cdot Y$	$\frac{Y - Y_{cr}}{Y}$	$\frac{\bar{Y}Rx}{E}$	$-2 \frac{Y Rx}{E}$	$\frac{Rxy}{Ej}$	$Fx^{Tx}$	$Fx^{Ty}$
A	0.090	0.003	0.050	1.90	0.171	8.45	0.760	6.430	—	—	—
B	0.011	—	—	8.00	0.088	2.35	0.026	0.061	—	—	—
C	0.018	0.001	0.020	8.45	0.152	1.90	0.034	0.065	—	—	—
D	0.047	0.002	0.030	1.00	0.047	9.35	0.438	4.100	—	—	—
E	0.100	0.004	0.070	5.10	0.510	5.25	0.525	2.750	0.001	0.054	—
F	3.900	0.139	2.400	6.80	26.500	3.55	13.800	49.000	0.067	3.070	—
G	3.500	0.124	2.140	6.80	23.800	3.55	12.400	44.000	0.051	2.750	—
H	1.700	0.061	1.050	9.20	15.600	1.15	1.960	2.250	0.033	1.780	—
I	3.900	0.139	2.400	10.10	39.500	0.25	0.975	0.243	0.084	4.525	—
J	2.800	0.100	1.720	10.10	28.300	0.25	0.700	0.175	0.060	3.240	—
K	11.400	0.406	7.000	13.25	151.200	-2.90	33.000	95.600	0.323	-17.400	—
L	0.600	0.021	0.360	9.05	5.400	1.30	0.780	1.010	0.012	0.650	—
	<u>28.066</u>	<u>17.19</u>	<u>17.19 Tm</u>		<u>291.268</u>			<u>205.684</u>		<u>53.80 Tm</u>	
					$Y_{cr} = \frac{291.268}{28.066} = 10.35 m.$						

SENTIDO Y

MURO	$\frac{Ry}{E}$	$\frac{Ry}{Ry}$	FY <sup>F</sup>	X	$\frac{Ry}{E}$	X	$\frac{-Ry}{X} - \frac{X-X}{Cf}$	$\frac{-Ry}{X} - \frac{Ry}{E}$	$\frac{-2Ry}{X} - \frac{Ry}{E}$	$\frac{Ryx}{EJ}$	FY <sup>Tx</sup>	FY <sup>Ty</sup>
A	7.800	0.313	5.380	3.10	24.200	3.81	29.700	113.000	0.052	—	—	0.500
B	1.630	0.065	1.120	4.00	6.520	2.91	4.750	13.800	0.014	—	—	0.135
C	3.910	0.157	2.700	6.60	25.800	0.31	1.210	0.375	0.055	—	—	0.528
D	2.050	0.082	0.141	6.90	14.150	0.01	0.021	—	0.030	—	—	0.288
E	9.380	0.376	6.460	10.68	100.000	-3.77	35.400	133.100	0.214	—	—	-2.050
F	0.063	0.003	0.048	9.35	9.588	-2.44	0.154	0.376	—	—	—	—
G	0.017	0.001	0.001	1.60	0.027	5.31	0.090	0.477	—	—	—	—
H	0.012	0.001	0.009	1.12	0.013	5.80	0.069	0.403	—	—	—	—
I	0.063	0.003	0.043	9.40	0.592	-2.49	0.157	0.391	—	—	—	—
J	0.015	0.001	0.001	4.90	0.074	2.01	0.030	0.061	—	—	—	—
K	0.035	0.001	0.024	7.30	0.256	-0.39	0.014	0.005	—	—	—	—
L	0.008	—	0.006	4.75	0.038	2.16	0.017	0.037	—	—	—	—
	24.983		x 17.19 Tm		172.257			262.046				9.6 Tm-m

$$X_{ca} = \frac{172.257}{24.983} = 6.91 m.$$

CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD

$$X_{CG} = \frac{3.00 \times 2.55 \times 1.50 + 0.90 \times 3.45 \times 3.45 + 6.90 \times 6.60 \times 7.35 + 7.80 \times 3.80 \times 6.90 + 4 \times 3 \times 5}{7.65 + 3.10 + 45.5 + 29.6 + 12}$$

$$X_{CG} = \frac{11.50 + 10.7 + 334 + 204 + 60}{97.85} = \frac{620.20}{97.85} = 6.35 \text{ mt.}$$

$$Y_{CG} = \frac{7.65 \times 8.00 + 3.10 \times 8.40 + 45.5 \times 10.0 + 29.6 \times 4.90 + 12 \times 1.5}{97.85}$$

$$Y_{CG} = \frac{61.2 + 26 + 455 + 145 + 18}{97.85} = \frac{705.2}{97.85} = 7.22 \text{ mt.}$$

CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ (Ver cuadro)

$$Y_{CR} = \frac{\sum \frac{R_x}{E} Y}{\sum \frac{R_x}{E}} = 10.35 \text{ mt.}$$

$$X_{CR} = \frac{\sum \frac{R_y}{E}}{\sum \frac{R_y}{E}} = \frac{172.257}{24.983} = 6.91 \text{ mts.}$$

CALCULO DEL VALOR DE J (Ver cuadro)

$$J = \sum_{j=1}^{12} (\bar{Y}^2 R_{jx} + \bar{X}^2 R_{jy}) = 262.046 + 205.684 = 467.730$$

Fuerza entrando por x →  $T_x = 17.19 (10.35 - 7.22) = 53.8 \text{ T-mt}$

Fuerza entrando por y →  $T_y = 17.19 (6.91 - 6.35) = 9.61 \text{ T-mt}$



Cuadro Resumen

SENTIDO X			SENTIDO Y		
URO	Ton Fx	Kg/cm <sup>2</sup> V.	MURO	Ton Fy	Kg/cm <sup>2</sup> V.
A	0.050	—	A	5.880	0.62
B	—	—	B	1.255	0.37
C	0.020	—	C	3.228	0.62
D	0.030	—	D	0.429	0.09
E	0.124	—	E	6.460	0.61
F	5.470	0.82	F	0.048	—
G	4.890	1.00	G	0.001	—
H	2.830	0.82	H	0.008	—
I	6.925	1.04	I	0.043	—
J	4.960	1.18	J	0.001	—
K	7.000	0.68	K	0.024	—
L	1.010	0.45	L	0.006	—



PRIMER METODO

CALCULO C<sub>NECESARIO</sub>

PRIMER PISO:

$$C_T = \frac{13.60 \times .15 + 20.90 \times .25}{81.50 + 58.20} = 0.0521$$

CRITERIOS

$$C_{nec} \geq \frac{C_T}{4} = \frac{0.0521}{4} = 0.013$$

$$C_{nec} \geq 0.00745 + 0.092 \times 0.0521 = 0.0122$$

$$C_{nec} \geq 0.025 \quad \text{¡MANDA!}$$

$$C_x = \frac{5.60 \times .15 + 2.50 \times .25}{139.70} = \frac{1.465}{139.70} = 0.0105 < C_{nec} \quad \text{¡INSUFI!}$$

$$C_y = \frac{8.00 \times .15 + 18.40 \times .25}{139.70} = \frac{5.80}{139.70} = 0.0416 > C_{nec} \quad \text{¡OK!}$$

SEGUNDO PISO:

$$C_T = \frac{28.45 \times .15 + 9 \times .25}{58.20} = 0.112$$

CRITERIOS:

$$C_{nec} \geq \frac{C_T}{4} = \frac{0.112}{4} = 0.028 \quad \text{--- --- --- ¡MANDA!}$$

$$C_{nec} \geq 0.00745 + 0.092 \times 0.112 = 0.0178$$

$$C_{nec} > 0.025$$

$$C_x = \frac{13.35 \times .15 + 5.45 \times .25}{58.20} = \frac{3.38}{58.20} = 0.0580 > C_{nec.}$$

!OK!

$$C_y = \frac{15.10 \times .15 + 3.55 \times .25}{58.20} = \frac{3.16}{58.20} = 0.0542 > C_{nec}$$

!OK!

SEGUNDO METODO

FUERZA CORTANTE ACTUANTE

PRIMER NIVEL

METRADO:

$$\begin{aligned} \text{Peso Muros} & \left\{ (13.60 \times .15 + 20.90 \times .25) \frac{2.64}{2} \right. \\ & \left. + (28.45 \times .15 + 9.00 \times .25) \frac{2.64}{2} \right\} 1.8 = \\ & 32.80 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\text{Peso Aligerado: } 81.50 \times .350 = 28.50 \text{ T}$$

$$0.25 \text{ CV: } 81.50 \times .25 \times .200 = 4.08 \text{ T}$$

$$W_1 \text{ TOTAL} = 32.80 + 28.50 + 4.08 = 65.38 \text{ T}$$

SEGUNDO NIVEL:

$$\begin{aligned} \text{Peso Muros: } & (28.45 \times .15 + 9.00 \times .25) \frac{2.64}{2} \times 1.8 = \\ & 15.50 \text{ T} \end{aligned}$$

$$\text{Peso Aligerado: } 58.20 \times .350 = 20.4 \text{ T}$$

$$W_2 \text{ TOTAL} = 15.50 + 20.40 = 35.90 \text{ T}$$

NIVEL	ENTREPISO	Wi	Hi	Wi Hi	Fi	V
2		35.90	5.28	190.00	7.04	
	2					7.04
1		65.38	2.64	173.00	5.86	
	1					12.90
		101.28		363.00	12.90	

$$H = UC_1P$$

$$U = 0.8$$

$$C_1 = 0.16$$

$$P = 101.28 \text{ T}$$

$$H = 0.8 \times 0.16 \times 101.28 = 12.9 \text{ T}$$

$$0.95 H = 0.95 \times 12.9 = 12.3 \text{ T}$$

FUERZA RESISTENTE

PRIMER NIVEL

$$\frac{h}{L} \leq 1.33$$

$$L_{\min} = 1.97 \text{ mt.}$$

Dirección Perpendicular a la Fachada (Fy)

$$\text{Muros de } .15 \rightarrow 8 \times .15 \times 6 = 7.2 \text{ T}$$

$$\text{Muros de } .25 \rightarrow 18.40 \times .25 \times 6 = \frac{27.6 \text{ T}}{}$$

$$F_y = 34.8 \text{ T} > \text{Factuante} = 12.90 \text{ ¡OK!}$$

Dirección Paralela a la Fachada (Fx)

$$\text{Muros de } .15 \rightarrow 5.60 \times .15 \times 6 = 5.05 \text{ T} \dots \dots \dots 5.05 \text{ T}$$

$$\text{Muros de } .25 \rightarrow 2 \times 1.25 \times .25 \times 6 \left( \frac{1.33 \times 1.25}{2.64} \right)^2 = \frac{1.49 \text{ T}}{}$$

$$F_x = 6.54 \text{ T} < \text{Factuante}$$

¡INSUFICIENTE!

SEGUNDO NIVEL

Dirección Perpendicular a la Fachada (Fy)

$$\text{Muros de } .15 \rightarrow 13.70 \times .15 \times 6 + 1.40 \times .15 \times 6 \left( \frac{1.33 \times 1.40}{2.64} \right)^2 = 13.03 \text{ T}$$

$$\text{Muros de } .25 \rightarrow 3.55 \times .25 \times 6 = \frac{5.32 \text{ T}}{}$$

$$F_y = 18.35 \text{ T}$$

$$F_y = 18.35 \text{ T} > \text{Factuante}$$

¡OK!

Dirección Paralela a la Fachada (Fx)

$$\text{Muros de .15} \rightarrow 13.35 \times .15 \times 6 = 12.00$$

$$\text{Muros de .25} \rightarrow 5.45 \times .25 \times 6 = \underline{8.20}$$

$$F_x = 20.20^T > \text{Factuante} = 7.04 \text{ ¡OK!}$$





TERCER METODO: CALCULO DE RIGIDEZES

Sentido  $\gamma$

MURO	e (cm)	h (m)	L (m)	L <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	3 h/1	4 (h/1) <sup>3</sup>	3 (h/1) <sup>4</sup> / 4 (h/1) <sup>3</sup>	R/E (cm)
A	125	2.64	0.25	0.016	31.60	4600.00	4631.60	0.027
B	215	2.64	0.15	0.003	52.80	24600.00	24652.80	0.009
C	345	2.64	0.15	0.003	52.80	24600.00	24652.80	0.014
D	125	2.64	0.25	0.016	31.60	4600.00	4631.60	0.027
E	25	2.64	9.60	884.000	0.83	0.08	0.91	27.500
F	25	2.64	2.00	8.000	3.96	9.20	13.16	1.900
G	25	2.64	4.35	82.300	1.82	0.89	2.71	9.210
H	25	2.64	2.45	14.700	3.23	6.00	8.23	3.040
I	15	2.64	2.30	12.200	3.45	6.03	9.48	1.580
J	15	2.64	5.70	185.000	1.39	0.40	1.79	8.360

MURO	$\frac{R_x}{E}$	$\frac{R_x}{R}$	$F_x^F$	Y	$\frac{R_x Y}{E}$	$Y = Y_{cf}$	$\frac{\bar{Y} R_x}{E}$	$\frac{-2}{Y} \frac{R_x}{E}$	$\frac{R_{xy}}{E_j}$	$F_x^{\Gamma x}$	$F_x^{\Gamma y}$
A	0.570	0.087	1.120	0.125	0.071	5.335	3.045	16.250	—	—	—
B	1.350	0.205	2.660	4.050	5.470	1.410	1.910	2.690	0.008	0.008	—
C	3.670	0.557	7.190	6.350	23.000	-0.790	-2.900	2.290	0.036	-0.037	—
D	0.570	0.087	1.120	9.450	5.380	-3.990	-2.280	9.120	0.008	-0.008	—
E	0.207	0.031	0.400	4.800	0.990	0.660	0.014	0.010	0.002	0.002	—
F	0.043	0.007	0.100	5.000	0.215	0.460	0.020	0.010	—	—	—
G	0.094	0.014	0.181	2.150	0.202	3.310	0.311	1.030	—	—	—
H	0.053	0.008	0.103	8.360	0.443	-2.890	-0.153	0.440	0.001	-0.001	—
I	0.009	0.001	0.013	5.150	0.046	0.310	0.003	—	—	—	—
J	0.023	0.003	0.039	6.700	0.154	-1.240	-0.030	0.040	—	—	—
	6.589		12.90 Tm		35.971			31.880		x 1.03 Tm - m	

SENTIDO Y

MURO	$\frac{Ry}{E}$	$\frac{Ry}{Ry}$	$Fy^F$	X	$\frac{Ry}{E}$	X	$\frac{Ry}{E}$	$X = X - X_{ct}$	$-\frac{Ry}{X E}$	$-\frac{2 Ry}{X^2 E}$	$\frac{Ry X}{EJ}$	$Fy^{Tx}$	$Fy^{Ty}$
A	0.027	0.001	0.013	0.625	0.017	- 2.875	- 0.078	0.22	—	—	—	—	—
B	0.009	—	—	8.070	0.073	4.570	0.041	0.19	—	—	—	—	—
C	0.014	—	—	7.430	0.104	3.930	0.055	0.22	—	—	—	—	—
D	0.027	0.001	0.013	0.625	0.017	- 2.875	- 0.078	0.22	—	—	—	—	—
E	27.500	0.532	6.860	0.125	3.440	- 3.375	- 93.000	314.00	0.005	—	—	—	- 0.05
F	1.900	0.037	0.480	1.800	3.420	- 1.700	- 3.230	5.49	0.005	—	—	—	- 0.05
G	9.210	0.178	2.300	5.850	54.000	2.350	21.700	51.10	0.083	—	—	—	0.75
H	3.040	0.059	0.760	5.850	17.800	2.350	7.150	16.80	0.028	—	—	—	0.25
I	1.580	0.031	0.400	9.060	14.300	5.560	8.800	48.90	0.022	—	—	—	0.20
J	8.280	0.162	0.90	10.090	87.200	4.590	38.500	177.00	0.135	—	—	—	1.22
	51.687		x 12.90 Tm		180.471			614.14					x 9.05 Tm - m

### CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD

#### PRIMER NIVEL

$$X_{CG} = \frac{9.60 \times 6.00 \times 3.00 + 4.20 \times 5.70 \times 7.10}{81.50} = 4.20 \text{ mt.}$$

(desde la izquierda)

$$Y_{CG} = \frac{9.60 \times 6.00 \times 4.80 + 4.20 \times 5.70 \times 6.75}{81.50} = 5.38 \text{ mt.}$$

(desde la fachada)

### CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ (ver cuadro)

$$Y_{CR} = \frac{\sum \frac{R_x}{E} Y}{\sum \frac{R_x}{E}} = \frac{35.971}{6.589} = 5.46 \text{ (desde la fachada)}$$

$$X_{CR} = \frac{\sum \frac{R_y}{E} X}{\sum \frac{R_y}{E}} = \frac{180.471}{51.687} = 3.50 \text{ (desde la izquierda)}$$

### CALCULO DEL VALOR J (ver cuadro)

$$J = \sum_{j=1}^{10} (\bar{Y}_j^2 R_{jx} + \bar{X}_j^2 R_{jy}) = 31.88 + 614.14$$

$$J = 646.02$$

### CALCULO DE MOMENTOS

a) Cuando H entra por x

$$T_x = 121.90 (Y_{CR} - Y_{CG}) = 12.90 (5.46 - 5.38) \\ = 1.03 \text{ T - mt.}$$

b) Cuando H entra por y

$$T_y = 12.90 (X_{CG} - X_{CR}) = 12.90 (4.20 - 3.50) \\ = 9.05 \text{ T - mt.}$$

Cuadro Resumen

SENTIDO X			SENTIDO Y		
MURO	Ton Fx	V. Kg/cm <sup>2</sup>	MURO	Ton Fy	V. Kg/cm <sup>2</sup>
A	1.120	0.36	A	0.013	—
B	2.658	0.83	B	—	—
C	7.190	1.39	C	—	—
D	1.120	0.36	D	0.013	—
E	0.402	—	E	6.860	0.29
F	0.100	—	F	0.480	0.10
G	0.181	—	G	3.050	0.28
H	0.103	—	H	1.010	0.16
I	0.013	—	I	0.600	0.17
J	0.039	—	J	3.310	0.39

Urbanización

Buenos Aires (Eco. de la Nación)

1er. Piso: 63.

Casa Tipo

9

Area Techada

2do. Piso: 63.00

Total: 126.00 m2.

Long. de Muros sentido perpendicular a la fachada (y).		2do. Piso		1er. Piso		2do. Piso		1er. Piso		2do. Piso.	
0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25	0.15	0.25.
6.00	1.90	6.00	2.20	2.90	1.40	2.70	1.40	2.90	1.40	2.70	2.20
2.20	1.30	2.05	3.65		1.40	2.80	1.40	6.00	1.40	2.80	3.65
9.55	3.75	9.65			1.65	2.70	1.65	2.20	1.65	2.75	
						2.80	1.90	9.55	1.90	2.80	
						1.70	3.75		1.30	1.70	
						1.90			3.75	1.90	
										6.00	
										2.05	
										9.55	
17.75	6.95	17.60	5.85	2.90	4.45	14.60	11.40	20.65	32.20	32.20	5.85

Long. de Muros sentido perpendicular a la fachada (x).

Longitud total de Muros.

PRIMER METODO

PRIMER PISO

$$C_T = \frac{20.65 \times 0.15 + 11.40 \times 0.25}{63 + 63} = \frac{5.95}{126} = 0.0472$$

CRITERIOS

$$C_{nec} > \frac{C_T}{4} = \frac{0.0472}{4} = 0.0118$$

$$C_{nec} > 0.00745 + 0.092 \times 0.0472 = 0.0125$$

$$C_{nec} > 0.025 \quad \text{¡MANDA!}$$

C RESISTENTE

$$C_x = \frac{2.90 \times 0.15 + 4.45 \times 0.25}{126} = \frac{1.545}{126} = 0.0178 < C_{nec}$$

¡INSUFICIENTE!

$$C_y = \frac{17.75 \times 0.15 + 6.95 \times 0.25}{126} = \frac{4.40}{126} = 0.035 > C_{nec}$$

¡OK!

SEGUNDO PISO

$$C_T = \frac{32.20 \times 0.15 + 5.85 \times 0.25}{63} = \frac{6.29}{63} = 0.1$$

CRITERIOS

$$C_{nec} > \frac{C_T}{4} = \frac{0.1}{4} = 0.025 \quad \text{¡MANDA!}$$

$$C_{nec} > 0.00745 + 0.092 \times 0.1 = 0.0167$$

$$C_{nec} \geq 0.025$$

C  
RESISTENTE

$$C_x = \frac{14.60 \times 0.15}{63} = 0.0348 > C_{nec} \quad \text{¡OK!}$$

$$C_y = \frac{17.60 \times 0.15 + 5.85 \times 0.25}{63} = 0.065 > C_{nec} \quad \text{¡OK!}$$



SEGUNDO METODO

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA

PRIMER NIVEL

METRADO:

$$\begin{aligned} \text{Peso Muros: } & \left[ (20.65 \times .15 + 11.40 \times .25) \frac{2.50}{2} \right. \\ & \left. + (32.20 \times .15 + 5.85 \times .25) \frac{2.50}{2} \right] 1.8 = 27.50^T \\ \text{Peso Aligerado: } & 63 \times .350 = 22.10^T \\ 0.25 \text{ CV} & : 0.25 \times .200 \times 63 = 3.15^T \\ & W_1 = 52.75^T \end{aligned}$$

SEGUNDO NIVEL

METRADO:

$$\begin{aligned} \text{Peso Muros: } & (32.20 \times .15 + 5.85 \times .25) \frac{2.50}{2} \times 1.8 = 14.20^T \\ \text{Peso Aligerado: } & 63 \times .350 = 22.10^T \\ & W_2 = 36.30^T \end{aligned}$$

NIVEL	ENTREPISO	$W_i$	$H_i$	$W_i H_i$	$F_i$	$V$
2		36.30	5.00	181.50	6.83	
	2					6.83
1		52.75	2.50	132.00	4.57	
	1					11.40
		89.05		313.50	11.40	

$$H = UC_1 P$$

$$H = 0.8 \times 0.16 \times 89.05 = 11.40^T$$

$$0.95 H = 0.95 \times 11.40 = 10.85^T$$

## CALCULO DE LA FUERZA RESISTENTE

$$\frac{h}{L} \leq 1.33 \quad L_{\min} = \frac{2.50}{1.33} = 1.88 \text{ mts.}$$

### PRIMER NIVEL

Dirección Perpendicular a la Fachada ( $F_{y_1}$ )

Muros de 0.15:  $17.75 \times 0.15 \times 6.0 = 15.98^T$

Muros de 0.25:  $5.65 \times 0.25 \times 6.0 + 1.30 \times 0.25 \times 6.0 \left(1.33 \times \frac{1.30}{2.00}\right)^2 =$

$$8.50 + 1.48 = \frac{9.98^T}{25.96^T} > 11.40 \text{ ¡OK!}$$

Dirección Paralela a la Fachada ( $F_x$ )

Muros de 0.15:  $2.90 \times 0.15 \times 6 = 261^T$

Muros de 0.25:  $2 \times 1.40 \times 0.25 \times 6 \left(1.33 \times \frac{1.40}{2.50}\right)^2 + 1.65 \times 0.25 \times 6$

$$\left(1.33 \times \frac{1.65}{2.50}\right)^2 = 3.69 + 3.05 = \frac{6.74^T}{9.35^T} < 11.40$$

¡INSUFICIENTE!

### SEGUNDO NIVEL

Dirección Perpendicular a la Fachada ( $F_{y_2}$ )

Muros de 0.15:  $17.60 \times 0.15 \times 6.0 = 15.85^T$

Muros de 0.25:  $5.85 \times 0.25 \times 6.0 = \frac{8.78}{24.63^T} > 6.83^T$

¡OK!

Dirección Paralela a la Fachada:

$$\text{Muros de 0.15: } 12.9 \times 0.15 \times 5.0 + 1.70 \times 0.15 \times 6 \left(1.33 \times \frac{1.70}{2.50}\right)^2 =$$
$$11.61 + 1.25 = 12.86^T$$

Muros de 0.25:

-----

-----

$$\frac{\quad}{12.86^T} > 6.83^T$$

¡OK!

TERCER METODO: CALCULO DE RIGIDEZES

Sentido

MURO	e (cm)	h (m)	L (m)	L <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	3 h/1	4 (h/1) <sup>3</sup>	3 (h/1) <sup>4</sup> 4 (h/1) <sup>3</sup>	R/E (cm)
A	6 00	2.50	0.15	0.00336	49.950	18 400.0	18 449.95	0.03250
B	2 20	2.50	0.15	0.00336	49.950	18 400.0	18 449.95	0.01192
C	1 90	2.50	0.25	0.01560	30.000	4 000.0	40 30.00	0.04720
D	1 30	2.50	0.25	0.01560	30.000	4 000.0	40 30.00	0.03230
E	3 75	2.50	0.25	0.01560	30.000	4 000.0	40 30.00	0.09300
F	9 55	2.50	0.15	0.00336	49.950	18 400.0	18 449.95	0.05180
G	2 5	2.50	1.40	2.74000	5.355	22.8	28.15	0.89000
H	2 5	2.50	1.40	2.74000	5.355	22.8	28.15	0.89000
I	1 5	2.50	2.90	24.4000	2.586	2.9	5.55	2.7000

: Cálculo de Rigideces

MURO	e (cm)	h (m)	L (m)	L <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	3 h/L	4 (h/L) <sup>3</sup>	$\frac{3}{4} \frac{(h/L)^4}{(h/L)^3}$	R/E (cm)
A	15	2.50	6.00	216.00	1.251	0.290	1.541	9.730
B	15	2.50	2.20	10.60	3.405	5.850	9.250	1.622
C	25	2.50	1.90	6.85	3.945	9.150	13.095	1.910
D	25	2.50	1.30	2.20	5.760	28.400	34.160	0.733
E	25	2.50	3.75	52.60	2.001	1.188	3.189	7.840
F	15	2.50	9.55	870.00	0.786	0.072	0.858	17.500
G	140	2.50	0.25	0.0156	30.000	4000.00	4030.00	0.0348
H	140	2.50	0.25	0.0156	30.000	4000.00	4030.00	0.0348
I	290	2.50	0.15	0.0034	49.950	18400.00	18449.95	0.0157





### CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD

$$X_{CG} = \frac{3.63 \times 6.00 \times \frac{3.63}{2} + 4.37 \times 9.55 \times 5.8}{3.63 \times 6.00 + 4.37 \times 9.55}$$

$$X_{CG} = 4.44 \text{ mts.}$$

$$Y_{CG} = \frac{21.8 \times 6.50 + 41.7 \times \frac{9.55}{2}}{63.5} = 5.37 \text{ mts.}$$

### CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ (ver cuadro)

$$Y_{CR} = \frac{\sum \frac{R_x}{E} Y}{\sum \frac{R_x}{E}} = \frac{32.676}{4.749} = 6.89 \text{ cms} = 6.89 \text{ mts}$$

$$X_{CR} = \frac{\sum \frac{R_y}{E} X}{\sum \frac{R_y}{E}} = \frac{182.185}{39.421} = 4.64 \text{ mt}$$

### CALCULO DEL VALOR DE J (ver cuadro)

$$J = \sum_{j=1}^9 (\bar{Y}_j^2 R_{jx} + \bar{X}_j^2 R_{jy}) = 19.38 + 429.082$$

$$J = 448.463$$

### CALCULO DE MOMENTOS

$$\text{Entrando por x: } T_x = 11.40 (Y_{CR} - Y_{CG}) = 11.40(6.89 - 5.87) = 17.30 \text{ T-m}$$

$$\text{Entrando por y: } T_y = 11.40 (X_{CR} - X_{CG}) = 11.40(4.64 - 4.44) = 2.28 \text{ T-m}$$



Cuadro Resumen

SENTIDO X			SENTIDO Y		
MURO	Fx Ton	V. Kg/cm <sup>2</sup>	MURO	Fy Ton.	V. Kg/cm <sup>2</sup>
A	0.080	—	A	3.070	0.34
B	0.034	—	B	0.518	0.16
C	0.114	—	C	0.644	0.14
D	0.080	—	D	0.250	0.08
E	0.239	—	E	2.606	0.28
F	0.128	—	F	5.510	0.39
G	2.150	0.61	G	0.112	—
H	2.150	0.61	H	0.112	—
I	7.071	1.62	I	0.050	—

Casa Tipo

13

Area Techada

2do. Piso: 61.50

Total 123.00 m<sup>2</sup>.

Long. de Muros sentido perpendicular a la fachada (y).		Long. de Muros sentido paralelo a la fachada (x).		Longitud total de Muros.	
1er. Piso	2do. Piso	1er. Piso	2do. Piso	1er. Piso	2do. Piso.
0.15	0.15	0.15	0.15	0.15	0.15
8.30	1.50	2.00	4.30	2.30	5.80
6.10	2.10	2.00	2.20	14.40	15.90
	2.20	3.20	2.20	12.80	11.20
		1.30	2.10		
		4.30	1.30		
		1.40	1.40		
2.30	5.80	12.80	4.30	27.20	10.10
	15.90				27.10

PRIMER METODO

CALCULO DEL C<sub>NECESARIO</sub>

PRIMER PISO:

$$C_T = \frac{2.30 \times .15 + 27.20 \times .25}{61.50 + 61.50} = 0.058$$

Existen en los planos:

$$C_x = \frac{12.80 \times .25}{123} = 0.026 > C_{nec} \quad \text{iOK!}$$

$$C_y = \frac{2.30 \times .15 + 14.40 \times .25}{123} = 0.032 > C_{nec} \quad \text{iOK!}$$

CRITERIOS

$$C_{nec} \geq \frac{C_T}{12} = \frac{0.058}{12} = 0.0048$$

$$C_{nec} \geq \frac{0.00745 + 0.092 \times 0.058}{3} = 0.00424$$

$$C_{nec} \geq \frac{0.025}{3} = 0.00833$$

SEGUNDO PISO

$$C_T = \frac{10.10 \times .15 + 27.10 \times .25}{61.50} = 0.135$$

Existen en los planos:

$$C_x = \frac{4.30 \times .15 + 11.20 \times .25}{61.50} = 0.057 > C_{nec} \quad \text{iOK!}$$

$$C_y = \frac{5.80 \times .15 + 15.90 \times .25}{61.50} = 0.078 > C_{nec} \quad \text{iOK!}$$

CRITERIOS

$$C_{nec} \geq \frac{C_t}{12} = \frac{0.13}{12} = 0.011 \text{ --- MANDA:}$$

$$C_{nec} = \frac{30.00 \cdot 0.0745 + 0.092 \times 0.135}{3} = 0.00664$$

$$C_{nec} \geq \frac{0.025}{3} = 0.00833$$

SEGUNDO METODO

CALCULO DE LA FUERZA SISMICA

PRIMER NIVEL:

METRADO:

$$\text{Muros: } (4.30 \times 0.25 \times 1.31 + 12.40 \times 0.15 \times 1.31)1.8 =$$

$$(14.50 + 2.44) 1.8 = 30.5^T$$

$$\text{Aligerado: } 61.50 \times 0.350 = 21.4$$

$$0.25 \text{ CV: } 0.25 \times 61.50 \times 0.200 = \frac{3.06}{W_1 = 54.96^T}$$

SEGUNDO NIVEL

METRADO:

$$\text{Muros } (27.10 \times 0.25 \times 1.31 + 10.10 \times 0.15 \times 1.31)1.8 =$$

$$(8.870 + 1.98) 1.8 = 19.72^T$$

$$\text{Aligerado: } 61.0 \times 0.350 = 21.40$$

$$0.25 \text{ CV: } 0.25 \times 61.50 \times 0.200 = \frac{3.06}{W_2 = 43.98^T}$$

NIVEL	ENTREPISO	Wi	Hi	Wi Hi	Fi	V
2		43.98	5.20	228	7.66	
	2				8.32	
1		54.96	2.55	140	4.36	
	1				12.68	
		98.94		368		

$$H = UC_1 P$$

$$H = 0.8 \times 0.16 \times 98.94 = 12.68^T$$

$$0.95 H = 12.68 \times 0.95 = 12.02^T$$

## CALCULO DE LA FUERZA RESISTENTE

$$\frac{h}{L} \leq 1.33 \quad \rightarrow \quad L_{\min} = \frac{2.40}{1.33} = 1.80 \text{ mts.}$$

### PRIMER NIVEL

Dirección Perpendicular a la Fachada ( $Fy_1$ )

$$\text{Muros de 0.15} \rightarrow 2.30 \times 0.15 \times 6.0 = 2.07$$

$$\text{Muros de 0.25} \rightarrow 14.40 \times 0.25 \times 6.0 = \underline{21.40}$$

$$Fy_1 = 23.47 > 12.68^T \quad \text{¡OK!}$$

Dirección Paralela a la Fachada ( $Fx_1$ )

Muros de 0.15  $\rightarrow$

$$\text{Muros de 0.25} \rightarrow 11.50 \times 0.25 \times 6.0 + 1.30 \times 0.25 \times 6.0 \left(1.33 \times \frac{1.30^2}{2.40}\right) =$$

$$= 17.25 + 1.01 = 18.26$$

$$Fx_1 = 18.26 > 12.68^T \quad \text{¡OK!}$$

### SEGUNDO NIVEL

Dirección Perpendicular a la Fachada ( $Fy_2$ )

$$\text{Muros de 0.15} \rightarrow 5.80 \times 0.15 \times 6.0 = 5.22$$

$$\text{Muros de 0.25} \rightarrow 15.90 \times 0.25 \times 6.0 = \underline{23.80}$$

$$29.02$$

$$Fy_2 = 29.02 > 8.32 \quad \text{¡OK!}$$

**Dirección Paralela a la Fachada ( $Fx_2$ )**

Muros de 0.15     $0.15 \times 4.30 \times 6 = 6.45$

Muros de 0.25     $8.50 \times 0.25 \times 6 + 1.30 \times 0.25 \times 6 \left(1.33 \times \frac{1.30}{2.40}\right)^2$   
 $+ 1.40 \times 0.25 \times 6 \left(1.33 \times \frac{1.40}{2.40}\right)^2 =$

$12.75 + 1.01 + 1.26 = 15.02$

$Fx_2 = 21.47 > 8.32$

¡OK!

C TODO: CALCULO DE RIGIDEZES

Se ... o X

MURO	e (cm)	h (m)	L (m)	L <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	3 h/l	4 (h/l) <sup>3</sup>	$\frac{3}{4} \frac{(h/l)^4}{(h/l)^3}$	R/E (cm)
A	8.30	2.40	0.25	0.0156	28.80	3540	3568.80	0.2320
B	2.35	2.40	0.15	0.0034	48.00	16400	16448.00	0.0143
C	4.00	2.40	0.25	0.0156	28.80	3540	3568.80	0.1680
D	25	2.40	2.00	8.0000	3.60	6.880	10.48	2.3900
E	25	2.40	2.00	8.0000	3.60	6.880	10.48	2.3900
F	25	2.40	3.20	32.6000	2.25	1.680	3.93	6.3600
G	25	2.40	1.30	2.2000	5.55	25.000	30.55	0.8200
H	25	2.40	4.30	79.3000	1.67	0.695	2.36	10.5500



CER METODO: CALCULO DE RIGIDEZES

Sentido  $\gamma$

MURO	e (cm)	h (m)	L (m)	L <sup>3</sup> (m <sup>3</sup> )	3 h/l	4 (h/l) <sup>3</sup>	$\frac{3 (h/l)}{4 (h/l)^3}$	R/E (cm)
A	25	2.40	8.30	572	0.87	0.0968	0.9668	26.800
B	15	2.40	2.35	13.0	3.06	4.2400	7.3000	2.060
C	25	2.40	6.00	216.0	1.20	0.2560	1.4560	17.200
D	200	2.40	0.25	0.0156	28.80	3540.0	3568.8	0.056
E	200	2.40	0.25	0.0156	28.80	3540.0	3568.8	0.056
F	320	2.40	0.25	0.0156	28.80	3540.0	3568.8	0.090
G	130	2.40	0.25	0.0156	28.80	3540.0	3568.8	0.036
H	430	2.40	0.25	0.0156	28.80	3540.0	3568.8	0.121

SENTIDO X

MURO	$\frac{R_x}{E}$	$\frac{R_x}{R_x}$	$F_x$	Y	$\frac{R_x}{E}$	$\bar{Y} = Y - Y_{cf}$	$\frac{\bar{Y} R_x}{E}$	$\bar{Y}^2 \frac{R_x}{E}$	$\frac{R_x Y}{E J}$	$F_x \cdot X$	$F_x \cdot Y$
A	0.232	0.0101	0.128	4.150	0.961	1.41	0.3270	0.4610	0.001350	—	—
B	0.014	0.0062	0.078	5.400	0.077	0.16	0.0023	0.0003	0.000108	—	—
C	0.168	0.0073	0.093	3.000	0.504	2.56	0.4300	1.1000	0.000705	—	—
D	2.390	0.1040	1.320	0.125	0.299	3.31	7.9200	26.2000	0.000420	—	—
E	2.390	0.1040	1.320	2.250	5.380	5.43	12.9800	70.5000	0.007560	0.135	—
F	6.360	0.2770	3.520	4.360	21.600	1.21	7.7000	9.3100	0.038700	0.692	—
G	0.820	0.0357	0.454	8.130	6.660	-2.57	-2.1150	5.4400	0.009350	-0.167	—
H	10.550	0.4610	5.850	8.130	85.900	-2.57	-21.2000	70.0000	0.120500	-2.150	—
	<u>22.924</u>	<u>12.168</u>	<u>12.168 Ton.</u>	<u>127.3811</u>	<u>127.381</u>			<u>183.0113</u>		<u>17.90</u>	<u>17.90 Ton-m</u>
				$\frac{127.3811}{29.924} = 5.56 \text{ m.}$							



### CALCULO DEL CENTRO DE GRAVEDAD

$$X_{CG} = \frac{7.35}{2} = 3.67 \text{ mts.}$$

$$Y_{CG} = \frac{8.30}{2} = 4.15 \text{ mts'}$$

### CALCULO DEL CENTRO DE RIGIDEZ (ver cuadro)

$$X_{CR} = \frac{13,853.9}{45.418} = 3.05 \text{ mts}$$

$$Y_{CR} = \frac{12,738}{22.924} = 5.56 \text{ mts}$$

### EXCENTRICIDADES

$$e_x = 3.67 - 3.05 = 0.62 \text{ mts}$$

$$e_y = 5.56 - 4.15 = 1.41 \text{ mts}$$

### MOMENTOS TORSORES

$$\text{Fuerza dirección y} \quad T_y = 12.68 \times 0.62 = 7.85 \text{ T - mt}$$

$$\text{Fuerza dirección x} \quad T_x = 12.68 \times 1.41 = 17.90 \text{ T - mt.}$$

Cuadro Resumen

SENTIDO X			SENTIDO Y		
MURO	Ton. Fx	Kg/cm <sup>2</sup> V.	MURO	Ton. Fy	Kg/cm <sup>2</sup> V.
A	—	—	A	7.480	0.36
B	—	—	B	0.673	0.19
C	—	—	C	6.173	0.41
D	1.320	0.26	D	—	—
E	1.455	0.29	E	—	—
F	4.212	0.53	F	—	—
G	0.454	0.14	G	—	—
H	5.850	0.55	H	—	—

C A P I T U L O   I I I

7. INTERPRETACION DE LOS RESULTADOS EN RELACION A LAS FALLAS OBSERVA

DAS

1. URBANIZACION ANTUNEZ DE MAYOLO

Estas casas de una planta, pero diseñadas para dos, tienen un coeficiente de muros (1er método) bastante similar, en ambas direcciones; lo existente excede a lo requerido, en cuatro veces aproximadamente. (se consideró la existencia de columnas)

Con referencia al segundo método la fuerza resistente sobrepasa holgadamente a la actuante, en la misma tendencia que el primer método, (4 veces).

Lo encontrado, corrobora los métodos usados ya que no se hallaron daños, salvo en aquellos por asentamiento, debido a la mala calidad del suelo (relleno sanitario) pero que no son contemplados por el método en desarrollo.

Estas fallas por asentamiento, en algunas casas, ocurrieron en el alfeizer de la fachada debido, a que pasaban por debajo de él, la tubería de desagüe que atravesaba el cimiento, debilitando; a consecuencia de lo cual, en el momento del sismo se produjo el asentamiento del terreno con la consiguiente fractura del alfeizer.

Contribuyó al buen comportamiento, la buena calidad de albañilería y elementos estructurales, como una viga continua a nivel de dinteles y columnas colocadas, a igual o menos de 4 metros, que confinaron paredes y aseguraron la unión entre muros, rigidizando la estructura.

## 2. URBANIZACION LAS LADERAS

Con respecto al primer método, en el sentido perpendicular a la fachada (Y), lo existente excede en el triple a lo necesario; pero en el sentido (X) hay una insuficiencia de elementos resistentes llegando a ser lo existente una sexta parte de lo necesario.

En el segundo método, se comprueba lo dicho anteriormente, presentándose en el sentido (Y) bastante holgada la fuerza resistente con respecto a la actuante, aproximadamente en 5 veces. En el sentido (X) la fuerza resistente es la cuarta parte de la actuante.

En el análisis por rigideces ocurre la misma tendencia mencionada, teniendo el único muro resistente en el sentido (X) una carga unitaria muy elevada ( $1.41 \text{ Kg/cm}^2$ ). Con referencia al eje (Y), el 70% de los muros tiene un esfuerzo de corte que oscila entre  $0.08$  y  $0.20 \text{ Kg/cm}^2$  teniéndose como promedio un valor de  $0.15 \text{ Kg/cm}^2$ .

Estas casas fueron construídas de ladrillos macizos de mortero de baja calidad y sufrieron graves daños en el sentido (X) de grado 5 y en el sentido (Y) de grado 4, según la escala adoptada para graficar densidad de muros versus daños. Esto, demuestra que el valor adoptado como capacidad de corte de  $0.6 \text{ Kg/cm}^2$  resulta excesivamente alto para este tipo de material. Esta afirmación descuida el considerar que pudo haber existido deficiencias, como una baja calidad de mano de obra, un mortero de asentamiento demasiado pobre y el uso de un ladrillo de baja calidad.



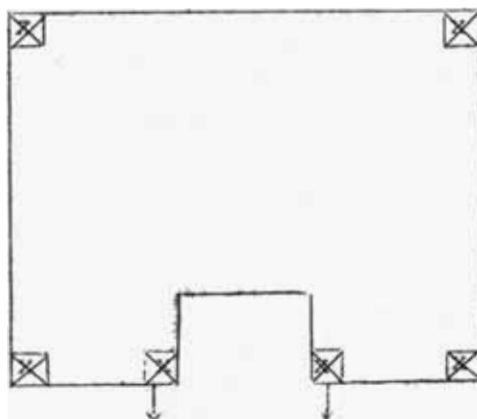
Además, existían columnas tan solo en las 4 esquinas de la construcción, haciendo que los paños de la fachada anterior y posterior, no estuviesen confinados lo que trajo como consecuencia que se vieran afectados a los mayores daños, principalmente por el rompimiento de las uniones con paredes transversales.

Aquellos vecinos con el intento de reforzar su casa, adicionaron columnas a las esquinas interiores de la fachada, confinando los muros (ver figura). Esta sola adición, mejoró notablemente el comportamiento de estas viviendas, ya que se encontró tan solo daños poco apreciables.

Es posible generalizar que la mayoría de las fallas de los muros interiores en el sentido (Y) fueron por mala adherencia entre el mortero y el ladrillo. Se encontraron grietas horizontales, ubicadas en la tercera o segunda hilada superior debidas posiblemente a la expansión por temperatura del aligerado. A consecuencia del sismo se produjeron grietas diagonales en muros no muy largos y en los de mayor dimensión se combinaron con grietas horizontales a la mitad de la altura. En los muros de fachada se presentó una falla típica de cortante por adherencia.

Las casas de las laderas están construídas paralelamente a la falda de un cerro arenoso, por esta ubicación existen casas construídas sobre relleno y otras sobre corte.

Esta diferencia influyó en el comportamiento durante el sismo ya que los primeros (zonas de relleno), por su poca consistencia, dieron origen a la amplificación de las ondas sísmicas produciéndose los mayores daños, en esta zona.



COLUMNAS ADICIONADAS

URBANIZACION BUENOS AIRES 2° ETAPA

Los resultados de los tres métodos coinciden en forma bastante aproximada para los 4 tipos de casas analizadas.

En lo que se refiere al tercer método, los muros más esforzados fueron los del sentido (X) (paralelo a la fachada) oscilando los esfuerzos entre 0.20 y 0.29 Kg/cm<sup>2</sup> con un valor promedio de 0.25 Kg/cm<sup>2</sup> menor que el 0.6 Kg/cm<sup>2</sup> estimado, confirmándose las pocas fallas encontradas.

En general en una zona poco afectada a pesar de tener la construcción pocas columnas, pero bien distribuidas salvo las M-9 con columnas incipientes. Solo se presentaron daños en elementos no estructurales de fachada debido a su poco arriostramiento ; así como pequeñas fisuras en muros paralelos a la misma.

#### 4. URBANIZACION LOS PINOS

En esta urbanización existen solo dos tipos de casas (A y C).

El primer método, cumple que lo requerido es mayor que lo exigido en ambos tipos de casas. En el segundo método, los muros resistentes de la casa tipo C soportan ampliamente la fuerza actuante, confirmando la inexistencia de fallas. Es de hacer notar que fueron construídas en direcciones paralelas a la falda del cerro en la zona del corte.

Las casas tipo A, en el segundo método nos muestra la insuficiencia de muros resistentes en el sentido (X) del primer piso. En la práctica no sucedieron mayores daños en sentido, lo que se puede explicar teniendo en cuenta que la resistencia al corte para muros confinados es mayor que las sin confinar tal como sucede en este caso.

En el tercer método confirma lo anterior ya que hay dos muros sometidos a cargas superiores a  $0.6 \text{ Kg/cm}^2$  ( $1.034 \text{ Kg/cm}^2$ ) - pero que no sufrieron mayores daños.

Este último tipo de casas fueron construídas, algunas de ladrillo de arcilla y otros con ladrillo de mortero evidenciándose diferencias a favor del primero en el comportamiento sísmico. Además, se presentaron fallas por impacto entre casas situadas a desnivel y que tenían junta de construcción que provocaron las fallas en algunas fachadas, efecto que se vió aumentado por la exis

tencia de aberturas mal ubicadas que debilitaron el muro.

Los muros de separación entre viviendas han fallado en su parte inferior debido a la falta de arrostramiento tal como se muestra en las fotografías. Es una falla típica por flexión.

## 5. URBANIZACION BUENOS AIRES CASAS DE EL BANCO DE LA NACION

En esta urbanización se ha podido observar cuatro tipos de construcciones, que responden a la nomenclatura de tipos 3, 7, 9 y 13 respectivamente.

Las tres primeras se consideran construcciones, que tienen por características, no tener columnas o contar con columnas incipientes, entendiéndose lo último por el hecho de ser insuficientes en número y mal distribuidas. A excepción de ellas, la casa tipo 13 reúne condiciones favorables tales como buena ubicación de columnas, y una considerable simetría en ambos ejes y una cimentación adecuada.

Tomando en cuenta el hecho, de que se han apreciado variedades de formas de daños en los tres primeros tipos de casa y la ausencia de ellos en la casa tipo 13, procederemos a efectuar un análisis por separado para cada tipo.

### CASA DE TIPO 3

Analizada este tipo de casa por el primer método, podemos observar que en ambos ejes se encuentra insuficiente la cantidad de muros en el primer nivel con respecto a lo requerido, aunque esta deficiencia no es muy apreciable.

En el segundo piso los límites necesarios son cumplidos con bastante holgura. Al aplicar el segundo método del cálculo, se nota que tanto el primer piso como el segundo cumplen con los requisitos del diseño. En primer piso la diferencia entre lo exigido y existente es del orden 15% aproximadamente, vale decir una diferencia no muy significativa.

El tercer método nos permite diagnosticar que los mayores esfuerzos de corte se encuentran en la dirección paralela a la fachada, a pesar de que existen en dicha dirección mayor cantidad de muros resistentes.

Ello se explica por los esfuerzos generados por la torsión en esa dirección. En este sentido (X) los esfuerzos varían entre 0.45 y 1.18 Kg/cm<sup>2</sup>, con lo que se aprecia que por este cálculo los esfuerzos actuantes superan al esfuerzo supuesto (0.60 Kg/cm<sup>2</sup>). En el sentido (Y), la mayor parte de los muros han estado sometidos a un esfuerzo de 0.62 Kg/cm<sup>2</sup>. Estos esfuerzos confirman los daños ocurridos en los dos sentidos mencionados, especialmente en el sentido (X), en donde los muros de la fachada posterior, principalmente, sufrieron daños de grado 5. En el sentido

(Y) los daños fueron menores predominando las grietas de grado 4 y 5 de tracción diagonal e inicio de estas, confirmándose los valores hallados\*.

Las fallas existentes son consecuencia de deficiencias tanto de orden constructivo (materiales y mano de obra) como es estructural. Se citan por ejemplo, casas en que ladrillo y mortero utilizados son de baja calidad.

El tipo predominante de falla ha sido la cortante por adherencia.

La pared del fondo (paralela a la fachada), muro K, falló a causa de su gran longitud sin columnas de amarre, teniendo tan solo mochetas de ladrillos en los extremos, siendo portante de dos aligerados y teniendo como espesor 0.15 mts.

Todas estas condiciones contribuyeron a la disminución de la capacidad resistente considerada.

NOTA.-

Los muros F, G, H, I, (ver plano correspondiente) situados en la dirección paralela a la fachada, a pesar de haber soportado una carga superior a  $0.82 \text{ Kg/cm}^2$  no han sido afectados por el sismo mayormente, mostrando únicamente fisuras y rajaduras de muy pequeña magnitud. Ello se puede explicar por la presencia de la escalera en ese rectángulo, de donde se puede deducir que posiblemente estuvieron sometidos a cargas menores y la escalera tomó buena parte de la fuerza debido a su gran rigidez.

\* Los daños en el segundo piso, tanto en la dirección (X) como (Y) están entre los grados 3 y 4.



CANAL TIPO 7

Analizando el primer piso, de este tipo de casa por el primer método, se halló que los muros en la dirección paralela a la fachada (X) eran insuficientes para soportar los esfuerzos de corte. En cambio los muros perpendiculares a la fachada (Y) cumplían con lo exigido, aproximadamente en el doble. En el segundo piso se encontró que los muros de ambos sentidos, cumplían con exceso.

En el segundo método de análisis se vuelve a ratificar lo anterior.

Refiriéndonos al tercer método de análisis, los esfuerzos son mayores en el sentido (X) que en el sentido (Y) oscilando entre  $0.36 \text{ Kg/cm}^2$  y  $1.39 \text{ Kg/cm}^2$ , siendo el valor promedio tendiente al valor superior y de valor  $0.73 \text{ Kg/cm}^2$ . Estos mayores esfuerzos son debidos a la insuficiencia de muros resistentes en el sentido X en el sentido Y los muros están sometidos a menores esfuerzos que van desde  $0.10$  a  $0.39 \text{ Kg/cm}^2$ , siendo el valor promedio de  $0.25 \text{ Kg/cm}^2$  aproximadamente.

Haciendo una correlación entre los resultados obtenidos y los daños observados; en el primer piso, se encontraron mayores daños de grado 5 en el sentido (X), en concordancia con lo analítico, mientras que en el sentido (Y) se encontró daños de grado 4.

En el segundo piso, existe una equivalencia de muros resistentes en los sentidos (X) e (Y) verificándose grados entre 3 y 4.

Se comprueba al igual que en el análisis realizado para las casas tipo 3, que el valor asumido en  $0.6 \text{ Kg/cm}^2$  es bastante alto.

Se observaron grietas que respondieron al tipo de cortante por adherencia.

La escalera posiblemente no contribuyó a disminuir los esfuerzos en el sentido (X) debido a la falta de empotramiento en el apoyo, a consecuencia de lo cual debilitó el muro resisitente en el cual se apoyaba por impacto.

Con el valor de  $1.39 \text{ Kg/cm}$ , el muro C (ver plano correspondiente) falló completamente, porque era el muro que por sus características absorbió la mayor parte de la fuerza.

NOTA.- Se ha dado el caso de muros que bajo esfuerzos de  $0.16 \text{ Kg/cm}^2$  fallaron con daños de grado 4, por la mala calidad de albañilería, principalmente.

CASA TIPO 9

Habiéndose analizado este tipo de casa por el primer método se encontró que en el sentido (X) no cumplía con lo requerido aunque la diferencia no era significativa; mientras que al trabajar con los muros del sentido perpendicular a la fachada así como los del segundo nivel, se pudo apreciar que estos reunían las condiciones necesarias. Idéntica situación ocurrió al aplicar el segundo método.

Al aplicar el tercer método se encontró que los muros resistentes en el sentido (X) sobrepasan el esfuerzo supuesto de  $0.6 \text{ Kg/cm}^2$ , mientras que el sentido (Y) los esfuerzos son inferiores a esa cantidad, oscilando los valores entre 0.08 y 0.39, siendo el promedio de  $0.24 \text{ Kg/cm}^2$ .

Con referencia a los daños, estos han sido mayores en el sentido (X) para el primer piso, consistiendo en grietas de tracción diagonal, respondiendo a fallas de grado 4 y 5. En el sentido (Y) los daños para el nivel considerado fueron menores, tales como grietas en el nivel de dinteles, así como grietas en la parte superior de los muros por desplazamiento del techo, correspondiendo daños de grado 4.

El muro I (paralelo a la fachada) sometido a una carga de  $1.62 \text{ Kg/cm}^2$ , se encontró que estaba completamente fracturado en las diagonales. (ver plano correspondiente).

Parece ser, que la orientación de la escalera tuvo repercusión en el daño de este muro, siendo preciso recordar que en un caso similar se presentó en la casa tipo 7 en la que la escalera tenía libre juego por falta de empotramiento.

Se notó una falta de adherencia entre paredes y techo, debido a la presencia de un papel embreado.

En el segundo piso han ocurrido fallas entre 3 y 4 grados en ambos sentidos.

### CASA TIPO 13

Al aplicar el primer método de cálculo en esta casa, el primer y segundo nivel sobrepasan holgadamente lo requerido. ( El primer piso en el orden de 3 y 4 veces lo necesitado; y en el segundo de 6 y 8 veces lo mismo.)

Se puede notar en ella, que en el primer piso especialmente, existe semejanza en cuanto a los coeficientes de los muros resistentes en los sentidos X e Y.

Con referencia al segundo método la fuerza resistente proporcionada por cada piso es superior a la fuerza actuante.

En el primer piso, la fuerza resistente es mayor en el sentido (Y) que en el (X).

En el segundo piso la fuerza resistente y la actuante tiene una diferencia del orden de 2.5 a 3 veces, siendo siempre -

siempre un tanto mayor en el sentido (X).

En la aplicación del tercer método se encontró esfuerzos que no sobrepasan el  $0.6 \text{ Kg/cm}^2$  estimado, siendo siempre de un valor mayor en el sentido (X) como se ha venido observando en los otros métodos.

En el sentido (X) los esfuerzos oscilan entre  $0.14$  y  $0.55 \text{ Kg/cm}^2$  siendo el promedio de  $0.35 \text{ Kg/cm}^2$ . En el (Y) estuvieron entre  $0.19$  y  $0.41 \text{ Kg/cm}^2$  con un promedio de  $0.32$ .

Esta casa ha sido la única en la zona de Buenos Aires, en la agrupación correspondiente al Banco de La Nación, que no ha sufrido ningún daño, dada su simetría, correspondiendo su área techada a un cuadrado aproximadamente, con muros distribuidos más o menos simétricamente, aparte de una buena calidad de materiales y mano de obra empleados. Se puede decir que los valores de los esfuerzos encontrados en el sentido (X) pueden haber sido menores ya que la escalera dada su buena construcción, ha tomado parte de la fuerza sísmica en ese sentido.

## C O N C L U S I O N E S

1. La naturaleza de la distribución de deformaciones en un marco, llevan a considerar que el relleno de la albañilería se comporta como una diagonal en compresión, en lugar de un comportamiento homogéneo; en el que el sistema de vigas y columnas, le sirven sólo de refuerzo. En vista de esto, se puede considerar que el pórtico y la albañilería se comportan como un sistema de tirantes.
2. Al aplicar el método, propuesto por Krishna (ver **antecedentes**), para el cálculo de la cuantía máxima y mínima en un caso concreto (casa tipo 3 - Banco de la Nación); se encontró que los valores de la cuantía resultaban un tanto elevados. Con esto, no se quiere decir que la teoría **esté** errada, sino, dados los valores que se adoptaron, pueden haber aportado una fuente apreciable de error.
3. El período de vibración del pórtico con paredes, es menor que el pórtico simple, que trae a su vez como consecuencia una mayor fuerza cortante.
4. En casas construídas con una baja calidad de materiales y mano de obra, agregándose a esto columnas incipientes, el valor de  $0.6 \text{ Kg/cm}^2$  como esfuerzo permisible, resultó alto en relación a los esfuerzos actuantes; ya que, para esfuerzos más bajos se encontraron fallas apreciables.

5. El efecto de reducción de la longitud de las columnas (columna corta) y su consiguiente rigidización, también se presenta en algunos tipos de casa-habitación estudiadas.
6. En la mayoría de las casas se observó, que la dirección paralela a la fachada, tiene varios factores que contribuyen a la disminución de sus muros resistentes, con el consiguiente aumento de los esfuerzos a que van a estar sometidos. Estos factores son: el gran porcentaje de aberturas en las fachadas y la menor dimensión de la casa en el sentido X (paralela a la fachada) que en el sentido perpendicular a ella. A pesar de esto, la presencia de una escalera bien construída en la dirección paralela a la fachada, por su rigidéz, ayuda a tomar parte de la fuerza cortante. Esta afirmación, prueba como los muros que por el tercer método se encuentran sometidos a esfuerzos mayores de  $1 \text{ kg/cm}^2$  fueron afectados por daños de poca consideración. Por el contrario, cuando la escalera estaba mal construída, es decir, con un comportamiento deficiente, contribuyó a aumentar el grado de daños, fundamentalmente por el impacto que se produjo.
7. En albañilería construída con arena fina de baja resistencia del mortero, es típica la presencia de daños debido a la tracción por adherencia (resistencia al cortante en la junta). Cuando los esfuerzos son considerables la falla es una grieta diagonal a todo lo largo del muro.

8. En paredes de longitud más o menos igual a su altura, la grieta diagonal es bien definida. En paredes de mayor longitud, - se dan una variedad de grietas tanto en la parte superior, inferior, a los lados y ciertas grietas diagonales interrumpidas.
9. Afecta a la integridad del muro, el empotrar en ellos elementos extraños, tales como tubos, cajas de luz, etc, de tamaño apreciable; especialmente cuando están ubicados en el centro el paño, que es donde según la teoría, se generan los mayores esfuerzos de tracción diagonal.
10. El hecho de colocar materiales, entre paredes portantes y el aligerado, provoca el deterioro mayor de la construcción por efectos de las cargas sísmicas; ya que se produce un libre juego del techo. El colocar bolsas papel embreado, etc, - son ejemplos de lo expuesto.
11. Es notable la contribución que pueden hacer a la resistencia de una construcción, la buena calidad de materiales y mano de obra calificados, así como columnas de arriostre bien distribuidas de modo que **confinen los muros resistentes**.  
La presencia de una viga de collar a nivel de dinteles (Urbanización Antúnez de Mayolo) contribuye aún más al respecto.
12. El apoyo de techos sobre muros de soga sin columna ocasionó la falla total del muro con la consiguiente caída del techo. En las casas que estaban sometidos a cargas sísmicas considerables.



13. Se observó que los muros aislados (cercos y parapetos) debido a la ausencia de carga vertical y confinamiento, son sumamente frágiles al esfuerzo cortante y/o flexión; habiendo fallado en la mayoría de casos.
14. Posiblemente debido a distintas calidades de mano de obra y de materiales, se han encontrado comportamientos diferentes, en casas de un mismo tipo y ubicadas en una misma zona.
15. La resistencia última de la albañilería es determinada por la calidad tanto del mortero como del ladrillo; es decir, en última instancia la capacidad dependerá del material que tenga menor resistencia (ver tabla 2).
16. Las secciones comprendidas entre aberturas, generalmente sufrieron fuertes daños, al parecer por la presencia de un momento actuante, (similar al que se presenta en el trabajo de Krishna), que provocó grietas en la parte superior e inferior de estos muros por la ausencia de elementos verticales resistentes.
17. La mayoría de las casas analizadas que contaban con closets tipo "S" y tipo "L" fallaron, especialmente por una falta de refuerzos en las esquinas y el haber sido algunos, construidos como muros de relleno. Se observó un buen comportamiento cuando los closets tenían una losa delgada de concreto que servía de "repisa", aún sin contar con columnas en las esquinas

18. Las limitaciones evidentes que presentan los gráficos densidad de muros vs. área techada; como son: la subjetividad en la evaluación de daños, así como la insuficiencia en número de las casas analizadas; son restricciones para los valores que a continuación se indican:

- a) Para casas con columnas, la densidad de muros necesaria puede estimarse entre 20 y 30  $\text{cm/m}^2$ .
- b) Para casas sin columnas, la densidad encontrada de los gráficos varía entre 30 - 40  $\text{cm/m}^2$ .

Los valores presentados responden a una calidad de suelo duro y a su vez denota la contribución de las columnas en el fortalecimiento de casas. Es de hacer notar que estos valores son representativos para la zona de Chimbote.

19. En la Urbanización "Antunez de Mayolo las casas analizadas tenían una densidad de muros comprendida entre 20 a 25  $\text{cm/m}^2$  no habiéndose encontrado daños por efecto del sismo, estando cimentadas sobre suelo blando (relleno)

## RECOMENDACIONES

1. Las secciones de albañilería de ladrillo que necesitan mayor atención en su fortalecimiento contra los efectos de fuerzas sísmicas en su plano, son: paños que por la naturaleza de sus dimensiones y función están sometidos a esfuerzos que los pueden hacer fallar por tracción diagonal, secciones con aberturas excesivas en donde generalmente aparecen grietas, y por último las secciones próximas a los dinteles donde se presentan concentraciones de esfuerzos.

Sería conveniente que los paños se provean de refuerzos de concreto en ambos lados y dotar a las aberturas de dinteles que irán, con el propósito de confinar el muro, monolíticamente unidos a la viga continua que pasa por la parte superior de las aberturas (viga collar) por medio de estribos.

Este sistema de unión (dinteles - viga collar) forma un doble refuerzo en la parte superior de las aberturas, incrementando de ese modo su rigidez y resistencia (fig. 9a.).

2. Una mejor condición de trabajo de la unión de la columna de concreto y la albañilería de ladrillo se obtiene con la ayuda de dinteles, combinados con refuerzos metálicos horizontales, recomendándose dientes de tres hiladas tal como se muestra en la fig. 9b.

3. En el caso de estructuras esbeltas (edificios), es conveniente que los muros no estructurales no participen en el compor

tamiento de la estructura. Esta participación podría evitarse confinando al muro con un marco de concreto de poco espesor, independizado del pórtico de la estructura, con un material deformable, aunque esta solución es cara. Resulta más económico colocar material deformable entre el muro y el pórtico, especialmente en las esquinas superiores donde se genera compresión diagonal y adicionar refuerzo metálico (alambre) para evitar el vaciamiento del muro.

En caso de que el muro participe, se necesitará diseñar el nudo del pórtico de manera que sea capaz de resistir el efecto del puntal, producido por el muro, ante la presencia de cargas horizontales. Para ello se debe proveer al nudo de un ochavo reforzado y con unos buenos empalmes y anclajes, que logren desarrollar la plena capacidad a la tracción, estribos poco espaciadas y un refuerzo diagonal, tal como se muestra en la figura 10.

4. Con el propósito de eliminar el efecto producido por la rigidización de las columnas, que se presenta por ejemplo, cuando los muros estructurales (alfeizer) disminuye la altura libre de la columna, sería conveniente, la colocación de un adecuado estribaje tal como se muestra en la figura 11., ó separar la columna del muro mediante una junta de material deformable

5. En pórticos en los que se tenga, columnas de diferente altura libre como consecuencia de tener muros de albañilería adyacentes en un plano perpendicular a él, es recomendable que la longitud de ambas columnas sean iguales para evitar la concentración de la fuerza sísmica mediante el uso de un material deformable entre la columna más corta y el muro. Ver fig. 12.
6. Es recomendable no colocar elementos extraños en los muros resistentes, como por ejemplo tubos de desagüe, cajas de luz, etc. En último caso su colocación debe restringirse a un lugar alejado del centro geométrico del muro, siempre que no afecte su estabilidad.
7. En construcciones de ladrillo que por razones arquitectónicas existe una deficiencia de muros resistentes en una dirección, es recomendable que las escaleras de concreto armado (en caso que cuente con ella) se ubiquen en el sentido que se tenga la densidad más desfavorable. Esta ubicación de la escalera debe ir acompañada de un buen empotramiento de la misma, proporcionada por un par de columnas en los extremos del descanso, tal como se indican en la figura 13.  
  
En suelos malos es recomendable conectar las zapatas de la escalera y de las columnas anteriormente mencionadas mediante una pequeña viga de cimentación.
8. Para que el techo cumpla la función de elemento diafragma, es decir distribuya la fuerza sísmica proporcionalmente a la ri

gidez de los muros, es conveniente que el contacto entre **los** muros, y el techo sea a través de una superficie **exenta** de materiales tales como: bolsas, papel embrado, etc.

9. Es necesario que exista junta de separación de por lo menos 1", entre casas construídas especialmente en desnivel, para evitar el posible impacto entre ellos; así como no llenar conjuntamente las columnas de 2 casas vecinas.
10. Para evitar la torsión, se debe procurar que en planta los muros resistentes tengan en lo posible una **disposición** simétrica en ambas direcciones. Si esto no se puede conseguir, por la presencia de vanos ó por la distribución arquitectónica, se recomienda que la zona debilitada se refuerce con columnas adicionales, o placas de concreto en última instancia
11. Partiendo del concepto de que la fuerza sísmica se distribuye proporcionalmente a las rigideces, es posible transferir la carga sísmica en el plano de las paredes (fachada) a los paños extremos **exteriores** (ver fig. 9f); y cuando el edificio resulte muy largo (20 a 25 mts.) transferirla carga también a uno de los paños intermedios, aliviando de carga al resto de paños en la dirección considerada.  
  
Esto se puede lograr construyendo los paños mencionados (los que van a soportar la carga sísmica) de mayores dimensiones que el resto de paños y a su vez de materiales que los hagan más resistentes.

Se propone que estos elementos resistentes sean construídos con un concreto de ladrillos rotos, adicionando además, columnas de concreto armado en las esquinas y encuentros de paredes (ver Fig. 9c y 9d). La ventaja de este material (concreto de ladrillos rotos) en comparación con el concreto normal, es que siendo lo suficientemente rígido y durable, tiene además un menor peso específico ( $\gamma = 1600 - 1700 \text{ Kg/m}^3$ ) - siendo el módulo de elasticidad de este concreto 5 veces más grande que el módulo de la albañilería de ladrillo.

12. Todos los cercos deben ser construídos con ladrillos macizos y columnas de amarre. La inclusión de una viga collar será determinada por el diseño; así como también la adopción de juntas de construcción, espaciadas de acuerdo al cambio de temperatura del lugar.
13. En terrenos blandos y húmedos la cimentación debe ser corrida, llevar refuerzos metálicos y tener una profundidad suficiente con el objeto de evitar asentamientos diferenciales. Esta precaución debe también tenerse en cuenta en terrenos no consolidados (rellenos).  
En terrenos duros y secos, puede construirse una cimentación de concreto ciclópeo, llevándose la excavación a terreno firme.
14. De los tres métodos de cálculo utilizados en este trabajo el segundo método (análisis por capacidad resistente), resulta :



más recomendable para un análisis más somero ya que es lo su  
ficientemente preciso en estudios simplificados de casas, pu  
diendo ser aplicado sujetándose a las siguientes restricció-  
nes:

a) Los muros resistentes deben absorber una cantidad ma  
yor o igual al 75% de la carga vertical.

b) Deben existir por lo menos dos muros paralelos o -  
aproximadamente paralelos.

c) La altura de la construcción no debe ser mayor que -  
1.5 veces la menor de la dimensión.

d) La relación de las dimensiones en planta (largo - an  
cho) no debe ser mayor de dos.

para un estudio mucho más satisfactorio, como es en el caso  
de construcciones masivas, el tercer método (análisis por ri  
gideces) resulta de aplicación más justificable.

15. Se debe proveer de vigas collar y columnas de amarre en los  
siguientes casos:

- En todos los muros portantes de todas las construccion  
es.

- En los muros ~~perimetra~~les de cierre.

- En los muros de arriostre que requieran confinamiento.

Se entiende por muros de arriostre, los muros portantes  
transversales a aquellos muros a los que dan estabilii  
dad lateral evitándoles flexión lateral a su plano.

(muro arriostrado)



16. Las dimensiones mínimas de la viga collar y columnas de amarre, empleadas para confinamiento serán las siguientes:

- La sección de la viga collar tendrá un peralte mínimo de 20 cm. y un ancho mínimo igual al del muro bruto.
- La sección de la columna de amarre tendrá un espesor mínimo igual al del muro bruto y un ancho mínimo de 25 cm. sin considerar los dinteles.
- La armadura mínima tanto de la viga collar como de la columna de amarre sería de 4  $\emptyset$  de 3/8" para construcciones de 1 o dos pisos y 4  $\emptyset$  1/2" para construcciones de 3 o 4 pisos. Las barras serán colocadas con estribos de 1/4" y un recubrimiento de 2 cm.
- El concreto de la viga collar y de la columna de amarre tendrá una resistencia mínima de  $F'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ .

17. Para el caso de techos que no contribuyan a la distribución de fuerzas horizontales (techos ligeros) deberá colocarse vigas collar sobre los muros portantes. En los muros portantes de longitud apreciable.

18. Al construirse casas de varios pisos los muros portantes encima del primer piso se deberán construir sobre las vigas collar, correspondientes a los muros portantes del techo inferior. Las armaduras de las columnas de amarre del piso superior deberán ser continuación de las columnas de amarre del piso inferior, debiendo estar empalmadas convenientemente. En

el caso de que los muros portantes no coincidan con los del -  
piso inferior se les confinará en su propio nivel.

19. Se sabe que la resistencia a la tracción por adherencia es in-  
fluenciada por la calidad de mano de obra empleada, especial-  
mente en lo que se refiere al lapso entre la colocación del -  
mortero y la del ladrillo, al procedimiento de llenado de las  
juntas y a la presión aplicada al ladrillo. Es por ello que -  
se hace necesario que el operario de construcción siga cursos  
de Adiestramiento Técnico en estos aspectos y además se dicte  
cursillos para maestros de obras, con este mismo objeto; so-  
bretodo en provincias (fuera de Lima) donde estas deficien -  
cias se presentan con mayor frecuencia.

## B I B L I O G R A F I A

1. S. LAMAR y C. FORTOUL "Brick Masonry effect in vibration of frames" Venezuela.
2. S.V. POLYAKOV "On the interaction between masonry - filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall"
3. R. MELI y G. SALGADO "Comportamiento de muros bajo carga - lateral" Mexico.
4. L. JORQUERA "Módulo de elasticidad de albañilería"
5. J. KRISHNA y B. CHANDRA "Strengthening of brick buildings - against earthquake forces" Congreso Antisismico Nueva Zelandia. 1964.
6. CAMARA PERUANA DE LA CONSTRUCCION "CAPECO" "Cursillo de albañilería de ladrillo"
7. ROSENBLUETH E., ESTEVAL "Diseño sísmico de Edificios" Reglamento de las Construcciones en - el Distrito Federal - Mexico
8. BENJAMIN J.R. "Statically indeterminate structures" 1959.
9. A.L. CHURAYAN y SH. A. DJUBUE "On one method of increasing the seismic stability of brick buildings"
10. REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES