

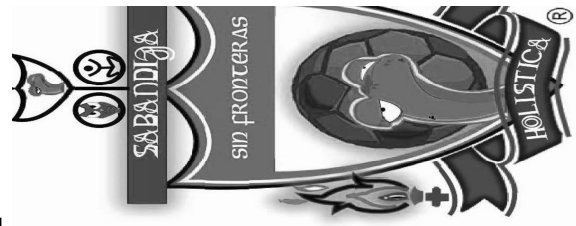


# NOTAS MAMPOSTERICAS DE UNA SABANDIJA

## MAMPUESTO

Poner algo sobre otro. El conflicto existencial psicosomaticosexopacionalductil me indujo a preparar este documento como complemento a la cátedra que imparto en la facultad de ingeniería (USAC) y como consecuencia de mi ostracismo depresivo y mi lucha contra la ignorancia y la falta de sentido común, parte de la escasa bibliografía en idioma español

# ÍNDICE



**ESTE LIBRO DE HECHO**

**ESTA ECHO**

**PARA**

**LEERLO Y ESTUDIARLO TODO..**



## MATERIALES DE MAMPOSTERÍA DE HORMIGÓN ARMADO

### 1.0 General

Este capítulo trata de los materiales usados en la construcción de mampostería de hormigón armado, y sus propiedades.

La mampostería de hormigón y acero es una composición de cuatro diferentes materiales:

- Bloques de mampostería
- Mortero
- Lechada
- Refuerzo

Es importante entender la interacción de estos cuatro materiales en el diseño de un sistema estructural de mampostería de hormigón. Porque cada material tiene propiedades ingenieriles diferentes y variables, se debe de tener cuidado a la hora de ejecutar el proyecto en cuanto a las características del lugar de la obra. Para garantizar el control de calidad de la obra, se requiere de un inspector entrenado en construcciones de mampostería y la verificación de la resistencia a la compresión de la mampostería con las pruebas adecuadas.

### 1.1 Unidades de Mampostería (UM)

Los bloques de mampostería están normados en su fabricación con cemento portland, arena, agregado grueso y agua.

La proporción de cemento, arena y agregado grueso es totalmente diferente a las del concreto. En general en las UM hay más arena que agregados grueso, mientras que en el concreto el **volumen** de agregados gruesos es mayor que el volumen de arena.

Las UM se fabrican a gran escala con maquinas bloqueras con una gran compactación de la mezcla. La compactación se realiza por la vibración de los moldes y las paletas donde se montan los moldes.

Se producen varios tamaños y formas de UM. Se pueden fabricar formas personalizadas, dependiendo de la disponibilidad de moldes y maquinaria.

Todos los bloques de mampostería deben de cumplir con los requisitos de las normas ASTM C90.

### 1.1.1 Tipos de Unidades de Mampostería

Tres tipos de bloques de mampostería están definidos, basados en la densidad de las unidades (el peso se mide en condiciones secas, y el peso de la mezcla se mide en lb/ft<sup>3</sup>), los tipos son:

**Pesados:** unidades producidas con áridos estándar se definen con un peso de 125 lb/ft<sup>3</sup> o más.

**Medios:** generalmente estas unidades se producen con una mezcla diferente de agregados, se definen con un peso de 105 lb/ft<sup>3</sup> o menor de 125 lb/ft<sup>3</sup>.

**Livianos:** estas unidades son producidas con agregados finos, como arcilla y yeso. Normalmente se utiliza también arena volcánica como agregado fino, de igual manera se utiliza la piedra pómez. Estas unidades están definidas con un peso menor de 105 lb/ft<sup>3</sup>.

**La máxima absorción permisible de los diferentes tipos es:**

- Pesados                    13 lb/ft<sup>3</sup>
- Medianos                15 lb/ft<sup>3</sup>
- Livianos                 18 lb/ft<sup>3</sup>

| Tipos    | Peso (lb/ft <sup>3</sup> ) | Max. Absorción (lb/ft <sup>3</sup> ) |
|----------|----------------------------|--------------------------------------|
| Pesados  | ≥125                       | 13                                   |
| Medianos | ≥105<125                   | 15                                   |
| Livianos | <105                       | 18                                   |

Tabla 1.1

### UM Clasificación por Peso    Peso volumétrico neto mínimo de pieza:

| Tipo de pieza                          | Valores en<br>kN/m <sup>3</sup> (kg/m <sup>3</sup> ) |
|--|--|
| Tabique de barro recocido              | 13 (1300)  |
| Tabique de barro con huecos verticales | 17 (1700)  |
| Bloque de concreto                     | 17 (1700)  |
| Tabique de concreto (tabicón)          | 15 (1500)  |

## 1.1.2 Propiedades Físicas

Todas las unidades de mampostería de concreto deben de cumplir con:

### a. Contracción (*shrinkage*)

Los Bloques de hormigón varían considerablemente en el contenido de humedad, debido a la variación en la producción, el curado, las condiciones ambientales durante el transporte, el almacenamiento y la instalación final. Estas condiciones, al no ser controladas, dan lugar a la contracción injustificada de las unidades de mampostería de hormigón.

De acuerdo con la norma ASTM C 90, la contracción por secado lineal en el tiempo de entrega al comprador no puede exceder de 0,065 por ciento.

La contracción lineal máxima permitida, por ejemplo, por un muro de 30 pies de largo, es de aproximadamente 0,25 pulgadas basados en la contracción máxima. La contracción real suele ser mucho menor, ya que depende del contenido de humedad de la unidad y las condiciones climáticas. n

### b. Dimensiones – Unidades con Agujeros (*hollow units*)

Los requisitos para unidades de uso común se dan en la Tabla 1.2 Para espesores mínimos de área neta y área bruta de otras unidades se debe referir a la norma ASTM C 90.

| Ancho Nominal (plg.) | Espesor mínimo Área Bruta (plg.) | Espesor mínimo Área Neta (plg.) |
|----------------------|----------------------------------|---------------------------------|
| 6                    | 1                                | 1                               |
| 8                    | 1,25                             | 1                               |
| 10                   | 1,38                             | 1,12                            |
| 12                   | 1,5                              | 1,12                            |

Tabla 1.2  
Espesores requeridos de Área Bruta y Área Neta para UM

Para las unidades, el área neta de la sección transversal debe ser de al menos el 75 por ciento de la superficie en el mismo plano.

Todas las unidades de mampostería de hormigón se fabrican para permitir una junta de mortero de 3 / 8 pulgada vertical y horizontal, por ejemplo, una unidad de 8x8x16 pulgadas es de 7.625 x 7.625 x 15,625 pulgadas en las dimensiones físicas reales. Superficie de vacíos mayor de 25 % del área total

| Tipo de bloque | Grosor mínimo de paredes del bloque | Variaciones permisibles para las 3 dimensiones | Resistencia a compresión a los 28 días ( m ) | Máxima absorción de agua 24 hrs. ( n ) |
|----------------|-------------------------------------|--|--|--|
| A              | 3.0 cm.                             | 4 mm.  | 50 kg / cm <sup>2</sup>                      | 30%                                    |
| B              | 2.5 cm.                             | 4 mm.  | 35 kg / cm <sup>2</sup>                      | 30%                                    |
| C              | 2.5 cm.                             | 4 mm.  | 25 kg / cm <sup>2</sup>                      | 30%                                    |

Fuente: normas FHA páginas 8-10

Donde:

( m ) = Resistencia sobre área bruta total

( n ) = No servirá de base para rechazo del bloque pero se preferirá al bloque de menor absorción.

El bloque de piedrín debe ser del tipo A como mínimo.

El bloque de pómez debe ser del tipo C como mínimo.

### c. Resistencia a compresión (*compressive strength, f'm*)

La resistencia a compresión se determinará para cada tipo de piezas de acuerdo con el ensaye especificado en la norma: 21-17 DEL UBC-97 sección 2105.

Para diseño, se empleará un valor de la resistencia,  $f'_m$ , medida sobre el área bruta, que se determinará como el que es alcanzado por lo menos por el 98 por ciento de las piezas producidas. La resistencia de diseño se determinará con base en la información estadística existente sobre el producto o a partir de muestreos de la pieza, ya sea en planta o en obra.

Si se opta por el muestreo, se obtendrán al menos tres muestras, cada una de diez piezas, de lotes diferentes de la producción. La resistencia de diseño se calculará como

$$f'_m \cong \frac{f_m}{1 + 2.5c_p}$$

$f_m \approx$  Resistencia a compresión de las piezas, referidas al área bruta.

$c_p \equiv$  Coeficiente de variación de la resistencia a compresión de las piezas

El valor de  $c_p$  no se tomará menor que:

- 0.20 para piezas provenientes de plantas mecanizadas que evidencien un sistema de control de calidad,
- 0.30 para piezas de fabricación mecanizada, pero que no cuenten con un sistema de control de calidad,
- 0.35 para piezas de producción artesanal.

## 1.2 Mortero

El mortero es una mezcla de material cementante, agregados y agua. Todos los morteros están obligados a cumplir con la norma ASTM C270. La cal hidratada se suele añadir al mortero para aumentar la trabajabilidad, capacidad de retención de agua y la elasticidad. Sin embargo, la adición de cal hidratada también disminuye la resistencia a la compresión.

En el tamizado de la arena, el porcentajes de 5 a 10% de finos (que pasan el tamiz 200) contribuyen en el mortero a la plasticidad y trabajabilidad. En construcción de mampostería, están disponibles cuatro tipos de mortero: los tipos M, S, N y O. Cada uno tiene diferentes propiedades y proporciones de los componentes individuales. Tres tipos de materiales de cemento se utilizan para hacer mortero:

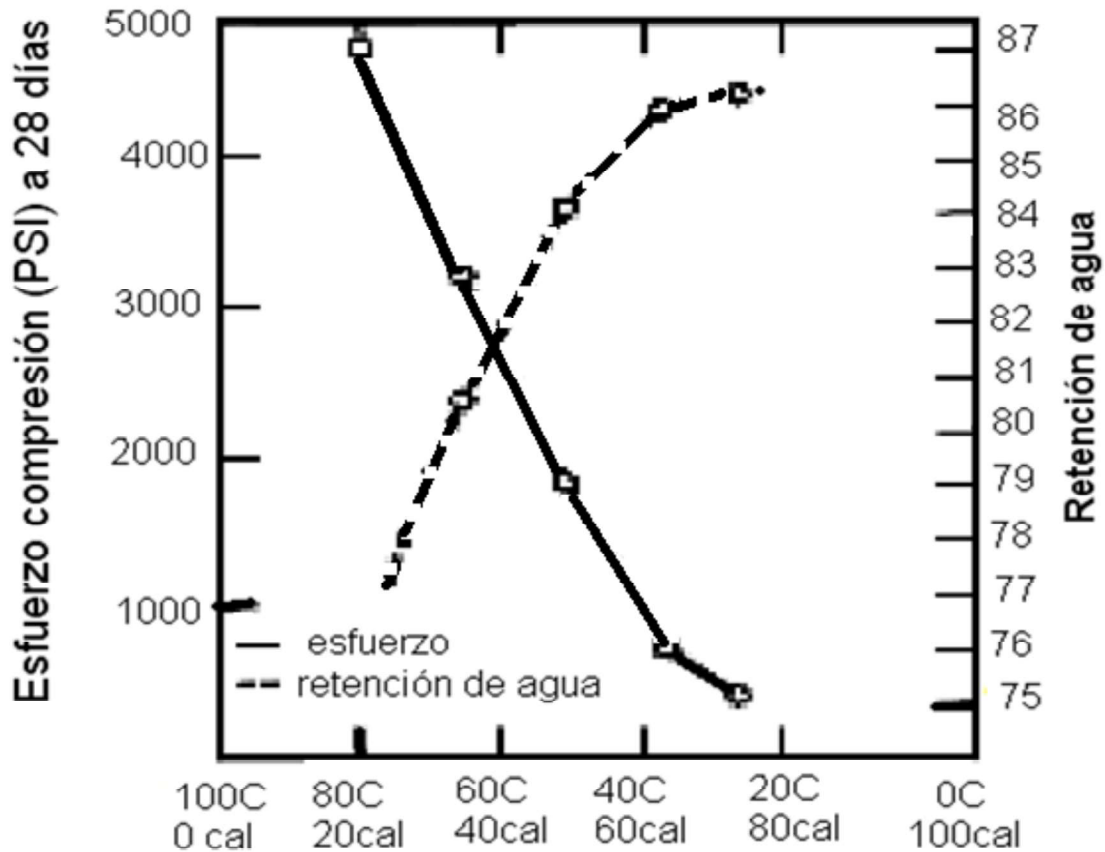
con cal      con cemento      de albañilería o mampostería

| TAMIZ<br>No | % que pasa de arena<br>natural | % que pasa de arena<br>procesada |
|-------------|--------------------------------|----------------------------------|
| 4           | 100                            | 100                              |
| 8           | De 95 a 100                    | De 95 a 100                      |
| 16          | De 70 a 100                    | De 70 a 100                      |
| 30          | De 40 a 75                     | De 40 a 75                       |
| 50          | De 10 a 35                     | De 20 a 40                       |
| 100         | De 2 a 15                      | De 10 a 25                       |
| 200         | De 0 a 5                       | De 0 a 10                        |

**% de arena en morteros ASTM C144 sección 4.1**

### a. Mortero con cal

Esta combinación de cemento portland y cal ofrece las mejores propiedades de los dos materiales, deseables en la construcción de mampostería. Considerando que el cemento contribuye a la alta resistencia a la compresión, los resultados de mortero de cemento-arena en la baja retención de agua y puede estar sujeto a la fisuración. La adición de cal reduce la fuerza de compresión, pero aumenta remanencia de agua y reduce así el agrietamiento. Las proporciones de varias combinaciones de cemento y cal se muestran en la Tabla 1.3. La grafica siguiente muestra la relación entre varias proporciones de cemento & cal contra esfuerzos & retención de agua.



## b. Mortero con Cemento

El Mortero de cemento es cemento hidráulico con contenido de aire para mejorar las propiedades de resistencia a la flexión de uniones. Debido a que es un cemento hidráulico, no se agrega cal para hacer el mortero. Las proporciones de los ingredientes para este tipo de mortero se muestran en la Tabla 1.3

## c. Mortero de cemento de mampostería

El mortero de albañilería es un producto patentado y contiene una mezcla de cemento portland, piedra caliza y otros materiales. También cuenta con oclusión (eliminadores) de aire y aditivos que repelen el agua. Debido a que la piedra caliza es un componente de la mezcla de cemento de albañilería, no se requiere la adición de cal.



TABLA 2103.7(1)  
DOSIFICACIÓN DE MORTERO

| MORTERO                   | TIPO | DOSIFICACIÓN POR VOLUMEN (materiales cementantes)                      |                                     |   |   |                                 |   |   | CAL HIDRATADA <sup>e</sup><br>O MÁSTIQUE DE CAL | AGREGADO MEDIDO<br>EN ESTADO<br>SUELTO Y HÚMEDO  |
|---------------------------|------|--|-------------------------------------|---|---|---------------------------------|---|---|---|--|
|                           |      | Cemento<br>Portland <sup>a</sup><br>o cemento<br>mezclado <sup>b</sup> | Cemento de mampostería <sup>c</sup> |   |   | Cemento de mortero <sup>d</sup> |   |   |   |  |
|                           |      |  | M                                   | S | N | M                               | S | N |   |  |
| Cemento-cal               | M    | 1  | —                                   | — | — | —                               | — | — | 1/4   | No menos de 2 1/4 y<br>no más de 3 veces la<br>suma de los<br>volúmenes<br>separados de<br>materiales<br>cementantes |
|                           | S    | 1  | —                                   | — | — | —                               | — | — | más de 1/4 a 1/2                                |  |
|                           | N    | 1  | —                                   | — | — | —                               | — | — | más de 1/2 a 1 1/4                              |  |
|                           | O    | 1  | —                                   | — | — | —                               | — | — | más de 1 1/4 a 2 1/2                            |  |
| Cemento de<br>mortero     | M    | 1  | —                                   | — | — | —                               | — | 1 | —   |  |
|                           | M    | —  | —                                   | — | — | 1                               | — | — | —   |  |
|                           | S    | 1/2  | —                                   | — | — | —                               | — | — | 1   |  |
|                           | S    | —  | —                                   | — | — | —                               | 1 | — | —   |  |
|                           | N    | —  | —                                   | — | — | —                               | — | 1 | —   |  |
| O                         | —    | —  | —                                   | — | — | —                               | — | 1 | —   |  |
| Cemento de<br>mampostería | M    | 1  | —                                   | — | 1 | —                               | — | — | —   |  |
|                           | M    | —  | 1                                   | — | — | —                               | — | — | —   |  |
|                           | S    | 1/2  | —                                   | — | 1 | —                               | — | — | —   |  |
|                           | S    | —  | —                                   | 1 | — | —                               | — | — | —   |  |
|                           | N    | —  | —                                   | — | 1 | —                               | — | — | —   |  |
| O                         | —    | —  | —                                   | 1 | — | —                               | — | — |   |  |

- a. Cemento Portland conforme a los requisitos de ASTM C 150.
- b. Cemento mezclado conforme a los requisitos de ASTM C 595.
- c. Cemento de mampostería conforme a los requisitos de ASTM C 91.
- d. Cemento de mortero conforme a los requisitos de ASTM C 1329.
- e. Cal hidratada conforme a los requisitos de ASTM C 207.

TABLA 1.3

**DEFINICIÓN DE MORTERO SEGÚN IBC 2003**

**2103.7 MORTERO.** El mortero usado en construcción de mampostería debe cumplir con ASTM C 270, y las especificaciones de dosificación de la Tabla 2103.7 (1) o las especificaciones de propiedades de la Tabla 2103.7 (2). Para mampostería de unidades de vidrio, se debe usar mortero Tipo S o N. Se debe corregir la cantidad del agua usada en el mortero para mampostería de unidades de vidrio para contrarrestar la falta de absorción. Tras la colocación inicial, no se debe permitir re fraguar el mortero para mampostería de unidades de vidrio. El mortero no usado debe ser desechado dentro de las 2 1/2 horas después del mezclado inicial, excepto por el mortero para mampostería de unidades de vidrio, que debe desecharse 1 1/2 hora después del mezclado inicial.

**2103.9 MORTEROS PARA CERÁMICOS DE MUROS Y DE PISOS.** Los morteros de cemento Portland para instalar cerámicos en muros y pisos deben cumplir con el ANSI A 108.1A y ANSI A108.1B y poseer la composición indicada en la Tabla 2103.9.

**TABLA 2103.7(2)  
PROPIEDADES DEL MORTERO<sup>a</sup>**

| MORTERO                | TIPO | RESISTENCIA PROMEDIO DE COMPRESIÓN <sup>b</sup> A LOS 28 DÍAS mínimo (psi) | RETENCIÓN DE AGUA mínimo (%) | CONTENIDO DE AIRE máximo (%) |
|------------------------|------|--|------------------------------|------------------------------|
| CEMENTO-CAL            | M    | 2,500  | 75                           | 12                           |
|                        | S    | 1,800  | 75                           | 12                           |
|                        | N    | 750  | 75                           | 14 <sup>c</sup>              |
|                        | O    | 350  | 75                           | 14 <sup>c</sup>              |
| CEMENTO DE MORTERO     | M    | 2,500  | 75                           | 12                           |
|                        | S    | 1,800  | 75                           | 12                           |
|                        | N    | 750  | 75                           | 14 <sup>c</sup>              |
|                        | O    | 350  | 75                           | 14 <sup>c</sup>              |
| CEMENTO DE MAMPOSTERÍA | M    | 2,500  | 75                           | 18                           |
|                        | S    | 1,800  | 75                           | 18                           |
|                        | N    | 750  | 75                           | 20 <sup>d</sup>              |
|                        | O    | 350  | 75                           | 20 <sup>d</sup>              |

**TABLA 2103.9  
COMPOSICIONES DE MORTERO PARA CERÁMICOS**

| UBICACIÓN   | MORTERO                           | COMPOSICIÓN  |
|-------------|-----------------------------------|--|
| MUROS       | Capa rayada                       | 1 cemento; $\frac{1}{5}$ cal hidratada; 4 arena seca ó 5 húmeda  |
|             | Capa de asiento y capa niveladora | 1 cemento; $\frac{1}{5}$ cal hidratada; 5 arena húmeda a 1 cemento 1 cal hidratada, 7 arena húmeda     |
| PASOS       | Capa de asiento                   | 1 cemento; $\frac{1}{10}$ cal hidratada; 5 arena seca ó 6 húmeda; ó 1 cemento; 5 arena seca ó 6 húmeda |
| CIELORRASOS | Capa rayada y capa de arena       | 1 cemento; $\frac{1}{2}$ cal hidratada; 2 $\frac{1}{2}$ arena seca ó 3 húmeda                          |

### Propiedades del Mortero

En general, la resistencia a la compresión del mortero a los 28 días para los tipos de M a O es a partir de altos rangos y de bajo tipo de vaivén, como se muestra en la Tabla 1.4 La fuerza de adherencia a la flexión es el más alto para el tipo M y se hace cada vez más bajos para los tipos S y N. Sin embargo, la viabilidad de tipos S y N es mejor que la de tipo M.

La selección de mortero no debe basarse exclusivamente en la resistencia a la compresión. Los tipos de morteros S pueden ofrecer resistencia a la compresión comparable a la de tipo de mortero M con la ventaja añadida de una mejor viabilidad. Morteros de alta contracción aumentan la fuerza en las uniones entre las unidades y también puede dar lugar a una contracción mayor de mortero que se debe alto contenido de cemento.

**Los Morteros deben utilizarse dentro de 2 ½ horas después del mezclado.**

Los Morteros también se especifican sobre la base de sus propiedades deseadas y no por las proporciones. En general, la resistencia necesaria a la compresión a los 28 días también requiere la retención de agua y el contenido de aire. Estas especificaciones se aplican a muestras de laboratorio. Los Requisitos mínimos para los diferentes tipos de mortero se dan en la Tabla 1.4

| Tipos de Morteros | Compresión a 28 días | Retención Mínima de Agua | Contenido Max. Aire |
|-------------------|----------------------|--------------------------|---------------------|
| M                 | 2500 psi             | 75%                      | 12 <sup>1</sup> %   |
| S                 | 1800 psi             | 75%                      | 12 <sup>1</sup> %   |
| N                 | 750 psi              | 75%                      | 12 <sup>1</sup> %   |
| O                 | 350 psi              | 75%                      | 12 <sup>1</sup> %   |

**Tabla 1.4**  
**Especificaciones de mortero reforzado de albañilería**

### 1.3 Lechada (graut)

La lechada es un componente importante de la construcción de mampostería cuando el refuerzo vertical es utilizado en núcleos. Añade rigidez a la pared y aumenta su capacidad de flexión. La Calidad de la lechada, incluido su fluidez, la resistencia a la compresión de la mampostería y rendimiento general de la mampostería de hormigón reforzado de encaje. Todos los materiales de lechada están obligados a cumplir con la norma ASTM C476.

La lechada es una mezcla de materiales de cemento, áridos y agua. Los Materiales de Cementantes incluyen, cemento de cenizas y escoria. A veces se añaden aditivos a la lechada para mejorar sus propiedades. La lechada puede ser especificada por el volumen de las proporciones de sus ingredientes. Dos tipos de lechada se utilizan: lechada fina y lechada gruesa. Las proporciones para cada tipo de lechada se muestran en la Tabla 1.5

Cuando la lechada se especifica por su resistencia requerida a la compresión necesaria, ASTM C476 requiere una resistencia a la compresión mínima de 2000 psi en 28 días. Para buena fluidez, la lechada también debe tener una revenimiento o asentamiento de 8 pulgadas y 11 pulgadas.

| Tipo Lechada | Cemento | Cal      | Agregados   |
|--------------|---------|----------|---|
| Fina         | 1       | 0 - 0,10 | 2,25 a 3 veces la cantidad de materiales cementantes.   |
| Gruesa       | 1       | 0 - 0,10 | 2,25 a 3 veces la cantidad de materiales cementantes para agregados finos.<br>1-2 veces la cantidad de materiales cementantes para agregados gruesos. |

Tabla 1.5  
Proporciones de Ingredientes por volumen

Las ASTM permiten las cenizas, materiales naturales puzolánico y escoria de alto horno para ser mezclado con cemento para su uso en la lechada, sin embargo, la resistencia a la compresión debe ser de al menos 2000 psi en 28 días.

**Condiciones de utilización del graut**

El uso de mezclas de aire no está permitido, debido a los resultados en uniones entre la lechada y el refuerzo. Del mismo modo, aditivos reductores de agua sólo se permiten con permiso de los profesionales del diseño, ya que podría aumentar la contracción de las unidades de mampostería

La lechada debe colocarse durante **1 hora y media** desde la adición de agua a la mezcla seca.

|               |                                    | Dimensiones mininas de las áreas libres<br>totales dentro de espacios y celdas para graut |                             |
|---------------|------------------------------------|---|-----------------------------|
| Tipo de graut | Altura máxima para verter ( Pies ) | Mampostería múltiple  | Mampostería de unidad hueca |
| Fino          | 1                                  | 3/4"  | 1 1/2" * 2"                 |
| Fino          | 5                                  | 1 1/2"  | 1 1/2" * 2"                 |
| Fino          | 8                                  | 1 1/2"  | 1 1/2" * 3"                 |
| Fino          | 12                                 | 1 1/2"  | 1 3/4" * 3"                 |
| Fino          | 24                                 | 2"  | 3" * 3"                     |
| Grueso        | 1                                  | 1 1/2"  | 1 1/2" * 3"                 |
| Grueso        | 5                                  | 2"  | 2 1/2" * 3"                 |
| Grueso        | 8                                  | 2"  | 3" * 3"                     |
| Grueso        | 12                                 | 2 1/2"  | 3" * 3"                     |
| Grueso        | 24                                 | 3"  | 3" * 4 "                    |

## 1.4 Refuerzo

El Refuerzo utilizado en la construcción de mampostería reforzada de concreto es el mismo que en la construcción de concreto reforzado, con excepción del refuerzo de junta. Las Barras corrugadas con las costillas salientes son necesarias en toda construcción, excepto cuando las relaciones en espiral se utilizan en las columnas. Estas barras pueden ser usadas normalmente en vez de las barras corrugadas.

En general, tres grados de refuerzo se utilizan: Grado 40, Grado 60 y Grado 75.

| Grado | Resistencia mínima a la fluencia | Deformación por Fluencia | Resistencia mínima a la Tracción |
|-------|----------------------------------|--------------------------|----------------------------------|
| 40    | 40 ksi                           | 0,0035                   | 70 ksi                           |
| 60    | 60 ksi                           | 0,0035                   | 90 ksi                           |
| 75    | 75 ksi                           | 0,0035                   | 100ksi                           |

**Tabla 1.6**  
**Propiedades requeridas de barras de refuerzo**

La ASTM A 615 garantiza ciertas propiedades de las barras cuando sea estirada más allá de su límite de elasticidad. Esta es una característica deseable que impide que existan fallas frágiles en la barra, lo que podría provocar un fallo repentino de una estructura. Ver Tabla 1.6 ASTM A 615.

| Pulgada-libra |                | Métrico |               |
|---------------|----------------|---------|---------------|
| No.           | Diámetro (in.) | No.     | Diámetro (mm) |
| 3             | 0,375          | 10      | 9,5           |
| 4             | 0,500          | 13      | 12,7          |
| 5             | 0,625          | 16      | 15,9          |
| 6             | 0,750          | 19      | 19,1          |
| 7             | 0,875          | 22      | 22,2          |
| 8             | 1,000          | 25      | 25,4          |
| 9             | 1,128          | 29      | 28,7          |
| 10            | 1,270          | 32      | 32,3          |
| 11            | 1,410          | 36      | 35,8          |
| 14            | 1,693          | 43      | 43,0          |
| 18            | 2,257          | 57      | 57,3          |

| Especificación ASTM | Grado /<br>Tensión mínima de fluencia |                  |
|---------------------|---------------------------------------|------------------|
|                     | Pulgada-libra<br>(psi)                | Métrico<br>(MPa) |
| A 615 y A 615M      | 40/40.000                             | 300/300          |
|                     | 60/60.000                             | 420/420          |
|                     | 75/75.000                             | 520/520          |
| A 616 y A 616M      | 50/50.000                             | 350/350          |
|                     | 60/60.000                             | 420/420          |
| A 617 y A 617M      | 40/40.000                             | 300/300          |
|                     | 60/60.000                             | 420/420          |
| A 706 / A 706M      | 60/60.000                             | 520/520          |

**Mallas de alambre soldadas** – Algunos han cuestionado la práctica de utilizar mallas de alambre soldadas como armadura estructural de los elementos de hormigón armado, particularmente cuando se especifica a modo de alternativa al uso de barras de armadura tradicionales. Un caso habitual se presenta durante la etapa constructiva, cuando se ordena reemplazar las barras inicialmente especificadas en los planos de obra por mallas de alambre soldadas. Es probable que estos cuestionamientos hayan surgido debido a la terminología que la industria utiliza para las mallas de alambre soldadas utilizadas como armadura "no estructural," es decir para limitar los anchos de fisura en las losas construidas a nivel del plano de fundación. Este tipo de mallas de alambre soldadas habitualmente se conocen como **"mallas no estructurales."**

Los tamaños de los alambres usados para fabricar mallas soldadas varían entre W1.4 y W4. El alambre liso se designa con la letra "W" seguida de un número que indica el área de su sección transversal expresada en centésimas de una pulgada cuadrada. Los tipos de mallas utilizadas para limitar el ancho de las fisuras en las losas a nivel del plano de fundación en edificios residenciales e industriales livianos son 6 × 6 W1.4 × W1.4, 6 × 6 W2 × W2, 6 × 6 W2.9 × W2.9, y 6 × 6 W4 × W4. Estas mallas de alambre soldadas pesan 0,21 lb; 0,30 lb; 0,42 lb y 0,55 lb por pie cuadrado, respectivamente, y por lo general se fabrican en rollos. Habitualmente estas "mallas no estructurales" fabricadas con alambres de menor diámetro no se utilizan como una alternativa a las barras convencionales. La malla de alambre soldada que se utiliza como armadura estructural típicamente se fabrica de alambres de tamaño mayor que los W4, y se conoce como "malla estructural."

Es posible que por motivos económicos sea necesario reemplazar las barras de armadura por mallas de alambre soldadas. Cualquiera sea la razón que origina el reemplazo, ambos tipos de armadura (mallas de alambre soldadas o barras) son igualmente reconocidos y permitidos por el código para su uso estructural. La definición de armadura conformada del Código abarca tanto las mallas soldadas de alambres conformados como las de alambres lisos.

Las mallas soldadas de alambres conformados utilizan tanto la deformación de los alambres como las intersecciones soldadas para la adherencia y el anclaje. (Los alambres conformados se designan con la letra "D" seguida de un número que indica el área de su sección transversal expresada en centésimas de una pulgada cuadrada.)

Las mallas soldadas de alambres lisos se adhieren al hormigón por medio de un anclaje mecánico en los puntos donde se intersecan los alambres. Esta diferencia en la adherencia y el anclaje de las mallas de alambres lisos y las mallas de alambres conformados se refleja en los requisitos sobre longitud de anclaje de los empalmes por yuxtaposición

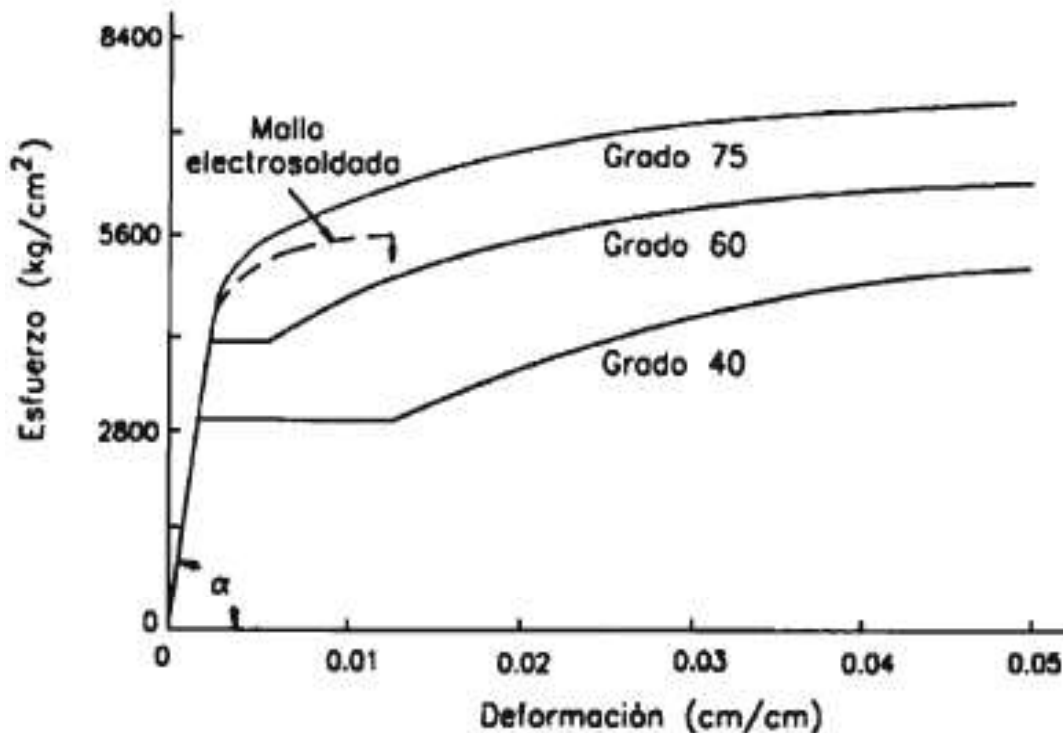
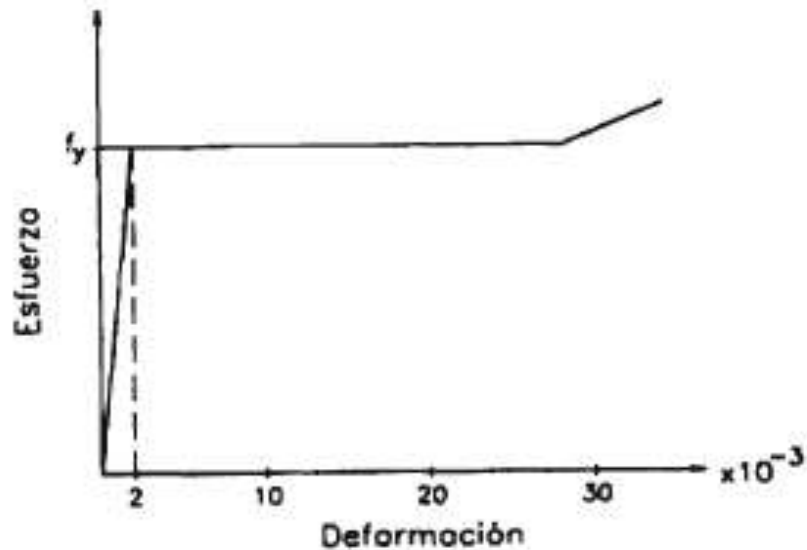


Figura 1-1 muestra la cepa de estrés, características de las cepas de las barras.



Idealización de la curva esfuerzo deformación del acero asumido por el ACI

El código del ACI asume, para el diseño, que el acero tiene un comportamiento **elasto-plástico** (ACI 318-08:10.2.2 al 10.2.4) para pequeñas deformaciones, como se aprecia en la figura anterior.

**NOTA:**

El acero es un material que a diferencia del concreto tiene un comportamiento muy similar a tracción y a compresión. Por ello, se asume que la curva estudiada es válida para tracción y compresión

### 1.4.1 Refuerzo de Juntas

El refuerzo en las juntas horizontales de mortero es colocado en construcciones de mampostería para ofrecer resistencia al corte y a veces para controlar la expansión-contracción de muros de mampostería. El refuerzo de conjuntas necesita ajustarse a la norma ASTM A 951. Debido a que el espesor del conjunto típico es 3 / 8 pulgadas, el refuerzo en conjunto es mucho menor en diámetro que lo normal barras corrugadas.

Dicho refuerzo es fabricado de alambre en frío para elaborar acero. El refuerzo puede ser liso o corrugado. Las barras lisas deben ajustarse a ASTM A 82. Los cables deformados deben ajustarse a ASTM A 496.



En general, el refuerzo conjunto está integrado por alambres longitudinales soldados a cruzar los cables. Cualquiera de los tipos de armadura de refuerzo o de los tipos de escalera está disponible. Estos se muestran en la Figura 1-2. Para evitar interferencias con el refuerzo vertical, el refuerzo del tipo de escalera horizontal es deseable.

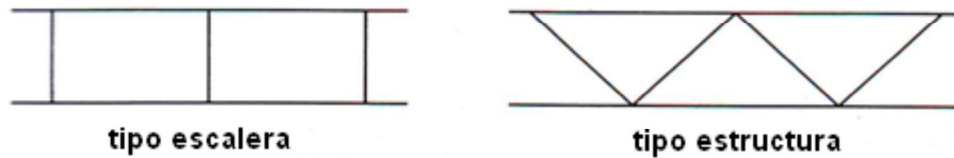


Figure 1-2

| Resistencia Corte de soldadura         | Resistencia Mínima a la Tracción | Limite Elástico Mínimo | Resistencia Mínima en la Zona de Ruptura | Tamaño Mínimo De Cable |
|--|----------------------------------|------------------------|--|------------------------|
| 25000 veces el área del largo de cable | 80 ksi                           | 70 ksi                 | 30%                                      | 11 Ga./ UGE            |

Tabla 1.7

Propiedades mecánicas del Cable de refuerzo

### 1.4.2 Protección contra la corrosión

Debido a las condiciones atmosféricas, la protección contra la corrosión del refuerzo puede ser necesaria en determinadas zonas geográficas. Para el refuerzo conjunto, ya sea de fábrica galvanizado o método de galvanización en caliente puede ser utilizado. En el molino por el método de galvanizado, los cables son pre cubiertos antes de la fabricación. El Recubrimiento mínimo según ASTM A 641 es de 0,1 onzas de zinc por pie cuadrado de superficie.

Si se utiliza el método de galvanizado por inmersión en caliente, el requisito mínimo de recubrimiento por ASTM A 153, Clase B es de 1,50 onzas de zinc por pie cuadrado. Este recubrimiento se aplica después de la fabricación. Para barras de refuerzo, los requisitos de recubrimiento de zinc tienen que cumplir con ASTM A 767. Barras de refuerzo también puede ser revestido de epóxico y tienen que cumplir con ASTM A 755. Las propiedades físicas de barras de refuerzo y refuerzo de alambre se dan en los cuadros 1.8 y 1.9.

| Tamaño de barras | Diámetro de barras (plg) | Área de Barras (plg <sup>2</sup> ) | Peso (lb/ft) | Diámetro Exterior Aprox. |
|------------------|--------------------------|------------------------------------|--------------|--------------------------|
| 3                | 0,375                    | 0,11                               | 0,376        | 0,435                    |
| 4                | 0,500                    | 0,20                               | 0,670        | 0,560                    |
| 5                | 0,625                    | 0,31                               | 1,040        | 0,690                    |
| 6                | 0,750                    | 0,44                               | 1,500        | 0,875                    |
| 7                | 0,875                    | 0,60                               | 2,040        | 1,000                    |
| 8                | 1,000                    | 0,79                               | 2,670        | 1,125                    |
| 9                | 1,125                    | 1,00                               | 3,400        | 1,250                    |
| 10               | 1,270                    | 1,27                               | 4,300        | 1,640                    |
| 11               | 1,410                    | 1,56                               | 5,310        | 1,780                    |

**Tabla 1.8**  
**Propiedades de las barras de acero de refuerzo**

| Calibre (plg) | Diámetro (plg) | Área Sección Transversal (plg <sup>2</sup> ) | Peso (lb/ft) |
|---------------|----------------|--|--------------|
| 14            | 0,08           | 0,005  | 0,017        |
| 13            | 0,092          | 0,007  | 0,022        |
| 12            | 0,106          | 0,009  | 0,03         |
| 11            | 0,12           | 0,011  | 0,039        |
| 10            | 0,135          | 0,014  | 0,049        |
| 9             | 0,148          | 0,017  | 0,059        |
| 8             | 0,162          | 0,021  | 0,07         |
| 7             | 0,177          | 0,025  | 0,084        |
| (3/16) in     | 0,188          | 0,028  | 0,094        |
| (1/4) in      | 0,25           | 0,049  | 0,165        |

**Tabla 1.9**  
**Propiedades del alambre de refuerzo**



## Ensamble de Mampostería

### 2.0 Generales

Este capítulo comprende la mampostería ensamblada como unidad estructural y sus propiedades físicas, los tipos comunes de construcción de mampostería, elementos básicos de diseño a corte de mampostería y una visión general de los métodos de diseño.

El ensamble de mampostería es la combinación de unidades de mampostería de hormigón, mortero, lechada y el refuerzo. En lo sucesivo, también llamaremos al ensamble de dichos elementos como “mampostería”.

## 2.1 Modulo de Elasticidad Y al Cortante

El modulo de elasticidad se calcula de acuerdo con la ecuación 2.1

$$E_m = 900 f'_m \quad (\text{Eq. 2.1})$$

En Guatemala el valor usado es:  $E_m = 750 f'_m$

$$\text{Modulo al Cortante } E_v = G_v = 0.4 E_m = 360 f'_m$$

(Eq. 2.2)

En Guatemala el valor usado es:  $G_v = 0.4 E_m = 300 f'_m$

El módulo de cortante de la mampostería,  $G_v$ , puede calcularse a partir de las mediciones de la deflexión realizadas sobre prismas de mampostería. Se ha observado que este módulo de cortante depende de:

- 1) el tipo de unidad,
- 2) la clase de mortero y
- 3) el contenido de humedad de las unidades cuando se colocan (Stöckl y Hofmann, 1988).

Para cálculos aproximados, se puede suponer que la mampostería se comporta como un material isotrópico (en términos de propiedades de deformación), así:

$$G_v = \frac{E_m}{2[1+\nu_m]}$$

$E_m$  &  $\nu_m$  son el módulo de elasticidad y la relación de Poisson de la mampostería, respectivamente. Esta expresión indica que la relación  $G_v / E_m$  varía entre 0.40 y 0.45 para los valores usuales de la relación de Poisson ( $0.10 < \nu_m < 0.25$ ). Los trabajos experimentales realizados por Dhanasekar et al. (1982) y Hendry (1990) confirman que la ecuación concuerda razonablemente con los valores medidos.

## 2.2 Fuerza de Compresión de la Mampostería

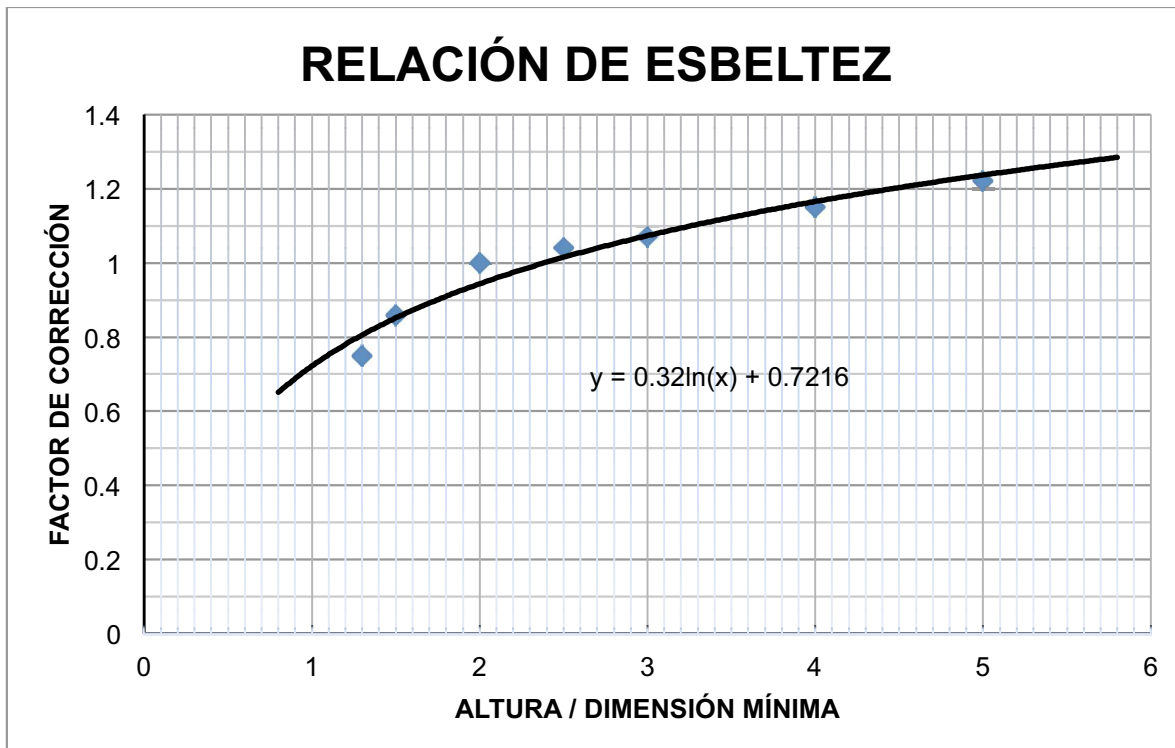
La resistencia a la compresión de la mampostería se determina mediante pruebas de prismas de conformidad con la norma ASTM C 1314. El Prisma es el método más racional para la determinación de la resistencia a la compresión, ya que toma en cuenta las propiedades de las unidades de mampostería y morteros como un sistema compuesto.

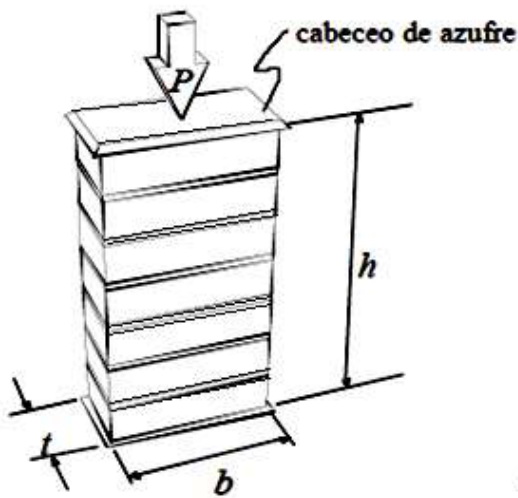
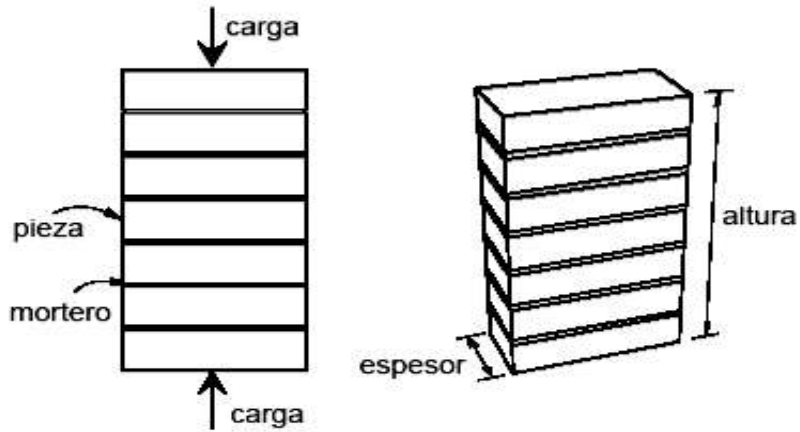
La fuerza de ensayo del prisma se basa en la suposición de que la altura con respecto a la menor de las dimensiones del prisma es de 2,0. Si otras dimensiones se utilizan en la prueba, entonces se debe tomar el factor de corrección de la Tabla 2.1 y se aplicarán a los resultados de la prueba. Se permite la interpolación de los valores de la tabla.

Factores de Corrección

|                          |      |      |     |      |      |      |      |
|--------------------------|------|------|-----|------|------|------|------|
| Altura/ dimensiones min. | 1,30 | 1,50 | 2.0 | 2,5  | 3.0  | 4.0  | 5.0  |
| Factor de Corrección     | 0,75 | 0,86 | 1.0 | 1,04 | 1,07 | 1,15 | 1,22 |

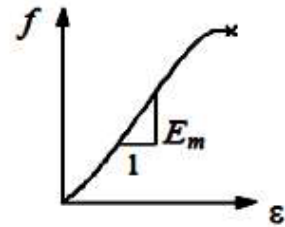
Tabla 2.1





$$f'_m = \frac{P}{b \cdot t}$$

$$\varepsilon = \Delta h / h$$



$\bar{f}_m$  = resistencia a compresión promedio (corregida por esbeltez  $h/t$ )

$C_m$  = coeficiente de variación

$$f_m^* = \frac{\bar{f}_m}{1 + 2.5 C_m} \quad ; \quad C_m \geq 0.15$$

Los siguientes valores han sido obtenidos mediante ensayos en unidades aisladas, no obstante, estos valores pueden sufrir una disminución drástica cuando se ensayan formando parte de un prisma de mampostería.

| Material           | Intervalo $f'_{cb}$ ( $T/m^2$ ) |
|--------------------|---------------------------------|
| Piedra             | 4.000 < $f'_{cb}$ < 10.000      |
| Hormigón macizo    | 1.500 < $f'_{cb}$ < 2.500       |
| Arcilla            | 500 < $f'_{cb}$ < 2.000         |
| Hormigón aligerado | 400 < $f'_{cb}$ < 600           |
| Adobe              | 100 < $f'_{cb}$ < 150           |

NOTA: al dividir los valores anteriores entre 10 obtenemos  $Kg/cm^2$

**Ejemplo de Diseño 2-1**

Calcular la resistencia a la compresión de la mampostería, cuando la prueba de los prismas se lleva a cabo con la altura siguiente en relación a las dimensiones mínimas y los resultados de las pruebas obtenidas.

| Prisma | Altura/Menor dimensión | Resistencia a la compresión (psi) |
|--------|------------------------|-----------------------------------|
| A      | 1,3                    | 2400                              |
| B      | 1,8                    | 2650                              |
| C      | 2,6                    | 2120                              |

**Solución**

a. De la Tabla 2.1, Factor de Corrección = 0.75  $f'm = 0.75 \times 2400 = 1800$  psi

b. Interpolar el Factor de corrección: relación Altura/Menor dimensión de 1.8

De la tabla 2.1 . para 2.0 factor corrección = 1.0

. para 1.5 factor corrección = 0.86

para cada incremento de 0.1 en la altura mínima el factor de corrección aumenta

$$\frac{1.0 - 0.86}{5} = 0.028$$

Entonces para 1.8 (es decir tres incrementos de 0.1 mayor a 1.5) para el aumento del factor de corrección =  $3 \times 0.028 = 0.084$

Factor de corrección =  $0.860 + 0.084 = 0.944$  .  $f'm = 0.944 \times 2650 = 2502$  psi

c. Interpolación similar de la tabla 2-1. Factor de corrección de 2.6

$$= 1.04 + \frac{0.03}{5} \times 1 = 1.04 + 0.006 = 1.046 \quad f'm = 1.046 \times 2120 = 2218 \text{ psi}$$

**2.2.1 Resistencia a corte**

La resistencia de diseño a corte o compresión diagonal de la mampostería,  $V_m^*$ , sobre área bruta de la diagonal, se determinará con el siguiente procedimiento:

- El valor de la resistencia está referido a 28 días. Si se considera que el muro recibirá las acciones de diseño antes de este lapso, se recomienda que los prismas tengan una longitud de al menos una vez y media la longitud de la del mampostee y el número de hiladas necesario para que la altura sea aproximadamente igual a la longitud.

- Los prismas se ensayarán sometiéndolos a una carga de compresión monótona a lo largo de su diagonal y el esfuerzo cortante medio se determinará dividiendo la carga máxima entre el área bruta del prisma, medida sobre la misma diagonal.

La resistencia de diseño a corte o compresión diagonal,  $v_m^*$ , será igual a

$$V_m^* = \frac{V_m}{1 + 2.5C_v}$$

$V_m$  = medida del cortante del prisma, sobre el área bruta medida a lo largo de la Diagonal paralela a la carga

$C_v$  = coeficiente de variación de la resistencia a corte del prisma, que no será menor 0.20

Cuando el acero de refuerzo incorporado a los muros se desee evaluar a corte como sistema, los muros deberán ser de al menos 2 metros.

Valores representativos (Norma Mexicana) Resistencia de diseño a corte  
Para algunos tipos de mampostes, sobre área bruta

| Pieza  | Tipo de mortero | $v_m^*$ 1,<br>MPa (kg/cm <sup>2</sup> ) |
|--|-----------------|---|
| Tabique de barro recocido<br>( $f_p^* \geq 6$ MPa, 60 kg/cm <sup>2</sup> )                   | I               | 0.35 (3.5)                              |
|  | II y III        | 0.3 (3)                                 |
| Tabique de barro con huecos<br>verticales ( $f_p^* \geq 12$ MPa, 120<br>kg/cm <sup>2</sup> ) | I               | 0.3 (3)                                 |
|  | II y III        | 0.2 (2)                                 |

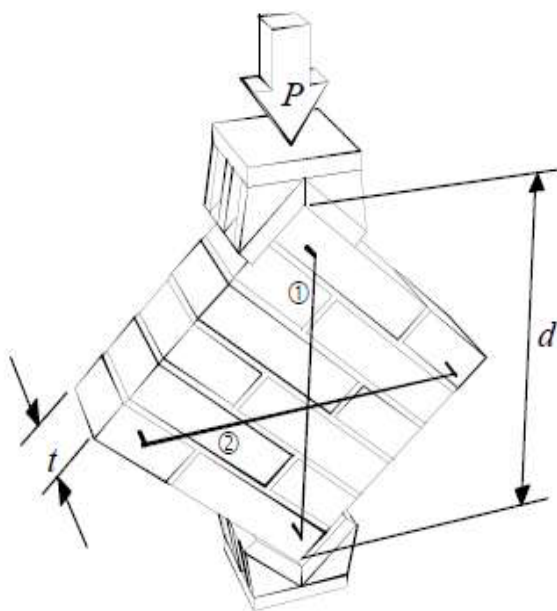
Los valores  $v_m^*$  de esta tabla son válidos para piezas que cumplen con la resistencia  $f_p^*$  señalada en ella, y para mampostería con espesores de junta horizontal comprendidos entre 10 y 12 mm. Para otros casos se deberá determinar la resistencia de acuerdo con la tabla siguiente.



|   |          |            |
|---|----------|------------|
| Bloque de concreto (pesado <sup>2</sup> )       | I        | 0.35 (3.5) |
| ( $f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm <sup>2</sup> ) | II y III | 0.25 (2.5) |
| Tabique de concreto (tabicón)                   | I        | 0.3 (3)    |
| ( $f_p^* \geq 10$ MPa, 100 kg/cm <sup>2</sup> ) | II y III | 0.2 (2)    |

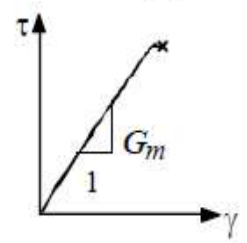
<sup>1</sup> Cuando el valor de la tabla sea mayor que  $0.25\sqrt{f_m^*}$ , en MPa ( $0.8\sqrt{f_m^*}$ , en kg/cm<sup>2</sup>) se tomará este último valor como  $V_m^*$ .

<sup>2</sup> Con peso volumétrico neto, en estado seco, no menor que 20 kN/m<sup>3</sup> (2 000 kg/m<sup>3</sup>).



$$\tau = \frac{P}{d \cdot t}$$

$$\gamma = |\varepsilon_1| + |\varepsilon_2|; \begin{cases} \varepsilon_1 = \Delta L_{\text{①}} / L_{0\text{①}} \\ \varepsilon_2 = \Delta L_{\text{②}} / L_{0\text{②}} \end{cases}$$



$\bar{v}$  = cortante resistente promedio  
 $C_v$  = coeficiente de variación

$$v^* = \frac{\bar{v}}{1 + 2.5 C_v} \quad ; \quad C_v \geq 0.2$$

La secuencia de fotos siguiente muestra el ensayo realizado en un prisma. La primera es previo a la falla, la segunda el agrietamiento y la tercera como exploto el prisma producto de una alta rigidez de la muestra.





### 2.3 Coeficiente de Expansión Térmica ( $K_t$ )

El coeficiente de expansión térmica ( $K_t$ ) se calcula con la siguiente ecuación:

$$K_t = 4.5 \times 10^{-6} \text{ in/in/}^\circ\text{F} \quad (\text{Eq. 2.3})$$

### 2.4 Coeficiente de contracción ( $K_m$ )

El coeficiente de contracción de mampostería está relacionado con las propiedades lineales de contracción por secado de unidades de mampostería de hormigón, la temperatura y la humedad en el sitio.

$S_f$  = contracción por secado, coeficiente lineal de unidades determinado por la norma ASTM C 426                      El valor máximo de  $S_f = 6.5 \times 10^{-4}$  in/in

$$K_m \text{ (coeficiente de contracción)} = 0,15 S_f \quad (\text{Eq 2-4})$$

Por lo tanto,  $K_m = 0.15 \times 6.5 \times 10^{-4} = 0.975 \times 10^{-4}$  in/in

### 2.5 Coeficiente de Creep ( $K_c$ )

El Creep es una función de la carga permanente en la mampostería. Cuanto mayor sea la carga, mayor es el Creep. El Creep está pues, relacionado con el estrés de compresión en muros de mampostería.

$$K_c \text{ (coeficiente de Creep)} = 2.5 \times 10^{-7} \text{ por Psi} \quad (\text{Eq. 2-5})$$

## 2.6 Modulo de Elasticidad de la Lechada

En el diseño de mampostería, el módulo de elasticidad de la lechada en general no es determinado por separado, porque cuando un muro de mampostería es cementado se considera un sistema integral, que comprende las unidades de mampostería, morteros y pastas, junto con el refuerzo. Sin embargo, el módulo de elasticidad del mortero se puede calcular de la siguiente manera:

$$E_g = 500 f'_g$$

Donde se especifica  $f'_g$  = resistencia a la compresión de la lechada a los 28 días.

### Ejemplo de Diseño 2-2

Determinar el módulo de elasticidad, módulo de corte y la fluencia de un muro de mampostería de hormigón de 20 pies de largo y 10 pies de altura con una resistencia a la compresión especificada de 2000 psi en 28 días. El muro lleva una carga del suelo de 1430 lb / ft. También el cálculo de la contracción total prevista de la pared. La pared está completamente rellena y construida con unidades 8x8x16 in. ¿Cuánto cambio en las dimensiones se deben a los movimientos térmicos que la pared debe sufrir? La temperatura en la zona varía entre 40 ° F a 100 ° F. La temperatura media en el momento de la construcción fue de 70 ° F.

## Solución

- a. Calcular las propiedades de la sección de la pared: t=8" nominal, real 7.625"

$$\text{Área de sección transversal / ft} = 7.625 \times 12 = 91,5 \text{ in}^2$$

Peso de la pared / altura ft = 80 libras/pie<sup>2</sup> (que se supone para las unidades de peso normal). El peso total de la pared / ft = 80x10 = 800 lb / ft de longitud

- b. Modulo de elasticidad

$$E_m = 900 \times 2000 = 1800000 \text{ psi}$$

$$\text{Modulo de corte } E_v = 0.4 \times 1800000 = 720000 \text{ psi}$$

- c. Creep

Carga superpuesta = 1430 lb/ft

Peso propio de la pared =  $800/2$  ( lb/ft) = 400 lb/ft

El Peso total de la pared no contribuye a la fluencia. La capa inferior tendrá el peso propio de la pared, pero la capa superior no tiene ninguna. Es razonable el peso promedio sobre la altura total.  $1430+400=1830$

Fuerza de compresión total en la pared =  $\frac{1830}{91.5} = 20$  psi/pie

Coeficiente de Creep =  $2.5 \times 10^{-7} \times 20 = 5 \times 10^{-6}$

Creep total =  $10 \times 12 \times 5 \times 10^{-6} = 6 \times 10^{-4}$  in = 0.0006 in

#### d. Contracción

Como no existen datos de contracción por secado se asume:

$$S_i = 6.5 \times 10^{-4} \text{ in/in}$$

#### e. Movimientos Térmicos

Coef. =  $4.5 \times 10^{-6}$  in/in/°F

Desde el inicio de la pared hasta el final

##### i. Expansión

Cambio de temperatura =  $110-70 = 40^\circ\text{F}$

$$= 40 \times 4.5 \times 10^{-6} \times 20 \times 12 = 0.043 \text{ in}$$

##### ii. Contracción

Cambio de temperatura =  $70-40 = 30^\circ\text{F}$

$$= 30 \times 4.5 \times 10^{-6} \times 20 \times 10 = 0.033 \text{ in}$$

## 2.7 FORMA DE TRABAJO DE LA MAMPOSTERIA

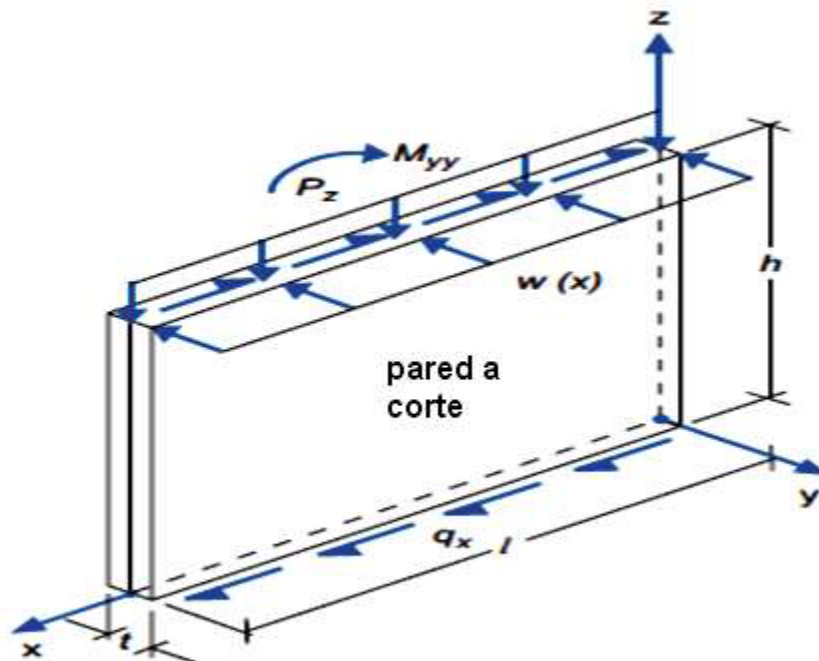
La forma generalizada más conocida de trabajo de los muros de mampostería es por corte y carga axial; adicionalmente se deberá tener presente la acción del volcamiento y los efectos de momento producidos por la acción de cargas fuera del plano en los muros de mampostería, las que serán resistidas por la combinación de la mampostería con el acero; de ello es que los muros o paredes de mampostería más el acero (mampostería reforzada o confinada) forman una estructura suficientemente rígida con una equilibrada ductilidad.

Por la peculiaridad física de la mampostería, esta trabaja en las tres dimensiones:

1. Vertical a carga axial ( $P_z$ )
2. Lateral en el plano de corte ( $q_x$ ) y momento ( $M_{yy}$ )
3. Fuera del plano de corte y momento ( $W_x$ )

Se deberá poner cuidado en la acción de estos tres planos sobre todo en zonas de riesgos sísmicos de medios a altos. Otro cuidado que se tendrá presente en la construcción con mampostería, se relaciona con los límites de esfuerzos de los ensambles:

- el límite de fluencia del acero,
- esfuerzo último de compresión del mamposte, que en los países de primer orden sus valores van de 105 a 210 kg/cm<sup>2</sup> y para condiciones especiales de riesgo relacionado con la altura y esbeltez pueden llegar a 350 kg/cm<sup>2</sup>

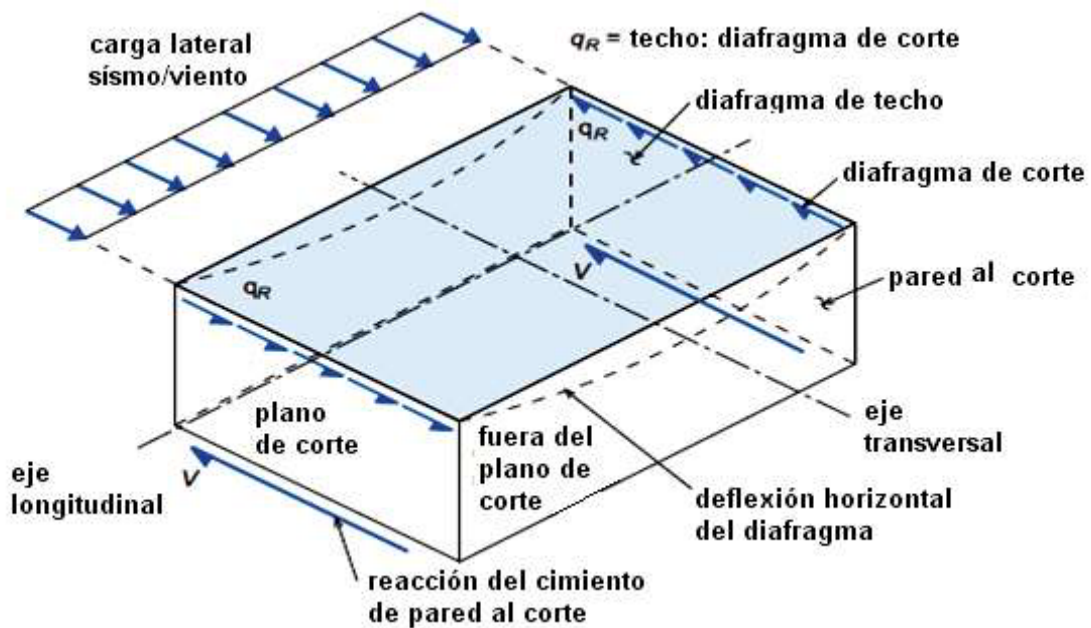
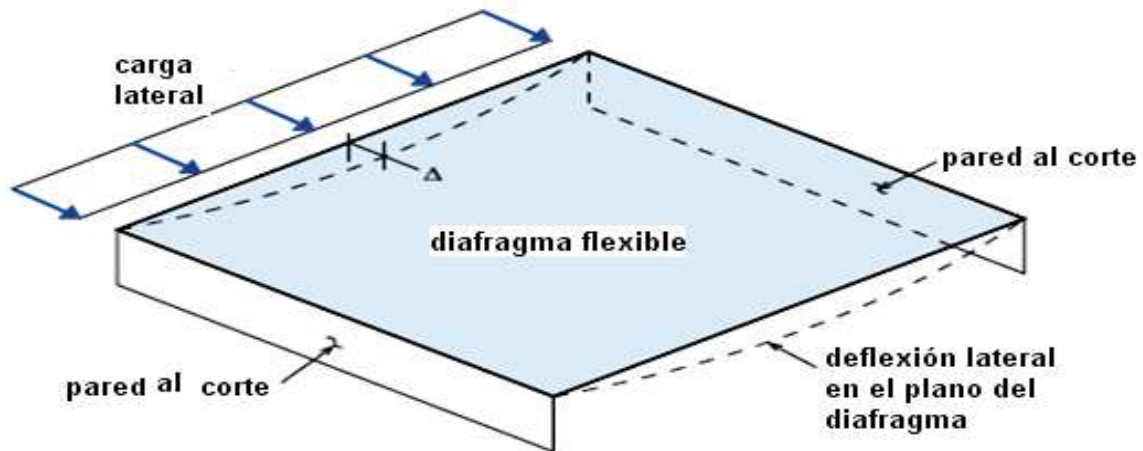


## DIAFRAGMA HORIZONTAL O CASI HORIZONTAL

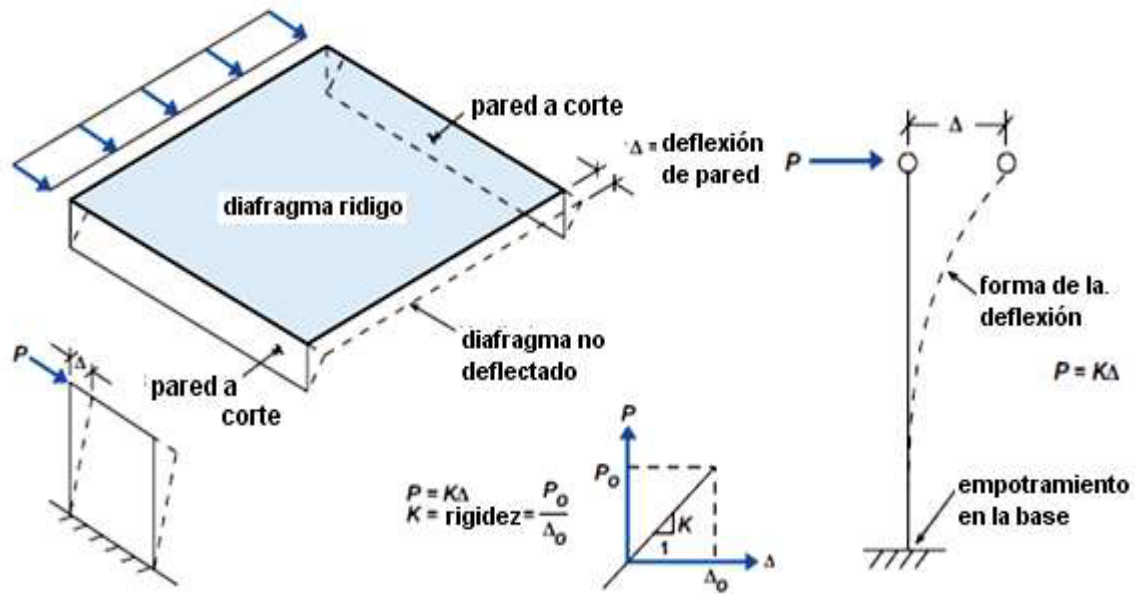
Es el que actúa para transmitir las fuerzas laterales a los elementos de resistencia vertical (paredes o muros). Se consideran 2 formas de trabajo de los diafragmas horizontales, para transmitir los esfuerzos a los muros portantes:

1. Semi-rígido o cuasi Flexible, que ante la acción de una carga horizontal, este se deflecta (horizontal y vertical) disipando parte de la energía proveniente de la acción horizontal;

Un elemento flexible (ideal), es aquel que cuya deformación bajo una carga lateral es considerablemente mayor que las partes colindantes que forman el sistema.



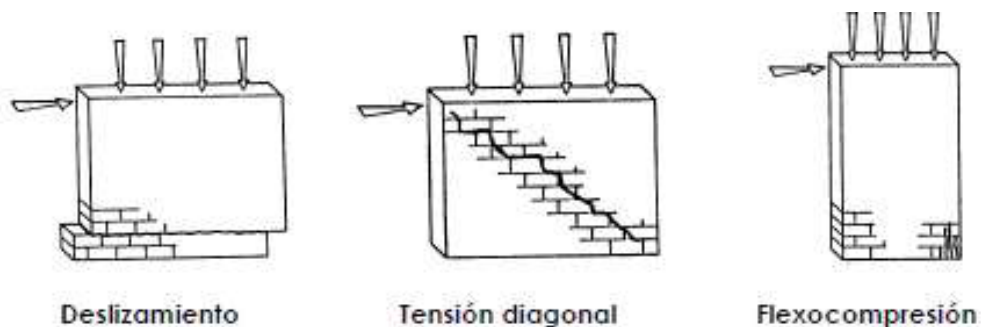
2. Rígido, el cual no se deflecta, transmitiendo mayor cantidad de energía.



## 2.8 MODO DE FALLA DE LA MAMPOSTERIA

Los modos de falla más comunes de la mampostería se muestran en la figura, además de la falla por flexión el muro puede fallar por corte (tensión diagonal) o bien por deslizamiento.

En el caso de muros de mampostería reforzada, además de los modos de falla que aquí se presentan, se puede presentar una falla de compresión cuando la cuantía del acero es elevada.



La calidad de los materiales a usar, a si como lo relacionado con:

- El diseño y criterios del mismo.
- los procedimientos constructivos: mano de obra y supervisión son esenciales para lograr una obra segura y confiable.



## 2.8.1 FALLA POR CORTANTE

Las cargas laterales inducidas por viento o sismo, es necesario evaluar adecuadamente la resistencia a cortante. Los esfuerzos de corte son combinados con los esfuerzos de compresión producidos por cargas gravitatorias u otras acciones. El cortante puro (no tiene aplicación práctica), por lo que, la resistencia a corte de la mampostería se investiga considerando el efecto de los esfuerzos de compresión en la dirección normal a las juntas horizontales. En otros casos, de esfuerzos más complejo (esfuerzos biaxiales) es necesario utilizar un criterio de falla general para evaluar la resistencia de la mampostería.

### Modos de falla

El comportamiento de la mampostería se caracteriza por dos efectos importantes:

1. la respuesta frágil de las unidades de mampostería en tracción y
2. la debilidad introducida por las juntas de mortero.

Los modos de falla resultan de la combinación de grietas de tensión diagonal cruzando las unidades y las grietas a lo largo de las uniones del mortero-unidad.

Los resultados experimentales de varios paneles de mampostería ensayados bajo la combinación de esfuerzos, muestran que pueden ocurrir diferentes tipos de falla de acuerdo con la magnitud relativa de los esfuerzos normales,  $f_n$  (en la dirección perpendicular a las juntas horizontales) y de los esfuerzos de cortante.

Se consideran tres tipos de falla:

1. **Fricción-Cortante:** este ocurre para esfuerzos normales de compresión bajos, por la unión débil entre: mortero-unidad, dando lugar a esfuerzos cortantes deslizantes en las juntas horizontales.
2. **Tensión diagonal :** se produce directamente sobre las unidades de mampostería para esfuerzos normales de compresión moderados.
3. **A compresión:** este tipo de falla se presenta por cargas axiales grandes que representan esfuerzos normales altos, comparados con los esfuerzos de corte.

La fotografía siguiente muestra la distribución escalonada de las grietas asociadas a estos tipos de fallas, las cuales se forman a partir de:

- 1) los extremos de las juntas verticales, que constituyen planos de debilidad en la mampostería, debido a que su resistencia a la adherencia disminuye por causa de la contracción y de los vacíos existentes.
- 2) la resistencia a cortante de las juntas de mortero, se incrementa debido al efecto de los esfuerzos normales de compresión. Por lo tanto, las grietas se producen en las unidades, como resultado de los esfuerzos de tracción inducidos por el estado de esfuerzos de compresión y cortante

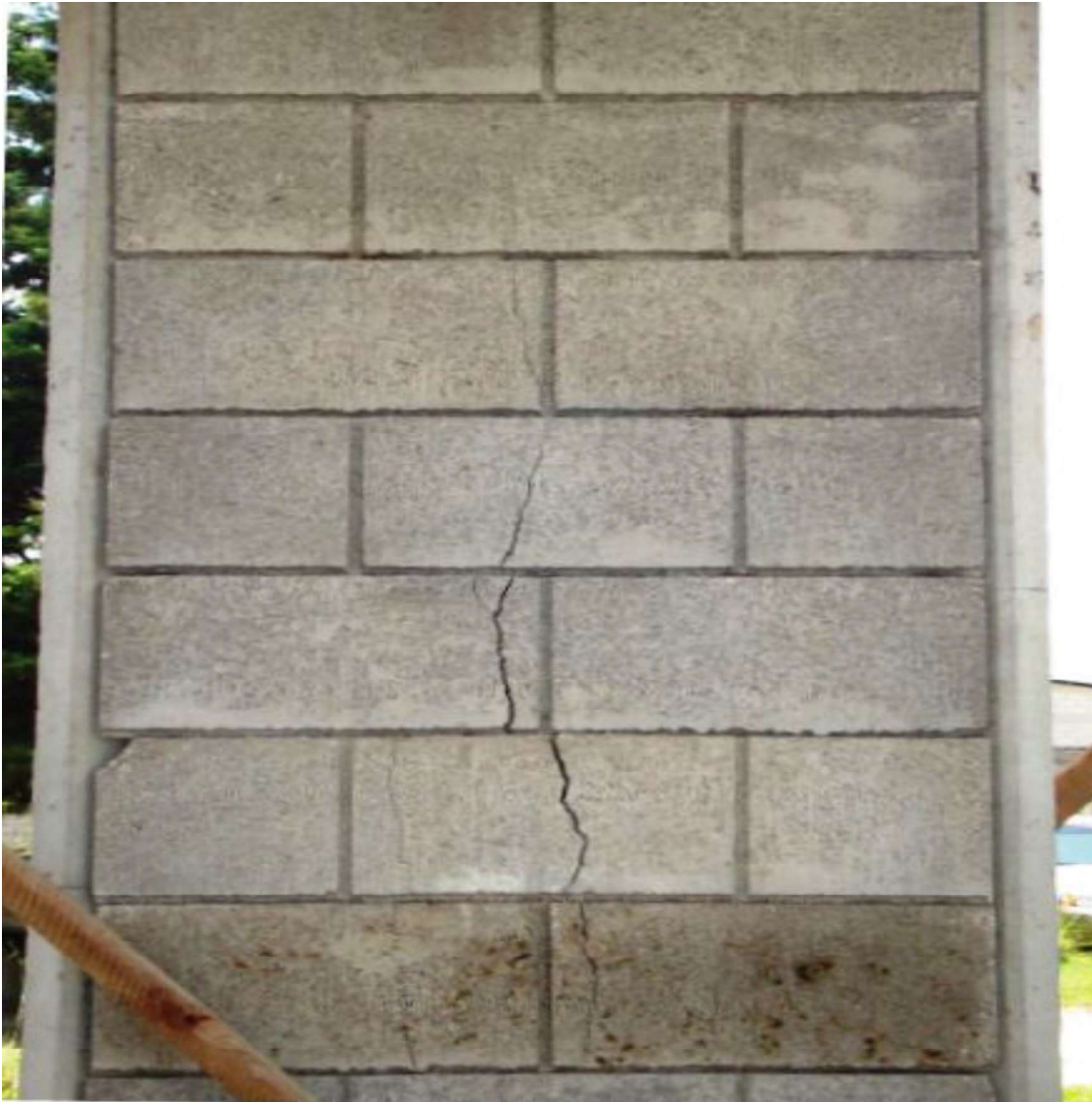


Falla por fricción corte & tensión diagonal

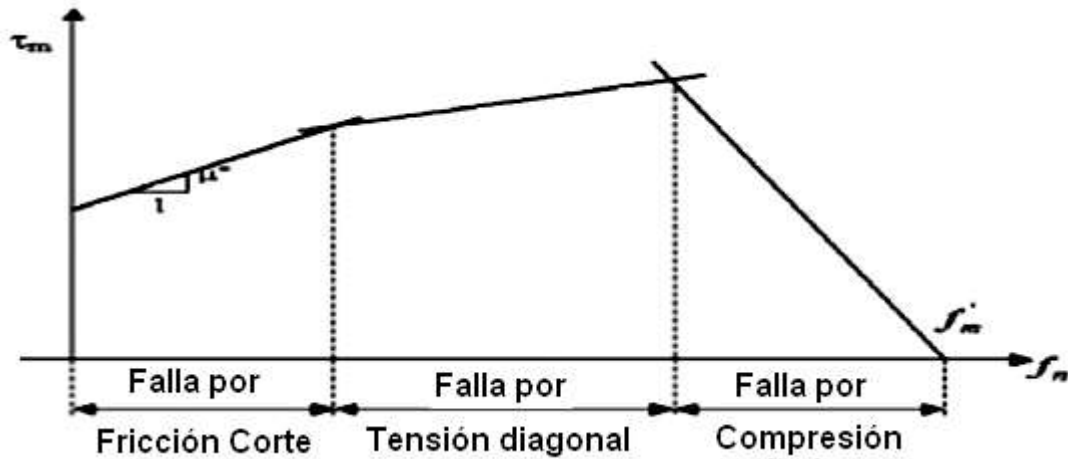
Mann y Müller (1982) proponen, a partir del análisis de resultados experimentales, la siguiente expresión como condición límite para que se produzca este tipo de falla:

$$\text{EL ESFUERZO DE COMPRESIÓN} > 8 \text{ VECES EL ESFUERZO DE CORTE}$$

En este caso, la falla es similar al que se produce bajo compresión directa, el efecto del esfuerzo cortante causa reducción en la resistencia a la compresión de la mampostería. Las grietas se forman por las deformaciones verticales y se incrementan por el efecto de las deformaciones del mortero en las juntas. Estas grietas se propagan verticalmente y atraviesan las unidades de mampostería, llegando en algunos casos a debilitar la estabilidad del muro e inducir el colapso.



Falla por compresión



Curva envolvente de acuerdo a la teoría de fallo propuesta por Mann y Müller

## 2.9 CONSTRUCCIÓN DE LA MAMPOSTERIA

Las formas más usadas en la construcción de muros de mampostería, son:

- 1) Sisa corrida es la que se entre lazan las unidades en las intersecciones, estos deben de quedar como mínimo el 50% de las unidades entre lazadas.



- 2) Sisa lineal o apilado, este procedimiento los requerimientos de uso son más estrictos en los siguientes aspectos:

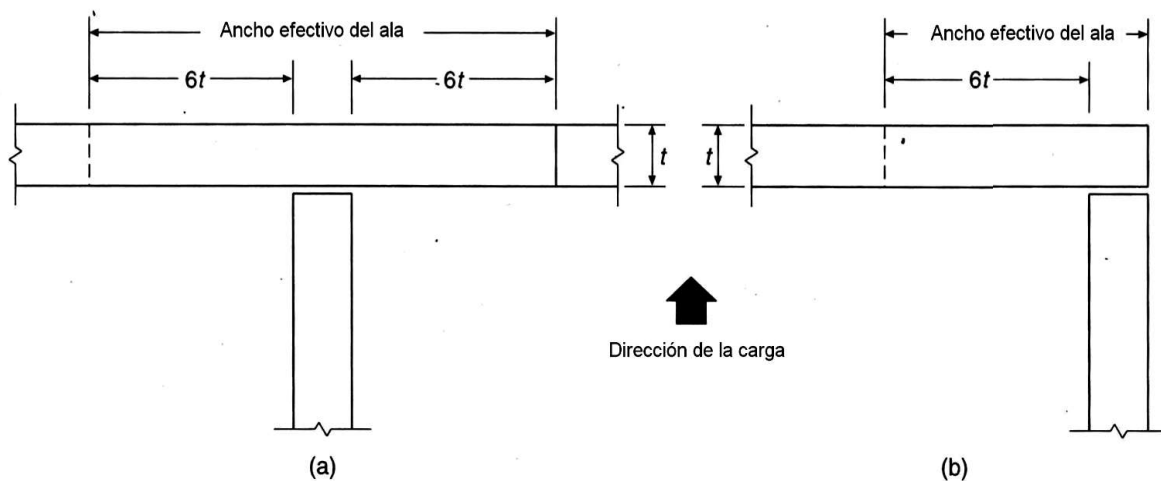
Refuerzo mínimo horizontal =  $0.00028 \times \text{altura} \times \text{espesor}$

El máximo espaciamiento del refuerzo horizontal = 4 pies

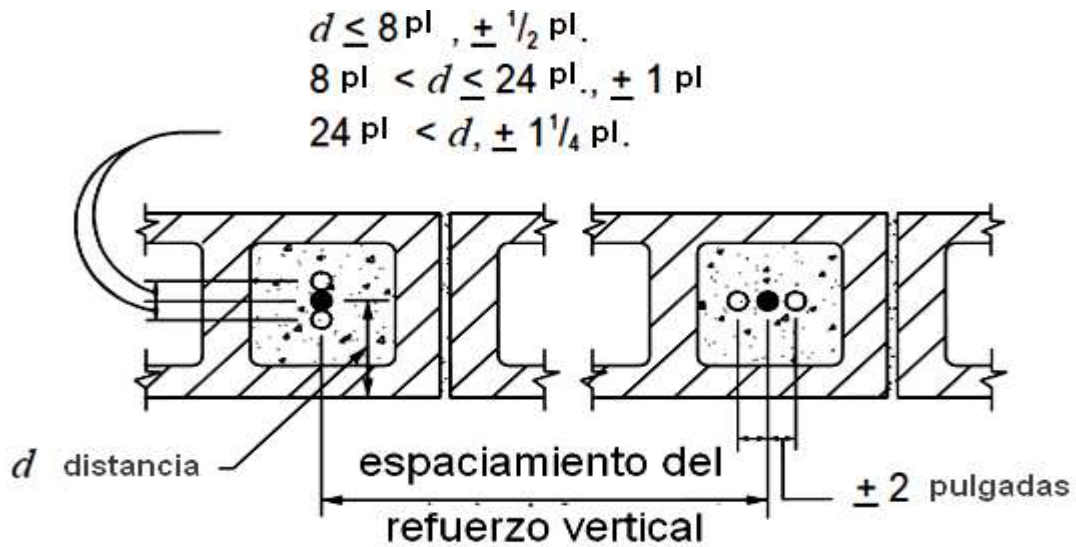
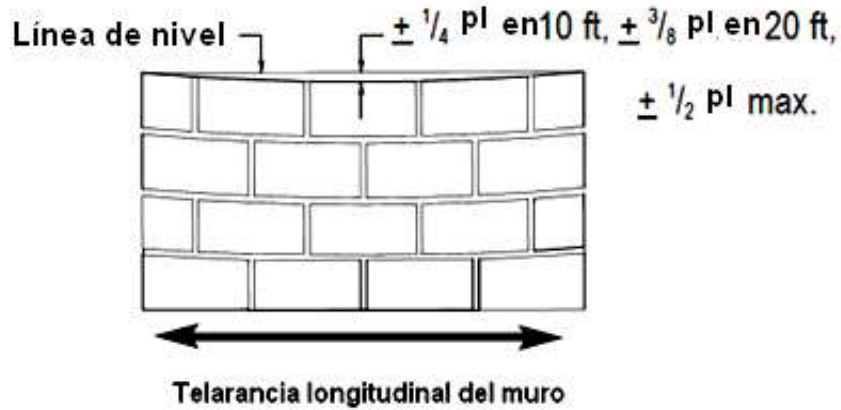
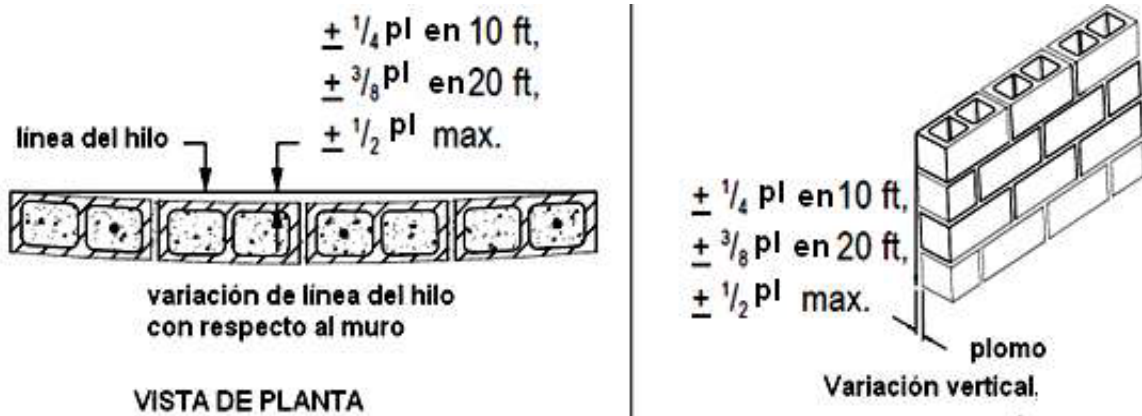


### 2.9.1. ANCHO EFECTIVO DE ALAS

En las intersecciones de paredes, solamente una parte del ala se considera como efectiva para resistir cargas. La longitud máxima efectiva deberá ser menor o igual a 6 veces el espesor de cada ala, a partir del rostro externo de la pared o muro de intersección.



2.9.2. CONSIDERACIONES GENERALES EN LEVANTADO DE MUROS

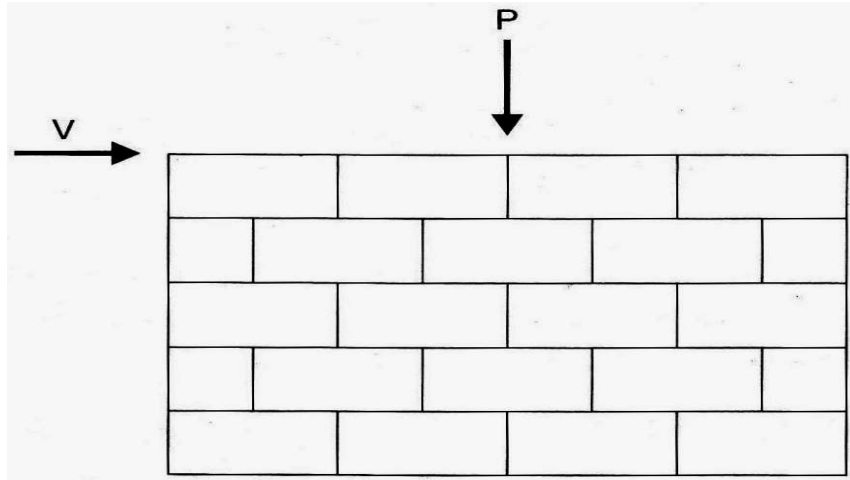


Desviación permisible de colocación del refuerzo

### 2.9.3. CORTE EN LAS CARAS DE INTERSECCIÓN DE MAMPOSTES

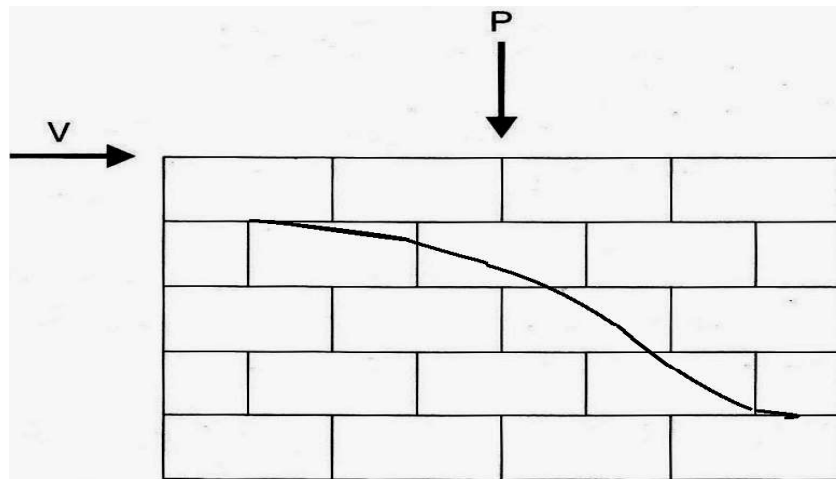
Los muros pueden ser diseñados en el plano de corte y este corte es transferido a las secciones de los mampostes del muro. Las metodologías consideradas son:

#### 1. MAMPOSTERÍA SIN REFUERZO:

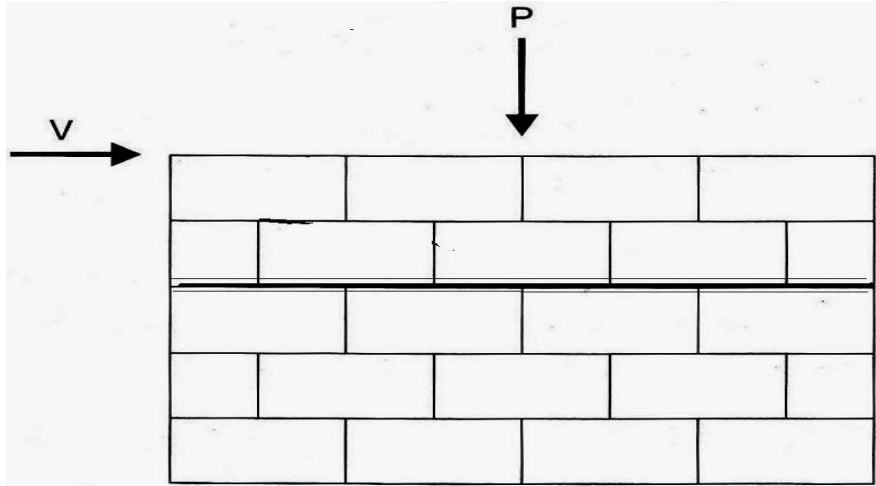


la acción de la carga vertical combinada con la fuerza horizontal induce a tres formas diferentes fallas inducidas por el corte (UBC-97:2107.3):

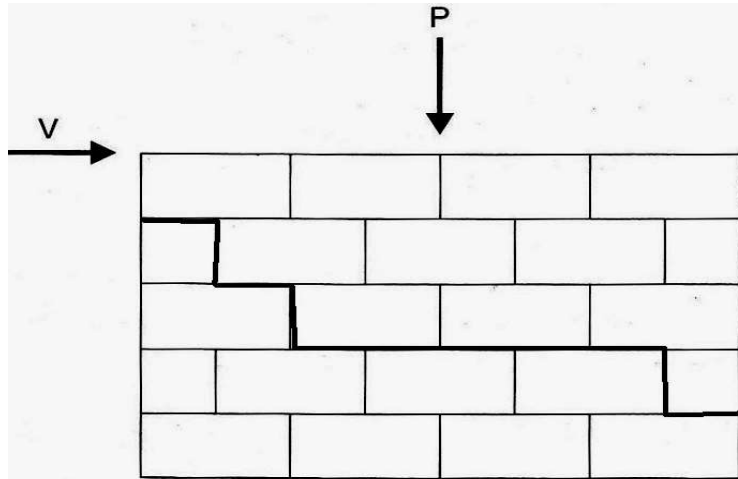
- Agrietamiento a través de las unidades de mampostería



- Deslizamiento a lo largo de una línea de mortero entre mampostes



- Separación del mortero tanto vertical como horizontal en forma de grada



El esfuerzo cortante  $f_v$  a través de la sección del muro, se calcula suponiendo una distribución parabólica, con la siguiente expresión:

$$\tau = f_v = \frac{V Q}{I b}$$

Donde:

**V** es la fuerza de corte aplicada al muro

**Q** es el momento de primer orden a través del eje neutro de la sección hasta la fibra extrema en compresión. Puede expresarse como: *el área a considerar multiplicada por el centroide (del área considerada) hasta el eje neutro del sistema.*

**I** momento de inercia de la sección neta

**b** ancho de la sección



## EJEMPLO

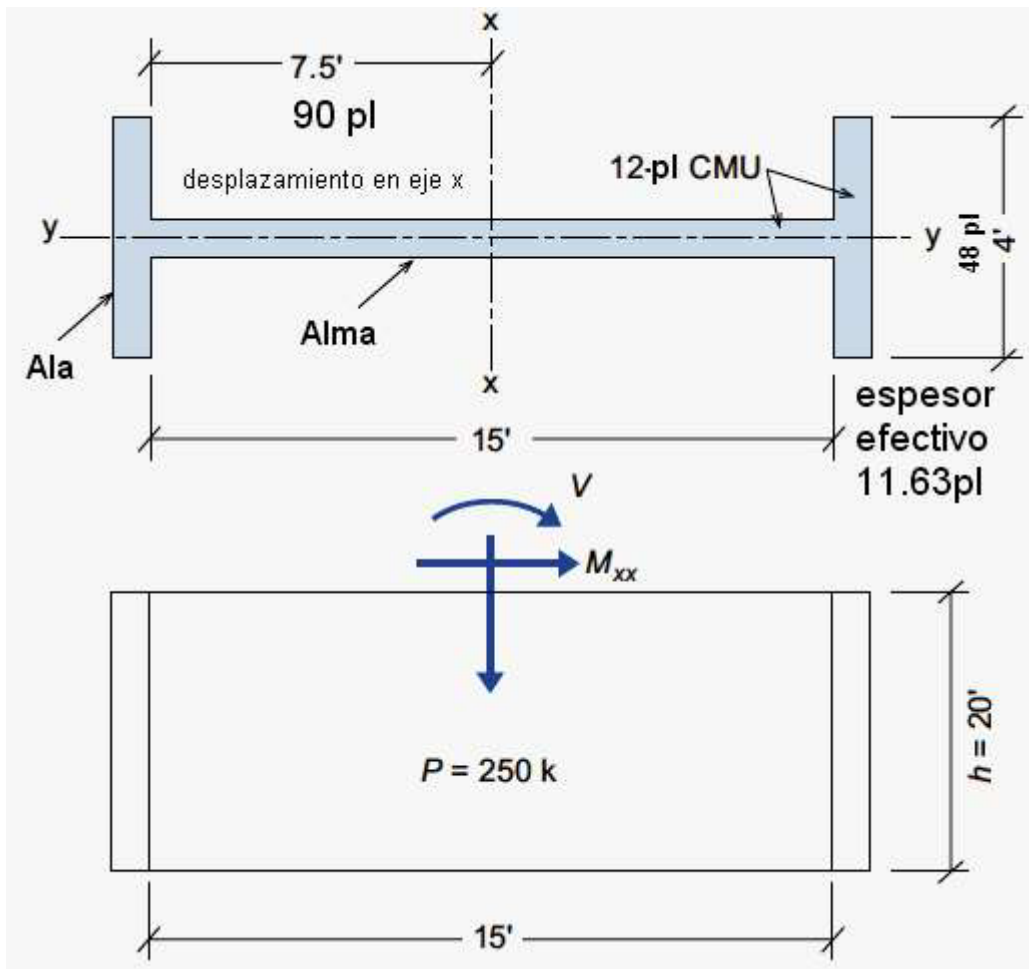
Analice un muro, como se muestra en la figura siguiente, con alas en los extremos para resistir los esfuerzos de corte y momento fuera del plano de corte.

Esta configuración le permite incrementar el momento de inercia, así mismo, el momento flector y la acción de corte. El grosor de la pared de 12",  $f'_m=3000$  psi para un momento en el eje x-x de  $M_{xx}= 2600$  kilolibras-pie.

Como analogía del diseño en acero, se toma la sección: "I".

Calcular:

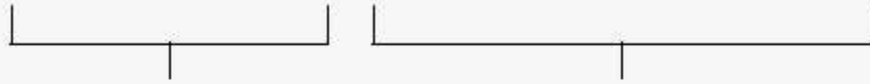
1. Las propiedades de la sección del ala:  $I_x, I_y, S_x, A$
2. La excentricidad y la relación de carga momento
3. Los esfuerzos de momento y carga axial
4. El esfuerzo de corte horizontal y la distribución del momento de volteo.



Solución:

1. Las propiedades de la sección

$$I_x = \frac{(11.63)(15 \times 12)^3}{12} + 2(48)(11.63)\left(90 \text{ in} + \frac{11.63}{2}\right)^2$$



$$\bar{I}_o = \frac{th^3}{12} \text{ sección del alma} \quad Ad^2 \text{ sección del ala}$$

$$I_x = 5,652,180^4 + 10,249,861^4 \Rightarrow I_x = \underline{\underline{15,902,041}} \text{ pl}^4$$

$$S_x = \frac{I_x}{C} = \frac{I_x}{(d/2)} = \frac{15,902,041}{(90 + 11.63)} = \underline{\underline{156,470}} \text{ pl}^3$$

$$A = (15 \times 12)(11.63) + 2(11.63)(48) = \underline{\underline{3210}} \text{ pl}^2$$

2. Excentricidad y relación de carga-momento

$$\text{a. } e = \frac{M}{P} = \frac{2600}{250} = 10.4 \text{ pie} = 124.8 \text{ pl}$$

$$\text{b. Kern distancia} = e_k = \frac{S_x}{A} = \frac{156,470}{3210} = \underline{\underline{48.7}} \text{ pl}$$

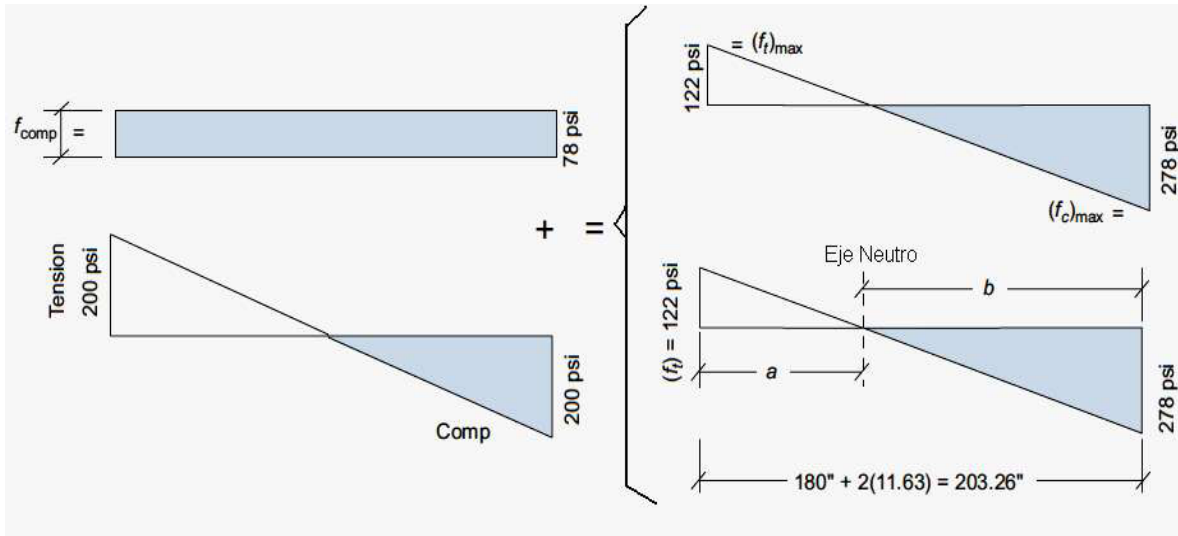
$K_{ern}$  es la mitad del área del muro de corte, donde las cargas pueden producir esfuerzos de compresión. Si la carga vertical está fuera del valor de  $K_{ern}$  el esfuerzo que se desarrolla es de tensión.

c. como  $e > e_k$  de allí que existe tensión

$124.8 \text{ pl} > 48.7 \text{ pl}$  hay que proveer acero para tensión



f. Esfuerzos combinados



Localización Eje Neutro

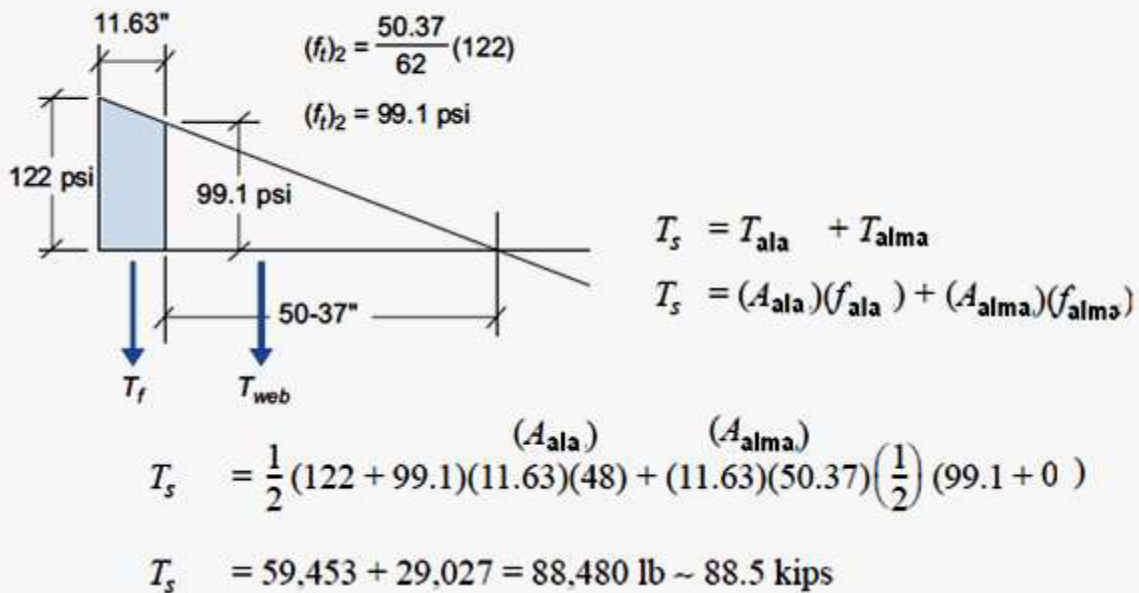
$$a = \frac{122}{122 + 278} (203.26) = 62 \text{ pl}$$

$$b = \frac{278}{278 + 122} (203.26) = 141.3 \text{ pl}$$

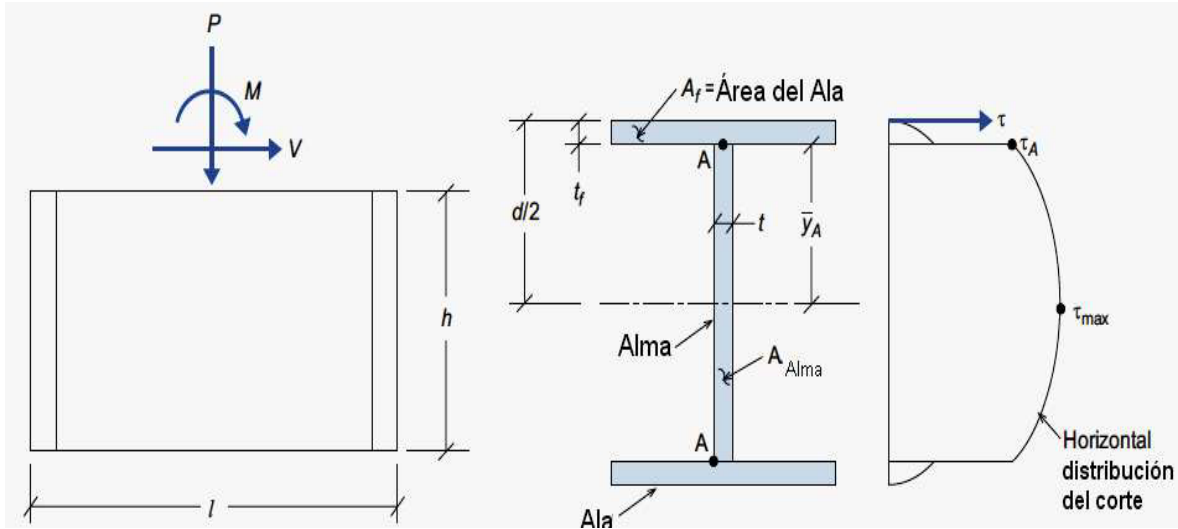
$$a + b = 203.26$$

**OK**

g. Tension



4. Distribución del corte



Donde:

$$V = \frac{M}{h} = \text{Corte horizontal}$$

$\tau$  = Esfuerzo horizontal de corte

A = Punto de Aplicación del esfuerzo de corte

I = momento de Inercia

$t_w$  = espesor del alma

Q = Par o momento que genera el área por su distancia al eje centroidal

$$\therefore Q_A = A_f \bar{y} \text{ al punto A}$$

$$\& \bar{y} = \frac{1}{2}(d - t_f)$$

OJO:

Condición se da cuando el valor de “d” es medido del eje neutro más la mitad del espesor del ala, como extremo de compresión y tensión.

## ESFUERZO DE CORTE HORIZONTAL

Esta distribución de corte horizontal está basada en la sección transversal del sistema propuesto, a semejanza de la teoría de flujo en ductos:

$$\tau = \frac{V Q}{I t_w}$$

Las alas del sistema proveen una fuerza normal al alma, lo que crea una resistencia al momento flector (o momento de volteo) mientras que el alma provee la resistencia al corte en el plano longitudinal de acción del muro.

El punto "A" donde los dos muros coinciden transversalmente, es el lugar donde se presentan las máximas concentraciones de esfuerzos; que se deberán considerar en base a la ecuación anterior.

PARA ESTE EJEMPLO:

a) El esfuerzo de corte horizontal  $\tau_A$  en el punto "A" será:

$$A_f = 48pl \times 11.63pl = 558.24pl^2$$

$$\bar{y} = \frac{1}{2}(d) = \frac{15 \times 12}{2} = 90$$

$$Q_A = A_f \bar{y} = 558.24 \times 90 = 50241.6 \text{ pl}^3$$

$$V = \frac{M}{h} = \frac{2600 \text{ kilolibra} - \text{pie}}{20 \text{ pies}} = 130 \text{ kilo libras}$$

$$\tau_A = \frac{130 \times 50241.6}{15902041 \times 11.63} = 0.35 \text{ psi}$$

b) El esfuerzo de corte máximo (conservador) será:

$$\tau_{max} = 1.5 \times \frac{V}{A_{alma}} = 1.5 \times \frac{130}{15 \times 12 \times 11.63} = 0.093 \text{ kpsi} = 93 \text{ psi}$$

c) El esfuerzo de corte permisible:

$$\text{como: } \frac{M}{Vd} = \frac{2600}{130 \times \frac{(180 + 2 \times 11.63)}{12}} = 1.18 > 1$$

Entonces, la  $F_V$  permisible será:

$$F_{Vp} = 1.5 \times \sqrt{f'_m} \leq 75 \text{ psi}$$

Para zonas sísmicas se incrementa 1.33

$$F_{Vp} = 1.33 \times 1.5 \times \sqrt{3000} = 109 \text{ psi}$$

## 2. MAMPOSTERÍA CON REFUERZO DE ACERO

Cuando al muro de mampostería se incorpora acero de refuerzo, se pueden presentar dos condiciones de procedimiento de diseño:

### a. **Esfuerzo a flexión no actúa** muros esbeltos UBC 97 2107.2.8

Cuando en el diseño se proporciona refuerzo para resistir todo el cortante El esfuerzo de corte actuante no debe exceder a:

$$f_v = 3\sqrt{f'_m} \leq 150 \text{ psi el menor de los dos}$$

De acuerdo a esta condición el mínimo valor del área de refuerzo, será:

$$A_v = \frac{V S}{d F_s}$$

Donde:

$A_v$  = área de refuerzo en pul<sup>2</sup>

$V$  = fuerza de corte en lb

$F_s$  = esfuerzo permisible del acero de refuerzo

$d$  = distancia del extremo en compresión hasta el centroide del acero de refuerzo de tensión, en pul.

$S$  = espaciamiento del acero de refuerzo en pul.

La hipótesis del comportamiento de corte es que quiebra a 45 grados, por ello que el espaciamiento máximo del refuerzo horizontal de corte no debe exceder de:

Rige el menor de:  **$d/2$  o 48 pul.**

Complementariamente al acero provisto para corte, se debe proporcionar (según ASCE) acero de refuerzo perpendicular (vertical) el que no será menor a:  **$(1/3) A_v$**  y su máxima separación (del refuerzo vertical) será: **8 pies**

### b. **Si existe esfuerzo a flexión.** $F_b \leq \frac{1}{3} f'_m$ UBC97-2107.2.6 $F_b \geq f_b$

El esfuerzo de corte actuante  $f_v$  no será mayor a

**$F_v = 3\sqrt{f'_m}$  o 150 psi** controla la menor; este se calcula (UBC 2107.2.8):

$$f_v = \frac{V}{b d}$$

De allí se presentan dos condiciones para diseñar el acero de refuerzo a corte complementario para resistir la fuerza de corte; condición que está en función de la resistencia de corte permisible  $F_v$  **UBC97-2107.2.9**

**b.1.** Si la relación de momentos o su equivalente:  $\frac{H}{L} < 1$

entonces

$$F_v = \frac{1}{3} \left[ 4 - \frac{M}{Vd} \right] \sqrt{f'_m} \quad \text{menor o igual a } 80 - 45 \left( \frac{M}{Vd} \right) \text{ psi}$$

**b.1.1** Si la relación de momentos o su equivalente:  $\frac{H}{L} \sim 1$

entonces:

$$F_v = 35 \text{ psi para } f'_m \geq 1500 \text{ psi o } 105 \text{ Kg/cm}^2$$

**b.2** Si la relación de momentos o su equivalente:  $\frac{H}{L} \geq 1$

entonces:  $F_v = \sqrt{f'_m} \leq 35 \text{ psi}$

#### NOTAS:

Recordar que siempre el esfuerzo de corte actuante será menor que el resistente  $f_v \leq F_v$

#### CASO ESPECIAL

**CUANDO SE PROVEE DE ACERO DE REFUERZO PARA RESISTIR TODO ESFUERZO DE CORTE**

**c.** Si la relación de momentos o su equivalente:  $\frac{H}{L} < 1$

entonces:

$$F_v = \frac{1}{2} \left[ 4 - \frac{M}{Vd} \right] \sqrt{f'_m} \quad \text{menor o igual a } 120 - 45 \left( \frac{M}{Vd} \right) \text{ psi}$$

También cuando  $\frac{H}{L} \sim 1$  su valor límite será:

$$F_v = 1.5 \sqrt{f'_m} \leq 75 \text{ psi}$$

**d.** Si la relación de momentos o su equivalente:  $\frac{H}{L} \geq 1$

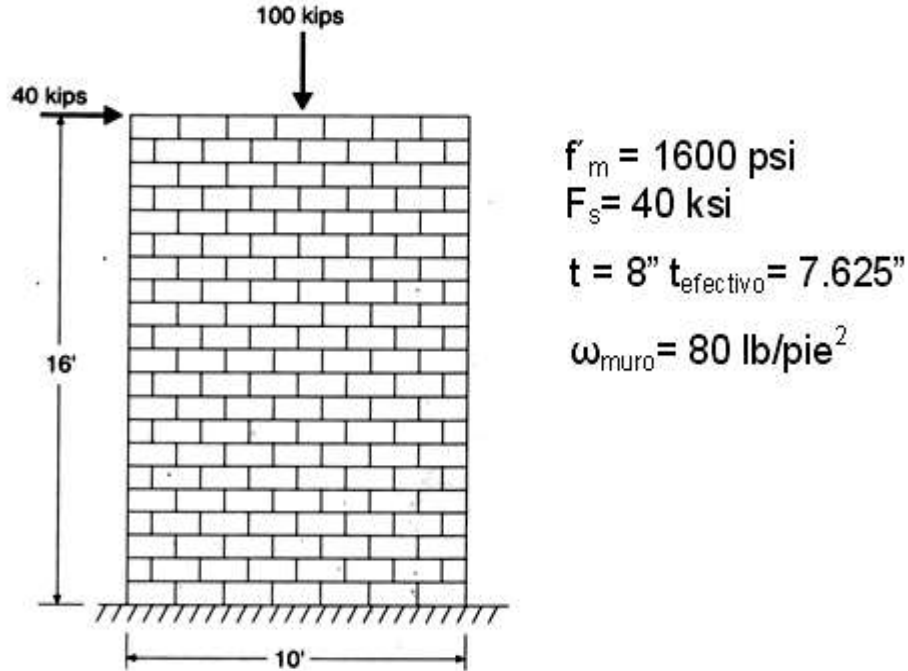
entonces:

$$F_v = 1.5 \sqrt{f'_m} \leq 75 \text{ psi}$$



EJEMPLO:

Calcular el refuerzo requerido para el muro mostrado a continuación



SOLUCIÓN

1.) Determinar si existe esfuerzo de flexión

Propiedades físicas del muro:

Área

$$A_n = \text{largo por espesor} = 10' \times 12'' \times 7.625'' = 915 \text{ pul}^2$$

Modulo de Sección

$$S_n = \frac{bd^2}{6} = 7.625 \times \frac{120^2}{6} = 18300 \text{ pul}^3$$

Se asume inicialmente que la longitud total es "d" = 10' X 12" = 120"

Y la base "b" es el valor de "t\_efectivo" recordar para donde va la acción.

Peso total del muro: área por peso unitario  $L \cdot H \cdot \omega_{\text{muro}}$

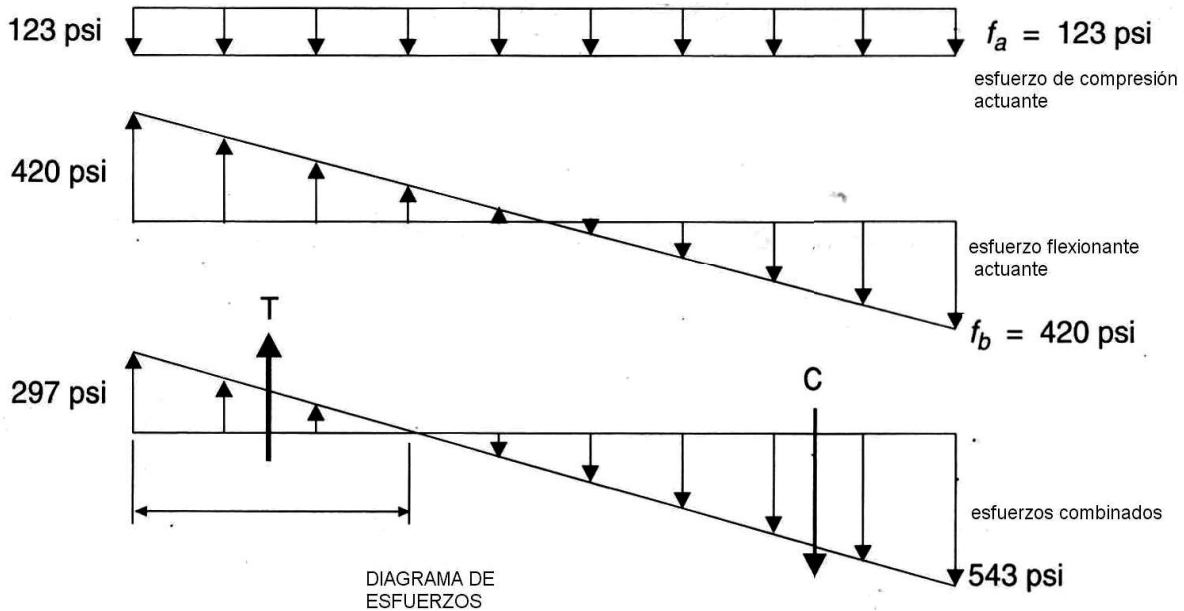
$$= 10' \times 16' \times 80 \text{ lb/pie}^2 = 12.8 \text{ Kips}$$

Esfuerzo de compresión total actuante:

$$f_a = \frac{P \times P_{\text{muro}}}{A_n} = \frac{100 \times 12.8}{915} \times 1000 = 123 \text{ psi}$$

Esfuerzo flexionante actuante

$$f_b = \frac{M}{S_n} = \frac{H \times V}{S_n} = \frac{16 \times 12 \times 40 \times 1000}{18300} = \mp 420 \text{ psi}$$



Como se observa en los diagramas es evidente que si hay efecto de flexión.

Determinación del esfuerzo de corte actuante

$$f_v = \frac{V}{b d} = \frac{40000}{915} = 44 \text{ psi}$$

Como  $\frac{H}{L} = \frac{16}{10} = 1.6 \geq 1$

Entonces:

$$F_v = \sqrt{f'_m} = \sqrt{1600} = 40 \leq 35 \text{ psi} \quad \text{gobierna } 35$$

Significa que  $F_b < f_b$  todo el cortante será resistido por el acero.

$$F_v = 1.5 \sqrt{f'_m} = 1.5 \sqrt{1600} = 60 \leq 75 \text{ psi} \quad \text{Gobierna } 60 \text{ psi} \ \& \ f_v \leq F_v$$

Calculo del refuerzo de acero a corte:

S= se asume una distancia entre varillas de 24" que es menor a  $d/2$  o 48 pul.

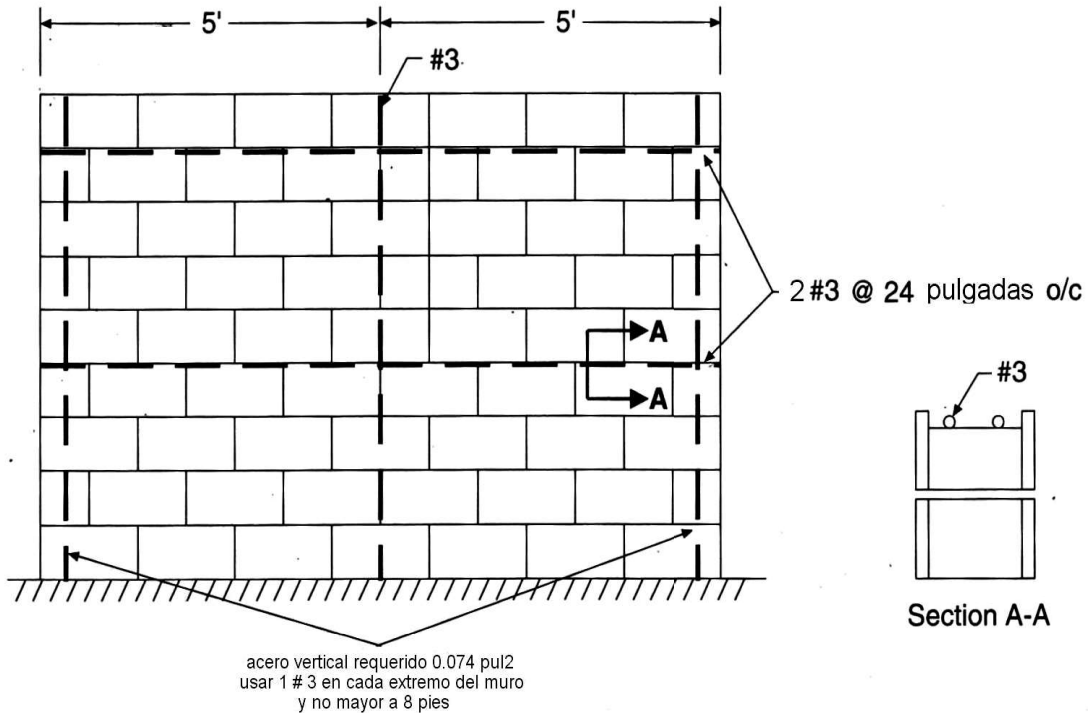
d: distancia del centroide del acero de refuerzo a la fibra extrema de compresión.

$$d = 120'' - 8'' = 112''$$

$$A_v = \frac{V S}{d F_s} = \frac{40 \times 24}{112 \times 40} = 0.22 \text{ pul}^2 \quad \text{usar: } 2 \text{ } \emptyset 3 \text{ @ } 24 \text{ pul}^2$$

Complementariamente al acero provisto para corte, se debe proporcionar (según ASCE7-05) acero de refuerzo perpendicular (vertical) no menor a:  $(1/3) A_v$  y su máxima separación (del refuerzo vertical) será: **8 pies**

$$\frac{A_v}{3} = \frac{0.22}{3} = 0.074 \text{ pul}^2$$



## 2.10 METODOS DE DISEÑO

Para el diseño de estructuras de mampostería (concreto) reforzada, se puede realizar, de acuerdo al MSJC, UBC, IBC por uno de los tres métodos siguientes:

### 1. Esfuerzos permisibles, conocido como Esfuerzos de trabajo.

Las premisas básicas de este método son las combinaciones de carga viva, muerta, sismo, viento; los componentes y ensamble de muros permitidos por valores límites de esfuerzos permitidos. Los esfuerzos permitidos para cada material están determinados por límites de fluencia o esfuerzos últimos divididos por un factor de seguridad (generalmente de 0.4 a 0.6). El acero trabaja a tensión y la mampostería a compresión, con factor de seguridad de 2.5. Los factores de seguridad varían con el tipo de esfuerzo a que son solicitados, (flexión, corte, tensión, compresión). Cuando hay acción combinada de carga horizontal (sismo o viento) los esfuerzos se incrementan en  $1/3$ .

### 2. Por resistencia

Este método se determina por la capacidad nominal de fluencia de los materiales, basado en el conocimiento de las propiedades de dichos materiales, el tipo de acción o esfuerzo a que es solicitado (factor de seguridad de esfuerzo  $\Phi$ ) y sus correspondientes factores de carga.

### 3. Empírico

Este método está limitado al uso, al cómo y dónde. UBC-97 SECCIÓN 2109; IBC-03 SECCIÓN 2109.

### 2.10.1 CRITERIO DE DISEÑO

El dimensionamiento y detallado de elementos estructurales se hará de acuerdo con los criterios relativos a los estados límite de falla y de servicio establecidos en Reglamentos y Normas de construcción Municipal, o por algún procedimiento optativo que cumpla con los requisitos del ente (en Guatemala) financiero FHA. Adicionalmente, se diseñarán las estructuras por durabilidad.

Las fuerzas y momentos internos producidos por las acciones a que están sujetas las estructuras se determinarán de acuerdo con los criterios y principios de ingeniería.

**Estado límite de falla**

Según el criterio de estado límite de falla, las estructuras y elementos estructurales deben dimensionarse y detallarse de modo que la resistencia de diseño en cualquier sección sea al menos igual al valor de diseño de la fuerza o momento internos.

Las resistencias de diseño deben incluir el correspondiente factor de resistencia. Las fuerzas y momentos internos de diseño se obtienen multiplicando por el correspondiente factor de carga, los valores de dichas fuerzas y momentos internos calculados bajo las acciones especificadas en el método utilizado.

**Estado límite de servicio**

Se comprobará que las respuestas de la estructura (asentamientos, deformación, agrietamiento, vibraciones, etc.) queden limitadas a valores tales que el funcionamiento en condiciones de servicio sea satisfactorio.

**Diseño por durabilidad**

Se diseñarán y detallarán las estructuras por durabilidad para una probabilidad de vida útil de 50 años.

**Factores de resistencia**

Las resistencias deberán reducirse por un factor de resistencia:  $\Phi$ .

Se podrá aplicar otros valores en aquellas modalidades constructivas y de refuerzo cuyo comportamiento experimental ha sido evaluado.

Los valores del factor de resistencia serán los siguientes:

**Factores de resistencia**

| TIPO DE ACCIÓN | FACTOR REDUCCIÓN $\Phi$ |
|----------------|-------------------------|
| FLEXIÓN        | 0.90                    |
| CARGA AXIAL    | 0.90                    |
| CORTE          | 0.80                    |
| VOLTEO         | 0.60                    |

### Hipótesis para la obtención de resistencias de diseño a flexión

La determinación de resistencias de secciones de cualquier forma sujetas a flexión, carga axial o una combinación de ambas, se efectuará con el criterio de resistencia a flexo-compresión que se especifica para concreto reforzado, y con base en las hipótesis siguientes:

- I. La mampostería se comporta como un material homogéneo.
- II. La distribución de deformaciones unitarias longitudinales en la sección transversal de un elemento es plana.
- III. Los esfuerzos de tensión son resistidos por el acero de refuerzo únicamente.
- IV. Existe adherencia perfecta entre el acero de refuerzo vertical y el concreto o mortero de relleno que lo rodea.
- V. e) La sección falla cuando se alcanza, en la mampostería, la deformación unitaria máxima a compresión que se tomará igual a 0.003.
- VI. A menos que ensayos en prismas permitan obtener una mejor determinación de la curva esfuerzo-deformación de la mampostería, ésta se supondrá lineal hasta la falla.

Nota:

- En muros con piezas huecas en los que no todas las celdas estén rellenas con mortero o concreto, se considerará el valor de  $f_m^*$  de las piezas huecas sin relleno en la zona a compresión.
- Muros sometidos a momentos flexionantes, perpendiculares a su plano podrán ser confinados o bien reforzados interiormente.
- En este último caso podrá determinarse la resistencia a flexocompresión tomando en cuenta el refuerzo vertical del muro, cuando la separación de éste no exceda de seis veces el espesor de la mampostería del muro,  $t$ .



## CARGAS

### 3.1 PRESENTACIÓN

Todas las estructuras deben ser diseñadas para soportar sus propio peso, cualquier fuerza sobre impuesta, que puede ser el peso muerto de otros materiales, carga viva, presión del viento, fuerzas sísmicas y presión de tierra. Estas cargas verticales y horizontales, pueden ser de corta duración como el caso de terremotos o de larga duración como la carga muerta de maquinaria y equipo. El diseño propuesto debe considerar todas las posibles aplicaciones de fuerza y la combinación de ellas sobre la estructura.

### 3.2 DIRECCIÓN DE LAS CARGAS

El termino dirección de la carga, en este curso se tomará como un estado simple donde la dirección de carga estructural en un sistema, la carga vertical y horizontal viajan y se distribuyen desde un punto de aplicación a la fundación: cimiento o zapata, para ser transmitido al suelo.

Cada estructura posee sus peculiares condiciones de dirección de cargas, basadas en los sistemas constructivos utilizados y sus materiales. Las estructuras de mampostería utilizan los muros para resistir corte y transferir las cargas verticales y horizontales al cimiento.

El primer paso a seguir por el ingeniero estructural es determinar la dirección de las cargas sobre el tipo de estructura a utilizar, para priorizar el detallado del diseño. Generalmente se usa el factor de vulnerabilidad sísmica, luego el costo de construcción, lo relacionado con la arquitectura y por último los efectos de la integridad estructural.

### 3.3 ANALISIS DE LAS CARGAS

Los efectos de las cargas sobre elementos, sistemas estructurales y la conexión de entre ellos, para que la estructura satisfaga: el equilibrio y estabilidad, compatibilidad geométrica y propiedades de material a corto y largo plazo.

Los elementos tienden acumular energía en forma de deformación residual bajo cargas de servicio repetidas; las excentricidades adicionadas que se espera que ocurran durante la vida de servicio.

Los factores de importancia para cargas de viento y sismo deben ser determinados de acuerdo a la tabla 1604.5 del IBC, que se muestra a continuación

#### CLASIFICACIÓN DE EDIFICACIONES Y OTRAS ESTRUCTURAS POR FACTORES DE IMPORTANCIA

| CATEGORIA <sup>a</sup> | NATURALEZA DE DESTINO   | FACTOR SISMICO<br>$I_E$ | FACTOR DE VIENTO<br>$I_W$ |
|------------------------|---|-------------------------|---------------------------|
| I                      | Edificaciones y otras estructuras que representan un <b>bajo</b> peligro para la vida humana en caso de falla incluyendo pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Instalaciones agrícolas</li> <li>➤ Ciertas instalaciones temporales</li> <li>➤ Instalaciones menores de almacenamiento</li> </ul>   | 1                       | 0.87 <sup>b</sup>         |
| II                     | Edificaciones y otras estructuras excepto aquellas listadas en las categorías I; III y IV   | 1                       | 1                         |
| III                    | Edificaciones y otras estructuras que representan un <b>considerable</b> peligro para la vida humana en caso de falla incluyendo pero no limitado a: <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Edificaciones y otras estructuras donde se congregan más de 300 personas en un área.</li> <li>➤ Edificaciones y otras estructuras, escuelas primarias, escuelas secundarias, instalaciones de cuidado diario, con un número de ocupantes mayor a 250.</li> <li>➤ Edificaciones y otras estructuras con número de ocupantes mayor que 500, para colegios o instalaciones de educación para adultos</li> <li>➤ Instalaciones para el cuidado de la salud con un número</li> </ul> | 1.25                    | 1.15                      |



|           |   |            |             |
|-----------|---|------------|-------------|
|           | <p>de 50 o más pacientes residentes, pero que no tienen instalaciones de tratamiento de cirugía o emergencia</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Cárceles o instalaciones de detención</li> <li>➤ Todo otro destino con un número de ocupantes mayor de 5000</li> <li>➤ Centrales de generación de potencia, instalaciones de tratamiento de agua potable, instalaciones de tratamiento de aguas residuales y otras instalaciones de servicios públicos no incluidas en Categoría IV</li> <li>➤ Edificaciones y otras estructuras no incluidas en la Categoría IV que contenga cantidades suficientes de sustancias tóxicas o explosivas que son peligrosas para el público si son liberadas.</li> </ul>   |            |             |
| <p>IV</p> | <p>Edificaciones y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales incluyendo pero no limitado a:</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>➤ Hospitales y otras instalaciones para el cuidado de la salud que tienen instalaciones para el tratamiento de cirugías y emergencias.</li> <li>➤ Estaciones de bomberos, rescate y policía, garajes para vehículos de emergencia.</li> <li>➤ Refugios designados para terremotos, huracanes u otra emergencia.</li> <li>➤ Centros designados para la prevención de emergencias, comunicación y operaciones, otras instalaciones para responder en caso de emergencia.</li> <li>➤ Centrales de generación de potencia y otras instalaciones de servicios públicos requeridas como instalaciones alternativas de emergencia, estructuras de categoría IV.</li> <li>➤ Estructuras que contengan materiales altamente tóxicos definidas en la sección 307 donde la cantidad de material excede las máximas permitidas, tabla 307.7(2).</li> <li>➤ Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de aviones de emergencia.</li> <li>➤ Edificaciones y otras estructuras que tienen funciones críticas de defensa nacional.</li> <li>➤ Instalaciones de tratamiento de agua requeridas para mantener la presión de agua para suprimir incendios.</li> </ul> | <p>1.5</p> | <p>1.15</p> |

- a. Para el propósito de la Sección 1616.2 Categorías I y II son consideradas Grupo de Uso Sísmico I, Categoría III es considerada Grupo de Uso Sísmico II y categoría IV es equivalente a Grupo de Uso Sísmico III.
- b. En regiones propensas a huracanes con  $V > 100 \text{ millas/hora}$   $I_w$  debe ser 0.77

## 3.4 ANALISIS DE CARGAS VERTICALES

### 3.4.1 CARGAS MUERTAS

Son fuerzas estacionarias las cuales incluyen el peso propio de la estructura y el peso de equipo y maquinaria permanente. El peso real de los materiales y de construcción puede ser usado también. Se incluye el peso de equipo de servicio que se encuentra empotrado, como bombas en línea y de pico, lo relacionado con equipo eléctrico, ventilación y aire acondicionado, sistema contra incendios.

Debido a que los pesos reales (de la estructura y sus componentes) no están determinados explícitamente, la carga muerta usualmente se obtiene de cálculos de pesos específicos de los elementos estructurales y no estructurales, del equipo y maquinaria dada por el fabricante.

Los elementos no estructurales pueden ser: tabiques, baldosas, cielo falso y en si, todo aquello que pueda estar anclado o sujetado en la estructura, pero que no sean elementos para resistir o trabajar estructuralmente, pero que si pueden provocar acciones o sollicitaciones de esfuerzos sobre la estructura. Generalmente el mayor problema se tiene en la determinación de los tabiques, por lo que una costumbre bien aceptada es la de usar un valor de  $20 \text{ \#/pie}^2$ .

Las tablas que se presentan a continuación son tomadas sin permiso del libro Reinforced Masonry Engineering Handbook, sexta edición de James Amrhein.

Table GN-1 Weights of Building Materials

|  | Weight (psf)<br>Pounds per<br>Square Foot |  | Weight (psf)<br>Pounds per<br>Square Foot |
|--|---|--|---|
| <b>FLOORS:</b>   |   | <b>CEILINGS:</b>   |   |
| Concrete finish, per inch of thickness.....  | 12  | ¾" Plaster directly on concrete, blocks<br>or tile.....  | 5   |
| Light weight concrete fill, per inch of thickness.....   | 9   | ¾" Plaster on metal lath furring.....  | 8   |
| 7/8" Hardwood floor on sleepers clipped to<br>concrete without fill.....                       | 5   | ¾" Gypsum plater on metal lath and channel<br>suspended ceiling construction.....  | 10  |
| 1½" Terrazzo floor finish directly on slab.....  | 19  | Plaster on rock lath and channel ceiling<br>construction.....  | 6   |
| 1½" Terrazzo floor finish on 1" mortar bed.....  | 30  | Acoustical fiber tile directly on concrete blocks<br>or tile.....  | 1   |
| 1" Terrazzo finish on 2" concrete bed.....   | 38  | Acoustical fiber tile on rock lath and channel<br>ceiling construction.....  | 5   |
| ¾" Ceramic or quarry tile on ½" mortar bed.....  | 18  | Acoustical fiber tile on suspended wood<br>furring strips.....   | 3   |
| ¾" Ceramic or quarry tile on 1" mortar bed.....  | 22  |  |   |
| ¼" Linoleum or asphalt tile directly on concrete.....  | 1   | <b>WALLS: 1</b>  |   |
| ¼" Linoleum or asphalt tile on 1" mortar.....  | 12  | Windows, Glass, frame and sash.....  | 8   |
| ¾" Mastic floor.....   | 9   | Porcelain enamel on sheet steel.....   | 3   |
| Hardwood flooring, 7/8" thick.....   | 4   | Structural glass, per inch of thickness.....   | 15  |
| Sub-flooring (soft wood), ¾" thick.....  | 2½  | Stone 4" thick.....  | 55  |
| Gypsum slab, per inch of thickness.....  | 6   | Glass block 4" thick.....  | 18  |
| Asphalt mastic finish, 1½" thick.....  | 18  |  |   |
| ½" Douglas Fir plywood.....  | 1½  |  |   |
| 1" Douglas Fir plywood.....  | 3   |  |   |
|  |   | <b>PARTITIONS: 2</b>   |   |
| <b>ROOFS:</b>  |   | 3" clay tile.....  | 17  |
| Five-ply felt and gravel (or slag).....  | 6½  | 4" clay tile.....  | 18  |
| Three-ply felt and gravel (or slag).....   | 5½  | 6" clay tile.....  | 25  |
| Five-ply composition roof, no gravel.....  | 4   | 8" clay tile.....  | 31  |
| Three-ply felt composition roof, no gravel.....  | 3   | 10" clay tile.....   | 35  |
| Asphalt strip shingles.....  | 3   | 3" gypsum block.....   | 10  |
| Concrete tile.....   | 18  | 4" gypsum block.....   | 13  |
| Slate, ¼" thick (laid).....  | 10  | 5" gypsum block.....   | 16  |
| Slate, ½" thick (laid).....  | 20  | 6" gypsum block.....   | 17  |
| Sheathing, ¾" thick, yellow pine.....  | 3½  | 2" solid plaster.....  | 20  |
| Sheathing, ¾" thick, spruce or hemlock.....  | 2½  | 2 x 4 studs, or metal studs, lath and ¾" plaster.....  | 18  |
| Skylight with galvanized iron frame, ¼" wire glass.....  | 7   | Steel partitions.....  | 4   |
| Gypsum, per inch of thickness.....   | 4   | Gypsum plaster per 1/8" thick.....   | 1   |
| Poured gypsum on steel rails, per inch of thickness.....                                       | 5   |  |   |
| Light weight fill or insulation, porous glass,<br>vermiculite, etc, per inch of thickness..... | 1 to 2                                    | 1. See Tables GN-2 and Tables GN-3a, 3b, 3c for masonry walls.   |   |
| Spanish tile (laid).....   | 9 to 12                                   | 2. IBC Section 1607.5 In office buildings and in other buildings<br>where partition locations are subject to change, provisions for<br>partition weight shall be made, whether or not partitions are<br>shown on the construction documents, unless the specified live<br>load exceeds 80 psf (3.83 kN/m <sup>2</sup> ). The partition load shall not be<br>less than a uniformly distributed live load of 15 psf (0.74 kN/m <sup>2</sup> ). |   |
| Shingle-type clay tile.....  | 12 to 14                                  |  |   |
| Metal Deck (20 gauge).....   | 2   |  |   |
| Metal Deck (18 gauge).....   | 3   |  |   |
| Corrugated metal (20 gauge).....   | 2   |  |   |

Table GN-2 Average Weight<sup>1</sup> of Concrete Masonry Units, Pounds Per Unit (16" Long Units)

| Thickness of Units |               | Lightweight Units:<br>103 pcf |    |    |     |     | Medium Weight Units:<br>115 pcf |    |    |     |     | Normal Weight Units:<br>135 pcf |    |    |     |     |
|--------------------|---------------|-------------------------------|----|----|-----|-----|---------------------------------|----|----|-----|-----|---------------------------------|----|----|-----|-----|
|                    |               | 4"                            | 6" | 8" | 10" | 12" | 4"                              | 6" | 8" | 10" | 12" | 4"                              | 6" | 8" | 10" | 12" |
| Individual Block   | 4" high units | 8                             | 11 | 13 | 15  | 20  | 9                               | 13 | 16 | 17  | 22  | 10                              | 16 | 18 | 20  | 26  |
|                    | 8" high units | 16                            | 23 | 27 | 32  | 42  | 18                              | 28 | 32 | 36  | 47  | 21                              | 33 | 37 | 42  | 55  |

1. ASTM C90 classifies masonry units as follows: Lightweight: Less than 105 pcf. Medium Weight: 105 pcf to 125 pcf. Normal Weight: 125 pcf or more.

Table GN-3a Average Weight of Completed Walls,<sup>1</sup> Pounds per Square Foot, and Equivalent Solid Thickness, Inches (Weight of Grout = 140 pcf)

| Wall Thickness            |          | Hollow Concrete Block  |    |     |     |                          |    |     |     |                          |    |     |     | Hollow Clay Block<br>120 pcf |    |    | Equivalent Solid Thickness <sup>2</sup><br>(inches) |     |     |      |
|---------------------------|----------|------------------------|----|-----|-----|--------------------------|----|-----|-----|--------------------------|----|-----|-----|------------------------------|----|----|---|-----|-----|------|
|                           |          | Lightweight<br>103 pcf |    |     |     | Medium Weight<br>115 pcf |    |     |     | Normal Weight<br>135 pcf |    |     |     |                              |    |    |   |     |     |      |
|                           |          | 6"                     | 8" | 10" | 12" | 6"                       | 8" | 10" | 12" | 6"                       | 8" | 10" | 12" | 4"                           | 6" | 8" | 6"  | 8"  | 10" | 12"  |
| Solid Grouted Wall        |          | 52                     | 75 | 93  | 118 | 58                       | 78 | 98  | 124 | 63                       | 84 | 104 | 133 | 38                           | 56 | 77 | 5.8   | 7.8 | 9.8 | 11.8 |
| Vertical Cores Grouted at | 16" o.c. | 41                     | 60 | 69  | 88  | 47                       | 63 | 80  | 94  | 52                       | 66 | 86  | 103 | 33                           | 45 | 59 | 4.5   | 5.8 | 7.2 | 8.5  |
|                           | 24" o.c. | 37                     | 55 | 61  | 79  | 43                       | 58 | 72  | 85  | 48                       | 61 | 78  | 94  | 31                           | 42 | 54 | 4.1   | 5.2 | 6.3 | 7.5  |
|                           | 32" o.c. | 36                     | 52 | 57  | 74  | 42                       | 55 | 68  | 80  | 47                       | 58 | 74  | 89  | 30                           | 40 | 51 | 4.0   | 4.9 | 5.9 | 7.0  |
|                           | 40" o.c. | 35                     | 50 | 55  | 71  | 41                       | 53 | 66  | 77  | 46                       | 56 | 72  | 86  | 29                           | 39 | 49 | 3.8   | 4.7 | 5.7 | 6.7  |
|                           | 48" o.c. | 34                     | 49 | 53  | 69  | 40                       | 51 | 64  | 75  | 45                       | 55 | 70  | 83  | 28                           | 38 | 48 | 3.7   | 4.6 | 5.5 | 6.5  |
| No Grout in Wall          |          | 26                     | 33 | 36  | 47  | 32                       | 36 | 41  | 53  | 37                       | 42 | 47  | 62  | 25                           | 30 | 35 | 3.4   | 4.0 | 4.7 | 5.5  |

1. The above table gives the average weight of completed walls of various thicknesses in pounds per square foot of wall face area. An average amount has been added into these values to include the weight of bond beams and reinforcing steel.
2. Equivalent solid thickness means the calculated thickness of the wall if there were no hollow cores, and is obtained by dividing the volume of the solid material in the wall by the face area of the wall. This Equivalent Solid Thickness (EST) is for the determination of area for structural design only, e.g.,  $f_a = P/(EST)b$ . A fire rating thickness is based either on equivalent solid thickness of ungrouted units or solid grouted walls (partial grouted walls are considered as ungrouted for fire ratings).

Table GN-3b Average Weight of Completed Walls,<sup>1</sup> Pounds per Square Foot, and Equivalent Solid Thickness, Inches (Weight of Grout = 105 pcf)

| Wall Thickness            |          | Hollow Concrete Block  |    |     |     |                          |    |     |     |                          |    |     |     | Hollow Clay Block<br>120 pcf |    |    | Equivalent Solid Thickness <sup>2</sup><br>(inches) |     |     |      |
|---------------------------|----------|------------------------|----|-----|-----|--------------------------|----|-----|-----|--------------------------|----|-----|-----|------------------------------|----|----|---|-----|-----|------|
|                           |          | Lightweight<br>103 pcf |    |     |     | Medium Weight<br>115 pcf |    |     |     | Normal Weight<br>135 pcf |    |     |     |                              |    |    |   |     |     |      |
|                           |          | 6"                     | 8" | 10" | 12" | 6"                       | 8" | 10" | 12" | 6"                       | 8" | 10" | 12" | 4"                           | 6" | 8" | 6"  | 8"  | 10" | 12"  |
| Solid Grouted Wall        |          | 45                     | 65 | 79  | 100 | 51                       | 68 | 84  | 106 | 56                       | 74 | 90  | 115 | 35                           | 49 | 66 | 5.8   | 7.8 | 9.8 | 11.8 |
| Vertical Cores Grouted at | 16" o.c. | 37                     | 51 | 61  | 78  | 43                       | 54 | 66  | 84  | 48                       | 60 | 72  | 93  | 32                           | 44 | 58 | 4.5   | 5.8 | 7.2 | 8.5  |
|                           | 24" o.c. | 35                     | 47 | 55  | 71  | 41                       | 50 | 60  | 77  | 46                       | 56 | 66  | 86  | 30                           | 39 | 49 | 4.1   | 5.2 | 6.3 | 7.5  |
|                           | 32" o.c. | 33                     | 45 | 52  | 67  | 39                       | 48 | 57  | 73  | 44                       | 54 | 63  | 82  | 29                           | 37 | 47 | 4.0   | 4.9 | 5.9 | 7.0  |
|                           | 40" o.c. | 32                     | 43 | 50  | 65  | 38                       | 46 | 55  | 71  | 43                       | 52 | 61  | 80  | 28                           | 36 | 45 | 3.8   | 4.7 | 5.7 | 6.7  |
|                           | 48" o.c. | 31                     | 42 | 49  | 63  | 37                       | 45 | 54  | 69  | 42                       | 51 | 60  | 78  | 27                           | 35 | 44 | 3.7   | 4.6 | 5.5 | 6.5  |
| No Grout in Wall          |          | 26                     | 33 | 36  | 47  | 32                       | 36 | 41  | 53  | 37                       | 42 | 47  | 62  | 25                           | 30 | 35 | 3.4   | 4.0 | 4.7 | 5.5  |

1. The above table gives the average weight of completed walls of various thicknesses in pounds per square foot of wall face area. An average amount has been added into these values to include the weight of bond beams and reinforcing steel.
2. Equivalent solid thickness means the calculated thickness of the wall if there were no hollow cores, and is obtained by dividing the volume of the solid material in the wall by the face area of the wall. This Equivalent Solid Thickness (EST) is for the determination of area for structural design only, e.g.,  $f_a = P/(EST)b$ . A fire rating thickness is based either on equivalent solid thickness of ungrouted units or solid grouted walls (partial grouted walls are considered as ungrouted for fire ratings).

Table GN-3c Average Weight of Reinforced Grouted Brick Walls<sup>1</sup>

| Wall Thickness | 8" | 8 1/2" | 9" | 9 1/2" | 10" | 11" | 12" | 13" |
|----------------|----|--------|----|--------|-----|-----|-----|-----|
| Weight (psf)   | 80 | 85     | 90 | 95     | 100 | 110 | 120 | 130 |

1. Based on an average weight of completed wall of 10 psf per 1" thickness

| Material   | Unidad            | Peso                    |
|--|-------------------|-------------------------|
| <b>Pisos</b>   |                   |                         |
| Concreto   | Volumetrico       | 2,400 kg/m <sup>3</sup> |
| Piso de granito y mezción  | 5 cm de espesor   | 60 kg/m <sup>2</sup>    |
| Asfalto  | 1 cm de espesor   | 23 kg/m <sup>2</sup>    |
| Duela o <i>parquet</i>   | 1 cm de espesor   | 8 kg/m <sup>2</sup>     |
| Relleno de concreto ligero   | Volumetrico       | 1,600 kg/m <sup>3</sup> |
| <b>Techos</b>  |                   |                         |
| Impermeabilizante de tres capas de fieltro asfaltico con acabado de gravilla | -----             | 27 kg/m <sup>2</sup>    |
| Teja de cemento  | -----             | 32 kg/m <sup>2</sup>    |
| Teja de barro  | -----             | 100 kg/m <sup>2</sup>   |
| Revestimiento de madera  | 2.5 cm de espesor | 15 kg/m <sup>2</sup>    |
| Repellos   | 1.0 cm de espesor | 15 kg/m <sup>2</sup>    |
| Losa prefabricada  | 15 cm de espesor  | 240 kg/m <sup>2</sup>   |
| Losa prefabricada  | 20 cm de espesor  | 300 kg/m <sup>2</sup>   |
| Losa prefabricada  | 25 cm de espesor  | 340 kg/m <sup>2</sup>   |
| <b>Muros</b>   |                   |                         |
| Muro de block pómez de 10 cm   | -----             | 160 kg/m <sup>2</sup>   |
| Muro de block pómez de 15 cm   | -----             | 210 kg/m <sup>2</sup>   |
| Muro de block pómez de 20 cm   | -----             | 250 kg/m <sup>2</sup>   |
| Muro divisorio de tablayeso  | -----             | 60 kg/m <sup>2</sup>    |
| Mampostería de piedra  | -----             | 2,500 kg/m <sup>3</sup> |
| Mampostería de ladrillo común  | -----             | 1,920 kg/m <sup>3</sup> |
| mampostería reforzada de 20 cm con f'm = 80 kg/cm <sup>2</sup>               | -----             | 300 kg/m <sup>2</sup>   |
| Ladrillo perforado de 14 cm  | -----             | 230 kg/m <sup>2</sup>   |
| Ladrillo tubular de 14 cm  | -----             | 171 kg/m <sup>2</sup>   |
| Ladrillo tayuyo de 11 cm   | -----             | 186 kg/m <sup>2</sup>   |

### 3.4.2 CARGAS VIVAS

Son fuerzas de corta duración pero que tienen la peculiaridad de ser variables en magnitud y ubicación. En estas cargas se incluyen personas, muebles, plantas, equipo no estacionario, en techos incluir carga de agua por lluvia; *debido a que las cargas verticales se les conoce también como gravitacionales existen dos condiciones especiales que generan acciones verticales y en mayor medida horizontales; por lo que se estudian por separado, ellas son:*

- el viento por efecto de las corrientes Jet y huracanes y
- los sismos producto de los terremotos

#### NOTAS de la TABLA 1607.1

- a) Los pisos en garajes o partes de edificaciones usados para el almacenamiento de vehículos motorizados deben ser diseñados para las cargas vivas uniformemente distribuidas de la tabla o las siguientes cargas concentradas: 1) para garajes de vehículos que transporten no más de 9 pasajeros, 3000 libras actuando en un área de 4.5 pulgadas por 4.5 pulgadas; 2) para estructuras mecánicas de estacionamiento sin losas o cubiertas las cuales son usadas para guardar vehículos de pasajeros solamente, 2250 libras por rueda
- b) Las cargas se aplican a pisos de cuartos de almacenamiento que soportan armarios de libros de doble acceso, no móviles, sujetos a las siguientes limitaciones:
  - i) La altura nominal de cada armario de libros no excede las 90 pulgadas;
  - ii) La profundidad nominal de los estantes no excede 12 pulgadas de cada lado del armario de libros y
  - iii) Filas paralelas de armarios de libros de doble acceso separados por pasillos de no menos de 36 pulgadas de ancho.
- c) Diseño de acuerdo con ICC Standard on bleachers, Folding and telescopic seating and grandstands.
- d) Otras cargas uniformes en acuerdo con métodos aprobados los cuales contengan especificaciones para cargas de camiones deben ser también consideradas donde sea apropiado.
- e) Las cargas concentradas de ruedas deben ser aplicadas en áreas de 20 pulgadas cuadradas
- f) La carga concentrada mínima sobre huellas (sobre área de 4 pulgadas cuadradas) es 300 libras.
- g) Relativo a acción de la nieve. No aplica
- h) Ver IBC sección 1604.8.3 para cubiertas fijadas a muros exteriores.

**TABLA 1607.1**  
**CARGAS VIVAS UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDAS Y CARGAS VIVAS CONCENTRADAS MÍNIMAS<sup>a</sup>**

| DESTINO O USO   | UNIFORME (psf)                               | CONCENTRADA (lbs.) |
|---|--|--------------------|
| 1. Departamentos (vea residencial)  | —  | —                  |
| 2. Sistemas de Acceso a pisos   |  |                    |
| Uso de Oficina  | 50   | 2,000              |
| Uso de Computadoras   | 100  | 2,000              |
| 3. Armarios y cuartos de entrenamiento  | 150  | —                  |
| 4. Áreas de concurrencia y teatros  |  |                    |
| Asientos fijos (anclados al piso)   | 60   |                    |
| Vestíbulos  | 100  |                    |
| Asientos móviles  | 100  | —                  |
| Escenarios y plataformas  | 125  |                    |
| Salas de proyección, control e iluminación  | 50   |                    |
| Pasillos, corredores  | 40   |                    |
| 5. Balcones (exterior)  | 100  |                    |
| En residencias de una y dos familias solamente, y no excediendo 100 ft. <sup>2</sup>          | 60   | —                  |
| 6. Cubiertas  | La misma que el destino servido <sup>b</sup> | —                  |
| 7. Bolerías de bowling  | 75   | —                  |
| 8. Cornisas   | 60   | —                  |
| 9. Corredores, excepto los indicados de otra manera   | 100  | —                  |
| 10. Halls y cuartos de baile  | 100  | —                  |
| 11. Comedores y restaurantes  | 100  | —                  |
| 12. Viviendas (vea residencial)   | —  | —                  |
| 13. Emparrillados de cuartos de máquinas de ascensores (sobre áreas de 4 pulg. <sup>2</sup> ) | —  | 300                |
| 14. Construcción de placas livianas de acabado de pisos (sobre áreas de 1 ft. <sup>2</sup> )  | —  | 200                |
| 15. Salidas de incendios  | 100  |                    |
| En viviendas de una familia solamente   | 40   | —                  |
| 16. Garajes (vehículos de pasajeros solamente)  | 40   | Nota a             |
| Camiones y ómnibus  | Vea Sección 1607.6                           |                    |
| 17. Tribunas (Vea estadios y gradas)  | —  | —                  |
| 18. Gimnasios, pisos principales y balcones   | 100  | —                  |
| 19. Pasamanos, barandas y barras de apoyo   | Vea Sección 1607.7                           |                    |
| 20. Hospitales  |  |                    |
| Quirófanos, laboratorios  | 60   | 1,000              |
| Cuartos privados  | 40   | 1,000              |
| Salas de hospital   | 40   | 1,000              |
| Corredores por arriba del primer piso   | 80   | 1,000              |
| 21. Hoteles (vea residencial)   | —  | —                  |
| 22. Bibliotecas   |  |                    |
| Cuartos de lectura  | 60   | 1,000              |
| Cuartos de almacenamiento   | 150 <sup>b</sup>                             | 1,000              |
| Corredores por arriba del primer piso   | 80   | 1,000              |
| 23. Fabricación   |  |                    |
| Liviano   | 125  | 2,000              |
| Pesado  | 250  | 3,000              |
| 24. Marquesinas   | 75   | —                  |

| DESTINO O USO  | UNIFORME (psf)      | CONCENTRADA (lbs.) |
|--|---------------------|--------------------|
| 25. Edificaciones de oficinas  |                     |                    |
| Los cuartos de archivo y computadoras deben ser diseñados para las cargas más pesadas basadas en el destino anticipado   |                     |                    |
| Vestíbulos y corredores de primer pisos.   | 100                 | 2,000              |
| Oficinas   | 50                  | 2,000              |
| Corredores por arriba del primer piso  | 80                  | 2,000              |
| 26. Instituciones penales  |                     |                    |
| Bloques de celdas  | 40                  | —                  |
| Corredores   | 100                 | —                  |
| 27. Residencial  |                     |                    |
| Viviendas de una y dos familias  |                     |                    |
| Áticos inhabitables sin almacenamiento   | 10                  |                    |
| Áticos inhabitables con almacenamiento   | 20                  |                    |
| Áticos habitables y áreas de dormitorio  | 30                  |                    |
| Toda otra área excepto balcones y cubiertas  | 40                  | —                  |
| Hoteles y viviendas multifamiliares  |                     |                    |
| Cuartos privados y corredores que los sirven   | 40                  |                    |
| Cuartos públicos y corredores que los sirven   | 100                 |                    |
| 28. Gradas para pasar revista, tribunas y graderías  | Nota c              | —                  |
| 29. Techos   | Vea Sección 1607.11 |                    |
| 30. Escuelas   |                     |                    |
| Cuartos de clase   | 40                  | 1,000              |
| Corredores arriba del primer piso  | 80                  | 1,000              |
| Corredores del primer piso   | 100                 | 1,000              |
| 31. Escotillas, refuerzos de claraboyas y cielorrasos accesibles   | —                   | 200                |
| 32. Aceras, sendas vehiculares y patios externos, sujeto a tránsito de camiones  | 250 <sup>d</sup>    | 8,000 <sup>e</sup> |
| 33. Pistas de patinaje   | 100                 | —                  |
| 34. Estadios y arenas  |                     |                    |
| Graderías  | 100 <sup>e</sup>    | —                  |
| Asientos fijos (anclados al piso)  | 60 <sup>e</sup>     | —                  |
| 35. Escaleras y salidas  |                     |                    |
| Viviendas de una y dos familias  | 100                 | Nota f             |
| Toda otra  | 40                  |                    |
|  | 100                 |                    |
| 36. Bodegas de almacenamiento (deben ser diseñadas para las cargas más pesadas si se requiere almacenamiento anticipado) |                     |                    |
| Liviano  | 125                 | —                  |
| Pesado   | 250                 | —                  |
| 37. Tiendas  |                     |                    |
| Por menor  |                     |                    |
| Primer piso  | 100                 | 1,000              |
| Pisos superiores   | 75                  | 1,000              |
| Por mayor, todos los pisos   | 125                 | 1,000              |
| 38. Barreras para vehículos  | Vea Sección 1607.7  |                    |
| 39. Sendas y plataformas elevadas (distintas a sendas de salida)   | 60                  | —                  |
| 40. Patios externos y terrazas, pedestres  | 100                 | —                  |

TABLA 16-A—CARGAS UNIFORMES Y CONCENTRADAS

| USO O DESTINO   |   | CARGA UNIFORME <sup>1</sup><br>(psf) | CARGA CONCENTRADA<br>(libras) |
|---|---|--------------------------------------|-------------------------------|
| Categoría   | Descripción   | x 0.0479 para kN/m <sup>2</sup>      | x 0.004 48 para kN            |
| 1. Sistemas de pisos de acceso  | Uso de oficina  | 50                                   | 2,000 <sup>2</sup>            |
|   | Uso de computadoras   | 100                                  | 2,000 <sup>2</sup>            |
| 2. Armerías   |   | 150                                  | 0                             |
| 3. Áreas de reunión <sup>3</sup> y auditorios y las galerías de los mismos          | Áreas fijas de asiento  | 50                                   | 0                             |
|   | Asientos móviles y otras áreas                                    | 100                                  | 0                             |
|   | Áreas de escenarios y plataformas encerradas                      | 125                                  | 0                             |
| 4. Cornisas y marquesinas   |   | 60 <sup>4</sup>                      | 0                             |
| 5. Instalaciones de salida <sup>5</sup>   |   | 100                                  | 0 <sup>6</sup>                |
| 6. Garajes  | Almacenamiento y/o reparación general                             | 100                                  | 7                             |
|   | Almacenamiento de vehículos motorizados privados o recreacionales | 50                                   | 7                             |
| 7. Hospitales   | Salas y cuartos   | 40                                   | 1,000 <sup>2</sup>            |
| 8. Bibliotecas  | Cuartos de lectura  | 60                                   | 1,000 <sup>2</sup>            |
|   | Cuartos para estantes de libros                                   | 125                                  | 1,500 <sup>2</sup>            |
| 9. Manufactura  | Liviana   | 75                                   | 2,000 <sup>2</sup>            |
|   | Pesada  | 125                                  | 3,000 <sup>2</sup>            |
| 10. Oficinas  |   | 50                                   | 2,000 <sup>2</sup>            |
| 11. Talleres de imprenta  | Salas de prensa   | 150                                  | 2,500 <sup>2</sup>            |
|   | Cuartos de composición y linotipo                                 | 100                                  | 2,000 <sup>2</sup>            |
| 12. Residencial <sup>8</sup>  | Área básica de piso   | 40                                   | 0 <sup>6</sup>                |
|   | Balcones exteriores   | 60 <sup>4</sup>                      | 0                             |
|   | Plataformas   | 40 <sup>4</sup>                      | 0                             |
|   | Almacenamiento  | 40                                   | 0                             |
| 13. Servicios Higiénicos <sup>9</sup>   |   |                                      |                               |
| 14. Graderías para desfiles, tribunas, estrados y asientos plegables y telescópicos |   | 100                                  | 0                             |
| 15. Cubiertas de techos   | Igual que el área servida o para el tipo de destino que acomoda   |                                      |                               |
| 16. Escuelas  | Aulas de clase  | 40                                   | 1,000 <sup>2</sup>            |
| 17. Aceras y caminos de acceso  | Acceso público  | 250                                  | 7                             |
| 18. Almacenamiento  | Liviano   | 125                                  |                               |
|   | Pesado  | 250                                  |                               |
| 19. Tiendas   |   | 100                                  | 3,000 <sup>2</sup>            |
| 20. Puentes y caminos peatonales  |   | 100                                  |                               |

<sup>1</sup> Ver en la Sección 1607 las reducciones de cargas vivas.

<sup>2</sup> Ver en la Sección 1607.3.3, primer párrafo, el área de aplicación de carga.

<sup>3</sup> Las áreas de reuniones incluyen Destinos tales como: salones de baile, salas de ejercicios, gimnasios, patios de recreo, plazas, terrazas y destinos similares que son generalmente accesibles al público.

<sup>4</sup> Cuando existen cargas de nieve que exceden la condiciones de diseño, la estructura debe diseñarse para soportar las cargas debidas al incremento de cargas generado por la acumulación de arrastres de nieve por las ventiscas o un mayor diseño para carga de nieve, según lo determine la autoridad competente. Véase la Sección 1614. Para techos de propósitos especiales, véase la Sección 1607.4.4.

<sup>5</sup> Las instalaciones de salida deben incluir usos tales como corredores que sirven a un número de ocupantes de 10 o más personas, balcones de salida al exterior, escaleras, escapes de incendios y usos similares.

<sup>6</sup> Los pasos individuales de escaleras deben diseñarse para soportar una carga concentrada de 1.33 kN (300 lbs) colocada en la posición que produciría el esfuerzo máximo. Los largueros de la escalera pueden diseñarse para la carga uniforme establecida en la tabla.

<sup>7</sup> Ver en la Sección 1607.3.3, segundo párrafo, las cargas concentradas. Véase en la Tabla 16-B las barreras vehiculares.

<sup>8</sup> Los destinos residenciales incluyen viviendas privadas, apartamentos y habitaciones de huéspedes en hoteles

<sup>9</sup> Las cargas de servicios higiénicos no deben ser menores que la carga para el destino al cual están asociadas, pero no deben exceder de 2.4 kN/m<sup>2</sup> (50 psf).



TABLA 16-B—CARGAS ESPECIALES<sup>1</sup>

| USO       |  | CARGA VERTICAL   | CARGA LATERAL                   |
|-----------|--|--|---------------------------------|
| Categoría | Descripción  | (libras por pie cuadrado a menos se indique de otra forma)                       |                                 |
|           |  | <sup>2</sup><br>x 0.0479 para kN/m   |                                 |
| 1         | Construcción, acceso público al lugar (carga viva)   | Pasillo, véase la Sección 3303.6   | 150                             |
|           |  | Toldo, véase la Sección 3303.7   | 150                             |
| 2         | Tribunas, graderías para desfiles, estrados y asientos plegables y telescópicos (carga viva) | Asientos y zócalos   | 120 <sup>2</sup>                |
| 3         | Accesorios de escenarios (carga viva)  | Pasarelas  | 40                              |
|           |  | Haz de luz desplazable, cuartos de proyección y de control                       | 50                              |
| 4         | Estructuras de techos (carga viva)   | Sobre escenarios   | 20                              |
|           |  | Todos los usos excepto sobre escenarios  | 10 <sup>4</sup>                 |
| 5         | Tabiques y muros interiores, véase la Sección 1611.5 (carga viva)                            |  | 5                               |
| 6         | Ascensores y montacargas de servicio (cargas muerta y viva)                                  |  | 2 x cargas totales <sup>5</sup> |
| 7         | Equipo mecánico y eléctrico (carga viva)   |  | Cargas totales                  |
| 8         | Grúas (cargas viva y muerta)   | Carga total incluyendo incremento por impacto                                    | 1.25 x carga total <sup>6</sup> |
| 9         | Barandas y barreras de balcones  | Instalaciones de salida que sirven a un número de ocupantes mayor de 50 personas | 0.10 x carga total <sup>7</sup> |
|           |  | Otras instalaciones además de las de salida                                      | 50 <sup>8</sup>                 |
|           |  | Componentes  | 20 <sup>8</sup>                 |
| 10        | Barreras vehiculares   | Véase la Sección 311.2.3.5   | 25 <sup>9</sup>                 |
| 11        | Pasamanos  |  | 6,000 <sup>10</sup>             |
| 12        | Estantes de almacenamiento   | Más de 2.4 m (8 ft) de altura  | Ver Nota al pie 11              |
| 13        | Soporte estructural de rociadores contra incendios   |  | Ver Nota al pie 11              |
| 14        | Exposición a explosiones   | Destinos peligrosos, véase la Sección 307.10                                     | Cargas Totales <sup>12</sup>    |
|           |  |  | Ver Tabla 16-O                  |
|           |  | 1112 N (250 lbs) más el peso de las tuberías llenas de agua <sup>13</sup>        | Ver Tabla 16-O                  |

<sup>1</sup> Las cargas tabuladas son cargas mínimas. Cuando este código o el diseño requieren otras cargas verticales que producen mayores esfuerzos, éstas deben utilizarse.

<sup>2</sup> Libras por pie lineal (x 14.6 para N/m).

<sup>3</sup> Cargas de arriostamiento para movimientos laterales de 350 N/m (24 psf) paralelas y 145.9 N/m (10 psf) perpendiculares a los asientos y zócalos.

<sup>4</sup> No se aplica a techos que tienen suficiente acceso total desde abajo, en los que no se requiere acceso dentro del espacio por encima del techo. No se aplica a los techos si las áreas de áticos por encima del techo no cuentan con accesos. La carga viva no debe considerarse actuando simultáneamente con otras cargas vivas aplicadas a la estructura del techo o a su estructura de soporte.

<sup>5</sup> Cuando se ha adoptado el Apéndice al Capítulo 30, véase los requisitos adicionales de diseño en las normas de referencias que se citan en dicho apéndice.

<sup>6</sup> Los factores de impacto que se incluyen son para grúas con ruedas de acero sobre rieles de acero. Estos factores pueden modificarse si se presentan datos técnicos fundamentados aceptables por la autoridad competente. Las cargas vivas en los tirantes de soporte de la grúa y sus conexiones deben considerarse como las cargas máximas de las ruedas de la grúa. Para los tirantes de soporte y conexiones de las grúas viajeras los factores de impacto serán 1.10.

<sup>7</sup> Esto se aplica en la dirección paralela a los rieles de desplazamiento (longitudinal). El factor para las fuerzas perpendiculares al riel es 0.20 veces las cargas que se desplazan transversalmente (vagonetas, cabinas, ganchos y cargas levantadas). Las fuerzas deben aplicarse a la parte superior del riel y pueden distribuirse entre los rieles de múltiples grúas y deben distribuirse con la debida consideración a las rigideces laterales de las estructuras que soportan estos rieles.

<sup>8</sup> Una carga por pie lineal (x 14.6 para N/m) por aplicarse horizontalmente en ángulo recto al riel superior.

<sup>9</sup> Los rieles intermedios, rellenos de paneles y sus conexiones deben tener la capacidad de soportar una carga de 1.2 kN/m<sup>2</sup> (25 psf) aplicada horizontalmente en ángulo rectos sobre toda el área tributaria, incluyendo aberturas y espacios entre los rieles. Las reacciones debidas a esta carga no necesitan combinarse con las de la Nota al pie 8.

<sup>10</sup> Una carga horizontal en N (libras) aplicada en ángulo recto a la barrera vehicular a una altura de 457 mm (18 in) sobre la superficie de estacionamiento. La fuerza puede distribuirse sobre una área de 304.8 mm<sup>2</sup> (1 ft<sup>2</sup>).

<sup>11</sup> El montaje de los pasamanos debe ser tal que el pasamanos completo y su estructura de soporte puedan soportar una carga de por lo menos 890 N (200 lbs) aplicada en cualquier dirección en cualquier punto del pasamanos. No debe asumirse que estas cargas actúan acumulativamente con el ítem 9.

<sup>12</sup> Los elementos verticales de los estantes de almacenamiento deben protegerse de las fuerzas de impacto del equipo de operaciones o los estantes deben diseñarse de modo que la falla de un miembro vertical no produzca el colapso de otra nave además de la(s) nave(s) directamente soportada(s) por ese elemento.

<sup>13</sup> La carga de 1.11 kN (250 lbs) debe aplicarse a cualquier punto de soporte de rociadores contra incendios pero no simultáneamente a todas las juntas de apoyo.

TABLA 16-C—CARGAS VIVAS MÍNIMAS PARA TECHOS<sup>1</sup>

| PENDIENTE DEL TECHO  | MÉTODO 1  |            |            | MÉTODO 2                          |   |  |
|--|---|------------|------------|-----------------------------------|---|--|
|  | Área tributaria cargada en pies cuadrados para cualquier elemento estructural |            |            | Carga Uniforme <sup>2</sup> (psf) | Proporción de reducción <i>r</i> (porcentaje) | Reducción máxima <i>R</i> (porcentaje) |
|  | X 0.0929 para m <sup>2</sup>  |            |            |                                   |   |  |
|  | 0 to 200  | 201 to 600 | Mas de 600 |                                   |   |  |
|  | Carga Uniforme (psf)  |            |            |                                   |   |  |
| X 0.0479 para kN/m <sup>2</sup>  |   |            |            |                                   |   |  |
| 1. Plano <sup>3</sup> o con inclinación menor de 4 unidades verticales en 12 unidades horizontales (pendiente del 33.3%). Arco o bóveda con inclinación menor que un octavo de la luz.   | 20  | 16         | 12         | 20                                | .08   | 40                                     |
| 2. Inclinación de 4 unidades verticales a menos de 12 unidades verticales en 12 unidades horizontales (pendiente del 33.3% a menos del 100%). Arco o bóveda con inclinación de un octavo de la luz a menos de tres octavos de la luz | 16  | 14         | 12         | 16                                | .06   | 25                                     |
| 3. Inclinación de 12 unidades verticales en 12 unidades horizontales (pendiente del 100%) y mayor. Arco o bóveda con inclinación de tres octavos de la luz o mayor   | 12  | 12         | 12         | 12                                | No se permiten reducciones                    |  |
| 4. Toldos, excepto cubiertos con tela <sup>4</sup>   | 5   | 5          | 5          | 5                                 |   |  |
| 5. Invernaderos, casas de tablonés y edificaciones agrícolas <sup>5</sup>  | 10  | 10         | 10         | 10                                |   |  |

<sup>1</sup> Cuando existen cargas de nieve, la estructura del techo debe diseñarse para soportar dichas cargas según lo determine la autoridad competente. Véase la Sección 1614. Para techos de propósitos especiales, véase la Sección 1607.4.4.

<sup>2</sup> Ver en las Secciones 1607.5 y 1607.6 las reducciones de cargas vivas. La proporción de reducción *r* en la Sección 1607.5 Fórmula (7-1) debe ser el indicado en la tabla. La máxima reducción *R* no debe exceder el valor indicado en la tabla.

<sup>3</sup> Un techo plano es cualquier techo con una pendiente menor de 1/4 de unidad vertical en 12 unidades horizontales (pendiente de 2%). La carga viva para los techos planos es adicional a la carga de embalse que requiere la Sección 1611.7

<sup>4</sup> Como se define en la Sección 3206.

<sup>5</sup> Véase en la Sección 1607.4.4 los requisitos de cargas concentradas para los elementos de los techos de invernaderos.

**NOTA**

- Las tabla numeradas con 16A , 16B , 16 C corresponden al UBC 97
- Para mayor información sobre cargas vivas ver también IBC Sección 1607.

**3.4.2.1 CARGAS DE LLUVIA**

Las partes de los techos deberán estar diseñados para soportar la carga que genera el agua de lluvia que se acumulará sobre la misma si el sistema de desagüe para ese techo se tapara; si la pendiente de los pañuelos es menor o igual al 2% el autor del presente recomienda considerar un tirante de agua acumulada de 10 centímetros, disminuyendo en forma proporcional al incremento de la pendiente, seguir lo establecido en el IBC-2003 Sección 1611.

### 3.5 ANALISIS DE CARGAS HORIZONTALES

Debido a la característica que tienen este tipo de cargas, especialmente las provenientes de huracanes (en Guatemala, también se presenta la acción de las corrientes Jet) y terremotos principalmente, sin olvidar las provocadas por inundaciones.

Las consideraciones más importantes de la acción del viento en nuestro medio están relacionadas con techos, rótulos, vidrieras, muros perimetrales, paredes que no están integradas a sistemas de diafragmas, elementos que no ejercen una acción que coadyuvé en la resistencia estructural dentro del sistema pero que si genera acciones que incrementan o cambian la acción de las fuerzas exógenas. *Como esto de fachendear me divierte y puedo caer en el oropel de mis problemas psicosomáticos, aquí lo dejo.*

De mi libro no publicado sobre consideraciones sísmicas para Guatemala, en la que también hago mención con fecha de esos documentos, para aclarar de cuál es el origen de ciertos criterios personales:

La base de nuestra bibliografía para este trabajo es: SEAOC 1999 (BLUE BOOK), U.B.C. 97, I.B.C.(del 2000 al 2006), ASCE7 – 2005.

Dentro de las primeras dificultades a causa de la gran variedad y complejidad de estructuras, mencionamos: la interpretación de los códigos y reglamentos, los alcances y limitaciones de las recomendaciones, las sugerencias de procedimientos constructivos, el conocimiento y experiencia de las áreas de trabajo, materiales y mano de obra.

Los requerimientos mínimos estandarizados en las estructuras para proporcionar seguridad a los humanos, en nuestro caso específico por la actividad sísmica. Los requisitos propuestos por los códigos sismo resistentes, pretenden principalmente proporcionar seguridad a la vida y las fallas estructurales; no limitar los daños, mantener en funcionamiento la estructura, o que las reparaciones sean fáciles.

Específicamente el diseño de fuerzas está basado en la suposición en el compartimiento inelástico del suelo por movimiento extremo. La representación de los elementos estructurales por los diferentes niveles de fuerzas y deformaciones que generalmente se interpreta como un comportamiento elástico lineal. En si la estructura podrá resistir terremotos de baja y mediana intensidad, (tomar en cuenta que hasta el 2008 el ACI-318 modifico al llamado CDS categoría de diseño sísmico) con posibles daños en los elementos no estructurales. Resistir terremotos de gran magnitud sin que colapse, pero con posibles daños estructurales.

El nivel de daño de la estructura depende de varios factores, entre los que se mencionan: la intensidad y duración del sismo, configuración de la estructura, tipo de sistema sismo resistente, tipo de materiales utilizados en la construcción, mano de obra y supervisión.

Cuando se habla de intensidad y duración del sismo, lo relacionamos con los causantes y formas de medirlos.

En relación a la configuración de la estructura, se tiene en cuenta los tipos de carga, uso de la estructura.

Para el sistema sismo resistente de la estructura, nos pone en relación directa a la ubicación y localización de la estructura respecto a fallas geológicas.

En cuanto a los materiales, mano de obra y supervisión; nos obliga a contar con planos estructurales detallados de armados, uniones, otros. Continuidad de tipo de uso y posibles modificaciones de la estructura, efecto y accionar de las obras no estructurales sobre la estructura.

### 3.5.1 CARGAS DE VIENTO

El viento de acuerdo a la mecánica de fluidos es aire en movimiento y se rige por los principios de la misma, la que presenta efectos de flujos netos de fuerza en y al redor de la estructura y en la superficie del suelo; de allí que todas las estructuras en su conjunto y parte de ellas deben diseñarse y construirse para resistir los efectos del viento determinados en cada lugar. Se supondrá, de acuerdo al UBC-97 Sección 1615 e IBC-03 Sección 1609, que el viento proviene de cualquier dirección horizontal, así mismo, no se debe considerar ninguna reducción de presión del viento por el efecto de protección de las estructuras colindantes.

Los vientos se clasifican de acuerdo a su velocidad, una de ellas puede ser:

- **BRISA** con velocidad de hasta  $6 \text{ km/h}$
- **VIENTO FUERTE** velocidades de  $50$  a  $60 \text{ km/h}$
- **HURACAN** en promedio pueden alcanzar velocidades de  $160 \text{ km/h}$

Una forma usada y recomendada para el cálculo de velocidades del viento, es:

- Sobre el plano vertical totalmente expuesto al viento, en cimas de cerros o edificios expuestos al mar  $160 \text{ km/h}$
- En fachadas, si da directamente a una calle abierta de ciudad:  $75 \text{ km/h}$
- Edificaciones en las áreas centrales de centros urbanos:  $35 \text{ km/h}$

Algunos valores experimentales para la determinación del empuje del viento en  $\text{Kg/cm}^2$  para superficies verticales son:

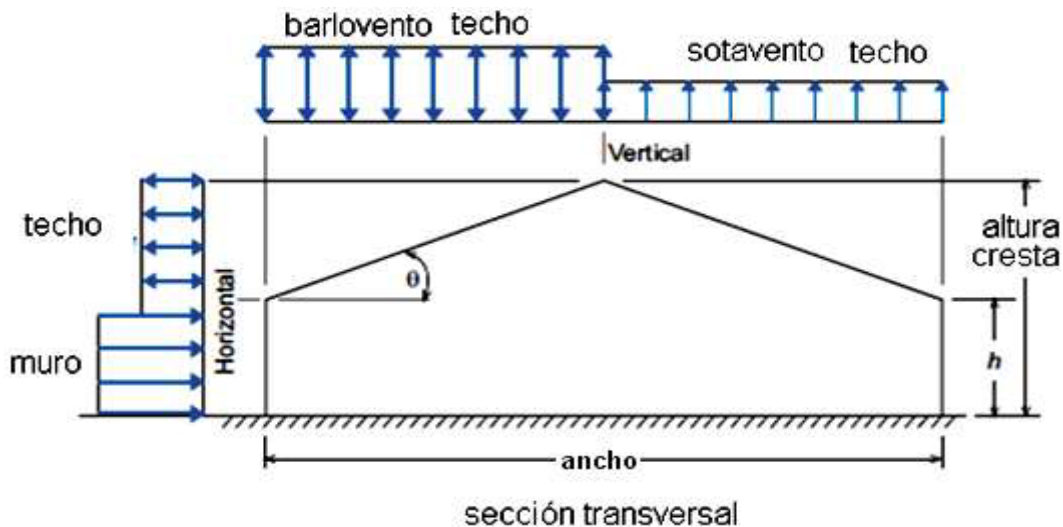
- $P_s = 0.0075v^2$  para valores inferiores de presiones
- $P_s = 0.0092v^2$  para valores altos de presiones
- $P_s = 0.0083v^2$  para valores promedios de presión

El empuje que provoca el viento, intervienen muchas variables para la determinación de el mismo, por lo que se utilizan procedimientos simplistas para tener idea de la INTENSIDAD (que es la energía que provoca el viento, es decir la

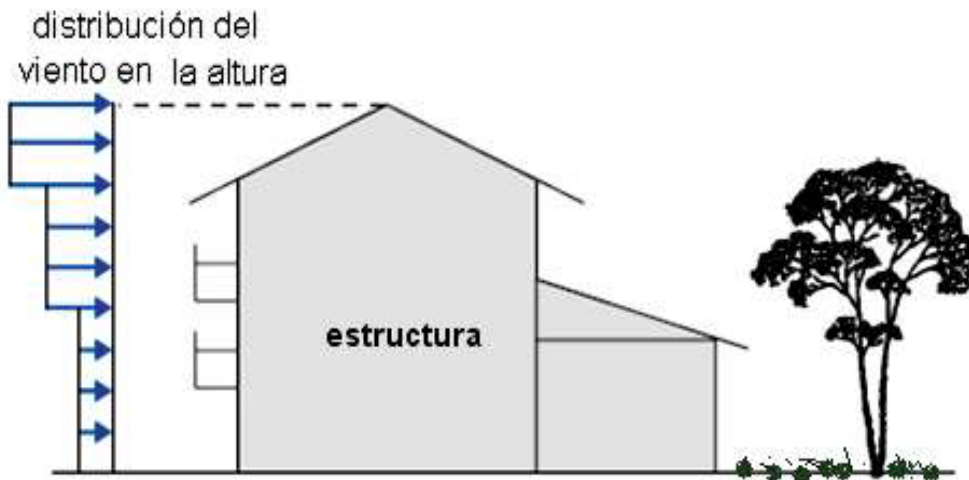
presión que ejerce en el tiempo) y POTENCIA del viento (que es la presión instantánea), circulando en diferentes medios (es decir tipos y formas de estructuras individuales y en conjunto, rugosidad del relieve, ubicación).



En las estructuras se presentan acciones del viento frontalmente (BARLOVENTO) donde la acción del viento es más intensa y en la parte posterior genera succión (SOTAVENTO) donde se presentan acciones puntuales más fuertes; estas acciones van acompañadas de corrientes de escape en los laterales y por los techos.



En la sección 1609.4 del IBC 2003 se dan las recomendaciones correspondientes para la determinación de la fuerzas de viento.



Un procedimiento simplista para determinar la Succión provocada por el viento es mediante la fórmula:

$$s = 0.0058v^2 \text{ Kg/metro}^2$$

Cuando las superficies son **inclinadas** el empuje (e) y la succión (s) se calculan:

Barlovento 
$$e = P_s \left[ \frac{2 \operatorname{sen}\alpha}{1 + \operatorname{sen}\alpha^2} \right] \text{ Kg/metro}^2$$

Sotavento

$$s = [0.0027 \operatorname{sen}\alpha + 0.0031 \operatorname{sen}(90 - \alpha)] v^2 \text{ Kg/metro}^2$$

### 3.5.2 CARGAS DE SISMO

#### 3.5.2.1 CONSIDERACIONES GENERALES

La naturaleza como parte del universo y creación DIVINA con un orden y propósito, es lo que nos permite hacer consideraciones de comportamiento de causa y efecto. Por lo que los axiomas, principios de la física y mecánica son aplicadas con validez en la naturaleza.

### 3.5.2.1.1 MOVIMIENTO:

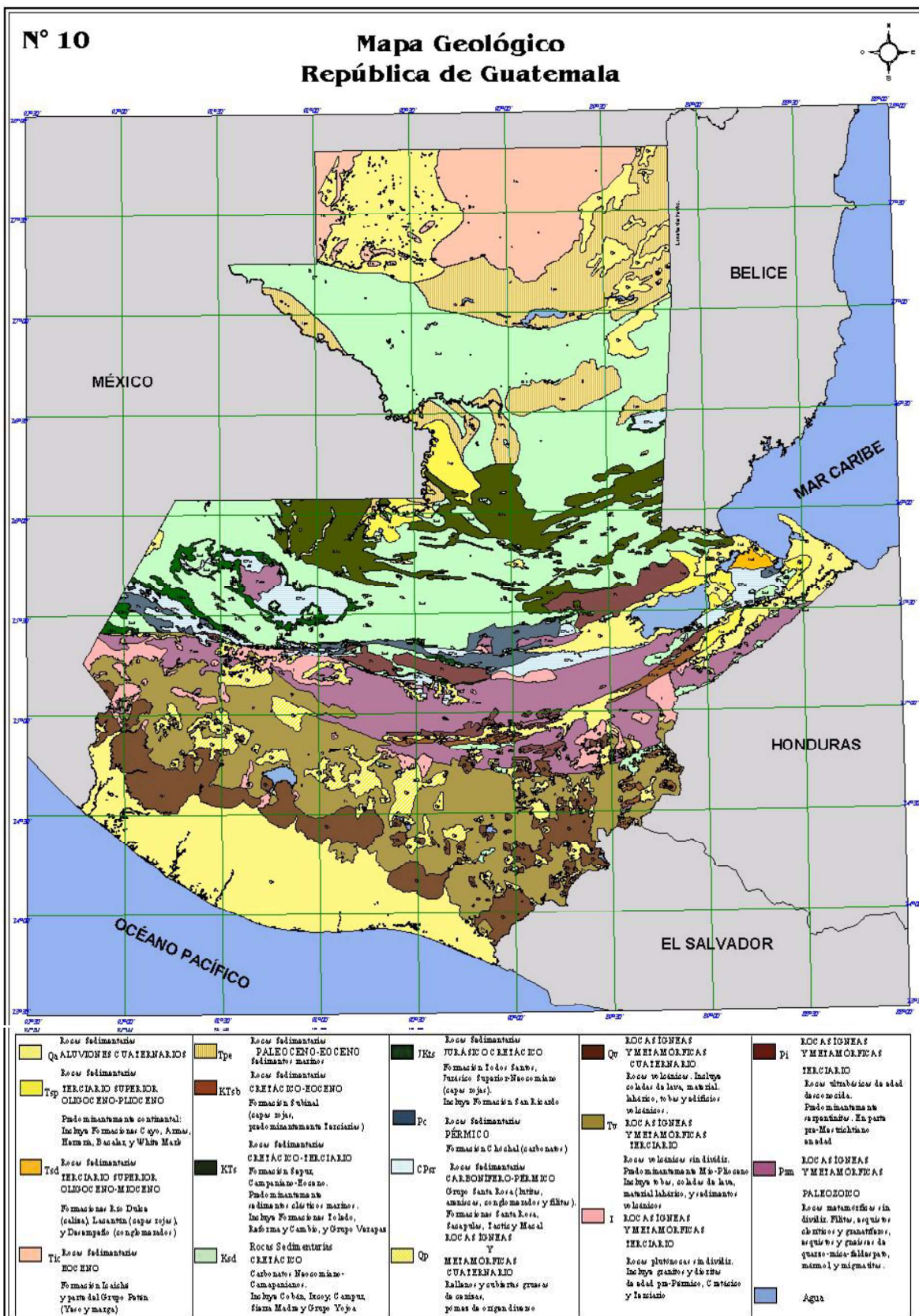
Concepto que lo relacionamos con cambio, desplazamiento en función del tiempo; es decir que mantenemos una relación entre movimiento y tiempo. De allí que la tierra con sus tres movimientos como conjunto participa de esta relación, de esto también podemos mencionar que las rocas las podemos clasificar por su evolución, llamándose:

- IGNEAS las que fueron constituidas por materias incandescentes (volcánicas o plutónicas, según provengan o no de volcanes)
- SEDIMENTARIAS las que se han disgregado por la acción de agentes exógenos.
- METAMORFICAS las que con el transcurso del tiempo han tenido alteraciones por medios químicos, físicos o mecánicos

La corteza de la tierra es delgada comparativamente con su radio promedio, de aproximadamente 32 km, formada por capas

1. EXTERIOR de rocas graníticas
2. INTERIOR de rocas basálticas

Después de la corteza existe la discontinuidad llamada MOHOROVICIC que se considera que está constituida por silicatos de hierro y de magnesio, luego el MANTO que se cree tiene 2900 km de espesor y suponen formado por óxidos y sulfuros. La otra discontinuidad que encierra al núcleo, que se cree está formada de hierro y níquel. Todo en movimiento: en espacio-tiempo en un equilibrio dinámico.





**BRADISISMOS** movimientos lentos de la corteza de la tierra, como el caso del distrito federal en México que se hunde lentamente o en zonas de mantos arenosos que tienden a deslizarse lentamente.

**TAQUISISMOS** movimientos bruscos, clasificados en:

- a. **MICROSISMOS** cuando son registrados únicamente por sismógrafos
- b. **MACROSISMOS** cuando son evidentes y perceptibles, por las personas y estructuras.
- c. **MEGASISMOS** cuando cambian súbitamente las condiciones cotidianas del área de influencia y que influyen en su hábitat.

De la idea del equilibrio energético, los movimientos sísmicos están influenciados por condiciones:

- **Térmicas:** para entender a nivel macro este fenómeno, mencionamos la acción puntual de la expansión y contracción térmica o el encogimiento del concreto, mortero, que generan esfuerzos en los elementos.
- **Radioactividad:** fenómeno relacionado con la estructura de la materia: solido – líquido y la actividad de estos estados en sí mismos y entre ellos.
- **Magnetismo** se deberá tener presente esta acción, conociendo la carta isogónica
- **Fuerza gravitacional** la influencia que la Luna ejerce sobre la tierra.

Carta ISOGONICA

### INTERPRETACIÓN

La declinación magnética se representa a principios del año 1970 por líneas isogónicas en color rojo; es decir, líneas de igual declinación.

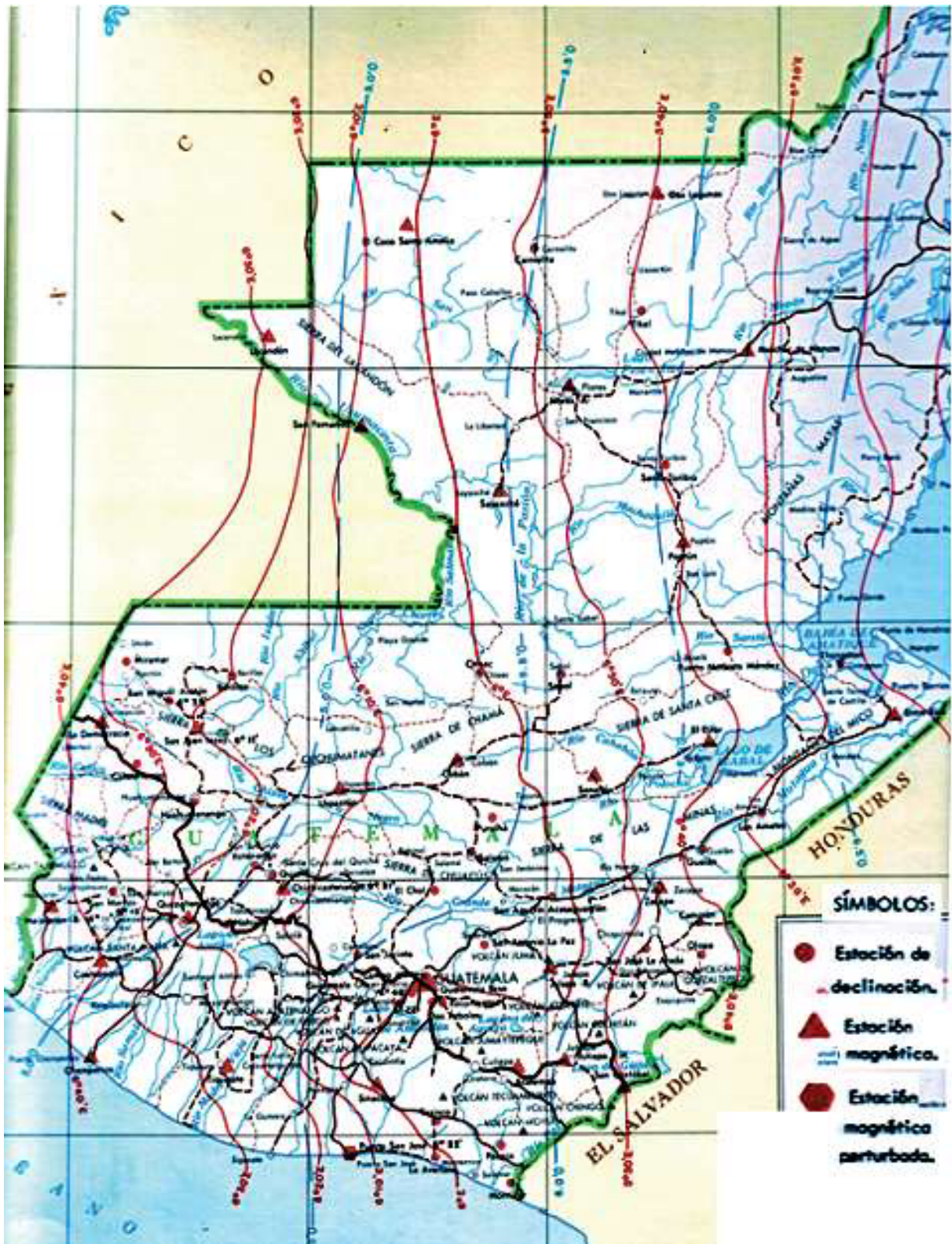
Las líneas se han trazado para mostrar una distribución relativamente igual. Las irregularidades restantes en éstas, deben considerarse como una indicación de anomalías locales y no como una exacta representación de la declinación.

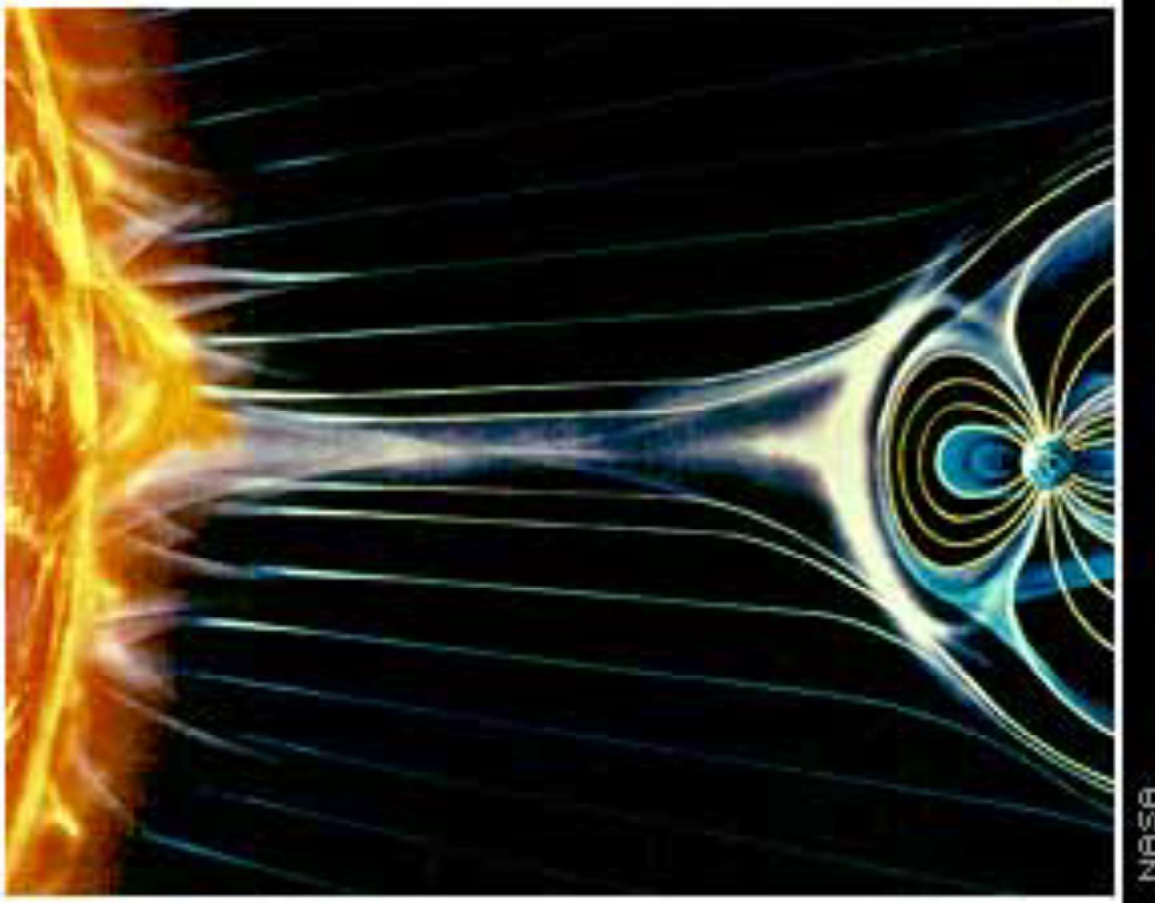
La punta norte de la aguja magnética se desvía en este período hacia el oeste en la región. La variación anual se indica por las líneas isopóricas de trazos en color azul, es decir, de igual cambio anual. El desplazamiento representa una disminución de la declinación magnética.

**EJEMPLO:**

Se desea conocer la declinación magnética, en mayo de 1972, para Mazatenango, cabecera departamental de Suchitepéquez.

1. Interpólese el valor de las líneas isogónicas en las que está circunscrito el lugar:  $6^{\circ}24' \text{ E.}$
2. Interpólese las líneas de variación anual en las que está circunscrito el lugar y multiplíquese por el período de tiempo:  $5.17' \times 2.33 = 12.05'$  al oeste.
3. Súmense algebraicamente los valores de 1 y 2:  
 $6^{\circ}24' \text{ E} + 12.05 \text{ O} = \text{LA DECLINACIÓN ES } 6^{\circ}11.95' \text{ E.}$





Acción de las tormentas Solares sobre la Tierra

### 3.5.2.1.2 MODELACION MATEMATICA

El principio de la dinámica es la naturaleza del movimiento y este se aplico en la modelación matemática de los fenómenos naturales, en el movimiento de las partes de maquinas y en nuestro caso particular a las estructuras. La relación Acción-Reacción, es decir la respuesta que la estructura tiene ante la acción de fuerzas a la que es requerida, la representamos en forma de deformaciones y aún más simplista en derivadas, que se limitan, para el ingeniero, hasta su punto de falla. Las formas básicas de la modelación son:

- ✓ TRASLACIÓN cuando un objeto se mueve siguiendo un desplazamiento lineal simple, a partir de un punto de referencia.
- ✓ ROTACIÓN cuando el movimiento puede medirse en forma angular, es decir su giro a partir de una línea de referencia.

#### MOVIMIENTO DE UN CUERPO RIGIDO

Entre más rígido es un cuerpo menor son los efectos de deformación interna, es decir que las partículas del cuerpo mantienen una relación fija entre sí. Los movimientos posibles de cuerpos rígidos tenemos:

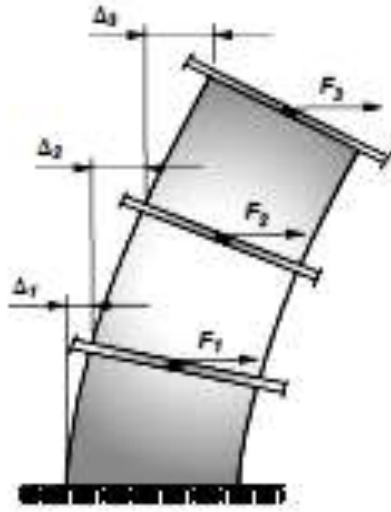
- **TRASLACIÓN** todas las partículas del cuerpo se mueven en la misma dirección al mismo tiempo.
- **ROTACIÓN** todos los puntos del cuerpo describen trayectorias circulares con respecto a un eje de referencia fijo (eje de rotación).
- **MOVIMIENTO PLANO** se produce cuando todos los puntos del cuerpo se mueven en planos que son paralelos (este movimiento en los planos puede ser cualquier combinación de traslación o rotación)

### MOVIMIENTO DE CUERPOS DEFORMABLES

Forma compleja del movimiento de los cuerpos donde la energía total externa que llega a ellos, en nuestro caso a la estructura, provoca que los cuerpos o elementos de la estructura transformen esa energía de fuerzas, (a nivel de elementos estructurales y de sistemas estructurales) en:

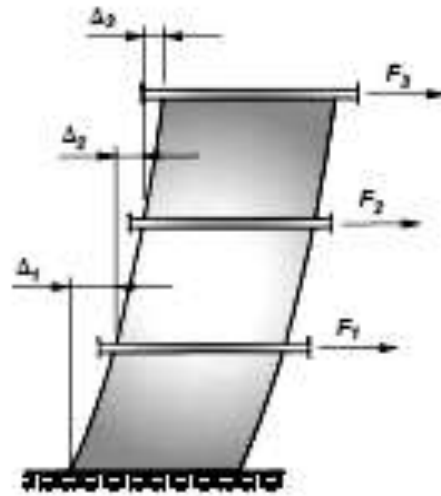
- **DEFORMACIÓN** lineal, volumétrica, rotacional.  
Esta deformación se manifiesta como la pérdida de la relación entre sí de las partículas, de los elementos y sistemas, superando su Resiliencia, su elasticidad, hasta llegar a su límite elasto-plástico.
- **VARIACIÓN TÉRMICA** con el cambio de temperatura.  
Como este tipo de movimiento que se genera en la estructura, se considera que la misma actúa como un todo, de allí que se determina una rigidez equivalente al sistema, tomando como parámetro más importante el módulo de elasticidad del elemento más crítico de la estructura, siendo en mampostería el mamposte, así como en el hormigón armado, se toma el hormigón.

### INTEGRACIÓN DE LA DERIVA



(a)

*deriva de flexión*

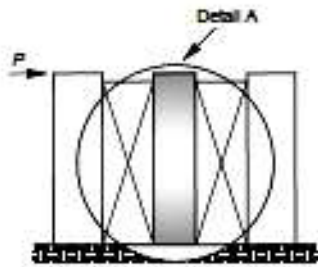


(b)

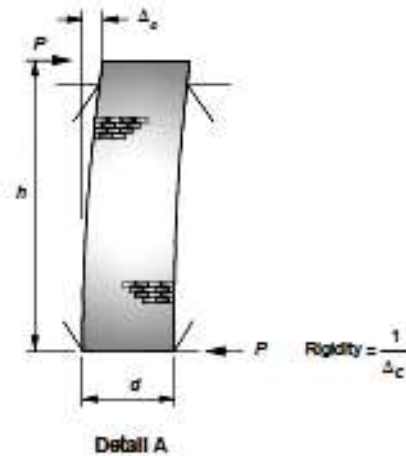
*deriva de corte*

$$\Delta_c = \Delta_f + \Delta_v = \frac{Ph^3}{3E_m I} + \frac{1.2Ph}{AE_G}$$

DERIVA EN VOLADIZO



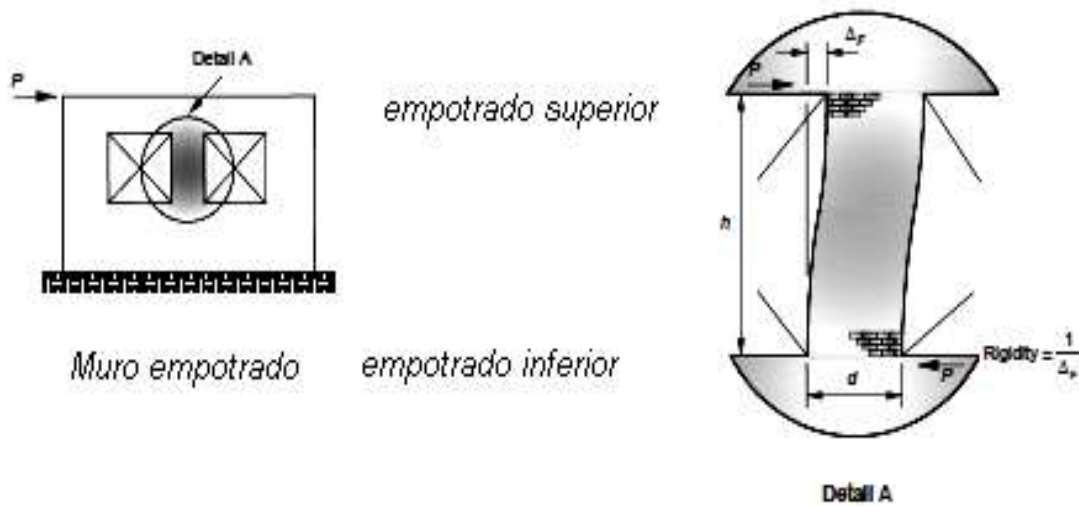
*Muro en voladizo  
empotrado inferior  
con desplazamiento superior*



Simplificada:  $\Delta_c = \Delta_{cantilever} = 0.4 \left[ \frac{h}{d} \right]^3 + 0.3 \left[ \frac{h}{d} \right]$

Rigides en voladizo:  $R_c = \frac{1}{\Delta_c}$

DERIVA EMPOTRADO - EMPOTRADO



$$\Delta_c = \Delta_f + \Delta_v = \frac{Ph^3}{12E_m I} + \frac{1.2Ph}{AE_G}$$

Simplificada:  $\Delta_c = \Delta_{cantilever} = 0.1 \left[ \frac{h}{d} \right]^3 + 0.3 \left[ \frac{h}{d} \right]$

Rigides empotrado:  $R_f = \frac{1}{\Delta_f}$

Donde:

$\Delta_f =$  deriva por flexión

$\Delta_v =$  deriva por corte

P = carga lateral sobre el muro

h = altura del muro

A = área de la sección del muro

I = momento de inercia del muro  $I = \frac{td^3}{12}$

$E_m =$  modulo de elasticidad del mamposte

G = modulo de elasticidad en corte

**IBC 2003: DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE PISO PERMITIDO**

TABLA 1617.3

| EDIFICACIÓN   | GRUPO DE USO SÍSMICO |         |         |
|---|----------------------|---------|---------|
|   | I                    | II      | III     |
| Que no tienen muros de corte de mampostería, hasta 4 pisos con muros interiores, tabiques, cielorrasos y muros externos para controlar desplazamientos relativos de piso. | 0.025 h              | 0.020 h | 0.015 h |
| Edificaciones de muros de corte de mampostería en voladizo  | 0.010 h              | 0.010 h | 0.010 h |
| Otras edificaciones de muros de corte de mampostería  | 0.007 h              | 0.007 h | 0.007 h |
| Edificaciones de estructura de muros de mampostería   | 0.013 h              | 0.013 h | 0.010 h |
| Toda otra edificación   | 0.020 h              | 0.015 h | 0.010 h |

### UBC-97 1630.9 DESPLAZAMIENTOS

El desplazamiento elástico  $\Delta_s$  es determinado en el análisis estructural, usando cargas estáticas correspondientes. El máximo desplazamiento inelástico  $\Delta_M$  es:

$$\Delta_M = 0.7R\Delta_s$$

$$\Delta_s = 0.020 h_{sx} \text{ para } T \geq 0.7 \text{ seg}$$

$$\Delta_s = 0.025 h_{sx} \text{ para } T < 0.7 \text{ seg}$$

$$H_{sx} = \text{altura del nivel considerado } x$$

El UBC limita el desplazamiento de piso de una estructura, como un desplazamiento  $\Delta_o$  relativo entre dos niveles de altura  $h$  adyacentes de la estructura, como respuesta inelástica máxima.

### 3.5.3 REQUERIMIENTOS SISMICOS PARA MAMPOSTERÍA

Los requerimientos especiales del diseño de mampostería dados por ASCE7, Sección 14.4, enfocados a la determinación del factor R, se tomará en cuenta en el análisis y determinación de las fuerzas generadas por terremotos los requerimientos de calidad de los materiales y de la construcción.

Para calcular el corte que llega al muro:

Primero debemos seleccionar el criterio para sismo a utilizar; ya definido el mismo, (en este caso el propuesto por el UBC, SEAOC) seguimos los siguientes pasos:

a. **CATEGORIA DE DESTINO:** factor de importancia:  $1 \leq I \leq 1.5$

| CATEGORIA DE USO SISMICO | NATURALEZA DE: OCUPACION O DESTINO   | FACTOR DE IMPORTANCIA |
|--------------------------|--|-----------------------|
| I                        | Ocupación estándar y de baja peligrosidad de la estructura para la vida                                  | 1                     |
| II                       | Estructuras de considerable peligrosidad para la vida. Estructuras donde hay concentraciones de personas | 1.25                  |
| III                      | Estructuras esenciales o alta peligrosidad   | 1.50                  |

b. **GEOLOGIA Y CARACTERISTICAS DEL SUELO DEL LUGAR**

Tipo Perfil de suelo, cuando no se conozcan las propiedades del suelo, emplear:

$S_D$  = Espectro de aceleración de suelo Tipo D

Categoría de diseño sísmico basada en aceleración de respuesta para período corto  $S_{DS}$  y de período para 1 seg :  $S_{D1}$

| $S_{DS}$            | $S_{D1}$             | GRUPO |
|---------------------|----------------------|-------|
| $0.5 g \leq S_{DS}$ | $0.20 g \leq S_{D1}$ | D     |

c. **REQUISITOS DE CONFIGURACIÓN:**



| IRREGULARIDAD EN PLANTA |                             |  | Description  |
|-------------------------|-----------------------------|--|--|
| 1a                      | Torsional                   |  | $\Delta_2 > 1.2 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$                            |
| 1b                      | Torsional extrema           |  | $\Delta_2 > 1.4 \left( \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \right)$                            |
| 2                       | Esquinas entrantes          |  | proyección $b > 0.15 a$<br>y<br>proyección $d > 0.15 c$                                  |
| 3                       | discontinuidad de diafragma |  | área de abertura $> 0.5 a b$<br>o<br>aberturas mayores al 50% de la proyección en planta |

d. CARACTERISTICAS AL RIESGO SISMICO DEL LUGAR:

Zona sísmica: usar  $Z = 0.4$

d.1 FACTOR DE CERCANÍA A LA FUENTE DE ORIGEN:

Este valor está relacionado con el tipo de lugar de cualquier origen del sismo que el SEAOC clasifica en : A , B , C.

Para Guatemala en general tipo B, que usar:

$$N_a \text{ cercanía del vector aceleración} \quad 1 \leq N_a \leq 1.3$$

$$N_v \text{ cercanía del vector velocidad} \quad 1 \leq N_v \leq 1.6$$

d.2 COEFICIENTE DE RESPUESTA SISMICA:

$$C_a = 0.44 N_a$$

$$C_v = 0.64 N_v$$

e. **SISTEMAS ESTRUCTURALES:** SEAOC – UBC

Sistemas de muros de carga: UBC 97: Mampostería con estructuras de altura máxima de 160 pies

$$R_d = 1.8$$

$$R_o = 2.5$$

$$R = 4.5 \quad \text{donde } R = R_d \times R_o$$

$$\Omega_o = 2.8 \quad \Omega_o = 1.1 R_o$$

IBC: PARA MAMPOSTERIA

| FACTOR     | Muros especiales | Muros intermedios | Muros comunes | Muros simples |
|------------|------------------|-------------------|---------------|---------------|
| R          | 5                | 3.5               | 2.5           | 2             |
| $\Omega_o$ | 2.5              | 2.5               | 2.5           | 2.5           |
| $C_d$      | 3.5              | 2.25              | 1.75          | 1.75          |

Donde:

**R** = Coeficiente de modificación de respuesta =  $(V_E) / (V_S)$

$\Omega_o$  = Factor de sobre-resistencia del sistema

**C<sub>d</sub>** = Coeficiente de deflexión  $C_d = (\delta_x / \delta_{xe})$

La fuerza lateral  $V_S$  es equivalente al el corte basal  $V_B$

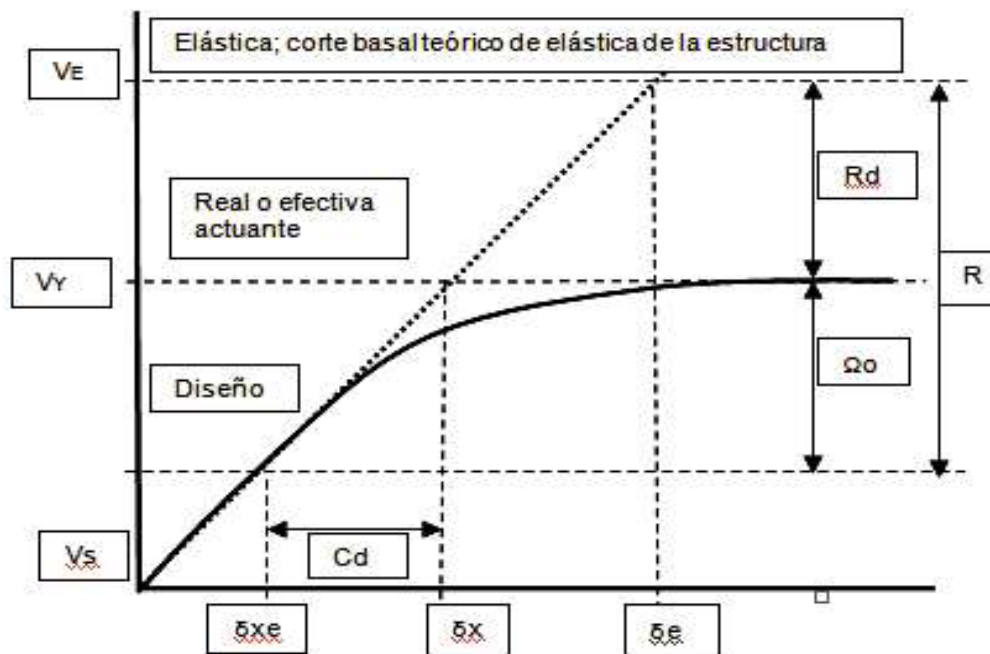
$v_x, v_y, v_s$  corresponden a las fuerzas laterales.

$\delta_{xe}$  desplazamiento por análisis estático por unidad de carga

$$\delta_{xe} = ((h / L)^3 + 3 (h / L)) / (t E_m)$$

$\delta_x$  desplazamiento de diseño =  $(C_d \delta_{xe}) / (\text{Inercia})$

$\delta_e$  desplazamiento lateral



f. **FACTOR DE CONFIABILIDAD/REDUNDANCIA:** “  $\rho$  “  $1 \leq \rho \leq 1.5$

$r_{max}$  = Relación del corte de piso de diseño, resistido por un elemento individual, soportando la mayor fuerza de corte en el piso en relación al corte total del piso para una dirección dada.

PARA MUROS DE CORTE:  $\rho = 2 - \frac{20}{r_{max} \sqrt{A_B}}$  *sistema ingles*

$$\rho = 2 - \frac{6.1}{r_{max} \sqrt{A_B}} \text{ sistema metrico}$$

$r_{max}$  = al muro de corte más importante multiplicado por:

$$\frac{10}{L_w} \leq 1 \text{ sistema ingles}$$

$$\frac{3.3}{L_w} \leq 1 \text{ sistema métrico}$$

**y dividido por el esfuerzo cortante total**

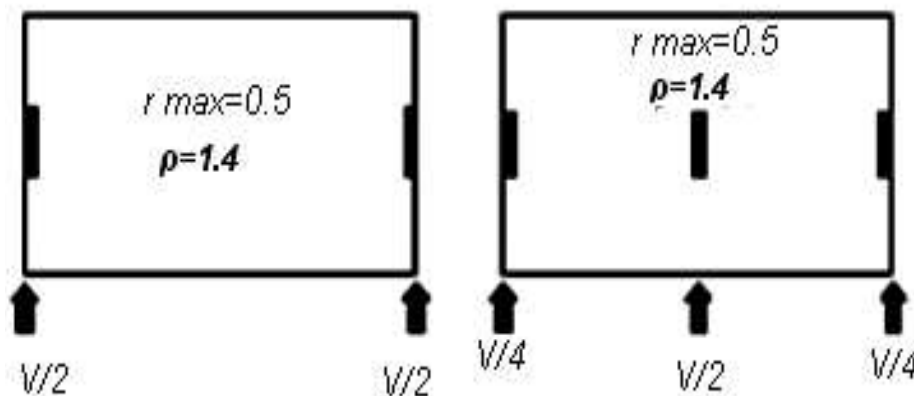
$L_w$  = longitud del muro

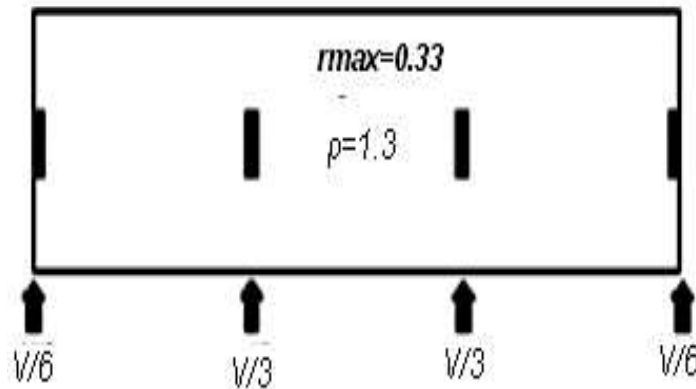
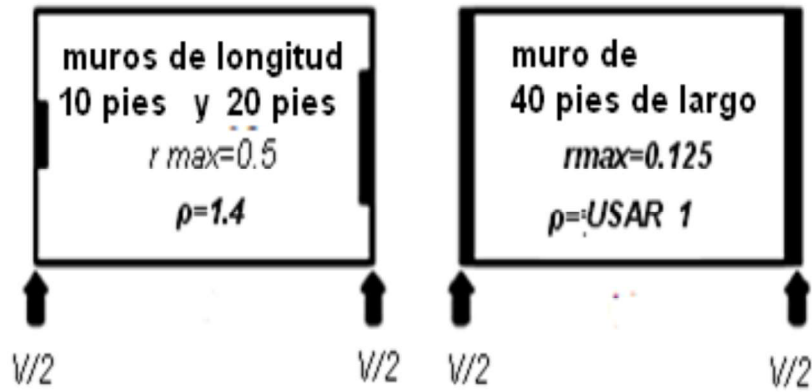
$A_x=A_B$  = área de piso del nivel de diafragma inmediato por arriba del piso analizado

NOTA:

Cuando el diafragma es flexible el valor del facto  $\rho$ , será:  $1 \leq \rho \leq 1.25$

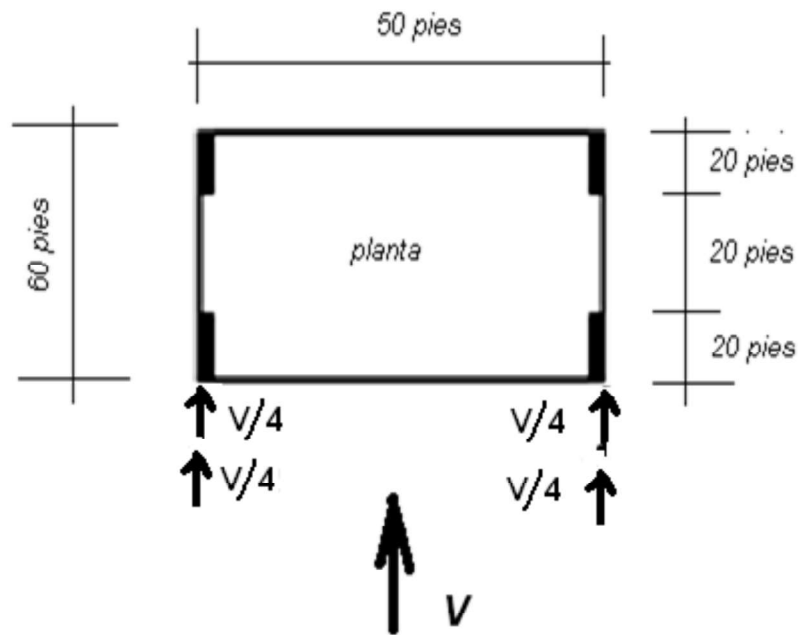
EJEMPLOS





### Ejemplo numérico

Ver figura siguiente



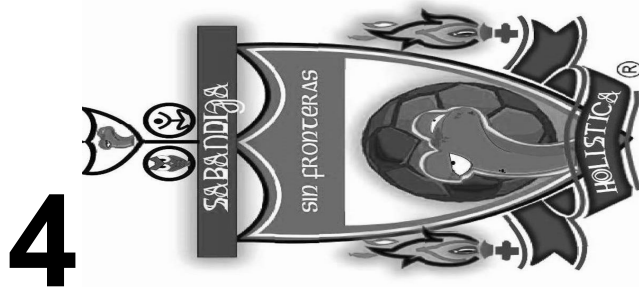
$$r_{max} = \frac{V}{4} \frac{10}{L_w} = \frac{1}{4} \frac{10}{20} = 0.125$$

$$\rho = 2 - \frac{20}{r_{max} \sqrt{A_B}} = 2 - \frac{20}{0.125 \sqrt{50 \times 60}} = 2 - 2.92 = 0.92$$

$< 1$  usar 1

### 3.5.4 CARGAS DE INUNDACIÓN

Esta condición de carga es considerada en el IBC Sección 1612, en la que se hace referencia al peligro de áreas de inundaciones y que se tiene presente el sentido común, buen nivel académico, ambos fundamentados en la calidad moral y altos principios espirituales.



## DISTRIBUCIÓN Y ANÁLISIS DE FUERZAS LATERALES

### 4.1 INTRODUCCIÓN:

La integridad estructural es fundamental en todo diseño, cálculo y construcción de obra civil; para nuestro caso la distribución de fuerzas sobre los muros, nos inducen a generar anclajes adecuados entre muros y entre los diafragmas horizontales y los muros, que nos permitan obtener una adecuada integridad estructural.

El IBC 06 Sección 1604.8 Anclajes, reza que los anclajes deberán ser provistos para resistir fuerzas de levantamiento y deslizamiento que resultan de la aplicación de las cargas prescritas anteriormente.

#### **1604.8.2 Muros de hormigón y mampostería**

“que provean soporte lateral en muros, el anclaje entre techo y muro deberá resistir como mínimo una fuerza horizontal de 280 libras/pie de pared y resistir la flexión entre anclajes donde el espaciamiento exceda los 4 pies.”

La respuesta de las edificaciones ante terremotos severos, provoca que los diafragmas, al actuar como la masa de péndulos invertidos, generan esfuerzos en las uniones de techo o piso y muros portantes. Por ello el IBC 2006 presenta unas modificaciones a las ediciones anteriores:

- Los muros de mampostería deberán estar provistos de ancle de refuerzo con los diafragmas horizontales a todo lo largo de entre ellos. Deberá cumplir con lo estipulado por el IBC 2006 en sus secciones: 1604.8.2 , 1613.5.6.1, 1613.6.1, 2109.2.1.2.

#### **1613.5.6.1 Determinación de la categoría sísmica de diseño**

Donde el espectro de aceleración  $S_1$  sea menor a 0.75, la determinación de la categoría sísmica de diseño se determinará de acuerdo a la tabla 1613.5.6(1)

TABLA 1613.5.6(1)

Categoría de diseño sísmico basado en período corto de aceleración de respuesta

| VALORES DE $S_{DS}$          | CATEGORIA DE OCUPACIÓN |     |    |
|------------------------------|------------------------|-----|----|
|                              | I or II                | III | IV |
| $S_{DS} < 0.167g$            | A                      | A   | A  |
| $0.167g \leq S_{DS} < 0.33g$ | B                      | B   | C  |
| $0.33g \leq S_{DS} < 0.50g$  | C                      | C   | D  |
| $0.50g \leq S_{DS}$          | D                      | D   | D  |

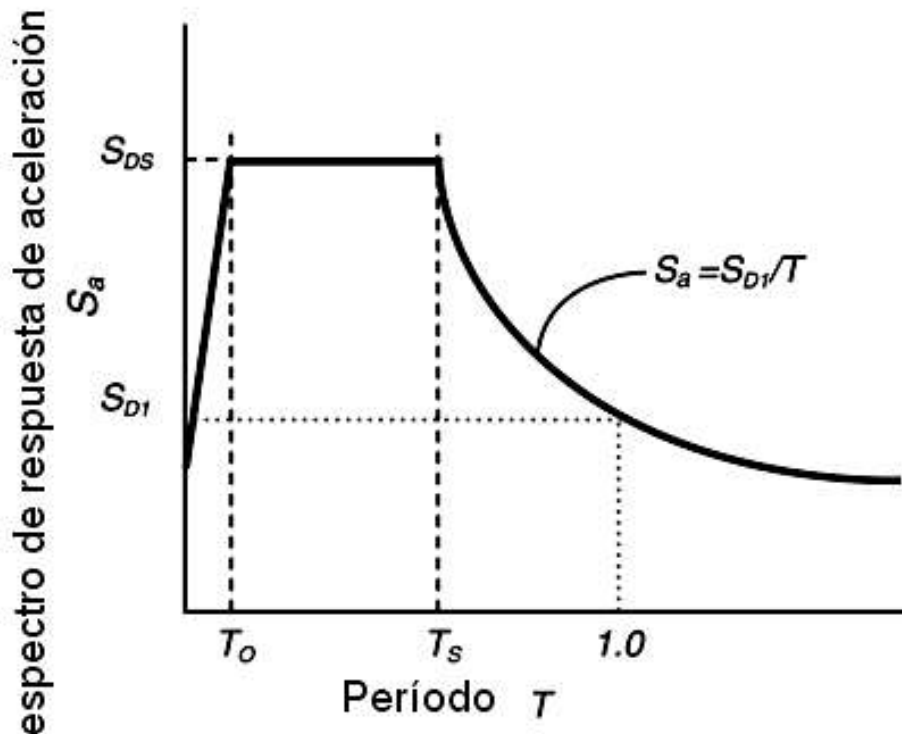
Cuando se cumplan las siguientes condiciones:

1. El período fundamental aproximado de la edificación  $T_a$  en las dos direcciones ortogonales se determinará de acuerdo con el ASCE 7 Sección 12.8.2.1

$$T_a = C_t h_n^x = 0.02h_n^{0.75} \text{ sistema ingles}$$

$$T_a = 0.0488h_n^{0.75} \text{ sistema metrico}$$

y si es menor a  $0.8T_s$  se determinará de acuerdo al ASCE 7 Sección 11.4.5.  
( $T_s$  es para los períodos cortos, menor a 1 sg.)



2. Para cada una de las dos direcciones ortogonales, la deriva de piso, se calculará con un valor menor a  $T_s$ .
3. El coeficiente de respuesta sísmica  $C_s$ , se calcula con la ecuación 12.8-2

de la ASCE 7: 
$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left[\frac{R}{I}\right]}$$

Donde:

- $S_{DS}$  espectro de aceleración para períodos cortos
- R factor de modificación de respuesta
- I factor de importancia.

4. Los muros portantes de los diafragmas resistentes a corte, no deberán estar a más de 40 pies o 12 metros

### 1613.6.1 Suposiciones para Diafragma Flexible (12.3.1.1 de ASCE 7)

Todos aquellos construidos con paneles de madera y lámina, que cumplan con:

1. Los toppin de concreto o materiales similares, con espesores menores a  $1\frac{1}{2}$ ".
2. Que los desplazamientos horizontales presentados en la tabla 1617.3 de IBC, se cumplan (ver página 71 de este documento).
3. Los elementos verticales sean resistentes a fuerzas laterales, cuando son construidos con elementos livianos como madera o lámina.

### 2109.2.1.2 Relación de diafragma máxima.

Los muros de corte de mampostería deben espaciarse de modo que la relación longitud-ancho de cada diafragma que transfiera fuerzas laterales a los muros de corte no exceda los valores dados en la Tabla 2109.2.1.2.

| CONSTRUCCIÓN DE DIAFRAGMA DE PISO O TECHO    | RELACION LONGITUD-ANCHO MÁXIMA DE PANEL DE DIAFRAGMA |
|--|--|
| Hormigón fundido in situ                     | 5:1  |
| Hormigón pre colado o fundido (prefabricado) | 4:1  |
| Losa tipo Deck (con hormigón)                | 3:1  |
| Cubierta tipo Deck (sin hormigón)            | 2:1  |
| Madera                                       | 2:1  |

ANCLAJE DE PERNOS  $B_v$  por corte permisible en mampostería de concreto para  $f'_m$  de 1000 psi Basado en ASTM A307

| DIAMETRO EN PULGADAS DE ANCLAJE DE PERNOS |                    |                    |                    |                    |                    |          |                     |
|---|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|--------------------|----------|---------------------|
| $\Phi \frac{1}{4}$                        | $\Phi \frac{3}{8}$ | $\Phi \frac{1}{2}$ | $\Phi \frac{5}{8}$ | $\Phi \frac{3}{4}$ | $\Phi \frac{7}{8}$ | $\Phi 1$ | $\Phi 1\frac{1}{8}$ |
| 210 #                                     | 480#               | 850#               | 1330#              | 1600#              | 1730#              | 1850#    | 1970#               |



**EJEMPLO 4A** Del libro de James Amrhein, reinforced Masonry Engineering Handbook, sixth edition. CARGA LATERAL SOBRE DIAFRAGMA

Una edificación de 40 X 100 pies expuesta a carga lateral (determinadas por acción de cargas de viento y sismo) de 700 <sup>libras</sup>/<sub>pie lineal</sub> a la altura del techo.

Cuál es el esfuerzo a resistir?

Hay que determinar la tensión o compresión de la junta, el refuerzo requerido a la altura de la solera de remate y el refuerzo requerido para el anclaje.

SOLUCIÓN:

Calculo de momento y fuerzas actuantes en el sistema

$$M = \frac{wl^2}{8} = \frac{700 * 100^2}{8} = 875000 \text{ libras pie}$$

$$F = \frac{M}{d} = \frac{875000}{40 - 8''/12''} = 22245 \text{ libras}$$

El refuerzo requerido en la viga de anclaje con el techo, más <sup>1</sup>/<sub>3</sub> de incremento por ser carga horizontal:

$$A_s = \frac{T}{F_s} = \frac{22245 \text{ libras}}{1.33 * 24000 \text{ psi}} = 0.70 \text{ pulgadas cuadradas}$$

Usar 2 # 6 = 0.88 pul<sup>2</sup>

El corte en el muro mayor, tomando en cuenta que los muros normales al analizado le generan empotramiento, por lo que se tomara en el anclaje la mitad de la luz:

$$V = \frac{T}{\frac{1}{2}L} = \frac{22245}{0.5 * 100} = 444.9 \text{ libras/pie}$$

Si usamos un perno número 5/8" de acuerdo a la tabla anterior, el esfuerzo a corte permisible es de 1330 libras, que es aproximadamente 3 veces el valor actuante y que de una separación entre ellos no mayor a 4 pies.

El espaciamiento de los pernos de anclaje sobre la pared larga es:

$$S = \frac{1.33 * 1330}{444.9} * \frac{12 \text{ pulg}}{1 \text{ pie}} = 47.7 \text{ pulgadas} \cong 48$$

El corte en los extremos de la pared larga:

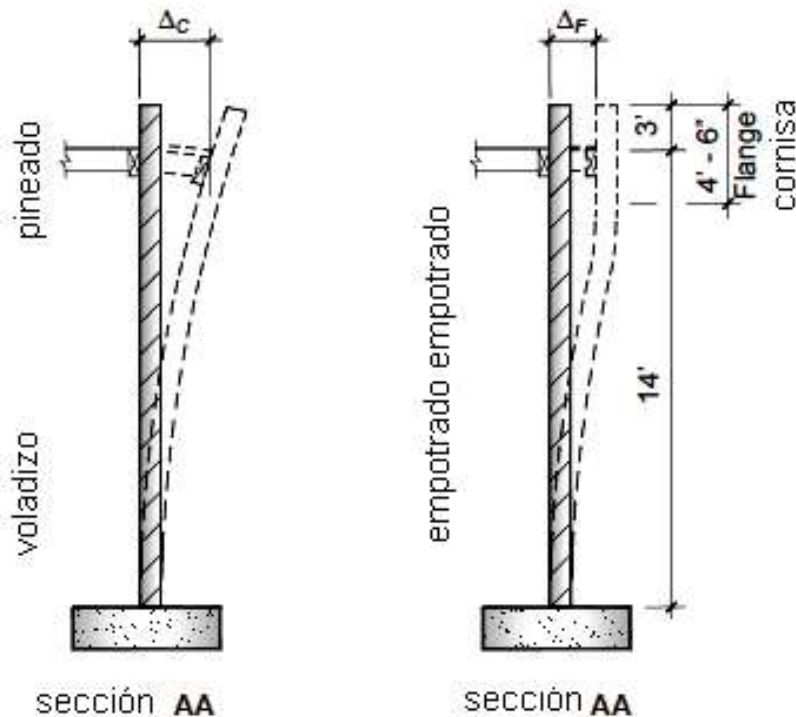
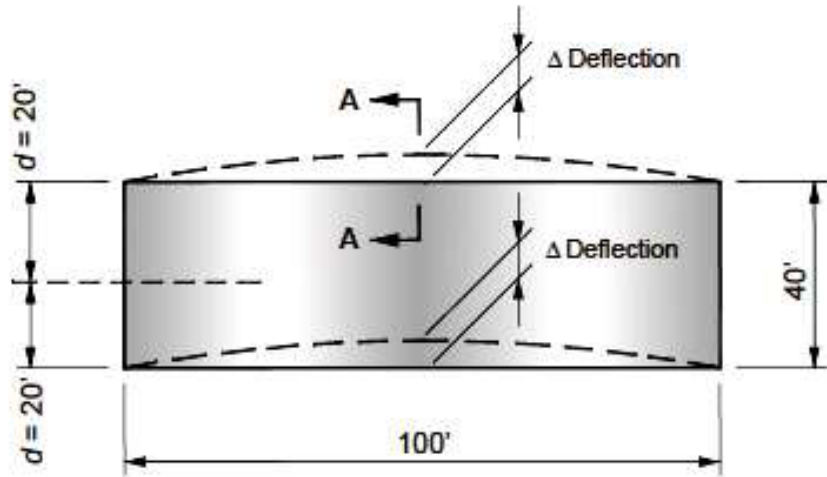
$$V = \frac{700 * 50}{40} = 875 \text{ libras/pie}$$

De donde el espaciamiento de los anclajes de pernos será:

$$S = \frac{1.33 * 1330 * 12}{875} \cong 24 \text{ pulgadas}$$

**EJEMPLO 4B** DEFLEXIÓN O DERIVA DE DIAFRAGMA

El diafragma de la figura siguiente es de 100 X 40 pies, los muros provistos de una corona de amarre de 3 pies de alto, que actúan como parapeto, sobre el muro de 14 pies de alto; el mamposte tiene un espesor de 9 pulgadas y la carga lateral actuante es de 500 <sup>libras</sup>/pie. Calcular la deflexión del diafragma.



La deriva producida en los diafragmas, inducidas por acciones de sismo o viento, actúan sobre los muros como un momento fuera del plano de carga; por ello que

las derivas máximas permitidas por MSJC (Masonry Standards Joint Committee's) son **0.007h**.

SOLUCIÓN:

Probamos con:

$$f'_c = 1000 \text{ psi}$$

$$E_m = 700 f'_c = 700 \times 1000 = 0.7 \times 10^6 \text{ psi}$$

$$d = \text{ancho medio} = (40/2) = 20 \text{ pies} \quad \text{se desprecia 8" máximas de la ubicación del refuerzo}$$

Ancho efectivo del flange o cornisa:  **$6t = 6 \times 9'' = 54'' = 4.5 \text{ pies}$**

$$\text{Área del flange} = 9 \times 54 = 486 \text{ pulgadas}^2$$

$$\text{Inercia polar : } I = 2Ad^2 = 2 \times 486 \times (20 \times 12)^2 = 56 \times 10^6 \text{ pulgadas}^4$$

La flecha o deriva para una viga simplemente soportada., su valor es:

$$\Delta = \frac{5\omega L^4}{384EI} = \frac{5 * 500 * 100^4}{384 * 0.7 \times 10^6 \times 56 \times 10^6} \frac{12^3 \text{pulgadas cubicas}}{1^3 \text{pie cubico}} = 0.03 \text{ pulgadas}$$

La deflexión máxima permitida

Nota: la cornisa ejerce un amarre al muro por lo que  $4.5'$  menos  $3' = 1.5'$  habrá que restarle a la altura de 14 pies.

$$\Delta_{\max} = 0.007h = 0.007(14 - 1.5) = 0.0875 \text{ pies} = 1.05 \text{ pulgadas}$$

De donde la resistencia propuesta del mamposte es adecuada ya que la deriva real es menor a la permitida.

## 4.2. COMBINACIÓN DE MUROS

Los muros pueden resistir en forma individual los esfuerzos a los que son requeridos, pero una manera práctica es hacerlos trabajar en forma combinada.

Para ello, el procedimiento utilizado es usando la rigidez, que puede ser en paralelo (Suma de las resistencias; similar a la ley de Ohm de una asociación en paralelo es igual a la inversa de la suma de las inversas de cada una de las resistencias), o en serie (es poner un elemento detrás del otro de manera que la tensión suministrada será dividida entre los elementos conectados, pero los elementos deben de ser de la misma propiedad, pues de lo contrario, las de menos resistencia ceden más que las otras. El cortante puede ser distinto ya que hemos dicho que este se dividirá entre los elementos conectados) si falla una, se pierde la continuidad.

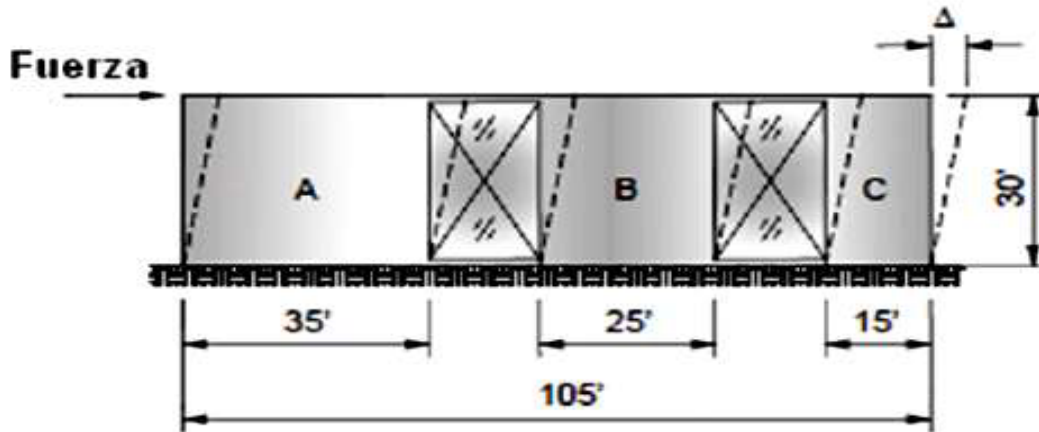
A continuación de James Amrhein unos ejemplos ilustrativos del libro Reinforced Masonry Engineering Handbook, capítulo 4.

**4-F**Cuál es la rigidez relativa de un muro de 105 pies de largo, con dos aberturas y tres muros en voladizo?. Asumir que los muros están conectados en la parte superior por un sistema de diafragma.

Si la pared fuera continua y las aberturas estuviesen en un extremo, la longitud del muro sería de 75 pies (35 + 25 + 15), De donde

$$\frac{h}{L} = \frac{30}{75} = 0.40$$

**Que da un rigidez de R= 6.868 y una deriva  $\Delta_c= 0.146$**



| muro | $h/l$ o $h/d$ | $R_c$ |
|------|---------------|-------|
| A    | 0.86          | 1.952 |
| B    | 1.20          | 0.951 |
| C    | 2.00          | 0.263 |

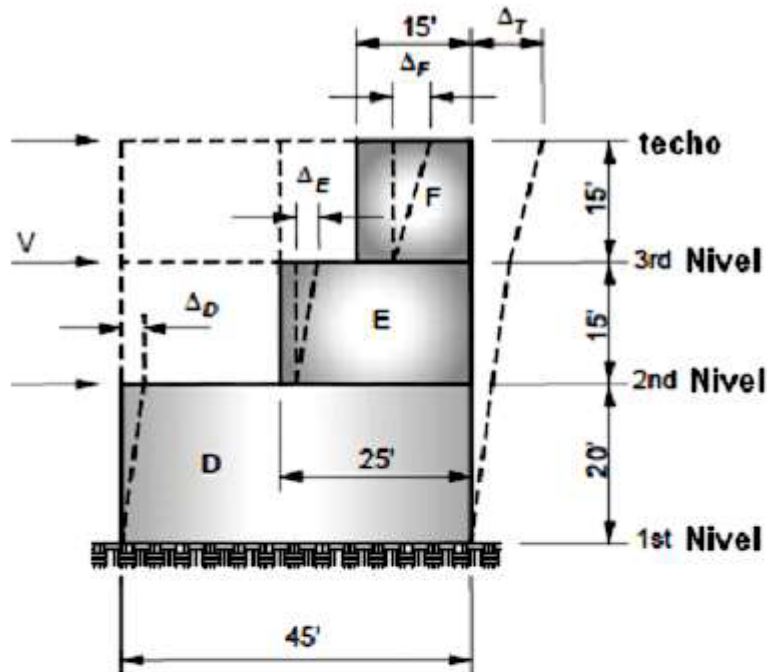
$$\Sigma = \overline{3.166}$$

$$\text{Rigidez del muro} = \Sigma R + R_A + R_B + R_C = 3.166$$

$$\text{Deflexión del muro} = \Delta = \frac{1}{\Sigma R} = \frac{1}{3.166} = 0.316$$

Lo importante de la distribución de muros en una vivienda.

**4-G** Cuál es la rigidez relativa de una estructura de tres niveles, como se muestra en la figura. Asumir que tienen el mismo tipo de mamposte y que cada nivel trabaja en voladizo.



**Deflexión total**

$$\Delta_T = \Delta_D + \Delta_E + \Delta_F + \text{efecto rotacional}$$

| Wall | $h/l$ o $h/d$ | $\Delta_C$ |
|------|---------------|------------|
| D    | 0.44          | 0.166      |
| E    | 0.60          | 0.266      |
| F    | 1.00          | 0.700      |

$$\Delta_T = \overline{1.132}$$

$$R_{DEF} = \frac{1}{\Delta_T} = \frac{1}{1.132} = 0.883$$

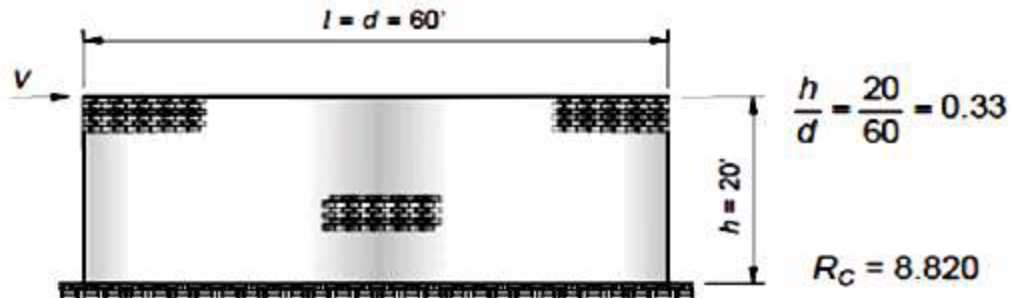
**NOTA**

- Obsérvese que primero se calcularon la suma de las derivas y luego se determinó la rigidez del sistema (en paralelo)
- Compare con el ejemplo anterior, donde primero se determinaron la suma de las rigideces y luego se calcula la deriva (en serie)

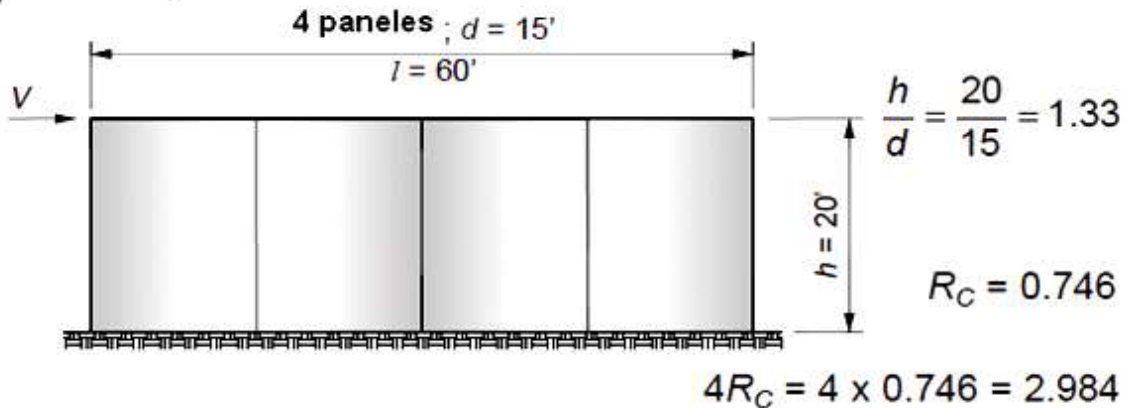
**4-I Ejemplo comparativos de rigideces en muro en voladizo**

Observar la diferencia de la rigidez dependiendo de la configuración e integración del sistema, condición que puede cambiar el período de la edificación y por ende la forma de accionar de las fuerzas actuantes.

**a) muro integrado unitario**

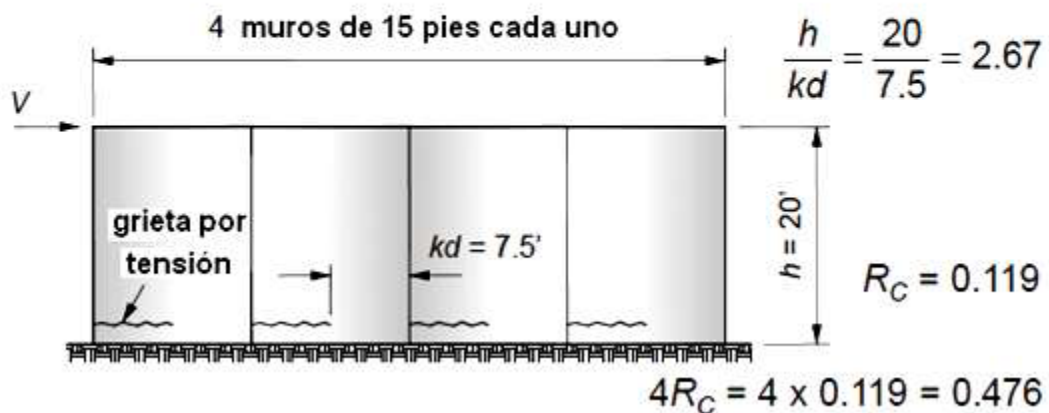


**b) muro de paneles verticales sin llave de trabe**



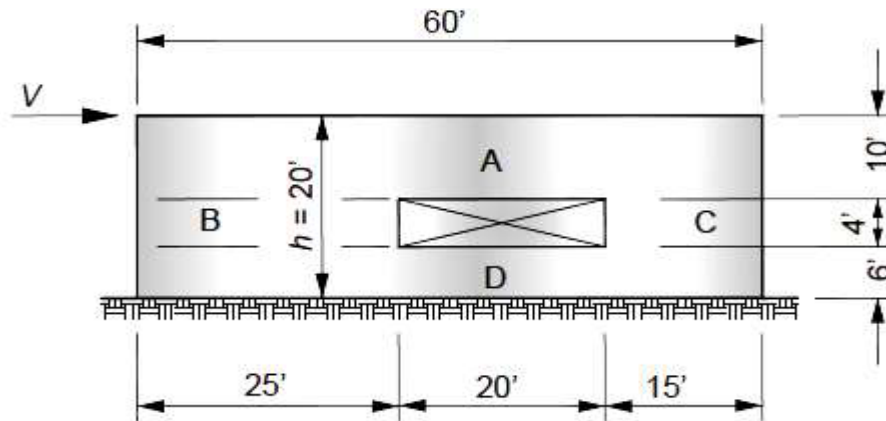
**c) muro con paneles verticales, sin llave de trabe y suponiendo grieta por tensión  $k = 0.50$**

longitud de compresión  $kd = 0.50 \times 15 = 7.5'$



Poner cuidado en la grieta que se da en cada panel, es una característica que se da generalmente cuando son esbeltos

d) muro con ventana



1) muro total menos abertura

muro total ABCD

$$\frac{h}{d} = \frac{20}{60} = 0.33 \quad R_{\text{total}} = 8.82 \quad \Delta = 0.113$$

deflexión equivalente de ventana

$$\frac{h}{d} = \frac{4}{60} = 0.067 \quad R = 50 \quad \begin{array}{l} -\Delta = 0.020 \\ \Delta = 0.093 \end{array}$$

2) más deflexión de secciones B C

$$B \quad \frac{h}{d} = \frac{4}{25} = 0.16 R_B = 20.657$$

$$C \quad \frac{h}{d} = \frac{4}{15} = 0.27 R_C = 12.053$$

$$\Sigma(R_B + R_C) = 32.710$$

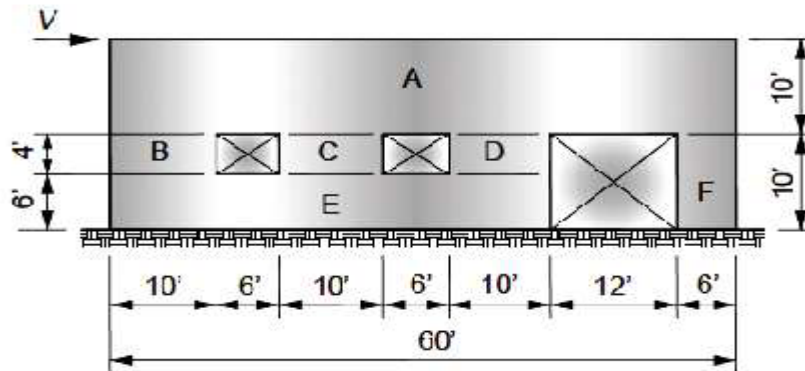
$$\frac{1}{\Sigma R_{BC}} = \frac{1}{32.710} = \Delta = 0.031$$

$$\Sigma \Delta = 0.124$$

$$R_{ABCD} = \frac{1}{\Sigma \Delta} = \frac{1}{0.124} = 8.06$$



e) muro con ventana y puerta



1) muros ABCDEF

$$\frac{h}{d} = \frac{20}{60} = 0.33 \quad R_{\text{total}} = 8.820 \quad \Delta = 0.113$$

2) menos secciones BCDEF

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{60} = 0.17 \quad \begin{array}{l} -\Delta = 0.051 \\ \Delta_A = 0.062 \end{array}$$

3) más secciones B, C and D

$$\frac{h}{d} = \frac{4}{10} = 0.40 \quad \text{para una sección } R_B = 7.911$$

$$\Sigma(R_B + R_C + R_D) = 3R_B = 23.27$$

$$\Delta_{BCD} = 0.043$$

más E

$$\frac{h}{d} = \frac{6}{42} = 0.14; \quad \begin{array}{l} \Delta_E = 0.042 \\ \Sigma\Delta = 0.085 \end{array}$$

$$4) R_{BCDE} = \frac{1}{\Sigma\Delta} = \frac{1}{0.085} = 11.76$$

5) sumar sección F

$$\frac{h}{d} = \frac{10}{6} = 1.67; R_F = 1.034$$

$$\Sigma R_F + R_{BCDE} = 1.034 + 11.76 = 12.80$$

$$\Delta_{BCDEF} = \frac{1}{R_{BCDEF}} = \frac{1}{12.80} = 0.078$$

$$\Sigma\Delta = \Delta_A + \Delta_{BCDEF} = 0.062 + 0.078 = 0.140$$

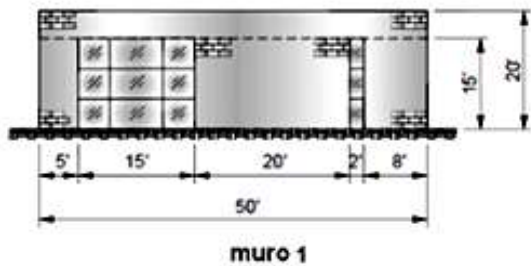
$$6) R_{ABCDEF} = \frac{1}{\Sigma\Delta} = \frac{1}{0.140} = 7.14$$

4-J Calcular el esfuerzo de corte en el muro que muestra a continuación, asumir un diafragma rígido que transmite la totalidad de la fuerza sísmica de 135 Kips en

un muro de block de concreto reforzado de 9 pulgadas de espesor nominal, con resistencia a compresión de 1500 psi.

Para los esfuerzos permisibles ver página 40 de este documento en el punto con numeral: 2. MAMPOSTERÍA CON REFUERZO DE ACERO

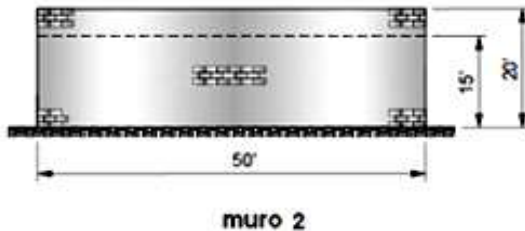
Recordar que las mayúsculas son esfuerzos permisibles y minúsculas los esfuerzos actuantes.



Rigidez relativa de muro 1

| Pier | h (ft) | d (ft) | h/d  | R <sub>r</sub> |
|------|--------|--------|------|----------------|
| A    | 15     | 5      | 3.00 | 0.278          |
| B    | 15     | 20     | 0.75 | 3.743          |
| C    | 15     | 8      | 1.88 | 0.814          |

$$\Sigma R = 4.835$$



Rigidez relativa de muro 2 (total de muro)

| h (ft) | d (ft) | h/d  | R <sub>c</sub> |
|--------|--------|------|----------------|
| 15     | 50     | 0.30 | 9.921          |

$$\text{muro 1} = \frac{4.835}{4.835 + 9.921} (135)$$

$$= 0.328 (135) = 44 \text{ kips}$$

$$\text{muro 2} = \frac{9.921}{4.835 + 9.921} (135)$$

$$= 0.672 (135) = 91 \text{ kips}$$

el muro 1 resiste 33% de la carga y el muro 2 el 67%

distribución del corte en el muro 1

$$V_{\text{Pier A}} = \frac{0.278}{4.835} (44) = 2.5 \text{ kips}$$

$$f_v = \frac{V}{td} = \frac{2500}{9(60)} = 4.6 \text{ psi}$$

$$F_v = 35 (1.33) = 46 \text{ psi} > 4.6 \text{ psi} \quad \text{O.K.}$$

$$V_B = \frac{3.743}{4.837} (44) = 34.1 \text{ kips}$$

$$f_v = \frac{V}{td} = \frac{34,100}{9(240)} = 15.8 \text{ psi}$$

para

$$h/d = 0.75; F_v = 42 (1.33) = 56 \text{ psi} > 15.8 \text{ psi} \quad \text{O.K.}$$

$$V_c = \frac{1.88}{4.835} (44) = 7.4 \text{ kips} \qquad f_v = \frac{V}{td} = \frac{7400}{9(96)} = 8.6 \text{ psi}$$

para

$$h/d = 1.88; F_v = 35 (1.33) = 46 \text{ psi} > 8.6 \text{ psi} \quad \text{O.K.}$$

el refuerzo minimo es

$$A_s = 0.0007 bt = 0.0007(12)(9) = 0.0756 \text{ in.}^2$$

(Use #4 bars @ 30 in.)

## 4.3 TORSION

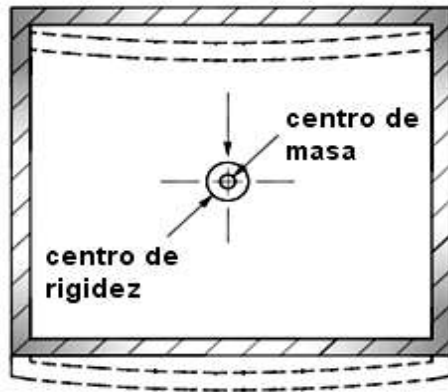
### 4.3.1 ENTORNO A LA TORSIÓN

El corte que los muros soportan debido a la combinación de los diafragmas de piso y techo, son en proporción a la rigidez de los muros. Como los muros en una edificación tienen diferente rigidez, genera asimetría estructural, que induce al distanciamiento entre los centros de masa y de rigidez, agregando un par al sistema, que lleva al incremento de los efectos directos de corte y momento en los muros. Recordar que el centro de masa gira al redor del centro de rigidez, la distancia vectorial entre ellas llamada excentricidad. Una recomendación sobre la excentricidad, es que esta no sea mayor al 20% en cada sentido incluyendo en este porcentaje el 5% de excentricidad accidental.

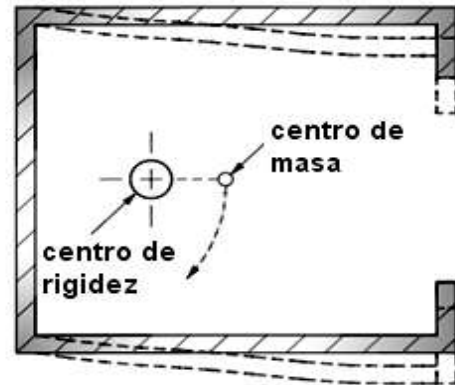
### 4.3.2 categorías de torsión

La Asociación Americana de Ingenieros Civiles (ASCE) divide la torsión en tres categorías, que son:

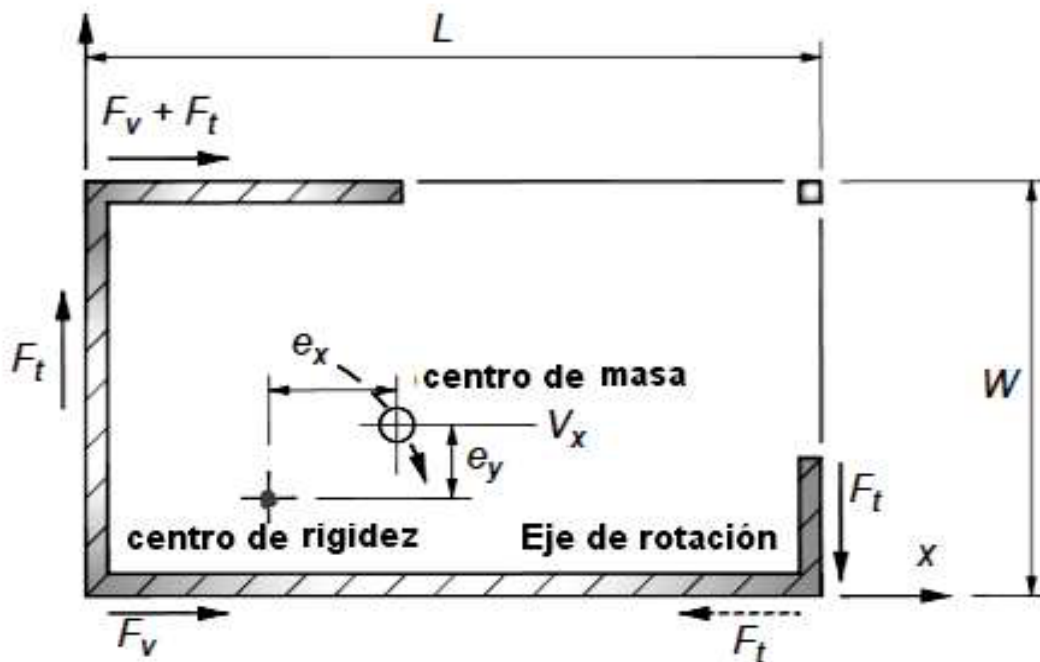
1. **TORSIÓN INHERENTE:** Como las edificaciones tienen aberturas verticales (puertas, ventanas) y horizontales (discontinuidad de losas), condiciones que nos generan esfuerzos torsionales importantes y severos ante cargas sísmicas. Una condición difícil de evaluar es la incidencia que los diafragmas rígidos con los menos rígidos tienen sobre los momentos torsionantes del sistema.
2. **TORSIÓN ACCIDENTAL:** En los diafragmas no flexibles tiene mayor injerencia la torsión accidental, más el grado de incertidumbre de condiciones físicas y mecánicas de los elementos constitutivos de los muros, nos llevan a considerar un desplazamiento del **5%** del centro de masa real en cada sentido.



a. Igual deflexión de muros



b. Desigual deflexión de muros, por torsión



3. **AMPLIFICACIÓN DE LA EXCENTRICIDAD ACCIDENTAL:** esta se refiere a la configuración en planta que las edificaciones tienen, como se muestra en la figura de la sección 3.5.3 de este documento, (ASCE 7- 2005: tabla 12-3-1), de donde se toma el factor de amplificación torsional  $A_x$ . De aquí que el momento torsional accidental ( $M_{ta}$ ) se multiplica por el  $A_x$ , donde su máximo valor no será mayor a 3, en condiciones de cargas severas actuantes y de configuraciones en planta críticas.

Asumir  $A_x = 1$

$$A_x = \left[ \frac{\delta_{max}}{1.2\delta_{avg}} \right]^2$$

$\delta_{max}$  = máximo desplazamiento del nivel "x".

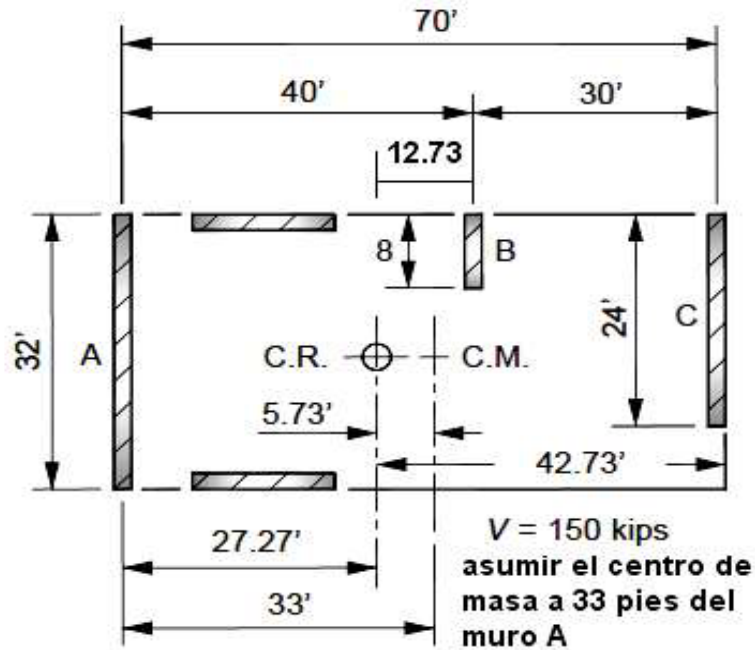
$\delta_{avg}$  = desplazamiento valorado en un punto extremo de la estructura del nivel "x".

**NOTA:**

- La torsión accidental y la amplificación de la excentricidad accidental no se usan al mismo tiempo, es decir si se usa una no se utiliza la otra.

**EJEMPLOS**

**4-L** Determinar el centro de rigidez del eje:"y", también las fuerzas correspondientes a cada muro con altura de 16 pies.



determinación del centro de rigidez

| Wall | h (ft) | d (ft) | h/d  | $R_C$ | X (ft) | $R_{cx}$ |
|------|--------|--------|------|-------|--------|----------|
| A    | 16     | 32     | 0.50 | 5.000 | 0      | 0        |
| B    | 16     | 8      | 2.00 | 0.263 | 40     | 10.52    |
| C    | 16     | 24     | 0.67 | 3.112 | 70     | 217.84   |

$$\Sigma R_C = 8.375 \quad \Sigma R_{cx} = 228.36$$

calculo de la eccentricidad inherente

$$x_{CR} = \frac{228.36}{8.375} = 27.27 \text{ ft}$$

$$e_x = 33.0 - 27.27 = 5.73 \text{ ft}$$

$$\text{Minimum } e = (0.05 \times 70) + 5.73 = 9.23 \text{ ft}$$

$$\begin{aligned} \text{momento torsionante} = T &= 150 \text{ kips} \times 9.23 \text{ ft} \\ &= 1384.5 \text{ ft kips} \end{aligned}$$

con el momento polar de inercia, determine la fuerza total de cada muro más el 5% de la torsión

0.05X70=3.5 pies, entonces muros a la izquierda del centro rigidez resta y suma al lado derecho.

$$27.27 - 3.5 = 23.77$$

$$12.73 \text{ mas } 3.5 = 16.23$$

$$42.73 \text{ mas } 3.5 = 46.23$$

| Wall | R     | $d_x$ | $Rd_x$ | $Rd_x^2$ |
|------|-------|-------|--------|----------|
| A    | 5.000 | 23.77 | 118.85 | 2825     |
| B    | 0.263 | 16.23 | 4.27   | 69       |
| C    | 3.112 | 46.23 | 143.87 | 6651     |

$$\Sigma R = 8.375$$

$$\Sigma Rd_x^2 = 9545$$

El procedimiento de cálculo anterior es el propuesto por el profesor J. Amrhein. Yo considero que los muros que se encuentran a la izquierda del centro de rigidez en dirección de la aplicación de la carga de sismo, NO SE RESTEN. Así:

| Wall               | R     | $d_x$ | $Rd_x$                  | $Rd_x^2$ |
|--------------------|-------|-------|-------------------------|----------|
| A                  | 5.000 | 27.27 | 136.35                  | 3718     |
| B                  | 0.263 | 16.23 | 4.27                    | 69       |
| C                  | 3.112 | 46.23 | 143.87                  | 6651     |
| $\Sigma R = 8.375$ |       |       | $\Sigma Rd_x^2 = 10438$ |          |

La fuerza al muro es:  $F_v + F_T = V \frac{R}{\Sigma R} T \frac{Rd_x}{\Sigma Rd_x^2}$

Según J. Amrhein:

$$A = 150 \times \frac{5.000}{8.375} - 1384.5 \times \frac{118}{9545} = 89.6 - 17.1 = 72.5 \text{ kips}$$

$$B = 150 \times \frac{0.263}{8.375} + 1384.5 \times \frac{4.3}{9545} = 4.7 + 0.6 = 5.3 \text{ kips}$$

$$C = 150 \times \frac{3.112}{8.375} + 1384.5 \times \frac{143}{9545} = 55.7 + 20.7 = 76.4 \text{ kips}$$

Según YO:

$$A = 150 \times \frac{5.000}{8.375} - 1384.5 \times \frac{136.35}{10438} = 89.6 - 18 = 89.6 \text{ kips}$$

$$B = 150 \times \frac{0.263}{8.375} + 1384.5 \times \frac{4.3}{10438} = 4.7 + 0.6 = 5.3 \text{ kips}$$

$$C = 150 \times \frac{3.112}{8.375} + 1384.5 \times \frac{143}{10438} = 55.7 + 19.1 = 74.8 \text{ kips}$$

El estudiante deberá comparar los resultados, sacar sus conclusiones y decidir que procedimiento utilizará.

NOTA:

El profesor Amrhein es lo correcto

#### 4-M FUERZA DE MUROS CON DIAFRAGMA RIGIDO

En la figura siguiente se muestra una planta de un nivel con muros de 19 pies de alto total (16 pies entre soportes más 3 pies de cornisa) de mampostería para resistir corte, anclados a un diafragma rígido. Asumir:

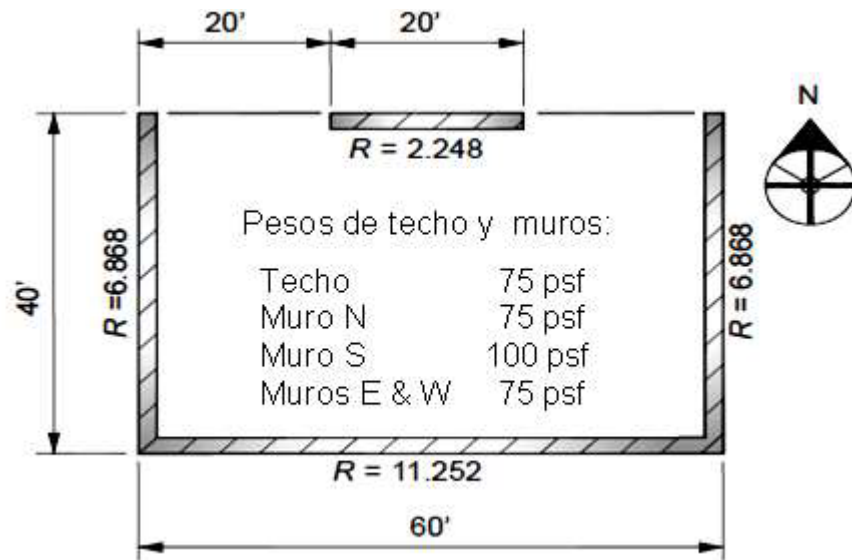
$$C_s = 0.08 \quad \&$$

$$A_x = 1$$

Determine:

- Centros de masa y rigidez
- Los valores de corte y torsión
- Las fuerzas resistentes de cada muro por acción sísmica de norte a sur.





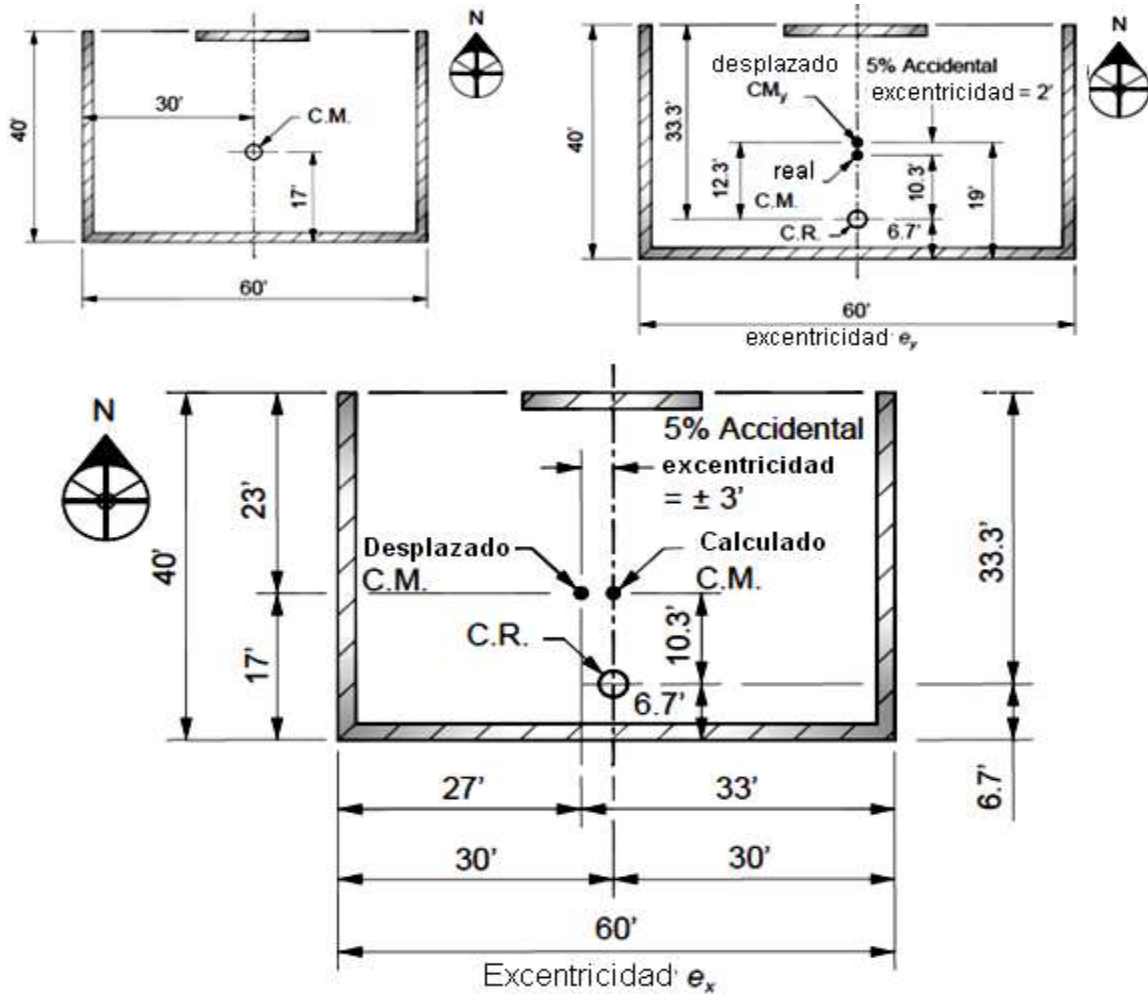
Para la determinación del centro de masa de los muros, se tienen dos conceptos básicos:

1. La cornisa, se considera como un parapeto con gran rigidez, el equivalente a una viga y como se coloca como solera de corona.
2. El centro de masa en vertical de los muros esta a la mitad de la altura

$$h = (\frac{1}{2}) * 16 + 3 = 11 \text{ pies}$$

el peso de los muros se calcula como :  $75 * 11 * 40 = 33000$  libras

| ITEM         | PESOS             | X (pie) | Y(pie) | WX          | WY          |
|--------------|-------------------|---------|--------|-------------|-------------|
| Techo        | 180 Kips          | 30      | 20     | 5400        | 3600        |
| Muro W       | 33 Kips           | 0       | 20     | 0           | 660         |
| Muro E       | 33 Kips           | 60      | 20     | 1980        | 660         |
| Muro N       | 16.5 Kips         | 30      | 40     | 495         | 660         |
| Muro S       | 66 Kips           | 30      | 0      | 1980        | 0           |
| <b>total</b> | <b>328.5 Kips</b> |         |        | <b>9855</b> | <b>5580</b> |



$$\bar{Y}_{cm} = \frac{\sum WY}{\sum W} = \frac{5580}{328.5} = 17 \text{ pies}$$

$$\bar{X}_{cm} = \frac{\sum WX}{\sum W} = \frac{9855}{328.5} = 30 \text{ pies}$$

Para el cálculo del centro de rigidez, solo tomamos la altura de 16 pies

| muro | L (ft) | h/l  | $R_{cy}$ | $R_{cx}$ | x  | y  | $yR_{cx}$ | $xR_{cy}$ |
|------|--------|------|----------|----------|----|----|-----------|-----------|
| N    | 20     | 0.80 | -        | 2.248    | -  | 40 | 89.9      | -         |
| S    | 60     | 0.27 | -        | 11.252   | -  | 0  | 0         | -         |
| E    | 40     | 0.40 | 6.868    | -        | 60 | -  | -         | 412.1     |
| W    | 40     | 0.40 | 6.868    | -        | 0  | -  | -         | 0         |

$$\frac{\sum R_{cy}}{\sum R_{cx}} = \frac{13.736}{13.500}$$

$$\frac{\sum yR_x}{\sum xR_{cy}} = \frac{89.9}{412.1}$$

$$\text{C.R. y direccion} = \frac{yR_{cx}}{\sum R_{cx}} = \frac{89.9}{13.5} = 6.7 \text{ ft}$$

$$\text{C.R. x direccion} = \frac{xR_{cy}}{\sum R_{cy}} = \frac{412.1}{13.736} = 30 \text{ ft}$$

Calculo de la excentricidad torsional positiva  $e_y = 17 - 6.7 = 10.3$  pies  
 $e_x = 30 - 30 = 0$  pies

más la excentricidad accidental

$$e_y = 10.3 + 0.05 \cdot 40 = 12.3 \text{ pies}$$

$$e_x = 0 + 0.05 \cdot 60 = 3 \text{ pies}$$

b) Determinación del corte basal

$$V_b = C_s W = 0.08 \cdot 328.5 = 26.3 \text{ kips}$$

Momento torsionante de N-S:  $T = V e_x = 26.3 \cdot 3 = 78.9$  kips-pie

Momento torsionante de E-W:  $T = V e_y = 26.3 \cdot 12.3 = 323.5$  kips-pie

| muro | $R_y$ | $R_x$ | $d_x$<br>(ft) | $d_y$<br>(ft) | $Rd$  | $Rd^2$ | corte<br>directo<br>$F_v$<br>(kips) | corte<br>torsional<br>$F_t$<br>(kips) | corte<br>Total<br>$F_v + F_t$<br>(kips) |
|------|-------|-------|---------------|---------------|-------|--------|-------------------------------------|---------------------------------------|---|
| N    | -     | 2.25  | -             | 33.3          | 74.9  | 2495.0 | -                                   | -0.7                                  | -0.7                                    |
| S    | -     | 11.25 | -             | 6.7           | 75.4  | 505.0  | -                                   | +0.7                                  | +0.7                                    |
| E    | 6.87  | -     | 30            | -             | 206.1 | 6183   | 13.2                                | +1.1                                  | 14.3                                    |
| W    | 6.87  | -     | 30            | -             | 206.1 | 6183   | 13.2                                | -1.1                                  | 12.1                                    |

$$\Sigma R_y = 13.7$$

$$\Sigma R_x = 13.5$$

$$\Sigma Rd^2 = 15,366$$

$$\Sigma = 26.4 = V$$

c) Corte en muros en sentido N-S observar que los muros que están en sentido norte a sur corresponden a los muros E & W

Como

$$V_b = 26.3 \text{ kips} \quad \&$$

$$T = 78.9 \text{ kips-pie}$$

Las fuerzas correspondientes:

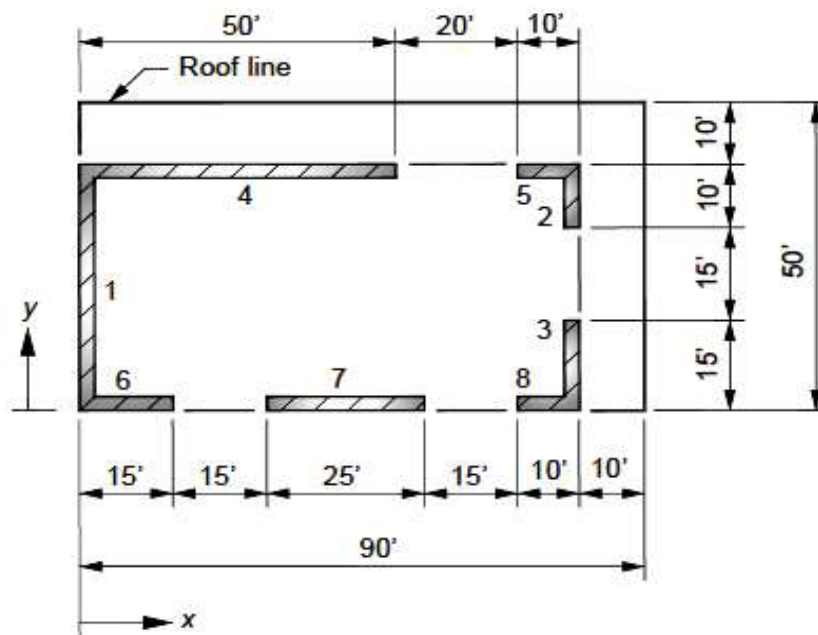
por corte  $F_v = V \frac{R_y}{\Sigma R_y} = 26.3 \times \frac{6.87}{13.7} = 13.2 \text{ kips}$

por torsión  $F_t = T \frac{Rd}{\Sigma Rd^2} = 78.9 \frac{206.1}{15366} = 1.1 \text{ kips}$

**4-N** Determine el centro de masa y rigidez para una estructura de uso industrial (ver figura). Este ejemplo es para observar cómo se comportan los muros cuando hay diferencia de espesor y resistencia de los muros, condición no frecuente en la práctica. La altura de la estructura es de 18 pies, la losa tiene un espesor de 8 pulgadas y su peso es de 70 psf.

Los valores de la rigidez son basados en:

- muros de 1 pulgada de espesor
- $E_m = E_m / (1 \times 10^6) \text{ psi} = 900 f'_m / 1000000 = f'_m / 1111$
- Equivalente a 8 pulgadas de espesor multiplicado por un factor de corrección de **1/8**



**centro de rigidez de muros**

$\Sigma R_c$  in the x direction = 20.45

$\Sigma R_c$  in the y direction = 12.38

$y = \frac{\Sigma y R_{cx}}{\Sigma R_{cx}} = \frac{455.23}{20.45} = 22.26 \text{ ft}$

$x = \frac{\Sigma x R_{cy}}{\Sigma R_{cy}} = \frac{420.59}{12.38} = 33.97 \text{ ft}$

**centro de masa de muros**

$\bar{x} = \frac{\Sigma x W}{\Sigma W} = \frac{11,197}{295.2} = 37.93 \text{ ft}$

$\bar{y} = \frac{\Sigma y W}{\Sigma W} = \frac{5,898.2}{295.2} = 19.98 \text{ ft}$

propiedades de cada muro

| Muro No. | t nominal<br>pulgadas | t<br>Correction<br>t/8 | f <sub>m</sub><br>(psi) | E <sub>m</sub><br>corrección<br>f <sub>m</sub> /1111 | corrección<br>combinada<br>para R <sub>c</sub><br>C x E = F |
|----------|-----------------------|------------------------|-------------------------|--|---|
| A        | B                     | C                      | D                       | E  | F   |
| 1        | 8                     | 1.00                   | 1350                    | 1.22   | 1.22  |
| 2        | 12                    | 1.50                   | 3000                    | 2.70   | 4.05  |
| 3        | 12                    | 1.50                   | 3000                    | 2.70   | 4.05  |
| 4        | 8                     | 1.00                   | 1500                    | 1.35   | 1.35  |
| 5        | 12                    | 1.50                   | 1500                    | 1.35   | 2.03  |
| 6        | 10                    | 1.25                   | 2000                    | 1.80   | 2.25  |
| 7        | 10                    | 1.25                   | 2000                    | 1.80   | 2.25  |
| 8        | 10                    | 1.25                   | 2000                    | 1.80   | 2.25  |

determinación del centro de rigidez h = 18'-0"

| Muro No. | Dirección | Largo (ft) | h/l  | R <sub>c</sub> | coeficiente<br>corrección | corregido<br>R <sub>c</sub> | x (ft) | xR <sub>cy</sub> | y (ft) | yR <sub>cx</sub> |
|----------|-----------|------------|------|----------------|---------------------------|-----------------------------|--------|------------------|--------|------------------|
| 1        | y         | 40         | 0.45 | 5.833          | 1.22                      | 7.116                       | 0.33   | 2.35             |        |                  |
| 2        | y         | 10         | 1.80 | 0.348          | 4.05                      | 1.409                       | 79.50  | 112.05           |        |                  |
| 3        | y         | 15         | 1.20 | 0.951          | 4.05                      | 3.852                       | 79.50  | 306.20           |        |                  |
| 4        | x         | 50         | 0.36 | 7.895          | 1.35                      | 10.658                      |        |                  | 39.67  | 422.81           |
| 5        | x         | 10         | 1.80 | 0.348          | 2.03                      | 0.706                       |        |                  | 39.50  | 27.90            |
| 6        | x         | 15         | 1.20 | 0.951          | 2.25                      | 2.140                       |        |                  | 0.42   | 0.90             |
| 7        | x         | 25         | 0.72 | 2.738          | 2.25                      | 6.161                       |        |                  | 0.52   | 3.20             |
| 8        | x         | 10         | 1.80 | 0.348          | 2.25                      | 0.783                       |        |                  | 0.52   | 0.41             |

$$\Sigma R_{cy} = 12.38 \quad \Sigma xR_c = 420.59 \quad \Sigma yR_c = 455.23$$

$$\Sigma R_{cx} = 20.45$$

Determinación del centro de masa

| Muro No. | W (psf) | Largo (ft) | Area 18 x L | W (kips) | Dirección | x (ft) | xW      | y (ft) | yW      |
|----------|---------|------------|-------------|----------|-----------|--------|---------|--------|---------|
| 1        | 80      | 40         | 720         | 57.6     | y         | 0.33   | 19.0    | 20.00  | 1,152.0 |
| 2        | 120     | 10         | 180         | 21.6     | y         | 79.50  | 1,717.2 | 35.00  | 756.0   |
| 3        | 120     | 15         | 270         | 32.4     | y         | 79.50  | 2,575.8 | 7.50   | 243.0   |
| 4        | 80      | 50         | 900         | 72.0     | x         | 25.00  | 1,800.0 | 39.67  | 2,856.0 |
| 5        | 120     | 10         | 180         | 21.6     | x         | 75.00  | 1,620.0 | 39.50  | 853.2   |
| 6        | 100     | 15         | 270         | 27.0     | x         | 7.50   | 202.5   | 0.42   | 11.3    |
| 7        | 100     | 25         | 450         | 45.0     | x         | 42.50  | 1,912.5 | 0.42   | 18.9    |
| 8        | 100     | 10         | 180         | 18.0     | x         | 75.0   | 1,350.0 | 0.42   | 7.6     |

$$\Sigma W = 295.2 \text{ kips} \quad \Sigma xW = 11,197.0 \quad \Sigma yW = 5,898.2$$

El centro de masa del techo coincide con su centro geométrico

$$X = 45 \text{ pies} \quad \& \quad Y = 25 \text{ pies}$$

El peso del techo es  $90 \times 50 \times 0.07 \text{ Ksf} = 315 \text{ Kips}$

El centro de masa combinado muro techo es:

$$\bar{x} = \frac{\text{muro} \quad \text{techo}}{295.2 \times 37.93 + 315 \times 45} = 41.58 \text{ ft}$$

$$\bar{y} = \frac{\text{muro} \quad \text{techo}}{295.2 \times 19.98 + 315 \times 25} = 22.57 \text{ ft}$$

Eccentricity = C.M. - C.R.

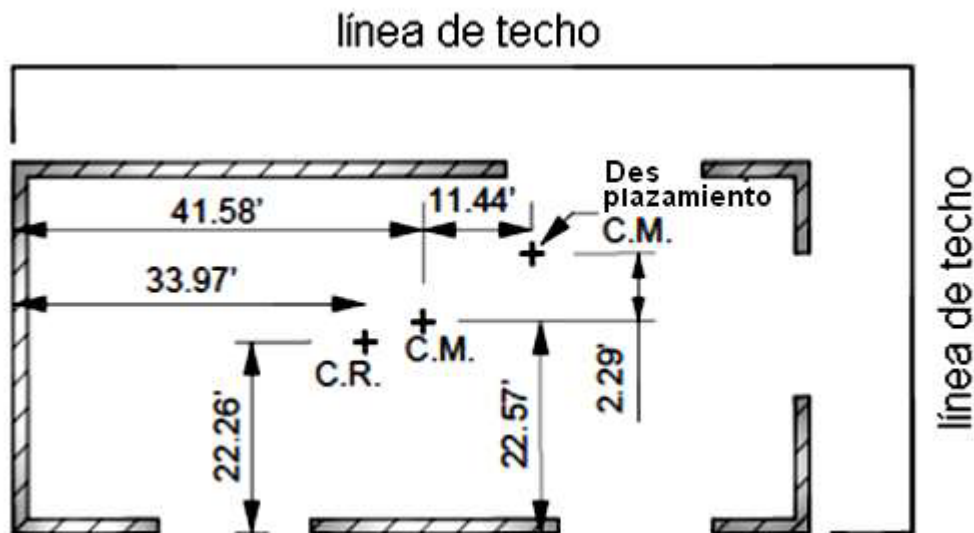
$$x \text{ direction} = 41.58 - 34.14 = 7.44 \text{ ft}$$

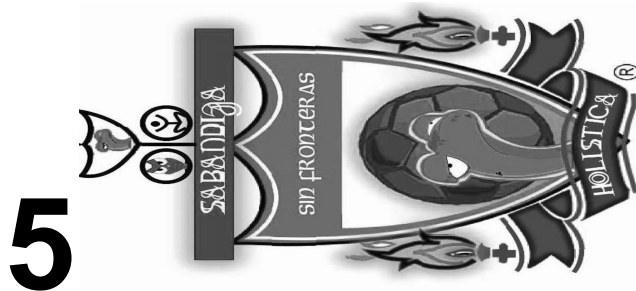
$$y \text{ direction} = 22.57 - 22.28 = 0.29 \text{ ft}$$

más 5% excentricidad accidental

$$x \text{ direction} = 7.44 + 0.05 \times 80 = 11.44 \text{ ft}$$

$$y \text{ direction} = 0.29 + 0.05 \times 40 = 2.29 \text{ ft}$$





## DISEÑO POR ESFUERZOS PERMISIBLES O

### DISEÑO POR ESFUERZOS DE TRABAJO (WSD)

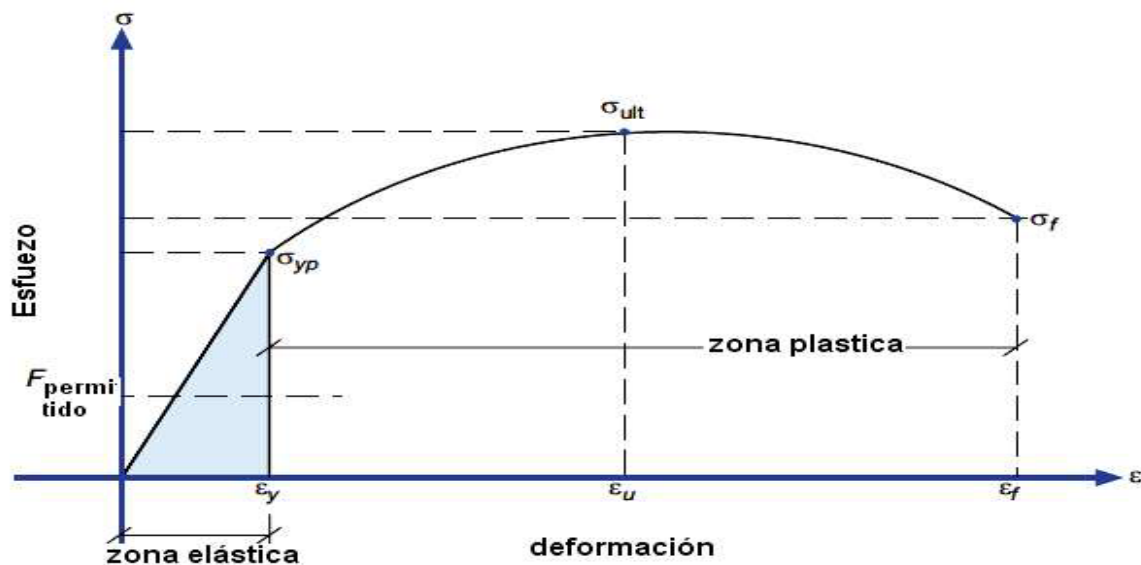
#### 5.1 PRE AMBULO AL WSD (UBC 97 sección 2107)

Este método ha existido desde los años 1930 y se fundamenta en la teoría elástica del concreto reforzado, a lo largo de su historia ha mostrado ser satisfactorio como lo ha demostrado los registros de comportamiento del mismo ante terremotos. Con la teoría elástica se asume que la mampostería: no trabaja a tensión, tiene un buen comportamiento (relativo) a compresión y con la incorporación del acero estructural, se combinan para trabajar a solicitudes de carga axial, flexión y corte. Los esfuerzos básicos se calculan con el principio de la combinación de cargas en el rango elástico; de allí, que los esfuerzos permisibles de cada material involucrado, su límite de fluencia es dividido por un factor de seguridad.

Para la mampostería en compresión y el refuerzo de acero en tensión, el factor de seguridad es de 2.5. Es importante hacer mención que el método WSD incrementa los esfuerzos permisibles en  $\frac{1}{3}$  cuando en la combinación de cargas se involucra la acción del viento o sismo. De acuerdo a la ASCE7-2005 en su capítulo C2 COMBINACIONES OF LOADS sección C2.4 no se permite el incremento de  $\frac{1}{3}$  cuando simultáneamente se utiliza el factor de seguridad de 2.5.

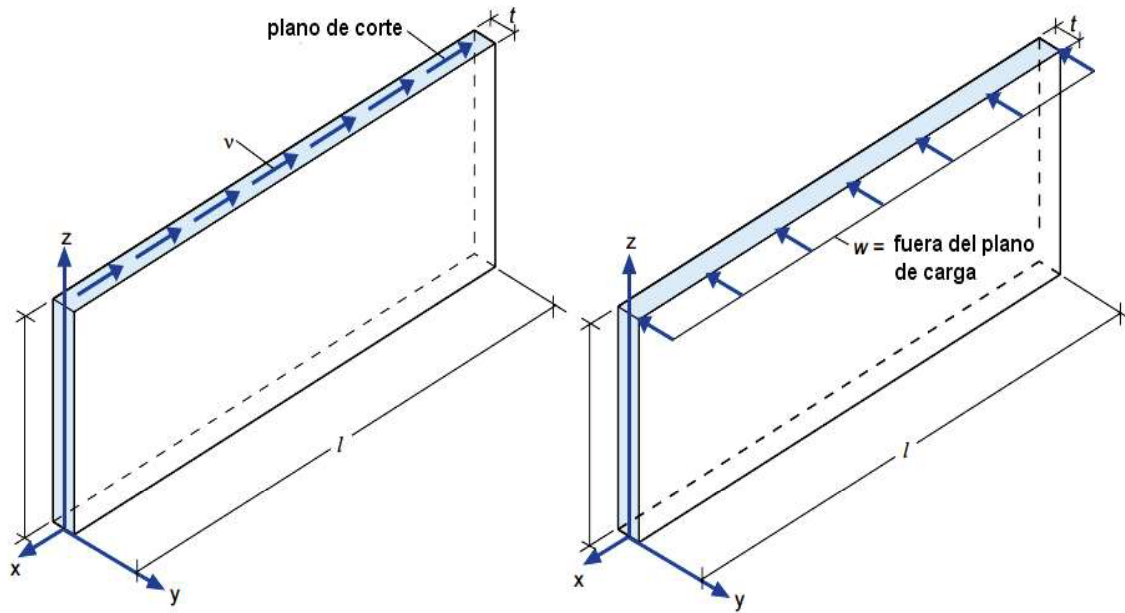
## 5.2 SUPOSICIONES DE LA TEÓRIA ELASTICA

El WSD se basa en el concepto que las estructuras con su factor de seguridad los esfuerzos permitidos que se obtiene dividiendo el esfuerzo de fluencia del elemento entre su factor de seguridad (esta división es lo que hace la diferencia con el método de Diseño de Esfuerzo Últimos, SD) y que el sistema nunca alcanzará el límite superior de fluencia ( $\sigma_{ult}$ ). La curva típica de esfuerzo-deformación, que idealiza la zona elástica (como una línea recta) hasta llegar a su punto de fluencia ( $\sigma_{yp}$ ) y la zona plástica (línea curva).



Las figuras siguientes muestran las condiciones de carga típicas a que son solicitados los muros y la forma de analizar los muros por el método WSD

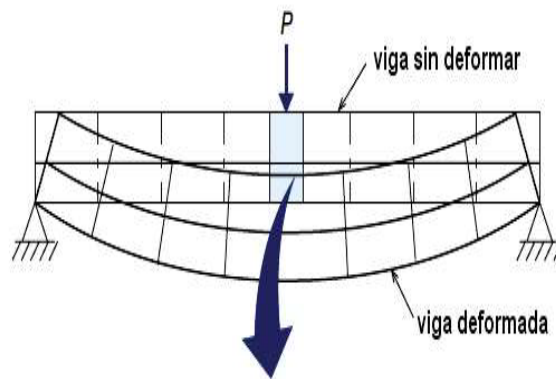




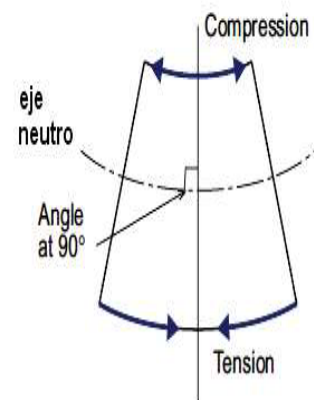
Las ocho suposiciones de diseño en mampostería son:

1. La sección del plano respecto a su eje neutro permanece a  $90^\circ$  antes y después de cargarse.

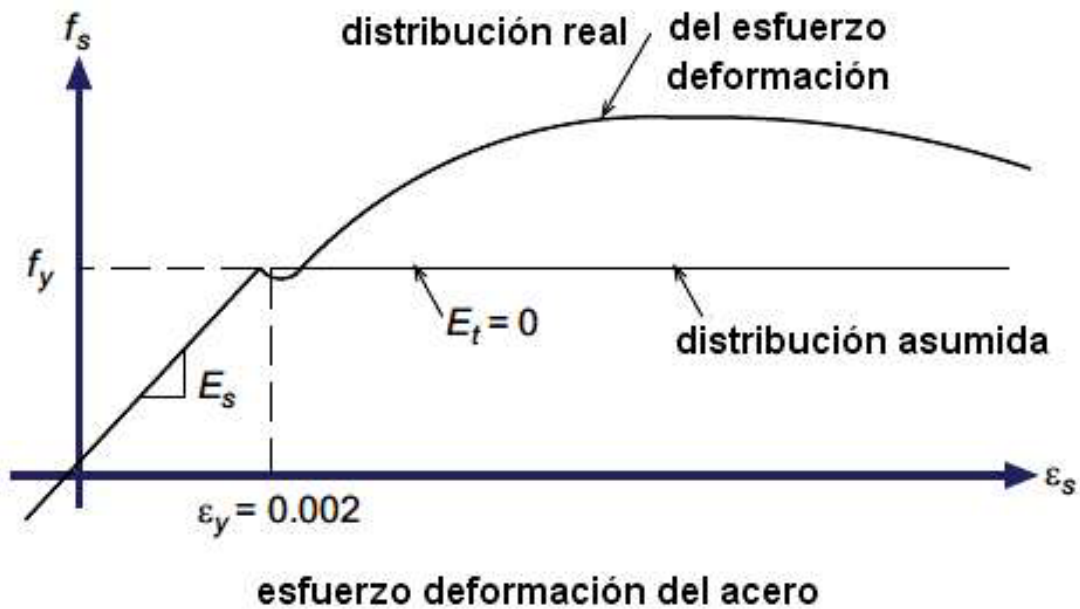
a) elemento sin carga



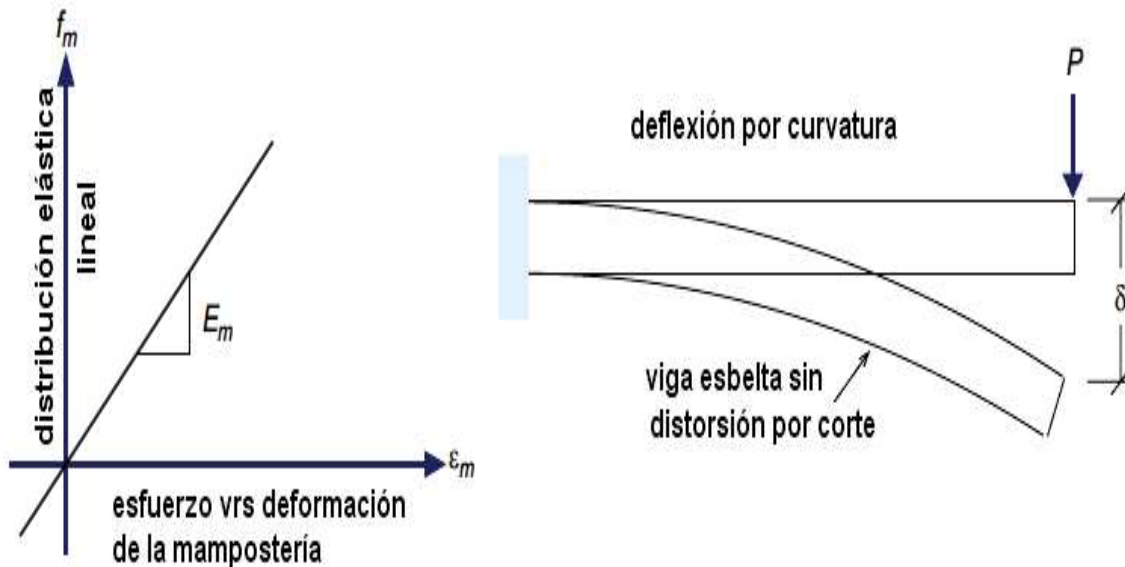
b) elemento con carga



2. La curva de esfuerzo deformación, son proporcionales en línea recta.



3. El esfuerzo de tensión en la mampostería es despreciable.
4. La profundidad del eje neutro es directamente proporcional a la deformación de la sección del elemento.
5. La deflexión por curvatura, el efecto de corte no se considera.
6. Los miembros son prismáticos.
7. El esfuerzo de corte se asume uniformemente distribuido en toda la profundidad del elemento.
8. El sistema formado por mamposte, grout, mezcla, acero, trabajan como unidad estructural.



**El refuerzo a tensión está limitado a las siguientes condiciones:**

- Acero de 40000 psi y 50000 psi a una fluencia de trabajo  $f_s = 20000$  psi
- Acero de 60000 psi a una fluencia de trabajo  $f_s = 24000$  psi
- Cable de refuerzo de alta resistencia a una fluencia de trabajo  $f_s = 30000$  psi

**El mamposte debido a esfuerzo de flexión, está limitado por**

- El esfuerzo a compresión permitido es  $F_b = 0.33 f'_m$

### 5.2.1 OBJETIVOS DEL METODO DE DISEÑO DE ESFUERZO DE TRABAJO

El diseño de una estructura, como ya mencionamos, toma en consideración las cargas prescritas en códigos como UBC, IBC, ASCE, etc., a las que será solicitada. La determinación de las cargas de servicio, sea por Diseño de Esfuerzos Permisibles (ASD) que representa la capacidad estructural de la edificación hasta sus límites de fluencia o Diseño por Esfuerzos de Trabajo (WSD), método que ha tenido buena aceptación en el diseño de estructuras de mampostería, que divide los límites de fluencia entre un factor de seguridad, que usualmente se encuentra entre 2 y 4, por lo que hacemos énfasis en su filosofía:

1. Metodología simplista que lo hace apropiado para su aplicación en base al conocimiento de los límites de fluencia de los materiales a usar, así como

de los factores de seguridad, que buscan que los mismos trabajen en sus zonas elásticas.

2. Control de los desplazamientos permitidos, ya que los factores de seguridad ejercen gran influencia en límites de fluencia.
3. Dado a que el acero de refuerzo tiene una gran ductilidad, el método provee una seguridad a la mampostería y de allí su alto record de no colapso.

### 5.2.2 DERIVACIÓN DE LAS ECUACIONES DE ANALISIS

Las ecuaciones utilizadas por el método WSD, se basan en la Ley de Hooke, que es derivada de las ecuaciones para vigas de Bernoulli-Euler. Como sigue:

$$C = \text{fuerza de compresión en la sección de mampostería} = \frac{1}{2} f'_m K d b$$

$$T = \text{fuerza de tensión del acero} = f_s A_s$$

$$f'_m = \text{esfuerzo de compresión de la mampostería}$$

$$f_s = \text{fluencia de trabajo del acero}$$

$$Kd = \text{distancia al eje neutro de zona de compresión}$$

$$jd = \text{distancia del brazo entre los momentos de C \& T}$$

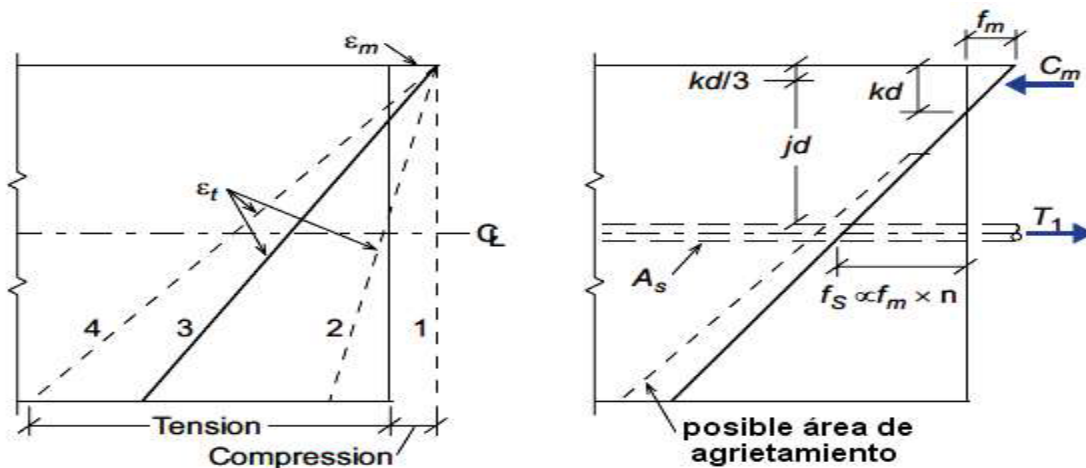
$$\epsilon_m = \frac{f'_m}{E_m} = \text{deformación unitaria de la mampostería}$$

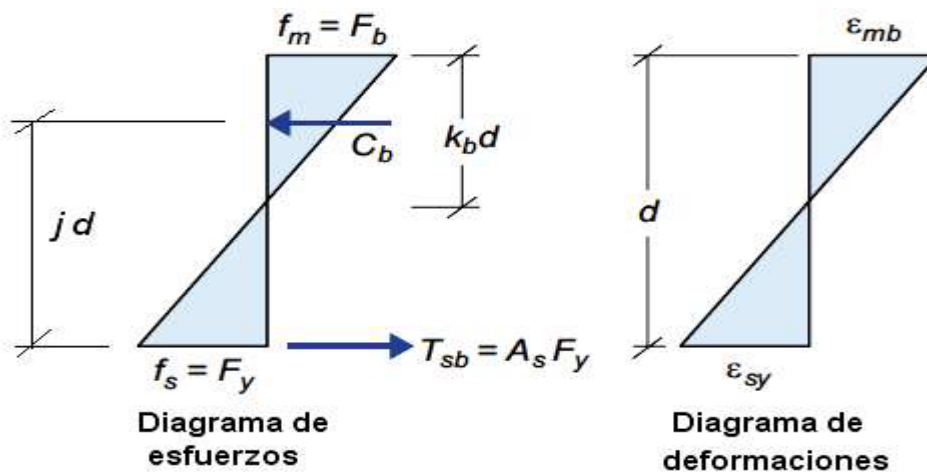
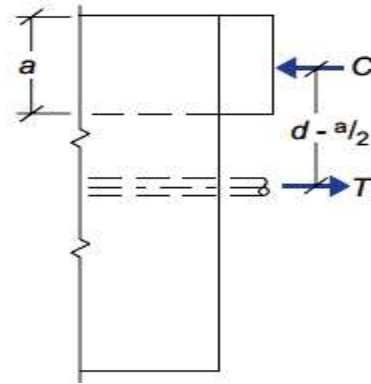
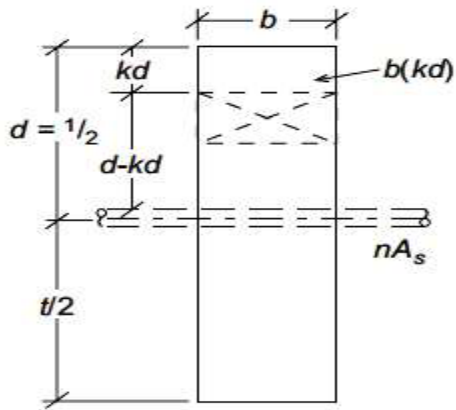
$$\epsilon_s = \frac{f_s}{E_s} = \text{deformación unitaria del acero}$$

$$n = \frac{E_s}{E_m} = \text{relación modular}$$

$$nA_s = \text{área equivalente de acero}$$

$$b = \text{ancho unitario (1 pie o 1 metro)}$$





### 5.2.3 ECUACIONES DE DISEÑO WSD

| TIPO DE ESFUERZO                            | DISEÑO ESFUERZOS PERMISIBLES  | Code ref.                      |          |
|---|---|--------------------------------|----------|
|   |   | UBC '97                        | IBC 2000 |
| Esfuerzo de tensión en acero de refuerzo    | <b>Barras corrugadas</b><br>$F_s = 0.5F_y$ , 24 ksi max.<br><b>Cables de refuerzo.</b><br>$F_s = 0.5F_y$ , 24 ksi max.<br><b>Anclajes, ganchos</b><br>$F_s = 0.4F_y$ , 20 ksi max.  | 2107.2.11                      |          |
| Esfuerzo de compresión en acero de refuerzo | <b>Barras corrugadas columnas</b><br>$F_{sc} = 0.4F_y$ , 24 ksi max.<br><b>Barras corrugadas elementos a flexión</b><br>$F_s = 0.5F_y$ , 24 ksi max.<br><b>muros a corte, confinamiento</b><br>$F_{sc} = 0.4F_y$ , 24 ksi max.  | 2107.2.11                      |          |
| Modulo de elasticidad                       | <b>Acero de refuerzo</b><br>$E_s = 29,000,000$ psi.<br><b>Mampostería</b><br>$E_m = 700f'_m$ , 3,000,000 psi max.<br><b>Grout,</b><br>$E_g = 500f_g$<br>$E_m = 900f'_m$ , for concrete masonry.   | 2106.2.12.1<br>$E_m = 700f'_m$ |          |
| Modulo al corte                             | $G = 0.4 E_m$ (UBC)<br>$E_v = 0.4 E_m$ (ACI/ASCE)   | 2106.2.13                      |          |
| Esfuerzo axial de compresión                | UBC: Members other than columns<br>ACI/ASCE: walls or columns,<br>when $h'/t \leq 99$<br>$F_a = 0.25f'_m \left[ 1 - \left( \frac{h'}{140r} \right)^2 \right]$ when $h'/t > 99$ ,<br>$F_a = 0.25f'_m \left( \frac{70r}{h'} \right)^2$ UBC: For reinforced masonry columns,<br>when $h'/t \leq 99$<br>$P_a = (0.25f'_m A_e + 0.65A_s F_{se}) \left( \frac{70r}{h'} \right)^2$ | 2107.25                        |          |
| Esfuerzo de Flexión por compresión          | $F_a = 0.33f'_m$<br>(UBC limits $F_b$ to a maximum of 2000 psi)   | 2107.2.6                       |          |
| Esfuerzos combinados                        | $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1$  | 2107.2.8                       |          |
| Esfuerzo de corte                           | Flexural members without shear reinforcing,<br>$F_v = 1.0 \sqrt{f'_m}$ $F_{v(max)} = 50$ psi<br>Flexural members will reinforce steel carrying shear forces,<br>$F_v = 3.0 \sqrt{f'_m}$ $F_{v(max)} = 150$ psi  | 2107.2.8                       |          |

|   |   |                   |  |
|---|---|-------------------|--|
| <p><b>Esfuerzo de corte<br/>corte en muros</b></p>                | <p>Corte en muros cuando la mampostería esta diseñada para soportar todo el corte<br/>                 When <math>\frac{M}{Vd} &lt; 1, F_v = 1/3 \left[ 4 - \left( \frac{M}{Vd} \right) \right] \sqrt{f'_m}</math></p> <p><math>F_{v(max)} = 80 - 45 \left( \frac{M}{Vd} \right)</math> psi</p> <p>When <math>\frac{M}{Vd} \geq 1, F_v = 1.0 \sqrt{f'_m}</math></p> <p><math>F_{v(max)} = 35</math> psi</p> <p>Corte en muros cuando el refuerzo es el que soporta todo el corte<br/>                 When <math>\frac{M}{Vd} &lt; 1, F_v = 1/2 \left[ 4 - \left( \frac{M}{Vd} \right) \right] \sqrt{f'_m}</math></p> <p><math>F_{v(max)} = 120 - 45 \left( \frac{M}{Vd} \right)</math> psi</p> <p>When <math>\frac{M}{Vd} \geq 1, F_v = 1.5 \sqrt{f'_m}</math></p> <p><math>F_{v(max)} = 75</math> psi</p> | <p>2107.2.9</p>   |  |
| <p><b>Esfuerzo de volteo</b></p>                                  | <p>One full area,<br/> <math>F_{br} = 0.26 \sqrt{f'_m}</math></p> <p>On one-third area or less,<br/> <math>F_{br} = 0.38 \sqrt{f'_m}</math></p> <p>For ACI/ASCE Code,<br/> <math>F_{br} = 0.25 \sqrt{f'_m}</math></p>   | <p>2107.2.10</p>  |  |
| <p><b>Tensión de anclajes</b></p>                                 | <p>The lesser of,<br/> <math>B_t = 0.5 A_p \sqrt{f'_m}</math><br/> <math>B_t = 0.2 A_b f_y</math><br/>                 (Note ACI/ASCE uses <math>B_a</math> to denote the allowable bolt tensile capacity)</p>  | <p>2107.1.5.1</p> | <p>2108.6.3<br/> <math>B_v = 4 \phi A_{pr} \sqrt{f'_m}</math><br/>                 (21-15)</p> |
| <p><b>Corte de anclajes</b></p>                                   | <p>The lesser of,<br/> <math>B_v = 350 A_p \sqrt{f'_m A_b}</math><br/> <math>B_v = 0.12 A_b f_y</math></p>  | <p>2107.5.3</p>   |  |
| <p><b>Esfuerzos combinados de corte y tensión en anclajes</b></p> | <p><math>\frac{b_t}{B_t} + \frac{b_v}{B_v} \leq 1.0</math><br/>                 (Note ACI/ASCE uses <math>B_a</math> to denote the allowable bolt tensile capacity)</p>   | <p>2107.1.5.4</p> | <p>2108.6.4</p>  |

### 5.2.4 ECUACIONES DE ANALISIS WSD DE ESFUERZOS ACTUANTES

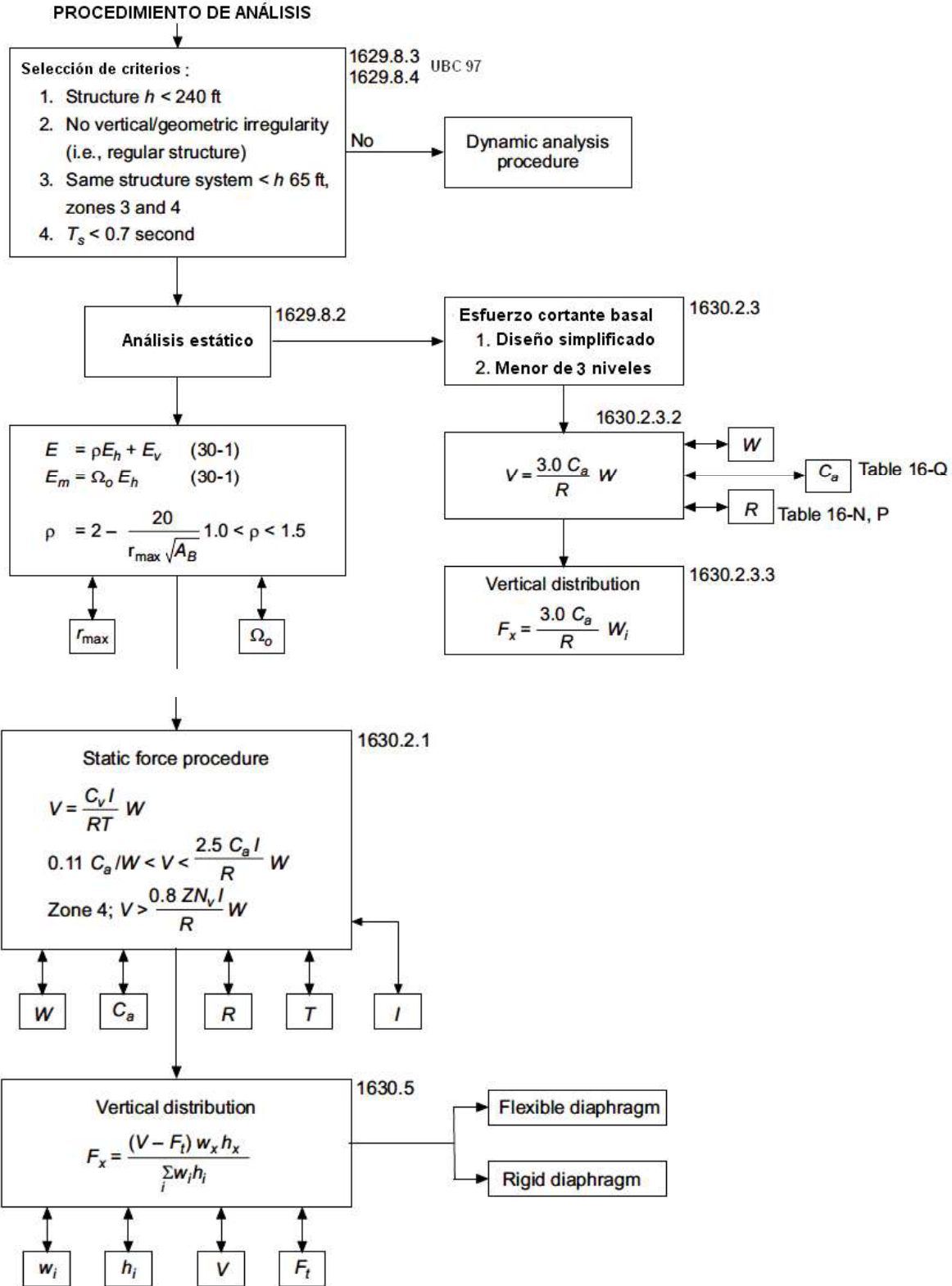
| Item  | Formulas de Diseño  |
|---|---|
| Relación modular: $n$                         | $n = \frac{E_s}{E_m}$   |
| Cuantía por tensión (rho) $p$                 | $p = \frac{A_s}{bd} = \frac{K}{f_s j}$  |
| Area de acero por tensión $A_s$               | $A_s = pbd = \frac{M}{f_s j d} = \frac{T}{f_s}$   |
| Cuantía por compresión<br>(rho') $p'$         | $p' = \frac{K - K_b}{(2n - 1) \left( \frac{k - d'}{k} \right) \left( 1 - \frac{d'}{d} \right)} = \frac{A'_s}{bd}$ |
| Area de acero por compresión<br>$A'_s$        | $A'_s = \frac{M - kF}{cd}$  |
| Perimetro de refuerzo<br>$\Sigma_o$           | $\Sigma_o = \pi d$  |
| Momento soportado<br>por la mampostería $M_m$ | $M_m = F_b k j b d^2 = k b d^2$   |
| Momento soportado<br>por el acero de refuerzo | $M_s = F_s A_s j d = k b d^2$   |
| Coefficiente por Flexión<br>$K$               | $K = \frac{1}{2} F_b k j = \frac{M}{b d^2} = f_s p j$   |



|   |   |
|---|---|
| <p><b>Coefficiente</b> <math>k</math></p>                             | <p>Quando solo hay refuerzo a tensión</p> $k = \sqrt{(np)^2 + 2np} - np$ $k = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{nf_b}}$ <p>Quando hay refuerzo a tensión y :<br/>compresión</p> $k = \frac{\sqrt{[np + (2n - 1)]^2 + 2(2n - 1)p' \frac{d'}{d}} - [np + (2n - 1)p']}{2}$ |
| <p><b>Coefficiente</b> <math>j</math></p>                             | <p>Quando solo hay refuerzo a tensión</p> $j = 1 - \frac{k}{3}$ <p>Quando hay refuerzo a tensión y<br/>compresión</p> $j = 1 - \frac{z}{3}$   |
| <p><b>Coefficiente</b> <math>z</math></p>                             | $z = \frac{\frac{1}{6} + \frac{(2n - 1)A'_s}{k b d} \times \left(1 - \frac{d'}{k d}\right)}{\frac{1}{2} + \frac{(2n - 1)A'_s}{k b d} \times \left(1 - \frac{d'}{k d}\right)}$   |
| <p><b>Fuerza de Compresión</b> <math>C</math></p>                     | $C = \frac{1}{2} f_b k d b$   |
| <p><b>Fuerza de Tensión</b> <math>T</math></p>                        | $T = A_s f_s$   |
| <p><b>Esfuerzo de Tensión Actuante</b> <math>f_s</math></p>           | $f_s = \frac{M}{A_s j d}$   |
| <p><b>Esfuerzo de Compresión Actuante</b> <math>f_{sc}, f'</math></p> | $f_{sc} = 2 n f_b \left( \frac{k d - d'}{k d} \right)$  |

|  |   |
|--|---|
| <p><b>Esfuerzo de Flexión Actuantes en la mampostería</b> <math>f_b</math></p>                           | $f_b = \frac{2M}{bd^2jk} = \frac{2}{jk}K$   |
| <p><b>Esfuerzo actuante en vigas y muros resistentes a corte</b> <math>f_v</math> or <math>v</math>,</p> | $f_v = \frac{V}{bjd} = \frac{V}{bd} \text{ or } \frac{V}{bl}$   |
| <p><b>Espaciamiento de acero por contante</b> <math>s</math></p>   | $s = \frac{A_v F_s d}{V}$   |
| <p><b>Acero provisto resistente a corte</b> <math>F_v</math></p>   | $F_v = \frac{A_v F_s}{bj s} \text{ or conservatively, } F_v = \frac{A_v F_s}{bs}$   |
| <p><b>Area de acero a corte</b> <math>A_v</math></p>   | $A_v = \frac{Vs}{F_s d}$  |
| <p><b>Esfuerzo de anclaje</b> <math>u</math></p>   | $u = \frac{V}{\sum o_j d}$  |
| <p><b>Factor de reducción alto efectivo a espesor</b> <math>R</math></p>                                 | $R = \left[ 1 - \left( \frac{h'}{140r} \right)^2 \right], \frac{h'}{r} \leq 99; \left( \frac{70r}{h'} \right), \frac{h'}{r} > 99$   |
| <p><b>Interacción de Carga y momento</b></p>   | $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.00 \text{ or } 1.33$ $f_b = 0.33f'_m \qquad f_a = \frac{P}{Ae} = \frac{P}{bd}$ $f_v = \left( 1 - \frac{f_a}{F_a} \right) F_b \qquad f_m = f_a + f_b$ $a = \frac{1}{6} t f m$ $k_d = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \qquad b = \frac{1}{2} t f m d$ $c = p \left( \frac{1}{2} - d_1 \right) + M$ |

5.2.5 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO SISMICO



## PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

## WSD

| ① | Determinación de cargas y condiciones de trabajo                   | IBC ecuación |
|---|--|--------------|
| • | $D$  | 16-7         |
|   | $D + L$  | 16-8         |
|   | $D + L (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$                          | 16-9         |
|   | $D + (W \text{ or } 0.7E) + L + (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$ | 16-10        |
|   | $0.6D + W$   | 16-11        |
|   | $0.6D + 0.7E$  | 16-12        |
| • | $D + L + (L_r \text{ or } S \text{ or } R)$                        | 16-13        |
|   | $D + L + (\omega W)$   | 16-14        |
|   | $D + L + \omega W + S/2$   | 16-15        |
|   | $D + L + S + \omega W/2$   | 16-16        |
|   | $D + L + S + E/1.4$  | 16-17        |
|   | $0.9D + E/1.4$   | 16-18        |



| ②  | condiciones iniciales de diseño  |
|----|--|
| 1. | Select $f'_m$ – clase block $1500 < f'_m < 3000$ psi                                 |
| 2. | Select $b, d, A_s$ – Use 1% grade 60 steel, $F_s = 2.4$ ksi                          |
| 3. | calculo de esfuerzos permisibles   |
|    | $F_b = 0.33 f'_m, 2000$ psi (13.8 MPa) maximum<br>(use $1/2 f'_m$ for no inspection) |
|    | $F_s = 24$ ksi (grade 60 steel)  |
| o  | $F_s = 20$ ksi (grade 40 steel)  |

3 ↓

↓

**Sumario de formulas a flexión**

③  $n = \text{relación modular} = \frac{E_s}{E_m}$        $E_s = 29,000 \text{ ksi}$   
 $E_m = 750 f'_m, 3,000,000 \text{ psi max}$  (Eq. 6-3)

$\rho = \text{cuantía de acero} = \frac{A_s}{bd}$  (Eq. 6-4)

$k = \sqrt{(\rho n)^2 + 2\rho n} - \rho n$        $f_s = F_s = \text{esfuerzo permisible acero}$   
 $j = 1 - k/3, K_s = f_s \rho j$        $= 24 \text{ ksi (grade 60 steel)}$

$T_s = A_s f_s \Rightarrow \text{momento a tensión} = M_s = K_s b d^2$   
 momento de mampostería  $= M_m = 1/2 F_b k b d^2$   
 $= K_m = 1/2 F_b k$   
 $\therefore M_m = K_m b d^2$

↓

④ **representación de momentos, corte y deflexion**

1)  $M_s, M_m \leftarrow \text{Select } M_{\text{allow}} = \text{Min} [M_s, M_m]$

2) Compare  $M > / < M_{\text{allow}}$       si  $M > M_{\text{allow}}$ , go to ②

---

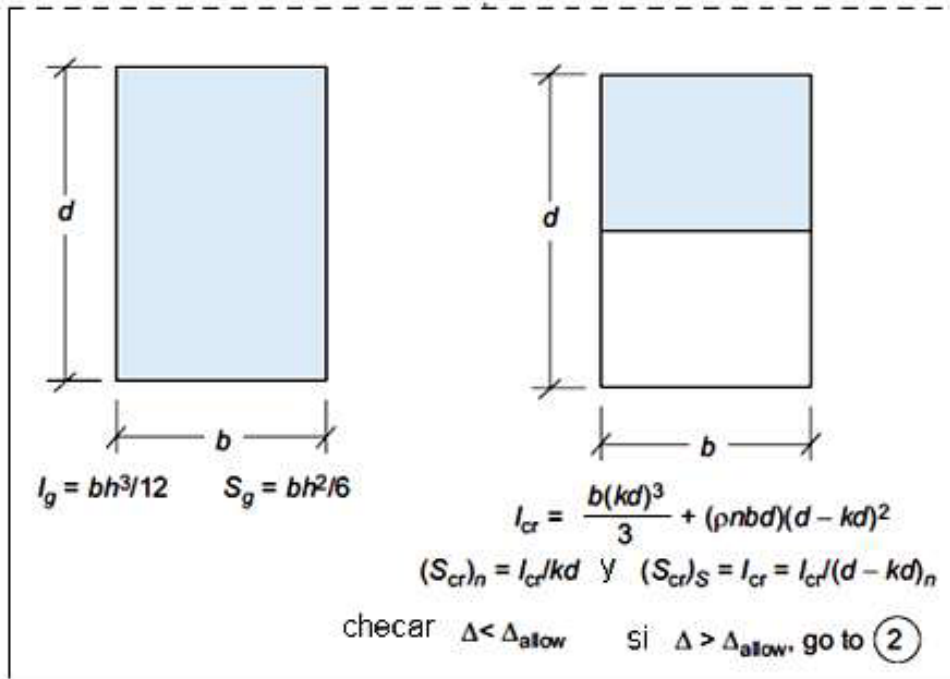
3) **capacidad de corte**      UBC (7-19)  
 $F_v = 1.0 \sqrt{f'_m}, 50 \text{ psi max}$       si  $f_r > F_r$ , go to ②

---

4) **análisi de deflexiones**       $(EI)_{\text{eff}} = 1/2 (E_m I_m)$   
 $\circ (EI)_{\text{eff}} = E_m I_{\text{cr}} \leftarrow \text{modulo de sección fisurado}$

↑

VER NOTA SIGUIENTE



**5a) UBC combinaciones especiales de sismo**

$1.2D + 1.7L + 1.0 E_m$  (12-17)  
 $0.9D \pm 1.0 E_m$  (12-18)

↓ 0

**5b) IBC condiciones de diseño sísmico**

**2107.2.3 ACI 530/ASCE 5/TMS 402. Section 2.1.8.6.1.1, Longitud de desarrollo  $l_{ld}$**   
 Los traslapes mínimos del acero (tensión o compresión) se calculan con la ecuación 21-2 pero no será menor a 15 pulgadas (38 cm)

Eq. 21-2  $l_{ld} = \frac{0.16d_b^2 f_y \gamma}{K \sqrt{f'_m}}$

For Sl:  $l_{ld} = \frac{1.95d_b^2 f_y \gamma}{K \sqrt{f'_m}}$

where:

- $d_b$  = diámetro de varilla
- $f_y$  = Fluencia de acero de refuerzo
- $f'_m$  = Esfuerzo a compresión del mamposte

or  $E_m = 700 f'_m$  for clay and shale } IBC  
 $E_m = 900 f'_m$  for concrete units

$l_{ld}$  = Mínimo de longitud desarrollo (pul o mm)

$K$  = recubrimiento menor de espacio entre el refuerzo adyacente o 5 veces el diámetro de la varilla

$\gamma$  = 1.0 for No. 3 through No. 5 reinforcing bars.  
 1.4 for No. 6 and No. 7 reinforcing bars  
 1.5 for No. 8 through No. 9 reinforcing bars.

**2107.2.4 ACI 530/ASCE 5/TMS 402. Máximo diámetro de varilla** Este no debe de exceder un octavo del espesor nominal del block o menor a un cuarto del ancho de la celda

**2107.2.5 ACI 530/ASCE 5/TMS 402. Empalmes** en varillas de la 9 en adelante, se deberán utilizar conectores de acuerdo con ACI 530 ASCE 5

## 5.3 DISEÑO DE ELEMENTOS DE MAMPOSTERÍA

### 5.3.1 VIGAS DE MAMPOSTERÍA

Como en el medio guatemalteco, este procedimiento no es utilizado, obviaremos el desarrollo del mismo.

### 5.3.2 COLUMNAS

Las columnas de mampostería son elementos estructurales que pueden trabajar en forma independiente, como parte de una pared, también como elementos robustos (cuando sus secciones son mayores que el ancho de la pared) unidos con mampostería. Las columnas soportan las cargas de compresión, con y sin la acción de momentos.

Al igual que las columnas de hormigón armado, la esbeltez, la sujeción en los extremos, son de importancia en el comportamiento de ellas.

#### COLUMNAS CORTAS:

Los efectos de pandeo son secundarios y generalmente despreciados, ya que la capacidad de carga axial es la que gobierna, de allí que la capacidad de compresión **permisible** esta dado por:

- Resistencia de la mampostería  $0.25 f'_m$
- Resistencia del acero:  $0.65 \cdot 0.4 f_y = 0.26 f_y$

#### COLUMNAS ESBELTAS:

Para estas columnas se hace uso del factor de corrección de esbeltez  $m$ , que está en función de relación de la altura entre el radio de giro, que se limita al número 99,

$$\text{Si: } \frac{h}{r} \leq 99 \rightarrow m = \left[ 1 - \left\{ \frac{h}{140 r} \right\}^2 \right]$$

$$\text{Si: } \frac{h}{r} > 99 \rightarrow m = \left[ \left\{ \frac{70r}{h} \right\}^2 \right]$$

Donde;

$h$  es la luz efectiva de la columna

$r$  es el radio de giro dado por  $r = \sqrt{\frac{I}{A_e}}$

**MODIFICADOR DE ESBELTEZ**

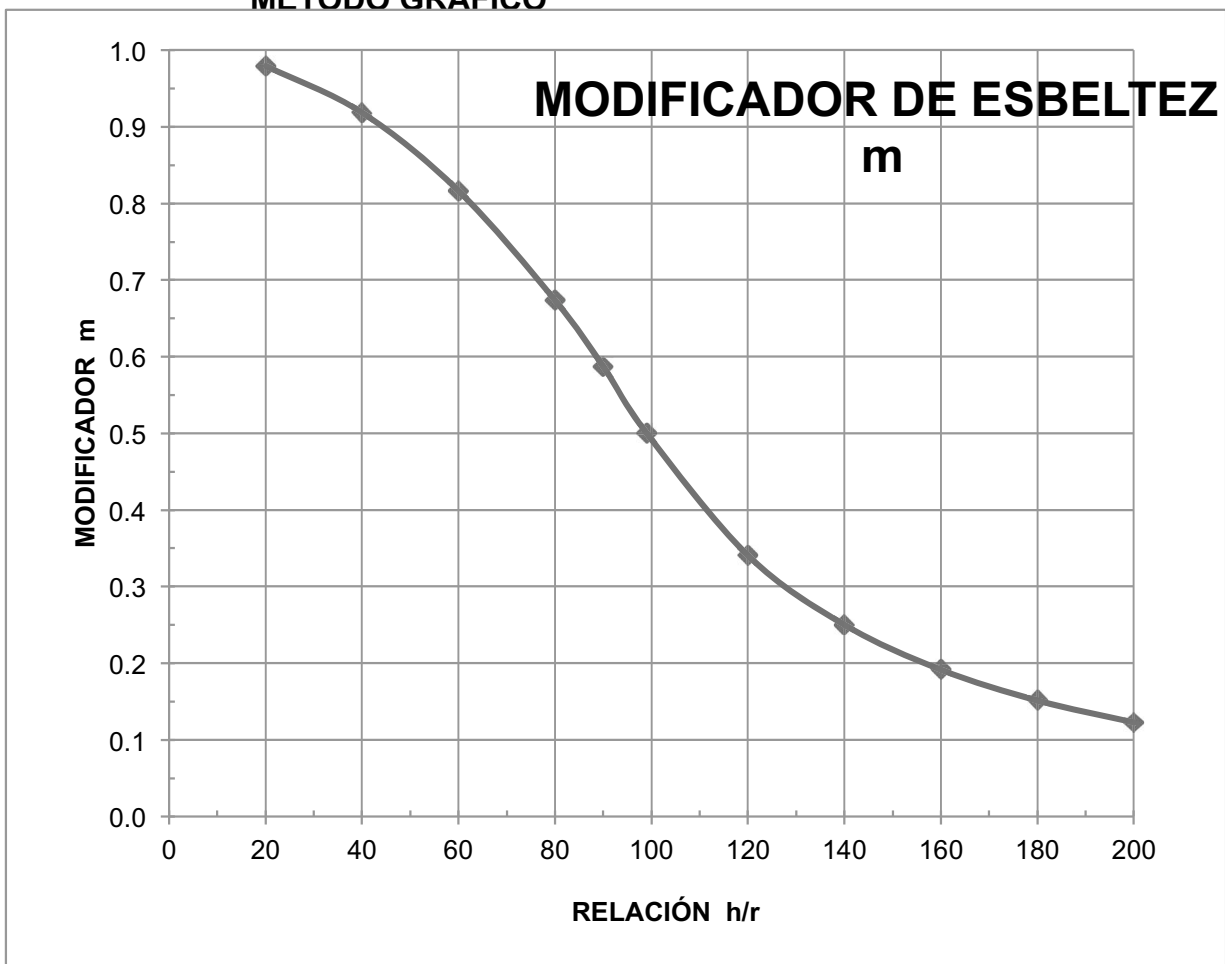
$$\frac{h}{r} \leq 99 \rightarrow m = \left[ 1 - \left\{ \frac{h}{140r} \right\}^2 \right]$$

$$\frac{h}{r} > 99 \rightarrow m = \left[ \left\{ \frac{70r}{h} \right\}^2 \right]$$

| MODIFICADOR DE ESBELTEZ m |          |                         |        |
|---------------------------|----------|-------------------------|--------|
| h/r                       | h/(140r) | (h/(140r)) <sup>2</sup> | m      |
| 20                        | 0.1429   | 0.0204                  | 0.9796 |
| 40                        | 0.2857   | 0.0816                  | 0.9184 |
| 60                        | 0.4286   | 0.1837                  | 0.8163 |
| 80                        | 0.5714   | 0.3265                  | 0.6735 |
| 90                        | 0.6429   | 0.4133                  | 0.5867 |
| 99                        | 0.7071   | 0.5001                  | 0.4999 |

| MODIFICADOR DE ESBELTEZ m |          |                           |
|---------------------------|----------|---------------------------|
| h/r                       | 70 (r/h) | m = 70 (r/h) <sup>2</sup> |
| 99                        | 0.7071   | 0.4999                    |
| 120                       | 0.5833   | 0.3403                    |
| 140                       | 0.5000   | 0.2500                    |
| 160                       | 0.4375   | 0.1914                    |
| 180                       | 0.3889   | 0.1512                    |
| 200                       | 0.3500   | 0.1225                    |

**METODO GRAFICO**





### 5.3.2.1 COMPRESIÓN ADMISIBLE EN COLUMNAS

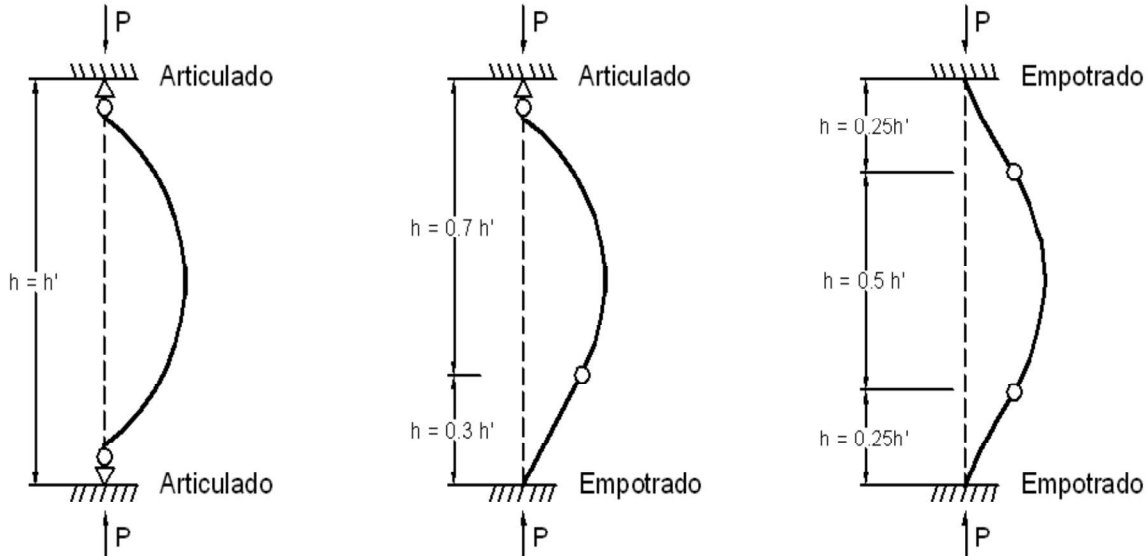
Para columnas con relación:

$$\frac{h}{r} < 99 \rightarrow P_a = (0.25f'_m A_n + 0.65A_{st}F_s) \left[ 1 - \left( \frac{h}{140r} \right)^2 \right]$$

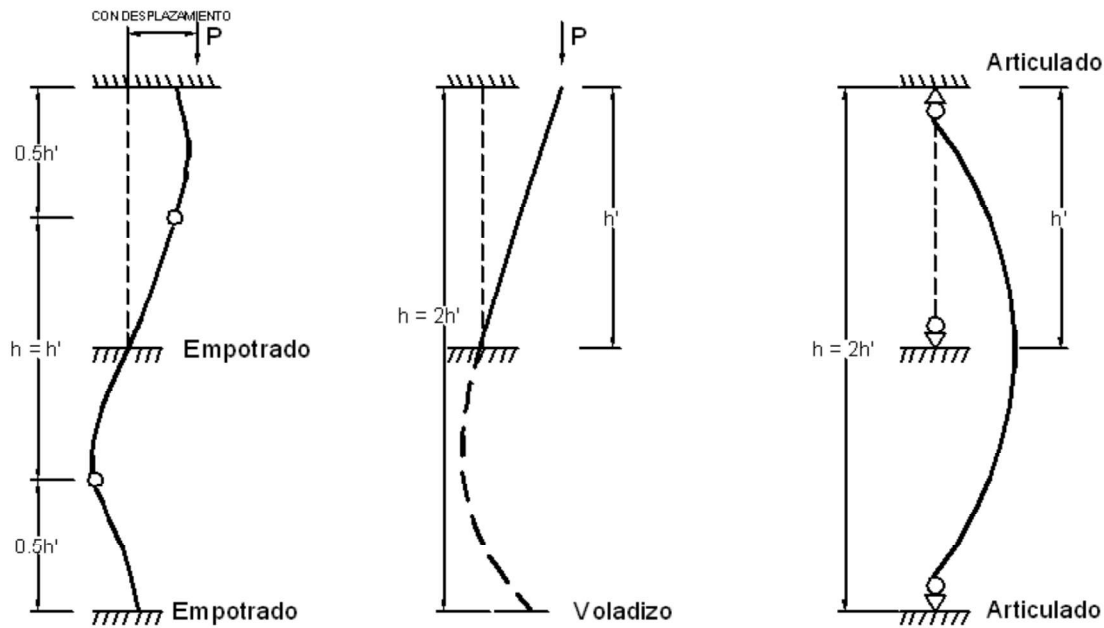
$$\frac{h}{r} \geq 99 \rightarrow P_a = (0.25f'_m A_n + 0.65A_{st}F_s) \left[ \left( \frac{70r}{h} \right)^2 \right]$$

### 5.3.2.2 ALTURA EFECTIVA EN COLUMNAS

Depende de las condiciones de sujeción de los extremos de las mismas puede inducir a las mismas a tener ladeo o restringirlo, siendo por ello que esta altura efectiva, es la que define la carga de compresión admisible de la columna. La estabilidad (deformación) de las columnas se basa en la teoría de Euler.



Altura efectiva  
Sin desplazamiento horizontal



Altura efectiva  
Con desplazamiento horizontal

### 5.3.2.3 REQUISITOS GENERALES EN COLUMNAS

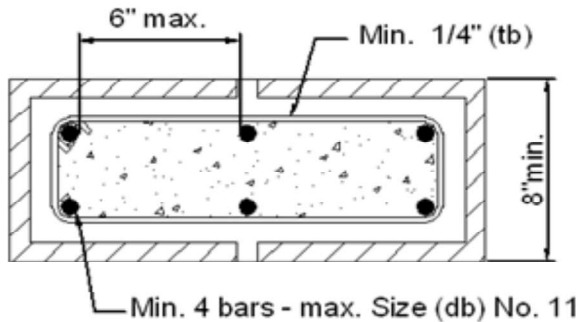
#### SOBRE DIMENCIONES

- El lado menor de la columna 8 pulgadas (20 centímetros)
- Relación: alto efectivo a dimensión menor  $\frac{H}{t} \leq 25$
- Excentricidad mínima de diseño 0.1 veces el lado de la columna.

#### SOBRE EL REFUERZO

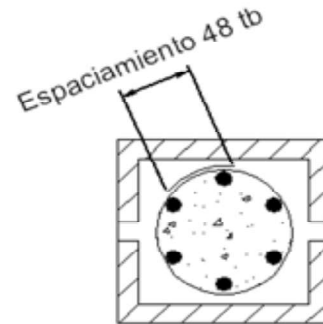
- Refuerzo vertical mínimo  $\geq 0.0025 A_n$
- Refuerzo vertical máximo  $\leq 0.04 A_n$
- Número mínimo de varillas 4
- Diámetro máximo de varilla # 11
- Diámetro mínimo de estribo #  $1/4$
- Espaciamiento vertical de estribos, el menor de:
  - a) 16Diametros de la varilla longitudinal
  - b) 48Diametros del estribo
  - c) Lado menor de la columna
- Alternar en cada esquina el dobles ( $135^\circ$ ) de los estribos.
- Espaciamiento máximo de varillas longitudinales (vale para recubrimiento)
- Los estribos o eslabones podrán ubicarse con el mortero.

- La separación del hierro longitudinal en columnas circulares 48Diametros del zuncho.
- El primer estribo sobre el cimiento se colocará a una distancia menor a  $\frac{1}{2}$  del espaciamiento normal, mientras que el estribo en la parte superior de la columna a  $\frac{1}{2}$  separación del normal, pero medido desde el hierro inferior de la solera o viga.

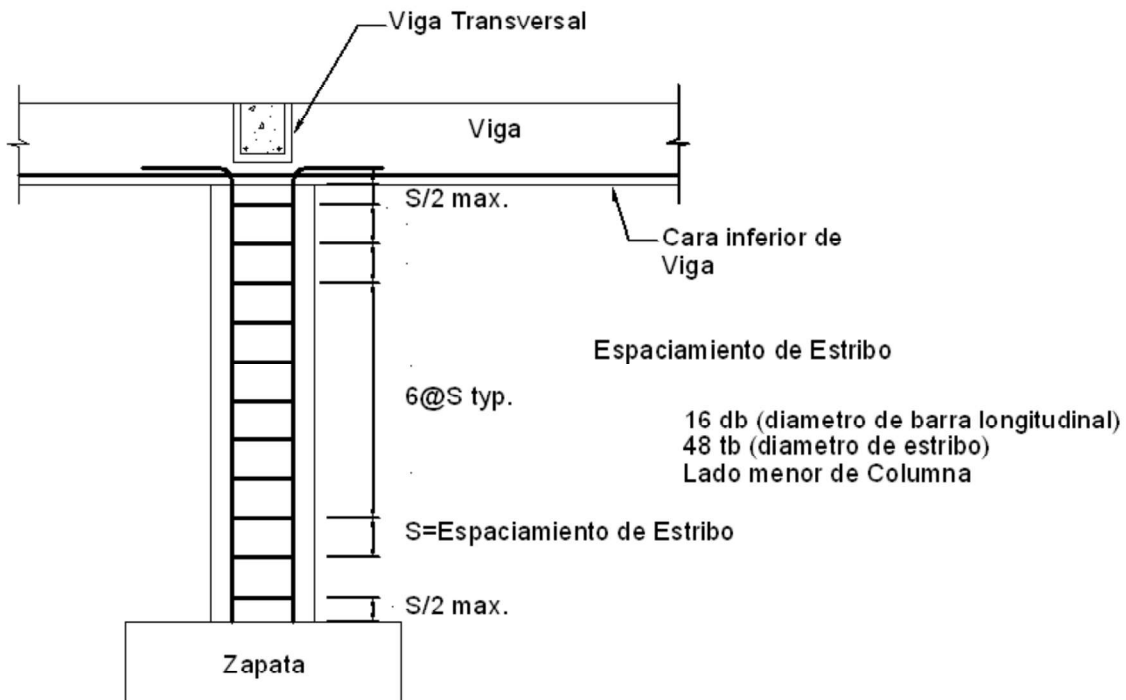


Espaciamiento de Estribo el menor de  
 16 db (diametro de barra longitudinal)  
 48 tb (diametro de estribo)  
 Lado menor de Columna

(a)  
 Planta de Columna Rectangular



(b)  
 Armado de Circular Refuerzo Longitudinal



Requerimientos de Estribos En Columnas de Mamposteria

### 5.3.2.4 COLUMNAS CARGADAS LIGERAMENTE

Para columnas de mampostería se permite, siempre y cuando se cumpla con:

1. Sea para techos de carport, porches o similares.
2. Cuando el máximo de área a soportar sea menor a 450 pies cuadrados.
3. El sistema techo con columnas resistan la acción sísmica.

Las columnas de mampostería, como mínimo serán:

- Provistas de hierro número 4
- Todas las celdas se llenaran de graunt
- La altura máxima será menor a 12 pies.

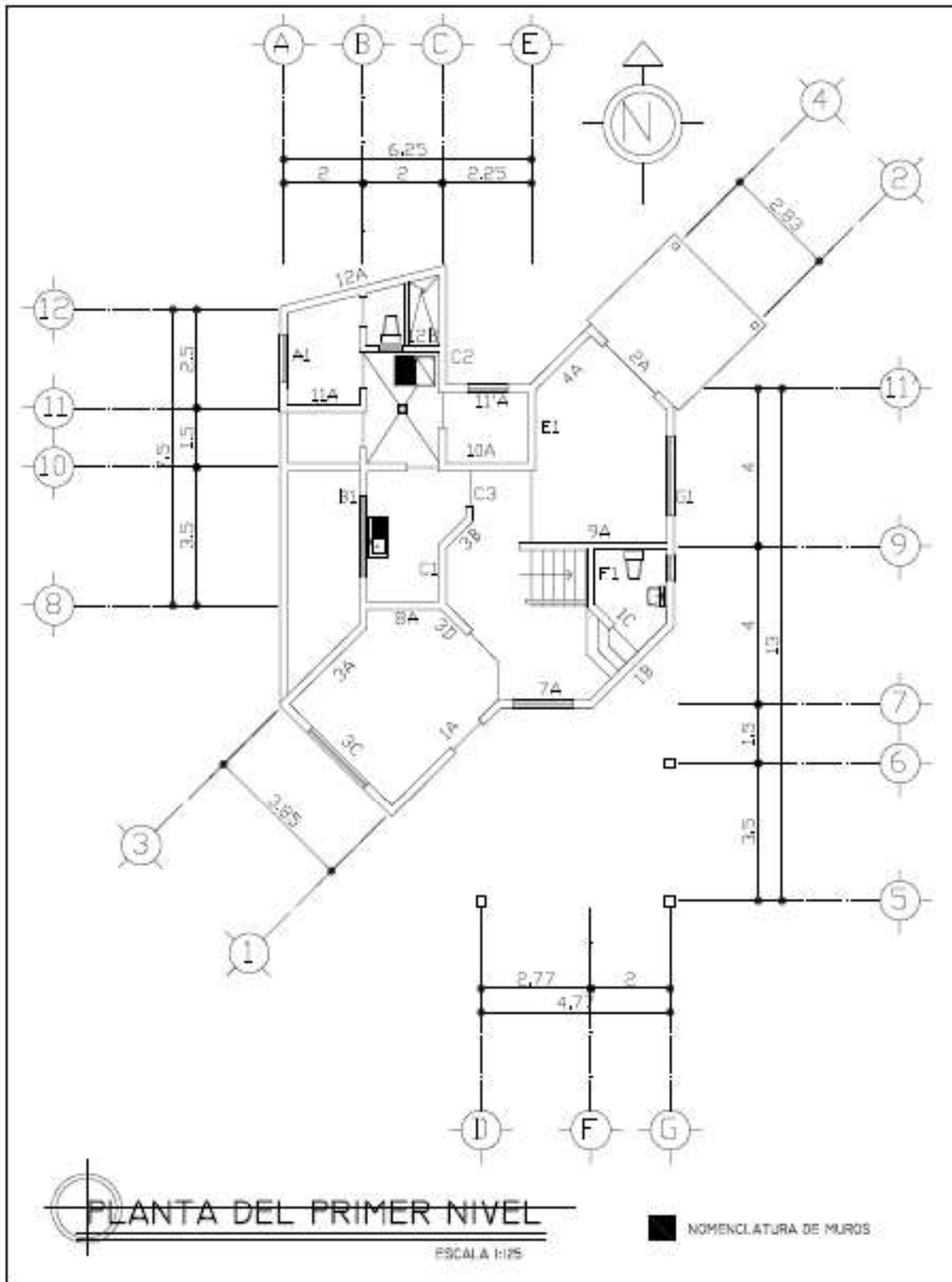
#### EJEMPLO PARA RESOLVER

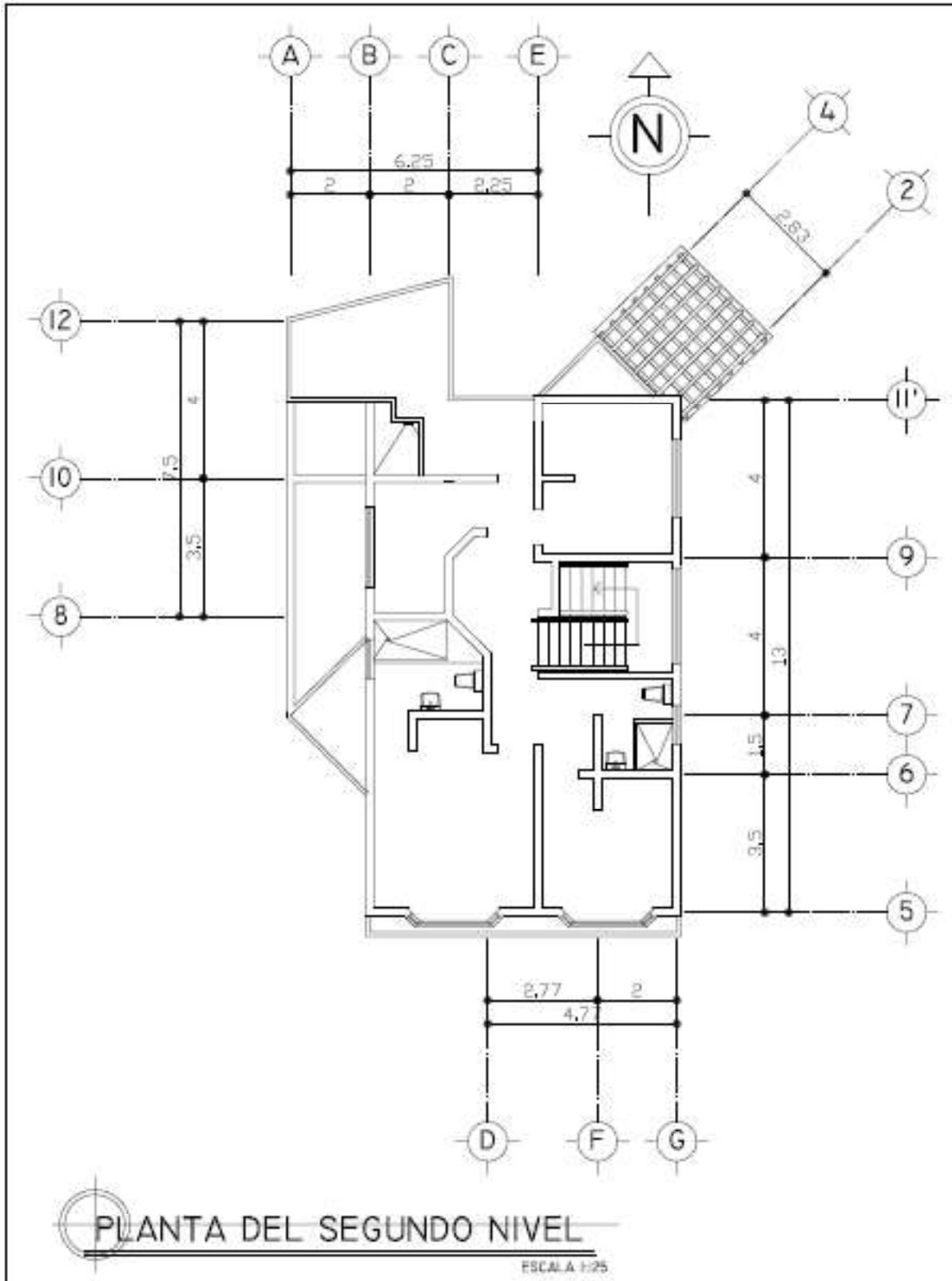
Diseñe una columna de mampostería de 16" X 24" con una altura de 28 pies (empotrada arriba y abajo), que soporta una carga concéntrica de 200 Kips (despreciar la excentricidad). La resistencia a compresión del mamposte es de 2000 psi, la fluencia del hierro es de 60 Ksi.

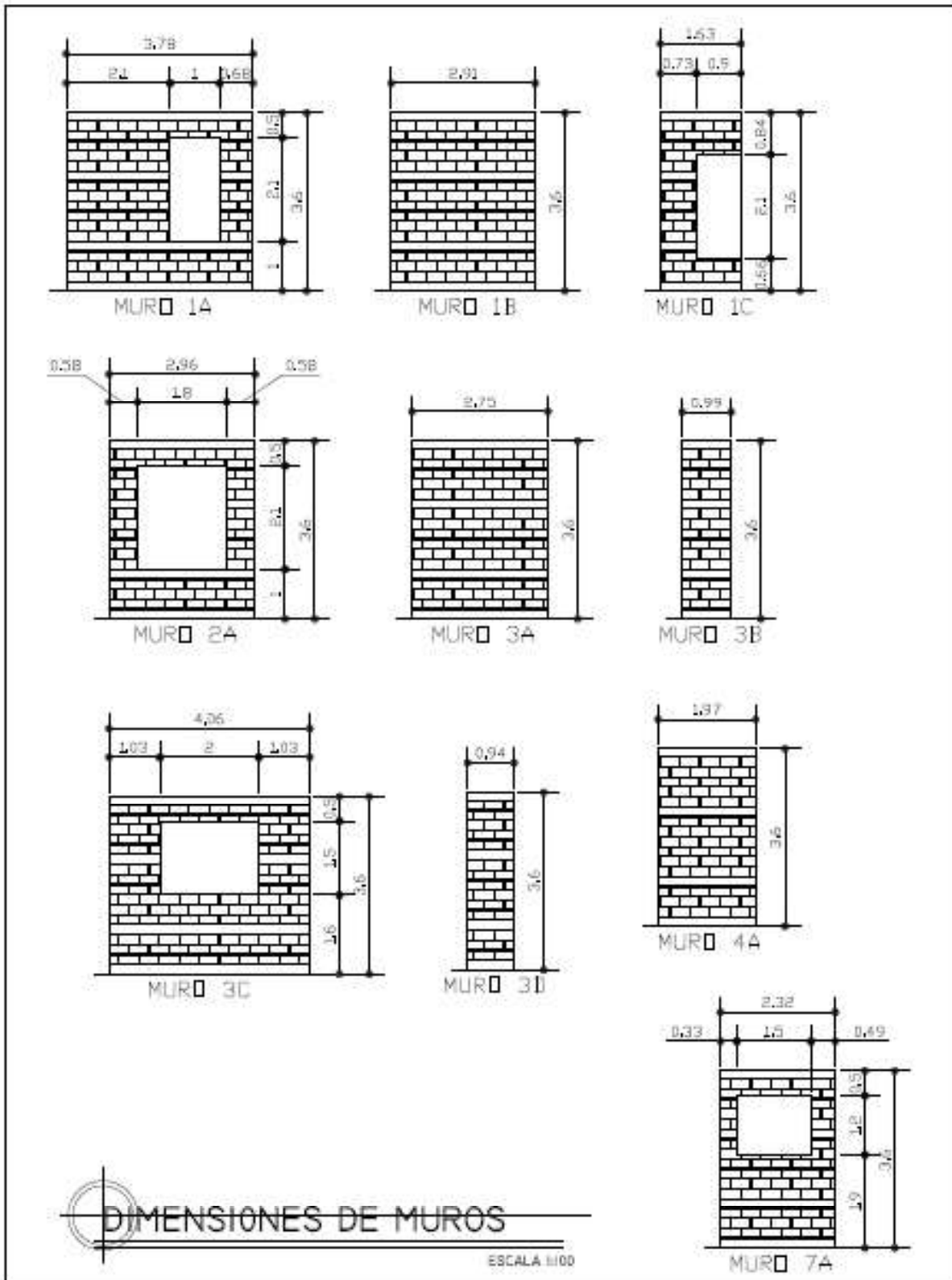
#### SOLUCIÓN

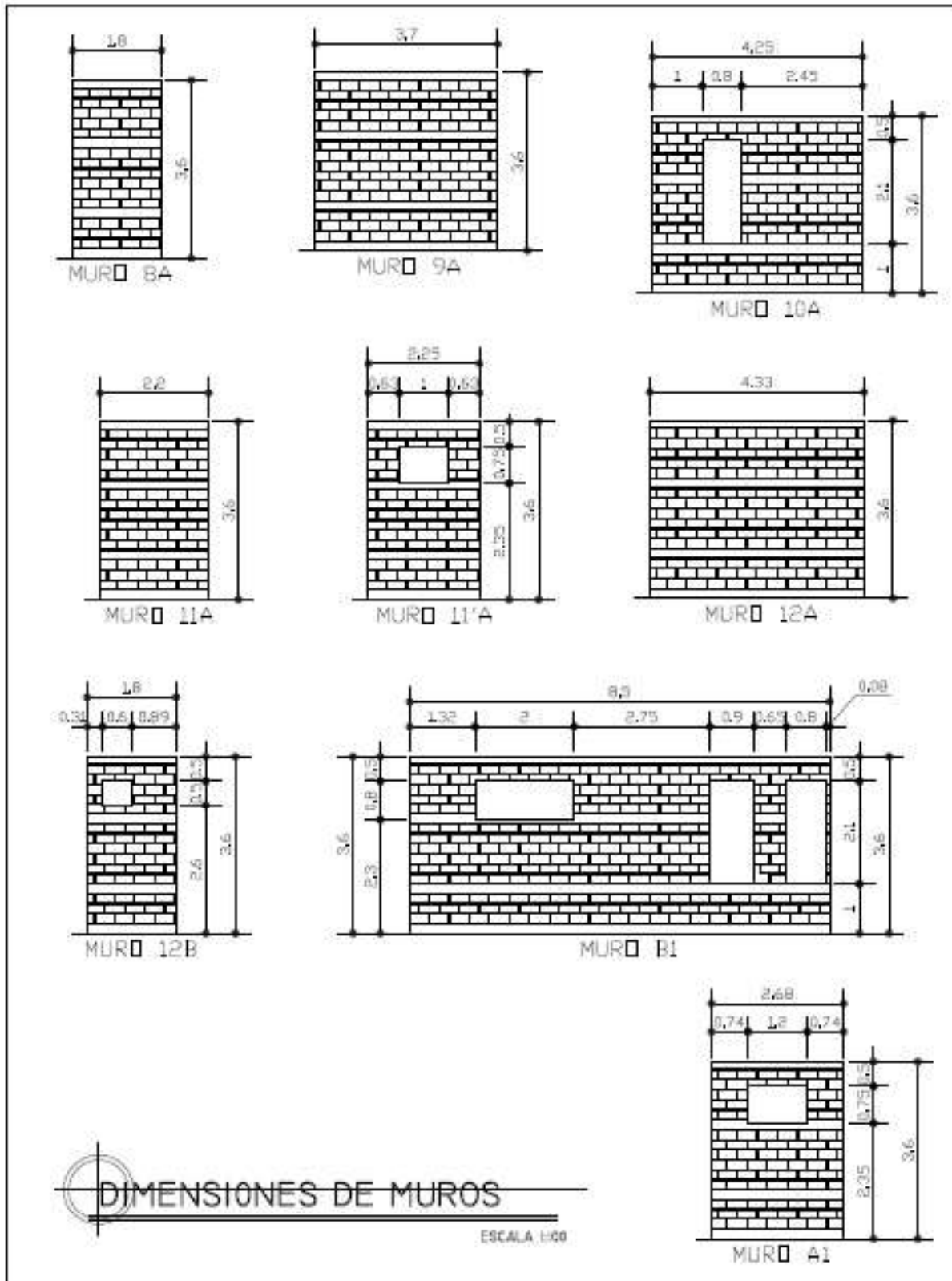
Como la columna esta empotrada-empotrada la altura efectiva será de 28 pies.

**APÉNDICE A -PROYECTO MAMPOSTERÍA-**

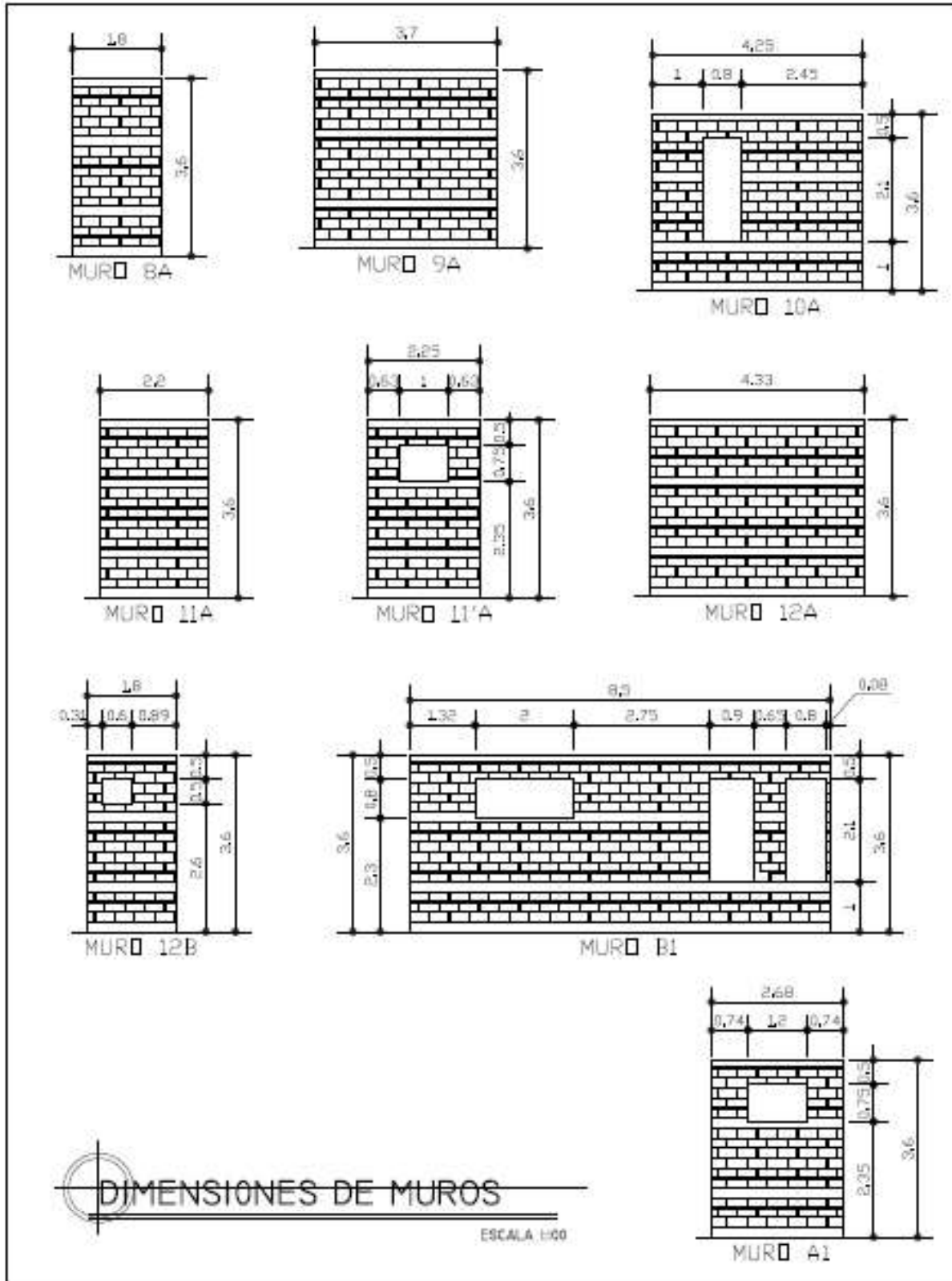


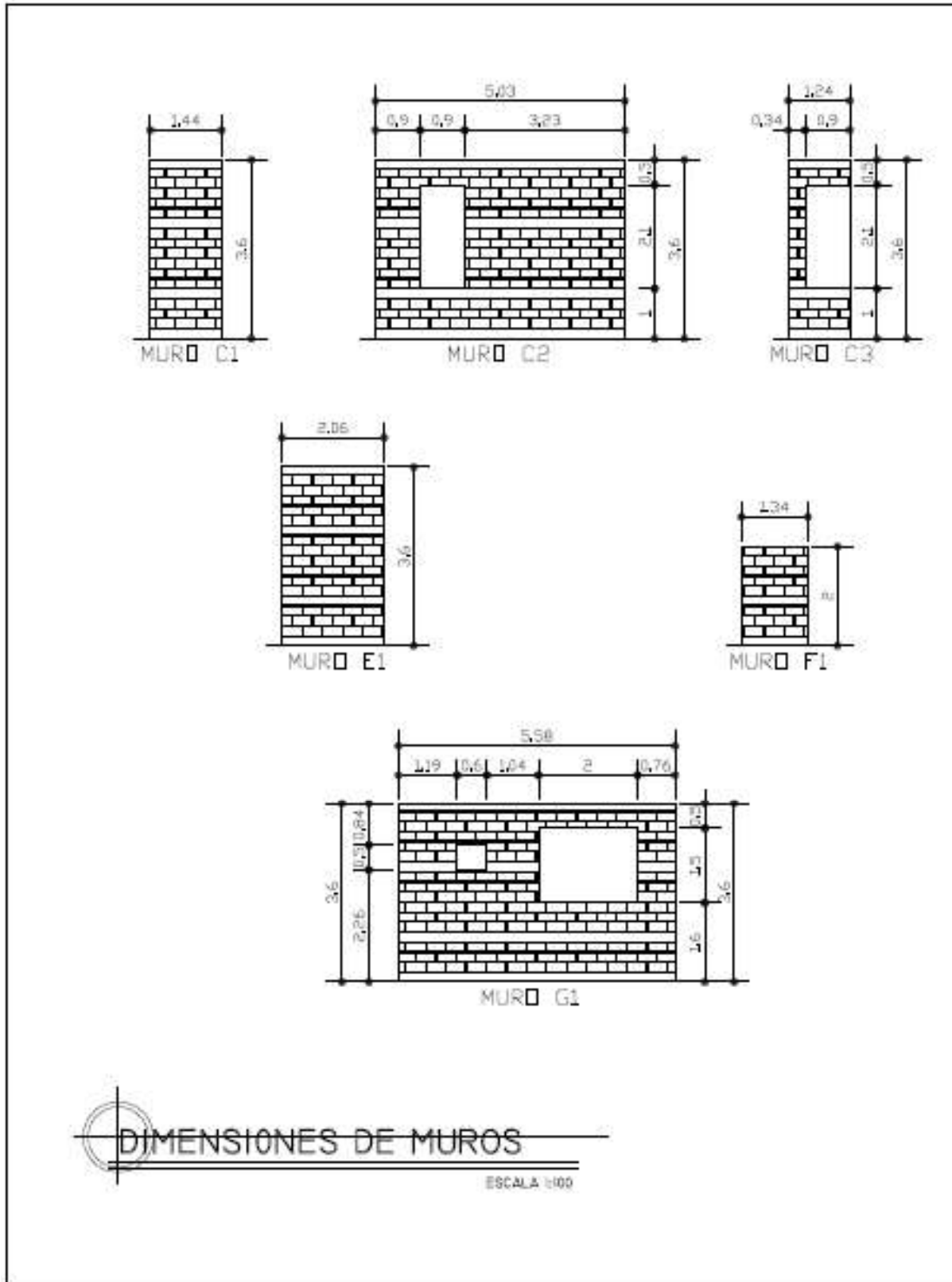


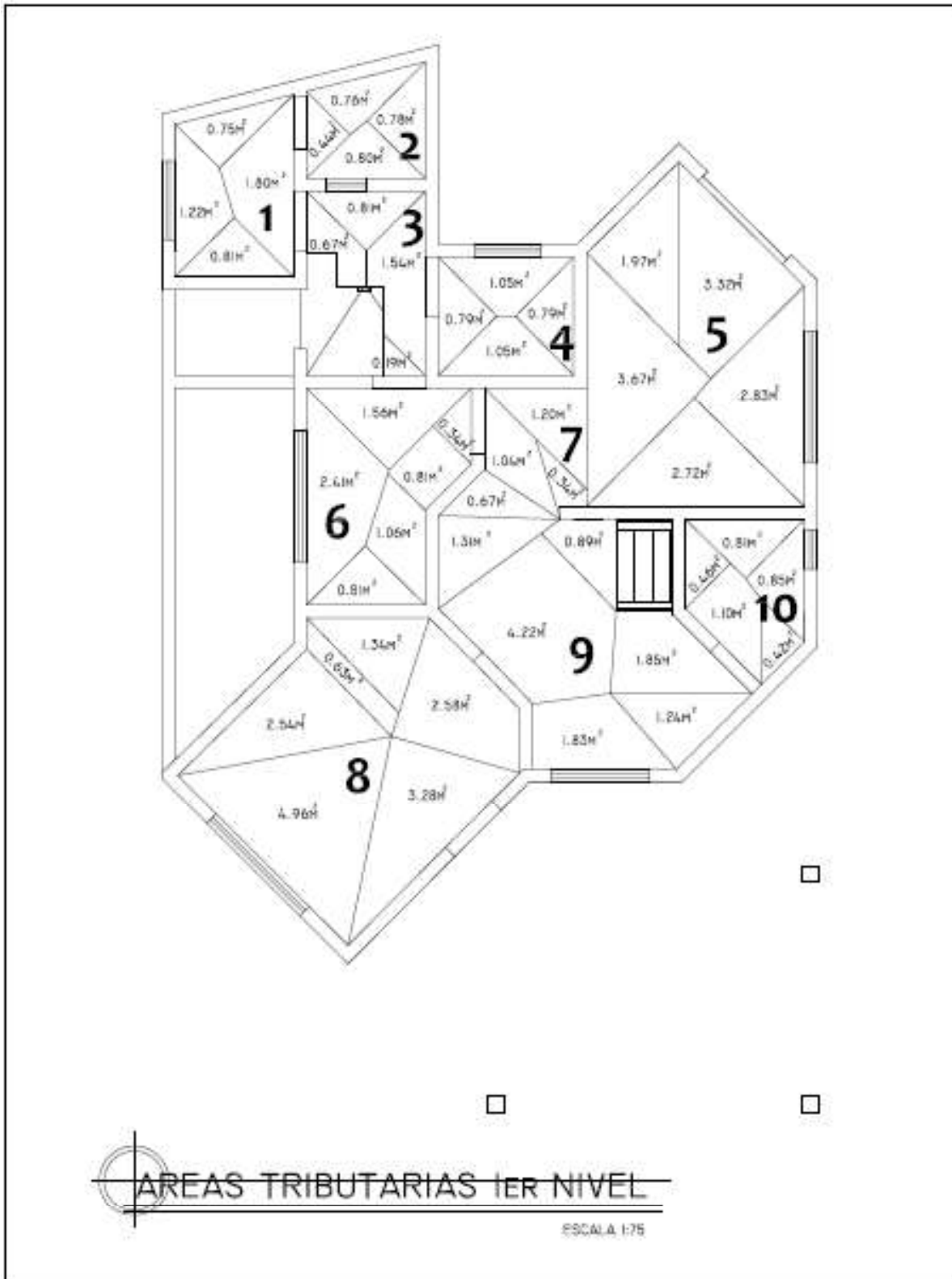












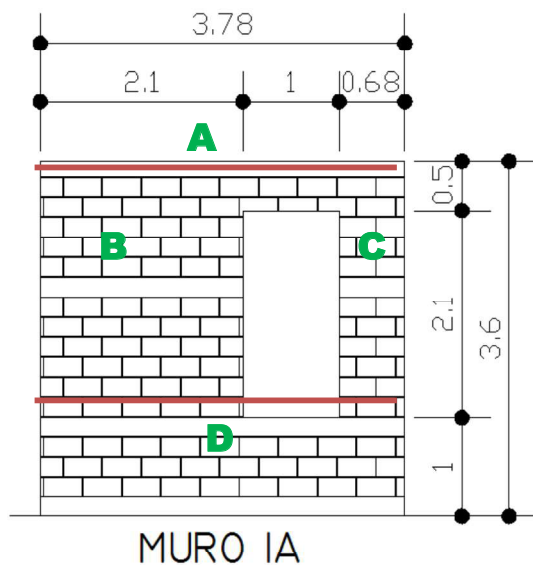
## PRIMER NIVEL

### Datos Generales:

- La altura del primer nivel es de 2.60m.
- C.V. losa =  $250 \text{ kg/m}^2$
- $F'm = 35 \text{ kg/cm}^2$
- Block =  $0.19 \times 0.19 \times 0.39 \text{ (m)}$
- 3 hiladas bajo el suelo = altura total = 3.60m
- Altura del cimiento corrido =  $t = 0.20\text{m}$
- Peso del Block = 11.5 kg
- $t \text{ losa} = \frac{15.29}{180} = 0.085 \approx 9\text{cm}$  (que es el tamaño mínimo permisible)
- La losa será en un sentido.
- Peso específico del concreto armado =  $2,400 \text{ kg/m}^3$
- Peso específico del acero =  $2,800 \text{ kg/m}^3$
- Peso Acabados =  $60 \text{ kg/m}^3$



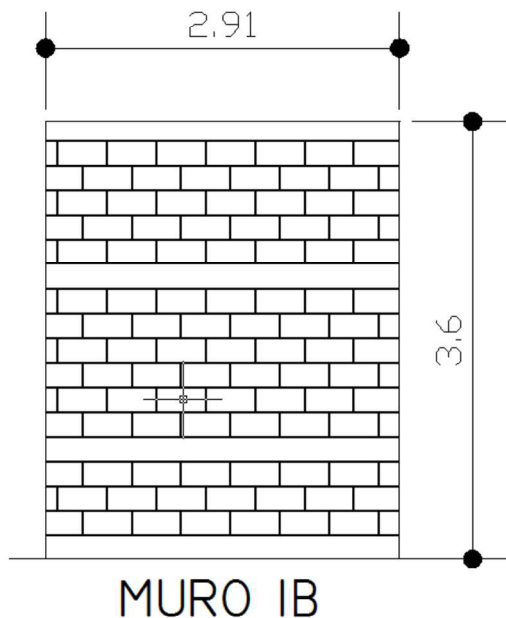
### Datos necesarios de cada muro



- Área =  $3.78(3.6) - 1(2.1) = 11.51\text{m}^2$
- #blocks =  $11.51\text{m}^2 \left( \frac{12.5\text{block}}{1\text{m}^2} \right) = 143.88\text{u}$
- Peso =  $143.88(11.5) = 1,654.62\text{kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro \* 0.05 =  $11.51(0.2) * 0.05 = 0.1151\text{m}^3$
- W concreto =  $0.1151(2400) = 276.24\text{kg}$
- W losa =  $0.09(3.28)(2400) = 708.48\text{kg}$
- W acero = Vol. muro \* 0.03 \* 2800 =  $(11.51)(0.2)(0.03)(2800) = 193.37 \text{ kg}$
- W acabados =  $3.28(0.04)(60) = 7.87\text{kg}$
- W total =  $1,654.62 + 276.24 + 708.48 + 193.37 + 7.87 = 2,840.58 \text{ kg}$

### Rigidez

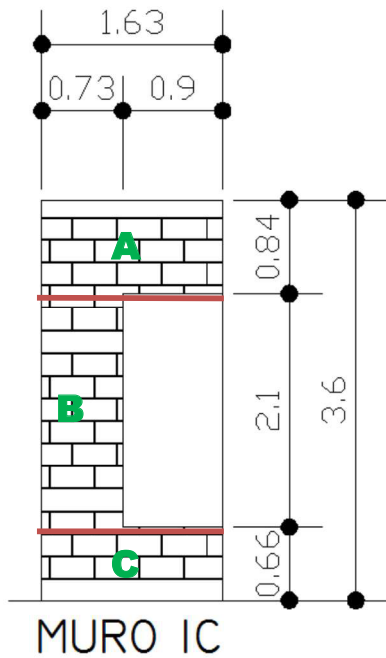
- Muro total =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{3.78} = 0.95$   
 $\Delta t = 0.1 \left(\frac{h}{l}\right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{l}\right) = 0.1(0.95)^3 + 0.3(0.95) = 0.3707$
- Puerta =  $\frac{2.1}{3.78} = 0.56$   
 $-\Delta p = 0.1(0.56)^3 + 0.3(0.56) = -0.1856$
- Sección B =  $\frac{2.1}{2.1} = 1$   
 $\Delta b = 0.1(1)^3 + 0.3(1) = 0.4$
- Sección C =  $\frac{2.1}{0.68} = 3.09$   
 $\Delta c = 0.1(3.09)^3 + 0.3(3.09) = 3.8774$
- $\Sigma \Delta = 0.3707 - 0.1856 + 0.4 + 3.8774 = 4.4625$
- $R_{muro} = \frac{1}{\Sigma \Delta} = \frac{1}{4.4625} = 0.2241$



- Área =  $2.91(3.6) = 10.48m^2$
- #blocks =  $10.48m^2 \left(\frac{12.5block}{1m^2}\right) = 131.000$
- Peso =  $131(11.5) = 1,506.5kg$
- Vol. Concreto = Vol. muro \* 0.05 =  $10.48(0.2) * 0.05 = 0.1048m^3$
- W concreto =  $0.1048(2400) = 251.52kg$
- W losa =  $0.09(1.24 + 0.42)(2400) = 358.56kg$
- W acero = Vol. muro \* 0.03 \* 2800 =  $(10.48)(0.2)(0.03)(2800) = 176.06 kg$
- W acabados =  $(1.24 + 0.42)(0.04)(60) = 3.98kg$
- W total =  $1,506.5 + 251.52 + 358.56 + 176.06 + 3.98 = 2,296.62kg$

### Rigidez

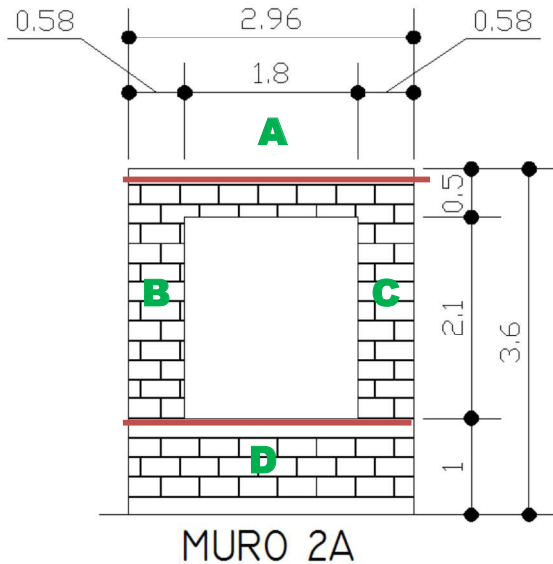
- Muro =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{2.91} = 1.24$   
 $\Delta = 0.1 \left(\frac{h}{l}\right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{l}\right) = 0.1(1.24)^3 + 0.3(1.24) = 0.5627$   
 $R_{muro} = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{0.5627} = 1.7771$



- Área =  $1.63(3.6) - 0.9(2.1) = 3.98\text{m}^2$
- #blocks =  $3.98\text{m}^2 \left( \frac{12.5\text{block}}{1\text{m}^2} \right) = 49.75\text{u}$
- Peso =  $49.75 (11.5) = 572.13\text{kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro\*0.05 =  $3.98(0.2)*0.05 = 0.0398\text{m}^3$
- W concreto =  $0.0398(2400) = 95.52\text{kg}$
- W losa =  $0.09(1.1+1.85)(2400) = 637.20\text{kg}$
- W acero = Vol.muro\*0.03\*2800 =  $(3.98)(0.2)(0.03)(2800) = 66.86\text{kg}$
- W acabados =  $(1.1+1.85)(0.04)(60) = 7.08\text{kg}$
- W total =  $572.13 + 95.52 + 637.2 + 66.86 + 7.08 = 1,378.79\text{kg}$

### Rigidez

- Muro total =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{1.63} = 2.21$   
 $\Delta t = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(2.21)^3 + 0.3(2.21) = 1.7424$
- Puerta =  $\frac{2.1}{1.63} = 1.29$   
 $-\Delta p = 0.1(1.29)^3 + 0.3(1.29) = -0.6017$
- Sección B =  $\frac{2.1}{0.73} = 2.88$   
 $\Delta b = 0.1(2.88)^3 + 0.3(2.88) = 3.2528$
- $\Sigma \Delta = 1.7424 - 0.6017 + 3.2528 = 4.3935$
- $R_{muro} = \frac{1}{\Sigma \Delta} = \frac{1}{4.3935} = 0.2276$

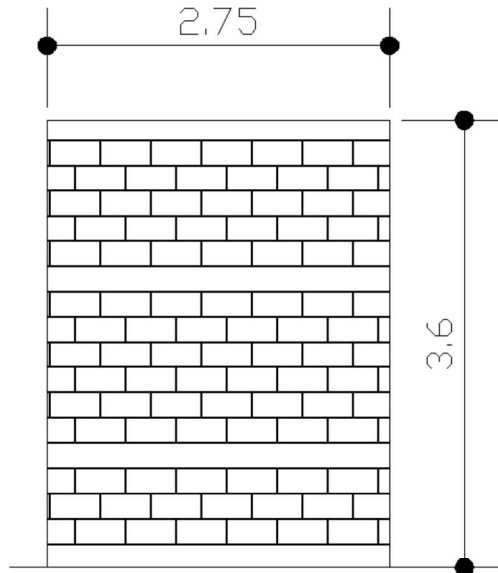


- Área =  $2.96(3.6) - 1.8(2.1) = 6.88\text{m}^2$
- #blocks =  $6.88\text{m}^2 \left( \frac{12.5\text{block}}{1\text{m}^2} \right) = 86.00\text{u}$
- Peso =  $86(11.5) = 989.00\text{kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro\*0.05 =  $6.88(0.2)*0.05 = 0.0688\text{m}^3$
- W concreto =  $0.0688(2400) = 165.12\text{kg}$
- W losa =  $0.09(3.32)(2400) = 717.12\text{kg}$
- W acero = Vol.muro\*0.03\*2800 =  $(6.88)(0.2)(0.03)(2800) = 115.58\text{kg}$
- W acabados =  $3.32(0.04)(60) = 7.97\text{kg}$
- W total =  $989 + 165.12 + 717.12 + 115.58 + 7.97 = 1,994.79\text{kg}$

### Rigidez

- Muro total =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{2.96} = 1.22$   
 $\Delta t = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(1.22)^3 + 0.3(1.22) = 0.5476$
- Puerta =  $\frac{2.1}{2.96} = 0.71$   
 $-\Delta p = 0.1(0.71)^3 + 0.3(0.71) = -0.2488$
- Sección B =  $\frac{2.1}{0.58} = 3.62$   
 $\Delta b = 0.1(3.62)^3 + 0.3(3.62) = 5.8298$
- Sección C =  $\frac{2.1}{0.58} = 3.62$   
 $\Delta c = 0.1(3.62)^3 + 0.3(3.62) = 5.8298$
- $\Sigma \Delta = 0.5476 - 0.2488 + 5.8298 + 5.8298 = 11.9584$

$$R_{\text{muro}} = \frac{1}{\Sigma \Delta} = \frac{1}{11.9584} = 0.0836$$



MURO 3A

$$6.1 = 2,381.79 \text{ kg}$$

**Rigidez**

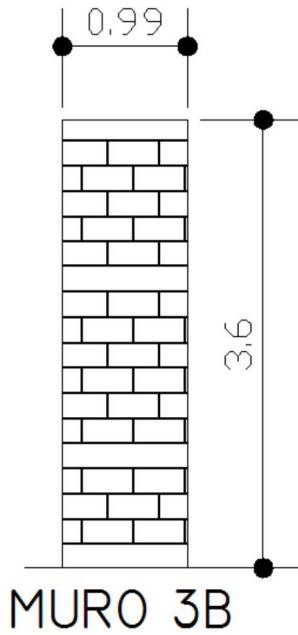
- $Muro = \frac{h}{l} = \frac{3.6}{2.75} = 1.31$

$$\Delta = 0.1 \left(\frac{h}{l}\right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{l}\right) = 0.1(1.31)^3 + 0.3(1.31) = 0.6178$$

- $R_{muro} = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{0.6178} = 1.6186$

- Área =  $2.75(3.6) = 9.90 \text{ m}^2$
- #blocks =  $9.9 \text{ m}^2 \left(\frac{12.5 \text{ block}}{1 \text{ m}^2}\right) = 123.75 \text{ u}$
- Peso =  $123.75(11.5) = 1,423.13 \text{ kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro \* 0.05 =  $9.9(0.2) * 0.05 = 0.099 \text{ m}^3$
- W concreto =  $0.099(2400) = 237.60 \text{ kg}$
- W losa =  $0.09(2.54)(2400) = 548.64 \text{ kg}$
- W acero = Vol. muro \* 0.03 \* 2800 =  $(9.9)(0.2)(0.03)(2800) = 166.32 \text{ kg}$
- W acabados =  $2.54(0.04)(60) = 6.10 \text{ kg}$
- W total =  $1,423.13 + 237.6 + 548.64 + 166.32$





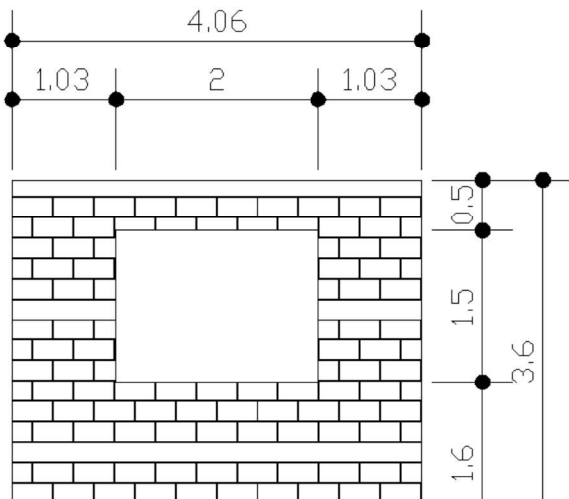
- Área =  $0.99(3.6) = 3.56m^2$
- #blocks =  $3.56m^2 \left( \frac{12.5block}{1m^2} \right) = 44.5U$
- Peso =  $44.5(11.5) = 511.75kg$
- Vol. Concreto = Vol. muro\*0.05 =  $3.56(0.2)*0.05 = 0.0356m^3$
- W concreto =  $0.0356(2400) = 85.44kg$
- W losa =  $0.09(0.81+0.67)(2400) = 319.68kg$
- W acero = Vol.muro\*0.03\*2800 =  $(3.56)(0.2)(0.03)(2800) = 59.81 kg$
- W acabados =  $(0.81+0.67)(0.04)(60) = 3.55kg$
- W total =  $511.75 + 85.44 + 319.68 + 59.81$   
 $3.55 = 980.23kg$

**Rigidez**

• Muro =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{0.99} = 3.64$

$\Delta = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(3.64)^3 + 0.3(3.64) = 5.9149$

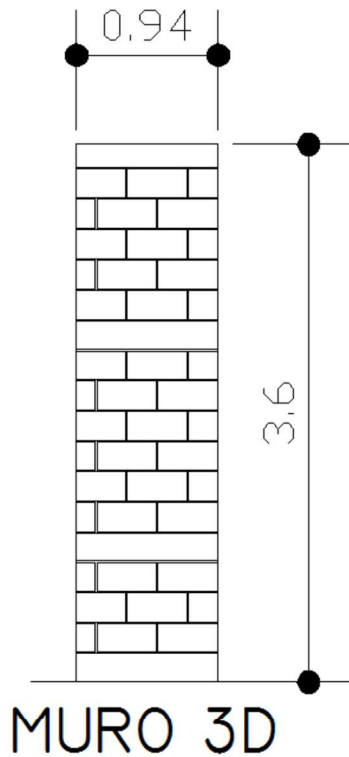
$R_{muro} = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{5.9149} = 0.1691$



- Área =  $4.06(3.6) - 2(1.5) = 11.62\text{m}^2$
- #blocks =  $11.62\text{m}^2 \left( \frac{12.5\text{block}}{1\text{m}^2} \right) = 145.25\text{U}$
- Peso =  $145.25(11.5) = 1670.38\text{kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro\*0.05 =  
 $11.62(0.2)*0.05 = 0.1162\text{m}^3$
- W concreto =  $0.1162(2400) = 278.88\text{kg}$
- W losa =  $0.09(4.96)(2400) = 1,071.36\text{kg}$
- W acero = Vol.muro\*0.03\*2800 =  
 $(11.62)(0.2)(0.03)(2800) = 195.22\text{ kg}$
- W acabados =  $4.96(0.04)(60) = 11.9\text{kg}$
- W total =  $1,670.38 + 278.88 + 1,071.36 + 195.22 + 11.9 = 3,227.74\text{kg}$

### Rigidez

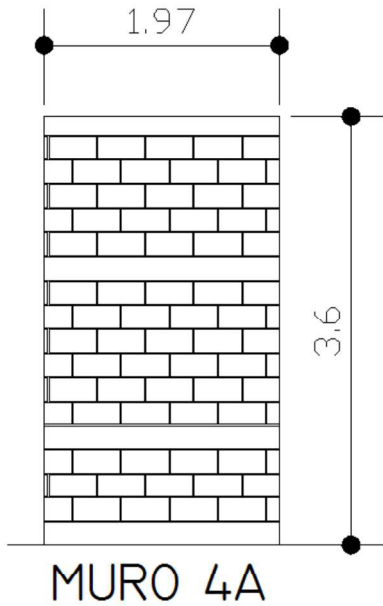
- Muro total =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{4.06} = 0.89$   
 $\Delta t = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(0.89)^3 + 0.3(0.89) = 0.3375$
- Ventana =  $\frac{1.5}{4.06} = 0.26$   
 $-\Delta v = 0.1(0.26)^3 + 0.3(0.26) = -0.0798$
- Sección B =  $\frac{1.5}{1.03} = 1.46$   
 $\Delta b = 0.1(1.46)^3 + 0.3(1.46) = 0.7492$
- Sección C =  $\frac{1.5}{1.03} = 1.46$   
 $\Delta c = 0.1(1.46)^3 + 0.3(1.46) = 0.7492$
- $\Sigma \Delta = 0.3375 - 0.0798 + 0.7492 + 0.7492 = 1.7561$
- $R_{muro} = \frac{1}{\Sigma \Delta} = \frac{1}{1.7561} = 0.5694$



- Área =  $0.94(3.6) = 3.38\text{m}^2$
- #blocks =  $3.38\text{m}^2 \left( \frac{12.5\text{block}}{1\text{m}^2} \right) = 42.25\text{U}$
- Peso =  $42.25(11.5) = 485.88\text{kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro\*0.05 =  $3.38(0.2)*0.05 = 0.0338\text{m}^3$
- W concreto =  $0.0338(2400) = 81.12\text{kg}$
- W losa =  $0.09(2.58+4.22)(2400) = 1,468.80\text{kg}$
- W acero = Vol.muro\*0.03\*2800 =  $(3.38)(0.2)(0.03)(2800) = 56.78\text{ kg}$
- W acabados =  $(2.58+4.22)(0.04)(60) = 16.32\text{kg}$
- W total =  $485.88 + 81.12 + 1,498.8 + 56.78 + 16.32 = 2,138.90\text{kg}$

### Rigidez

- Muro =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{0.94} = 3.83$
- $\Delta = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(3.83)^3 + 0.3(3.83) = 6.7672$
- $R_{muro} = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{6.7672} = 0.1478$



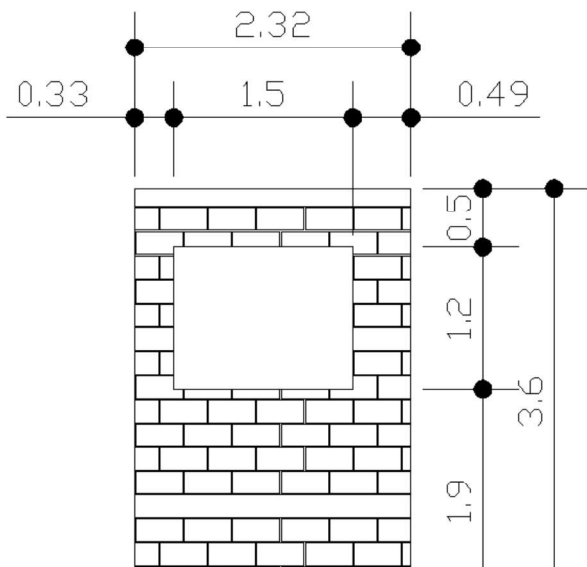
- Área =  $1.97(3.6) = 7.09m^2$
- #blocks =  $7.09m^2 \left( \frac{12.5block}{1m^2} \right) = 88.63u$
- Peso =  $88.63(11.5) = 1,019.25kg$
- Vol. Concreto = Vol. muro\*0.05 =  $7.09(0.2)*0.05 = 0.0709m^3$
- W concreto =  $0.0709(2400) = 170.16kg$
- W losa =  $0.09(1.97)(2400) = 425.52kg$
- W acero = Vol.muro\*0.03\*2800 =  $(7.09)(0.2)(0.03)(2800) = 595.56 kg$
- W acabados =  $(1.97)(0.04)(60) = 4.73kg$
- W total =  $1,019.25 + 170.16 + 425.52 + 595.56 + 4.73 = 2,215.22kg$

**Rigidez**

• Muro =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{1.97} = 1.83$

$\Delta = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(1.83)^3 + 0.3(1.83) = 1.1618$

$R_{muro} = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{1.1618} = 0.8607$

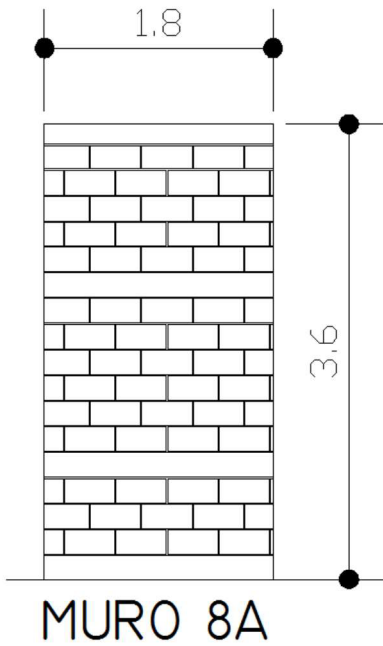


• Área =  $2.32(3.6) - 1.2(1.5) = 6.55m^2$

- #blocks =  $6.55\text{m}^2 \left( \frac{12.5\text{block}}{1\text{m}^2} \right) = 81.88\text{u}$
- Peso =  $81.88(11.5) = 941.62\text{kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro\*0.05 =  
 $6.55(0.2)*0.05 = 0.0655\text{m}^3$
- W concreto =  $0.0655(2400) = 157.20\text{kg}$
- W losa =  $0.09(1.83)(2400) = 395.28\text{kg}$
- W acero = Vol.muro\*0.03\*2800 =  
 $(6.55)(0.2)(0.03)(2800) = 110.04\text{ kg}$
- W acabados =  $1.83(0.04)(60) = 4.39\text{kg}$
- W total =  $941.62 + 157.20 + 395.28 +$   
 $110.04 + 4.39 = 1,608.53\text{kg}$

**Rigidez**

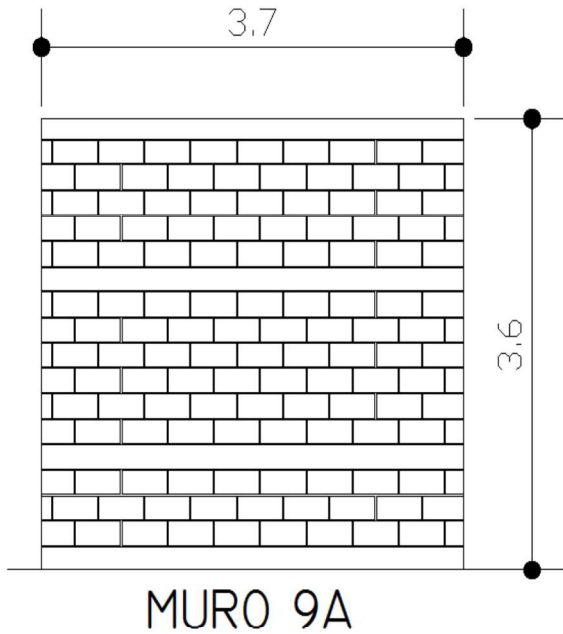
- Muro total =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{2.32} = 1.55$   
 $\Delta t = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(1.55)^3 + 0.3(1.55) = 0.8374$
- Ventana =  $\frac{1.2}{2.32} = 0.52$   
 $-\Delta v = 0.1(0.52)^3 + 0.3(0.52) = -0.1701$
- Sección B =  $\frac{1.2}{0.33} = 3.64$   
 $\Delta b = 0.1(3.64)^3 + 0.3(3.64) = 5.9149$
- Sección C =  $\frac{1.2}{0.49} = 2.45$   
 $\Delta c = 0.1(2.45)^3 + 0.3(2.45) = 2.2056$
- $\Sigma \Delta = 0.8374 - 0.1701 + 5.9149 + 2.2056 = 8.7878$
- $R_{muro} = \frac{1}{\Sigma \Delta} = \frac{1}{8.7878} = 0.1138$



- Área =  $1.8(3.6) = 6.48 \text{ m}^2$
- #blocks =  $6.48 \text{ m}^2 \left( \frac{12.5 \text{ block}}{1 \text{ m}^2} \right) = 81.000$
- Peso =  $81(11.5) = 931.50 \text{ kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro \* 0.05 =  
 $6.48(0.2) * 0.05 = 0.0648 \text{ m}^3$
- W concreto =  $0.0648(2400) = 155.52 \text{ kg}$
- W losa =  $0.09(1.34 + 0.81)(2400) = 464.40 \text{ kg}$
- W acero = Vol. muro \* 0.03 \* 2800 =  
 $(6.48)(0.2)(0.03)(2800) = 108.86 \text{ kg}$
- W acabados =  $(0.81 + 1.34)(0.04)(60) = 5.16 \text{ kg}$
- W total =  $931.5 + 155.52 + 464.4 + 108.86$   
 $5.16 = 1,665.44 \text{ kg}$

### Rigidez

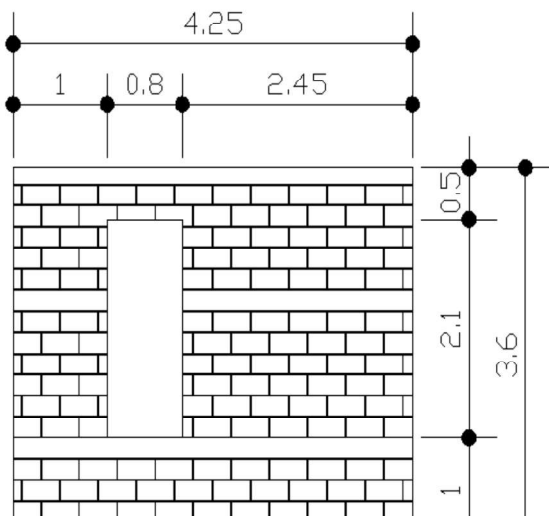
- Muro =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{1.8} = 2$   
 $\Delta = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(2)^3 + 0.3(2) = 1.4000$
- $R_{\text{muro}} = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{1.4000} = 0.7143$



- Área =  $3.7(3.6) = 13.32 \text{ m}^2$
- #blocks =  $13.32 \text{ m}^2 \left( \frac{12.5 \text{ block}}{1 \text{ m}^2} \right) = 166.5 \text{ U}$
- Peso =  $166.5(11.5) = 1,914.75 \text{ kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro \* 0.05 =  $13.32(0.2) * 0.05 = 0.1332 \text{ m}^3$
- W concreto =  $0.1332(2400) = 319.68 \text{ kg}$
- W losa =  $0.09(2.72 + 0.34 + 0.89 + 0.81)(2400) = 1,028.16 \text{ kg}$
- W acero = Vol. muro \* 0.03 \* 2800 =  $(13.32)(0.2)(0.03)(2800) = 223.78 \text{ kg}$
- W acabados =  $(4.76)(0.04)(60) = 11.42 \text{ kg}$
- W total =  $1,914.75 + 319.68 + 1,028.16 + 223.78 + 11.42 = 3,497.79 \text{ kg}$

**Rigidez**

- Muro =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{3.7} = 0.97$
- $\Delta = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(0.97)^3 + 0.3(0.97) = 0.3823$
- $R_{\text{muro}} = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{0.3823} = 2.6157$



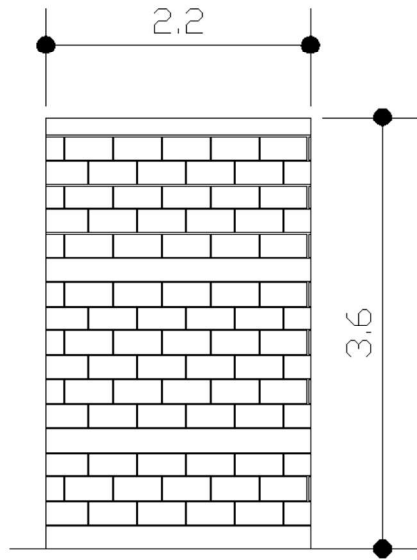
- Área  $4.25(3.6) - 2.1(0.8) = 13.62 \text{ m}^2$
- #blocks =  $13.62 \text{ m}^2 \left( \frac{12.5 \text{ block}}{1 \text{ m}^2} \right) = 170.25 \text{ U}$

- Peso =  $170.25(11.5) = 1,957.88\text{kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro\*0.05 =  
 $13.62(0.2)*0.05 = 0.1362\text{m}^3$
- W concreto =  $0.1362 (2400) = 326.88\text{kg}$
- W losa =  $0.09(1.56+1.2+0.19+1.05)(2400)$   
 $= 864.00\text{kg}$
- W acero = Vol.muro\*0.03\*2800 =  
 $(13.62)(0.2)(0.03)(2800) = 228.82 \text{ kg}$
- W acabados =  $4(0.04)(60) = 9.60\text{kg}$
- W total =  $1,957.88 + 326.88 + 864 +$   
 $228.82 + 9.6 = 3,387.18\text{kg}$

### Rigidez

- Muro total =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{4.25} = 0.85$   
 $\Delta t = 0.1 \left(\frac{h}{l}\right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{l}\right) = 0.1(0.85)^3 + 0.3(0.85) = 0.3164$
- Puerta =  $\frac{2.1}{4.25} = 0.49$   
 $-\Delta p = 0.1(0.49)^3 + 0.3(0.49) = -0.1588$
- Sección B =  $\frac{2.1}{1} = 2.10$   
 $\Delta b = 0.1(2.10)^3 + 0.3(2.10) = 1.5561$
- Sección C =  $\frac{2.1}{2.45} = 0.86$   
 $\Delta c = 0.1(0.86)^3 + 0.3(0.86) = 0.3216$
- $\sum \Delta = 0.3164 - 0.1588 + 1.5561 + 0.3216 = 2.0353$   
 $R_{muro} = \frac{1}{\sum \Delta} = \frac{1}{2.0353} = 0.4913$





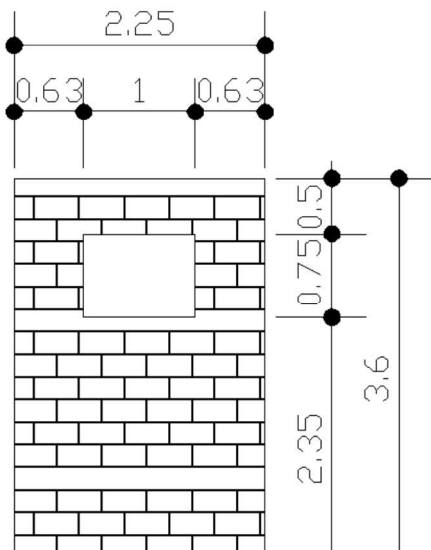
MURO IIA

$$133.06 + 1.94 = 1,638.54 \text{ kg}$$

- Área =  $2.2(3.6) = 7.92 \text{ m}^2$
- #blocks =  $7.92 \text{ m}^2 \left( \frac{12.5 \text{ block}}{1 \text{ m}^2} \right) = 99.00$
- Peso =  $99(11.5) = 1,138.50 \text{ kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro \* 0.05 =  $7.92(0.2) * 0.05 = 0.0792 \text{ m}^3$
- W concreto =  $0.0792(2400) = 190.08 \text{ kg}$
- W losa =  $0.09(0.81)(2400) = 174.96 \text{ kg}$
- W acero = Vol. muro \* 0.03 \* 2800 =  $(7.92)(0.2)(0.03)(2800) = 133.06 \text{ kg}$
- W acabados =  $(0.81)(0.04)(60) = 1.94 \text{ kg}$
- W total =  $1,138.5 + 190.08 + 174.96 +$

**Rigidez**

- Muro =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{2.2} = 1.63$   
 $\Delta = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(1.63)^3 + 0.3(1.63) = 0.9221$
- $R_{muro} = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{0.9221} = 1.0845$



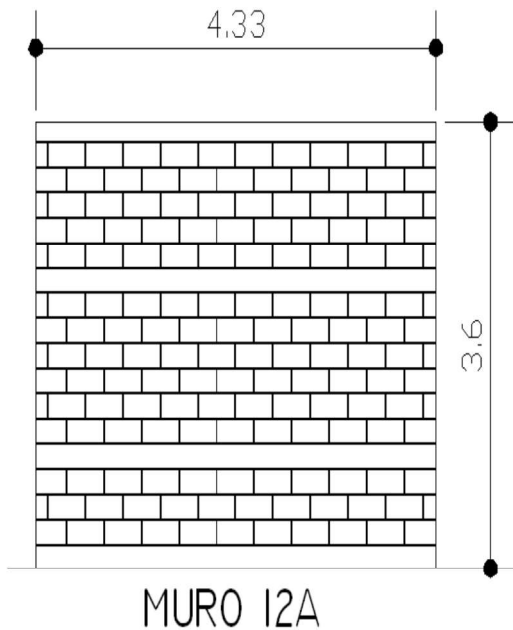
- Área  $2.25(3.6) - 0.75(1) = 7.35 \text{ m}^2$

- #blocks =  $7.35\text{m}^2 \left( \frac{12.5\text{block}}{1\text{m}^2} \right) = 91.88\text{u}$
- Peso =  $91.88(11.5) = 1,056.62\text{kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro\*0.05 =  
 $7.35(0.2)*0.05 = 0.0735\text{m}^3$
- W concreto =  $0.0735(2400) = 176.40\text{kg}$
- W losa =  $0.09(1.05)(2400) = 226.80\text{kg}$
- W acero = Vol.muro\*0.03\*2800 =  
 $(7.35)(0.2)(0.03)(2800) = 123.48\text{ kg}$
- W acabados =  $1.05(0.04)(60) = 2.52\text{kg}$
- W total =  $1,056.62 + 176.4 + 226.80 +$   
 $123.48 + 2.52 = 1,581.82\text{kg}$

**Rigidez**

- Muro total =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{2.25} = 1.6$   
 $\Delta t = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(1.6)^3 + 0.3(1.6) = 0.8896$
- Ventana =  $\frac{0.75}{2.25} = 0.33$   
 $-\Delta v = 0.1(0.33)^3 + 0.3(0.33) = -0.1026$
- Sección B =  $\frac{0.75}{0.63} = 1.19$   
 $\Delta b = 0.1(1.19)^3 + 0.3(1.19) = 0.5255$
- Sección C =  $\frac{0.75}{0.63} = 1.19$   
 $\Delta c = 0.1(1.19)^3 + 0.3(1.19) = 0.5255$
- $\Sigma \Delta = 0.8896 - 0.1026 + 0.5255 + 0.5255 = 1.8380$

$$R_{muro} = \frac{1}{\Sigma \Delta} = \frac{1}{1.8380} = 0.5441$$



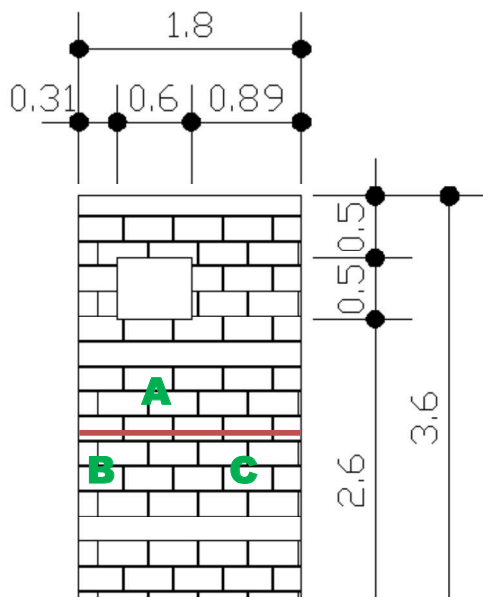
- Área =  $4.33(3.6) = 15.59 \text{ m}^2$
- #blocks =  $15.59 \text{ m}^2 \left( \frac{12.5 \text{ block}}{1 \text{ m}^2} \right) = 194.88 \text{ u}$
- Peso =  $194.88(11.5) = 2,241.12 \text{ kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro \* 0.05 =  $15.59(0.2) * 0.05 = 0.1559 \text{ m}^3$
- W concreto =  $0.1559(2400) = 374.16 \text{ kg}$
- W losa =  $0.09(0.75 + 0.76)(2400) = 326.16 \text{ kg}$
- W acero = Vol. muro \* 0.03 \* 2800 =  $(15.59)(0.2)(0.03)(2800) = 261.91 \text{ kg}$
- W acabados =  $(1.51)(0.04)(60) = 3.62 \text{ kg}$
- W total =  $2,241.12 + 374.16 + 326.16 + 261.91 + 3.62 = 3,206.97 \text{ kg}$

**Rigidez**

• Muro =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{4.33} = 0.83$

$\Delta = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(0.83)^3 + 0.3(0.83) = 0.3062$

$R_{\text{muro}} = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{0.3062} = 3.2658$



- Área  $1.8(3.6) - 0.5(0.6) = 6.18 \text{ m}^2$
- #blocks =  $6.18 \text{ m}^2 \left( \frac{12.5 \text{ block}}{1 \text{ m}^2} \right) = 77.25 \text{ u}$
- Peso =  $77.25(11.5) = 888.38 \text{ kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro \* 0.05 =

$$6.18(0.2)*0.05 = 0.0618m^3$$

- W concreto =  $0.0618(2400) = 148.32kg$
- W losa =  $0.09(0.8+0.81)(2400) = 347.76kg$
- W acero = Vol.muro\*0.03\*2800 =

$$(6.18)(0.2)(0.03)(2800) = 103.82 kg$$

- W acabados =  $(0.8+0.81)(0.04)(60) = 3.86kg$
- W total =  $888.38 + 148.32 + 347.76 + 103.82 + 3.86 = 1,492.14kg$

### Rigidez

- Muro total =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{1.8} = 2$

$$\Delta t = 0.1 \left(\frac{h}{l}\right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{l}\right) = 0.1(2)^3 + 0.3(2) = 1.4000$$

- Ventana =  $\frac{0.5}{1.8} = 0.28$

$$-\Delta v = 0.1(0.28)^3 + 0.3(0.28) = -0.0862$$

- Sección B =  $\frac{0.5}{0.31} = 1.61$

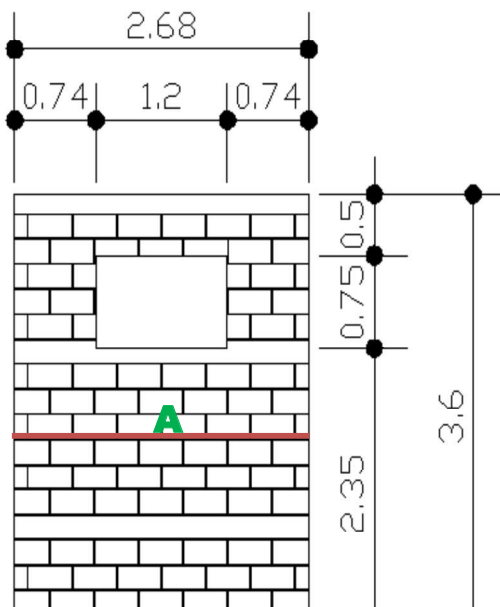
$$\Delta b = 0.1(1.61)^3 + 0.3(1.61) = 0.9003$$

- Sección C =  $\frac{0.5}{0.89} = 0.56$

$$\Delta c = 0.1(0.56)^3 + 0.3(0.56) = 0.1856$$

- $\Sigma \Delta = 1.4000 - 0.0862 + 0.9003 + 0.1856 = 2.3997$

$$R_{muro} = \frac{1}{\Sigma \Delta} = \frac{1}{2.3997} = 0.4167$$



- Área  $2.68(3.6) - 0.75(1.2) = 8.75m^2$
- #blocks =  $8.75m^2 \left(\frac{12.5block}{1m^2}\right) = 109.38u$
- Peso =  $109.38(11.5) = 1,257.87kg$
- Vol. Concreto = Vol. muro\*0.05 =

$$8.75(0.2)*0.05 = 0.0875m^3$$

- W concreto =  $0.0875(2400) = 210.00kg$
- W losa =  $0.09(1.22)(2400) = 263.52kg$
- W acero = Vol.muro\* $0.03*2800 =$

$$(8.75)(0.2)(0.03)(2800) = 147.00 kg$$

- W acabados =  $(1.22)(0.04)(60) = 2.93kg$
- W total =  $1,257.87 + 210 + 263.52 +$   
 $147 + 2.93 = 1,881.32kg$

### Rigidez

- Muro total =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{2.68} = 1.34$

$$\Delta t = 0.1 \left(\frac{h}{l}\right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{l}\right) = 0.1(1.34)^3 + 0.3(1.34) = 0.6426$$

- Ventana =  $\frac{0.75}{2.68} = 0.28$

$$-\Delta v = 0.1(0.28)^3 + 0.3(0.28) = -0.0862$$

- Sección B =  $\frac{0.75}{0.74} = 1.01$

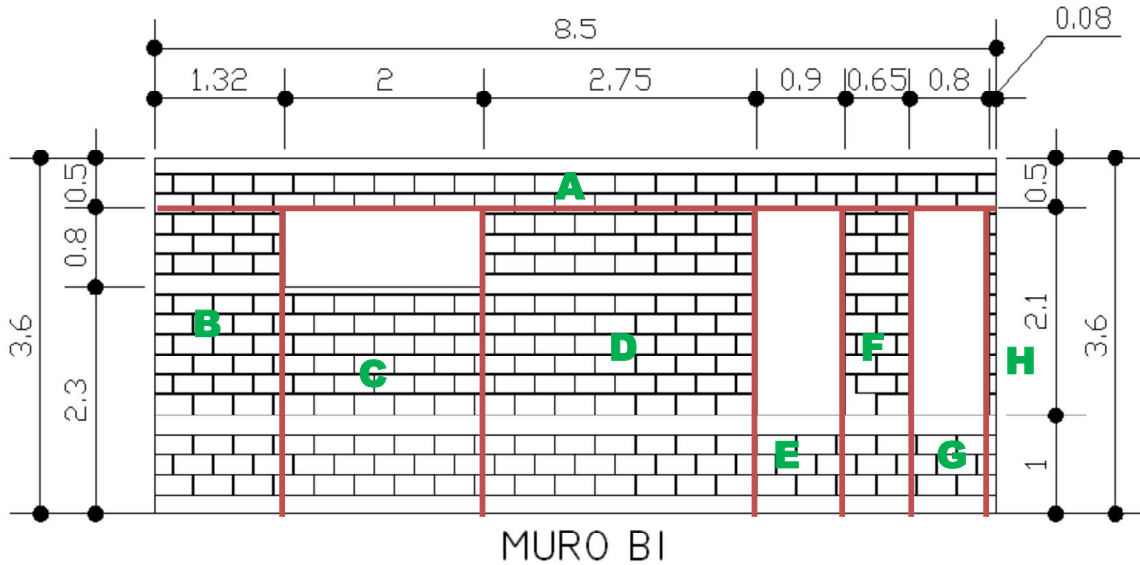
$$\Delta b = 0.1(1.01)^3 + 0.3(1.01) = 0.4060$$

- Sección C =  $\frac{0.75}{0.74} = 1.01$

$$\Delta c = 0.1(1.01)^3 + 0.3(1.01) = 0.4060$$

- $\sum \Delta = 0.6426 - 0.0862 + 0.4060 + 0.4060 = 1.3684$

$$R_{muro} = \frac{1}{\sum \Delta} = \frac{1}{1.3684} = 0.7308$$



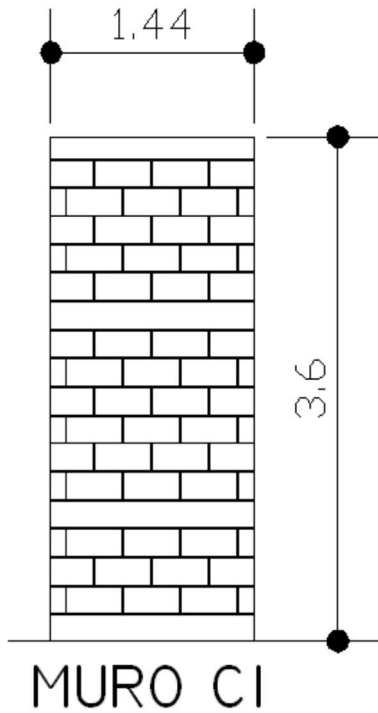
- Área  $8.5(3.6) - 0.8(2) - 0.9(2.1) - 0.8(2.1) = 25.43m^2$
- #blocks =  $25.43m^2 \left( \frac{12.5block}{1m^2} \right) = 317.88u$
- Peso =  $317.88(11.5) = 3,655.62kg$
- Vol. Concreto = Vol. muro\*0.05 =  $25.43(0.2)*0.05 = 0.2543m^3$
- W concreto =  $0.2543(2400) = 610.32kg$
- W losa =  $0.09(0.63+2.41+0.44+0.67+1.8)(2400) = 1,285.20kg$
- W acero = Vol.muro\*0.03\*2800 =  $(25.43)(0.2)(0.03)(2800) = 427.22kg$
- W acabados =  $(5.95)(0.04)(60) = 14.28kg$
- W total =  $3,655.62 + 610.32 + 1,285.2 + 427.22 + 14.28 = 5,992.64kg$

La sección H no se tomará en cuenta, ya que se considerara parte del muro 12A.

### **Rigidez**

- Muro total =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{8.5} = 0.42$   
 $\Delta t = 0.1 \left(\frac{h}{l}\right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{l}\right) = 0.1(0.42)^3 + 0.3(0.42) = 0.1334$
- Ventana =  $\frac{0.8}{8.5} = 0.09$   
 $-\Delta v = 0.1(0.09)^3 + 0.3(0.09)^3 = -0.0271$
- Puerta1 =  $\frac{0.9}{8.5} = 0.11$   
 $-\Delta p1 = 0.1(0.11)^3 + 0.3(0.11) = -0.0331$
- Puerta2 =  $\frac{0.8}{8.5} = 0.09$   
 $-\Delta p2 = 0.1(0.09)^3 + 0.3(0.09) = -0.0271$
- Sección B =  $\frac{3.1}{1.32} = 2.35$   
 $\Delta b = 0.1(2.35)^3 + 0.3(2.35) = 2.0028$
- Sección D =  $\frac{3.1}{2.75} = 1.13$   
 $\Delta d = 0.1(1.13)^3 + 0.3(1.13) = 0.4833$
- Sección F =  $\frac{3.1}{0.65} = 4.77$   
 $\Delta f = 0.1(4.77)^3 + 0.3(4.77) = 12.2841$
- $\Sigma \Delta = 0.1334 - 0.0271 - 0.0331 - 0.0271 + 2.0028 + 0.4833 + 12.2841 = 14.8163$

$$R_{muro} = \frac{1}{\Sigma \Delta} = \frac{1}{14.8163} = 0.0675$$

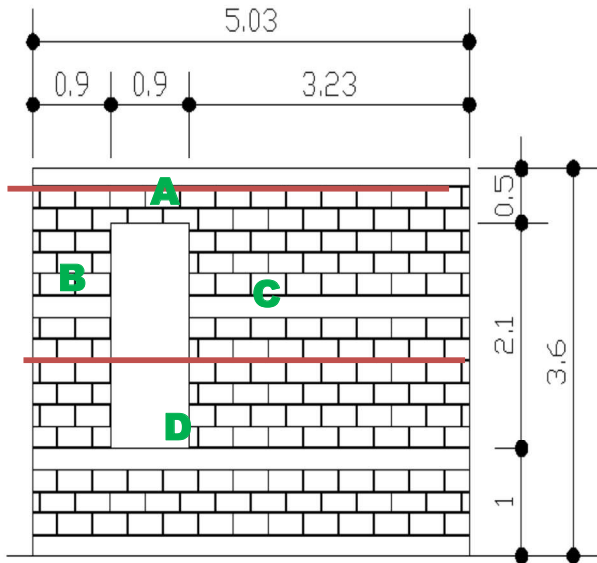


- Área =  $1.44(3.6) = 5.18 \text{ m}^2$
- #blocks =  $5.18 \text{ m}^2 \left( \frac{12.5 \text{ block}}{1 \text{ m}^2} \right) = 64.75 \text{ u}$
- Peso =  $64.75(11.5) = 744.63 \text{ kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro \* 0.05 =  $5.18(0.2) * 0.05 = 0.0518 \text{ m}^3$
- W concreto =  $0.0518(2400) = 124.32 \text{ kg}$
- W losa =  $0.09(1.06+1.31)(2400) = 511.92 \text{ kg}$
- W acero = Vol. muro \* 0.03 \* 2800 =  $(5.18)(0.2)(0.03)(2800) = 87.02 \text{ kg}$
- W acabados =  $(1.06+1.31)(0.04)(60) = 5.69 \text{ kg}$
- W total =  $744.63 + 124.32 + 511.92 + 87.02 + 5.69 = 1,473.58 \text{ kg}$

### Rigidez

- Muro =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{1.44} = 2.5$   
 $\Delta = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right)^3 = 0.1(2.5)^3 + 0.3(2.5)^3 = 2.3125$
- $R_{\text{muro}} = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{2.3125} = 0.4324$





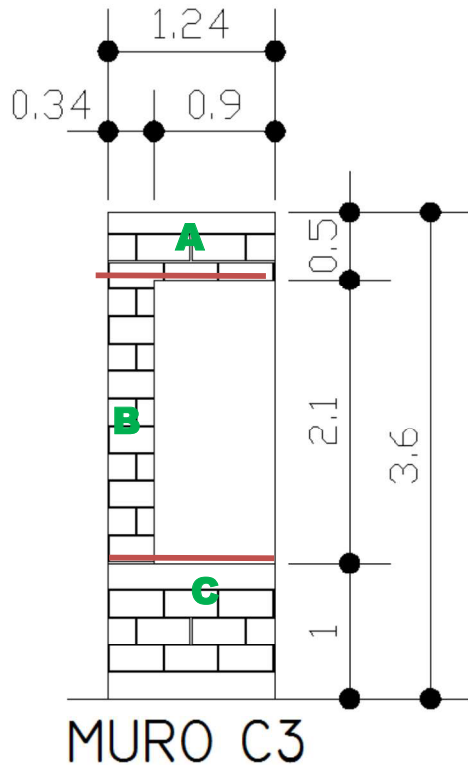
MURO C2

- Área  $5.03(3.6) - 2.1(0.9) = 16.22m^2$
- #blocks =  $16.22m^2 \left( \frac{12.5block}{1m^2} \right) = 202.75u$
- Peso =  $202.75(11.5) = 2,331.63kg$
- Vol. Concreto = Vol. muro\*0.05 =  $16.22(0.2)*0.05 = 0.1622m^3$
- W concreto =  $0.1622(2400) = 389.28kg$
- W losa =  $0.09(0.78+0.79+1.54)(2400) = 671.76kg$
- W acero = Vol.muro\*0.03\*2800 =  $(16.22)(0.2)(0.03)(2800) = 272.50 kg$
- W acabados =  $(0.78+0.79+1.54)(0.04)(60) = 7.46kg$
- W total =  $2,331.63 + 389.28 + 671.76 + 272.5 + 7.46 = 3,672.63kg$

### Rigidez

- Muro total =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{5.03} = 0.72$   
 $\Delta t = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(0.72)^3 + 0.3(0.72) = 0.2533$
- Puerta =  $\frac{2.1}{5.03} = 0.42$   
 $-\Delta p = 0.1(0.42)^3 + 0.3(0.42) = -0.1334$
- Sección B =  $\frac{2.1}{0.9} = 2.33$   
 $\Delta b = 0.1(2.33)^3 + 0.3(2.33) = 1.9639$
- Sección C =  $\frac{2.1}{3.23} = 0.65$   
 $\Delta c = 0.1(0.65)^3 + 0.3(0.65) = 0.2225$
- $\Sigma \Delta = 0.2533 - 0.1334 + 1.9639 + 0.2225 = 2.3063$

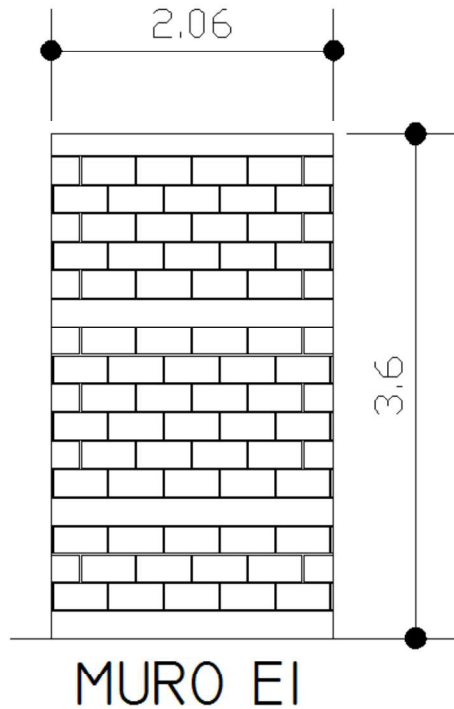
$$R_{muro} = \frac{1}{\Sigma \Delta} = \frac{1}{2.3063} = 0.4336$$



- Área  $1.24(3.6) - 2.1(0.9) = 2.57\text{m}^2$
- #blocks  $= 2.57\text{m}^2 \left( \frac{12.5\text{block}}{1\text{m}^2} \right) = 32.13\text{u}$
- Peso  $= 32.13(11.5) = 369.50\text{kg}$
- Vol. Concreto  $= \text{Vol. muro} * 0.05 = 2.57(0.2) * 0.05 = 0.0257\text{m}^3$
- W concreto  $= 0.0257(2400) = 61.68\text{kg}$
- W losa  $= 0.09(0.34+1.04)(2400) = 298.08\text{kg}$
- W acero  $= \text{Vol. muro} * 0.03 * 2800 = (2.57)(0.2)(0.03)(2800) = 43.18\text{kg}$
- W acabados  $= (0.34+1.04)(0.04)(60) = 3.31\text{kg}$
- W total  $= 369.5 + 61.68 + 298.08 + 43.18 + 3.31 = 775.75\text{kg}$

### Rigidez

- Muro total  $= \frac{h}{l} = \frac{3.6}{1.24} = 2.90$   
 $\Delta t = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(2.90)^3 + 0.3(2.90) = 3.3089$
- Puerta  $= \frac{2.1}{1.24} = 1.69$   
 $-\Delta p = 0.1(1.69)^3 + 0.3(1.69) = -0.9897$
- Sección B  $= \frac{2.1}{0.34} = 6.18$   
 $\Delta b = 0.1(6.18)^3 + 0.3(6.18) = 25.4569$
- $\Sigma \Delta = 3.3089 - 0.9897 + 25.4569 = 27.7761$   
 $R_{\text{muro}} = \frac{1}{\Sigma \Delta} = \frac{1}{27.7761} = 0.0360$



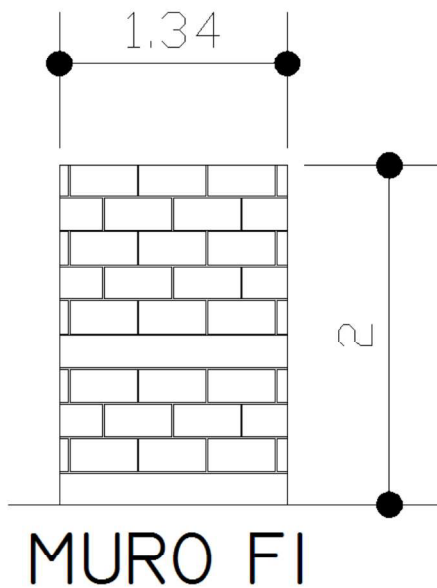
- Área =  $2.06(3.6) = 7.42 \text{ m}^2$
- #blocks =  $7.42 \text{ m}^2 \left( \frac{12.5 \text{ block}}{1 \text{ m}^2} \right) = 92.75 \text{ U}$
- Peso =  $92.75(11.5) = 1066.63 \text{ kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro \*  $0.05 = 7.42(0.2) * 0.05 = 0.0742 \text{ m}^3$
- W concreto =  $0.0742(2400) = 178.08 \text{ kg}$
- W losa =  $0.09(3.67+0.79)(2400) = 963.36 \text{ kg}$
- W acero = Vol. muro \*  $0.03 * 2800 = (7.42)(0.2)(0.03)(2800) = 124.66 \text{ kg}$
- W acabados =  $(3.67+0.79)(0.04)(60) = 10.70 \text{ kg}$
- W total =  $1066.63 + 178.08 + 963.36 + 124.66 + 10.7 = 2,343.43 \text{ kg}$

### Rigidez

- Muro =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{2.06} = 1.75$

$$\Delta = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(1.75)^3 + 0.3(1.75) = 1.0609$$

$$R_{\text{muro}} = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{1.0609} = 0.9426$$



1.1=595.05kg

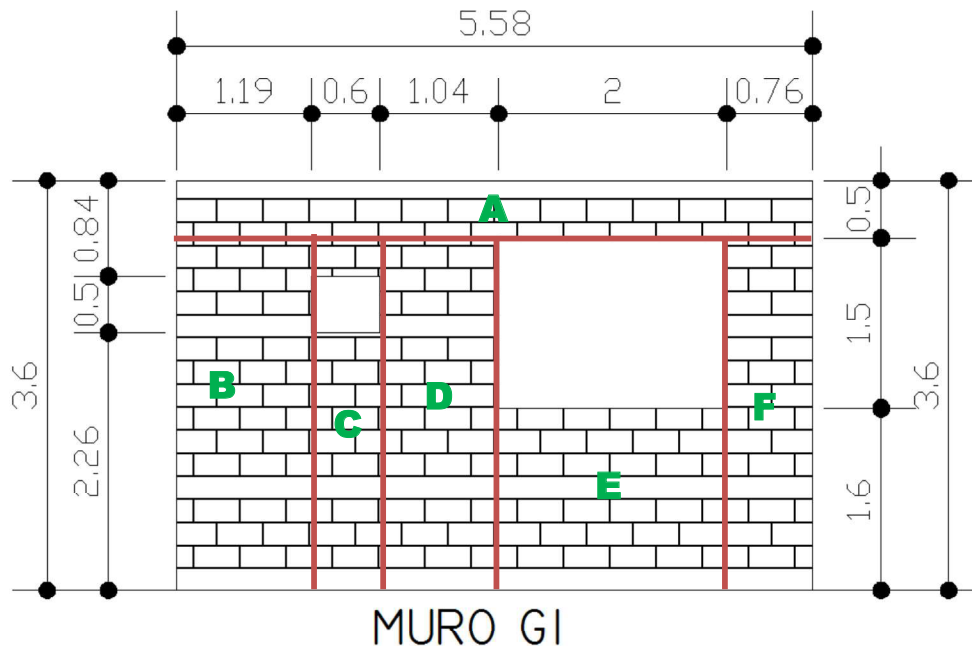
- Área =  $1.34(2) = 2.68 \text{ m}^2$
- #blocks =  $2.68 \text{ m}^2 \left( \frac{12.5 \text{ block}}{1 \text{ m}^2} \right) = 33.5 \text{ u}$
- Peso =  $33.5(11.5) = 385.25 \text{ kg}$
- Vol. Concreto = Vol. muro \* 0.05 =  $2.68(0.2) * 0.05 = 0.0268 \text{ m}^3$
- W concreto =  $0.0268(2400) = 64.32 \text{ kg}$
- W losa =  $0.09(0.46)(2400) = 99.36 \text{ kg}$
- W acero = Vol.muro \* 0.03 \* 2800 =  $(2.68)(0.2)(0.03)(2800) = 45.02 \text{ kg}$
- W acabados =  $(0.46)(0.04)(60) = 1.10 \text{ kg}$
- W total =  $385.25 + 64.32 + 99.36 + 45.02 +$

### Rigidez

- Muro =  $\frac{h}{l} = \frac{2}{1.34} = 1.49$

$$\Delta = 0.1 \left( \frac{h}{l} \right)^3 + 0.3 \left( \frac{h}{l} \right) = 0.1(1.49)^3 + 0.3(1.49) = 0.7778$$

$$R_{\text{muro}} = \frac{1}{\Delta} = \frac{1}{0.7778} = 1.2857$$



- Área  $5.58(3.6) - 0.5(0.6) - 1.5(2) = 16.79\text{m}^2$
- #blocks =  $16.79\text{m}^2 \left( \frac{12.5\text{block}}{1\text{m}^2} \right) = 209.88\text{u}$
- Peso =  $209.88(11.5) = 2,413.62\text{kg}$
- Vol. Concreto = Vol.muro\*0.05 =  $16.79(0.2)*0.05 = 0.1679\text{m}^3$
- W concreto =  $0.1679(2400) = 402.96\text{kg}$
- W losa =  $0.09(2.83+0.85)(2400) = 794.88\text{kg}$
- W acero = Vol.muro\*0.03\*2800 =  $(16.79)(0.2)(0.03)(2800) = 282.07\text{kg}$
- W acabados =  $(2.83+0.85)(0.04)(60) = 8.83\text{kg}$
- W total =  $2,413.62 + 402.96 + 794.88 + 282.07 + 8.83 = 3,902.36\text{kg}$

**Rigidez**

- Muro total =  $\frac{h}{l} = \frac{3.6}{5.58} = 0.65$   
 $\Delta t = 0.1 \left(\frac{h}{l}\right)^3 + 0.3 \left(\frac{h}{l}\right) = 0.1(0.65)^3 + 0.3(0.65) = 0.2225$
- Ventana1 =  $\frac{0.5}{5.58} = 0.09$   
 $-\Delta v1 = 0.1(0.09)^3 + 0.3(0.09) = -0.0271$
- Ventana2 =  $\frac{1.5}{5.58} = 0.27$   
 $-\Delta p2 = 0.1(0.27)^3 + 0.3(0.27) = -0.0830$
- Sección B =  $\frac{3.1}{1.19} = 2.61$   
 $\Delta b = 0.1(2.61)^3 + 0.3(2.61) = 2.5610$
- Sección D =  $\frac{3.1}{1.04} = 2.98$   
 $\Delta d = 0.1(2.98)^3 + 0.3(2.98) = 3.5404$
- Sección F =  $\frac{3.1}{0.76} = 4.08$   
 $\Delta f = 0.1(4.08)^3 + 0.3(4.08) = 8.0157$
- $\sum \Delta = 0.2225 - 0.0271 - 0.0830 + 2.5610 + 3.5404 + 8.0157 = 14.2295$
- $R_{muro} = \frac{1}{\sum \Delta} = \frac{1}{14.2295} = 0.0703$

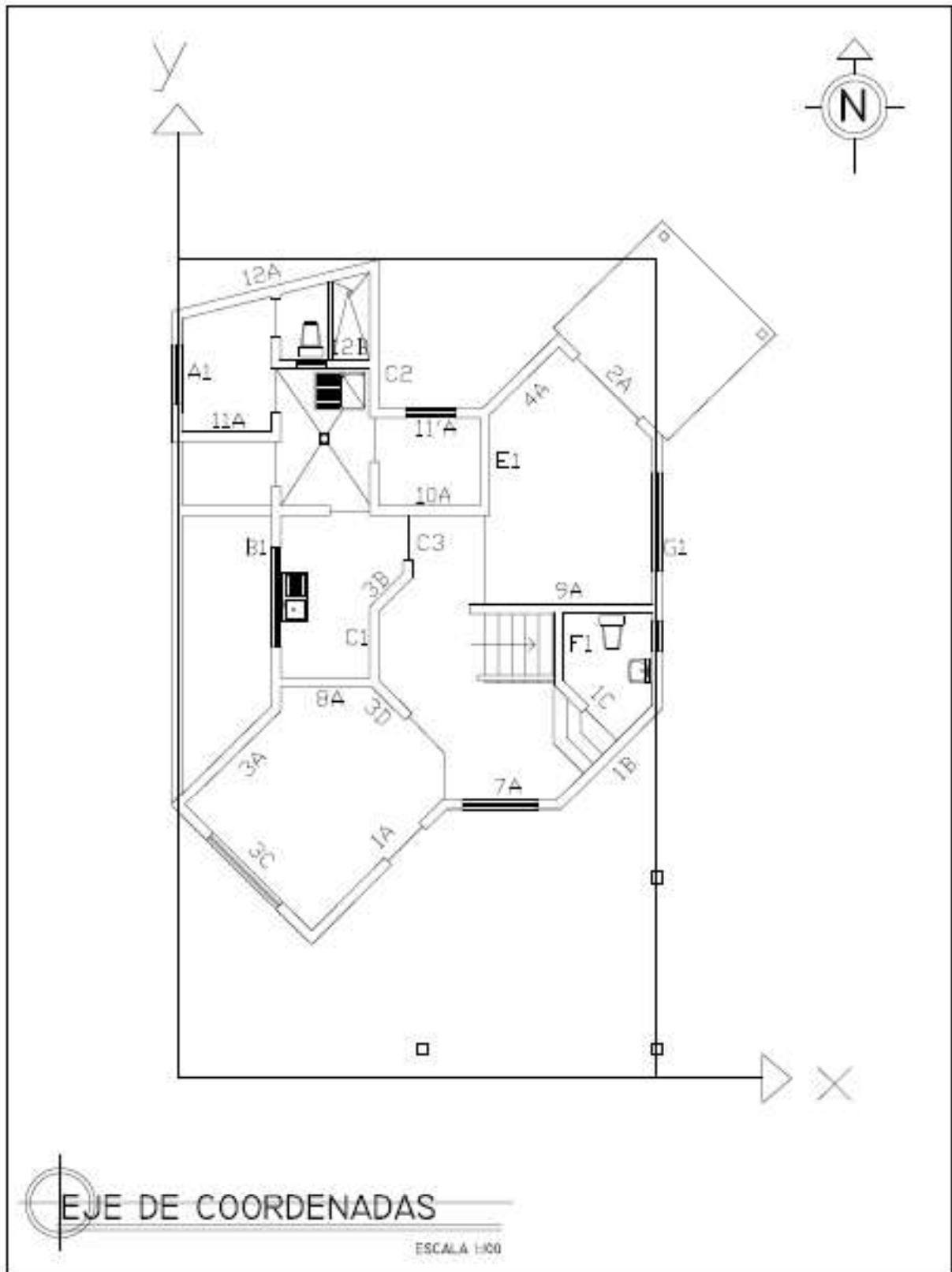
## Índice de Muros

Para obtener el índice de muros se tiene que tomar la longitud total de todos los muros y dividirlos dentro del área total de la planta del primer nivel, quitando las ventanas y puertas que tengan una longitud mayor a 0.8m. A continuación se puede observar el procedimiento:

$$I.M. = \frac{\sum l. \text{muros} - \text{puertas y ventanas}}{A_{\text{total de planta}}} =$$

$$\frac{73.05 - (2 + 0.9 \times 4 + 0.8 \times 2 + 2 + 1.2 + 1 + 1.5 + 2 + 1.8 + 1)}{86.97}$$

$$= \frac{55.35}{86.97} = 0.64$$





## Centro de Rigidez

| Eje          | Muro | Alto(cm) | Longitud(cm) | Rigidez        | X(m) | Y(m)           | XR             | YR              |
|--------------|------|----------|--------------|----------------|------|----------------|----------------|-----------------|
| Y            | A1   | 360      | 268          | 0.7308         | 0.00 | 14.36          | 0.0000         | 10.4943         |
| Y            | B1   | 360      | 850          | 0.0675         | 2.00 | 11.77          | 0.1350         | 0.7945          |
| Y            | C1   | 360      | 144          | 0.4324         | 4.00 | 8.92           | 1.7296         | 3.8570          |
| Y            | C2   | 360      | 503          | 0.4336         | 4.00 | 15.21          | 1.7344         | 6.5951          |
| Y            | C3   | 360      | 124          | 0.0360         | 4.70 | 10.88          | 0.1692         | 0.3917          |
| Y            | E1   | 360      | 260          | 0.9426         | 6.25 | 12.53          | 5.8913         | 11.8108         |
| Y            | F1   | 200      | 134          | 1.2857         | 7.75 | 8.82           | 9.9642         | 11.3399         |
| Y            | G1   | 360      | 558          | 0.0703         | 9.75 | 10.35          | 0.6854         | 0.7276          |
| XY           | 1A   | 360      | 378          | 0.2241         | 4.03 | 4.19           | 0.9031         | 0.9390          |
| XY           | 1B   | 360      | 291          | 1.7771         | 8.75 | 6.60           | 15.5496        | 11.7289         |
| XY           | 1C   | 360      | 163          | 0.2276         | 8.35 | 7.50           | 1.9005         | 1.7070          |
| XY           | 2A   | 360      | 296          | 0.8360         | 8.73 | 14.11          | 7.2983         | 11.7960         |
| XY           | 3A   | 360      | 275          | 1.6186         | 1.05 | 6.63           | 1.6995         | 10.7313         |
| XY           | 3B   | 360      | 99           | 0.1691         | 4.32 | 9.92           | 0.7305         | 1.6775          |
| XY           | 3C   | 360      | 406          | 0.5694         | 1.37 | 4.24           | 0.7801         | 2.4143          |
| XY           | 3D   | 360      | 94           | 0.1478         | 4.36 | 7.74           | 0.6444         | 1.1440          |
| XY           | 4A   | 360      | 197          | 0.8607         | 7.05 | 14.39          | 6.0679         | 12.3855         |
| XY           | 12A  | 360      | 433          | 3.2658         | 2.02 | 16.11          | 6.5969         | 52.6120         |
| X            | 7A   | 360      | 232          | 0.1138         | 6.55 | 5.60           | 0.7454         | 0.6373          |
| X            | 8A   | 360      | 180          | 0.7143         | 3.03 | 8.10           | 2.1643         | 5.7858          |
| X            | 9A   | 360      | 370          | 2.6157         | 7.80 | 9.60           | 20.4025        | 25.1107         |
| X            | 10A  | 360      | 425          | 0.4913         | 5.13 | 11.60          | 2.5204         | 5.6991          |
| X            | 11A  | 360      | 220          | 1.0845         | 1.00 | 13.10          | 1.0845         | 14.2070         |
| X            | 11'A | 360      | 225          | 0.5441         | 5.15 | 13.60          | 2.8021         | 7.3998          |
| X            | 12B  | 360      | 180          | 0.4167         | 2.90 | 14.60          | 1.2084         | 6.0838          |
| <b>Total</b> |      |          |              | <b>19.6755</b> |      | <b>Totales</b> | <b>93.4075</b> | <b>218.0695</b> |

$$X_{CR} = \frac{\sum XR}{\sum R} = \frac{93.4075}{19.6755} = 4.75 \text{ m}$$

$$Y_{CR} = \frac{\sum YR}{\sum R} = \frac{218.0695}{19.6755} = 11.08 \text{ m}$$

## Centro de Masa de Muros

| Eje | Muro         | W(kg)            | X(m) | Y(m)  | XW             | YW                |
|-----|--------------|------------------|------|-------|----------------|-------------------|
| Y   | A1           | 1881.32          | 0.00 | 14.36 | 0.00           | 27015.76          |
| Y   | B1           | 5992.64          | 2.00 | 11.77 | 11985.28       | 70533.37          |
| Y   | C1           | 1473.58          | 4.00 | 8.92  | 5894.32        | 13144.33          |
| Y   | C2           | 3672.63          | 4.00 | 15.21 | 14690.52       | 55860.70          |
| Y   | C3           | 775.75           | 4.70 | 10.88 | 3646.03        | 8440.16           |
| Y   | E1           | 2343.43          | 6.25 | 12.53 | 14646.44       | 29363.18          |
| Y   | F1           | 595.05           | 7.75 | 8.82  | 4611.64        | 5248.34           |
| Y   | G1           | 3902.36          | 9.75 | 10.35 | 38048.01       | 40389.43          |
| XY  | 1A           | 2840.58          | 4.03 | 4.19  | 11447.54       | 11902.03          |
| XY  | 1B           | 2296.62          | 8.75 | 6.60  | 20095.43       | 15157.69          |
| XY  | 1C           | 1378.79          | 8.35 | 7.50  | 11512.90       | 10340.93          |
| XY  | 2A           | 1994.79          | 8.73 | 14.11 | 17414.52       | 28146.49          |
| XY  | 3A           | 2381.79          | 1.05 | 6.63  | 2500.88        | 15791.27          |
| XY  | 3B           | 980.23           | 4.32 | 9.92  | 4234.59        | 9723.88           |
| XY  | 3C           | 3227.74          | 1.37 | 4.24  | 4422.00        | 13685.62          |
| XY  | 3D           | 2138.90          | 4.36 | 7.74  | 9325.60        | 16555.09          |
| XY  | 4A           | 2215.22          | 7.05 | 14.39 | 15617.30       | 31877.02          |
| XY  | 12A          | 3206.97          | 2.02 | 16.11 | 6478.08        | 51664.29          |
| X   | 7A           | 1608.53          | 6.55 | 5.60  | 10535.87       | 9007.77           |
| X   | 8A           | 1665.44          | 3.03 | 8.10  | 5046.28        | 13490.06          |
| X   | 9A           | 3497.79          | 7.80 | 9.60  | 27282.76       | 33578.78          |
| X   | 10A          | 3387.18          | 5.13 | 11.60 | 17376.23       | 39291.29          |
| X   | 11A          | 1638.54          | 1.00 | 13.10 | 1638.54        | 21464.87          |
| X   | 11'A         | 1581.82          | 5.15 | 13.60 | 8146.37        | 21512.75          |
| X   | 12B          | 1492.14          | 2.90 | 14.60 | 4327.21        | 21785.24          |
|     | <b>Total</b> | <b>58,169.83</b> |      |       | <b>Totales</b> | <b>270,924.34</b> |
|     |              |                  |      |       |                | <b>614,970.33</b> |

$$X_{CM} = \frac{\sum XW}{\sum W} = \frac{270,924.34}{58,169.83} = 4.66 \text{ m}$$

$$Y_{CM} = \frac{\sum YW}{\sum W} = \frac{614,970.33}{58,169.83} = 10.57 \text{ m}$$

## Centro de Masa de Losa

| No. Losa     | W(kg)            | X(m) | Y(m)           | XW               | YW                |
|--------------|------------------|------|----------------|------------------|-------------------|
| 1            | 989.28           | 0.92 | 14.46          | 910.14           | 14304.99          |
| 2            | 600.48           | 2.85 | 15.46          | 1711.37          | 9283.42           |
| 3            | 693.36           | 3.25 | 13.65          | 2253.42          | 9464.36           |
| 4            | 794.88           | 5.13 | 12.60          | 4077.73          | 10015.49          |
| 5            | 3134.16          | 8.00 | 12.50          | 25073.28         | 39177.00          |
| 6            | 1509.84          | 3.33 | 10.19          | 5027.77          | 15385.27          |
| 7            | 702.00           | 5.57 | 10.33          | 3910.14          | 7251.66           |
| 8            | 3311.28          | 3.14 | 5.96           | 10397.42         | 19735.23          |
| 9            | 2449.44          | 6.35 | 7.78           | 15553.94         | 19056.64          |
| 10           | 786.24           | 8.76 | 8.60           | 6887.46          | 6761.66           |
| <b>Total</b> | <b>14,970.96</b> |      | <b>Totales</b> | <b>75,802.67</b> | <b>150,435.73</b> |

$$X_{CMI} = \frac{\sum XW}{\sum W} = \frac{75,802.67}{14,970.96} = 5.06 \text{ m}$$

$$Y_{CMI} = \frac{\sum YW}{\sum W} = \frac{150,435.73}{14,970.96} = 10.05 \text{ m}$$

## Centro de Masa de Muro + Losa

$$X_{CMm+l} = \frac{\sum Wl * \sum X_{CMI} + \sum Wm * \sum X_{CMm}}{\sum Wl + \sum Wm} = \frac{14,970.96(5.06) + 58,169.83(4.66)}{14,970.96 + 58,169.83} = 4.74 \text{ m}$$

$$Y_{CMm+l} = \frac{\sum Wl * \sum Y_{CMI} + \sum Wm * \sum Y_{CMm}}{\sum Wl + \sum Wm} = \frac{14,970.96(10.05) + 58,169.83(10.57)}{14,970.96 + 58,169.83} = 10.46 \text{ m}$$

## Excentricidad

La excentricidad es la diferencia entre las coordenadas del centro de masa y el centro de rigidez, como vemos a continuación:

$$\begin{array}{r}
 \text{CR (4.75, 11.08)} \\
 \text{CM (4.74, 10.46)} \quad (-) \text{ Diferencia} \\
 \hline
 \text{E (0.01, 0.62)}
 \end{array}$$

### Excentricidad accidental

- Long. X = 9.75m  $\Rightarrow 9.75(0.05) = 0.49$
- Long. Y = 16.73 m  $\Rightarrow 16.73(0.05) = 0.84$
- E = (0.01+0.49, 0.62+0.84) = E (0.50, 1.46)

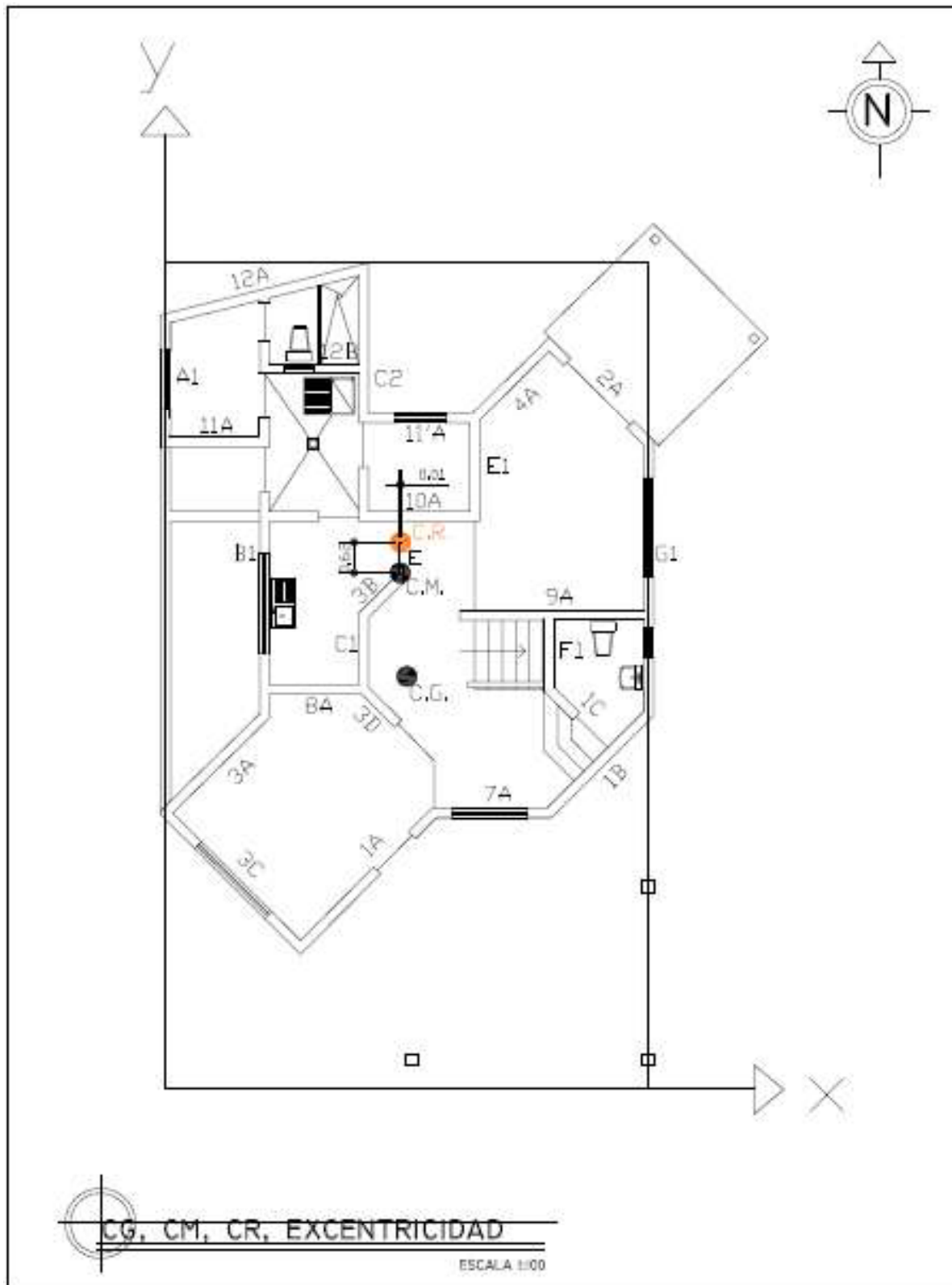
Porcentaje que representa

En X:

- $\frac{0.50}{9.75} = 0.05 \approx 5\%$

En Y:

$$\frac{1.46}{16.73} = 0.09 \approx 9\%$$



Ubicación de C.M., C.R., C.G., y Excentricidad

**NOTAS MAMPOSTERICAS DE UNA SABANDIJA**

| Muro           | d(m) | d <sub>2</sub> | R              | R*d            | R*d <sub>2</sub> | Vb       | Mt       | Ri/ΣRi   | Ri*d/ΣRi*d <sub>2</sub> | VT      |
|----------------|------|----------------|----------------|----------------|------------------|----------|----------|----------|-------------------------|---------|
| A1             | 4.75 | 22.56          | 0.7308         | 3.4713         | 16.4887          | 29402.28 | 42927.33 | 0.037143 | 0.015962                | 1777.29 |
| B1             | 2.75 | 7.56           | 0.0675         | 0.1856         | 0.5105           | 29402.28 | 42927.33 | 0.003431 | 0.000854                | 137.51  |
| C1             | 0.75 | 0.56           | 0.4324         | 0.3243         | 0.2432           | 29402.28 | 42927.33 | 0.021977 | 0.001491                | 710.18  |
| C2             | 0.75 | 0.56           | 0.4336         | 0.3252         | 0.2439           | 29402.28 | 42927.33 | 0.022038 | 0.001495                | 712.15  |
| C3             | 0.05 | 0.00           | 0.0360         | 0.0018         | 0.0001           | 29402.28 | 42927.33 | 0.001830 | 0.000008                | 54.15   |
| E1             | 1.51 | 2.28           | 0.9426         | 1.4233         | 2.1492           | 29402.28 | 42927.33 | 0.047907 | 0.006545                | 1689.54 |
| F1             | 3.01 | 9.06           | 1.2857         | 3.8700         | 11.6486          | 29402.28 | 42927.33 | 0.065345 | 0.017795                | 2685.21 |
| G1             | 5.01 | 25.10          | 0.0703         | 0.3522         | 1.7645           | 29402.28 | 42927.33 | 0.003573 | 0.001620                | 174.58  |
| 1Ax            | 6.89 | 47.47          | 0.1121         | 0.7720         | 5.3192           | 29402.28 | 14701.14 | 0.005695 | 0.003550                | 219.63  |
| 1Ay            | 0.72 | 0.52           | 0.1121         | 0.0807         | 0.0581           | 29402.28 | 42927.33 | 0.005695 | 0.000371                | 183.37  |
| 1Bx            | 4.48 | 20.07          | 0.8886         | 3.9807         | 17.8336          | 29402.28 | 14701.14 | 0.045160 | 0.018305                | 1596.91 |
| 1By            | 4.01 | 16.08          | 0.8886         | 3.5631         | 14.2880          | 29402.28 | 42927.33 | 0.045160 | 0.016384                | 2031.15 |
| 1Cx            | 3.56 | 12.67          | 0.1138         | 0.4051         | 1.4423           | 29402.28 | 14701.14 | 0.005784 | 0.001863                | 197.45  |
| 1Cy            | 3.58 | 12.82          | 0.1138         | 0.4074         | 1.4585           | 29402.28 | 42927.33 | 0.005784 | 0.001873                | 250.48  |
| 2Ax            | 2.99 | 8.94           | 0.4180         | 1.2498         | 3.7370           | 29402.28 | 14701.14 | 0.021245 | 0.005747                | 709.13  |
| 2Ay            | 4.01 | 16.08          | 0.4180         | 1.6762         | 6.7215           | 29402.28 | 42927.33 | 0.021245 | 0.007708                | 955.51  |
| 3Ax            | 4.45 | 19.80          | 0.8093         | 3.6014         | 16.0262          | 29402.28 | 14701.14 | 0.041132 | 0.016560                | 1452.84 |
| 3Ay            | 3.69 | 13.62          | 0.8093         | 2.9863         | 11.0195          | 29402.28 | 42927.33 | 0.041132 | 0.013732                | 1798.87 |
| 3Bx            | 1.10 | 1.21           | 0.0846         | 0.0930         | 0.1023           | 29402.28 | 14701.14 | 0.004297 | 0.000428                | 132.64  |
| 3By            | 0.37 | 0.14           | 0.0846         | 0.0313         | 0.0116           | 29402.28 | 42927.33 | 0.004297 | 0.000144                | 132.52  |
| 3Cx            | 6.84 | 46.79          | 0.2847         | 1.9473         | 13.3199          | 29402.28 | 14701.14 | 0.014470 | 0.008955                | 557.09  |
| 3Cy            | 3.34 | 11.16          | 0.2847         | 0.9509         | 3.1760           | 29402.28 | 42927.33 | 0.014470 | 0.004373                | 613.15  |
| 3Dx            | 3.34 | 11.16          | 0.0739         | 0.2468         | 0.8244           | 29402.28 | 14701.14 | 0.003756 | 0.001135                | 127.12  |
| 3Dy            | 0.38 | 0.14           | 0.0739         | 0.0281         | 0.0107           | 29402.28 | 42927.33 | 0.003756 | 0.000129                | 115.98  |
| 4Ax            | 3.31 | 10.96          | 0.4304         | 1.4245         | 4.7150           | 29402.28 | 14701.14 | 0.021872 | 0.006550                | 739.39  |
| 4Ay            | 2.31 | 5.34           | 0.4304         | 0.9941         | 2.2964           | 29402.28 | 42927.33 | 0.021872 | 0.004571                | 839.33  |
| 12Ax           | 5.03 | 25.30          | 1.6329         | 8.2135         | 41.3138          | 29402.28 | 14701.14 | 0.082992 | 0.037768                | 2995.38 |
| 12Ay           | 2.72 | 7.40           | 1.6329         | 4.4415         | 12.0808          | 29402.28 | 42927.33 | 0.082992 | 0.020423                | 3316.87 |
| 7A             | 5.48 | 30.03          | 0.1138         | 0.6236         | 3.4175           | 29402.28 | 14701.14 | 0.005784 | 0.002868                | 212.22  |
| 8A             | 2.98 | 8.88           | 0.7143         | 2.1286         | 6.3433           | 29402.28 | 14701.14 | 0.036304 | 0.009788                | 1211.32 |
| 9A             | 1.48 | 2.19           | 2.6157         | 3.8712         | 5.7294           | 29402.28 | 14701.14 | 0.132942 | 0.017801                | 4170.50 |
| 10A            | 0.52 | 0.27           | 0.4913         | 0.2555         | 0.1328           | 29402.28 | 14701.14 | 0.024970 | 0.001175                | 751.45  |
| 11A            | 2.02 | 4.08           | 1.0845         | 2.1907         | 4.4252           | 29402.28 | 14701.14 | 0.055119 | 0.010074                | 1768.73 |
| 11'A           | 2.52 | 6.35           | 0.5441         | 1.3711         | 3.4553           | 29402.28 | 14701.14 | 0.027654 | 0.006305                | 905.77  |
| 12B            | 3.52 | 12.39          | 0.4167         | 1.4668         | 5.1631           | 29402.28 | 14701.14 | 0.021179 | 0.006745                | 721.86  |
| <b>Totales</b> |      |                | <b>19.6755</b> | <b>58.9550</b> | <b>217.4698</b>  |          |          |          |                         |         |

### Calculando Corte Basal (Vb)

- Para calcular el corte basal que afecta al primer nivel necesitamos también el peso del segundo nivel, el cual se obtendrá de la manera siguiente:

$$\text{Peso por m}^2 \text{ del primer nivel} = \frac{W_1}{A_t} = \frac{58,169.83}{86.97} = 668.85 \text{ kg/m}^2$$

- Al dato anterior se le multiplicara el 85% del área del segundo nivel, ya que parte de éste está soportado por columnas y hay un balcón, el cual no tiene losa.

$$W_{\text{segundo nivel}} = 0.85 * A_{T\text{segundo nivel}} * 668.85 = 113.17(0.85)(668.85) \\ = 64,339.69 \text{ kg}$$

- Teniendo el peso del segundo y primer nivel, se procede a obtener el peso total.

$$W_{TOTAL} = W_1 + W_2 = 58,169.83 + 64,339.69 = 122,509.52 \text{ kg}$$

- Se utilizará el 24% del peso total para calcular el Corte Basal del 1er. Nivel.

$$V_{b1} = 0.24W_{TOTAL} = 0.24(122,509.52) = 29,402.28 \text{ kg}$$

### Calculando Momentos

- $M_{tx} = E_x(V_b) = 0.50(29,402.28) = 14,701.14 \text{ kg.m}$
- $M_{ty} = E_y(V_b) = 1.46(29,402.28) = 42,927.33 \text{ kg.m}$

### Corte Total (VT)

EL cálculo del VT, se encuentra en la tabla anterior, pero la fórmula que fue utilizada es la siguiente:

$$V_T = V_b \left( \frac{R_i}{\sum R_i} \right) + M_t \left( \frac{R_i * d}{\sum R_i * d^2} \right)$$

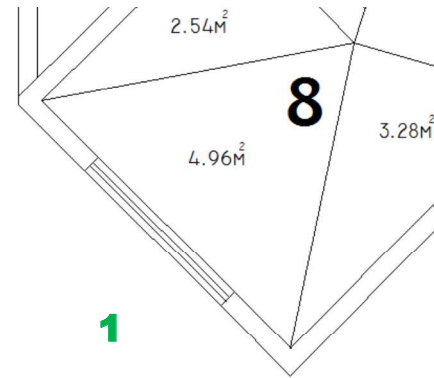
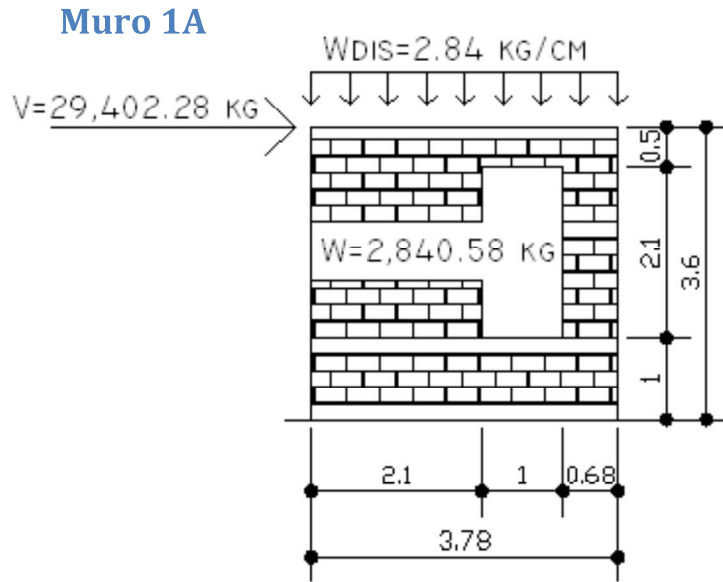
El valor de corte total para los muros inclinados, después de obtener la tabla anterior, se obtiene con el teorema de Pitágoras. Los valores son los siguientes:

| Muro | VT      |
|------|---------|
| A1   | 1777.29 |
| B1   | 137.51  |
| C1   | 710.18  |
| C2   | 712.15  |
| C3   | 54.15   |
| E1   | 1689.54 |
| F1   | 2685.21 |
| G1   | 174.58  |
| 1A   | 286.12  |
| 1B   | 2583.74 |
| 1C   | 318.94  |
| 2A   | 1189.90 |

| Muro | VT      |
|------|---------|
| 3A   | 2312.29 |
| 3B   | 187.50  |
| 3C   | 828.43  |
| 3D   | 172.07  |
| 4A   | 1118.56 |
| 12A  | 3316.87 |
| 7A   | 212.22  |
| 8A   | 1211.32 |
| 9A   | 4170.50 |
| 10A  | 751.45  |
| 11A  | 1768.73 |
| 11'A | 905.77  |
| 12B  | 721.86  |



## Análisis y Refuerzo de cada Muro del Primer Nivel



MURO 1A

- $A_{\text{influencia}} = 4.96 \text{ m}^2$
- $WL_8 = 3,311.28 \text{ kg}$
- $WL_{1A} = \frac{WL_8(A_i)}{A_8} = \frac{3,311.28(4.96)}{15.33} = 1,071.36 \text{ kg}$
- $W_{DIS} = \frac{WL_{1A}}{L} = \frac{1,071.36}{378} = 2.84 \text{ kg/cm}$
- $M = 45,374.87 \text{ kg.m} = 4,537,487 \text{ kg.cm}$
- $F'm = 35 \text{ kg/cm}^2 = 500 \text{ lb/plg}^2$
- $F_y = 60,000 \text{ lb/plg}^2 = 4,200 \text{ kg/cm}^2$

### Área Neta de Muro

- $A_N = tl = 19\text{cm} * 378\text{cm} = 7,182 \text{ cm}^2$

### Módulo de Sección

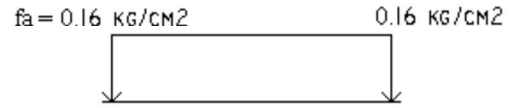
- $S_n = \frac{bd^2}{6} = \frac{19*(378-5)^2}{6} = 440,575.17 \text{ cm}^3$

**Carga Axial Actuante**

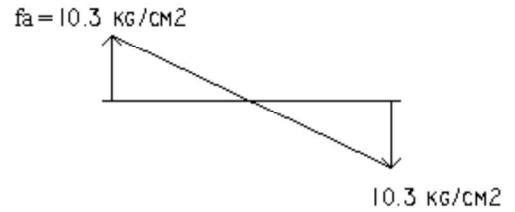
- $f_a = \frac{W_{dis}}{t} + \frac{W_{muro}}{S_n} = \frac{2.84 \text{ kg/cm}}{19 \text{ cm}} + \frac{2840.58 \text{ kg}}{440,575.17 \text{ cm}^3} = 0.16 \text{ kg/cm}^2$

**Flexión Actuante**

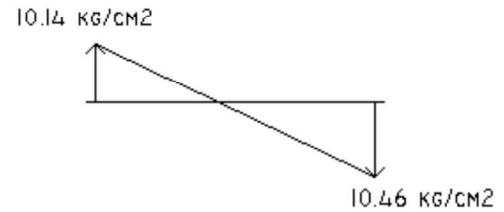
- $f_b = \frac{M}{S_n} = \frac{4,537,487 \text{ kg.cm}}{440,575.17 \text{ cm}^3} = 10.30 \text{ kg/cm}^2$



+



=



**Cortante Actuante**

- $f_v = \frac{V}{bd} = \frac{29,402.28}{19(373)} = 4.15 \text{ kg/cm}^2$

**Chequeo:**  $\frac{M}{Vd} < 1$

$$\frac{M}{Vd} = \frac{4,537,487}{29,402.28(373)} = 0.41 < 1$$

**Esfuerzo Permissible**

- Para  $\frac{M}{Vd} < 1 \Rightarrow F_v = \frac{1}{3} (4 - \frac{M}{Vd}) \sqrt{f' m}$  (psi)

- $F_v = \frac{1}{3} (4 - 0.41) \sqrt{500} = 26.76 \text{ lb/plg}^2 = 1.89 \text{ kg/cm}^2$

**Chequeo:**  $F_v \leq 80 - 45 \frac{M}{Vd}$  (psi)

$$80 - 45(0.41) = 61.55 \text{ lb/plg}^2 = 4.35 \text{ kg/cm}^2$$

$$1.89 \text{ kg/cm}^2 \leq 4.35 \text{ kg/cm}^2$$

## APÉNDICE B DISEÑO DE BODEGA

|                         |                                       |                   |
|-------------------------|---------------------------------------|-------------------|
| Lugar:                  | CA-1 Palin cruce a San Vicente Pacaya |                   |
| Techo                   | 2 aguas                               |                   |
| Tipo Lámina             | Troquelada                            |                   |
| Categoría de Exposición | D                                     |                   |
| Frente                  | 10                                    | m                 |
| Fondo                   | 20                                    | m                 |
| Voladizo                | 60                                    | cm                |
| Altura Paredes          | 4.5                                   | m                 |
| $V_{3s}$                | 100                                   | mi/hr             |
| $V_{fm}$                | 80                                    | mi/hr             |
| Carga Viva              | 100                                   | Kg/m <sup>2</sup> |

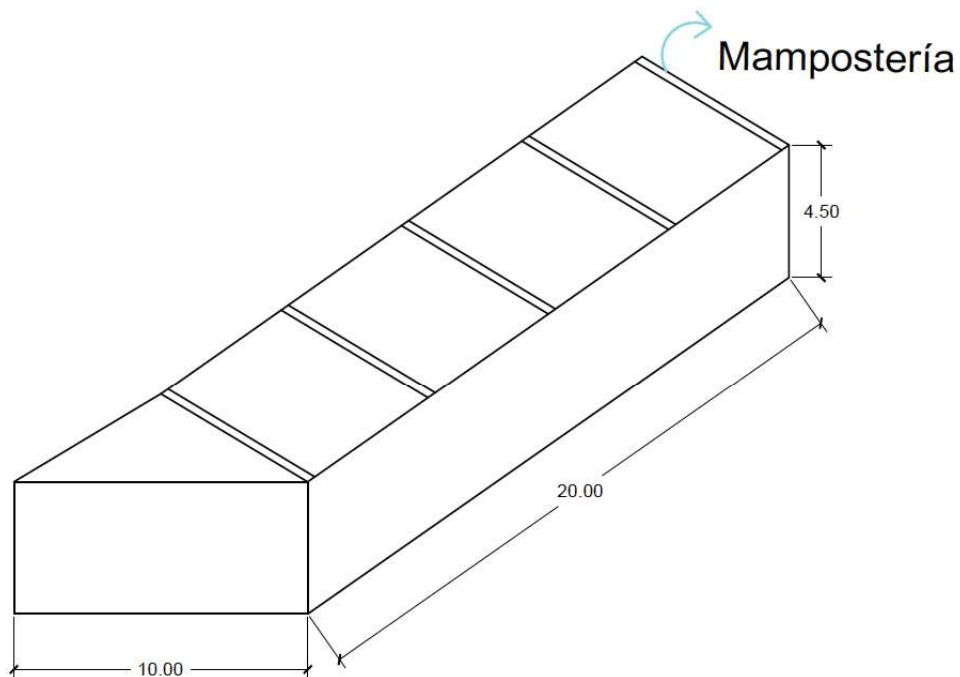
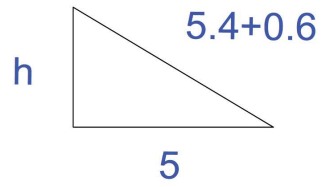


Figura No. 1

**Nota:** Dimensionales en metros.

| Gráfica |        |
|---------|--------|
| h (m)   | ángulo |
| 0       | 0.00   |
| 0.5     | 5.71   |
| 1       | 11.31  |
| 1.5     | 16.70  |
| 2       | 21.80  |
| 2.5     | 26.57  |
| 3       | 30.96  |
| 3.5     | 34.99  |



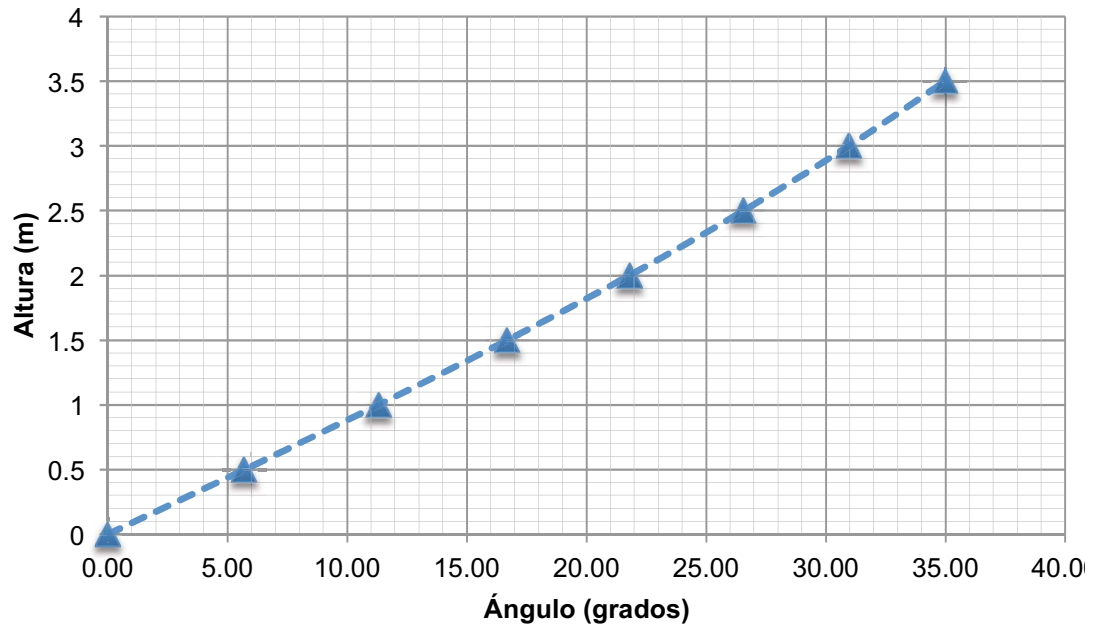
$$h = 5 \tan \alpha$$

*h asumido = 2 metros*

*hipotenusa = 6 metros*

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{h}{5}\right)$$

## Altura vs Ángulo



**Nota:** Buscar que el ángulo sea mayor a  $15^\circ$  y menor a  $30^\circ$  con el fin de minimizar el efecto de succión cuando está fuera de esos límites.

**Barlovento:** Acciones del viento frontalmente, donde la acción del viento es más intensa y en la parte posterior genera succión.

**Nota:** La velocidad del viento a 5.5 metros por relación lineal es 55 millas/hora.

$$\text{Barlovento} = 5.22 \times 20 = 104.40 \text{ m}^2 \approx 1124 \text{ p}^2$$

Empuje del viento:  $P_S = \lambda I_W P_{S30}$

$\lambda = 1.52$  Referencia: IBC 2003 Tabla 1609.6.2.1 → si h total medida del techo es 5.5 m  $\approx 18$  pies

$I_W = 1.15$  Referencia: Notas Mampostéricas de una Sabandija, análisis de las cargas, pág. 53

$$P_{S30} = 0.0032 * (55^2) = 9.68 \frac{\text{lb}}{\text{p}^2}$$

**Lámina R-90 Calibre 24:**

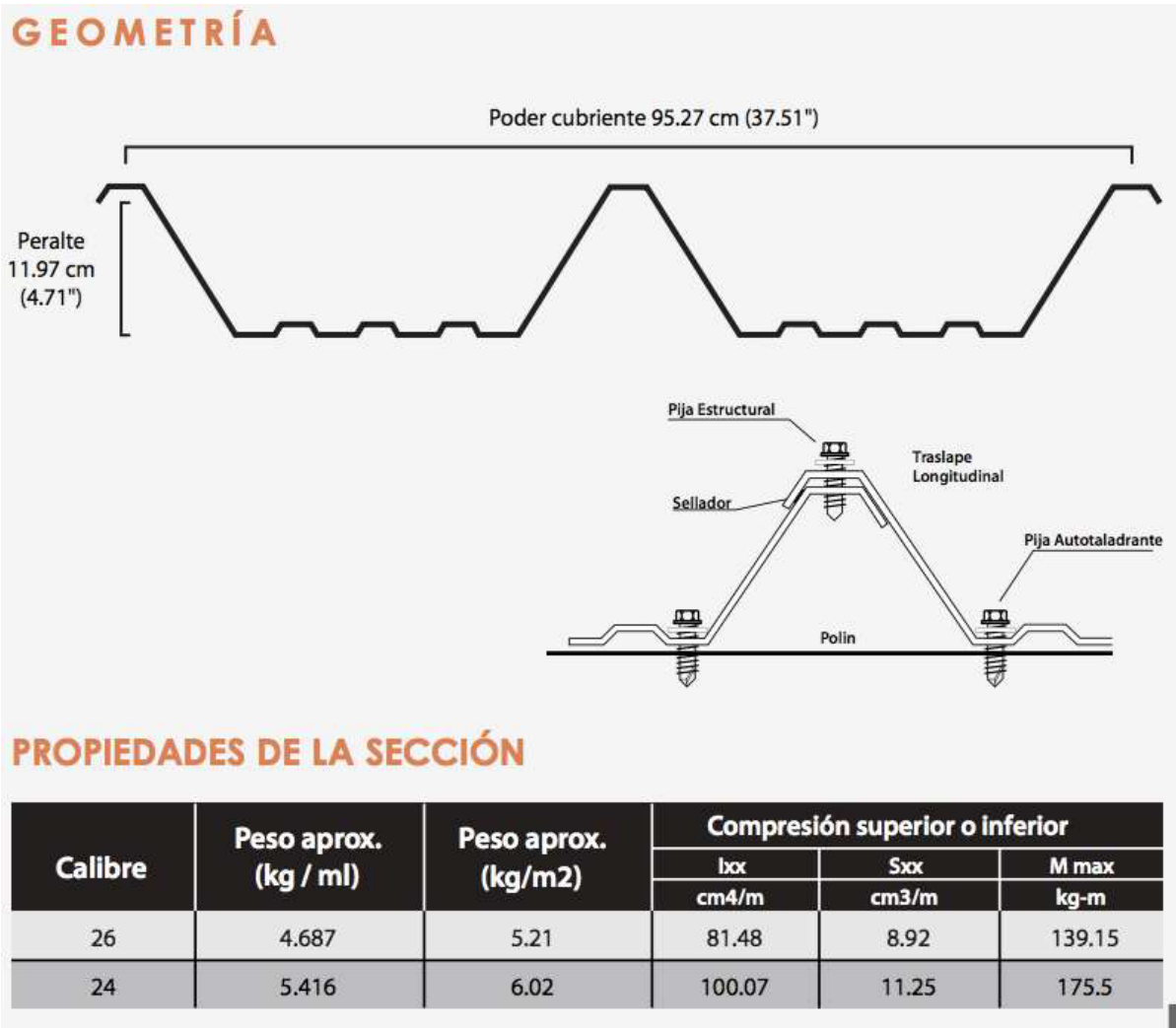


Figura No. 2

**Nota:** R-90 es una lámina que por su gran peralte le permite librar grandes claros, lo cual se traduce en una disminución en la cantidad de apoyos. Su bajo peso por metro cuadrado la hace ser un excelente remplazo para sus similares, teniendo ahorros considerables en la estructura de soporte.

$$Peso = 6.02 \frac{kg}{m^2}$$

$$Inercia = 100.07 \frac{cm^4}{m}$$

$$S = 11.26 \frac{cm^3}{m}$$

$$Sobrecarga = 20 \frac{kg^2}{m}$$

$$DL = 6.02 + 20 = 26.02 \frac{kg}{m^2}$$

Resistencia requerida [Referencia:](#) ACI 318-2008 SECCIÓN 9.2

$$U = 1.2D + 1.6L + 0.8W$$

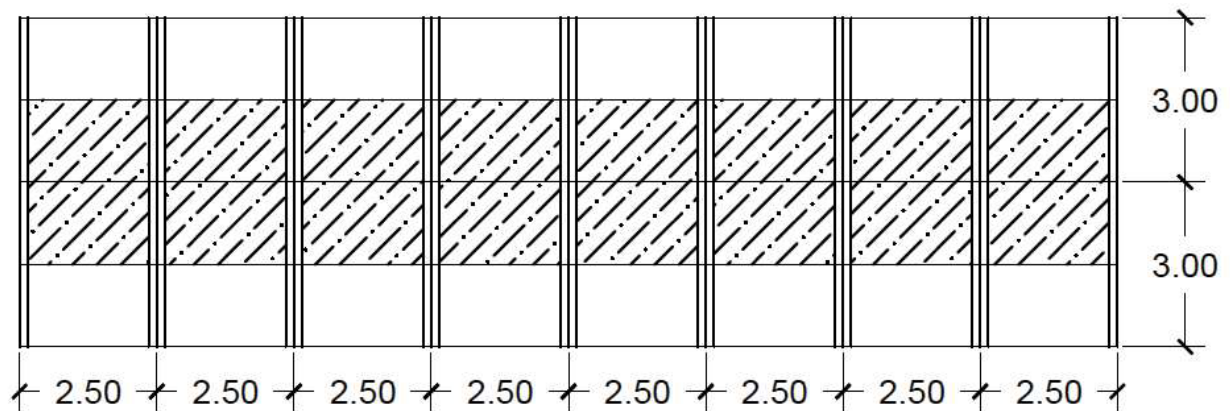
$$U = 1.2 * 26.02 + 1.6 * 100 + 0.8 * 85 = 260 \frac{kg}{m^2}$$

$$U = 1.2D + 1.6W + L + 0.5L$$

$$U = 1.2 * 26.02 + 1.6 * 85 + 100 + 0.5 * 100 = 318 \frac{kg}{m^2}$$

**USAR:**  $318 \frac{kg}{m^2}$

**Estructura Metálica:**



Tendales: 9 @ 2.50 metros

Costanera: 3 @ 3.0 metros

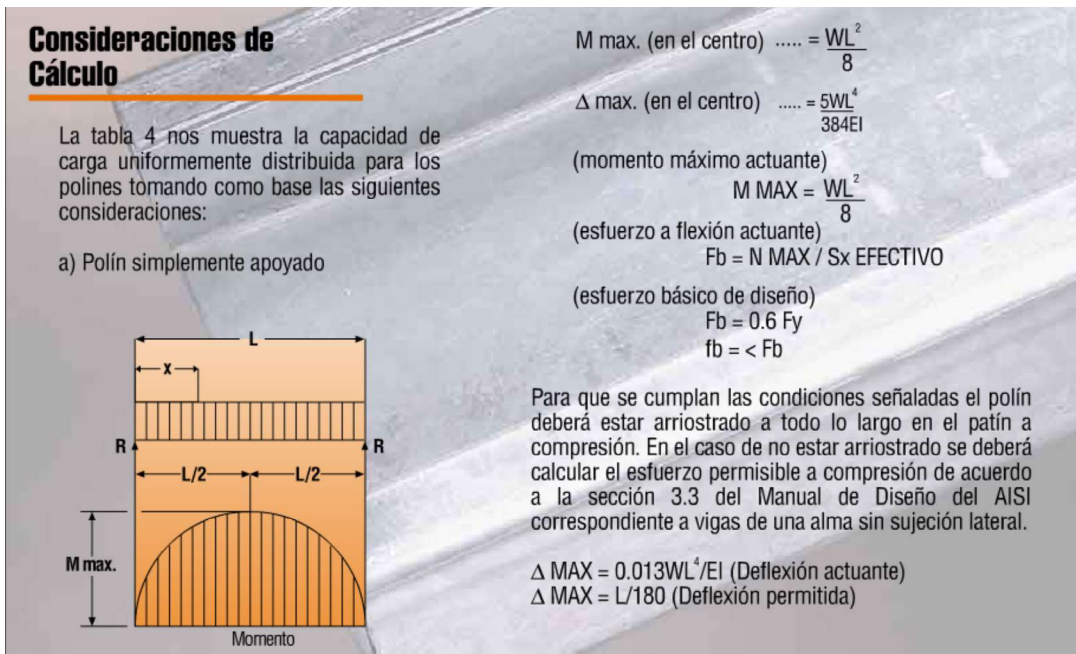
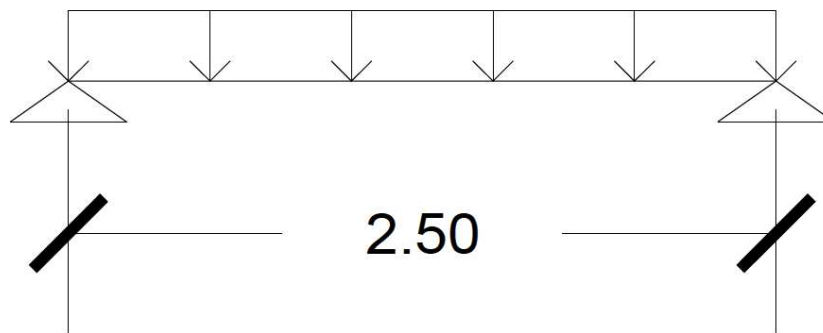


Figura No. 3

**Peso lineal**

$$W = 318 \frac{kg}{m^2} * 3 = 954 \frac{kg}{ml}$$

$$954 \frac{kg}{ml}$$

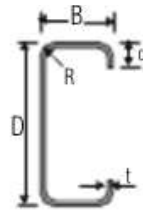


$$M = \frac{Wl^2}{8} = \frac{(954) * (2.5^2)}{8} = 755 \text{ kg} - m = 74,500 \text{ kg} - cm$$



# POLIN ZINTRO ESTRUCTURAL

## PROPIEDADES DE LA SECCION



20

| PERFIL | DIMENSIONES D x B (PULGADAS) | CALIBRE | PESO (Kg/m) Tol. ± 5% | DIMENSIONES (mm.) |      |      |      |      | LONGITUDES COMERCIALES (mts) | Va (Kgs.) | FACTOR DE COLUMNA Q | PROPIEDADES DE LA SECCION |                          |       |                    |                    |       |      |      |
|--------|------------------------------|---------|-----------------------|-------------------|------|------|------|------|------------------------------|-----------|---------------------|---------------------------|--------------------------|-------|--------------------|--------------------|-------|------|------|
|        |                              |         |                       | D                 | B    | d    | t    | R    |                              |           |                     | EJE X-X                   |                          |       |                    | EJE Y-Y            |       |      |      |
|        |                              |         |                       |                   |      |      |      |      |                              |           |                     | Ix (EF.) cm <sup>4</sup>  | Sx (EF.) cm <sup>3</sup> | rx cm | ly cm <sup>4</sup> | Sy cm <sup>3</sup> | ry cm | x cm | m cm |
| 10ZE10 | 10X3                         | 10      | 11.3                  | 254               | 76.2 | 19.1 | 3.42 | 6.35 | 10                           | 15682     | 0.760               | 1314.79                   | 103.53                   | 9.61  | 93.80              | 16.47              | 2.57  | 1.76 | 2.99 |
| 10ZE12 | 10X3                         | 12      | 8.9                   | 254               | 76.2 | 19.1 | 2.66 | 6.35 | 10                           | 8300      | 0.697               | 1041.42                   | 82.00                    | 9.65  | 75.82              | 13.31              | 2.60  | 1.79 | 3.05 |
| 10ZE14 | 10X3                         | 14      | 6.4                   | 254               | 76.2 | 19.1 | 1.90 | 3.96 | 10                           | 2918      | 0.609               | 770.09                    | 59.53                    | 9.73  | 67.71              | 10.16              | 2.66  | 1.84 | 3.10 |
| 8ZE10  | 8X2 3/4                      | 10      | 9.7                   | 203.2             | 69.9 | 19.1 | 3.42 | 6.35 | 8                            | 16966     | 0.843               | 730.75                    | 71.92                    | 7.78  | 70.43              | 13.97              | 2.41  | 1.77 | 2.91 |
| 8ZE12  | 8X2 3/4                      | 12      | 7.6                   | 203.2             | 69.9 | 19.1 | 2.66 | 6.35 | 8                            | 10280     | 0.775               | 580.63                    | 57.15                    | 7.82  | 57.11              | 11.32              | 2.45  | 1.81 | 2.97 |
| 8ZE14  | 8X2 3/4                      | 14      | 5.5                   | 203.2             | 69.9 | 19.1 | 1.90 | 3.96 | 8                            | 3982      | 0.691               | 431.74                    | 42.49                    | 7.90  | 43.68              | 8.69               | 2.51  | 1.86 | 3.02 |
| 6ZE10  | 6X2                          | 10      | 7.2                   | 152.4             | 50.8 | 19.1 | 3.42 | 6.35 | 6                            | 12727     | 0.939               | 298.45                    | 39.17                    | 5.75  | 28.90              | 8.11               | 1.99  | 1.35 | 2.20 |
| 6ZE12  | 6X2                          | 12      | 5.7                   | 152.4             | 50.8 | 19.1 | 2.66 | 6.35 | 6                            | 10035     | 0.865               | 238.88                    | 31.35                    | 5.79  | 23.74              | 6.66               | 1.82  | 1.38 | 2.26 |
| 6ZE14  | 6X2                          | 14      | 4.1                   | 152.4             | 50.8 | 19.1 | 1.90 | 3.96 | 6                            | 5336      | 0.764               | 180.12                    | 23.64                    | 5.86  | 18.51              | 5.21               | 1.88  | 1.43 | 2.36 |
| 5ZE10  | 5X2                          | 10      | 6.6                   | 127               | 50.8 | 19.1 | 3.42 | 6.35 | 5                            | 11505     | 0.999               | 192.40                    | 30.30                    | 4.85  | 27.16              | 7.94               | 1.82  | 1.49 | 2.34 |
| 5ZE12  | 5X2                          | 12      | 5.2                   | 127               | 50.8 | 19.1 | 2.66 | 6.35 | 5                            | 9085      | 0.932               | 154.47                    | 24.33                    | 4.96  | 22.31              | 6.52               | 1.86  | 1.53 | 2.39 |
| 5ZE14  | 5X2                          | 14      | 3.7                   | 127               | 50.8 | 19.1 | 1.90 | 3.96 | 5                            | 5910      | 0.831               | 117.07                    | 18.44                    | 4.96  | 17.42              | 5.11               | 1.91  | 1.58 | 2.44 |
| 4ZE10  | 4X2                          | 10      | 5.8                   | 101.6             | 50.8 | 19.1 | 3.42 | 6.35 | 4                            | 10284     | 1.000               | 112.72                    | 22.19                    | 3.93  | 25.00              | 7.71               | 1.85  | 1.67 | 2.50 |
| 4ZE12  | 4X2                          | 12      | 4.6                   | 101.6             | 50.8 | 19.1 | 2.66 | 6.35 | 4                            | 8136      | 0.999               | 90.86                     | 17.89                    | 3.97  | 20.56              | 6.34               | 1.89  | 1.70 | 2.55 |
| 4ZE14  | 4X2                          | 14      | 3.4                   | 101.6             | 50.8 | 19.1 | 1.90 | 3.96 | 4                            | 6067      | 0.907               | 69.35                     | 13.65                    | 4.03  | 16.08              | 4.98               | 1.94  | 1.76 | 2.59 |

**Notas:**

- \* El primer número del perfil representa el peralte en pulgadas.
- \* ZE = ZINTRO ESTRUCTURAL.
- \* El segundo número representa el calibre.

**Simbología**

- Ix = Momento de inercia efectivo con respecto al eje x para deflexiones.
- ly = Momento de inercia con respecto al eje y.
- Sx = Módulo de sección efectivo con respecto al eje x para esfuerzos.
- Sy = Módulo de sección al eje y.

- rx = Radio de giro con respecto al eje x.
- ry = Radio de giro con respecto al eje y.
- Q = Factor de columna.
- x = Coordenada del centroide sobre el eje x.
- m = Distancia al centro de corte.
- Va = Cortante máximo permisible (kgs.).

Las propiedades fueron calculadas para acero alta resistencia grado D (Fy = 3515 kg./cm2, Fb = 2100 kg./cm2). de acuerdo a la Sección No. 2 del reglamento del AISI edición 1980.

Figura No. 4

**Módulo de Sección:**

$$S = \frac{M_U}{\phi * f_y}$$

Esfuerzo Límite:

$\phi f_{Lim} = 0.90 f_y \rightarrow$  cuando rige la fluencia

$\phi f_{Lim} = 0.85 f_y \rightarrow$  cuando rige el pandeo

**Polín Estructural**

**Especificaciones Acero Base**  
 La materia prima del producto se encuentra normada por ASTM A-653, la cual determina la composición química del acero y las propiedades mecánicas dependiendo del grado de dureza del acero. Con base en esta norma se tienen las siguientes propiedades del acero.

| TIPO DE ACERO                | ESFUERZO DE CEDENCIA MINIMO (Kg/cm2) | RESISTENCIA A LA TENSION (Kg/cm2) | ELONGACION EN 50 m.m. (% MINIMO) |
|------------------------------|--------------------------------------|-----------------------------------|----------------------------------|
| Alta Resistencia (Grado 50)  | 3515                                 | 4570                              | 12                               |
| Calidad Comercial (Grado 33) | 2320                                 | 3163                              | 20                               |

Figura No. 5

**Con estructura con acero comercial grado 33**

$$f_y = 2320 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_b = 0.60 * 2320 \frac{kg}{cm^2} = 1392 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S_1 = \frac{74,500}{0.90 * 2320} = 35.68 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = \frac{74,500}{0.85 * 2320} = 37.78 \text{ cm}^3$$

Según la Figura No. 4, se busca un valor referente al módulo de sección de la estructura del perfil, para este caso se utilizará un perfil: **6 ZE 10 de 6x2 S = 39.17 cm<sup>3</sup>**

**Con estructura con acero comercial grado 50**

$$f_y = 3515 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_b = 0.60 * 3515 \frac{kg}{cm^2} = 2109 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S_1 = \frac{74,500}{0.90 * 3515} = 23.55 \text{ cm}^3$$

$$S_2 = \frac{74,500}{0.85 * 3515} = 24.94 \text{ cm}^3$$

Según la Figura No. 4, se busca un valor referente al módulo de sección de la estructura del perfil, para este caso se utilizará un perfil: **5 ZE 10 de 5x2 S = 30.30 cm<sup>3</sup>**

$$\text{Peso} = 5.2 \frac{kg}{m}$$

$$DXB = 5X2"$$

**Cortante máximo permisible**

Calcular el peso incluyendo la costanera

$$954 \frac{kg}{ml} + 5.2 \frac{kg}{ml} = 959.2 \frac{kg}{ml} \approx 960 \frac{kg}{ml}$$

$$M = \frac{Wl^2}{8} = \frac{(960) * (2.5^2)}{8} = 750 \text{ kg} - m = 75,000 \text{ kg} - cm$$

$$S = \frac{75,000}{0.85 * 3515} = 25.10 \text{ cm}^3$$

**Cortante Actuante Interior** Referencia: ACI 318-08 Sección 8.3.3

$$V_{Interior} = \frac{wl}{2}$$

$$V_{Interior} = \frac{960 * 2.5}{2} = 1200 \text{ kg}$$

Aplicando factor de seguridad

$$3 * 1200 \text{ kg} = 3600 \text{ kg} < \text{Carga admisible} = 11505 \text{ kg}$$

**Cortante Actuante Exterior** Referencia: ACI 318-08 Sección 8.3.3

$$V_{Exterior} = \frac{1.15 * wl}{2}$$

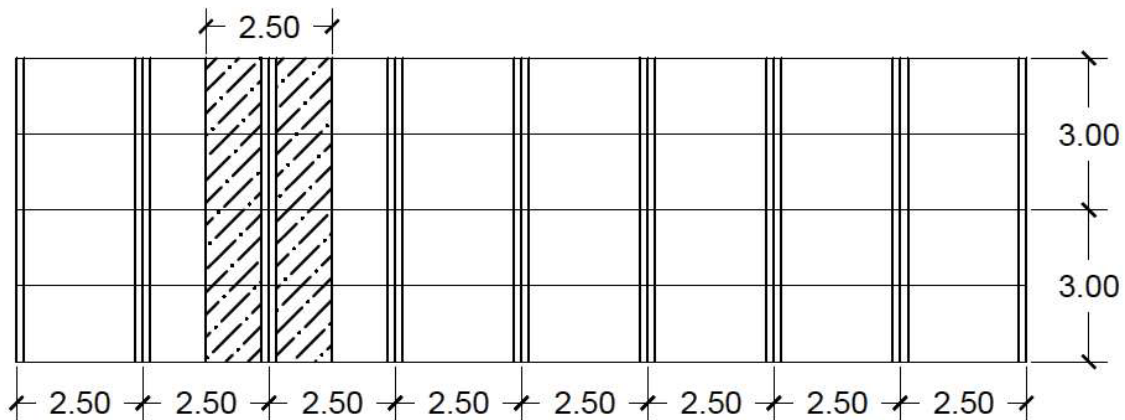
$$V_{Exterior} = \frac{1.15 * 960 * 2.5}{2} = 1380 \text{ kg}$$

Aplicando factor de seguridad:

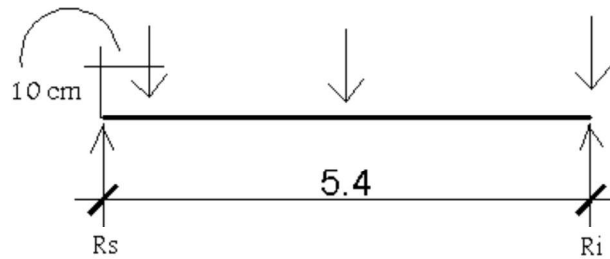
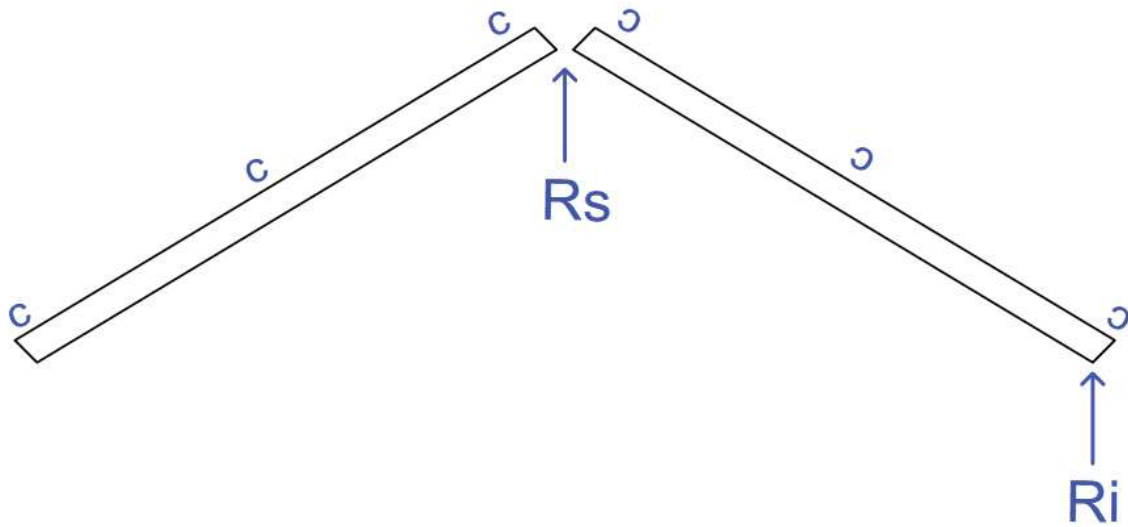
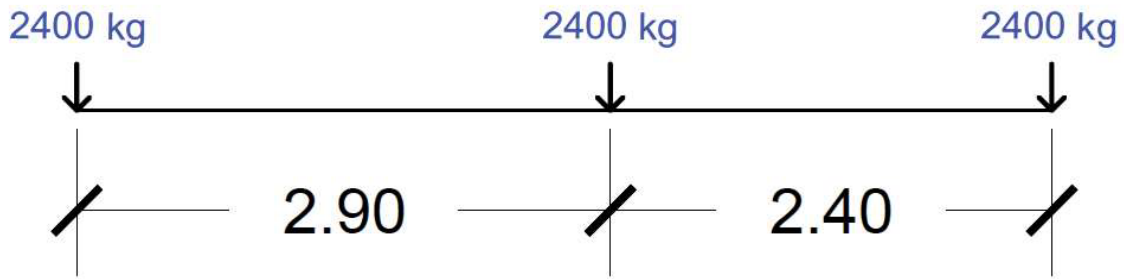
$$3 * 1380 \text{ kg} = 4140 \text{ kg} < \text{Carga admisible} = 11505 \text{ kg}$$

Aplicando factor de seguridad en la reacción del centro:

$$R = 2 * 1200 \text{ kg} = 2400 \text{ kg} * 3 = 7200 \text{ kg} < \text{Carga admisible} = 11505 \text{ kg}$$



$$960 \frac{\text{kg}}{\text{m}} * 2.5 \text{ m} = 2400 \text{ kg}$$



$$\Sigma f_v = 0$$

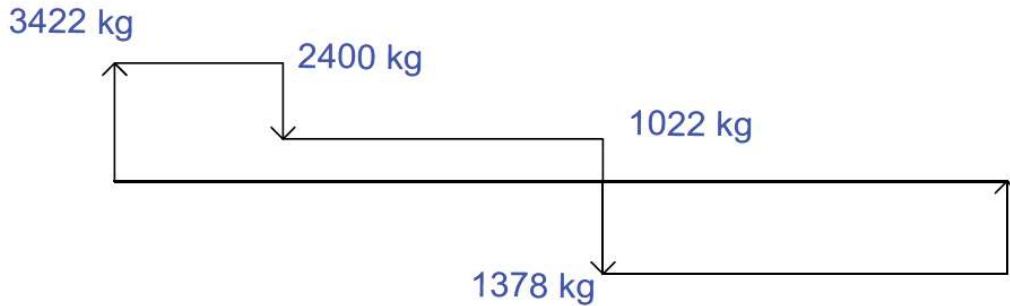
$$3(2400) = R_s + R_i$$

$$\Sigma M_{R_i} = 0$$

$$5.4R_s = 2400(5.3) + 2400(2.4)$$

$$R_s = 3422.22 \approx 3422 \text{ kg}$$

$$R_i = 3778 \text{ kg}$$



$$M_+ = 1378 \text{ kg} * 2.4 \text{ m} = 3307.2 \text{ kg} - \text{m} = 330,720 \text{ kg} - \text{cm}$$

**Nota:** Se podría realizar una simplificación suponiendo que solo hay una carga al centro y que la luz fuera de 5.4 metros correspondiente a la luz total. El momento positivo sería:

$$M_+ = \frac{PL}{4} = \frac{(2400)(5.4)}{4} = 3240 \text{ kg} - \text{m}$$

$$S = \frac{330720}{0.85 * 3515} = 110.69 \text{ cm}^3$$

**Propiedades estructurales de las secciones cajón y espalda con espalda**

PRESIONE PARA VER NOTAS DE TABLA      PRESIO VER SIN

| Tabla 2  | Dimensiones en Pulgadas | CALIBRE | PESO (kg/m)<br>Tol. ±5% | AREA<br>(cm <sup>2</sup> ) | Dimensiones (mm.) |       |      |      |      | Longitudes Comerciales (mts.) | Propiedades de la Sección |                       |         |                       |                       |         |                   |        |      |       |       |
|----------|-------------------------|---------|-------------------------|----------------------------|-------------------|-------|------|------|------|-------------------------------|---------------------------|-----------------------|---------|-----------------------|-----------------------|---------|-------------------|--------|------|-------|-------|
|          |                         |         |                         |                            | D                 | B     | d    | t    | r    |                               | EJE x-x                   |                       |         | EJE y-y               |                       |         | Factor de columna | Va     |      |       |       |
|          |                         |         |                         |                            |                   |       |      |      |      |                               | Ix (cm <sup>4</sup> )     | Sx (cm <sup>3</sup> ) | rx (cm) | Iy (cm <sup>4</sup> ) | Sy (cm <sup>3</sup> ) | ry (cm) |                   |        |      |       |       |
| 10 ZE 10 | 10 X 6                  | 10      | 22.6                    | 28.52                      | 254               | 152.4 | 19.1 | 3.42 | 6.35 | 10                            | 2629.58                   | 207.06                | 9.61    | 275.94                | 36.21                 | 3.11    | 1166.97           | 110.28 | 6.40 | 0.760 | 31364 |
| 10 ZE 12 | 10 X 6                  | 12      | 17.8                    | 22.32                      | 254               | 152.4 | 19.1 | 2.66 | 6.35 | 10                            | 2082.84                   | 164.00                | 9.65    | 223.16                | 29.29                 | 3.16    | 910.27            | 76.70  | 6.39 | 0.697 | 16600 |
| 10 ZE 14 | 10 X 6                  | 14      | 12.8                    | 16.29                      | 254               | 152.4 | 19.1 | 1.90 | 3.96 | 10                            | 1540.18                   | 119.06                | 9.73    | 170.54                | 22.38                 | 3.24    | 659.31            | 47.53  | 6.36 | 0.609 | 5836  |
| 8 ZE 10  | 8 X 5 1/2               | 10      | 19.4                    | 24.12                      | 203.2             | 139.7 | 19.1 | 3.42 | 6.35 | 8                             | 1461.5                    | 143.84                | 7.78    | 216.43                | 30.96                 | 3.00    | 789.09            | 92.79  | 5.75 | 0.843 | 33932 |
| 8 ZE 12  | 8 X 5 1/2               | 12      | 15.2                    | 18.96                      | 203.2             | 139.7 | 19.1 | 2.66 | 6.35 | 8                             | 1161.26                   | 114.30                | 7.82    | 176.33                | 25.23                 | 3.05    | 622.96            | 64.90  | 5.73 | 0.775 | 20560 |
| 8 ZE 14  | 8 X 5 1/2               | 14      | 11.0                    | 13.87                      | 203.2             | 139.7 | 19.1 | 1.90 | 3.96 | 8                             | 863.48                    | 84.98                 | 7.90    | 135.38                | 19.37                 | 3.12    | 452.64            | 41.32  | 5.71 | 0.691 | 7964  |
| 6 ZE 10  | 6 X 4                   | 10      | 14.4                    | 18.06                      | 152.4             | 101.6 | 19.1 | 3.42 | 6.35 | 6                             | 596.90                    | 78.34                 | 5.75    | 90.71                 | 17.86                 | 2.24    | 309.07            | 56.47  | 4.14 | 0.939 | 25454 |
| 6 ZE 12  | 6 X 4                   | 12      | 11.4                    | 14.32                      | 152.4             | 101.6 | 19.1 | 2.66 | 6.35 | 6                             | 477.76                    | 62.70                 | 5.79    | 74.75                 | 14.71                 | 2.28    | 243.52            | 40.17  | 4.12 | 0.865 | 20070 |
| 6 ZE 14  | 6 X 4                   | 14      | 8.2                     | 10.49                      | 152.4             | 101.6 | 19.1 | 1.90 | 3.96 | 6                             | 360.24                    | 47.28                 | 5.86    | 58.49                 | 11.51                 | 2.36    | 176.91            | 24.76  | 4.10 | 0.764 | 10672 |
| 5 ZE 10  | 5 X 4                   | 10      | 13.2                    | 16.38                      | 127               | 101.6 | 19.1 | 3.42 | 6.35 | 5                             | 384.80                    | 60.60                 | 4.85    | 87.65                 | 17.25                 | 2.31    | 285.69            | 56.17  | 4.18 | 0.999 | 23010 |
| 5 ZE 12  | 5 X 4                   | 12      | 10.4                    | 12.90                      | 127               | 101.6 | 19.1 | 2.66 | 6.35 | 5                             | 308.94                    | 48.66                 | 4.96    | 74.82                 | 14.73                 | 2.41    | 207.19            | 37.34  | 4.01 | 0.932 | 18170 |
| 5 ZE 14  | 5 X 4                   | 14      | 7.4                     | 9.53                       | 127               | 101.6 | 19.1 | 1.90 | 3.96 | 5                             | 234.14                    | 36.88                 | 4.96    | 58.61                 | 11.54                 | 2.48    | 151.46            | 23.43  | 3.99 | 0.831 | 11820 |
| 4 ZE 10  | 4 X 4                   | 10      | 11.6                    | 14.58                      | 101.6             | 101.6 | 19.1 | 3.42 | 6.35 | 4                             | 225.44                    | 44.38                 | 3.93    | 90.66                 | 17.85                 | 2.49    | 219.54            | 43.22  | 3.88 | 1.000 | 20568 |
| 4 ZE 12  | 4 X 4                   | 12      | 9.2                     | 11.62                      | 101.6             | 101.6 | 19.1 | 2.66 | 6.35 | 4                             | 181.72                    | 35.78                 | 3.97    | 74.70                 | 14.71                 | 2.54    | 173.87            | 34.19  | 3.87 | 0.999 | 16272 |
| 4 ZE 14  | 4 X 4                   | 14      | 8.8                     | 8.56                       | 101.6             | 101.6 | 19.1 | 1.90 | 3.96 | 4                             | 138.70                    | 27.30                 | 4.03    | 58.68                 | 11.55                 | 2.62    | 126.51            | 21.83  | 3.84 | 0.907 | 12134 |

Figura No. 6

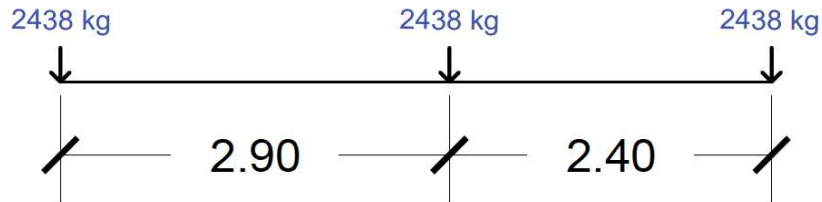
Según la Figura No. 6, se busca un valor referente al módulo de sección de la estructura del perfil, para este caso se utilizará un perfil: 8 ZE 12 de 8x5½” S = 114.30 cm<sup>3</sup>

$$Peso = 15.2 \frac{kg}{m}$$

Calcular el peso incluyendo la costanera

$$960 \frac{kg}{ml} + 15.2 \frac{kg}{ml} = 975.2 \frac{kg}{ml}$$

$$975.2 \frac{kg}{ml} * 2.5 m = 2438 \frac{kg}{ml}$$



$$\Sigma f_v = 0$$

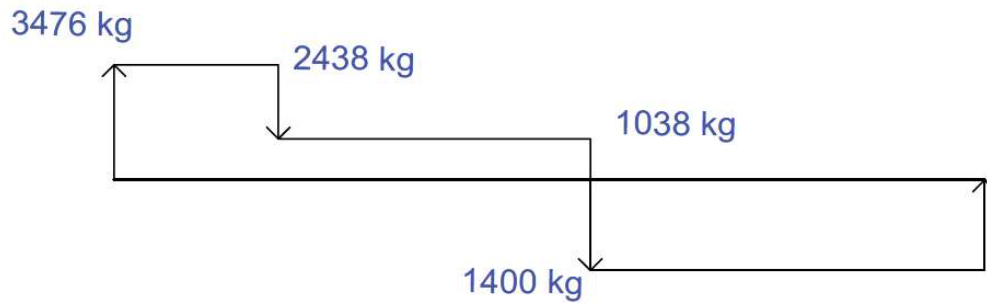
$$3(2438) = R_s + R_i$$

$$\Sigma M_{Ri} = 0$$

$$5.4R_s = 2438(5.3) + 2438(2.4)$$

$$R_s = 3476.40 \approx 3476 kg$$

$$R_i = 3838 kg$$



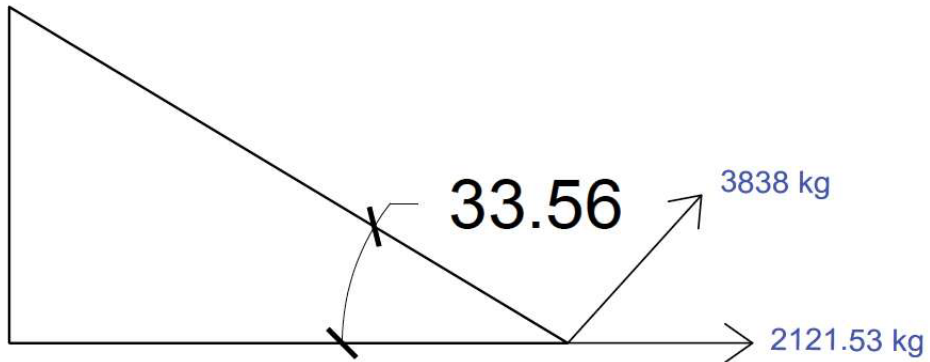
$$M_+ = 1400 kg * 2.4 m = 3360.0 kg - m$$

$$S = \frac{336000}{0.85 * 3515} = 112.46 cm^3$$

Según la Figura No. 6, se busca un valor referente al módulo de sección de la estructura del perfil, para este caso Se utilizará un perfil: 8 ZE 12 de 8x5½"  $S = 114.30 cm^3$

**Cálculo de Pernos:**

Referencia: Notas Mampostéricas de una Sabandija, pág. 86



$$F_{corte} = 2125 \text{ kg} \approx 4685 \text{ lb}$$

**Refuerzo requerido en viga de anclaje:**

$$A_s = \frac{T}{FS} = \frac{4685 \text{ lb}}{1.33 * 24,000 \text{ psi}} = 0.15 \text{ pulg}^2$$

$$\text{Usar 1 \# 4} = 0.19 \text{ pulg}^2$$

Calcular perno a utilizar:

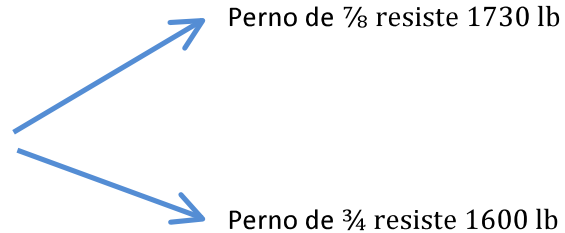
$$V = \frac{T}{L}$$

$$L = 2.5 \text{ metros} = 8.20 \text{ pies}$$

$$V = \frac{4685}{8.20} = 571.34 \text{ lb}$$

Aplicando factor:

$$3 * 571.34 \text{ kg} = 2400 \text{ kg} * 3 = 1714 \text{ lb}$$



**Recomendación:** Utilizar 2 pernos de 1/2 de 850 lb cada uno para un total de 1700 lb

**APÉNDICE C MODIFICADOR ESBELTEZ**

La importancia de este modificador es debido a la energía que se pierde o transforma en desplazamiento horizontal de los elementos estructurales

| MODIFICADOR DE ESBELTEZ m |          |                         |        |
|---------------------------|----------|-------------------------|--------|
| h/r                       | h/(140r) | (h/(140r)) <sup>2</sup> | m      |
| 20                        | 0.1429   | 0.0204                  | 0.9796 |
| 40                        | 0.2857   | 0.0816                  | 0.9184 |
| 60                        | 0.4286   | 0.1837                  | 0.8163 |
| 80                        | 0.5714   | 0.3265                  | 0.6735 |
| 90                        | 0.6429   | 0.4133                  | 0.5867 |
| 99                        | 0.7071   | 0.5001                  | 0.4999 |

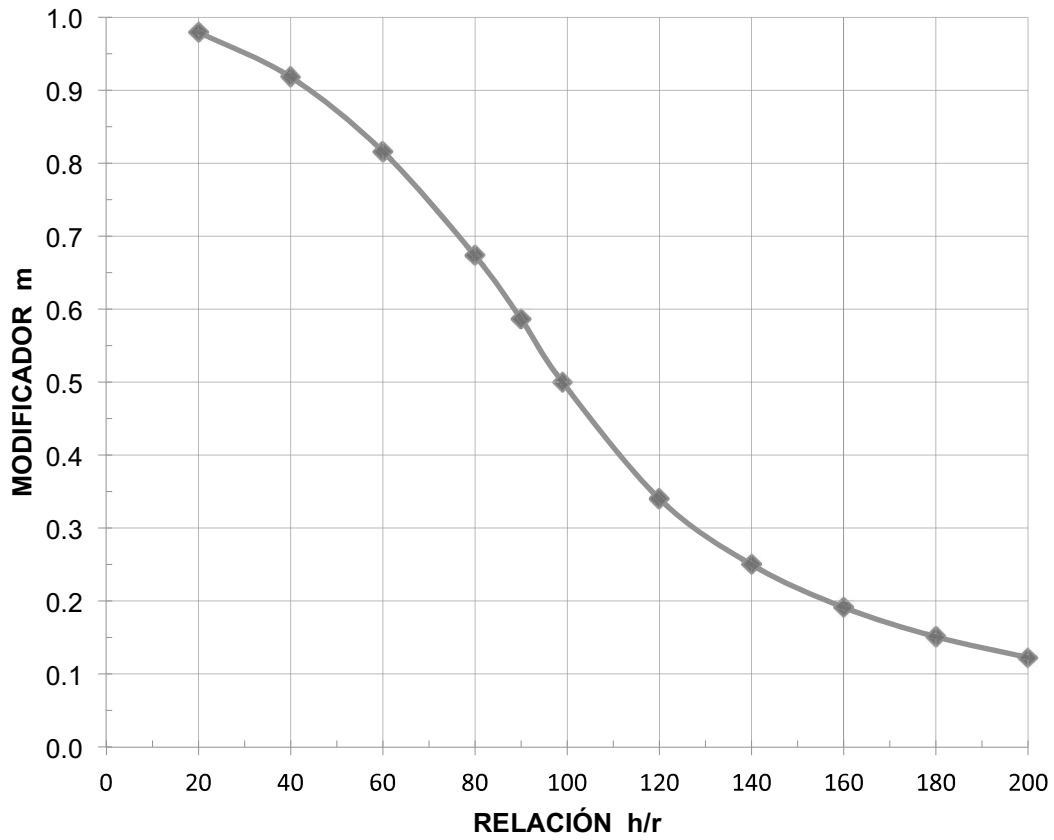
$$\frac{h}{r} \leq 99 \rightarrow m = \left[ 1 - \left\{ \frac{h}{140r} \right\}^2 \right]$$

| MODIFICADOR DE ESBELTEZ m |          |                           |
|---------------------------|----------|---------------------------|
| h/r                       | 70 (r/h) | m = 70 (r/h) <sup>2</sup> |
| 99                        | 0.7071   | 0.4999                    |
| 120                       | 0.5833   | 0.3403                    |
| 140                       | 0.5000   | 0.2500                    |
| 160                       | 0.4375   | 0.1914                    |
| 180                       | 0.3889   | 0.1512                    |
| 200                       | 0.3500   | 0.1225                    |

$$\frac{h}{r} > 99 \rightarrow m = \left[ \left\{ \frac{70r}{h} \right\}^2 \right]$$

## MODIFICADOR DE ESBELTEZ m





| h/r | m      |
|-----|--------|
| 20  | 0.9796 |
| 40  | 0.9184 |
| 60  | 0.8163 |
| 80  | 0.6735 |
| 90  | 0.5867 |
| 99  | 0.4999 |
| 120 | 0.3403 |
| 140 | 0.2500 |
| 160 | 0.1914 |
| 180 | 0.1512 |
| 200 | 0.1225 |

**MODIFICADOR DE ESBELTEZ**

**t= 20**

COLUMNAS DE 15X15 & 15X20

t=

15

| ALTURA      | Radio Giro | m         | Radio Giro | m         |
|-------------|------------|-----------|------------|-----------|
| centímetros | 0.30t      | col 15X15 | 0.30t      | col 20X20 |
| 250         | 4.5        | 0.84      | 6          | 0.91      |
| 255         | 4.5        | 0.84      | 6          | 0.91      |
| 260         | 4.5        | 0.83      | 6          | 0.90      |
| 265         | 4.5        | 0.82      | 6          | 0.90      |
| 270         | 4.5        | 0.82      | 6          | 0.90      |
| 275         | 4.5        | 0.81      | 6          | 0.89      |
| 280         | 4.5        | 0.80      | 6          | 0.89      |

