

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA,
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL



COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LA
MAMPOSTERIA, CONSTRUIDA CON LADRILLOS
DE CONCRETO DE $14 \times 14 \times 29$,
DE FABRICACION ARTESANAL

TESIS

PARA OPTAR EL TITULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

FELICIANO ELIAS HERNANDEZ FRANCA

LIMA - PERU - 1993

CONTENIDO

SUMARIO	1
---------	---

CAPITULO I

1.0	INTRODUCCION	3
1.1	La Mamposteria como Material Estructural	4
1.2	Sistemas de Estructuración de la Mamposteria	6
1.2.1	Mamposteria Confinada o con Refuerzo Exterior	7
1.2.2	Mamposteria Armada o con Refuerzo Interior	7

CAPITULO II

COMPONENTES DE LA MAMPOSTERIA UTILIZADA

2.1	La Unidad de Albañileria	9
2.1.1	Clasificación	9
2.1.2	Geometria	12
2.1.3	Absorción Máxima	12
2.1.4	Resistencia a la Compresión	14
2.1.5	Módulo de Ruptura	16
2.2	Morteros	18
2.2.1	Ingredientes	20
2.2.2	Propiedades de los Morteros	
2.2.3	Proporcionamiento Recomendables	31
2.3	Refuerzo en la Mamposteria	32
2.3.1	Propiedades	33

CAPITULO III

PROPIEDADES MECANICAS DE LA MAMPOSTERIA

3.1	Introducción	34
3.2	Compresión Axial	36
3.2.1	Interacción Pieza-Mortero	36
3.2.2	Comportamiento Bajo Carga y Modos de Falla	37
3.2.3	Indice de la Resistencia a la Compresión	39
3.2.4	Efecto de la Resistencia de las Piezas y el Mortero	40
3.2.5	Propiedades Elásticas	41
3.2.6	Ensayos de Compresión Axial de Pilas	43
3.3	Flexocompresión	50
3.3.1	Tipos de Carga	50
3.3.2	Modos de Falla	51
3.3.3	Método de Cálculo	52
3.4	Efectos de Esbeltez	57
3.4.1	Descripción del Problema	57

3.4.2	Comportamiento y Análisis Teórico	59
3.5	Cortante y Tensión Diagonal	62
3.5.1	Mecanismo de Falla	62
3.5.2	Ensayos de Corte Directo de Muretes	67
3.5.3	Ensayo de Compresión Diagonal de Muretes	72

CAPITULO IV

MUROS SUJETOS A CARGAS LATERALES

GENERALIDADES		78
4.1	Relación Carga-Deformación	79
4.1.1	Predicción de la Resistencia	80
4.1.2	Rigidez Inicial	88
4.1.3	Comportamiento Post-Agrietamiento	92
4.2	Muros Sujetos a Cargas Laterales Alternas	93
4.2.1	Descripción del Comportamiento Experimental	94
4.2.2	Interpretación de Resultados	98
4.2.3	Descripción Analítica del Comportamiento	100
4.3	Disipación de la Energía Sísmica en las Estructuras de Albañilería	101
4.3.1	Formación de Mecanismos Dúctiles en Muros de Albañilería	103

CAPITULO V

RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE EDIFICACIONES DE ALBAÑILERIA

5.1	Configuración Estructural	111
5.2	Condiciones Básicas de Sismo Resistencia	112
5.3.0	Aplicación Práctica. Diseño de una Vivienda de Dos Pisos	116

CAPITULO VI

6.0	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	131
BIBLIOGRAFIA		138
ANEXOS		139

SUMARIO

El presente trabajo, es un estudio integral de la albañilería hecha con ladrillos de concreto de 14x14x29 cms. de fabricación artesanal, usando como agregado para la fabricación de las unidades y para el mortero de asiento, el hormigón del río Lurín. Este tipo de albañilería es adecuada para la construcción de edificaciones de uno o dos pisos.

En el Capítulo I, se hace una breve descripción de la mampostería como material estructural y de los dos sistemas de mampostería más conocidos; La Mampostería o Albañilería Confinada y la Albañilería Armada.

En el Capítulo II, se describe el proceso de fabricación de las unidades de albañilería y posteriormente se detalla el proceso de evaluación de las características físicas y mecánicas de dichas unidades. En la parte final de este capítulo, en base a experiencia recogidas de otras Investigaciones se describe las características más importantes de los morteros.

En el Capítulo III, se estudia el comportamiento de la albañilería, mediante el ensayo de Pilas y muretes, obteniendo indicios que nos permita conocer su comportamiento ante sollicitaciones a las que está

expuesta dentro de la edificación.

En el Capítulo IV, se estudió, en base a experiencia extranjera, el comportamiento de muros a escala natural, sometidos a carga lateral en un sólo sentido y cíclicas, conociendo mediante estas pruebas el comportamiento del muro en el rango inelástico. En la parte final de este capítulo se describe la necesidad que tienen las edificaciones de disipar energía mediante deformaciones inelásticas así mismo como diseñar estructuras que tengan capacidad de hacerlo.

En el Capítulo V, se dan algunas recomendaciones generales para el diseño de edificaciones de albañilería y la aplicación práctica de todo lo estudiado mediante el diseño de una vivienda de dos pisos, utilizando en un caso albañilería armada y en otro albañilería confinada.

Finalmente en el Capítulo VI, se hace referencia de las conclusiones a las que se han llegado en el presente estudio así mismo las recomendaciones para acciones futuras en este campo. Cerrando el capítulo se indica la bibliografía consultada en el desarrollo del tema y se coloca el anexo compuesto por los cuadros, gráficos y fotografías inherentes al trabajo.

CAPITULO I

1.00 INTRODUCCION

El Perú por su configuración geográfica variada. cuenta con una diversidad de materiales que abundan en la naturaleza, son de bajo costo y de fácil extracción, pero que aún no se han incorporado a la industria de la construcción por falta de información que permita emplearlos técnicamente en edificaciones, principalmente de viviendas.

El presente trabajo pretende colaborar en alguna medida a la incorporación de uno de estos materiales, que se encuentran en el lecho de los ríos de toda la costa peruana, me estoy refiriendo al hormigón de río que previamente tamizado puede emplearse en la fabricación de ladrillos de concreto para la construcción de viviendas.

Por limitaciones en el financiamiento del estudio, la parte experimental se ha realizado a nivel de

unidades, pilas y muretes, no se han ensayado muros a escala natural en ninguna de sus formas, a cambio se ha adjuntado algunos reportes técnicos de investigaciones similares realizadas en Instituciones nacionales y extranjeras, con el objeto de complementar y/o corroborar los resultados experimentales que se han obtenido.

En el Capítulo V se presenta una aplicación práctica del estudio realizado, diseñando los muros de albañilería de una vivienda de dos pisos en los sistemas de Albañilería Armada y Albañilería Confinada.

1.1 LA MAMPOSTERIA COMO MATERIAL ESTRUCTURAL

Se entiende por mampostería al material de construcción que resulta de la combinación de piedras naturales o artificiales con un mortero que las une para formar un conjunto monolítico.

Este material, que ha sido uno de los primeros empleados por el hombre en **sus** construcciones, es aún el más utilizado a pesar de tener que competir con materiales mucho más elaborados.

La razón de su popularidad consiste en que, a pesar de sus desventajas con respecto a otros materiales más modernos, es que resulta más apropiado y económico para

muchas soluciones arquitectónicas. Por ejemplo, es común el empleo de muros de mampostería como elementos estructurales en pequeñas construcciones, como casas-habitación, y en estructuras de varios niveles, tales como edificios para viviendas, hoteles, y en general construcciones donde se requieran subdivisiones poco espaciadas. En estas construcciones resulta muy conveniente que los elementos verticales que sirven para limitar los espacios tengan también funciones estructurales, y la mampostería constituye un material apropiado para estos elementos por su bajo costo, su resistencia no despreciable a cargas verticales, y el buen aislamiento térmico y acústico que proporciona.

A pesar de su empleo tan difundido, la forma en que se diseñaban las estructuras de mampostería, era burda. Los procedimientos de análisis y dimensionamiento muy simplificados y con factores de seguridad grandes.

La situación descrita anteriormente ha cambiado en algunos aspectos en la actualidad; el cambio se debe sobre todo al desarrollo relativamente reciente de materiales de mayor resistencia y de procedimientos constructivos más elaborados, que dan lugar a que los elementos de mampostería tengan mayor resistencia y permitan la construcción de estructuras más atrevidas a base de muros de carga. Para estructuras de esta índole, es necesario emplear métodos de análisis.

dimensionamiento y control de materiales más refinados, para obtener una adecuada seguridad y economía en las construcciones. Esta necesidad ha provocado un incremento notable en las investigaciones sobre este material en los últimos años, que ha permitido tener un mejor conocimiento de su comportamiento y sus características.

1.2 SISTEMAS DE ESTRUCTURACION DE LA MAMPOSTERIA

Los daños causados por sismos severos, así como también estudios realizados, han demostrado que la mampostería simple es muy competente para resistir esfuerzos de compresión causados casi siempre por cargas gravitacionales en la estructura. Sin embargo, no ocurre lo mismo cuando se trata de cargas sísmicas ó de otra naturaleza que someta a la mampostería a significativos esfuerzos de tracción, ocasionando su deterioro o colapso del tipo frágil y en forma no prevista.

Por esta razón la mampostería debe ser reforzada para mejorar su comportamiento; con marco de concreto armado compuesto de columnas y vigas en sus bordes, conocida con el nombre de mampostería confinada; también se puede reforzar al muro con refuerzos verticales y horizontales colocados dentro de la mampostería, conocida con el nombre de mampostería armada.

1.2.1 MAMPOSTERIA CONFINADA O CON REFUERZO EXTERIOR

En construcciones cuya estructura principal está constituida por marcos de concreto armado, es frecuente que existan muros de mampostería generalmente confinados en todo su perímetro por elementos de un marco. Ante cargas laterales, marco y muro actúan como una sola unidad estructural en la cual el muro proporciona la rigidez al actuar como diafragma, mientras que el marco tiene la función de resistir las cargas verticales y la flexión general, así como la de confinar el muro.

En algunos casos, el muro puede no tener columnas en sus extremos y estar confinado únicamente por los elementos horizontales del sistema de piso superior e inferior.

En zonas sísmicas es usual, que los muros de carga estén confinados por elementos de concreto verticales y horizontales de espesor igual al del muro, con el fin de proporcionar a este un confinamiento que mejore su ductilidad y le permita soportar repeticiones de cargas sin deteriorarse excesivamente.

1.2.2 MAMPOSTERIA ARMADA O CON REFUERZO INTERIOR

El objetivo de la mampostería armada es integrar el

comportamiento del acero y la mampostería de modo tal que funcionen como un todo, de manera semejante a lo que ocurre en concreto armado.

El comportamiento que integra el acero vertical con la mampostería es siempre el concreto líquido, así como lo es para el acero horizontal cuando se coloca en espacios o canales. Cuando el acero horizontal se coloca en la junta de mortero, el elemento integrador es el mortero que debe ser de buena calidad

La competencia resistente a tracción se confía al acero, mientras que la mampostería, en conjunto con el concreto líquido tiene la función de resistir las compresiones y además proveen del recubrimiento protector para el acero.

CAPITULO II

COMPONENTES DE LA MAMPOSTERIA UTILIZADA

2.1 LA UNIDAD DE ALBAÑILERIA

2.1.1 CLASIFICACION

Desde que existe un gran numero de unidades que se utilizan en diferentes tipos de mampostería. Su clasificación se hará de acuerdo a: su forma, a la materia prima empleada y de acuerdo al procedimiento de fabricación.

DE ACUERDO A SU FORMA

Es la de un paralelepípedo con diez perforaciones perpendiculares a la cara de asiento; con medidas nominales de 30 cms. de longitud, 15 cms. de ancho y 15 cms. de altura; designado de acuerdo a la Norma ITINTEC 339.005 como un ladrillo macizo de 30 x 15 x 15 cms.

DE ACUERDO A LA MATERIA PRIMA USADA

Se ha usado concreto de cemento portland, elaborado con agregado global del río Lurín y cemento portland tipo I.

Para adoptar la granulometría adecuada del agregado así como la dosificación técnico-económica más favorable; se ha seguido las recomendaciones dadas por el Instituto Brasileño del Concreto, y que puede resumirse en la siguientes especificaciones técnicas:

Para bloques con espesores de sus paredes de 1" (2.54 cms.), el tamaño máximo del agregado grueso no debe ser mayor de 3/8" (0.953 cms.) y el módulo de finura de la mezcla de los agregados finos (arena) y gruesos (gravilla), debe estar entre 3.60 a 3.75.

En lo referente a la dosificación, el Instituto Brasileño del Concreto recomienda mezclas que van desde 1:5 hasta 1:10 en proporciones volumétricas: de acuerdo a la calidad y al uso que tendrán los bloques en muros portantes o tabiques, respectivamente.

Estos resultados están en concordancia con los resultados obtenidos por el ITINTEC-ININVI en los proyectos de investigación: Bloques de Concreto del Tipo PREVI y Bloques de Concreto del Tipo GRAPA.

En el presente estudio, la unidad de albañilería

tiene un espesor de paredes de 2.00 cms.; por esta razón se ha adoptado que el tamaño máximo del agregado sea sólo de 1/4" (0.635 cms.) que equivale a 1/3 del espesor de la pared del ladrillo.

El agregado global, tal como se encuentra en la naturaleza es muy grueso, presenta un módulo de fineza de 6.29, por lo tanto no es adecuado para fabricar ladrillos: es necesario separar las partículas gruesas y esto se consigue cortando el agregado global por un tamiz de 3/8" (0.953 cms.). el material resultante es de granulometría más fina, con módulo de fineza de 3.39 adecuado para fabricar ladrillos de concreto en forma manual. Ver tablas 2A, 2B y Fig. 2.1.

Teniendo en cuenta que es un ladrillo macizo, portante y que se fabricará en forma artesanal se ha adoptado la dosificación volumétrica de 1:6, con 8 galones de agua por cada tanda de 1 bolsa de cemento con esta dosificación se obtiene un rendimiento de 40 ladrillos por cada bolsa de cemento.

DE ACUERDO AL PROCEDIMIENTO DE FABRICACION

Es un procedimiento de fabricación totalmente artesanal. Teniendo en cuenta lo expuesto se concluye que la unidad de albañilería, materia del presente estudio, le corresponde la siguiente clasificación:

Ladrillo macizo de concreto de 30 x 15 x 15 cms, de fabricación artesanal.

2.1.2 GEOMETRIA

Para determinar las características dimensionales de los ladrillo macizos de concreto, se tomó como referencia la Norma ITINTEC 339.005.

La muestra estaba compuesta por cinco ladrillos tomados al azar de un lote de 300 unidades. Se tomaron cuatro unidades para cada una de las dimensiones principales de cada ladrillo, promediando luego dichas medidas. Los valores registrados se encuentran en la Tabla 2.1.

2.1.3 ABSORCION MAXIMA

La absorción máxima del ladrillo es considerada como una medida de su impermeabilidad: para su medición se tomó como referencia la Norma ITINTEC 331.007.

La muestra estaba compuesta por cinco medios ladrillos, tomados al azar de un lote de 300 unidades.

Aparatos usados en el ensayo:

- Un horno de desecación.
- Una balanza sensible al gramo.

- Un recipiente de agua que pueda contener las 5 muestras completamente sumergidas.

Procedimiento de ensayo:

- Se colocan los especímenes en un horno entre 110°C y 115°C para conseguir su desecación completa, luego de enfriarlos a temperatura ambiente se pesan, se repite el tratamiento hasta que no tenga variaciones en peso respecto a los anteriores; obteniéndose de esta manera la masa del espécimen seco, en gramos (G3).
- Seguidamente se sumerge la muestra, totalmente en agua, durante 24 horas, asegurándose que la temperatura del baño este entre 15°C y 30°C; luego se pesa la muestra: obteniéndose la masa del espécimen saturado (G4).

CALCULO

- El contenido de agua absorbida se calcula con la siguiente ecuación y se expresa en porcentaje con respecto al peso seco

$$A = \frac{G4 - G3}{G3} \times 100$$

donde:

A = Absorción de agua, expresada en porcentaje.

G4 = Masa del espécimen saturado luego de

horas de inmersión en agua fría, expresada en gramos.

G3 = Masa del espécimen seco, expresado en gramos.

Expresión de resultados

La absorción máxima del espécimen es de 9.48% y su obtención se expresa en la Tabla 2.2.

2.1.4 RESISTENCIA A LA COMPRESION

Es el índice más común con que se mide la calidad de las unidades de albañilería, por lo tanto se considera que mientras mas alta sea la resistencia del ladrillo, mejor será su comportamiento dentro del muro.

La resistencia a la compresión, se determina mediante la aplicación de compresión directa de la pieza en la dirección en el cual va ha ser colocada en la mampostería, se tomó como referencia la Norma ITINTEC 339.007

Aparatos usados en el ensayo

- Máquina de compresión TINIUS OLSEN de 150 toneladas de capacidad, con manómetro graduado cada 20 Kg en la escala mayor (150 Ton) y cada 05 Kg en la escala

menor (30 Ton).

Preparación de las unidades a ensayar

- Por lo menos 24 horas antes del ensayo se debe refrendar y hacer paralelas las caras de carga, mediante la aplicación de una capa de mortero plástico, compuesto de cemento portland y yeso calcinado, en partes iguales y de 3 mm. de espesor.

Procedimiento de ensayo

El ensayo se realizó con una máquina de compresión cuyo plato esta provisto de una rótula esférica. Se centra el espécimen respecto a la rótula y se orienta en el plano en forma tal, que la dirección de la carga coincida con la posición de asiento del ladrillo en la mampostería.

- La carga se aplicó uniformemente a una velocidad constante de 20 dn/cm² por minuto, incremento que se lee en el manómetro en 135 Kg/seg.

La carga se aplicó en forma continua desde el inicio hasta la falla del espécimen.

- Se ensayaron cinco ladrillos escogidos al azar de un lote de 300 unidades.

Cálculo

La resistencia a la compresión, expresada en decanewtons por cm², se calcula con la siguiente expresión:

$$G_c = \frac{G}{b \times l}$$

donde:

G = Carga de rotura, expresada en decanewtons.

b = Ancho del espécimen, expresado en centímetros.

l = Largo del espécimen, expresado en centímetros.

G_c = Esfuerzo de rotura, expresada en decanewtons por centímetro cuadrado.

Expresión de resultados

El promedio de los valores obtenido en los especímenes ensayados es: $\bar{X} = 59.58 \text{ Kg/cm}^2$.

Su obtención se muestra en la Tabla 2.3.

2.1.5 MODULO DE RUPTURA

El módulo de ruptura es una medida aproximada de la resistencia a la tracción del ladrillo.

Esta propiedad no ha sido considerada como un requisito para la clasificación del ladrillo en virtud de haberse establecido que su valor está relacionado con la resistencia a la compresión y en razón de que la información cuantitativa que ella proporciona acerca de la albañilería no puede establecerse. Sin embargo, se recomienda su medición cuando se trata de ladrillo para

uso estructural.

Aparatos usados en el ensayo

- Máquina de compresión TINIUS OLSEN de 150 Ton de capacidad, con manómetro graduado cada 20 Kg en la escala mayor (150 Ton) y cada 05 Kg en la escala menor (30 Ton).

Sistemas de rodillos paralelos ϕ 1". de 15 cms de longitud.

Procedimiento de ensayo

- Se coloca el espécimen con la cara de asiento sobre los soportes (sistema de rodillos), asegurándose de que el espacio entre los ejes de los rodillos sea 24 cms.
- Se hace descender el cabezal de la prensa, hasta obtener contacto con el rodillo colocado en el centro de luz de la cara superior del espécimen.
- Luego se aplica la carga a una velocidad constante de 20 decanewtons por minuto hasta llegar a la rotura del espécimen.
- Este procedimiento se repite tres veces, hasta completar de ensayar a los tres especimenes programados.

Expresión de resultados

El módulo de ruptura se calcula, mediante la expresión siguiente:

$$f_r = \frac{3 P l}{2 b d^2}$$

Donde:

f_r = Módulo de ruptura, en decanewton/cm² (daN/cm²).

P = Carga de ruptura, en decanewton (daN).

l = Distancia entre los apoyos en cms.

b = Ancho promedio del espécimen, cara a cara, en cms.

d = Espesor promedio del espécimen, cara a cara en cms.

Para la unidad de albañilería materia del presente estudio, se ha obtenido $X = 8.39$ daN/cm², que es el que corresponde a un ladrillo de arcilla del tipo III de acuerdo a la clasificación de la Norma de Albañilería vigente.

En Tabla 2.4 se muestra los resultados obtenidos en el presente ensayo.

2.2 LOS MORTEROS

ASPECTOS GENERALES

Los morteros son mezclas plásticas aglomerantes que

resultan de la combinación de arena y agua con un cementante que puede ser cemento, cal o una mezcla de ambos.

La función del mortero es permitir la superposición de las piezas formando un conjunto que tenga un liga fuerte y duradera.

Sus propiedades mas importantes son: manejabilidad, resistencia a la compresión y tensión, adherencia con las piezas, retención de agua, deformabilidad, cambios volumétricos por secado, temperatura y humedad, rapidez de fraguado e impermeabilidad.

Estas propiedades varían esencialmente según el tipo de cementante usado y la relación entre arena y cementante. En general, la cantidad de agua en la mezcla no se controla, quedando en libertad el albañil de agregar el agua necesaria para obtener la fluidez de la mezcla que desea para su mejor manejabilidad.

Para que la fuerza adhesiva se desarrolle enteramente en forma tal que integre las partes en un todo, es necesario que el mortero sea capaz de incrustarse en todos los intersticios de las superficies horizontales y verticales de las unidades, creándose así la micro adherencia, fuerza de unión de carácter físico, único vínculo para soldarlos, ya que como se sabe no ocurre

reacción química entre el mortero y las unidades.

2.2.1 INGREDIENTES

CEMENTO PORTLAND TIPO I (ASTM C 150)

El cemento portland tipo I, o normal, de peso específico 3.12, por su característica de alta resistencia y fraguado rápido, es el cementante mas usado en morteros para elementos estructurales.

CAL HIDRATADA

De la cocción de la piedra caliza a altas temperaturas se obtiene, como producto sólido, la cal viva. Si a estas piedras de cal se le agrega agua en cantidades pequeñas, la hidratación produce un polvo muy fino, que se conoce con el nombre de cal hidratada.

La cal hidratada es muy usada agregándole a los morteros de cemento con el fin de mejorar sus cualidades plásticas y otorgarles la capacidad de retención de agua.

ARENA O AGREGADO FINO

La influencia de la arena en la calidad del mortero depende principalmente de su granulometría y de su contenido de material fino.

La granulometría de la arena afecta a la demanda de pasta de cemento necesaria para cubrir todas las partículas, así como a la trabajabilidad de la mezcla. Estos dos factores deben conjugarse para la obtención de un mortero óptimo, en el que con un mínimo de pasta se logre una adecuada trabajabilidad y un mínimo de retracción.

Otros factores que influyen en la calidad de una arena para mortero son: tipo de roca madre, contenido de arcilla, sales y otras formas de las partículas y tamaño máximo de ellas.

Las arenas están constituidas por granos sueltos, incoherentes y de estructura cristalina que provienen de la disgregación de las rocas por proceso mecánico o químico y que son arrastrados por corrientes eólicas o fluviales y que son depositados a lo largo de su recorrido formando grandes bancos o canteras. También puede obtenerse mediante procesos de trituración hechos por el hombre, a las que se le denomina agregados artificiales.

De acuerdo a su procedencia se clasifican en agregados de río, playa, mina, duna y artificiales.

Para el presente estudio se ha tomado como arena para mortero al agregado global del **río** Lurín, cortado por la malla # 4. Ver Tabla 2.C y Fig. 2.1.

Obteniendo como material resultante un agregado fino, continuo y con módulo de fineza de 2.75. Este material es ligeramente mas grueso que el recomendado en la Norma de Albañilería en el inciso C.1.3.

En descargo a su condición de ser una arena gruesa, tiene la ventaja de ser una arena lavada sin contenido de materia orgánica así como tener partículas redondeadas, que favorecen la trabajabilidad del mortero.

AGUA

En todo el proceso de investigación se ha usado agua potable de la ciudad de Lima, el cual tiene un valor PH que varía de 6.5 a 7.00. Además se ha evitado en todo instante contaminar el agua con elementos extraños o dañinos a los materiales de construcción.

2.2.2 PROPIEDADES DE LOS MORTEROS

MANEJABILIDAD

Por manejabilidad se entiende el grado de plasticidad que tienen una mezcla en el momento de ser colocada; de esta propiedad depende que el mortero forme una capa uniforme que permita la colocación de las piezas en forma alineada y regular; dicha propiedad influye en

forma importante tanto en la resistencia a la compresión de los muros como en la adherencia entre piezas y morteros.

En el laboratorio la manejabilidad se relaciona con los ensayos de fluidez y de retención de agua. La fluidez de una mezcla se mide como el porcentaje de incremento en el diámetro de un tronco de cono de 4" de diámetro inicial en la base, colocados sobre una base de fluidez, la cual se somete a 25 golpes durante 15 seg., dejándola caer desde una altura de media pulgada (Norma ASTM C91).

La retención de agua se mide como la relación entre la fluidez del mortero después de haber sido sometido a un vacío parcial durante un minuto y la fluidez inicial (ASTM C91).

La fluidez y la retención de agua influyen no solo en la manejabilidad, sino también en otras propiedades. La fluidez aumenta por la cantidad de agua en la mezcla y los morteros de manejabilidad aceptable tienen fluidez entre 100% y 140%.

La retención de agua es muy importante, especialmente si el mortero va a ser usado con piezas de alta succión, ya que éstas pueden absorber el agua necesaria para el fraguado del mortero, lo que reduce

notablemente su resistencia y adherencia con la pieza. Para una buena retención de agua, la relación entre la fluidez después del vacío y la fluidez inicial tiene que ser mayor del 70%

Tanto la fluidez como la retención de agua se ven notablemente mejoradas por la presencia de cal en la mezcla; sin embargo, la manejabilidad no aumenta proporcionalmente con la cantidad de cal, sino que depende principalmente de las cualidades plásticas de las mismas.

RESISTENCIA A COMPRESION

El índice de calidad mas generalmente aceptado para un mortero es la resistencia a compresion medida en el ensayo de un cubo de 5 cms. de lado (ASTM C 91) : a veces el espécimen es un cilindro de 5 x 10 cms. Esta propiedad es la más estudiada y con ella se han relacionado otras características de los morteros.

La resistencia a compresión de un mortero depende principalmente del tipo de cementante, de la relación agua-cemento y de la relación agregado-cementante. Esta propiedad puede predecirse con cierta precisión en morteros cuidadosamente proporcionados en laboratorio, mientras que para morteros elaborados en obra la situación es distinta por el poco control en el proporcionamiento.

Debe considerarse que la resistencia del mortero obtenida en laboratorio o aún en la obra, muestreada de la batea del albañil, no corresponde a la resistencia del mortero colocado en el muro entre dos capas de ladrillos: esta última está influida por las características de las piezas y las formas de curado, y es prácticamente imposible de determinar. El valor del ensayo de muestras de mortero es el de obtener un índice de calidad que permita comparar distintos materiales.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM en ensayos hechos con morteros mixtos de cemento y cal han encontrado evidencias de que la resistencia está definida exclusivamente de la relación cemento-arena, independientemente de la cantidad de cal que se agregue.

La granulometría de la arena empleada también afecta a la resistencia, para una arena mal graduada y de partículas finas la resistencia a compresión es notablemente menor que para arenas con un buen porcentaje de gruesos.

RESISTENCIA A TRACCION

La resistencia a la tracción se determina mediante el ensayo de especímenes en tracción directa (ASTM C 190) o a través del ensayo de cilindros en tensión directa, prueba brasileña. Esta propiedad no es excesivamente importante en los elementos de albañilería, ya que, si se

presentan tracciones. la falla ocurre entre el mortero y la pieza, cuando las tensiones son perpendiculares a la junta. Para otras direcciones de los esfuerzos de tensión, la falla depende principalmente de la resistencia en tensión de la pieza.

La resistencia a tensión es aproximadamente igual al 15 por ciento de la resistencia a la compresión si esta última es menor de 120 Kg/cm². Una ecuación más aproximada y general se obtiene en base a ensayos realizados por R. Meli.

$$f'_t = 1.85 \sqrt{f_c} - 4.8$$

donde:

f_t = Resistencia a tensión del mortero.

f_c = Resistencia a compresión del mortero.

ADHERENCIA CON LAS PIEZAS

Se ha mencionado que una de las propiedades mas importantes de un mortero es su capacidad de producir una liga firme entre las piezas, ya que de esa capacidad dependen la durabilidad, impermeabilidad, resistencia, resistencia a tensión y en parte también la resistencia a compresión de la mampostería.

La adherencia entre el mortero y las piezas depende de las propiedades del mortero y de las piezas y del procedimiento de construcción. Aquí se tratará únicamente el efecto de las características del mortero.

La adherencia se mide con el ensayo en tensión directa o indirecta de una junta pieza-mortero; no existe un ensayo aceptado universalmente; el más común es de dos piezas cruzadas ortogonalmente. Cualquiera que sea el ensayo, los resultados son extraordinariamente dispersos, y sólo por medio de un cuidado extremo en los procedimientos de construcción y ensayo, se tienen resultados consistentes.

La propiedad del mortero que mas influye en la adherencia es su fluidez: pues la resistencia a tensión de la junta disminuye al reducirse la fluidez del mortero, especialmente si está comprendida entre valores menores a 110. Por esta razón es importante mantener una fluidez alta en el mortero, aunque esto implica la necesidad de un proporcionamiento más rico en cemento para obtener la resistencia a compresión deseada. Otro factor importante es la capacidad de retención de agua del mortero; ensayos hechos por T. Ridric y J. I. Davison en OTAWA muestran que la adherencia se incrementa notablemente al aumentar la retención de agua.

También influye en la adherencia el

proporcionamiento del mortero: existe una relación óptima arena-cementante que produce la máxima adherencia; esta relación se encuentra entre tres y cuatro. También se tiene reportes que cuando se mantiene fija la relación arena-cementante, la adherencia máxima se obtiene para una relación cal-cemento menor de 1.

PROPIEDADES ELASTICAS

En general, el mortero es más deformable que las piezas, y es responsable, en gran parte de las deformaciones bajo carga de un elemento estructural. El módulo de elasticidad de los morteros varía de acuerdo a las proporciones, esta propiedad varía aproximadamente en la misma forma que la resistencia. Los morteros a base de cal o de cemento de albañilería son notablemente mas deformables que los de cemento.

No parece existir una relación constante entre el módulo de elasticidad y la resistencia del mortero, ya que el módulo depende mas del tipo de cementante empleado que de la resistencia del mortero.

RAPIDEZ DE FRAGUADO

El hecho de que un mortero sea de fraguado rápido tiene la ventaja de que el elemento de mampostería adquiera rápidamente la resistencia necesaria, pero

también la desventaja de que el mortero debe prepararse en cantidades relativamente pequeñas, ya que hay que usarlos antes de que frague. Los morteros de fraguado lento tienen el inconveniente de que al colocar las hiladas superiores se producen movimientos que afectan la adherencia en las hiladas inferiores y pueden causar pérdidas de adherencia entre mortero y pieza y deformaciones importantes en el mortero.

CAMBIOS VOLUMETRICOS

Los morteros sufren cambios volumétricos debidos a contracción inicial por fraguado y secado, y a cambios de temperatura y humedad. Estos cambios pueden ser responsables de pérdida parcial de adherencia entre piezas y mortero y de fisuras en el mortero al ser restringidas sus deformaciones por la pieza. La importancia de este fenómeno es mayor cuanto mas diferentes sean las características de deformación de los materiales.

Las contracciones por fraguado y secado se verifican principalmente en la primeras horas después de colocado el mortero, y dependen de la cantidad de agua de la mezcla (a mayor cantidad mayor contracción), de la relación arena-cementante (a mayor cantidad de arena menor contracción), y del tipo de cementante.

Los morteros presentan variaciones en las deforma-

ciones por contracción de acuerdo a su proporcionamiento, en mediciones hechas 48 horas después de su mezclado, en todos los casos la fluidez ha sido aproximadamente constante y las condiciones de manejabilidad, normales. Se ha podido observar que los morteros de cal o con contenido significativo de este cementante presentan mayor contracción.

Después del secado, el mortero puede expandirse nuevamente, si se humedece. La deformación producida por el cambio de humedad entre el estado seco y la saturación varía entre 0.06 y 0.085 por ciento para mortero de cemento y cal, según Davis y Troxell.

El coeficiente de dilatación térmica es aproximadamente constante para los distintos morteros (del orden de 10^{-5} por °C, según Palmer).

PERMEABILIDAD

La resistencia de un elemento de mampostería a la penetración de agua depende de la permeabilidad de la pieza y del mortero, y de la unión entre ambos: generalmente, el mortero es muy poco permeable y no causa problemas por este concepto; el punto crítico del conjunto está constituido por el contacto defectuoso entre los dos materiales, de manera que el agua penetra en el muro a través de canales en la superficie de

contacto entre mortero y piezas.

Por esta razón, la permeabilidad de un elemento de mampostería está afectada por los mismos factores que influyen en la adherencia entre los dos materiales, y que son, por lo que al mortero se refiere, fluidez, retención de agua, tiempo que transcurre entre la colocación del mortero y de la pieza superior, espesor de las juntas y también de la forma en que se colocan las piezas.

2.2.3 PROPORCIONAMIENTO RECOMENDABLES

De lo expuesto en los incisos anteriores se deduce que, al seleccionar un proporcionamiento para el mortero, debe buscarse no solo resistencia a la compresión deseada sino también la adherencia de las piezas, manejabilidad, retención de agua, contracción, etc. Frecuentemente, un proporcionamiento que da resultados óptimos para una de esas propiedades no es conveniente para otra. Así un mortero de poca fluidez da mayor resistencia, pero es poco manejable y tiene un bajo grado de adherencia.

Haciendo referencia únicamente a los morteros que se utilizan en elementos estructurales, debe descartarse el uso de la cal como único cementante debido a las bajas resistencias que con ella se obtienen.

Conviene además limitar la relación arena-cemen-

tantes a un valor que proporcione una mezcla compacta, es decir que la pasta formada por los cementantes llene perfectamente los vacíos del agregado. Este es el criterio de la ASTM para especificar que la relación arena-cementantes se mantenga entre 2.5 y 3. y se varíe la relación cal-cemento para dar la resistencia deseada.

Para el presente estudio, en la evaluación del comportamiento de la albañilería, se han utilizado dos tipos de morteros, recomendados por la Norma de Albañilería del R.N.C., en el inciso C-1.5

Mortero con cal P2-C	1:1:5	cemento:cal:arena
Mortero sin cal NP	1:6	cemento:arena

2.3 REFUERZO EN LA MAMPOSTERIA

Todo muro de mampostería de piezas huecas o macizas, que tenga que resistir cargas laterales debidos a sismo u otra causa, deberán llevar refuerzos verticales y horizontales que le permitan atender las sollicitaciones indicadas.

El reforzamiento lo pueden tener mediante el confinamiento con columnas y vigas o mediante los refuerzos interiores embebidos en la mampostería como es el caso de la albañilería armada.

2.3.1 PROPIEDADES

Las propiedades más significativas del acero estructural son su punto de límite de fluencia y su módulo de elasticidad, fijándose por ello el cumplimiento de las Normas ASTM (A615-A616-A617). En el país el acero fabricado por SIDERPERU tienen un límite de fluencia de 4200 Kg/cm² y un módulo de elasticidad de $E= 2000000$ Kg/cm².

CAPITULO III

PROPIEDADES MECANICAS DE LA MAMPOSTERIA

3.1 INTRODUCCION

Los elementos de mampostería tienen como característica común, estar formados por piezas prismáticas, pequeñas con relación al tamaño del elemento estructural, unidas por mortero con propiedades aglutinantes. Dentro de esta acepción queda incluida una gran variedad de combinaciones de materiales de muy distintas características físicas y geométricas, lo cual dificulta un tratamiento general de la mampostería y hace poco confiable la extrapolación de resultados de uno a otro material.

Lo anterior ha llevado a que el comportamiento de la mampostería se haya estudiado principalmente a través de ensayos de especímenes a escala natural para los materiales y las sollicitaciones más usuales. Sin embargo, si se pretende establecer criterios generales para predecir el comportamiento de la mampostería, es

necesario estudiar sus mecanismos de falla ante las sollicitaciones básicas y determinar **sus** propiedades mecánicas elementales: esto puede efectuarse mediante ensayos simples en pequeños conjuntos de piezas y mortero.

El comportamiento de muros reales depende de un conjunto de sollicitaciones con frecuencia difíciles de identificar. El primero es el de los muros sujetos a cargas verticales, en el que se incluyen los efectos de la carga axial, la excentricidad y la esbeltez; estos tres efectos no pueden desligarse en un muro real ya que siempre existirá cierta excentricidad en la carga impuesta o accidental y siempre deberá considerarse la esbeltez del muro, ya que la resistencia a carga axial varía continuamente con la esbeltez para cualquier valor de esta variable.

El segundo caso corresponde al de muros esencialmente sujetos a fuerzas laterales, en los que el comportamiento depende de la interacción entre otros elementos y de la resistencia a la tensión cortante y diagonal del muro.

En general, se estudiarán la interacción entre pieza y mortero en las juntas, el comportamiento bajo cargas, los modos de falla y la resistencia.

3.2 COMPRESION AXIAL

3.2.1 INTERACCION PIEZA-MORTERO

La mampostería está formada por dos materiales que tienen características esfuerzo-deformación distintas: al ser sometidos a esfuerzos de compresión éstos se deformarán en forma diferente, lo cual hace que haya una interacción entre ambos, que es bastante compleja y depende de varios factores no siempre controlables.

Bajo el efecto de la carga vertical, la pieza y el mortero sufren deformaciones verticales acompañadas de un alargamiento transversal distintos. Si los dos materiales pudiesen deformarse libremente, tendrían deformación axial y alargamiento transversal distintos, dependiendo de las propiedades elásticas respectivas. En general, el mortero es más deformable que la pieza; en la figura 3.1a muestra la deformación que sufrirían los dos materiales si no hubiese interacción entre ambos.

En las caras de contacto del mortero y la pieza, la adherencia y fricción entre los dos materiales impiden el deslizamiento relativo, así que el mortero y la pieza deberán tener la misma deformación transversal. Esta restricción en las caras de contacto hace que los materiales sufran una deformación lateral intermedia entre las que sufrirían deformándose libremente (fig.

3.1b) Para adoptar esa posición, el material más deformable, el mortero en general, soportaría tensiones transversales en ambas direcciones, quedando sometido a un estado de compresión triaxial. El material más rígido soportaría tensiones transversales además de compresión axial (fig. 3.1c)

Por lo anterior, el material más deformable aumentará su resistencia que tendría en una prueba de compresión simple. Sin restricción al desplazamiento transversal; por el contrario, el material menos deformable reducirá su resistencia debido a las tensiones axiales.

Este comportamiento peculiar de la mampostería se ha denominado efecto de junta.

Cualitativamente, puede deducirse del fenómeno descrito que los esfuerzos transversales inducidos en los dos materiales por el fenómeno de junta serán mayores cuanto mayor sea la diferencia entre los módulos de elasticidad de los dos materiales y cuanto mayor sea la diferencia entre los módulos de elasticidad de los dos materiales y cuanto mayor sea el espesor de la junta.

3.2.2 COMPORTAMIENTO BAJO CARGA Y MODOS DE FALLA

La relación esfuerzo-deformación de un elemento de mampostería sujeto a carga vertical dependerá de la

deformabilidad de las piezas y el mortero; los ensayos de investigaciones ya efectuados, muestran que la relación es muy sensible al número y tamaño de las juntas y a la calidad del mortero, por lo que cabe suponer que éste es el principal responsable de las deformaciones.

Como características comunes a la mayoría de los materiales, puede decirse que la curva es aproximadamente lineal, por lo menos el 50% de la carga de falla y para morteros y piezas de alta resistencia es casi lineal hasta la carga de falla. La deformación máxima que se alcanza es mayor si el número de juntas por unidad de altura del muro es grande.

La falla se presenta por aplastamiento de las piezas o agrietamiento vertical excesivo que provoca inestabilidad del elemento (ver fig. 3.2 a y b) pero en el mortero, ya que éste, por estar colocado en capas delgadas, es retenido por las piezas y su aplastamiento no provoca la inestabilidad del conjunto. A este respecto, son muy interesantes los resultados obtenidos por MONK en EE.UU. quien probó pilas de dos piezas con distintos materiales para la junta, y encontró que la resistencia de una pila que tenía únicamente arena suelta en la junta era mayor que la de pilas de piezas pegadas con mortero; esto se debe a que el efecto de junta es menor en la arena suelta, que no tiende a deformarse lateralmente, como ocurre en el mortero que si es

deformable. Indica además que la resistencia del conjunto no depende de la resistencia del material más débil como han afirmado algunos autores.

3.2.3 INDICE DE LA RESISTENCIA A LA COMPRESION

La resistencia a la compresión de un elemento de mampostería depende, además de la resistencia de los materiales que lo componen, de un gran número de variables, en particular de la forma del elemento y de la manera en que se aplica la carga.

La resistencia disminuye en forma continua al aumentar la esbeltez del elemento debido a que, para elementos muy robustos, el efecto de las restricciones influye en los extremos por la aplicación de la carga, y para elementos más esbeltos intervienen los efectos de esbeltez propiamente dichos. También influyen la ejecución del espécimen, ya que es muy difícil construir un elemento perfectamente vertical y que tenga características uniformes en las distintas secciones transversales. Por esta razón se introducen excentricidades accidentales que reducen la resistencia.

En cuanto a la manera de aplicar la carga, el tipo de apoyos que pueden proporcionar diferente restricción al giro del elemento influye en sus extremos. La restricción reduce los efectos de esbeltez y excentricidad; así, la

resistencia es mayor si los extremos del equipo de carga son elementos rígidos, que si tienen articulaciones. También resulta difícil aplicar la carga en forma exactamente axial, de manera que se introducen, también por este concepto, excentricidades accidentales que reducen la resistencia.

3.2.4 EFECTO DE LA RESISTENCIA DE LAS PIEZAS Y EL MORTERO

La posibilidad de asociar la resistencia a la compresión de la mampostería con la resistencia de las piezas y del mortero parece muy prometedora y es posible encontrar expresiones sencillas para relacionar estas variables. Sin embargo, aunque sea factible definir en forma cualitativa la influencia del mortero y de las piezas en la resistencia del conjunto, no se ha podido encontrar expresiones de carácter general que las relacionen.

De estudios desarrollados en el Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México, se observa que la relación entre la resistencia de la mampostería y de la pieza $f'm/f'p$, se mantiene aproximadamente constante para distintas piezas de materiales semejantes, pero varía según el tipo de material; además se aprecia que la influencia del mortero no es muy importante.

De lo anterior se concluye que la predicción de la resistencia de la mampostería a partir de la pieza puede realizarse si existen ensayos previos de pilas del mismo material que permitan definir la relación f'_m/f'_p para las piezas en cuestión, y que no pueden darse valores generales de esta relación válidos para cualquier tipo de pieza.

3.2.5 PROPIEDADES ELASTICAS

La forma de la curva esfuerzo-deformación, tiene una configuración intermedia entre la de una recta y la de una parábola de segundo grado, aproximadamente, en general, mas a una línea recta.

La parte inicial de la curva tiene una pendiente menor que el siguiente tramo que tiene un comportamiento aproximadamente lineal. En efecto no parece deberse al reacomodo inicial de los materiales, ya que no se pierde cuando se proporcionan varios ciclos de pre-carga antes de registrar la curva esfuerzo-deformación. Puede notarse que la zona de pendiente baja es mas importante en piezas muy deformables, que en piezas más rígidas.

Una explicación aceptable de este fenómeno se obtiene recurriendo al efecto de junta ya discutido. Al parecer, en un principio, el mortero se deforma como si estuviera sometido a compresión uniaxial con un módulo de

elasticidad bajo; para niveles de esfuerzo mayores, el mortero resiente el efecto de la restricción al desplazamiento lateral proporcionadas por las piezas y se encuentra sometido a compresión triaxial, aumentando notablemente su rigidez. Para las piezas más deformables, la restricción a las deformaciones transversales del mortero se hace sentir para niveles de carga mayores.

Con lo expuesto, puede discutirse la forma de la curva carga-deformación en los siguientes términos: si tanto las piezas como el mortero son poco deformables, la curva es aproximadamente lineal hasta la falla. Si las piezas son un poco menos rígidas, la curva es lineal hasta poco antes de la falla, y solo muy cerca de ésta se tiene una disminución de la rigidez. Para piezas deformables y morteros rígidos o intermedios, de cemento o cemento y cal, la linealidad de la curva se mantiene hasta aproximadamente el 80% de la resistencia y después la rigidez disminuye.

Para fines prácticos puede considerarse la relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia a compresión de la mampostería, propuesto por R. MELI, en Mexico.

$$E/f'_m = \begin{cases} 350 & \text{ladrillos macizos} \\ 400 & \text{para bloques} \end{cases}$$

3.2.6 ENSAYOS DE COMPRESION AXIAL DE PILAS

El espécimen que presenta mayores ventajas es la pila de varias unidades, para la cual queda por definir la altura-espesor conveniente. La variación de la resistencia con la relación de esbeltez de la pila ha sido estudiada por varios autores, quienes establecen que la resistencia disminuye rápidamente al aumentar la esbeltez de uno a cuatro, valor después del cual la disminución es mucho menos drástica. Lo anterior indica que la importancia de la restricción de los cabezales de carga se hace notar hasta valores de h/t de aproximadamente cuatro.

Este mismo modelo de espécimen lo recomienda la Norma de Albañilería E.070 de nuestro país en su acápite E.11: afectando el resultado obtenido por el coeficiente de corrección en función de la relación de esbeltez de la pila.

Relación altura/espesor	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0
Coeficiente *	0.73	0.80	0.86	0.91	0.95	0.98	1.00

* Interpolar linealmente para obtener valores intermedios

CONSTRUCCION Y ENSAYOS DE PILAS

Se construyeron cinco pilas para cada tipo de mortero, teniendo especial cuidado en la nivelación y verticalidad de las unidades, así como la colocación del mortero trabajable y esparcido uniformemente.

Las pilas constan de cuatro unidades cada una, obteniendo una relación de altura/espesor promedio de 4.76 y 4.71 para morteros P2-C y NP respectivamente.

La construcción de los especímenes fue realizada en el laboratorio de ensayo de materiales de la UNI y para los diez especímenes se empleó la misma calidad de mano de obra.

Veinticuatro horas antes del ensayo se refrendaron las caras de los especímenes, para una distribución correcta de la carga de prueba: se colocó una capa de mortero plástico compuesta por cemento portland y yeso calcinado en volúmenes iguales, el espesor de la capa de mortero es de 3mm. aproximadamente.

El transporte de los especímenes desde la zona de fabricación hasta la prensa hidráulica, se hizo en forma manual utilizando una parihuela de madera y teniendo cuidado de no fracturarlos antes de la prueba.

EQUIPOS USADOS

Todos los equipos usados en las pruebas, son de propiedad del laboratorio de ensayo de materiales de la UNI y entre los mas importantes podemos citar los siguientes:

- Marco de pruebas, construido con perfiles de acero, instalado en el laboratorio de ensayo de materiales.
- Gato hidráulico de fabricación japonesa, de 30 ton. de capacidad N° de serie 22020 con manómetro graduado cada 500 kg.
- Calibrador de deformaciones (Deformómetro) graduado al 0.01 mm.
- Planchas de acero de 1" de espesor para distribuir la carga uniformemente en toda la cara del espécimen.

PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

- Se instaló el gato hidráulico apoyado en el marco de ensayos, luego se colocó el espécimen debidamente aplomado y centrado respecto al eje equipo de carga.
- Se instaló el deformómetro a la misma altura de la plancha de acero que distribuye la carga.
Se accionó el gato hasta hacer contacto con la plancha de acero, sin comprimir al espécimen y se tomó la lectura en el deformómetro.
- Luego se aplicó la carga hasta la rotura en fases de 1000 kg. cada una, tomando la lectura correspondiente a

cada fase en el deformómetro antes de la falla para evitar su deterioro.

PROCESAMIENTO Y EVALUACION DE RESULTADOS

La resistencia de la pila, ensayada a los 28 días de edad, se define como resistencia a la compresión de la mampostería y se representa como f'_m .

El procedimiento de cálculo es sencillo tal como se indica a continuación:

$$f'_m = \frac{P}{A} \times FC_1 \times FC_2 \times FC_3$$

donde :

P = Carga de rotura del prisma

A = Arca bruta de la Unidad cuando se trata de ladrillo macizo y Area neta cuando se trata de ladrillo hueco.

FC₁= Factor de corrección por esbeltez que se obtiene de la tabla dada en la sección anterior.

FC₂= Cuando el coeficiente de variación (V) de los resultados de ensayos, es mayor a 0.10: entonces es

necesario calcular $FC_2 = 1 - 1.5(V-0.10)$.

FC₃= Se utiliza cuando el espécimen se ha ensayado a los 7 días, es decir antes de que el cemento se cristalice en su mayor parte. En estos casos $FC_3 = 1.10$. en nuestro caso el ensayo se ha realizado a los 17 días, se puede interpolar este valor obteniendo aproximadamente $FC_3 = 1.052$, pero por razones de seguridad no se ha tomado en cuenta.

Los resultados de los ensayos realizados se muestran en los cuadros #5 y #6 para los dos tipos de mortero P2-C y NP. respectivamente.

Referente al módulo de elasticidad de la mampostería: la curva esfuerzo-deformación que se ha graficado en los ensayos de las pilas, nos ha permitido determinar el módulo de elasticidad, como el valor de la tangente de la recta que une los puntos de la curva que corresponden al 15% y 60% de la resistencia de falla de cada espécimen.

El procedimiento de cálculo es como se indica a continuación:

$$E = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\delta_2 - \delta_1}$$

donde :

$\sigma_2 =$ Esfuerzo de compresión para el 60% de la carga de falla.

$\sigma_1 =$ Esfuerzo de compresión para el 15% de la carga de falla.

$\delta_2 =$ Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo σ_2

$\delta_1 =$ Deformación unitaria correspondiente al esfuerzo σ_1

Se ha graficado la curva esfuerzo-deformación para tres de las cinco pilas ensayadas, para cada tipo de mortero. los resultados se muestran en las tablas 3.1, 3.2, 3.3, 3.4, 3.5, 3.6, 3.7 y 3.8, y las figuras 3.6, 3.7, 3.8, 3.9, 3.10 y 3.11.

CUADRO CON LOS VALORES PROMEDIO DEL MODULO DE ELASTICIDAD
PARA LOS TIPOS DE MORTERO

MORTERO P2-C (1:1:5)			MORTERO NP (1:6)		
N° de Pila	E Kg/cm ²	Promedio	N° de Pila	E Kg/cm ²	Promedio
1	12.000		1	7,511	
2	6,905	11,587Kg/cm ²	2	4,745	5,445Kg/cm ²
3	14,077		3	4,080	

COMENTARIOS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN ENSAYOS

- La resistencia de la mampostería f_m fabricada con las unidades en estudio y mortero P2-C, están muy cerca de la resistencia indicada para el ladrillo tipo III de acuerdo a la Norma de Albañilería E-070.

La curva esfuerzo-deformación son de la forma de una parábola de segundo grado, mucho mas notoria desde el origen hasta aproximadamente el 20% de la carga de falla, adoptando, posteriormente, característica lineal: esto se debe a los efectos descritos en el inicio de la sección 3.2.5.

- La relación entre la resistencia a la compresión f_m y el módulo de elasticidad de la mampostería para cada tipo de mortero es el siguiente:

MORTERO P2-C (1:1:5)					MORTERO NP (1:6)				
f_P	f_m	E	f_m/f_P	E/f_m	f_P	f_m	E	f_m/f_P	E/f_m
59.60	33.25	11587	0.56	348	59.60	26.15	5445	0.44	208

Se puede observar que para la mampostería hecha con mortero P2-C. los valores obtenidos experimentalmente concuerdan con los valores prácticos recomendados en la sección 3.2.5.

- Las pilas fabricadas con mortero NP son más deformables que las fabricadas con mortero P2-C

3.3. FLEXOCOMPRESION

3.3.1 TIPOS DE CARGA

Un muro puede estar sujeto a momentos flexionantes en dirección normal a su plano, como los que introduce una carga excéntrica o el sistema de piso, o un empuje lateral como el que ejerce el viento sobre el muro, como los debidos a fuerzas laterales ocasionadas por sismo o viento.

Las secciones críticas estarán sujetas a una carga

axial más un momento flexionante, que reducirán a la resistencia con respecto a la de una sección sujeta a una carga axial simple.

En esta parte del Capítulo se tratará el problema de una sección transversal cualquiera del elemento, sin tomar en cuenta la forma del elemento en sí; se propondrán métodos de cálculo basados en consideraciones de diseño plástico, y se comprobarán con los resultados de ensayos de elementos cortos en los que se supone que no existían efectos de esbeltez de importancia.

3.3.2 MODOS DE FALLA

En el comportamiento de muros sometidos a carga axial excéntrica pueden distinguirse dos casos: Si la excentricidad no introduce tensiones en ninguna sección transversal, el comportamiento es similar al de muros sometidos a carga axial simple, produciéndose la falla por aplastamiento de las piezas o, más frecuentemente, por agrietamiento vertical excesivo. Si la excentricidad es importante, puede introducir tensiones en un extremo de la sección transversal que causan agrietamiento en correspondencia con las juntas: la falla se produce también en este caso por aplastamiento en el extremo de compresión.

El efecto de la flexión en el plano del muro sobre

el comportamiento es muy similar: comúnmente es el de incrementar el esfuerzo del lado de compresión del muro sin que se lleguen a introducir tensiones en el extremo opuesto. Si la flexión es grande, puede causar agrietamiento horizontal de tensión en el muro antes de que se produzca la falla por compresión en el extremo opuesto.

Las variables que influyen en la resistencia a carga excéntrica son, en su mayoría, las mismas que intervienen en la resistencia ante carga axial; de particular importancia son las variables que afectan la adherencia entre el mortero y la pieza y la buena ejecución de mano de obra.

3.3.3 METODO DE CALCULO

La mejor forma de calcular el efecto de la excentricidad en la resistencia de la mampostería es la de recurrir a los criterios de dimensionamiento plástico o último ya conocido para el concreto y acero.

Las hipótesis necesarias para el cálculo son sencillas: se considera que las secciones permanecen planas después de la deformación; esta suposición ha dado buenos resultados para otros materiales y ha sido comprobada su aproximación en mampostería en los ensayos por P. Haller en el Canadá, en muros sometidos a flexión

perpendicular al plano.

Es necesario conocer la curva esfuerzo-deformación del material: esto resulta bastante difícil en mampostería, donde, como se ha visto para compresión axial, la relación esfuerzo-deformación varía según los tipos de pieza y mortero, aún en muros nominalmente idénticos pueden tenerse diferencias importantes. Se deduce la hipótesis de que el material no resiste tensiones, con lo cual se introducen errores pequeños y del lado de la seguridad, ya que, para los morteros usuales, la resistencia a la tensión de las juntas es muy pequeña. En cuanto a la curva esfuerzo-deformación para esfuerzos de compresión, ésta se supone que es la que se obtiene en un ensayo de la mampostería ante carga axial simple. La consideración es conservadora ya que, debido al gradiente de esfuerzo que existe en el caso de flexocompresión, el esfuerzo máximo resistente debe ser mayor que el que se obtiene para carga axial simple.

Aquí se considerará que la sección falla cuando el extremo de compresión se alcanza la deformación máxima de aplastamiento: ϵ_u que corresponde al esfuerzo máximo que se obtiene en un ensayo de compresión simple. Algunos Reglamentos incrementan el esfuerzo máximo para flexión pura hasta de 1.7 veces al de carga axial simple, otros consideran el mismo esfuerzo en ambos casos.

Con las hipótesis anteriores, el procedimiento general de cálculo consistirá en suponer en un extremo de la sección la deformación máxima (ϵ_u) y para una posición dada del eje neutro, encontrar, por equilibrio de fuerzas **internas**, los valores de la combinación de carga axial y excentricidad que corresponden a una condición de falla en la sección (fig. 3.12).

Variando la posición del eje neutro, se obtienen otras combinaciones, cuyo lugar geométrico define un **diagrama** de interacción carga axial-excentricidad para la sección. Este diagrama de interacción puede presentarse en forma dimensional dividiendo el esfuerzo axial promedio, f_m entre la resistencia a carga axial pura, f_m , y la excentricidad entre el espesor de la sección.

Con el método general propuesto pueden calcularse **diagramas** de interacción para cualquier material, una vez conocida su curva esfuerzo-deformación: esto sin embargo, llevaría al problema de tener un diagrama para cada material, lo que impediría el tratamiento general del problema.

Para obviar este inconveniente, se recurre a estudiar el efecto que tiene la forma de la curva esfuerzo-deformación en el **diagrama** de interacción que se obtiene. De las curvas halladas para los ensayos con bloquetas puede considerarse que el comportamiento, en

todos los casos, queda incluido entre las curvas límite, una lineal hasta la falla y otra parabólica: ésta última puede quedar definida por la ecuación :

$$f_m = E_o \left[\epsilon - \frac{\epsilon^2}{2 \epsilon_u} \right]$$

o en forma adimensional como :

$$\frac{f_m}{f'_m} = 2 \left[\frac{\epsilon}{\epsilon_u} - \frac{1}{2} \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_u} \right)^2 \right]$$

cuya notación se define en la figura 3.13

Los diagramas de interacción para ambos casos muestran dos zonas de comportamiento: la primera cuando el eje neutro cae dentro de la sección, corresponde a un tramo recto del diagrama; la segunda, cuando el eje neutro cae fuera de la sección, corresponde, a un tramo curvo del diagrama.

Existen sin embargo algunas objeciones al empleo de las mismas hipótesis, especialmente considerar que las secciones se mantienen planas en un material tan heterogéneo y de características geométricas poco usuales, sección muy peraltada y alma muy delgada; la hipótesis parece particularmente objetable si existe agrietamiento

y deslizamiento entre las piezas; sin embargo ensayos realizados en muros con refuerzos vertical muestran que el cálculo de la resistencia realizado con la hipótesis de secciones planas, da resultados muy aceptables: en muros sin refuerzos, no existen ensayos a carga lateral con falla a flexión, pero el comportamiento no debería ser muy distinto. Si se aceptan las hipótesis propuestas, el cálculo puede hacerse con los mismos diagramas obtenidos para flexión normal al plano con la observación de que la excentricidad debe dividirse ahora entre la longitud del muro, y no entre su espesor, para entrar a los diagramas.

Muchos Reglamentos, entre ellos el nuestro, consideran un esfuerzo máximo, mayor para flexión que para carga axial, y recomiendan la conocida fórmula de interacción

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_m}{F_m} \leq 1$$

donde:

f_a = Es el esfuerzo resultante de la carga vertical axial

F_a = Es el esfuerzo admisible para carga axial

f_m = Es el esfuerzo resultante del momento

F_m = Es el esfuerzo admisible para compresión por flexión

3.4 EFECTOS DE ESBELTEZ

3.4.1 DESCRIPCION DEL PROBLEMA

Cuando un elemento está sujeto a una carga axial con cierta excentricidad inicial, sufre deformaciones laterales que incrementan la excentricidad, y dan lugar a momentos flexionantes diferentes en las distintas secciones transversales (fig. 3.14). Al aumentar la excentricidad, la carga axial que puede resistir el elemento disminuye.

El análisis teórico del problema es bastante complejo, sin embargo, es posible realizarlo si se conocen con exactitud las condiciones de continuidad en los extremos del elemento, la excentricidad inicial y la curva esfuerzo-deformación del material; sus valores raramente pueden estimarse con buena aproximación y, además, los resultados que se obtienen del análisis son muy sensibles a pequeñas variaciones de estas tres propiedades, así que no se justifica un análisis teórico detallado para cada caso, por lo que es más conveniente resolver algunos casos tipos y adaptarlos en forma simplificada a los problemas de diseño.

Debe hacerse notar que los efectos de esbeltez son muy importantes en elementos doblemente articulados con igual excentricidad en ambos extremos, mientras que si

existe cierta restricción al giro o las excentricidades son de signo diferentes, el efecto de esbeltez puede llegar a ser despreciable, como se deduce de la figura 3.14, ya que la sección crítica no coincide con la que sufre deformaciones laterales máximas.

En elementos que forman parte de sistemas hiperestáticos, el momento flexionante que se introduce en los extremos depende de su rigidez relativa, la cual puede variar con el nivel de carga o por agrietamiento; en particular, la rigidez de un elemento se reduce al aumentar las deflexiones laterales por efecto de esbeltez.

Por cargas horizontales o por asimetría de las cargas verticales, una estructura puede sufrir deformaciones horizontales que causan desplazamientos diferenciales entre los extremos de un elemento vertical; esto equivale a una excentricidad adicional. En las estructuras comunes existe un sistema de muros ortogonales que hace que las deformaciones horizontales sean muy pequeñas y que sea posible despreciar esta excentricidad adicional.

En el presente trabajo se tratará el problema de esbeltez para condiciones fijas de excentricidad.

3.4.2 COMPORTAMIENTO Y ANALISIS TEORICO

Se distinguen dos tipos de fallas en elementos sujetos a flexocompresión con efectos de esbeltez. el primero es una falla por compresión al alcanzarse el esfuerzo máximo en un extremo de la sección: en la figura 3.15. puede verse cómo. al estar un elemento sujeto a una excentricidad inicial y aumentar el nivel de carga. va creciendo la excentricidad por efectos de esbeltez. alcanzándose la carga máxima en un punto del mismo diagrama de interacción para flexocompresión, pero para una excentricidad mayor que la inicial.

El otro tipo de falla es propiamente por inestabilidad. en el cual la excentricidad aumenta rápidamente con el nivel de carga y llega a un máximo (fig. 3.15) antes de alcanzar el diagrama de interacción: esto indica que la carga máxima ocurre para un esfuerzo en el extremo de la sección menor que el de aplastamiento: la falla final puede ocurrir cuando se alcanza este esfuerzo. pero para una carga menor que la máxima.

La forma de cálculo es bastante difícil y consiste en plantear. además de las dos ecuaciones de equilibrio de fuerzas y momentos. la que proporciona la deformación lateral en la sección crítica. que se supone conocida e independiente del nivel de carga. Estas tres ecuaciones

se resuelven simultáneamente; en general se procede indirectamente por tanteos y se determinan diagramas de interacción para distintas esbelteces del elemento.

Como ejemplo de análisis teórico se presentan los resultados obtenidos por Haller en el Canadá, para un material con las características esfuerzo-deformación mostrados en la (fig. 3.16) y para muros con articulaciones en ambos extremos. Los diagramas de interacción aparecen en la misma figura, y muestran la importancia de la esbeltez para reducir la resistencia en las condiciones de apoyo consideradas. Aún para esbelteces pequeñas, menores que las usuales en edificios, la reducción en la capacidad a carga axial es digna de tomarse en cuenta. También se observa que el efecto de esbeltez es más importante a medida que aumenta la excentricidad inicial.

Sobre el efecto de la forma de la curva esfuerzo-deformación, Turkstra en la UNAM, obtuvo, con un método muy parecido, los diagramas de interacción para relaciones esfuerzo-deformación lineal y parabólica con un mismo esfuerzo máximo y módulo de elasticidad. Los dos diagramas se comparan en la figura 3.17. Se aprecia que la diferencia entre los dos diagramas es relativamente importante, y que el error máximo en la resistencia predicha con los métodos se presenta para una excentricidad inicial nula, siendo del orden de 30%.

Para una forma dada de la curva esfuerzo-deformación, el diagrama de interacción puede hacerse independiente de los valores particulares de la resistencia y módulo de elasticidad si los diagramas plantean en función de la variable:

$$h/t \sqrt{\frac{f_m}{E_c}}$$

quedando definidos únicamente por la forma de la curva esfuerzo-deformación que se considere. Así se procedió para obtener la figura 3.17.

Esto permite tratar muy distintos materiales si se conoce el módulo de elasticidad inicial, o la relación entre éste y la resistencia.

Las curvas carga-deformación encontradas experimentalmente se asemejan más a una recta que a una parábola: por lo tanto, es preferible utilizar el comportamiento lineal, aunque con esto se sobreestime ligeramente la resistencia en algunos casos, ya que se han incluido otras consideraciones conservadoras en otras fases del diseño.

Debe conocerse la esbeltez del elemento, el módulo de elasticidad y la resistencia ante carga axial simple

para definir la abscisa y la excentricidad inicial de la carga, y para localizar el diagrama apropiado; con esto se puede encontrar la carga vertical que resiste el elemento.

3.5. CORTANTE Y TENSION DIAGONAL

3.5.1 MECANISMO DE FALLA

Existen varias situaciones en que un elemento de mampostería puede estar sujeto a cargas o deformaciones importantes en su plano y que pueden determinar su falla; por ejemplo, los muros sujetos a cargas laterales por sismo o viento, o los de estructuras sobre suelos deformables en los que ocurren hundimientos diferenciales o, en algunos casos especiales, en elementos de mampostería que funcionan como vigas sujetas a cargas transversales.

El efecto de solicitaciones de este tipo puede representarse en dos formas. En un caso, cuando las solicitaciones causan deformaciones, como las mostradas en la figura 3.18, debidas principalmente al efecto de fuerzas cortantes, el elemento puede considerarse sujeto a cargas diagonales de compresión que producen un estado de deformaciones de la misma forma. Este tipo de solicitaciones se define como compresión diagonal y

representa al comportamiento de muros rodeados por marcos exteriores o de vigas sujetas a cargas transversales.

El otro caso que debe considerarse es el de un elemento sujeto a una carga vertical constante y al que se le aplica una carga lateral variable, como en la figura 3.19: este caso es representativo de muros de carga, es decir, de elementos que soportan la carga vertical de la estructura y que pueden verse sujetos a cargas laterales accidentales.

El elemento de mampostería se considerará, para el estudio del mecanismo de falla, como el sencillo modelo mostrado en las figuras 3.18. y 3.19., formado por dos partes de material uniforme con una junta horizontal, que representa a la superficie de contacto entre piezas y mortero.

Este modelo sujeto a los dos tipos de carga considerados puede fallar en diferentes formas:

- Por deslizamiento sobre las juntas o por cortante.
Por tracción diagonal.
- Por aplastamiento en compresión
- Falla por deslizamiento sobre las juntas por cortante. Esta falla ocurre cuando los esfuerzos tangenciales en la junta, v , exceden su resistencia al corte, proporcionada en parte por la cohesión o

adherencia entre los materiales y en parte por la fricción propiciada por los esfuerzos de compresión normales a la junta. El esfuerzo tangencial resistente puede calcularse, aceptando el mecanismo de falla de coulomb, como:

$$u_R = u + f\sigma$$

donde:

- u - Componente debido a la adherencia
- f - Coeficiente de fricción entre el mortero y la pieza.
- σ - Esfuerzo de compresión normal a la junta.

Falla por tracción diagonal

La falla por tracción diagonal se debe a los esfuerzos de tensión, τ_t que ocurre para ambos tipos de sollicitación en dirección normal a la diagonal del elemento. El esfuerzo siempre es máximo en el centro del claro y, cuando sobre pasa la resistencia a tensión de la mampostería, f_t , causará la falla.

Para determinar la resistencia se usaran los resultados de un análisis elástico, inicialmente para definir la forma en que influyan las distintas variables en los esfuerzos críticos, y posteriormente par fijar valores cuantitativos basados en resultados experimentales.

Los esfuerzos que aquí interesan definir son u , σ y f_t , en la sección crítica; para esto se ha realizado un análisis por medio del método de elementos finitos, cuyos resultados se discuten a continuación.

Para el elemento sujeto a compresión diagonal, la distribución de los tres esfuerzos que interesan se muestran en la figura 3.20, donde se aprecia que tanto el cortante como la tensión son críticos precisamente en el centro del elemento. La variación de los esfuerzos en el centro con las proporciones del elemento, definidas por la relación h/L , se aprecia en la figura 3.21, de la cual se deduce que el esfuerzo cortante máximo, expresado en la forma adimensional $u_s/(V/Lt)$, es aproximadamente independiente de la forma del espécimen para $0.5 < h/L < 2$, por lo tanto puede escribirse como:

$$u_s = \frac{1}{K_1} \cdot \frac{V}{tL}$$

Por su parte, el esfuerzo de compresión en dirección vertical aumenta en forma casi lineal con el valor h/L , y puede expresarse en la forma.

$$\sigma_c = K_2 \frac{V}{tL} \cdot \frac{h}{L}$$

El esfuerzo principal de tensión en el centro es máximo para el elemento cuadrado, $h/L = 1$, y vale

$$f_t = 0.66 \frac{V}{Lt}$$

Sí se considera que la falla por cortante ocurre cuando el esfuerzo actuante, σ_c , iguala al resistente σ_R , puede escribirse

$$\frac{V}{Lt} = K_1 \sigma_R = K_1 (\mu + f \sigma_c) = K_1 (\mu + f K_2 \frac{V}{Lt} \frac{h}{L})$$

$$\frac{V}{Lt} = \frac{K_1 \mu}{1 - K_1 K_2} \frac{fh}{L}$$

para los valores de las cortantes obtenidos del análisis

$$\frac{V}{Lt} = \frac{0.7\mu}{1 - 0.6 f} \frac{h}{L}$$

Valida aproximadamente para $0.5 \leq h/L \leq 2$

La resistencia para la falla en tensión diagonal para un elemento cuadrado se obtendrá

$$\frac{V}{Lt} = 1.5 f_t$$

De lo anterior se aprecia que la resistencia aumenta

con la relación h/L para ambos tipos de falla, pero especialmente para la falla en cortante. La variación de la resistencia con h/L se muestra en la figura 3.22, para algunos valores relativos de μ , f y f_t , apreciándose que para valores bajos de esta variable, la falla ocurre por cortante, mientras que para valores altos la falla es por tensión diagonal.

Falla por aplastamiento en compresión.

La falla por compresión ocurre cerca de los puntos de aplicación de la carga cuando ésta es diagonal y, para otro tipo de carga, en uno de los extremos de la sección por los esfuerzos de compresión debido a la carga vertical, mas los debido al momento flexionante producido por la carga lateral.

3.5.2 ENSAYOS DE CORTE DIRECTO DE MURETES

Para obtener los valores de la adherencia y fricción en la junta, el ensayo más conveniente es el mostrado en la figura 3.23 propuesto originalmente por Polyakoc, donde el espécimen es una pila de tres ladrillos en la que el ladrillo del centro está dividido en dos partes iguales separadas 1 cms. aproximadamente y sin mortero en esa junta central.

Este modelo es sencillo de ejecutar puede realizarse

sin necesidad de instalaciones complicadas de laboratorio: es muy conocido en el extranjero y en nuestro medio.

CONSTRUCCION Y ENSAYO DE MURETES

Se construyeron tres muretes para cada tipo de mortero, teniendo especial cuidado en la nivelación y verticalidad de las unidades, así como la colocación del mortero uniformemente esparcido.

Las dimensiones nominales de las pilas son 30 cms. de largo, 15 cms. de ancho y 45 cms de altura. La construcción de los especímenes fue realizado en el laboratorio de ensayo de materiales de la UNI y para los seis especímenes se empleó la misma calidad de mano de obra.

Veinticuatro horas antes del ensayo se refrendaran las cuatro caras del espécimen, para una distribución correcta de la carga de prueba; se usó mortero plástico de cemento portland y yeso calcinado aplicado en una capa de 3 mm. de espesor.

El transporte y manipuleo de los muretes se realizó con mucho cuidado para evitar dañar los muretes antes del ensayo.

EQUIPOS USADOS

Todos los equipos, accesorios y herramientas utilizados en las pruebas, son de propiedad del laboratorio de ensayos de materiales de la UNI, entre los mas importantes podemos citar los siguientes:

- Marco de pruebas construido con perfiles de acero e instalado en el laboratorio de ensayo de materiales de la UNI, para aplicar la carga de confinamiento.
- Dos gatos hidráulicas de fabricación japonesa de 30 toneladas de capacidad N° de serie 22020, con manómetro graduado cada 500 Kg.

Dos tensores de acero con extremos roscados de ϕ 1" y dos perfiles de acero de 3" x 6" x 1.20 metros: con los cuales se arma un marco horizontal para la aplicación de la fuerza de corte.

- Planchas de acero para distribuir la carga de confinamiento y de corte.

PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

- Se instaló el Sistema de marcos Vertical y Horizontal, que permita la aplicación de las cargas de confinamiento y de corte.

Debido al rango de precisión de los manómetros de los gatos hidráulicos, la carga de confinamiento para los tres especímenes fue de 500 Kg, 1000 Kg y 1500 Kg

que equivalen a un esfuerzo de confinamiento de 1.29 Kg/cm², 2.58 Kg/cm² y 3.87 Kg/cm² respectivamente.

- Después de aplicar el confinamiento correspondiente a cada espécimen, se procedió a aplicar la carga de corte desde cero hasta la falla del espécimen.

PROCESAMIENTO Y EVALUACION DE RESULTADOS

La resistencia de corte a la rotura, debe realizarse a los 28 días de edad del espécimen, estado en que el cemento ha alcanzado su endurecimiento casi total. En esta oportunidad no se ha cumplido con este requisito, el ensayo se ha hecho a los 17 días de edad.

El procedimiento de cálculo, es como se indica.

$$\tau = \frac{P}{2A}$$

donde:

A = Area de la cara de asiento del ladrillo en cm²

P = Carga de rotura en Kg.

τ = Resistencia al corte Kg/cm²

Los resultados obtenidos en los seis muretes ensayados se muestran en la Tabla 3.9. Así mismo así el esfuerzo cortante de rotura versus el confinamiento aplicado para cada uno de los muretes de corte, se

obtienen dos gráficos cuyas ecuaciones nos dan directamente la adherencia y la fricción de la albañilería: estas ecuaciones corresponden al mecanismo de falla de Coulomb y están expresadas de la siguiente forma en el presente estudio: (Ver Fig. 3.23)

Para Mortero P2-C (1:1:5): $V = 2.42 + 0.205\sigma$;

donde $\mu = 2.42$ y $f = 0.205$

Para Mortero NP(1:6) ; $V = 0.89 + 0.53\sigma$;

donde $\mu = 0.89$ y $f = 0.53$

COMENTARIOS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS REALIZADOS

De los ensayos se concluye que la resistencia al cortante varia linealmente con el nivel de confinamiento; aunque cuando el confinamiento es nulo la resistencia es considerablemente mas baja que la que corresponde a una recta trazada por los otros puntos.

- En el ensayo, al producirse la falla, todos fueron por deslizamiento de uno de los medios ladrillos, no hubo falla local es decir rotura del ladrillo.
- El deslizamiento se iniciaba y terminaba casi instantáneamente, es decir un deslizamiento rápido y brusco.
- La adherencia lograda por el mortero P2-C, es significativamente superior al logrado por el mortero NP, esto se debe al mayor contenido de cemento asi como

la presencia de cal que mejora algunas de sus características.

- Igualmente se puede observar que en la fricción lograda en ambos casos no existe una diferencia muy marcada.

3.5.3 ENSAYO DE COMPRESION DIAGONAL DE MURETES

El ensayo ideal para encontrar la resistencia en este tipo de experiencia, es tener un murete en el cual se aplique a través de una línea recta un esfuerzo de tensión constante de ese modo los resultados del ensayo serán mucho más uniformes que en el caso de tener gradientes de esfuerzos importantes, siendo el tipo ideal de espécimen un murete de forma circular en el que al aplicar la carga, el diámetro cargado puede tener cualquier inclinación con respecto a la dirección de las juntas. Pero de acuerdo a nuestro material usado, en la práctica se presentarían dificultades en el proceso de cortado y en el tener que disponer de máquinas especiales que produzcan el menor defecto y alteración de las propiedades del murete; como esto resulta prácticamente imposible por tener un material muy inestable se opta por construir un murete cuadrado al cual le aplicaremos la carga en dos de sus aristas opuestas, representándonos el mejor disco circular deseado.

CONSTRUCCION Y ENSAYOS DE MURETES

Se construyeron tres muretes para cada tipo de mortero, teniendo especial cuidado en la nivelación, alineamiento y verticalidad de las unidades, así como la colocación uniformemente esparcida del mortero en toda el área de asiento.

Las dimensiones nominales de los muretes son de 60 cm de largo, 60 cm de altura y 15 cm de espesor, el espesor de las juntas horizontal y vertical es de 1.5 cms.

La construcción de los especímenes se llevó a cabo en el laboratorio de ensayo de materiales de la UNI y para los seis especímenes se empleó la misma calidad de mano de obra.

Veinticuatro horas antes del ensayo se refrendaron los dos vértices donde se iban a aplicar las cargas diagonales; se usó mortero plástico de cemento portland y yeso calcinado aplicado en una capa de 3 mm. de espesor.

El transporte y manipuleo de los muretes se realizó con mucho cuidado para evitar dañar los muretes antes del ensayo.

EQUIPOS USADOS

Todos los equipos, accesorios y herramientas utilizados en las pruebas, son de propiedad del laboratorio de ensayo de materiales de la UNI, entre los más importantes podemos citar los siguientes:

- Marco de pruebas construido con perfiles de acero e instalado en el laboratorio de ensayo de materiales de la UNI.

Gato hidráulico de fabricación japonesa, de 30 toneladas de capacidad N° de Serie 22020 con manómetro graduado cada 500 kg

- Dos ángulos de acero de 2", reforzado con planchas, para la aplicación de la carga diagonal en los muretes.

PROCEDIMIENTO DE ENSAYO

- Se instaló el gato hidráulico apoyado en la viga superior del marco de ensayo, en posición vertical y con el pistón hacia abajo. Seguidamente se colocó el espécimen con el eje diagonal centrado respecto al eje del gato, el apoyo del vértice inferior del espécimen se hizo sobre la viga de acero de la parte inferior del marco.

- Se accionó el gato hidráulico solo hasta hacer contacto con el espécimen para poderlo aplomar correctamente.

- Se aplicó la carga en forma continua desde cero hasta

la rotura, tratando en lo posible de mantener la velocidad constante. No se pudo medir la deformación en ninguna de las dos diagonales por no tener elementos de fijación adecuado.

PROCESAMIENTO Y EVALUACION DE RESULTADOS

El ensayo de compresión diagonal de muretes, debe realizarse a los 28 días de edad del espécimen, estado en que el cemento ha alcanzado su endurecimiento casi total. En esta oportunidad no se ha cumplido con este requisito, el ensayo se ha realizado sólo a los 17 días de edad.

El Procedimiento de cálculo, es como se indica:

$$u_n = \frac{P}{L_D \times t}$$

donde:

P = Es la carga de compresión en la dirección diagonal del murete.

L_D = Longitud de la diagonal; cuando el espécimen es de forma cuadrada $L_D = L \sqrt{2}$ donde L es el lado del murete.

t = Espesor del murete.

u_n = Esfuerzo de corte de la mampostería en dirección diagonal.

Los resultados obtenidos en los tres muretes fabricados con mortero P2-C (1:1:5) se detallan en la Tabla

3.10 y en la Tabla 3.11 se detallan los resultados obtenidos en los tres muretes fabricados con mortero NP (1:6)

COMENTARIOS DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LOS ENSAYOS

De los seis especímenes ensayados tres han fallado por tensión diagonal y tres por falla local de aplastamiento del ladrillo, principalmente en los muretes fabricados con mortero P2-C, donde dos de ellos tuvieron falla local. Esto nos indica que la tensión diagonal y el corte que resiste el murete es superior al valor calculado teóricamente.

- La falla por tensión diagonal en los muretes se produjeron bruscamente fracturando a las unidades y al mortero en la línea diagonal.

Los resultados obtenidos en los seis muretes confirman que la calidad del mortero no es muy importante si la falla es por tensión diagonal.

- De los resultados, podemos ver la relación que existe entre el esfuerzo de corte y el esfuerzo de tensión con la resistencia a la compresión de la mampostería:

Para Mortero P2-C (1:1:5)

$$\frac{u_c}{\sqrt{f_m}} = \frac{3.99}{\sqrt{33.25}} = 0.70$$

$$\frac{f_t}{\sqrt{f_m}} = \frac{2.64}{\sqrt{33.25}} = 0.46$$

Para mortero NP (1:6)

$$\frac{u_s}{\sqrt{f_m}} = \frac{4.47}{\sqrt{26.15}} = 0.87$$

$$\frac{f_t}{\sqrt{f_m}} = \frac{2.95}{\sqrt{26.15}} = 0.58$$

Vemos que estos resultados son parecidos a los obtenidos por Roberto Meli. en la UNAM - Méjico

$$\frac{u_s}{\sqrt{f_m}} = 0.80 \quad \text{y} \quad \frac{f_t}{\sqrt{f_m}} = 0.50$$

CAPITULO IV

MUROS SUJETOS A CARGAS LATERALES

GENERALIDADES

Una gran limitación de la albañilería es la baja resistencia que presenta ante esfuerzos a tracción y cortante debidas principalmente a cargas laterales asociadas a movimientos sísmicos. consecuencia de ellas sufren una rápida degradación de su resistencia y rigidez. En el muro de albañilería armada, el refuerzo interior que se coloca, mejora notablemente el comportamiento sísmico del muro, formando un conjunto con las unidades difícilmente separables, contribuyendo de esta manera a mejorar la ductilidad del conjunto, permitiendo la aplicación repetida de cargas antes de llegar al colapso del muro.

Por razones de costo, en el presente estudio, solo se han ejecutado ensayos a nivel de unidades, pilas, muretes de corte y muretes de compresión diagonal; no se ha fabricado especímenes de muros a escala natural. Por esta razón, para el estudio del comportamiento de muros ante

carga lateral en un solo sentido y cíclicas, se estudiará los resultados obtenidos por el Instituto de Ingeniería de la UNAM, en ensayos de algo más de una centena de muros a compresión diagonal y en voladizo y con diferentes tipos de refuerzo. Por la amplitud del tema, en esta sección sólo se analizará el comportamiento de muros ante cargas laterales en un sentido, mediante su curva carga-deformación.

4.1 RELACION CARGA-DEFORMACION

CONSIDERACIONES GENERALES

Las características carga-deformación de un muro se han representado a través de la relación entre la carga lateral (o esfuerzo cortante promedio) y la deflexión del extremo superior del muro dividida entre la altura del mismo (deformación angular) al analizar las curvas obtenidas experimentalmente se aprecia como en todos los casos éstas pueden representarse en forma bastante aproximada por medio de una relación trilineal como la de la figura 4.1, en la cual el primer tramo describe el comportamiento hasta cerca del agrietamiento del muro; el segundo tramo, de rigidez inferior, corresponde a la zona entre el agrietamiento y la carga máxima, después de la cual sigue en tramo horizontal hasta la falla.

Una relación de este tipo queda definida por cinco parámetros, de los cuales la carga de agrietamiento y la rigidez inicial pueden predecirse teóricamente y los otros tres parámetros, que definen el comportamiento post-agrietamiento, se obtienen de los datos experimentales en función del tipo de estructuración y del tipo de carga.

4.1.1 PREDICCIÓN DE LA RESISTENCIA

FLEXOCOMPRESION

En los ensayos en voladizo de los muros con refuerzo exterior (confinado con columnas y viga) o interior (albañilería armada); la capacidad puede estar limitada por la fluencia del refuerzo de tensión. Para la predicción del comportamiento en este caso, pueden emplearse las hipótesis y procedimientos que se utiliza para concreto reforzado (secciones planas, no tensiones en la mampostería y el concreto, bloque equivalente de refuerzos, etc.).

Para muros con refuerzo interior, los resultados de la figura 4.1A muestran como los resultados experimentales se aproximan satisfactoriamente a los predichos con esta teoría, tanto para flexión pura como para flexo-compresión cuando las cargas verticales son bajas; para cargas verticales altas la teoría da resultados

conservadores.

En vista de la aproximación de las hipótesis empleadas se justifica el uso de procedimientos simplificados.

Para muros con refuerzo colocados simétricamente en sus extremos y sujetos a flexión sin carga vertical, es aceptable la suposición de que la resultante de compresión se encuentra alojada en el centroide del refuerzo del lado de compresión, o sea en general en el centro de la última pieza: además, puede suponerse que el acero de tensión llega a la fluencia antes de la falla. Ambas hipótesis se justifican en vista de que los porcentajes de refuerzo usualmente empleados son muy pequeños y las secciones quedan ampliamente subreforzadas. En la tabla 4.1 se comparan los resultados experimentales con los calculados con el criterio anterior para los ensayos realizados por varios autores, obteniendo una buena concordancia.

Un procedimiento general para considerar el efecto de la carga vertical consiste en obtener el diagrama de interacción de flexocompresión completo; puede entenderse conservadoramente que el diagrama está formado por dos tramos rectos que unen el punto de falla balanceado con los correspondientes a carga axial simple y momento puro. El diagrama simplificado se muestra en la figura 4.2; en el tramo de falla por tensión se obtienen resultados bastantes conservadores con respecto a lo registrados en

los ensayos.

El mismo procedimiento puede emplearse para predecir la resistencia de muros con refuerzo exterior. Los resultados presentados en la tabla 4.1 demuestran que considerar el conjunto marco-muro como una sección monolítica permite predecir con buena aproximación tanto la carga de fluencia como la máxima.

CORTANTE

Se trata aquí la resistencia de muros de mampostería cuando la falla se produce a través de una grieta diagonal debida al efecto de la fuerza cortante en el muro.

La interpretación de los resultados lleva dos propósitos: definir valores representativos de la resistencia de muros de distintos materiales y diferentes condiciones, y tratar de establecer expresiones para las predicciones de la resistencia en función de parámetros determinados en ensayos sobre conjuntos sencillos.

Un punto importante se refiere a la definición de la capacidad útil de un muro. Existen diversas consideraciones que llevan a preferir la carga que produce la grieta diagonal en lugar de la carga máxima: estas son que la carga de agrietamiento es menos variable

en muros semejantes y se puede predecir en forma más confiable para los diferentes casos, ya que se ve poco afectada por características como el tipo de refuerzo exterior o interior en los extremos, mientras que la reserva de carga después del agrietamiento es muy variable y depende de muchos factores. Además, una vez ocurrida la grieta, la capacidad del muro para resistir nuevos ciclos de carga se ve sumamente afectada. Sin embargo, en la mayoría de los ensayos accesibles no se consigna más que la carga máxima, así que se tiene más información sobre los valores que puede adquirir esta última. Aquí se considerarán ambas cargas, aunque se tratará de basar la predicción de la resistencia en la carga de agrietamiento.

El análisis de los resultados experimentales se hará distinguiendo los dos tipos de ensayo: compresión diagonal y voladizo.

ENSAYOS DE COMPRESION DIAGONAL

La tabla 4.2 presenta los resultados de un número considerable de ensayos de este tipo realizados por distintos autores cubriendo un amplio rango en cuanto a materiales y estructuración. Se consignan los esfuerzos cortantes máximos, y en ocasiones los de agrietamiento, calculados sobre el área bruta de la sección transversal.

De la observación de los datos consignados pueden deducirse algunas conclusiones cualitativas sobre la resistencia de los muros: No existe una diferencia importante entre la resistencia de los muros sin refuerzo y de los con refuerzo exterior, mientras que el refuerzo interior si aumenta sensiblemente la resistencia. La calidad del mortero afecta la resistencia; la diferencia es sensible entre un mortero con proporcionamiento volumétrico 1:0:3 y 1:2:9 de cemento:cal:arena. El esfuerzo cortante resistente varía generalmente entre 2 y 10 Kg/cm² dependiendo del tipo de pieza; las resistencias menores corresponden a piezas de muy baja tolerancia en compresión y a piezas con huecos muy grandes y superficies lisas. Las resistencias mayores corresponden a piezas de superficies **rugosas** o con huecos pequeños en los que se le introduce el mortero, proporcionando un anclaje mecánico.

En cuanto a la obtención de expresiones para la predicción de la resistencia en compresión diagonal; en la figura 4.3 aparecen los resultados de varios ensayos de muros con falla predominante de tensión diagonal, pudiéndose observar que la resistencia a carga lateral puede predecirse con la ecuación

$$V = 0.8 \sqrt{f'_m}$$

donde:

V = Es el esfuerzo promedio en el muro correspondiente

a la carga máxima.

f'_m La resistencia a la compresión del muro.

esta expresión es conservadora y su aproximación es aceptable.

Los resultados experimentales consignados se limitan a muros aproximadamente cuadrados.

En cuanto a la falla por las juntas, es de suponerse, que la resistencia puede expresarse en este caso en función de la adherencia y fricción, u y f , entre mortero y piezas. En este sentido Polyakov, a partir de un análisis elástico teórico y ajustando experimentalmente los coeficientes, propone la expresión.

$$V = \frac{0.7 u}{1 - 0.75 f \left(\frac{h}{L} \right)}$$

igual a lo ocurrido para los ensayos de muretes en compresión diagonal; se comprobó que tampoco para los muros podía obtenerse una correlación aceptable entre los resultados de los ensayos y una expresión de este tipo.

Es de creerse que el mejor índice de la resistencia de un muro es el esfuerzo cortante medio de falla registrado en los ensayos de muretes. La tabla 4.3 muestra la correlación entre las dos variables para los

pocos casos en que existe una determinación simultánea. Puede concluirse que la correlación es muy aceptable, excepto algunos resultados poco confiables, y que la expresión:

$$V = 0.8 V_{cD} \quad \text{en Kg/cm}^2$$

representa la forma más confiable de predecir la carga de agrietamiento de un muro sujeto a compresión diagonal.

ENSAYO EN VOLADIZO

Se ha visto que los ensayos de este tipo, cuando se contaba con suficiente refuerzo vertical para resistir las tensiones por flexión, la falla se representaba por una grieta diagonal en forma similar a lo que ocurría en las pruebas de compresión diagonal.

La tabla 4.5 muestra los resultados de ensayos en voladizo realizados en su mayoría en el Instituto de Ingeniería, se aprecia como los refuerzos de agrietamiento varían en un rango muy estrecho (2 a 3 Kg/cm²) mientras que los esfuerzos máximos resultan bastante mayores y varían en un intervalo un poco más amplio. Las resistencias menores correspondieron a tabiques que presentaban una adherencia muy baja con el mortero.

Existe un pequeño número de ensayos paralelos que permite comparar la resistencia obtenida en pruebas en voladizo con la de compresión diagonal.

La comparación se hace en la tabla 4.6. apreciándose que independientemente del tipo de falla, la resistencia cuando el muro actúa en voladizo es en la mayoría de los casos considerablemente menor que la de compresión diagonal.

En cuanto a la predicción de la resistencia, cuando la falla es por tensión diagonal nuevamente puede tratarse de relacionar el esfuerzo cortante resistente con la raíz cuadrada de la resistencia en compresión. El número de ensayos en los que se obtuvo este tipo de falla es relativamente escasos: los resultados se muestran en la tabla 4.7 y ponen en evidencia una notable discrepancia en los valores de la relación $V / \sqrt{f_m}$, tanto para la carga de agrietamiento como para máxima. La comparación mejora un poco si los esfuerzos en lugar se considerarse sobre el área bruta, se calcularán sobre el área neta de la sección transversal.

Para la falla por las juntas al tratar de relacionar la resistencia con la adherencia y fricción entre el mortero y pieza, determinada en los ensayos de cortante, no se encontró una correlación aceptable entre estas variables en los pocos ensayos para los que se cuenta con

estos datos.

Otra probabilidad es correlacionar la resistencia para ambos tipos de falla con el esfuerzo cortante resistente en ensayos de compresión diagonal. Esto se plantea en la tabla 4.8 y se puede apreciar una correlación mucho mejor que con otras variables; la dispersión de estos valores es mayor para la carga máxima que para la de agrietamiento; para esta última la siguiente expresión predice aproximadamente los resultados. $V = 0.45 V_{CD}$

4.1.2 RIGIDEZ INICIAL

En el tramo inicial aproximadamente lineal las deformaciones que se registran en los ensayos son muy pequeñas, por tanto, pueden ser afectados en forma radical por falsas deformaciones, debidas principalmente a pequeñas holguras en los anclajes y en los sistemas de medición; por lo anterior, las rigideces medidas en ensayos semejantes difieren a veces en mas de 100%. Diferencias semejantes o mayores son de esperarse en estructuras reales por variaciones en el confinamiento de los muros.

Por las razones anteriores y por la gran variabilidad propia de las propiedades del material, no se justifica el empleo de métodos refinados para la predicción de la rigidez y se proponen fórmulas simples basadas en

expresiones de resistencia de materiales o artificios que transforman la estructura en otra equivalente y fácil de analizar.

Los métodos basados en fórmulas de resistencia de materiales consisten en considerar las deformaciones de cortante

$$\Delta c = \frac{VH}{AG}$$

y de flexión

$$\Delta f = \frac{\alpha VH^3}{EI}$$

donde:

V y H Son la fuerza cortante y la altura del muro.

A y I Son el área y momento de inercia equivalente de la sección.

E y G Son los módulos de elasticidad y de cortante que deben definirse apropiadamente.

α Es un coeficiente que depende de las restricciones a las deformaciones de los extremos.

En lo que se refiere a las deformaciones de cortante, los ensayos de muros en compresión diagonal son los mas indicativos para la obtención de los parámetros. La tabla 4.10 muestra los valores del módulo de cortante, G, deducido del ensayo de muros con marco de confinamiento

de distintas dimensiones o con refuerzo interior únicamente; dichos valores se comparan con los módulos de elasticidad en compresión uniaxial. Se aprecia como el módulo de rigidez es bastante irregular y menor en general del que se obtiene en muretes; la relación con el módulo de elasticidad es del orden del 10% para la mayoría de los casos, aunque para piezas de baja resistencia la relación es mayor. El cambio del tamaño del marco de 7 a 15 cms. no parece tener influencia en la rigidez, mientras que el refuerzo interior sí influye debido esencialmente al área de mortero que se cuela en los huecos de las piezas. Este efecto puede ser tomado en cuenta aumentando proporcionalmente el área transversal del muro.

En conclusión, las deformaciones de cortante pueden predecirse con muy poca aproximación debido a variaciones muy fuertes en los valores experimentales. Se sugiere que se considere el área transversal bruta de la sección, incluyendo el refuerzo, y que el módulo de rigidez se deduzca de ensayos en muretes o, en caso de no existir estos para los materiales de interés, se tome $G = 0.3 E$ para tabiques de baja resistencia y $G = 0.1 E$ para tabiques de alta resistencia.

Para el estudio de las deformaciones de flexión se recurre a los resultados de los ensayos en Voladizo, en los que se suman las deformaciones de flexión y de

cortante

$$\Delta = \frac{VH}{AG} + \frac{VH^3}{3EI}$$

La tabla 4.11 muestra las rigideces obtenidas experimentalmente en varios ensayos de muros con refuerzo interior y exterior. Se aprecia como los valores son menores que los obtenidos en los ensayos de compresión diagonal.

Aceptando que las deformaciones de cortante se predican en la forma arriba indicada, se propone que se tome el módulo de elasticidad obtenido de ensayo de pilas y que se considere el momento de inercia de la sección agrietada.

El procedimiento propuesto solo predice el orden de la rigidez secante hasta la carga de agrietamiento y se obtienen discrepancias frecuentemente muy importantes. Para tomar en cuenta el efecto del refuerzo y del marco, se sugiere que se emplee el artificio de la sección transformada mediante el cual se obtienen aproximaciones aceptables aun para muros con marcos exteriores. De acuerdo con los resultados obtenidos por FIORATO y SOZEN, la aproximación de este procedimiento es mejor que la que se obtiene considerando una diagonal equivalente.

La presencia de una carga vertical sobre el muro

aumenta notablemente la rigidez debido a que reduce o impide el agrietamiento por flexión y mantiene la rigidez de la sección intacta hasta cargas próximas a la de agrietamiento. Su efecto se puede tomar en cuenta modificando apropiadamente la sección agrietada cuyo momento de inercia se considere. Como simplificación puede considerarse la sección intacta.

4.1.3 COMPORTAMIENTO POST-AGRIETAMIENTO

De acuerdo con la idealización propuesta para la curva carga-deformación, el comportamiento post-agrietamiento queda definido por tres parámetros (fig. 4.1). Dichos parámetros se han deducido de los ensayos más representativos y se consignan en la tabla 4.12. Sólo se consideran muros con refuerzo interior o exterior. Para los muros no reforzados, evidentemente el comportamiento puede considerarse frágil, o sea que la rigidez inicial se mantiene hasta la carga de agrietamiento que corresponde a la falla total del muro.

El parámetro β define la relación entre la carga a la cual la curva cambia de pendiente y la carga máxima: su valor se mantiene bastante estable en los distintos casos, varía entre 0.45 y 0.65; los valores mayores se obtienen por muros con refuerzo interior, mientras que la presencia de carga vertical tiende a disminuir su valor.

El segundo parámetro, α_1 , define la pendiente del segundo tramo y la deformación correspondiente a la carga máxima; varía en general entre 2 y 3. Los valores menores se obtienen cuando hay carga vertical sobre el muro o cuando la falla es por cortante.

El último parámetro, α_2 , define lo que es propiamente un factor de ductibilidad y es el más variable. Es del orden de 6 ó 7 para falla en flexión, de 4 para falla en cortante de muros confinados, y de 2 a 3 para falla en cortante de muros con refuerzo interior únicamente.

En resumen, el comportamiento ante una aplicación de carga de muros con refuerzo es relativamente dúctil, especialmente si hay refuerzo exterior y si no existen cargas verticales altas.

4.2 MUROS SUJETOS A CARGAS LATERALES ALTERNAS

GENERALIDADES

Siguiendo el mismo procedimiento que se empleó para estudiar el comportamiento de muros sujetos a carga lateral en un solo sentido, en esta oportunidad se estudiarán los resultados obtenidos en 58 muros de aproximadamente 3 x 3 mts., ensayados en el Instituto de Ingeniería de la UNAM y otros hechos por D. Williams en

Nueva Zelanda.

4.2.1 DESCRIPCIÓN DEL COMPORTAMIENTO EXPERIMENTAL

Los ensayos fueron en voladizo o en compresión diagonal, con deformaciones controlada. En cada ciclo se alcanzaba una deformación (angular o lateral) prefijada en una dirección. En algunos ensayos se mantuvo constante la deformación máxima del ciclo, aplicando hasta más de 60 ciclos nominalmente iguales.

En otros ensayos se aplicaban tres ciclos con una deformación máxima hasta la falla.

A continuación se describirán las características de las curvas cargas-deformación en los ciclos de carga.

Mientras no ocurran agrietamientos importantes por flexión o grietas diagonales, el comportamiento de muros con cualquier tipo de refuerzo es aproximadamente elástico, y la diferencia entre las curvas en el primer ciclo y en ciclos posteriores es pequeña. Después del agrietamiento el comportamiento se caracteriza por una disminución de rigidez y resistencia tanto mayor cuanto más grande es la deformación máxima alcanzada en el ciclo: a tal disminución se le denomina deterioro (o degradación) y su magnitud depende esencialmente del modo de falla, de la estructuración, del tipo de pieza y de la carga vertical.

Cualitativamente, el comportamiento histerético cuando hay deterioro importante está caracterizado por una zona inicial de rigidez baja, correspondiente al período en que se cierran las grietas provocadas por las cargas en la dirección opuesta: posteriormente el muro recupera su rigidez aproximadamente igual a la del ciclo inicial en la zona agrietada: esto hace que, para una deformación dada, la carga en los ciclos posteriores sea menor que la que tenía en el primer ciclo, aunque en general puede alcanzarse nuevamente la resistencia inicial para deformaciones mayores.

La variación en la curva ocurre esencialmente del primero al segundo ciclo, después del cual el deterioro progresa lentamente y la curva se estabiliza prácticamente en todos los casos a partir del sexto ciclo.

Cuando la falla es por flexión el deterioro es reducido. Si las deformaciones no son muy grandes (menores de 0.003 rad), aunque se exceda la carga de fluencia, las curvas en ciclos posteriores difieren poco de la inicial (Fig. 4.4). Aun cuando se entra ampliamente en la zona de fluencia, el deterioro no es excesivo, la curva se estabiliza, totalmente desde el segundo ciclo y prácticamente no hay reducción de resistencia. Solamente para deformaciones angulares grandes (del orden de 0.01 rad) y en muros con refuerzo interior (muros armados) se

registró un deterioro de importancia (Fig. 4.5). Esto se debe a una destrucción progresiva de la esquina de compresión por falta de confinamiento del material. En muros con marcos de columnas y vigas este deterioro no debe ocurrir si existen estribos suficientemente cerrados: no se han realizado ensayos para comprobar este último hecho.

La presencia de carga vertical que, como se ha visto, aumenta la resistencia y disminuye la ductilidad, da lugar a una reducción muy importante en el deterioro. La fig. 4.5 ilustra como, para una deformación angular máxima de aproximadamente 0.01, el deterioro es importante en un muro sin carga vertical debido al fenómeno descrito, mientras que es muy limitado cuando el muro se encuentra sujeto a una carga vertical.

Para muros con falla por cortante el comportamiento histerético varía en forma importante según el tipo de estructuración.

Cuando los muros son de albañilería armada, el deterioro es más fuerte después del agrietamiento diagonal, y la curva se estabiliza lentamente y solo para resistencias y rigideces muy bajas. El deterioro ya es de consideración en el tramo entre la carga de agrietamiento y la máxima (deformaciones entre 0.001 y 0.003), pero cuando se excede la carga máxima (deformaciones del orden

de 0.005) el deterioro es casi total (Fig. 4.6). Para las cantidades de refuerzo usuales, el incremento en la cantidad de refuerzo no parece mejorar apreciablemente la situación, mientras que la existencia de carga vertical sobre el muro produce un confinamiento que reduce en forma notable el deterioro (Fig. 4.7), las razones principales del deterioro son la progresiva destrucción de las esquinas del muro y el desprendimiento de las paredes de las piezas huecas.

Para muros con marcos débiles, el comportamiento es menos desfavorable que en el caso anterior, debido a que el muro se encuentra confinado; el deterioro es bastante reducido en la zona entre la carga de agrietamiento y la máxima; sin embargo, para deformaciones entre 0.003 y 0.005, la grieta diagonal penetra en las esquinas del marco y esta zona se destruye progresivamente por la repetición de las cargas alternadas, la situación se ilustra en la Fig. 4.8.

Cuando el marco exterior es robusto y tiene la suficiente resistencia en cortante en sus esquinas para impedir que la grieta diagonal se prolongue en el marco, y para hacer que esta cambie a una dirección menos inclinada, con la presencia de una carga vertical se impide que falle por flexión, manteniendo la rigidez de la sección hasta cargas próximas al agrietamiento. Pueden alcanzarse deformaciones hasta el 3% sin un

deterioro excesivo y sin que afecte la capacidad del muro, de manera que, si se aumenta la deformación, es factible lograr nuevamente la carga inicial, (Fig. 4.9). Lo anterior es cierto sólo para muros de piezas macizas, no así para piezas huecas, donde las deformaciones grandes producen desprendimientos y fallas locales que hacen que el muro se deteriore rápidamente.

4.2.2 INTERPRETACION DE RESULTADOS

El comportamiento ante cargas repetidas queda definida por las curvas cíclicas carga-deformación que son como la mostrada en la figura 4.10. Las principales características de estas curvas desde el punto de vista del comportamiento dinámico, pueden representarse a través de diversos parámetros, que se describen a continuación y cuyo significado se ilustra gráficamente en la figura 4.10.

La carga correspondiente a la deformación máxima y su relación con la que se obtuvo en el ciclo inicial (V_n/V_0) da una medida del deterioro de resistencia. El área bajo la curva de carga, E_n , mide la capacidad de absorción de energía, y su relación con la misma área para el primer ciclo, E_0 , da una medida de la pérdida de tal capacidad. El área contenida en el lazo histerético, $E \times A_n$, mide la cantidad de energía disipada en cada ciclo. Esta área, relacionada con el área bajo la curva esqueleto (Fig.

4.10C) define un coeficiente de amortiguamiento equivalente.

La figura 4.11 muestra la variación de estos parámetros en ciclos sucesivos en los que se alcanzó la misma deformación máxima para diversos muros de albañilería armada ensayados en voladizos y en compresión diagonal; se aprecia como la mayor parte de la variación ocurre entre el primer y segundo ciclo, lo cual justifica suponer un ciclo histerético constante para una deformación máxima dada, o sea que la curva cambia del primer al segundo ciclo y después se mantiene constante. Para la obtención de los valores experimentales de los parámetros se emplearán las curvas obtenidas en el tercer ciclo, que en muchos casos las repeticiones de las cargas se limitarán a tres y que, de acuerdo con lo mostrado en la figura 4.11 el deterioro posterior es despreciable.

En la Tabla 4.13 se presentan los valores obtenidos para los diversos parámetros en los ensayos de los casos mas representativos; siempre que sea posible, se consignan valores correspondientes a los ciclos con una deformación máxima entre el agrietamiento y la carga máxima y otra excediendo la carga máxima; se aprecia como los diversos parámetros varían en forma constante para los diversos casos y que por lo tanto puede bastar uno, o como máximo dos, de estos parámetros para definir la

forma del ciclo histerético.

El examen de la Tabla 4.13 pone en evidencia el efecto de las distintas variables en la magnitud del deterioro de los muros cuando son sometidos a este tipo de sollicitaciones.

4.2.3 DESCRIPCION ANALITICA DEL COMPORTAMIENTO

En la sección 4.10 se ha presentado el comportamiento de un muro ante una aplicación de carga lateral por medio de una relación trilineal definida por cinco parámetros. El comportamiento ante ciclos de carga puede representarse por medio de una curva histerética formada también por tramos rectos. El módulo propuesto se muestra en la **fig.** 4.12 y supone que antes de la carga de agrietamiento, el comportamiento es elástico y define curvas histeréticas diferentes para el tramo entre la carga de agrietamiento y la máxima, y para deformaciones que exceden la carga máxima.

Las curvas histeréticas pueden construirse como suma de curvas simples, como las mostradas en la **fig.** 4.13 en las que se presentan modelos de comportamiento elastoplástico con distinto grado de deterioro. Sumando dos o más de estas curvas a diferentes escalas, se puede obtener gran variedad de formas para los modelos histeréticos del tipo mostrado en la **fig.** 4.12

A partir de los resultados experimentales, mostrados en las secciones anteriores, se pretende dar valores representativos a los parámetros que definen los ciclos histeréticos. Estos parámetros (V_h/V_o , E_h/E_o y V), para las dos etapas de comportamiento inelástico consideradas se consignan en la Tabla 4.14 para diferentes casos de estructuración, tipo de falla y carga vertical; con respecto a esta última se considera únicamente un valor de precompresión que corresponde aproximadamente a cargas entre 15 y 40% de la resistencia del muro ante carga vertical.

Los valores propuestos son conservadores, ya que se han considerado los resultados mas desfavorables obtenidos experimentalmente para cada caso. Algunas de las curvas que se obtienen para esos parámetros se representan en la figura 4.13, para dos rangos de deformación máxima en los ciclos.

4.3 DISIPACION DE LA ENERGIA SISMICA EN LAS ESTRUCTURAS DE ALBAÑILERIA

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.

4.3.1 FORMACION DE MECANISMOS DUCTILES EN MUROS DE ALBAÑILERIA

A) MECANISMO DUCTIL DE MUROS EN VOLADIZOS

- DESCRIPCION DEL MECANISMO

En este caso los muros están conectados entre sí mediante la 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 formen una rotula 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.

DUCTILIDAD DE MUROS EN VOLADIZO

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

$$\mu = \delta_u / \delta_y$$

Donde:

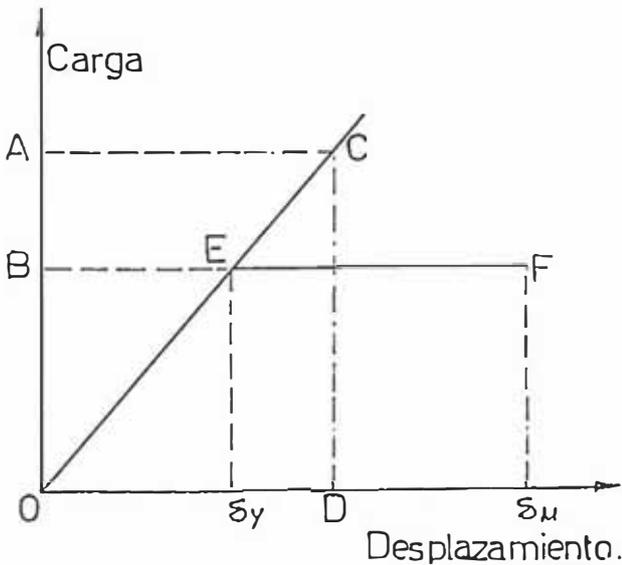
δ_u = deflexión lateral en el intervalo posterior al elástico.

δ_y = 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 $OA \times OD / 2$ y la energía potencial para el sistema elastoplástico es $OB \times \delta / 2 + (\delta_u - \delta_y) \times OB$. si igualamos las energías tenemos:



$$\frac{OA \times OD}{2} = \frac{OB \times \delta_y}{2} + (\delta_u - \delta_y) \times OB$$

Pero $OD = \frac{\delta_y \times OA}{OB}$

Reemplazando valores y simplificando obtenemos:

$$\left(\frac{OA}{OB} \right)^2 = 2 \times \frac{\delta_u}{\delta_y} - 1$$

Donde :

$$n = \frac{\delta_u}{\delta_y} \text{ ductilidad de desplazamiento}$$

$$K = \frac{OA}{OB} \quad \text{factor de reducción por ductilidad}$$

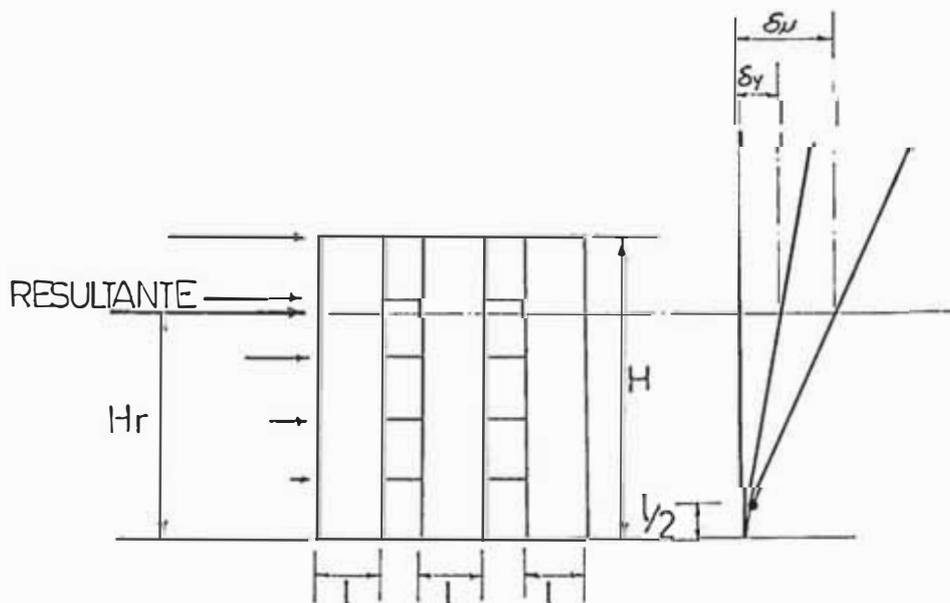
reemplazando estos valores en la expresión hallada, obtenemos :

$$K^2 = 2 \times u - 1$$

finalmente :
$$K = \sqrt{2 \times u - 1}$$

según la ecuación hallada, 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 a la altura de la resultante sísmica, tal como se muestra en la siguiente figura.



Además asumiendo que la altura de rotula plástica es igual a la mitad del largo del muro y que la rotación de cuerpo rígido se inicia en su extremo se puede establecer que:

$$u = 1 + \frac{1.5}{A} \left[\frac{\phi_u \times M_v}{\phi_v \times M_u} - 1 \right] \left[1 - \frac{1}{4A} \right]$$

donde :

$$A = \frac{H_r}{2}$$

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

ϕ_v = Curvatura en fluencia en la base del muro

ϕ_u = Curvatura en la rotura en la base del muro.

B. MECANISMO DUCTIL EN MUROS ACOPLADOS

- DESCRIPCION 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 rotulas plásticas en los extremos de las vigas de acople y si es posible una rotula en la base de los muros.

Las rotulas 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 mas 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.

- 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.

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 impracticable 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 rotulas 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.

CAPITULO V
RECOMENDACIONES PARA EL DISEÑO DE EDIFICACIONES DE
ALBAÑILERIA

5.1 CONFIGURACION ESTRUCTURAL

En la estructura de un edificio de albañilería, cargas de gravedad no representan problema, ya que la albañilería es muy competente para resistir las reducidas compresiones que ellas causan.

Las cargas sísmicas sí son críticas tanto por ser dinámicas como por generar sustanciales esfuerzos de tracción y compresión actuando por encima del límite elástico de la estructura. Sin embargo la correcta configuración de la estructura le confiere las cualidades sismo-resistentes necesarias para atender satisfactoriamente a las fuerzas sísmicas en cualquier dirección.

Estas cualidades sismo-resistentes son las siguientes y se definen en la primera etapa del proyecto, esto es en la creación arquitectónica que debe ser un

trabajo coordinado del Arquitecto con el Ingeniero:

- a) Que tenga el menor peso posible.
- b) Que no se produzcan torsiones.
- c) Que las concentraciones de fuerzas y esfuerzos sean mínimos.
- d) Que la estructura esté amarrada mediante diafragmas competentes.
- e) Que tenga la máxima robustez.

5.2 CONDICIONES BASICAS DE SISMO RESISTENCIA

A) QUE TENGA EL MENOR PESO POSIBLE

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) QUE NO SE PRODUZCAN TORSIONES

La forma del edificio, es decir su aspecto volumétrico debe poseer simetría, continuidad, robustez y competencia torsional. Se debe evitar edificios de forma irregular en caso de ser necesario se debe subdividir el

edificio en formas regulares que puedan responder independientemente.

Referente a la cantidad de los muros, lo ideal es que la cantidad de muros sea igual en las direcciones principales de la edificación y adicionalmente, que los muros, todos ellos, sean del mismo largo. Estas exigencias son imposibles de cumplir en la práctica pero debe tenderse hacia ellas.

De otro lado su ubicación en planta debe buscar simetría de distribución con el propósito de minimizar la distancia entre el centro de masa y el centro de rigidez, ya que es indudable que los fenómenos de torsión tienen una mayor importancia de la que les ha adjudicado hasta ahora.

C) QUE LAS CONCENTRACIONES DE FUERZAS Y ESFUERZOS SEAN MINIMOS

Se debe buscar la continuidad en la forma, tanto en planta como en elevación, evitando cambios bruscos para impedir concentraciones de esfuerzos.

Los vanos deben ser ubicados uno sobre otro y su ubicación en planta debe respetar el principio de uniformizar la longitud de los muros.

Los alfeizares deben ser separados de los muros ya que, en caso contrario contribuyen a la rigidez pero no a la resistencia de los muros de corte, cuando severas concentraciones de esfuerzos, lo mismo sucede cuando se colocan dinteles sobre los vanos, sin que éstos sean soleras corridas.

D) QUE LA ESTRUCTURA ESTE AMARRADA MEDIANTE DIAFRAGMAS COMPETENTES

Ante las 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 los atributos de simetría, continuidad, robustez y competencia torsional.

El material usual para la construcción de entre pisos y techo es el concreto armado el que puede satisfacer, en principio y sin detallado especial los requisitos de un diafragma rígido. La losa maciza bidireccional es el mejor diafragma rígido para edificaciones de albañilería.

La cimentación debe proveer a una edificación 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 estos

requisitos pueden ser satisfechos por cimientos corridos. se ha demostrado que la utilización de la platea de cimentación (indispensable en terrenos blandos). cuando se escoge cuidadosamente su nivel. es la solución más económica.

E) QUE TENGA LA MAXIMA ROBUSTEZ

Se debe guardar proporciones de altura, largo ancho razonables que le confieran robustez. No son aconsejables los edificios excesivamente largos; tampoco son aconsejables los edificios muy esbeltos.

La referencia (10) recomienda las siguientes aclaraciones:

Relación Largo (L)/Ancho (A)

Ideal : $L = A$
Aceptable : $L \leq 4A$
Mala : $L > 4A$

Relación Altura (H)/Ancho (A)

Ideal : $H \leq A$
Aceptable : $H \leq 3A$
Mala : $H > 3A$

5.3.0 APLICACION PRACTICA, DISEÑO DE UNA VIVIENDA DE DOS PISOS

Introducción

En esta sección se hará el análisis y diseño de una vivienda bifamiliar de dos pisos. Lo que se pretende es mostrar el uso de los ladrillos estudiados, en la construcción de muros de albañilería armada y albañilería confinada. No se diseñará la platea de cimentación ni la losa del techo, se asumirá que tienen comportamiento de diafragma rígido.

Estructuración

La edificación esta ubicada en una urbanización, tiene limites de propiedad en su perímetro, la ubicación de la escalera es externa e independiente de la estructura principal de tal forma que no produce abertura en los diafragmas y por consiguiente su comportamiento se asemeja al de un diafragma rígido.

La disposición de los muros en planta no son simétricos, los alfeizares de las ventanas van separada de los muros y se diseñarán para resistir cargas perpendiculares a su plano.

Sobre el espesor de los muros el R.N.C. especifica

$$t_{\text{mínimo}} = h/26.$$

$$\text{para nuestro caso } t = \frac{240}{26} = 9.23 \text{ cms.}$$

usaremos $t = 14$ cms; de ladrillo macizo de $29 \times 14 \times 14$

Análisis Estructural

El procedimiento para obtención del peso y del cortante sísmico para ambos casos es el mismo.

I.- Verificación de la densidad de muros

$$\text{Area de muros en un piso} = 38.40 \times 0,14 = 5.38 \text{ m}^2$$

$$\text{Area en planta} \quad \quad \quad 56.83 \text{ m}^2$$

$$\text{Cuantía de muros} \quad \frac{5,38}{56,83} = 9,46 \%$$

Este valor es mayor que la cuantía mínima 6% que se usa en Chile para este tipo de edificaciones.

DISEÑO DE ALBAÑILERÍA ESTRUCTURAL PORTANTE

Especificaciones técnicas de los componentes de la albañilería.

Unidad de albañilería : Ladrillo macizo de concreto de 29 x 14 x 14 cms. de fabricación artesanal.

$$f'_b = 48.60 \text{ kg/cm}^2.$$

Mortero : Cemento : Arena, 1:6 (N.P.)

Albañilería : $f'_m = 26.15 \text{ kg/cm}^2.$

Concreto : $f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2.$

Refuerzo : $f_y = 4,200 \text{ kg/cm}^2.$

II.- Obtención del cortante sísmico

Según el Reglamento:

$$H = \frac{ZUCS}{R_d} \times P, \quad \text{donde}$$

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 por ser albañilería.

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

$$T_x = \frac{0.05 \times 5.00}{\sqrt{8}} = 0.088 \text{ =====> } C_x = 0.62 > 0.4$$

$$T_y = \frac{0.05 \times 5.00}{\sqrt{6.90}} = 0.095 \text{ =====> } C_y = 0.61 > 0.4$$

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

reemplazando valores, tenemos:

$$H = \frac{0.4}{2.5} P = 0.16 P$$

$$H = 0.16 P$$

III.- Determinación del peso del edificio

Carga muerta

$$\begin{aligned} \text{Peso de los muros} &= 0.15 \times 2.40 \times 38.40 \times 1.8 \text{ ton/m}^3 \\ &= 24.88 \text{ toneladas.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso de alfeizares} &= 0.15 \times 1.20 \times 6.75 \times 1.80 \text{ ton/m}^3 \\ &= 2.18 \text{ toneladas.} \end{aligned}$$

$$\text{Peso de losa} \implies e = \frac{\text{Perimetro}}{160} = \frac{2(395+315)}{160} = 8.9 \text{ cms.}$$

tomamos $e = 10 \text{ cms.}$

$$\begin{aligned} \text{Peso de losa} &= 0.10 \times 2.4 \text{ ton/m}^3 \times 56.83 \text{ m}^2 \\ &= 13.64 \text{ toneladas.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso de acabados} &= 0.02 \text{ ton/m}^2 \times 56.83 \text{ m}^2 \\ &= 1.14 \text{ toneladas} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Peso muerto} &= 24.88 + 2.18 + 13.64 + 1.14 \\ &= 41.84 \text{ toneladas} \end{aligned}$$

Carga viva

Para vivienda S/C = 200 kg/m² aplicando el 25%
de reducción.

$$\begin{aligned} \implies \text{Peso vivo} &= 0.25 (0.2 \text{ ton/m}^2) \times 56.83 \text{ m}^2 \\ &= 2.84 \text{ toneladas.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{El peso total será} &= 2 \text{ pisos } (41.84 + 2.84) \text{ ton} \\ &= 89.36 \text{ toneladas.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{El cortante sísmico será} &= 0.16 \times 89.36 = 14.30 \text{ toneladas} \\ H &= 14.30 \text{ toneladas} \end{aligned}$$

IV.- Distribución de la fuerza horizontal en la altura de la edificación (Norma de diseño sismo resistente 1.14)

$$F_i = f \times H \times \frac{P_i h_i}{\sum P_i h_i} \quad f = 1 \text{ para } \frac{\sum h}{D} < 3$$

V.- Cálculo de excentricidades

$$e = e_x \times e_y$$

$$e_x = X_{cm} - X_{ce} = 3.64 - 4.132 = -0.492$$

$$e_x = -0.492$$

$$e_y = Y_{cm} - Y_{ce} = 3.75 - 4.15 = -0.400$$

$$e_y = -0.400$$

Corrección de excentricidades de acuerdo a Normas Sismo resistentes: en el sentido x

$$e_x = 1.5 (-0.492) - 0.05 \times 6.90 = -1.083$$

$$e_x = -1.083 \text{ condición 1}$$

$$e''_x = -0.492 + 0.05 \times 6.90 = -0.147$$

$$e''_x = -0.147 \text{ condición 2}$$

Momentos torsores

$$M'_{tx} = 14.30 \times (-1.083) = -15.49 \text{ ton.m}$$

$$M''_{tx} = 14.30 \times (-0.147) = -2.10 \text{ ton.m}$$

Corrección de excentricidades: en el sentido y

$$e'_y = 1.5 (-0.400) - 0.05 \times 8.00 = -1.00$$

$$e'_y = -1.00$$

$$e''_y = -0.400 + 0.05 \times 8.00 = 0$$

Momentos torsores

$$M'_{ty} = 14.30 \times (-1.00) = -14.30 \text{ ton.m}$$

$$M''_{ty} = 14.30 \times (0) = 0$$

VI.- Obtención de las fuerzas verticales de gravedad sobre cada muro.

$$\text{Carga muerta total} = 83.68 \text{ ton.}$$

$$\text{Carga viva total} = 22.73 \text{ ton.}$$

Longitud de muros en el primer piso = 38.40 m.

Por usar losas armadas en dos direcciones:

$$W_D = \frac{83.68}{38.40} = 2.18 \text{ ton/m}$$

$$W_L = \frac{22.73}{38.40} = 0.60 \text{ ton/m}$$

$$W_{D+L} = \frac{83.68 + 22.73}{38.40} = 2.78 \text{ ton/m.}$$

VII.- Albañilería armada

Diseño de muros del primer piso

Chequeo por fisuración.

$$v = \frac{V}{t \times e} \quad \text{El esfuerzo cortante actuante, se compara con el esfuerzo cortante admisible del R.N.C.}$$

Se diseñará el muro 3x que tiene mayor esfuerzo cortante

$$v = \frac{3770 \text{ kg}}{14 \times 285} = 0.94 \text{ kg/cm}^2. \text{ Esfuerzo actuante en el muro}$$

$$f_d = \frac{P_D}{14 \times 285} = \frac{6210}{14 \times 285} = 1.56 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Esfuerzo de compresión causado por cargas muertas en el muro.}$$

$$v_m = 1.8 + 0.18 f_d < 3.3 \text{ kg/cm}^2 \text{ Para mortero con cal.}$$

reemplazando valores:

$$v_m = 1.8 + 0.18 \times 1.56 = 2.08 \text{ kg/cm}^2 < 3.3 \text{ OK}$$

$$v_m = 1.2 + 0.18 f_d \leq 2.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ Para morteros sin cal.}$$

reemplazando valores:

$$v_m = 1.2 + 0.18 \times 1.56 = 2.08 \text{ kg/cm}^2 < 2.7 \text{ kg/cm}^2. \text{ OK}$$

Puede usarse mortero sin cal.

Diseño por Flexión (Diseño a la rotura)

Se amplifica la carga vertical del muro 3x

$$P_\mu = 1.5 P_{D+L}$$

$$P_\mu = 1.5 \times 7.92 \text{ ton} = 11.88 \text{ ton.}$$

Esfuerzo de compresión en el muro :

$$f_m = \frac{P_u}{t \times l} = \frac{11.8880 \text{ kg}}{14 \times 285 \text{ cm}^2} = 2.98 \text{ kg/cm}^2$$

Además se conoce que $f'_m = 26.15 \text{ kg/cm}^2$

comparando valores

$$f_m > 0.1 f'_m$$

Por lo tanto:

Factor de reducción de resistencia = $\phi_f = 0.65$

Se amplifica el momento multiplicando por un factor de carga ($K = 1.25$) y dividiendo entre el factor de reducción de resistencia ($\phi_f = 0.65$).

$$M_u = \frac{KM}{\phi_f} = \frac{1.25 \times 15.74}{0.65} = 30.27 \text{ ton./m.}$$

Cálculo del acero vertical total de acuerdo a la fórmula de rotura:

$$M_u = A_{st} \times f/2 \times d + P_u \times l/2$$

donde $P_u = K_1 P_D$ donde $K_1 = 0.7$ Para tener en cuenta la aceleración sísmica vertical

reemplazando:

$$P_u = 0.70 \times 6.21 = 4.35$$

asumiendo $d = 254 \text{ cms.}$ se tiene:

$$30,270 = A_{st} \times \frac{4200}{2} \times 2.54 + 4,350 \times \frac{2.85}{2}$$

$$A_{et} = 4.51 \text{ cm}^2$$

Verificando el d asumido

$$d = 1 - \frac{a}{2}$$

$$a = \frac{A_{st} f_y}{0.85 f'_m t} = \frac{4.51 \times 4200}{0.85 \times 26.15 \times 14} = 60.87 \text{ cms.}$$

$$d = 285 - \frac{60.87}{2} = 254.56 \text{ cms.} \quad \text{OK}$$

Acero Vertical total = $4.51 \text{ cm}^2 - 7\phi \text{ } 3/8'' \text{ ó } 4\phi \text{ } 1/2''$

Este acero se reparte en toda la longitud del muro

Diseño por Corte (Diseño a la rotura)

Se amplifica el corte actuante

$$V_u = 1.4 \frac{KV}{\phi_f} = 1.4 \times \frac{1.25 \times 3.77}{0.65} = 10.15 \text{ ton.}$$

$$\frac{h}{l} = \frac{5.00}{2.85} = 1.75 > 1$$

Cálculo del acero horizontal

$$A_H = \frac{10.15 \times 5}{\phi_s \times f_y \times d}$$

donde: $d = 0.8 e$

$$\phi_s = 1$$

A_H = Armadura horizontal a la distancia S = 1.00 m.

$$A_h = \frac{10.150 \times 100}{1 \times 4200 \times 228} = 1.06 \text{ cm}^2/\text{metro}$$

Comparando con el acero mínimo del R.N.C.

$$A_{SH\text{mínimo}} = \frac{2}{3} \times 0.0015 \times 100 \times 14 = 1.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$A_{SH\text{mínimo}} > A_h$$

Se coloca A_{SHmínimo} = 1.4 cm²/m.

2φ 5mm @ 2 hiladas

VIII.- Albañilería confinada

Distancia máxima entre confinamientos. Del R. N. C.

$$L \leq 2h$$

$$\text{Area del confinamiento } A_c = \frac{0.9 V}{\sqrt{f'c}} \geq 20t$$

Para el caso del muro 3x (mayor esfuerzo cortante)

$$A_c = \frac{0.9 \times 3.770}{\sqrt{175}} = 256 < 20 \times t = 20 \times 14 = 280 \text{ cm}^2$$

Se adopta la sección 15 x 30 = 450 cm² para vigas y

columnas.

Area de la armadura longitudinal del confinamiento horizontal.

$$A_{sh} = \frac{1.4 V}{f_y} = \frac{1.4 \times 3770}{4200} = 1.26 \text{ cm}^2$$

Del R. N. C., area de acero minima

$$\begin{aligned} A_{sh}(\text{mínimo}) &= 0.1 \times \frac{f_c}{f_y} \times A_c = 0.1 \times \frac{175}{4200} \times 450 \\ &= 1.88 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Se usará $A_{sh}(\text{mínimo}) = 1.88 \text{ cm}^2$ ---- $\rightarrow 4 \phi 3/8$ en cada viga

Estribos en vigas

Usando refuerzo de $\phi 1/4$ ---- $\rightarrow A_v = 3 \times 0.32 = 0.64 \text{ cm}^2$

Peralte efectivo $d = 30 - 4 = 26 \text{ cms}$

$$s = 26 \text{ cm.}$$

Además

$$2.5d = 65 \text{ cms} > 50 \text{ cms}$$

Por lo tanto $\phi 1/4$, 1 @ 5, 5 @ 12, R @ 25, C extremo

Area de la armadura longitudinal de las columnas

$$A_{sv} = \frac{1.4 V}{f_y} \times \frac{h}{l} = \frac{1.4 \times 3770}{4200} \times \frac{2.40}{2.85} = 1.06 \text{ cm}^2$$

$$A_{sv}(\text{mínimo}) = 0.1 \times \frac{175}{4200} \times 450 = 1.88 \text{ cm}^2$$

4 ϕ 3/8" en cada columna.

Estribos en columnas

$$\frac{A_v}{S} = \frac{1.5 V}{d \cdot f_y}$$

$$S = 12.36 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{mínimo}} = \frac{d}{2} = 13 \text{ cms}$$

$$2.5 d = 65 \text{ cms} > 50 \text{ cms}$$

Por lo tanto ϕ 1/4", 1 @ 5, 5 @ 12, R @ 25, C/ extremo

Diseño de flexión

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

Donde P $\left\{ \begin{array}{l} P1 = D + E = D + 0.3D \text{ sismo } \downarrow \\ P2 = D - E = D - 0.3D \text{ sismo } \uparrow \end{array} \right.$

A = Area del muro

M = Momento de flexion

S = Módulo de seccion

Caso J

$$P = 1.3 D$$

Analizando el muro SX (mayor esfuerzo cortante)

$$P = 1.3 \times 6.210 = 8.073 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{8073}{14 \times 285} \pm \frac{1574000}{189525} \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 10.33 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -6.28 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

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

donde:

$$f_a = \frac{8073 \text{ kg}}{3990 \text{ cm}^2} = 2.02 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{esfuerzo resultante de carga vertical}$$

$$f_m = \frac{1574000}{189525} = 8.30 \text{ kg/cm}^2; \quad \text{esfuerzo resultante del momento}$$

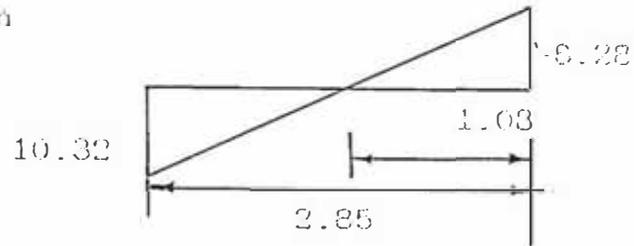
$$F_a = 4.14 \text{ kg/cm}^2, \quad \text{esfuerzo admisible para carga axial } f_a < F_a$$

$$F_m = 0.4 f_m = 0.4 \times 26.15 = 10.46 \text{ kg/cm}^2; \quad \text{esfuerzo admisible para compresión por flexión } f_m < F_m$$

reemplazando:

$$\frac{2.02}{4.14} + \frac{8.30}{10.46} = 1.28 < 1.33 \text{ OK}$$

Verificando la tracción



$$T = 4,746 \text{ kg}$$

$$A_e = \frac{1.25 \times 4,746}{0.9 \times 4,200} = 1.57 \text{ cm}^2$$

1.57 cm² < 4 ϕ 3/8" de columnas

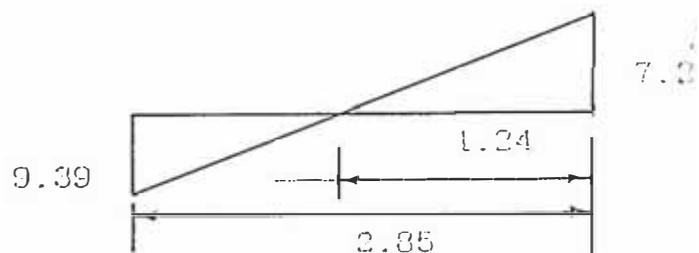
Caso II

$$P = 0.7 D = 0.7 \times 6,210 = 4,347 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{4,347}{14 \times 285} \pm \frac{1,574,000}{189,525} \quad \left[\begin{array}{l} \sigma_1 = 9.39 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -7.21 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$T = 6,258 \text{ kg}$$

$$A_e = \frac{1.25 \times 6,258}{0.9 \times 4,200} = 2.07 \text{ cm}^2 < 4 \text{ } \phi \text{ } 3/8" \text{ de columnas}$$



CAPITULO VI

6.00 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- a. Mediante ensayos simples de unidades y muretes, se puede obtener la información básica del comportamiento de la albañilería ante sollicitaciones a la que está expuesta en una edificación. Aún cuando con esta información básica y con la ayuda de reportes de otras investigaciones se puede hacer diseños mas o menos racionales de la albañilería; se considera que es necesario contar con ensayos de muros a escala natural con carga lateral cíclica que permitan determinar diversos parámetros en la etapa inelástica, tales como: Efecto de la carga dinámica, ductilidad, degradación de la resistencia, degradación de la rigidez e índice de la disipación de la energía.

- b. La curva esfuerzo-deformación de los muros sujetos a carga lateral en forma casi general es un diagrama aproximadamente trilineal. es decir tres tramos rectos con diferentes pendientes cada uno.

El primer tramo es un régimen lineal claramente elástico en el que los lazos histiréticos muestran que no hay absorción de energía. El tramo termina cuando aparecen fisuras apreciables a simple vista (esto permite deducir que la microfisuración ocurre a niveles bajos de carga) y repentinamente sufre degradación de su rigidez y resistencia. El nivel de esfuerzo, cuando esto ocurre, depende de la resistencia a la tracción de la albañilería por lo tanto es, independientemente, de la calidad de la unidad de la albañilería y de la cuantía del esfuerzo pero si depende de la calidad del mortero. Referente a la deformación en este primer tramo podemos decir que es variable y depende del módulo de elasticidad de la albañilería que sí depende de la calidad del ladrillo y también del mortero.

El segundo tramo que corresponde a un muro fisurado presenta un comportamiento inelástico con lazos histiréticos que muestran alguna absorción de energía. El tramo termina cuando se alcanza la carga última, la cual viene acompañada de rajaduras apreciables que pasan de un lado a otro del muro. El nivel de esfuerzo en este instante es función de la cuantía del refuerzo es decir a más refuerzo dentro de ciertos límites, mayor carga última.

El tercer tramo depende de la forma de falla que ha

condicionado la carga última. si ella ha sido alcanzada en tracción por flexión se puede obtener un comportamiento plástico con apreciable ductilidad, el muro resiste aun con deformaciones sustanciales crecientes un buen porcentaje de la carga última. Los ciclos histiréticos demuestran capacidad de absorción de energía con lazos histiréticos que no se estabilizan con rapidez.

Si la carga última se alcanza primero en tracción diagonal el comportamiento es menos plástico y menos dúctil, en algunos casos la fractura del muro y su colapso son casi simultáneos.

Por lo que se ha visto al analizar en forma genérica el diagrama esfuerzo-deformación de muros sometidos a cargas laterales, se concluye como deben ser los diferentes componentes de la albañilería usada en edificios de 4 a 5 pisos.

La unidad de albañilería.- Debe ser resistente a la compresión, uniforme en sus dimensiones y debe tener una succión moderada. Estas tres características definen la calidad de un ladrillo. De la calidad de la unidad depende directamente la resistencia a la compresión de la albañilería ($f'm$) y su módulo de elasticidad ($E m$).

El mortero.- Es el responsable de la resistencia a la tracción de la albañilería, por eso debe cumplir eficientemente su función de adhesivo; debe ser trabajable, debe tener fluidez, plasticidad y retentividad de agua. El mortero PI-C recomendado por las Normas E-70, es bueno para albañilería portante, especialmente en albañilería armada.

El refuerzo.- El refuerzo entra en funcionamiento sólo una vez que el muro se ha fisurado, por lo tanto es imprescindible para resistir al colapso y dar ductilidad al muro. Es recomendable usar barras de diámetros pequeños para poderlos repartir a lo largo del muro. Se debe tener cuidado al colocar la armadura vertical en zonas de compresión, porque si no está debidamente confinado puede ocasionar fallas frágiles por pandeo de las barras.

El refuerzo horizontal se puede colocar en la junta horizontal de mortero, teniendo cuidado de engrosar ligeramente el espesor para evitar la concentración de esfuerzos en la cara de asiento del ladrillo.

La mano de obra.- La calidad y la uniformidad de la albañilería es tan dependiente de la calidad de los materiales como de la mano de obra. Por esta razón es indispensable que el operario sea competente, no sólo se limite a dar alineamiento y verticalidad de los

muros. sino que use los materiales con propiedad y cumpla con responsabilidad las especificaciones que se señalan en el Proyecto.

- c. La albañilería portante desarrollada en el presente estudio, desde el punto de vista estructural, es menos competente que la albañilería que se emplea en la construcción de edificios. Esta diferencia es comprensible si se tiene en cuenta que la albañilería desarrollada es netamente artesanal, por lo que la resistencia de sus unidades es baja y la dispersión de los resultados es alta. Por otro lado el mayor espesor de los muros hace que el peso de ellos aumente y consecuentemente aumente el cortante, llegando a alcanzar en el caso de la vivienda diseñada el 65% de la carga muerta total. finalmente los morteros que se han usado en los modelos de albañilería que se han probado, no son los más ricos en cemento, porque se ha considerado que éstos deben ser compatibles con la calidad de las unidades.

Las limitaciones que se han señalado en el párrafo anterior, la inhabilitan para ser usada en la construcción de edificios de albañilería, pero si la califican, tal como lo muestra el diseño, para ser usadas en la construcción de viviendas de uno ó dos pisos, en cualquier parte del territorio nacional, indistintamente en el área urbana o rural.

Desde el punto vista social el panorama es mucho mas

prometedor porque en las zonas donde exista este recurso, previa capacitación, se pueden implementar pequeñas plantas de producción de estos ladrillos para el autoabastecimiento de la localidad, generando empleo y contribuyendo a la solución del problema habitacional.

- d) En el diseño de la vivienda, tanto en la albañilería armada como en la confinada, los esfuerzos admisibles superan holgadamente los esfuerzos actuantes en cada uno de los muros.

Desde el punto de vista del comportamiento dúctil, solo en la albañilería armada se ha podido cuantificar la ductilidad de los muros en voladizo. En la Tabla 5.8, se indican estos valores, pudiendo notar que los muros que toman más del 10% del cortante total, tienen una ductilidad mayor que 2.5. Se puede observar que este valor de la ductilidad puede mejorarse significativamente si usáramos el mortero P2-C, estudiado también en el presente trabajo.

Para finalizar, quiero recomendar que la Universidad, mediante la modalidad que estime conveniente, amplíe la investigación de la albañilería mediante pruebas de muros a escala natural, sometidos a cargas laterales cíclicas, que permitan conocer su comportamiento en la etapa inelástica. Así mismo se recopile, ordene y

edite las investigaciones mas importantes realizadas en el pais y en el extranjero, que existen en buena cantidad, pero que se encuentran dispersas y no es fácil acceder a ellas.

BIBLIOGRAFÍA

- 1.- Instituto de Investigación y Normalización de la Vivienda, Albañilería Norma Técnica de Edificación E-070, Lima Perú 1982.
- 2.- Gallegos, H., Albañilería Estructural, Fondo Editorial de la Pontificia Universidad Católica del Perú. 1989
- 3.- Reglamento Peruano de Diseño Sismo-Resistente 1977
- 4.- Salcedo Chau, Comparación de Diseño de Edificaciones de Albañilería Armada y Confinada, Tesis de Grado, UNI 1992.
- 5.- Meli, R., Diseño de Muros de Mampostería, Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México. 1971
- 6.- Meli, R., Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería, Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma de México
- 7.- AMRHEIN. James, Reinforced Masonry Engineering Handbook, Masonry Institute of América - Los Angeles - California

- 8.- Manual del Instituto del Cemento Portland Argentino,
Construcción con Bloques de Hormigón de Cemento, 1975
- 9.- Gallegos, H., Diseñando y Construyendo con
Albañilería JACASA, Lima - Perú 1987
- 10.- Meli, Zeevaert y Esteva, Comportamiento de Muros de
Mampostería Hueca ante Carga Lateral Alternada,
Instituto de Ingeniería de la Universidad Autónoma
de México - 1968.