



Universidad Nacional de Ingeniería
Facultad de Ingeniería Civil



**Comparación de Diseño de Edificaciones
de Albañilería Armada y Confinada**

TESIS

**PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:
INGENIERO CIVIL**

Carlos Augusto Salcedo Chahud

Lima Perú 1992



CONTENIDO

INTRODUCCION

CAPITULO I : CONCEPTOS GENERALES	1
1.1 Introducción	2
1.2 Descripción de la albañilería armada y confinada	2
1.3 Estructuración	6
CAPITULO II : MECANISMOS DE DISIPACION DE ENERGIA	12
2.1 Mecanismo dúctil de muros en voladizo	13
2.2 Mecanismo dúctil de muros acoplados	17
CAPITULO III : ANALISIS ESTRUCTURAL	22
3.1 Introducción	23
3.2 Análisis para fuerzas horizontales	23
3.3 Consideraciones para muros acoplados	29
3.4 Análisis para cargas verticales	35
CAPITULO IV : DISEÑO EN ALBAÑILERIA ARMADA	36
4.1 Enfoque de diseño	37
4.2 Procedimiento de diseño	38
CAPITULO V : DISEÑO EN ALBAÑILERIA CONFINADA	46
5.1 Enfoque de diseño	47
5.2 Procedimiento de diseño	48
CAPITULO VI : EJEMPLO DE APLICACION	55
6.1 Introducción	56
6.2 Estructuración	56
6.3 Elección del mecanismo de disipación de energía	57
6.4 Análisis Estructural	59
6.5 Diseño de los muros	65
6.6 Armado de los muros de albañilería armada	66
6.7 Ductilidad de muros de albañilería armada	68
6.8 Diseño de los confinamientos verticales en albañilería confinada	69
6.9 Diseño de los confinamientos horizontales y vigas de acople	77
6.10 Verificación de las vigas de acople	82

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

90

**APENDICE A: TABLAS CON RESULTADOS DE ANALISIS Y DISEÑO
EN ALBANILERIA ARMADA**

**APENDICE B: TABLAS CON RESULTADOS DE ANALISIS Y DISEÑO
EN ALBANILERIA CONFINADA**

APENDICE C: PLANOS

INTRODUCCION

El presente estudio ha sido realizado con la finalidad de difundir algunos de los avances en el diseño de estructuras de albañilería. El objetivo de la comparación es visualizar la diferencia que existe entre un procedimiento de diseño por resistencias últimas (para la albañilería armada) y un procedimiento de diseño elástico (para la albañilería confinada).

Se incide en el comportamiento dúctil de dichas estructuras debido a que en el diseño sísmico se prevee que las estructuras fallen durante un sismo de gran intensidad pero sin causar muertes, para que esto se cumpla se debe verificar que las estructuras sean dúctiles.

En el capítulo I, se dan conceptos generales sobre los componentes de la albañilería y sobre la estructuración de edificios.

En el capítulo II, se presentan los mecanismos de disipación de energía que se deben utilizar para que los edificios de albañilería se comporten en forma dúctil.

En los capítulos III, IV y V se explica los procedimientos de análisis estructural y de diseño en albañilería armada y confinada respectivamente.

En el capítulo VI, se presenta un ejemplo de aplicación. En este ejemplo se compara solamente el diseño de los muros ya que el diseño de las losas de techo y de la cimentación es el mismo en ambos casos.

La comparación se limita al diseño estructural, no haciéndose ningunana comparación en el aspecto económico, ya que esta sería válida para un determinado momento debido a la variación de los precios y la situación, un poco incierta, de la economía en el Perú.

CAPITULO I : CONCEPTOS GENERALES

CONCEPTOS GENERALES

1.1 INTRODUCCION

La falta de conocimiento del comportamiento real de la albañilería y el uso de configuraciones incorrectas, han llevado a construir edificaciones costosas y muchas veces inseguras. Es por estos motivos que en los últimos años se han hecho muchas investigaciones y se ha racionalizado la fabricación de unidades, los procesos constructivos y el diseño en albañilería. A continuación se presenta una breve descripción de los características y componentes de la albañilería y su proceso constructivo.

1.2 DESCRIPCION DE LA ALBAÑILERIA ARMADA Y CONFINADA

La gran diferencia entre la albañilería armada y confinada es que mientras la albañilería armada esta reforzada con armadura de acero difundida vertical y horizontalmente, la albañilería confinada esta reforzada con elementos de concreto armado que al construirse llenando el concreto alrededor del paño de albañilería ya asentado, la enmarcan y garantizan el comportamiento conjunto de ambos materiales estructurales

Los componentes de la albañilería son:

a) La unidad de albañilería.- Es el componente básico, se elabora de materias primas diversas; la arcilla, el concreto y la mezcla de sílice y cal son las principales. Las unidades de albañilería se denominan ladrillos o bloques, dependiendo de su tamaño. Los ladrillos se caracterizan por tener dimensiones y pesos que los hacen manejables con una mano, los bloques están hechos para manipularse con las dos manos. Los diferentes tipos de unidades de albañilería son los siguientes:

- unidades sólidas o macizas que pueden tener huecos perpendiculares a la cara de asiento, que no tengan más del 25% del área de la sección bruta. Para estas unidades, todas sus propiedades se consideran en base al área bruta.

- unidades huecas, en las que el área alveolar excede el 25% del área de la sección bruta. En este caso sus propiedades se hallan en base al área neta, excepto si los alveolos se llenan con concreto líquido, por que pasan a ser consideradas unidades macizas.

- unidades perforadas, son aquellas que tienen mas del 25% del área bruta ocupada por alveolos, se diferencian de las unidades huecas en que los alveolos son reducidos y no se pueden llenar con concreto líquido.

- unidades tubulares, son aquellas en que los alveolos son paralelos a la cara de asiento.

En el caso de la albañilería armada se puede diferenciar dos clases de unidades: las apilables y las que se asientan. Las apilables están hechas para apilarlas sin mortero, tienen canales horizontales para la colocación de la armadura.

b) El mortero.- Es el componente utilizado para asentar las unidades de albañilería. El mortero cumple la misión de asumir la irregularidades de las unidades y, sobre todo, la de unir las o adherirlas con relativa estabilidad en el proceso constructivo, proveyendo rigidez en la hilada para permitir el asentado de la siguiente hilada, y para formar, en última instancia, un conjunto durable, impermeable y con alguna resistencia a la tracción. Los componentes del mortero son: el cemento, la arena y opcionalmente la cal.

c) El concreto líquido.- Este componente es exclusivo de la albañilería armada. Se utiliza para lograr la integración de

la armadura de fundida horizontal y vertical, con la unidad de albañilería. Para lograr esto se llenan los alveolos con concreto líquido, que debe tener una buena resistencia y una gran trabajabilidad (un slump igual a 20 cm.). Esta condición demanda relaciones agua cemento de entre 0.8 y 1.2, que nos produciría un concreto muy poroso y de escasa resistencia, pero al colocarse el concreto líquido en los alveolos de las unidades de albañilería, estas, que son muy absorbentes, retirarían gran parte del exceso de agua dejando al concreto con una relación a/c final del orden del 0.5 a 0.6. Mediante perforaciones diamantinas se han probados muchos muros construidos en obra, obteniendo una resistencia promedio de 140 kg/cm² que es lo mínimo exigido para que este material cumpla su función.

d) El acero.- El tipo de acero para reforzar los elementos de concreto que enmarcan la albañilería confinada y para reforzar la albañilería armada, es el mismo tipo empleado en concreto armado.

El proceso constructivo de la albañilería armada, consiste en construir la cimentación, en la que se han colocado anclajes de armadura vertical sobresaliendo 60 diámetros de acuerdo al diseño y ubicados coincidentemente con los alveolos verticales de los ladrillos, luego, se construye

el muro hasta 1.20 de altura en una jornada de trabajo colocando la armadura horizontal entre las hiladas, evitando que penetre mortero en los alveolos que llevan la armadura vertical, en una segunda jornada de trabajo se completa el muro. En el caso de unidades apilables se puede terminar el apilado de las unidades de albañilería en toda la altura del muro en una jornada de trabajo. Una vez terminado el muro se coloca la armadura vertical en los alveolos que llevan los anclajes y se llenan con concreto líquido.

En el caso de la albañilería confinada, se levantan los muros hasta una altura de 1.20 en una primera jornada, y se deja los extremos del muro endentados. Una vez terminado el muro se procede a vaciar el concreto de los confinamientos verticales, que han sido previamente preparados. El confinamiento horizontal se llena en el momento del llenado de la losa de techo.

1.3 ESTRUCTURACION

En lo que respecta a la estructuración, no existe diferencia alguna entre los requerimientos para albañilería armada y confinada. Es sabido, que la respuesta ante sismos depende de las características de masa y rigidez de los sistemas estructurales. Son asimismo importantes la resistencia, el amortiguamiento y la capacidad de absorción de

energía. A continuación se describen características que son recomendables para lograr un comportamiento satisfactorio.

a) Poco peso

Reconociendo que las fuerzas de inercia son proporcionales a la masa y, en consecuencia, al peso del edificio, debe procurarse que la estructura y los elementos no estructurales tengan el menor peso posible. En el caso de edificaciones de albañilería, esto se logra reduciendo el espesor de los muros.

b) Cimentación

Las estructuras de albañilería son frágiles y los asentamientos diferenciales tienden a ocasionar rajaduras en los muros que pueden debilitar seriamente la edificación. Por consiguiente la cimentación debe proveer la suficiente rigidez y, al mismo tiempo, asegurar, como primer diafragma, que la estructura funcione como un todo ante acciones sísmicas.

Si bien en terrenos rígidos y estructuras de pocos pisos (1 a 3), estos requisitos pueden ser satisfechos por cimientos corridos, se ha demostrado que la utilización de la platea de cimentación, cuando se escoge cuidadosamente su nivel, es la solución más económica y adecuada para edificios de albañilería de 4 o más pisos.

c) Sencillez, simetría, regularidad en planta y elevación

Existen diversas razones para buscar la sencillez en la estructuración. En primer lugar, se entiende mejor el comportamiento sísmico global con respecto al de una estructura compleja; en segundo lugar es más fácil preparar, dibujar, entender y construir detalles estructurales. Además la falta de regularidad de la estructura da lugar, generalmente, a falta de simetría, ya sea en masas, rigideces o resistencias y produce efectos de torsión difíciles de evaluar con precisión y, en el caso de sismos intensos, hace que las deformaciones inelásticas se concentren en ciertas zonas, las más débiles, produciendo daños que pueden ser muy apreciables.

De acuerdo con lo anterior, no son convenientes formas muy alargadas, que producen que en el edificio actúen movimientos que difieren en un extremo y otro del mismo.

También son deseables la sencillez y simetría en elevación por los mismos motivos que son deseables en planta. Es conveniente que en elevación no existan cambios bruscos en el edificio, para evitar que se produzcan concentraciones de esfuerzos en ciertos pisos que son débiles respecto a los demás.

d) Densidad de muros

Es importante proveer una densidad mínima de muros en las dos direcciones de las viviendas, con el fin de poder absorber los esfuerzos de sismo de manera eficaz y económica.

Lo ideal es que la cantidad de muros sea igual en las direcciones principales de la edificación y, adicionalmente, que los muros sean del mismo largo. Estas exigencias son imposibles de cumplir en la práctica pero se debe tender a ellas. La ubicación en planta de los muros debe buscar simetría de distribución con el propósito de minimizar los problemas de torsión.

e) Diafragma horizontal

Ante acciones sísmicas los diafragmas actúan como vigas horizontales de gran peralte y deben amarrar al conjunto de muros y distribuir las fuerzas laterales a los mismos en función de su rigidez relativa, para lo cual deben poseer los atributos de simetría, continuidad, robustez y competencia torsional. Para lograr el funcionamiento competente de los diafragmas es necesario que las aberturas inevitables (por ej. para la circulación vertical) se ubiquen de modo tal que no desmejoren sensiblemente dichos atributos básicos.

Entre los diafragmas de concreto armado debe distinguirse entre los losa unidireccional (aligerada o nervada) y la multidireccional (maciza). Para edificios de albañilería es preferible la maciza porque es potencialmente un mejor diafragma horizontal y porque transmite cargas de gravedad a todos los muros de albañilería, proveyéndolos de una precompresión sumamente útil para resistir las tracciones que originarán las fuerzas sísmicas. Por otro lado, la losa maciza permite minimizar los acabados (y por consiguiente el peso), y aunque su costo individual es mayor que el de una losa nervada o aligerada, cuando se analiza la edificación integralmente, la losa constituye la solución más económica. Si el edificio es parte de un conjunto habitacional, definitivamente el uso de losas macizas es más económico.

CAPITULO II MECANISMOS DE DISIPACION DE ENERGIA

2. MECANISMOS DE DISIPACION DE ENERGIA

La resistencia de un edificio a sismos depende de su capacidad para disipar energía. Mientras mayor continuidad y monolitismo tenga el sistema estructural, esto es, mientras más hiperestático sea, mayor será su posibilidad de que sin convertirse en un mecanismo inestable, se formen en el articulaciones plásticas, con alta capacidad de absorción de energía mediante deformaciones inelásticas, con el consecuente comportamiento aceptable ante sismos. En otras palabras, la redundancia y el comportamiento inelástico hacen posible que las estructuras hiperestáticas tengan varias líneas de defensa ante los temblores, ya que varios elementos pueden fallar pero quedan los elementos restantes para seguir resistiendo el sismo. Siguiendo la misma idea, puede convenir diseñar la estructura para que durante un sismo intenso los daños se concentren en zonas previstas para servir como fusibles estructurales, disipadores mediante deformaciones inelásticas, de la mayor parte de la energía que introduce el temblor sin que produzcan daños graves en el resto de la estructura.

La necesidad de que las edificaciones disipen energía mediante deformaciones inelásticas nos obliga a diseñar estructuras que tengan la capacidad de hacerlo. Esto se logra previendo mecanismos dúctiles adecuados a los materiales y

sistemas constructivos a utilizarse. A continuación se hará una descripción de diversos mecanismos propuestos por los investigadores de la materia.

2.1 MECANISMO DUCTIL DE MUROS EN VOLADIZO

2.1.1) Descripción del mecanismo

En este caso los muros están conectados entre sí mediante las losa de techo de la edificación, pero se puede considerar que la losa de piso es muy flexible en comparación con la rigidez a flexión de los muros con respecto a su eje mayor, por tanto, la resistencia a flexión de la losa durante la carga lateral no necesita tomarse en cuenta en la mayoría de los casos. Las losas actúan como diafragmas horizontales, que se extienden de muro a muro y se espera que no cambien las posiciones relativas de los muros entre sí durante el desplazamiento lateral de los pisos; este comportamiento es equivalente al de voladizos independientes.

Lo que se busca con este mecanismo es que los muros fallen por flexión y que se forme una rótula plástica en la base del muro. Para lograr una falla por flexión, que es una falla dúctil, se debe proveer al muro de una buena resistencia al corte, además el muro debe ser esbelto, con una relación $h/l > 1$.

Este mecanismo dúctil es adecuado para muros de albañilería armada en los que logra una buena resistencia al corte mediante la armadura horizontal que se le coloca. Si esta armadura es insuficiente, se colocan planchas de confinamiento en los talones de los muros.

Cuando se trata de edificios de albañilería armada de mas de 6 pisos, este mecanismo plástico se vuelve muy ineficiente, por la pérdida de ductilidad de los muros con el aumento de su esbeltez.

En el caso de edificaciones con muros de albañilería confinada, de uno o dos pisos y/o cuando se puede obtener un comportamiento dúctil de los muros -semejante a los muros de albañilería armada- aplican las condiciones antes dichas.

2.1.2) Ductilidad de muros en voladizo

Una medida de la ductilidad de una estructura es el factor " μ " de ductilidad de desplazamiento definido como:

$$\mu = \delta u / \delta y \quad (2-1)$$

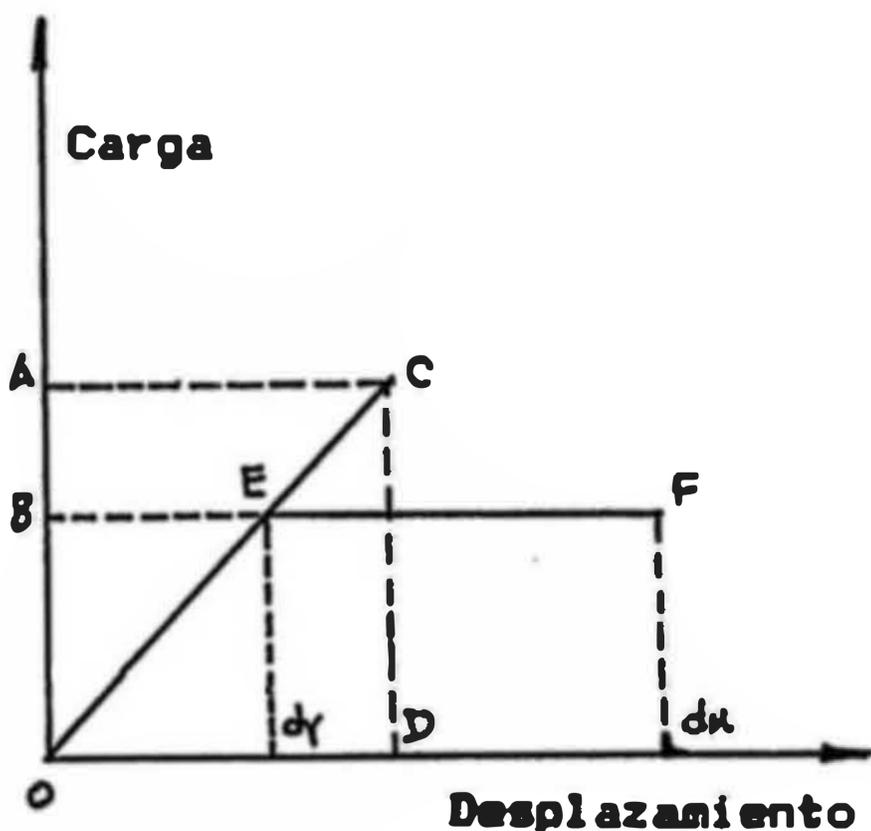
donde:

δu = deflexión lateral en el intervalo posterior al elástico.

δy = deflexión lateral cuando se alcanza la cedencia.

Considerando en concepto de "energía igual" en el comportamiento inelástico lo que implica que la energía potencial almacenada por el sistema elástico en la deflexión máxima es la misma que la almacenada por el sistema elastoplástico en la deflexión máxima, si observamos la fig. N° 1, el segmento OC representa el comportamiento del sistema elástico y los segmentos OE y EF representan el comportamiento del sistema elastoplástico. La energía potencial de cada sistema es el área bajo cada segmento.

La energía potencial para el sistema elástico es $OA \cdot OD / 2$ y la energía potencial para el sistema elastoplástico es $OB \cdot \delta / 2 + (\delta u + \delta y) \cdot OB$, si igualamos las energías tenemos:



$$\frac{OA \cdot OD}{2} = \frac{OB \cdot \delta y}{2} + (\delta u - \delta y) \cdot OB$$

$$\text{pero } OD = \frac{\delta y \cdot OA}{OB}$$

$$\frac{\delta y \cdot OA^2}{2 \cdot OB} = \frac{OB \cdot (\delta u - \delta y)}{2}$$

$$(OA/OB)^2 = 2 \cdot \delta u / \delta y - 1 \quad (2-2)$$

Figura N° 1

$$\mu = \delta u / \delta y \quad \text{ductilidad de desplazamiento}$$

$$K = OA/OB \quad \text{factor de reducción por ductilidad} \quad (2-3)$$

reemplazando (2-1) y (2-2a) en (2-2) se obtiene que:

$$K^2 = 2*\mu - 1$$

y finalmente

$$K = \sqrt{2*\mu - 1} \quad (2-4)$$

Según la ecuación anterior, podemos verificar el factor de reducción por ductilidad que se asume en el momento del diseño.

El investigador Priestley, obtuvo para el mecanismo de disipación de muros en voladizo, la ductilidad de desplazamiento. En la figura N° 2 se observa dicho mecanismo.

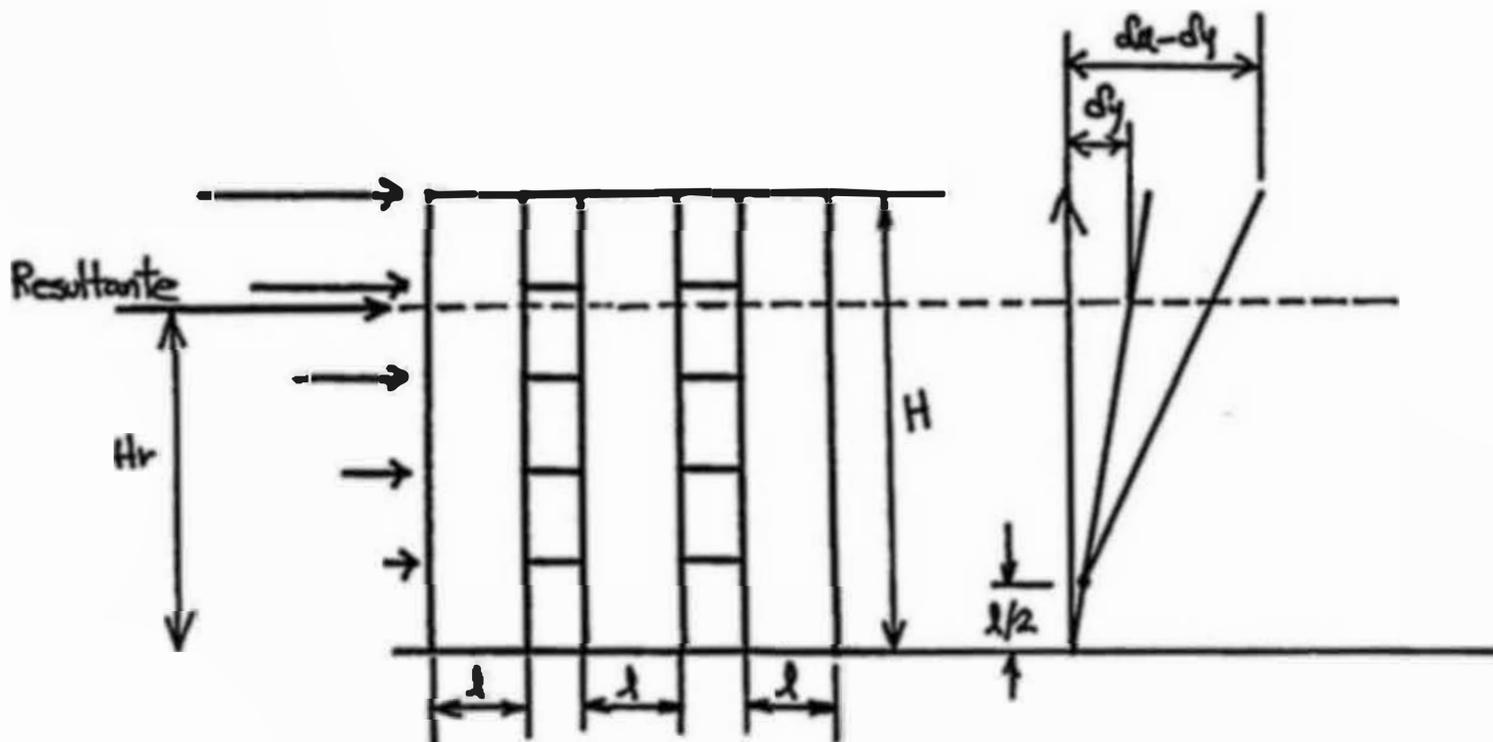


Figura N° 2 : Mecanismo de muros en voladizo

Sabemos de la ecuación (2-1) que $\mu = \delta\mu/\delta y$, y asumiendo que la altura de la rótula plástica es igual a la mitad del largo del muro (l) y que la rotación de cuerpo rígido se inicia en su extremo se puede establecer que:

$$\mu = 1 + (1.5/A) * (\phi_u * M_y / \phi_y * M_u - 1) * (1 - 1/4A) \quad (2-5)$$

donde: $A = H_r/l$.

H_r = Altura ficticia de la resultante de las fuerzas sísmicas actuantes.

O_y = Curvatura en fluencia en la base del muro

O_μ = Curvatura en rotura en la base del muro

2.2 MECANISMO DUCTIL DE MUROS ACOPLADOS

2.2.1) Descripción del mecanismo

Este mecanismo consiste en el acople de los muros mediante elementos horizontales de rigidez controlada; por ejemplo, con dinteles estructurales de concreto armado en los vanos, que son continuación del elemento de confinamiento horizontal de los muros confinados.

El mecanismo dúctil consiste en que se desarrollen rótulas plásticas en los extremos de las vigas de acople y si es posible una rótula en la base de los muros.

Las rótulas plásticas en las vigas de acople se deben formar antes que el muro alcance su resistencia máxima. Sin importar las cargas de diseño, la resistencia a cortante de una viga de acople debe ser igual o mayor que su capacidad a flexión.

Este mecanismo se aplica a edificios de albañilería armada de más de 6 pisos, por que la ductilidad disminuye a medida que aumenta la esbeltez del muro, y para edificios de albañilería confinada de 3 a 5 pisos, por que la fuerza cortante actuante es grande y es más difícil evitar la falla por corte en estos casos.

Con esta configuración estamos admitiendo y demandando una ductilidad limitada en el muro, esta deficiencia se supera, como ya se dijo anteriormente, acoplándolos.

2.1.2) Ductilidad de muros acoplados

El sistema de muros acoplados es desde el punto de vista del análisis estructural, mucho más complejo que el sistema de muros en voladizo. La ductilidad del sistema depende de la ductilidad de desplazamiento de los muros y de la ductilidad de rotación de las vigas de acoplamiento.

Es posible predecir el comportamiento elasto-plástico de muros de albañilería acoplados por vigas, existen métodos, como el de elementos finitos, que nos permiten hacerlo, pero estos métodos son complicados, se requiere de tiempo y computadoras, haciendo impráctica su aplicación desde el punto de vista del diseño, pero constituyéndose en un gran campo para los investigadores.

Otra forma es realizando ensayos de laboratorio, similares a los que se han hecho con muros acoplados de concreto armado. Actualmente en Japón y otros países, se realizan muchos ensayos para estudiar el comportamiento de muros acoplados de albañilería armada.

El comportamiento de algunos de los muros de corte acoplados de concreto armado expuestos a sismos severos reales y en ensayos de laboratorio, indicó que todas o casi todas las vigas de acople fallaron antes de lograrse la resistencia máxima de los muros acoplados.

Según estos ensayos, para muros de concreto armado, se puede asegurar un factor de ductilidad de desplazamiento igual a 4, logrando una gran ductilidad en las vigas de acople.

En Japón, los doctores Teshigawara y Kaminosono, ensayaron un pórtico de albañilería de tres pisos, formado por tres muros conectados por vigas de albañilería. Se demostró que para excitaciones leves no hubo rajaduras en el espécimen, más adelante todas las vigas y uno de los muros fallaron a flexión y posteriormente fallaron los muros.

Con estas experiencias se demuestra que este mecanismo funciona y es posible lograr una gran ductilidad para que se disipe gran parte de la energía introducida por el sismo y los muros no se vean afectados ingresan en el rango inelástico.

Se puede dar el caso en que la excitación sísmica sea muy severa y una vez que se forman las rótulas plásticas, el muro debe estar preparado para actuar como en voladizo, es por este motivo que se recomienda que se ignore la moderada rigidez de las vigas de acople y los muros se diseñen para soportar los momentos que se generarían como si actuaran en voladizo. Este planteamiento es válido ya que el gran porcentaje de rigidez del sistema lo ponen los muros y la función de las vigas de acople es de servir como fusibles estructurales.

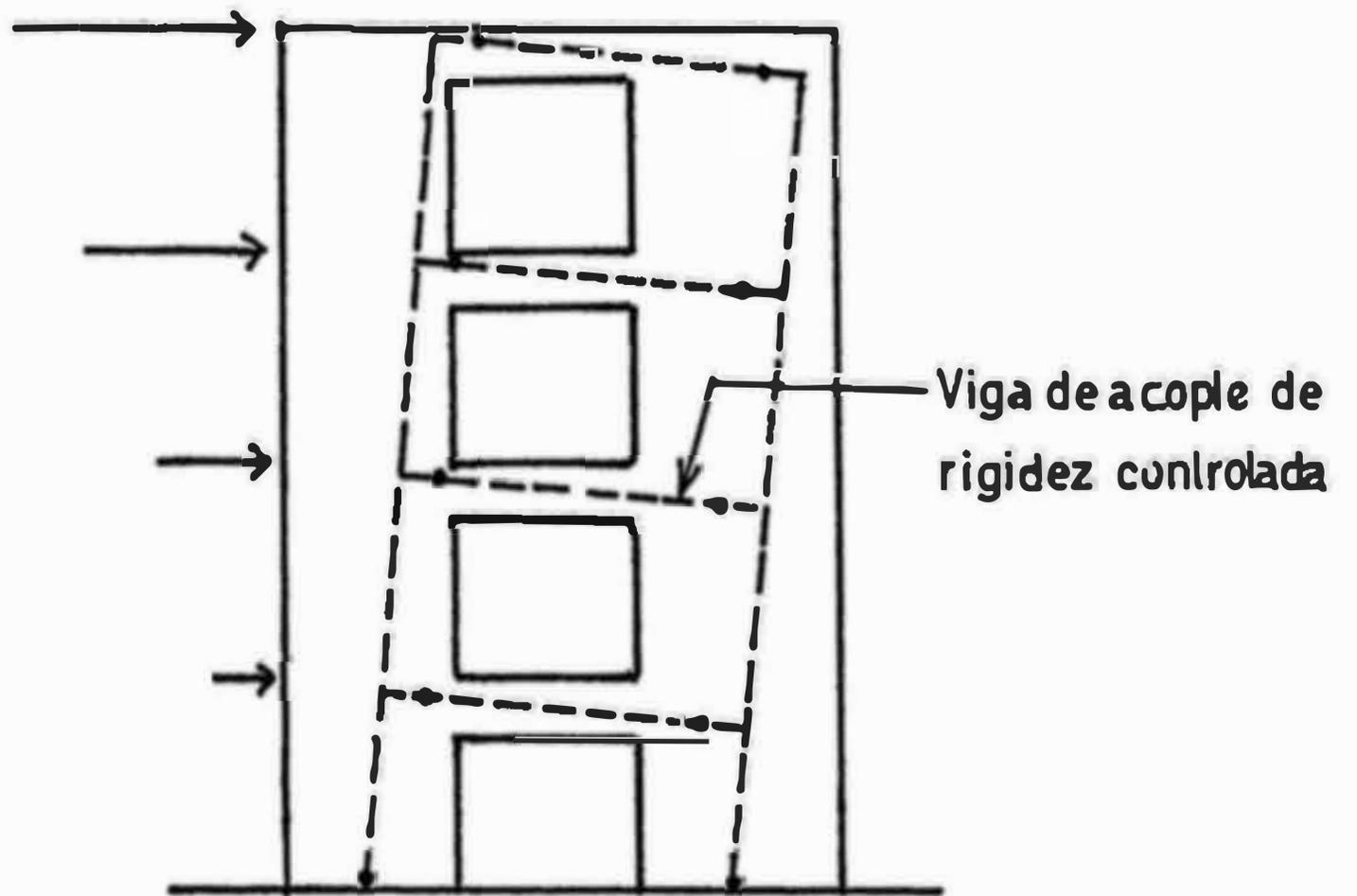


Figura N° 3 : Mecanismo de muros acoplados

CAPITULO III : ANALISIS ESTRUCTURAL

3. ANALISIS ESTRUCTURAL

3.1 INTRODUCCION

El análisis estructural para las edificaciones de albañilería armada y confinada es el mismo. Para el caso de fuerzas horizontales, consiste en considerar a los muros como placas homogéneas y repartir la fuerza sísmica en forma proporcional a la rigidez de cada muro. De esta forma a cada muro le correspondera una fuerza a la altura de cada entrepiso y estas fuerzas originaran un momento flector paralelo al muro.

3.2 ANALISIS PARA FUERZAS HORIZONTALES

La fuerza sísmica se obtiene luego de hacer un análisis sísmico que puede ser dinámico o estático. Las normas peruanas de diseño sismo-resistente permiten usar el método sísmico estático para edificios de hasta 25 pisos ó 75 mts. de altura. Para edificios más altos se deberá hacer un análisis dinámico más riguroso.

En la actualidad existen muchos programas de cómputo que nos permiten hacer análisis dinámico en un tiempo relativamente pequeño y sin mucha dificultad. Para las

edificaciones de albañilería armada y/o confinada es suficiente y satisfactorio utilizar el método estático equivalente, que a continuación se describe:

a) Obtención del cortante basal

El primer paso es la obtención del cortante basal con la fórmula:

$$H = \frac{Z U C S}{R_d} * P \quad (3-1)$$

donde:

H : Cortante basal

Z : Factor de zona

U : Factor de uso o importancia

C : Coeficiente sísmico

R_d : Reducción por ductilidad

P : Peso de la edificación

El coeficiente sísmico "C" se obtiene de la fórmula:

$$C = \frac{0.8}{(T/T_s + 1)} \quad (3-2)$$

donde:

T_s : Periodo del suelo

T : Periodo de la estructura

El periodo de la estructura se obtiene de la formula:

$$T = \frac{0.05 \Sigma h}{\sqrt{D}} \quad (3-3)$$

donde:

Σh : Altura total de la edificación

D : Longitud en x ó y

b) Distribución de "H" en la altura del edificio

El cortante basal calculado en cada dirección se distribuirá en la altura de la edificación según la siguiente fórmula:

$$F_i = f H \frac{P_i h_i}{\Sigma P_i h_i} \quad (3-4)$$

donde:

f : 0.85 para cuando $\Sigma h/D$ exceda a 6

f : 1.00 para cuando $\Sigma h/d$ no exceda a 3

c) Distribución de la fuerza cortante en cada entrepiso

Esta distribución se hace empleando el método de las rigideces. Se trata de distribuir la fuerza horizontal de manera proporcional a la rigidez de cada muro. El procedimiento para hallar el rigidez lateral de un muro es el siguiente.

Sabemos que: $K = P/\delta$ (3-5)

donde δ es el desplazamiento producido por la fuerza lateral P. Este desplazamiento esta compuesto por el desplazamiento

debido a la flexión, al corte, a la rotación y al deslizamiento del muro. Si el muro se considera como empotrado (debido a la cimentación rígida), se puede tomar en cuenta solo el desplazamiento por flexión y corte. Según el teorema de Castigliano: $\delta = dU/dP$, donde U es la energía del sistema (debido a la flexión y al corte) y se define como:

$$U = \frac{M^2}{2EI} dh + \frac{f P^2}{2GA} dh \quad (3-6)$$

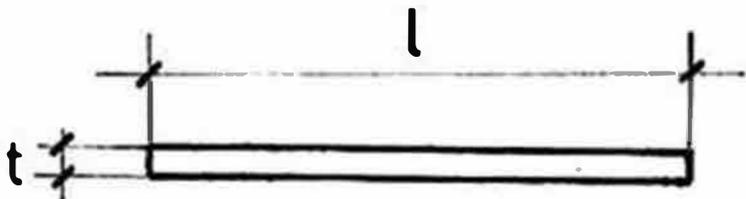
donde:

- M : Momento flector = Ph
- P : Fuerza aplicada
- h : Altura del muro
- f : Factor de forma
- E : Módulo de elasticidad del muro
- G : Módulo de corte
- I : Inercia del muro
- A : Área de la sección transversal del muro

Aplicando el teorema de Castigliano y operando obtenemos:

$$\delta = \frac{Ph^3}{3EI} + \frac{fPh}{GA} \quad (3-7)$$

Si consideramos que el muro es una placa homogénea, tenemos



$$A = tl$$

$$I = tl^3/12$$

$$f = 1.2$$

$$G = 0.4E$$

Figura N° 4

Reemplazando estos valores en la ecuación (3-7):

$$\delta = \frac{P [4(h/l)^3 + 3(h/l)]}{E t} \quad (3-8)$$

Para un análisis mas riguroso es posible calcular el área y la inercia transformada de los muros, pero la suposición de que son placas homogeneas es válida por que lo que interesa es la rigidez relativa a la rigidez total de la estructura; en otras palabras si existe un error, este error existiría en todos los muros y al hallar la rigidez relativa al total se esta eliminando los errores existentes.

Reemplazando la ec. (3-8) en la ec. (3-5) obtenemos:

$$K = \frac{E t}{4(h/l)^3 + 3(h/l)} \quad (3-9)$$

Luego se reparte el cortante sísmico de manera proporcional a la rigidez de cada muro:

$$V_i = \frac{V \text{ entrepiso} * K_i}{\sum K_i} \quad (3-10)$$

donde:

$V \text{ entrepiso}$ = Fuerza cortante correspondiente al entrepiso en estudio

K_i = Rigidez del muro

$\sum K_i$ = Sumatoria de la rigidez en cada entrepiso

d) Corrección por torsión

Se considerará que la fuerza sísmica actúa horizontalmente en el centro de gravedad del nivel respectivo. Si el centro de gravedad no coincide con el centro de rigidez, existirá una excentricidad que originará un momento torsor en la planta. Este momento es equivalente a fuerza horizontal aplicada en el plano del muro ó del pórtico. Por este concepto solo se considerará los incrementos de cortante por traslación.

El centro de rigidez se determina de la siguiente forma:

$$X_R = \frac{\sum (K_{yi} X_i)}{\sum K_{yi}} \quad Y_R = \frac{\sum (K_{xi} Y_i)}{\sum K_{xi}} \quad \text{donde; (3-11)}$$

K_{yi}, K_{xi} = Rigidez del muro

X_i, Y_i = Ubicación del muro

Según la disposición de los muros, será suficiente considerar que el centro de gravedad es el de la figura geométrica en planta.

El momento torsor se obtiene:

$$M_T = V_n (1.5 e + e_{acc}) \quad \text{condición N°1}$$

$$M_T = V_n (e - e_{acc}) \quad \text{condición N°2, donde (3-12)}$$

$$e_x = X_G - X_R \quad \text{y} \quad e_{accX} = 0.05 D_x \quad (\text{sismo en dirección Y})$$

$$e_y = Y_G - Y_R \quad \text{y} \quad e_{accY} = 0.05 D_y \quad (\text{sismo en dirección X})$$

Se hallan los incrementos de la fuerza horizontal debido al momento torsor MT :

$$\delta V_{yi} = \frac{MT K_{yi} (X_i - X_R)}{\Sigma K_{xi} (Y_i - Y_R)^2 + \Sigma K_{yi} (X_i - X_R)^2} \quad (3-13)$$

$$\delta V_{xi} = \frac{MT K_{xi} (Y_i - Y_R)}{\Sigma K_{xi} (Y_i - Y_R)^2 + \Sigma K_{yi} (X_i - X_R)^2}$$

Finalmente:

$$V_i = V_{\text{traslación}} + \delta V_{\text{torsión}} \quad (3-14)$$

3.3 CONSIDERACIONES PARA MUROS ACOPLADOS

Al asumir un mecanismo de muros acoplados, estamos aceptando que se formen rótulas plásticas en los extremos de las vigas antes de que el muro falle. Al formarse las rótulas en las vigas se disipa energía y los muros pasan a actuar como muros en voladizo; es por este motivo que los muros se deben diseñar como muros en voladizo, despreciando la rigidez de las vigas de acople.

Las vigas de acople se deben diseñar de manera dúctil para evitar que fallen por corte, y deberá verificarse que son capaces de resistir los momentos que se originan antes de que se formen las rótulas. Es por este motivo que se debe hacer un análisis para para los "pórticos" que se forman al acoplar los muros con las vigas.

Existen varios métodos para el análisis de este tipo de sistemas, algunos muy complejos, como el de los elementos finitos y otros sencillos y prácticos como el del tijeral equivalente. Cabe resaltar que el uso de programas de computadoras hace que la aplicación de cualquiera de estos métodos se haga sencilla y este al alcance de todos. A continuación una descripción de algunos de los métodos, que se utilizan:

a) Método de los elementos finitos

En la actualidad el método de los elementos finitos, constituye una poderosa herramienta para el análisis de estructuras. Básicamente, la aplicación del método en cuestión consiste en dividir la estructura en subregiones denominadas elementos finitos, dentro de las cuales se prescribe la forma en que varían los desplazamientos en función de los valores correspondientes a ciertos puntos denominados nudos (ver figura). Con base en las leyes constitutivas del material (esto es, en las relaciones que existen entre esfuerzos y deformaciones, por ejemplo, la ley de Hooke), en la función adoptada para prescribir los desplazamientos, y en las relaciones entre deformaciones unitarias y desplazamientos, se determina la matriz de rigideces de cada elemento, usando, por ejemplo, el principio de trabajos virtuales. Estas matrices están referidas a los grados de libertad de los nudos del elemento.

La matriz K de rigideces de la estructura completa se obtiene aplicando el metodo directo de rigideces, sumando en donde les corresponda los términos de las matrices de rigideces de los elementos.

Los desplazamientos U de los nudos, ante un sistema de cargas P aplicadas en los mismos, se obtienen resolviendo el sistema de ecuaciones lineales $P = K * U$.

Conocidos los valores de U se pueden calcular esfuerzos y deformaciones en cualquier punto de cada elemento, esto es, en cualquier punto de interés.

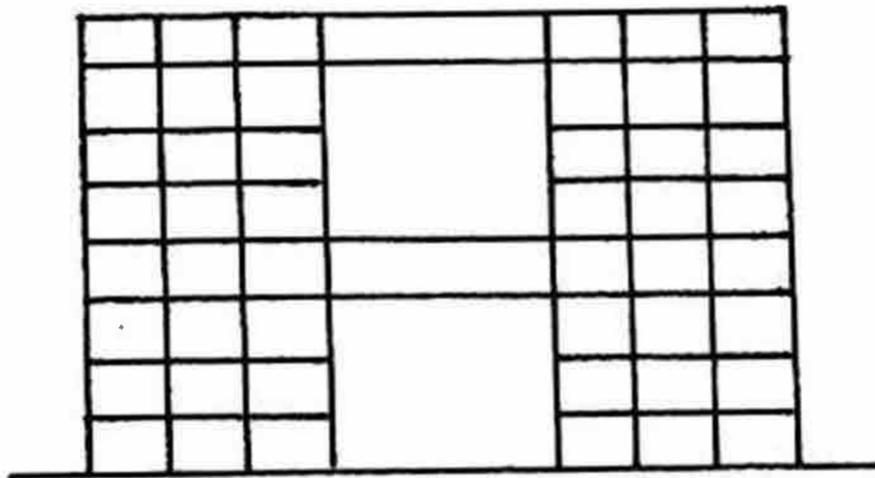


Figura N° 5 : Modelo con elementos finitos

El método se emplea en cualquier tipo de estructura. Para el caso de los muros, se puede modelar adecuadamente considerando que se trata de un problema de estado plano de esfuerzos, es decir, aceptando que son nulos los esfuerzos fuera del plano del muro. Aunque los elementos finitos que permiten tratar este tipo de problema pueden tener diversas formas, como triángulos o cuadriláteros, es adecuado el uso de elementos rectangulares, como se muestra en la figura N°5.

b) Método de la columna ancha (brazo rígido)

En este método se considera cada muro como una columna ancha, en la que se toman en cuenta las deformaciones debidas a flexión y corte, con sus propiedades concentradas en su eje centroidal, y se supone que las zonas de las vigas que se encuentran dentro de los muros son infinitamente rígidas a flexión. Esto se ilustra en la figura N° 6.

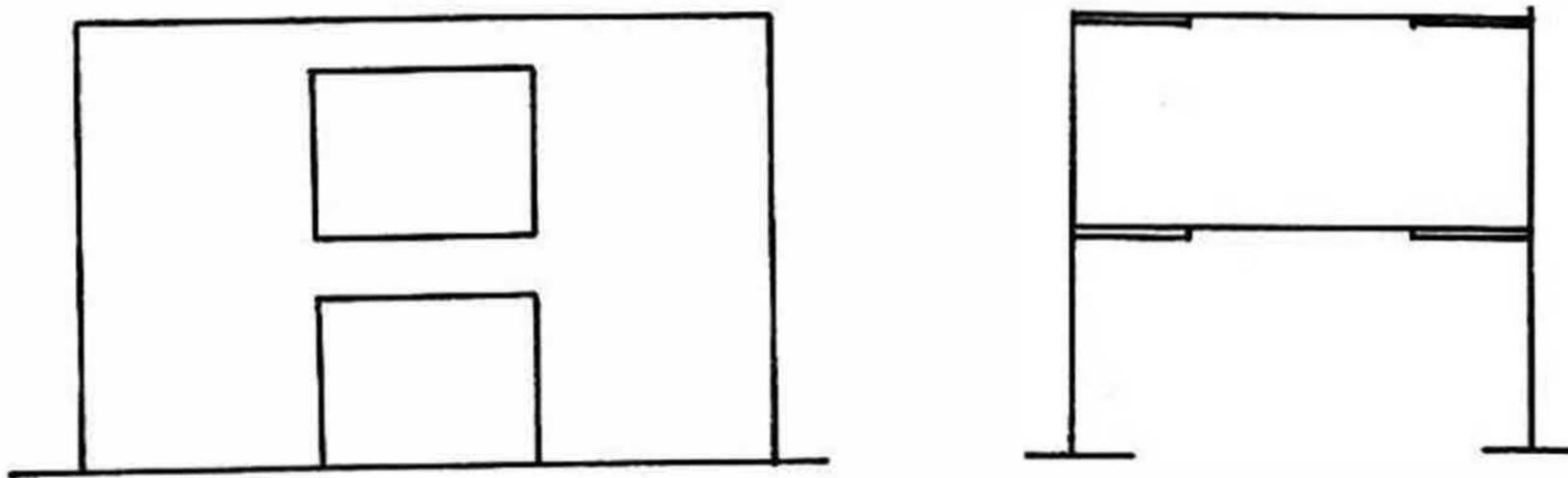


Figura N°6 : Modelo con brazos rígidos

Se ha constatado la buena precisión del método comparando sus resultados con los de modelos elásticos a escala, de muros de concreto armado con una hilera central de huecos.

Es preciso usar programas de computo para analizar este tipo de pórticos. Existen programas para analizar edificios que incluyen explícitamente deformaciones por cortante y zonas rígidas. Cuando se usan programas que no incluyan esta última opción, las zonas rígidas pueden representarse por tramos de vigas con momentos de inercia grandes, en comparación con las vigas y columnas del conjunto.

c) Método del tijeral equivalente

Para el caso de muros de albañilería confinada por elementos de concreto armado y sujetos a cargas laterales, es posible simular cada muro como un tijeral equivalente, en que la albañilería se modela como una diagonal en compresión según se esquematiza en la figura N° 7. Como resultado de estudios analíticos con elementos finitos en los que se toma en cuenta el comportamiento descrito, se ha propuesto que la diagonal equivalente tenga el mismo espesor, t , y módulo de elasticidad, E , que el muro de albañilería y que su peralte sea:

$$w_o = (0.35 + 0.22r)h \quad (3-15)$$

donde:

h = altura del muro entre ejes

$$r = E_c A_c / G_m A_m \quad (3-16)$$

donde:

E_c = Módulo de elasticidad del concreto

A_c = Area de la sección del elemento de confinamiento
vertical

G_m = Módulo de corte de la albañilería

A_m = Area del muro de albañilería

Al deducir estas diagonales equivalentes se ha considerado que el marco de confinamiento no está articulado en sus esquinas.

La expresión (3-16) se ha deducido suponiendo que $G_m = 0.4 E_m$ y es aplicable para valores de r entre 0.9 y 11 y valores de $\epsilon = 1/h$ que estén entre 0.75 y 2.5. Estos intervalos cubren la mayoría de los casos prácticos.

Es posible usar un programa de análisis de pórticos planos para muros de albañilería confinada. La diagonal se modela como barras articuladas en sus extremos. Para el caso de programas en los que no se pueda usar distintos materiales, se puede hacer lo siguiente: como las diagonales solo tienen solicitaciones de carga axial, solo interesa el valor de EA/L

Para la diagonal tenemos, E_m y $A_o = w_o t$. Como el programa solo acepta un modulo de elasticidad le daremos el del concreto y un espesor equivalente tal que:

$$\frac{E_m w_o t}{L} = \frac{E_c w_o t_{eq}}{L}$$

despejando:

$$t_{eq} = (E_m t) / E_c \quad (3-17)$$

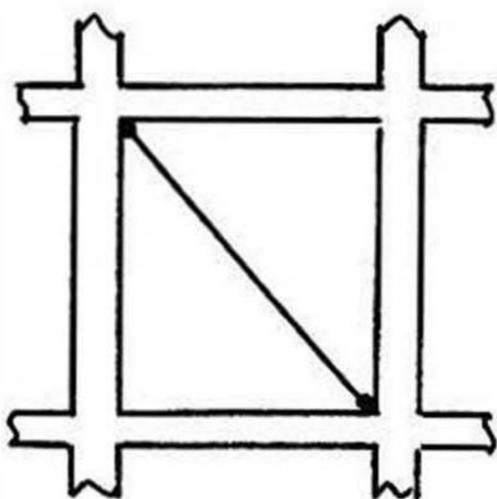


Figura N° 7 : Diagonal equivalente

3.4 ANALISIS PARA CARGAS VERTICALES

Consiste en determinar el peso que soportará cada muro. Si se usa una losa aligerada, se determina el area de influencia de cada muro que recibe viguetas y se multiplica esta area por la carga por m^2 que hallamos obtenido en el metrado de cargas. Este peso lo dividimos entre la longitud del muro y tenemos la carga por metro lineal de cada muro.

Si se utilizan losas armadas en dos sentidos, es suficiente considerar una carga unitaria sobre cada muro y esta se obtiene dividiendo el peso total acumulado entre la suma de la longitud de los muros en ambas direcciones

CAPITULO IV : DISEÑO EN ALBAÑILERIA ARMADA

4. DISEÑO EN ALBAÑILERIA ARMADA

4.1 ENFOQUE DE DISEÑO

Se diseñará los muros de albañilería armada usando el método de resistencias últimas ya que este (a diferencia de los métodos elásticos) permite visualizar el comportamiento en el rango inelástico, conducir el modo de falla y proveer la debida ductilidad. Las normas de diseño de los Estados Unidos y Nueva Zelanda, contemplan el diseño por resistencia última de muros de albañilería armada.

Se asumirá que son aplicables las fórmulas desarrolladas para el diseño por resistencia última del concreto armado. Se reconoce que la combinación de albañilería, acero y concreto líquido funcionará como un todo. Asimismo se asume conservadoramente que la albañilería carece de resistencia a la tracción.

La cuantía de refuerzo $p_{max} = 0.75p_b$ donde

$$p_b = \frac{0.72 f'_m}{f_y} \left| \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + f_y/E_s} \right| \quad (4-1)$$

Para la cuantía mínima, la tendencia actual es que:

$$p_{\min} \geq 0.07 \% \text{ en cada dirección}$$

$$p_{\text{total}} \geq 0.20 \% \text{ en cada dirección}$$

Según la Norma E-070 de ININVI

$$p_{\min \text{ total}} \geq 0.15 \%$$

$$p_{\min \text{ horiz.}} \geq 0.10 \%$$

4.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

a) Verificación del agrietamiento

Se debe verificar que $V_{act} \leq V_{adm}$

$$V_{act} = V/(l*t)$$

$$V_{adm} = 2.5 + 0.2fD \leq 3.3 \text{ kg/cm}^2$$

fD = Compresión unitaria causada por las cargas muertas

b) Cargas últimas

Las cargas últimas a emplearse son

$$U = 1.4 D + 1.7 L$$

$$U = 1.4 D + 1.25 L + 1.25 E$$

$$U = 0.9 D + 1.25 E$$

En estas ecuaciones D representa las cargas muertas; L las cargas vivas; E las de sismo.

c) Diseño por flexión

El momento en la base se determina de:

$$M_b = (FC) * V_y * H_r \quad (4-2)$$

El momento último será igual a:

$$M_u = M_b / \phi \quad (4-3)$$

donde $\phi = (0.85 - 2 P_u / f'_m l t) \geq 0.65$ y

$$P_u = 1.4 D + 1.25 L \quad (4-4)$$

La armadura en la base y en cada una de las secciones críticas en la altura del muro será determinada de dicho valor de M_u asociado a un valor de P_u mínimo, de modo que se provea la máxima cantidad de armadura.

Esta determinación puede hacerse resolviendo las ecuaciones de esfuerzo y deformación derivadas del diagrama mostrado en la figura N°8.

En dicho diagrama las n barras, con un área total A_{st} , han sido reemplazadas por una lámina de acero equivalente repartida en el largo g_l . Este valor g_l corresponde a la distancia entre las barras extremas.

Para las condiciones señaladas en la figura se puede definir lo siguiente:

$$\text{Compresión en la albañilería: } C_m = 0.7225f'm b c \quad (4-5)$$

$$\text{Compresión en el acero: } C_s = \left| \frac{A_{st}}{g l} \right| f_y [c - x - c y / 2] \quad (4-6)$$

$$\text{Tracción en el acero: } T = \left| \frac{A_{st}}{g l} \right| f_y [l - c - x - c y / 2] \quad (4-7)$$

$$\text{donde } x = l * (1-g) / 2 \quad \text{y} \quad c y = (f_y * c) / (\epsilon_u * E_s)$$

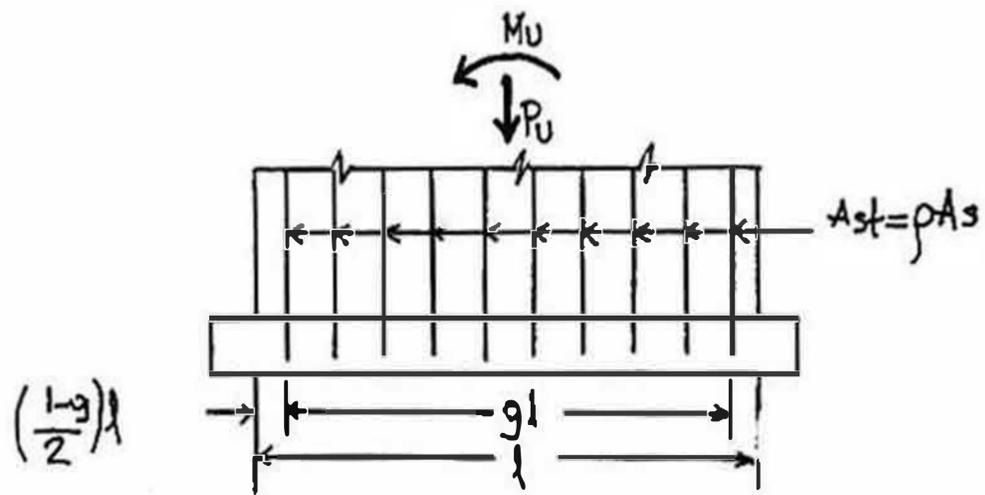
y como para el equilibrio: $C_m + C_s = T + P_u$, se obtiene:

$$c = \frac{P_u + (A_{st} * f_y) / g}{0.7225f'm b + (2A_{st} f_y) / (g l)} \quad (4-8)$$

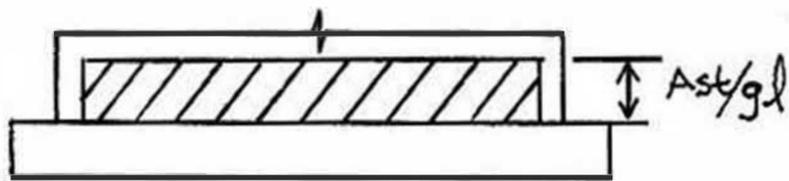
Tomando momentos de todas las fuerzas alrededor del eje neutro, se obtiene el momento último:

$$\begin{aligned} M_u &= 0.7225(0.575f'm c^2 b) + P_u[l/2 - c] \\ &+ \left| \frac{A_{st} f_y}{2g l} \right| [(c-x)^2 + (g l - (c-x))^2 - 2/3 c y^2] \quad (4-9) \end{aligned}$$

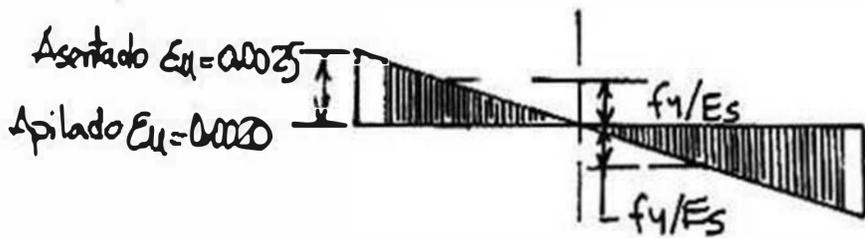
Con las fórmulas y los valores de M_u y P_u , calculamos, con un proceso iterativo, el A_{st} . Se pueden hacer tablas de ayuda para el diseño, o un programa de cómputo que realice el proceso iterativo.



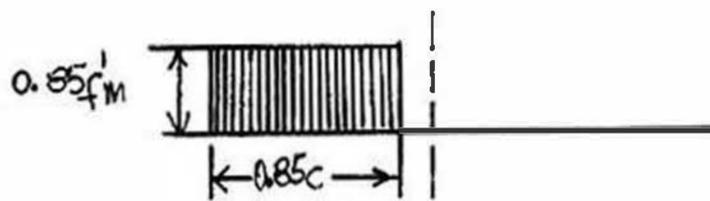
(a) Muro con acero distribuido



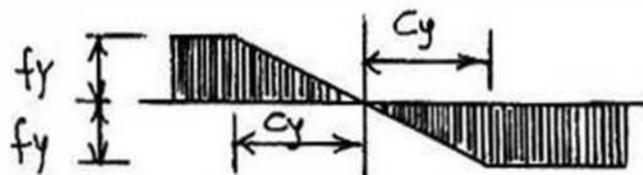
(b) Lámina equivalente de refuerzo



(c) Deformaciones unitarias en momento último



(d) Bloque de compresiones en albañilería



(e) Bloque equivalente en el refuerzo

d) Ductilidad

A partir de la ecuación (2-7), se puede obtener la ductilidad de desplazamiento, para el mecanismo de disipación de energía asumido. Priestley ha obtenido de manera aproximada el gráfico:

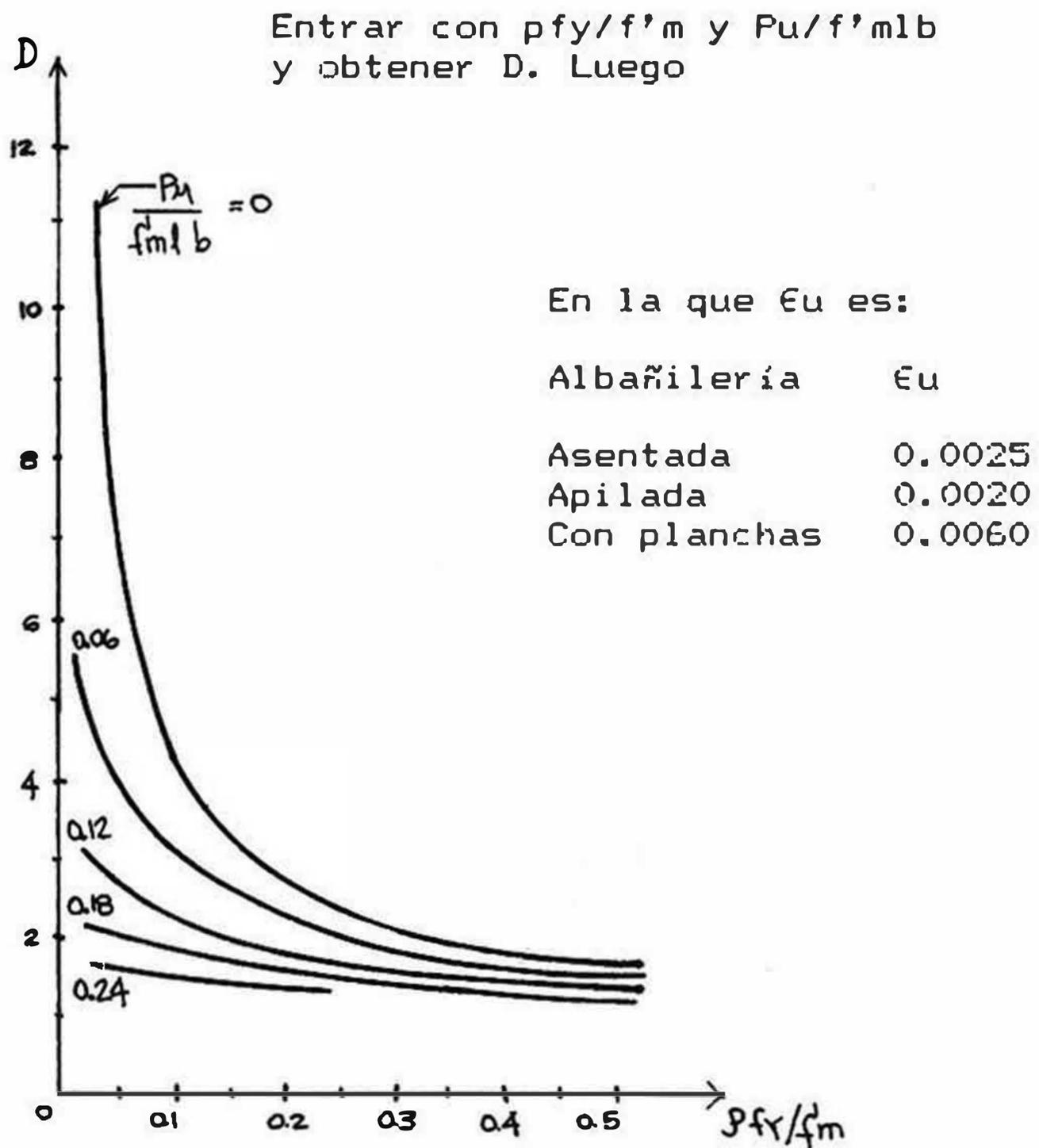


Figura N° 9 : Determinación de la ductilidad de desplazamiento

El procedimiento para obtener la ductilidad de desplazamiento (μ) de un muro consiste en determinar el coeficiente D del gráfico, en función del coeficiente C_{pu} y del coeficiente de cuantía (ρ_f/f'_m). Luego se puede obtener la ductilidad (μ) de la fórmula indicada en la misma figura, en función del valor de D y de la esbeltez del muro.

Con μ se obtiene K . Cuando uno o más de los muros que requieren verificarse no alcancen el valor K que se asumió al inicio del diseño, este valor de K deberá ser reducido. En este caso, se iniciará nuevamente el diseño. Esta vez con un mayor valor del cortante y un comportamiento más elástico, y que demande menos ductilidad. O, alternativamente, aumentar el espesor de los muros.

e) Diseño por corte

Se debe asumir conservadoramente que todo el corte lo llevará el acero horizontal. Además, para evitar la falla por corte, se deberá considerar:

a) La amplificación dinámica, que ocurre debido a que el segundo modo de vibración determina cambios en la relación entre el cortante basal y el momento en la base. Esto modifica lo asumido en los reglamentos, que suponen la preminencia del primer modo de vibración para la ubicación de la resultante.

Algunos reglamentos utilizan la siguiente corrección para aumentar el cortante:

$$W_v = 0.1N + 0.9 \quad (4-10)$$

donde N es el número de pisos de la edificación.

b) La posibilidad estadística de que la resistencia en flexión alcance un valor máximo, por encima del valor característico de diseño e incluso del valor estadístico máximo probable. En este caso deberá aplicarse un factor de capacidad (ϕ) obtenido estadísticamente. En otras palabras:

$$V_u = W_v \phi V \quad (4-11)$$

ϕ es un valor estadístico derivado del aumento en el valor del momento por encima del valor probable y que, consecuentemente, es función de la compresión axial máxima última (P_u) de modo tal que si:

$$\frac{P_u}{f'_m l b} = 0, \quad \phi \text{ es } 1.65, \text{ y si:}$$

(4-12)

$$\frac{P_u}{f'_m l b} \geq 0.1, \quad \phi, \text{ es } 2.15$$

interpolándose linealmente entre estos dos valores (1.65 y 2.15) para valores de $[P_u/(f'_m l b)]$ entre 0 y 0.1.

En cualquier caso el valor de V_u estará limitado a:

$$V_u \leq K V, \quad (4-13)$$

que será el valor máximo posible ya que implica comportamiento elástico total.

El area de acero horizontal (A_{sh}) por metro de altura del muro será:

$$A_{sh} = \frac{100 V_u}{f_y d} \quad (4-14)$$

V_u es el corte último, y d se puede asumir conservadoramente como $0.8l$, cuando $H_r/l > 1$ y l cuando $H_r/l \leq 1$.

CAPITULO V : DISEÑO EN ALBAÑILERIA CONFINADA

5. DISEÑO DE ALBAÑILERIA CONFINADA

5.1 ENFOQUE DE DISEÑO

El diseño de la albañilería confinada se hará utilizando la norma técnica de edificación E-070 de Ininvi. En la albañilería confinada se consideran dos niveles de diseño, el primero relativo al comportamiento elástico del muro. El muro debe ser diseñado para contrarrestar satisfactoriamente sus modos potenciales de falla. Un muro puede fallar por flexión, por corte y por tracción diagonal.

El segundo nivel de diseño es aquel en el que se admite el agrietamiento del muro y el conjunto pasa actuar como una armadura en la que la albañilería hace las veces de una diagonal en compresión. La compresión diagonal genera perpendicularmente esfuerzos de tracción importantes que, eventualmente, llegan a agrietar el muro.

Después del agrietamiento, el comportamiento depende principalmente de las características del marco. Si la unión entre vigas y columnas es débil, la grieta del muro puede prolongarse a través del marco, produciéndose el colapso. En cambio, si las vigas y columnas tienen suficiente resistencia en la vecindad de la unión, la grieta no progresa, el muro

continua resistiendo cargas hasta que, eventualmente se produce la falla del muro por aplastamiento en la esquinas comprimidas.

Los elementos de confinamiento se diseñan por rotura. La viga se diseña para la fuerza cortante y la columna para la fuerza dada por la analogía de la columna.

Tratándose de elementos en tracción, los estribos sólo cumplen funciones de carácter constructivo, excepto cerca de las esquinas por que la acción del puntal del relleno no está aplicada exactamente en la esquina del marco sino contra los extremos de los miembros adyacentes a dicha esquina. Es por este motivo que se deben concentrar estribos en los extremos de los elementos de confinamiento.

5.2 PROCEDIMIENTO DE DISEÑO

a) Diseño del muro

Verificación de la resistencia al corte

Según la norma E-070 de INIVI el V_{adm} esta dado por:

$$V_{adm} = 1.2 + 0.18 f_D \leq 2.7 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{para morteros sin cal})$$

$$V_{adm} = 1.8 + 0.18 f_D \leq 3.3 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{para morteros con cal})$$

donde f_D es el esfuerzo de compresión causado por las cargas muertas actuantes sobre el muro.

b) Diseño de los elementos de confinamiento

Según la norma los elementos de confinamiento tendrán las siguientes características:

a) Un espesor mínimo igual al del muro bruto o del techo según corresponda y su sección (en cm^2) no será menor que el valor dado por la expresión:

$$A_c = \frac{0.9 V}{f'_c} \geq 20t \quad (5-1)$$

b) El área (en cm^2) de la armadura longitudinal del elemento de refuerzo horizontal se calculará de:

$$A_s (H) = \frac{1.4 V}{f_y} > 0.1 \frac{f'_c}{f_y} A_c \quad (5-2)$$

c) El área (en cm^2) de la armadura longitudinal del elemento de refuerzo vertical se calculará de:

$$A_s (V) = \frac{1.4 V}{f_y} \left| \frac{H}{L} \right| > 0.1 \frac{f'_c}{f_y} A_c \quad (5-3)$$

d) Los elementos de refuerzo llevarán estribos de montaje. Adicionalmente se colocaran estribos cerrados en una distancia mínima de $2.5d$ ó 50 cm. , la que sea mayor, en cada extremo, espaciados a no más de $d/2$ y calculados mediante la expresión:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{1.5 V}{d f_y} \quad (5-4)$$

En las fórmulas anteriores:

V = Fuerza cortante en el paño confinado (kg)

f'_c = Resistencia del concreto del confinamiento (kg/cm²)

f_y = Esfuerzo de fluencia del acero de confinamiento (kg/cm²)

A_v = Area del refuerzo por cortante (cm²)

s = Espaciamiento del refuerzo por cortante (cm)

d = Peralte efectivo del elemento de refuerzo vertical (cm)

t = Espesor efectivo del muro (cm)

c) Diseño de la viga de acople

Como ya se dijo anteriormente la viga de acople debe ser diseñada ductilmente para evitar evitar que falle por corte antes que por flexión. Esto se logra cuando su resistencia a cortante es mayor que su capacidad a flexión. La armadura longitudinal será la continuación de la armadura de los elementos de confinamiento horizontal de los muros. Deberá verificarse que esta armadura es suficiente para tomar el momento que se origina antes de la formación de las rótulas plásticas.

El momento límite de las vigas será:

$$M_u = 1.25 A_s f_y (d - a/2), \text{ donde} \quad (5-5)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad (5-6)$$

La fuerza cortante de diseño será:

$$V_n = V_u / \phi, \quad \text{donde} \quad V_u = \frac{2 M_u}{l'} \quad (5-7)$$

$$\phi = 0.85 \quad l' = \text{luz libre de la viga}$$

d) Diseño por flexión

Con los valores de cortante en cada muro y la distribución de cargas horizontales, se determina el momento máximo de flexión.

$$M_i = \frac{\sum F_i h_i}{\sum F_i} V_i \text{ muro} \quad (5-8)$$

Se evalúan los esfuerzos de compresión y de flexión:

$$f = \frac{(P + \alpha P)}{A} \pm \frac{M c}{I} \quad (5-9)$$

donde α es un coeficiente que toma en cuenta el sismo en dirección vertical, y tiene los siguientes valores:

$$\alpha = 0.3 \quad \text{Zona tipo I}$$

$$\alpha = 0.2 \quad \text{Zona tipo II}$$

$$\alpha = 0 \quad \text{Zona tipo III}$$

Condición crítica para esfuerzo de compresión:

$$\sigma_c = \frac{P (1 + \alpha)}{A} + \frac{M c}{I} \quad (5-10)$$

Condición crítica para esfuerzo de tracción:

$$\sigma_t = \frac{P (1 - \alpha)}{A} - \frac{M c}{I} \quad (5-11)$$

Se debe verificar que $\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1.33$ (5-12)

$$F_a = 0.20 f'_m [1 - (h / 35 t)^2]$$

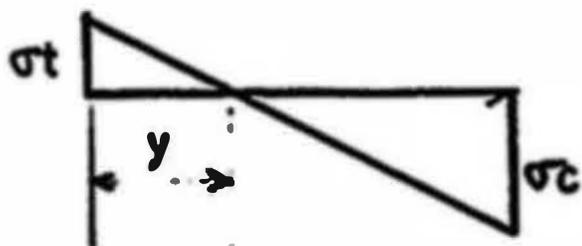
$$F_m = 0.40 f'_m$$

$$f_a = P / I t \leq F_a \quad (5-13)$$

$$f_m = M c / I \leq F_m$$

Cálculo de la armadura por tracción

Con el esfuerzo máximo de tracción (σ_t) y el área del muro que trabaja a tracción:



$$T = \frac{I \sigma_t y t}{2}$$

Figura N° 10

Se evalúa el valor de la fuerza de tracción como el volumen del diagrama de esfuerzos de tracción sobre el muro y se determina el área de acero en tracción

$$A_s = \frac{1.25 T}{\phi f_y}, \text{ donde } \phi = 0.9 \quad (5-15)$$

La armadura obtenida se compara con la armadura longitudinal del confinamiento vertical y se escoge la mayor.

En el caso en que no se cumpla la condición

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1.33$$

se procede a hallar la sección transformada del muro

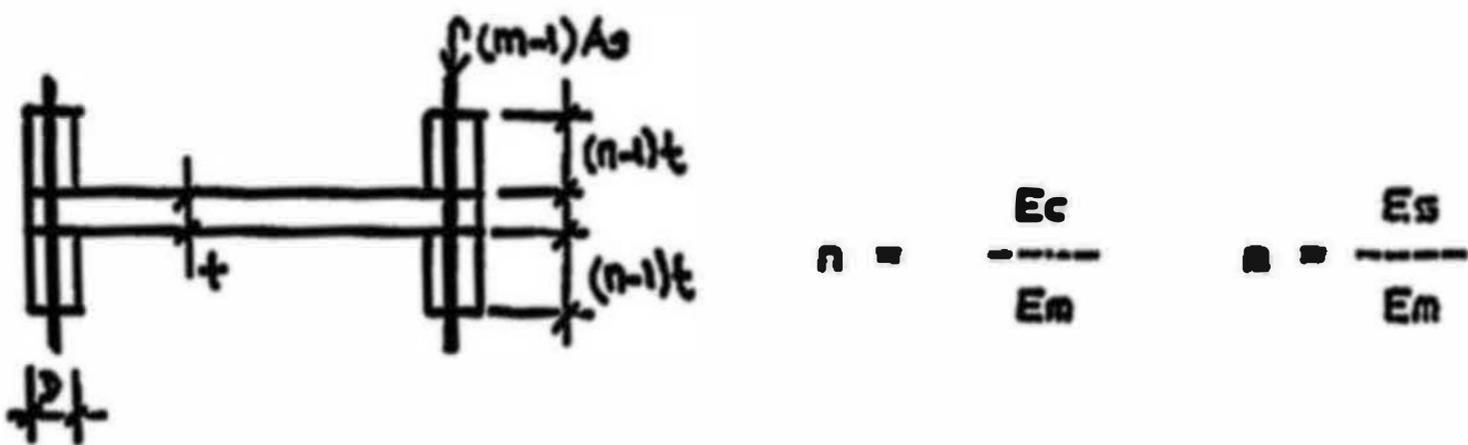


Figura N° 11 : Sección transformada

$$\text{Área transformada} = I_t + 2(m-1)A_s + 2(n-1)A_c$$

$$\text{Inercia transformada} = I_{\text{muro}} + I_{A_s} + I_{A_c}$$

$$I_{\text{muro}} = \frac{t l^3}{12}$$

$$I_{As} = 2(n-1)A_s \left(\frac{1-D}{2}\right)^3$$

$$I_{concreto} = 2\left[\frac{(n-1)tD^3}{12} + (n-1)tD\left(\frac{1-D}{2}\right)^3\right]$$

Se debe cumplir que:

$$\frac{1.3PD}{A_t} + \frac{Mc}{I_t} \leq 1.33$$

Si a pesar de usar el area transformada no se cumple con la condición se debe aumentar la densidad de muros en esa dirección.

CAPITULO VI : EJEMPLO DE APLICACION

6. EJEMPLO DE APLICACION

6.1 INTRODUCCION

En este capítulo se hará el análisis y diseño de un edificio de departamentos de 4 pisos. Como el objetivo es comparar el comportamiento de los muros, no se hará el diseño de la cimentación ni de las losas de techo. Se asumirá y de acuerdo a lo expuesto en el capítulo primero que la cimentación será una losa y las losas de techo serán macizas.

El edificio a diseñar tiene la arquitectura que se muestra en el plano N°1, está ubicado en Lima, en suelo tipo I y su uso es para vivienda.

En albañilería armada se utilizará para el diseño el ladrillo LACASA estandar de 29 cm x 12 cm x 9 cm, tipo V, que se asienta con mortero y se rellena sus alveolos con concreto líquido. En albañilería confinada se utiliza el ladrillo REX de 25 cm x 12 cm x 9 cm.

6.2 ESTRUCTURACION

La edificación está ubicada dentro de un conjunto habitacional, no tiene límites de propiedad en su perímetro. La ubicación de las escaleras evita que los diafragmas horizontales tengan aberturas y por consiguiente su

comportamiento se asemeja más al de un diafragma rígido.

La disposición de los muros en planta es tal que existe simetría con respecto al eje C, de esta manera se reducen los problemas de torsión. Los alfeizeros de las ventanas van separados de los muros y se diseñan para resistir cargas perpendiculares a su plano.

Sobre el espesor de los muros el reglamento especifica que para muros portantes de albañilería reforzada el espesor mínimo será: $t_{min} = h/26$, luego $t_{min} = 240/26 = 9.23$ cm, el espesor de los ladrillos a usar es de 12 cm.

6.3 ELECCION DEL MECANISMO DE DISIPACION DE ENERGIA

Para el caso de la albañilería armada usaremos el mecanismo de muros en voladizo. Según el procedimiento del capítulo 4, es posible utilizar este mecanismo, ya que al usar un método de resistencias últimas, en el que la resistencia de las secciones esta basada en el comportamiento inelástico de los materiales previo a la falla, podemos conducir al muro para que falle en flexión evitando la falla por corte provveyendo acero horizontal correctamente detallado y anclado. Además para que el mecanismo funcione los muros deben tener una esbeltez (H_r/l) , donde H_r es la altura del muro hasta la ubicación de la resultante ficticia de la acción sísmica equivalente, y l es su largo) mayor que uno, y preferentemente

mayor que dos. También se deben evitar los cruces e intersecciones entre muros con direcciones ortogonales. Estas condiciones son relativamente fáciles de cumplir en el caso de muros de albañilería armada. Es por este motivo que los muros 4X y 7Y son divididos en dos mediante una junta para tener una longitud final de 3m. De esta manera la esbeltez de estos muros será igual a $7.56/3 = 2.5$. En el caso de los muros 3X y 7X la esbeltez es igual a $7.56/4.8 = 1.6$ (Ver plano N° 2).

Para el caso de la albañilería confinada, también se podría utilizar el mecanismo de muros en voladizo si es que se puede lograr que los muros sean dúctiles, esto es si podemos evitar la falla por corte en el muro. Esto se podría lograr, proveyendo al muro con armadura horizontal en cantidad suficiente para absorber el íntegro del cortante con un margen suficiente y utilizando un método de diseño de resistencias últimas con el que podamos conducir a que el muro falle en flexión. Pero, el reglamento peruano de albañilería, utiliza un método de esfuerzos admisibles en el que no se puede extrapolar el comportamiento elástico para establecer el comportamiento en el rango plástico y por consiguiente, los muros tendrán una ductilidad limitada, que se puede incrementar acoplándolos mediante vigas. Es por este motivo que para el caso de la albañilería confinada se acopla la

mayor cantidad de muros para de esta incrementar la ductilidad del conjunto. Los muros acoplados son los de los A, B, D, E, 1, 3.

En el caso de los muros 3X, 4X, 7X y 7Y se coloca un confinamiento intermedio por proceso constructivo y para cumplir con lo recomendado en el reglamento que dice que la distancia entre confinamientos debe ser menor o igual que dos veces la altura del muro, o sea que $l_c \leq 2 * 2.4 \text{ m} = 4.8 \text{ m}$. Los muro 3X y 7X teóricamente no necesitarían el confinamiento intermedio, pero por la presencia de los muros 6Y y 7Y que son transversales a ellos para simplificar la construcción se coloca un confinamiento intermedio. (Ver plano N° 5).

6.4 ANALISIS ESTRUCTURAL

Inicialmente el peso de la estructura para ambos diseños es el mismo por que vamos a probar si es suficiente un espesor de 12 cm. en ambos casos. Esto significa que el procedimiento de obtención del peso y del cortante sísmico será el mismo en ambos casos.

Para el análisis estructural de muros de albañilería confinada se considera la longitud total de los muros, inclusive los que esten formados por varios paños. Como se ha visto en el capítulo 3, es posible hallar, si se efectua un

análisis más riguroso, la rigidez del muro con la contribución de las columnas de los paños intermedios utilizando la sección transformada del muro. Para los muros con varios paños, una vez obtenido el cortante que les corresponde, este se repartirá en cada paño en proporción a su longitud. Esto genera una diferencia entre los dos diseños ya que en el caso de la albañilería armada los muros 4X y 7Y están divididos en dos muros de 3 metros cada uno y en el caso de la albañilería confinada estos muros actúan con su longitud de 6 metros, a pesar de estar formados por dos paños.

a) Verificación de la densidad de muros

Es necesario cumplir con una densidad mínima de muros, existen valores preliminares como:

$$A_m = 50 \times A \times N \quad (6-1)$$

donde:

A_m es el área de muros en cada dirección (cm^2)

A es el área de la planta de la edificación en m^2

N es el número de pisos de la edificación.

El área en planta de la edificación es 166 m^2 y el número de pisos es 4, luego, $A_m = 50 \times 166 \times 4 = 33200 \text{ cm}^2$. Luego la longitud de muros en cada dirección deberá ser mayor que $l_m = A_m/t_w = 33200/12 = 2767 \text{ cm} = 28 \text{ m}$. En la dirección X la longitud de muros es 39.6 m y en la dirección Y es 41.4 , lo

que significa que tenemos suficiente cuantía de muros.

Un valor práctico obtenido en base al comportamiento de edificios de muros portantes en Chile, es que la cuantía de muros en un piso debe ser aproximadamente igual a 6%. En el caso del edificio en estudio:

$$\text{Area de muros en un piso} = (39.6 + 41.4) \times 0.12 = 9.72 \text{ m}$$

$$\text{Area en planta} = 166.44 \text{ m}^2$$

$$\text{Cuantía de muros} = (9.72/166.44) \times 100 = 5.9 \%$$

b) Obtención del cortante sísmico

Según el reglamento:

$$H = \frac{Z U C S}{R_d} * P, \text{ donde}$$

En este caso:

Z = Factor de zona = 1 para Lima

U = Factor de uso = 1 para vivienda

S = Factor de suelo = 1 para tipo I

R_d = Factor de reducción por ductilidad = 2.5

$$C = \frac{0.8}{(T/T_s + 1)}, \text{ donde } T_s = 0.3 \text{ seg. (suelo tipo I)}$$

$$T = \frac{0.05 \sum h}{\sqrt{D}}, \text{ donde } \sum h = 10.08, D_x = 13.80 \text{ y } D_y = 13.08$$

$$T_x = 0.136 \implies C_x = 0.550 > 0.4$$

$$T_y = 0.140 \implies C_y = 0.546 > 0.4$$

$$\text{luego: } C = C_x = C_y = 0.4$$

finalmente:
$$H = \frac{1 \times 1 \times 0.4 \times 1}{2.5} \times Pt = 0.16Pt$$

c) Determinación del peso del edificio

Carga muerta

Peso muros = $(0.12m)(2.4m) \times (81m)(1.8\text{ton}/m^3) = 41.99 \text{ ton}$

Peso alfeizeres = $(0.12m)(1.2m)(23m)(1.8\text{kg}/m^3) = 5.96 \text{ ton}$

Peso losa : Es necesario predimensionar la losa para tener su peso. Hallo el espesor de la losa para el paño más grande y lo usaré para todo los pisos

$$e = \frac{\text{perímetro}}{160} = \frac{2 \times (600 + 390)}{160} = 12.38 \text{ cm}$$

el espesor será $e = 12 \text{ cm}$.

Peso losa = $(0.12m)(2.4 \text{ t}/m^3)(166.46m^2) = 47.94 \text{ ton}$

Acabados = $(0.02\text{ton}/m^2)(166.46m^2) = 3.33 \text{ ton}$

\Rightarrow Peso muerto = $41.99 + 5.96 + 47.94 + 3.33 = 99.22 \text{ ton}$.

Carga viva

Para vivienda s/c = $200 \text{ kg}/cm^2$ aplicando el 25% de reducción

\Rightarrow Peso vivo = $0.25(0.2\text{ton}/m^2)(166.46m^2) = 8.32 \text{ ton}$.

El peso total será = $4 \text{ pisos } (99.22 + 8.32) = 430.16 \text{ ton}$

El cortante sísmico será = $0.16 \times 430.16 \text{ ton} = 68.8 \text{ ton}$

d) Distribución de la fuerza en la altura de la edificación

Para simplificar el cálculo y por que es lo que se hace usualmente se considerará que todos los pisos pesan igual

Nivel	Peso	Altura	$P \times A$	F	V
4	P	4h	4Ph	0.4H	0.4H
3	P	3h	3Ph	0.3H	0.7H
2	P	2h	2Ph	0.2H	0.9H
1	P	1h	Ph	0.1H	1.0H
			10Ph	H	

El valor de $H = 68.8$ ton, luego:

Nivel	F (ton)	V (ton)
4	27.52	27.52
3	20.64	48.16
2	13.76	61.92
1	6.88	68.80

e) Altura de la resultante sísmica

Para el diseño por flexión se calcula la altura de la resultante de las fuerzas sísmicas. El momento en cada muro será igual a la fuerza cortante en el nivel en estudio multiplicado por la resultante para ese nivel.

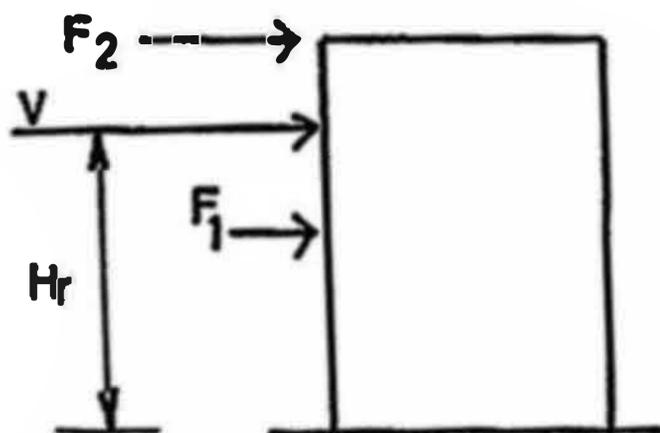


Figura N° 12

f) Obtención de las fuerzas verticales sobre cada muro

Cuando se utiliza losas armadas en dos direcciones es suficiente aproximado considerar una carga constante sobre cada muro. Para el cada piso se evalúa el peso acumulado y se divide entre el largo total de muros. Con esta carga constante se puede evaluar la carga vertical sobre cada muro multiplicándola por la longitud de cada muro.

Para facilitar el análisis y diseño, hago uso de un paquete de software llamado Quattro pro, que es una hoja de cálculo que permite realizar múltiples operaciones, como sumatorias, iterar, etc.

Los muros están numerados como se muestra en los planos N°2 y N°5; los datos iniciales para la hoja de cálculo son la longitud del muro, la altura, su espesor. Con estos datos se calcula la rigidez de cada muro (Ec. N° 3-9). Otro dato es la ubicación del muro respecto a los ejes de referencia, con el objeto de hallar el centro de rigidez (Ecs. N° 3-11). Otros datos son el cortante sísmico, las dimensiones en planta (dx, dy) y el centro de gravedad (xg, yg) del edificio. Una vez obtenida la rigidez de cada muro y el centro de rigidez se distribuye la fuerza cortante a cada muro (Ec. N° 3-10) y se hace la corrección por torsión. Luego se escoga el cortante máximo. El momento se obtiene multiplicando el cortante máximo

por la altura resultante. Todos los datos de la hoja de cálculo están interconectados mediante las ecuaciones, al variar un número se recalculan todos los demás.

La hoja de cálculo nos permite "esconder" columnas y para mejorar la presentación, se pueden esconder columnas necesarias para el análisis pero que no aportan información importante para tomar las decisiones de diseño.

6.5 DISEÑO DE LOS MUROS

Luego de hacer el análisis se pasa a hacer el diseño. Para el diseño de albañilería armada se preparó una hoja de cálculo como las que se muestran en el apéndice A. El valor V_{max} es el cortante máximo obtenido en el análisis; PD y PL son las cargas verticales actuantes sobre el muro, se obtienen multiplicando la longitud del muro por los valores de carga repartida obtenidos con anterioridad. En la tabla se muestran los resultados del chequeo por fisuración y el diseño por flexión y corte. En el capítulo 4, esta la explicación de como se obtiene cada resultado de las tablas.

En la hoja preparada para el diseño de la albañilería confinada (ver apéndice B) se muestran los resultados del chequeo por fisuración. También el diseño por corte, en este caso los astriscos que aparecen al costado de los resultados

indican que es acero mínimo. En los resultados del diseño por flexión se muestran los valores para la verificación de la flexo-compresión y k es el coeficiente $f_a/FA + f_m/FM$; en este caso si aparece una "t" al costado del coeficiente significa que el muro pasa utilizando su sección transformada. También se muestran los valores del diseño por tracción.

6.6 ARMADO DE LOS MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA

Una vez obtenidos los resultados, procedemos a armar los muros. Esto se hace difundiendo la armadura obtenida en el diseño por flexión y corte. Debe notarse a) que todas las barras horizontales terminan en gancho a 90° en ambos extremos y estos ganchos se introducen en los alveolos verticales; b) que todas las barras verticales terminan en gancho a 90° arriba y abajo; c) que los empalmes y anclajes tiene un largo mínimo de 60 veces el diámetro de la barra.

A continuación un ejemplo de armado de muros y en los planos N° 3 y N° 4 se muestra los muros armados.

El muro 1x, requiere en el primer nivel una armadura igual a 8.82 cm^2 y tiene una longitud de 3m. Entonces si se usan varillas de $1/2"$, el número de varillas necesarias es:

$$\# \phi 1/2" = 8.82 \text{ cm}^2 / 1.27 \text{ cm}^2 = 6.9 \text{ varillas}$$

$$\Rightarrow \text{Usar } 7 \phi 1/2"$$

En el 2° nivel al acero necesario es 4.76 cm^2 , entonces:

Si se usa $\phi 1/2'' = 4.76 \text{ cm}^2 / 1.27 \text{ cm}^2 = 3.74$ varillas

Si se usa $\phi 3/8'' = 4.76 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 6.70$ varillas

\Rightarrow Usar 7 $\phi 3/8''$

En el tercer nivel se requiere acero mínimo $= 2.52 \text{ cm}^2$

Usando $\phi 3/8$ $2.52 \text{ cm}^2 / 0.71 \text{ cm}^2 = 3.5$ varillas

\Rightarrow Usar 4 $\phi 3/8''$ hasta el cuarto nivel.

Como armadura horizontal se usará 2 $\phi 5 \text{ mm}$, cuya área es 0.39 cm^2 y se compara con el mínimo del reglamento de albañilería que es $2/3$ de 0.0015

\Rightarrow p min horizontal $= 0.001$

Como $t = 12 \text{ cm} \Rightarrow$ As min $= 0.001 * 12 * 100 = 1.2 \text{ cm}^2/\text{m}$

esto es equivalente a $(100 / (1.2 \text{ cm}^2/\text{m} / 0.39 \text{ cm}^2)) = 32.5 \text{ cm}$

osea 2 $\phi 5 \text{ mm} @ 32.5 \text{ cm}$.

Como la altura de un ladrillo es 9 cm . entonces la armadura horizontal mínima será 2 $\phi 5 \text{ mm} @ 3$ hiladas.

En el caso del muro 1x, en el primer nivel se requieren $1.09 \text{ cm}^2/\text{m}$, entonces se usarán 2 $\phi 5 \text{ mm} @ 3$ hiladas en toda la altura del muro.

6.7 DUCTILIDAD DE MUROS DE ALBAÑILERIA ARMADA

Como se vió en el capítulo 4 es posible obtener la ductilidad y el factor de comportamiento (K) de los muros de albañilería armada. Esto se hace usando las curvas que se muestran en la fig. N° 9. En la siguiente tabla se muestran los resultados:

MURO	b	l	As	p	$\frac{p f_y}{f'_m}$	$\frac{P_u}{f'_m l b}$	D	u	K
1X, 2X, 4Xa 4Xb, 5X, 6X 6Y, 7Ya, 7Yb	12	300	7 ϕ 1/2"	0.0025	0.10	0.04	3.5	3.9	2.6
3X, 7X	12	480	9 ϕ 1/2"	0.0020	0.08	0.04	3.9	6.1	3.4
8X, 9X	12	300	9 ϕ 1/2"	0.0032	0.13	0.04	3.1	3.5	2.4
10X, 11X	12	300	11 ϕ 1/2"	0.0039	0.16	0.04	2.8	3.1	2.3
5Y, 10Y	12	270	7 ϕ 1/2"	0.0027	0.12	0.04	3.2	3.4	2.4
3Y, 8Y	12	390	9 ϕ 1/2"	0.0024	0.10	0.04	3.5	4.7	2.9
1Y, 11Y, 4Y 9Y	12	330	9 ϕ 1/2"	0.0029	0.12	0.04	3.2	3.8	2.6
2Y, 12Y	12	300	8 ϕ 1/2"	0.0029	0.12	0.04	3.2	3.6	2.5

Vemos que los muros tiene buen comportamiento ductil y que la estructura cumple con el factor R_d asumido en el diseño.

6.8 DISEÑO DE LOS CONFINAMIENTOS VERTICALES EN ALBAÑILERIA CONFINADA

Para el muro 1X tenemos:

$A_c=272$ cm Usar confinamiento de 12 x 25.

A_s (flexion) $>$ A_{sv} $A_{sv}=3.98$ cm Usar $4\phi 1/2''$

El muro 1X es transversal a los muros 1Y y 3Y.

Para el muro 1Y tenemos:

$A_c=403$ cm Usar confinamiento de 12 x 35

$A_{sflexion} > A_{sv}$ corte $A_{sv}=4.71$ cm Usar $4\phi 1/2''$

Para el muro 3Y tenemos:

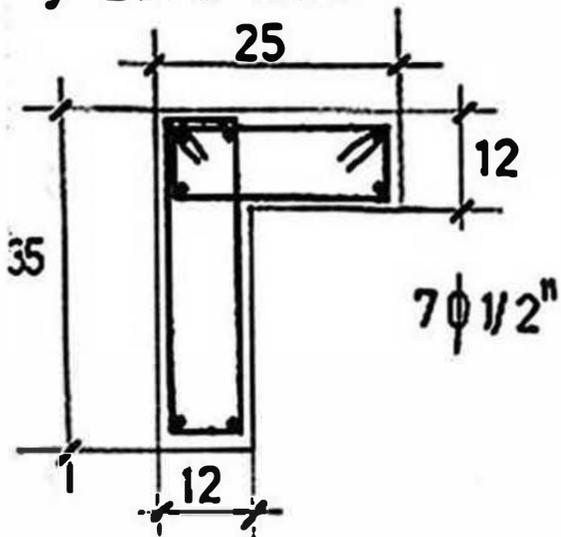
$A_c=507$ cm Usar confinamiento de 12 x 45 cm

$A_{svflexion} > A_{sv}$ corte $A_{sv}=4.87$ cm Usar $4\phi 1/2''$.

Con estos resultados decidimos:

El confinamiento C1 es el que corresponde a los muros 1X y 1Y

y sera asi:



los estribos se calculan con la fórmula:

$$\frac{A_v}{S} = \frac{1.5 v}{d f_y}$$

Figura N° 13

En este caso se calculará los estribos que le corresponderían al muro 1Y por tener mas fuerza cortante que el muro 1X.

Si usamos $\phi 1/4''$ $A_v = 0.63 \text{ cm}^2$

$$S = \frac{0.63 \times 31 \times 4200}{1.5 \times 5930} = 9.22$$

La distancia de confinamiento es $2.5d = 77.5 \text{ cm}$.

Usar $\phi 1/4''$: 1e5, 8e10, Rto @ 25 en @ extremo.

En el 2do Nivel:

Desde el punto de vista estructural es posible variar la seccion de los confinamientos, pero, desde el punto de vista constructivo esto no es practico y el ahorro de concreto es relativamente pequeño. La armadura si varia porque no representa ninguna complicacion desde el punto de vista constructivo.

luego:

Muro 1X: $A_{sv} = 2.54 \text{ cm}$ 4 $\phi 3/8''$

Muro 1Y: $A_{sv} = 3 \text{ cm}$ 4 $\phi 3/8''$

Estribos:

$$S = \frac{0.63 \times 31 \times 4200}{1.5 \times 5330} = 10.25$$

Usar $\phi 1/4$: 1e5, 7e10, Rto @ 25 en @ extremo.

En el 3er y 4to Nivel:

El ϕ min. a usarse es 3/8" y por proceso constructivo el No de varillas minimo en un confinamiento es 4, por consiguiente aunque no es necesario se usaran:

Muro 1X : 4 ϕ 3/8"

Muro 1Y : 4 ϕ 3/8"

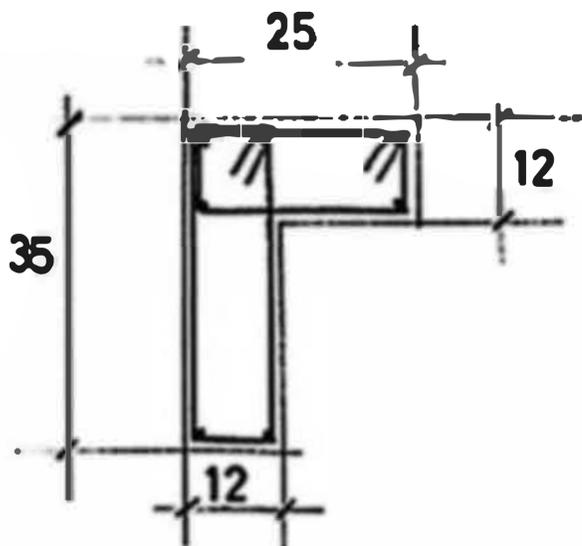
Estribos :

$$S = \frac{0.63 \times 31 \times 1200}{1.5 \times 4150} = 14 \text{ cm}$$

Usar: ϕ 1/4" : 1@5, 6@15, Rto @ 25 en @ extremo.

En la medida de lo posible se debe tratar de uniformizar la disposicion de estribos, esto sistematiza el trabajo y lo hace mas rapido. Muchas veces por tratar de ahorrar se complica el trabajo alargando y por consiguiente encareciendo.

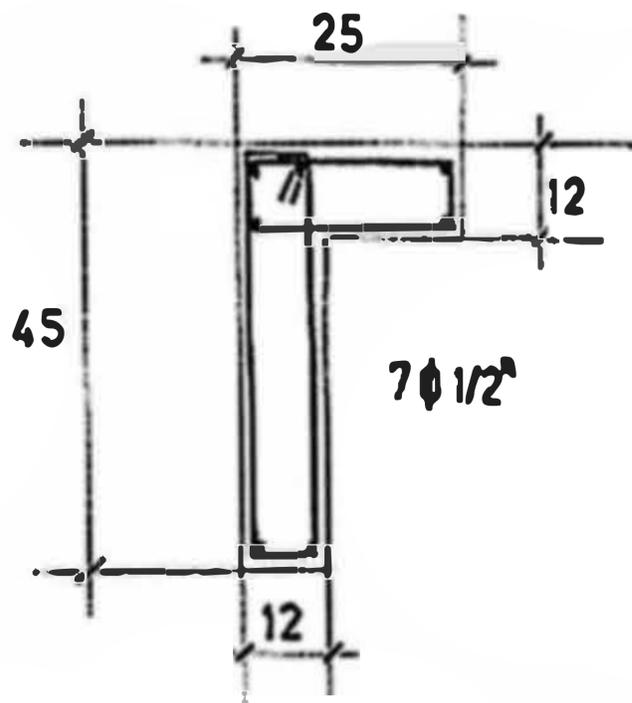
Finalmente el confinamiento C1 sera :



NIVEL	ϕ
1	7 ϕ 1/2"
2	7 ϕ 3/8"

Figura N° 14

El confinamiento C2 es el que corresponde a los muros 1X y 3Y.



Estribos en el primer nivel.

$$S = \frac{0.63 \times 41 \times 4200}{1.5 \times 7450} = 9.2 \text{ cm}$$

Figura N° 15

Usar: $\phi 1/4$: 1e5, 10e10, Rto @ 25 @ extremo.

En el 2do Nivel:

Muro 1X: $A_{sv} = 2.54 \text{ cm}$ $4\phi 3/8''$

Muro 3Y: $A_{sv} = 3.09 \text{ cm}$ $4\phi 3/8''$

$$S = \frac{0.61 \times 41 \times 4200}{1.5 \times 6710} = 10.4 \text{ cm}$$

Usar $\phi 1/4$: 1e5, 10e10, Rto @ 25 en @ extremo.

En el 3ro y 4to:

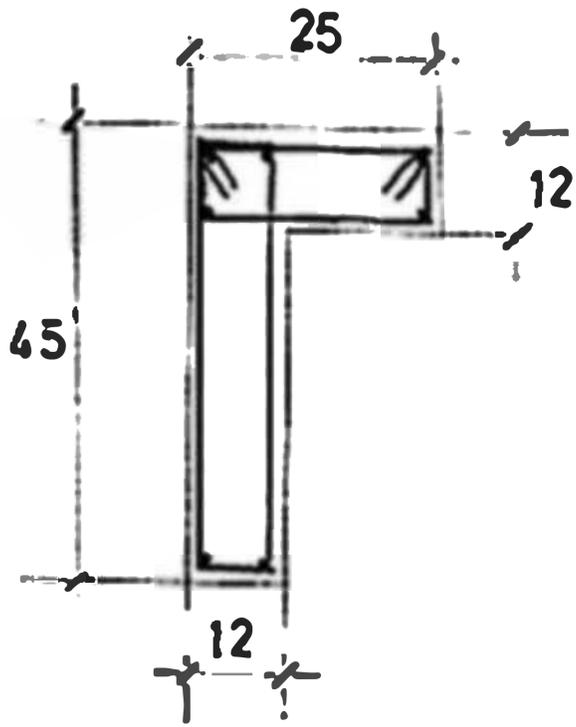
Muro 1X: Usar $4\phi 3/8''$

Muro 3Y: Usar $4\phi 3/8''$

$$S = \frac{0.61 \times 41 \times 4200}{1.5 \times 5220} = 13.41$$

Usar: 1@5, 8@12.5, Rto @ 25 en @ extremo.

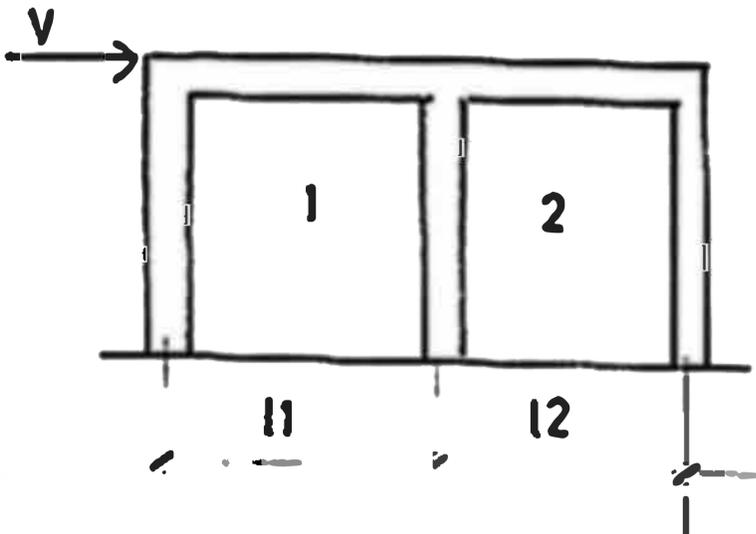
Finalmente el confinamiento C2 sera:



NIVEL	Ø
1	7Ø 1/2
2,3,4	7Ø 3/8

Figura N° 16

Para muros con varios paños tenemos:



$$V_1 = \frac{l_1 \cdot V}{(l_1 + l_2)}$$

$$V_2 = \frac{l_2 \cdot V}{(l_1 + l_2)}$$

Figura N° 17

VIGAS DE ACOUPLE EJES A y E

CASE --> ;SEISMIC LOAD¿

MEMBER END-ACTIONS

MEMBER =====	END =====	Axial F. =====	Shear F. =====	Moment =====
1	7	-1983	-359	477
	8	-1983	-359	-28
2	12	-1802	-391	530
	13	-1802	-391	-21
3	17	-2011	-376	509
	18	-2011	-376	-21
4	22	-798	-194	306
	23	-798	-194	33
5	8	-2006	-434	159
	9	-2006	-434	-568
6	13	-1800	-533	199
	14	-1800	-533	-694
7	18	-2001	-507	183
	19	-2001	-507	-667
8	23	-723	-366	126
	24	-723	-366	-487

Fuerzas en vigas de acople EJES A y E

Las vigas son de 12 cm x 35 cm y llevan 4 0 3/8"

Para la carga axial máxima (F = 2006 kg):

$$A_s = 1.25F / 0.9F_y = 1.25 * 2006 / 0.9 * 4200 = 0.66 \text{ cm}^2$$

Este valor se compara con los 4 ϕ 3/8" = 2.84 cm² ==> OK

Para el momento máximo (M = 1070 kg.m):

$$\text{Si } M_u = 1.25 * 694 \quad b = 12 \text{ cm} \quad d = 31 \text{ cm} \quad ==> A_s = 0.76 \text{ cm}^2$$

Este valor se compara con 2 ϕ 3/8" = 1.42 cm² ==> OK

Para la fuerza cortante (V = 533 kg):

$$S = 0.63 * 4200 * 26 / 533 = 153 \text{ cm}$$

La viga tiene estribos de 1/4" @ 15 cm ==> OK

EJES B y D

MURO 5Y:

$$\begin{aligned} A_c &= 300 \text{ cm}^2 & r &= 1.527 \\ A_m &= 2784 \text{ cm}^2 & W_o &= 164.64 \text{ cm} \\ & & A_o &= 348.48 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

MURO 4Y:

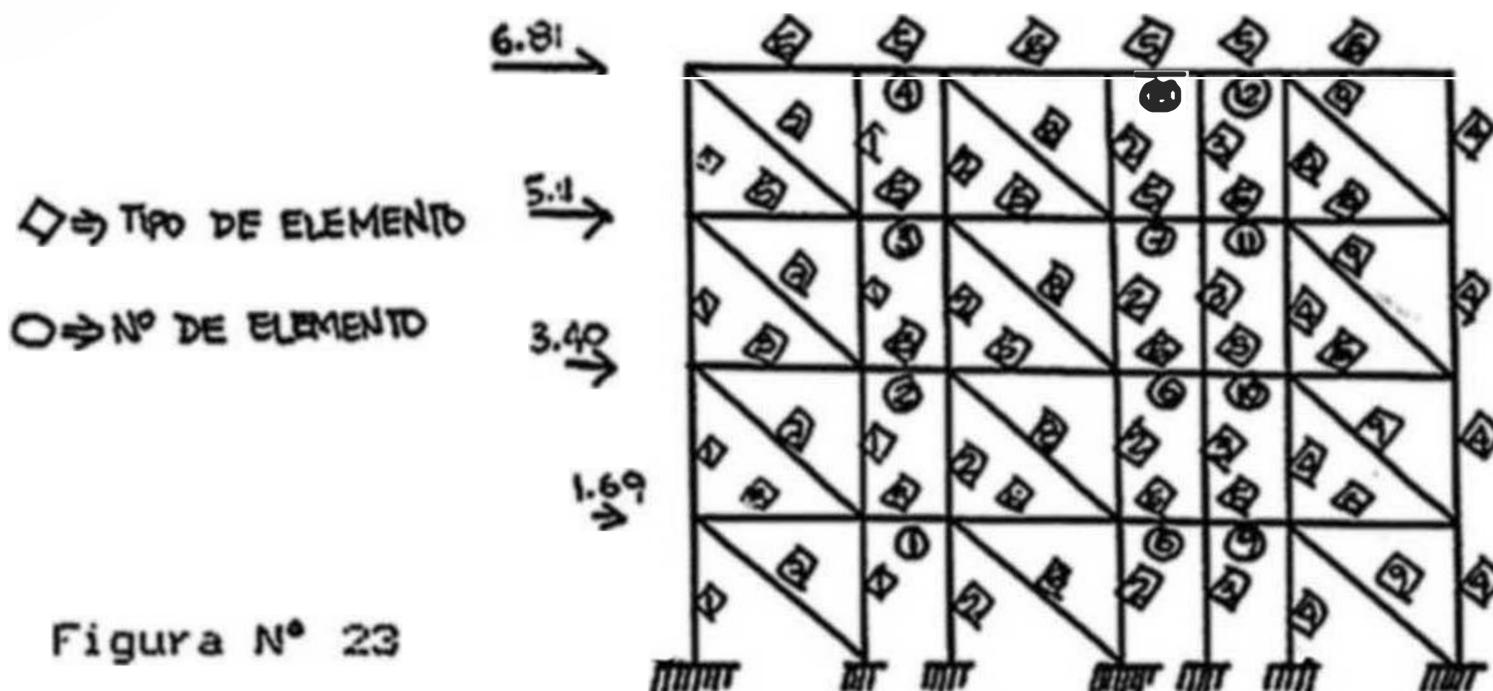
$$\begin{aligned} A_c &= 360 \text{ cm}^2 & r &= 1.508 \\ A_m &= 3384 \text{ cm}^2 & W_o &= 163.61 \text{ cm} \\ & & A_o &= 346.31 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

MURO 3Y:

$$\begin{aligned} A_c &= 540 \text{ cm}^2 & r &= 2.0448 \\ A_m &= 3744 \text{ cm}^2 & W_o &= 191.94 \text{ cm} \\ & & A_o &= 406.26 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Fuerzas sísmicas:

NIVEL	MURO3Y	MURO4Y	MURO5Y	V (ton)	F (ton)
4	2.98	2.26	1.57	6.81	6.81
3	5.22	3.95	2.75	11.92	5.11
2	6.71	5.08	3.53	15.32	3.40
1	7.45	5.64	3.92	17.01	1.69



TIPOS DE ELEMENTOS

TIPO	b (cm)	h (cm)	A	TIPO	b (cm)	h (cm)	A
1	12	25		6	12	40	
2	12	30		7	-	-	348.48
3	25	12		8	-	-	346.31
4	12	45		9	-	-	406.26
5	12	30					

VIGAS DE ACOUPLE EJES B y D

CASE --> ;SEISMIC LOAD¿

MEMBER END-ACTIONS

MEMBER	END	Axial F.	Shear F.	Moment
=====	=====	=====	=====	=====
1	9	21	-752	446
	10	21	-752	-550
2	16	-1616	-1298	866
	17	-1616	-1298	-854
3	23	-4559	-1271	826
	24	-4559	-1271	-859
4	30	-6809	-901	600
	31	-6809	-901	-594
5	11	-1504	-1455	801
	12	-1504	-1455	23
6	18	-1578	-1745	1006
	19	-1578	-1745	73
7	25	-2782	-1534	955
	26	-2782	-1534	134
8	32	-2629	-687	602
	33	-2629	-687	235
9	12	-1544	-884	256
	13	-1544	-884	-792
10	19	-1584	-1203	371
	20	-1584	-1203	-1055
11	26	-2769	-1274	421
	27	-2769	-1274	-1088
12	33	-2523	-1029	366
	34	-2523	-1029	-853

Fuerzas en vigas de acople EJES B y D

Las vigas son de 12 cm x 30 cm y llevan 4 ϕ 3/8"

Para la carga axial m xima (F = 6809 kg):

$$A_s = 1.25F/0.9F_y = 1.25*6809/0.9*4200 = 2.25 \text{ cm}^2$$

Este valor se compara con los 4 ϕ 3/8" = 2.84 cm² ==>

Para el momento m ximo (M = 1088 kg.m):

$$\text{Si } M_u = 1.25*1088 \quad b = 12 \text{ cm} \quad d = 26 \text{ cm} \quad \implies A_s = 1.$$

Este valor se compara con 2 ϕ 3/8" = 1.42 cm², ==> OK

Para la fuerza cortante (V = 1745 kg):

$$S = 0.63*4200*26/1745 = 39 \text{ cm}$$

La viga tiene estribos de 1/4" @ 15 cm ==> OK

MEMBER END-ACTIONS

MEMBER	END	Axial F.	Shear F.	Moment
=====	=====	=====	=====	=====
1	9	-1897	-633	584
	10	-1897	-633	-619
2	16	-3215	-957	884
	17	-3215	-957	-934
3	23	-4598	-1096	1011
	24	-4598	-1096	-1070
4	30	-5758	-846	785
	31	-5758	-846	-823
5	12	-1805	-758	702
	13	-1805	-758	-625
6	19	-1302	-982	895
	20	-1302	-982	-823
7	26	-1341	-1010	921
	27	-1341	-1010	-847
8	33	-1013	-737	675
	34	-1013	-737	-614

Fuerzas en vigas de acople EJES 1 y 3

Las vigas son de 12 cm x 30 cm y llevan 4 0 3/8"

Para la carga axial máxima (F = 5758 kg):

$$A_s = 1.25F / 0.9F_y = 1.25 * 5758 / 0.9 * 4200 = 1.9 \text{ cm}^2$$

Este valor se compara con los 4 ϕ 3/8" = 2.84 cm² ==> OK

Para el momento máximo (M = 1070 kg.m):

$$S_i M_u = 1.25 * 1070 \quad b = 12 \text{ cm} \quad d = 26 \text{ cm} \quad ==> A_s = 1.46 \text{ cm}^2$$

Este valor se compara con 2 ϕ 3/8" = 1.42 cm² ==> OK

Para la fuerza cortante (V = 1096 kg):

$$S = 0.63 * 4200 * 26 / 1096 = 62 \text{ cm}$$

La viga tiene estribos de 1/4" @ 15 cm ==> OK

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La primera conclusión a la que se llega es que es posible tener edificaciones de 4 pisos con muros de 12 cm. de espesor, y que estos muros pueden ser de albañilería armada o confinada, ya que ambos tipos de muros han cumplido con los requerimientos necesarios.

Para el caso de los muros de albañilería confinada tenemos que no sería posible construir un piso más ya que los muros han cumplido los requisitos, utilizando el área transformada del muro, esto quiere decir, tomando en cuenta la contribución del concreto y el acero de los elementos de confinamiento.

Desde el punto de vista del comportamiento ductil, la albañilería armada tiene una ventaja, ya que es posible cuantificar la ductilidad de los muros en voladizo con un método bastante simple. Para el caso de la albañilería confinada en la que se utilizaron los muros acoplados se espera, en base a ensayos realizados y debido al comportamiento ante sismos de muros acoplados existentes, que dichos muros tengan un comportamiento ductil. Esto nos lleva a recomendar que se estudie el comportamiento inelástico de la albañilería confinada, que se busquen soluciones para evitar

la falla frágil de los muros, por ejemplo utilizando armadura horizontal en las hiladas y que se plantee un método de diseño por rotura de la albañilería confinada. Mientras no se haga estos estudios es recomendable que se diseñe la albañilería confinada combinada con elementos de concreto como pórticos placas para tener varias líneas de defensa ante los sismos.

Al tener una buena estructuración en la que se busque que todos los muros toman un cortante similar, se optimiza la estructura ya que no hay elementos que trabajen menos que otros. Esto se logra haciendo estructuras simétricas y livianas y con losas macizas de concreto que transmiten carga vertical a todos los muros.

Al diseñar este tipo de estructuras con muros muy delgados se debe incidir en la calidad de la unidad de albañilería. Si se quieren lograr buenos resultados la unidad de albañilería debe ser mur resistente, esto signific que no se deben usar ladrillos de fabricación artesanal que generalmente son de baja calidad.

La mano de obra debe ser calificada por que de nada sirve un buen diseño si al momento de ejecutar la obra se utiliza mano de obra inexperta que produce muros débiles y mal hechos.

Una ventaja de la albañilería armada es la posibilidad de usar juntas para evitar tener muros muy largos y de esta manera tener muros de la misma longitud. El uso de juntas no complica el proceso constructivo.

En albañilería confinada también es posible usar juntas pero encarecen la construcción, ya que se emplean más materiales y se alarga el proceso constructivo.

Un ejemplo de esto es lo que ocurre con el muro 7Y. En albañilería armada está partido en dos y cada uno toma el 6.4% del cortante sísmico. En albañilería confinada el muro completo toma el 18.8% del cortante sísmico.

Aunque la comparación de tipo económico no está incluida en este trabajo, un metrado aproximado del consumo de acero da como resultado que la albañilería armada consume aproximadamente (en este edificio) el 50% menos de lo que se consume con la albañilería confinada. Para tener una buena comparación desde el punto de vista económico habría que hacer un estudio de tiempos y rendimientos. En la actualidad el uso de la albañilería armada está siendo difundido y ya existen suficientes datos como para hacer una buena comparación desde el punto de vista económico.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- Albañilería. Norma técnica de Edificación E070. Instituto de Investigación y Normalización de la Vivienda. Lima, Perú, 1982.
- 2.- Bazán, E. y Meli R., Manual de diseño sísmico de edificios, LIMUSA, México, 1985.
- 3.- Gallegos, H., Albañilería Estructural, Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú, 1989.
- 4.- Kawakami, A., Manual de diseño sísmico de construcciones de albañilería, Tesis de grado, UNI 1977.
- 5.- Masonry Society Journal.
- 6.- Park R., Paulay T., Estructuras de concreto reforzado, LIMUSA, México, 1986.
- 7.- Priestley M.J.N., Proceedings of the Fourth North American Masonry Conference, BERKELEY, Ca., 1988.
- 8.- San Bartolomé A., Albañilería Confinada, Colegio de Ingenieros del Perú, 1991.
- 9.- Reglamento peruano de diseño sismo-resistente 1977.
- 10.- Teshigawara M., Kaminosono T., Test of Three Story Scale Brick Planar Frame.
- 11.- Apuntes de clase de los cursos Concreto Armado 2 y Diseño Sísmico de Edificaciones de Albañilería dictados en la UNI por el Ing. Roberto Morales.