

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO SISMICO DE CONSTRUCCIONES MENORES
CON MUROS DE ALBAÑILERIA**

T E S I S

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

DARIO A. PINEDA BONILLA

PROMOCION 1974 - 1

LIMA ★ PERU ★ 1976

P R E F A C I O

Teniendo presente la dolorosa experiencia de los terremotos ocurridos en el país; se considera necesario el estudio de nuevos métodos de diseño que tomen en cuenta los efectos de tales acciones telúricas.

La experiencia obtenida sumada a la extranjera, así como a la bibliografía técnica pertinente; constituye un conjunto de observaciones, estudios, investigaciones y recomendaciones, que son de inapreciable valor en el desarrollo de los procedimientos de diseño antisísmico.

Analizando los efectos de los sismos en las construcciones, se observa que los daños producidos en los edificios menores son de magnitud reducida en comparación a los ocurridos en edificios elevados ó de estructura monumental. Sin embargo el número de edificaciones pequeñas es mucho mayor que el de las grandes construcciones, circunstancia por la cual resulta que los perjuicios totales pueden asumir una importancia enorme.

Considerando lo expuesto, en el trabajo que a continuación se desarrolla; se plantea una guía de diseño para las construcciones menores con muros de albañilería, que en general se basa en los mismos principios que rigen el diseño de los grandes edificios. Asimismo se formulan recomendaciones relacionadas con el

proyecto y construcción, dentro de un marco de seguridad y economía.

Se expresa el sincero reconocimiento al Ingeniero Roberto Morales Morales, por su valiosa labor de asesoramiento; así como el suministro de la mayor parte de la información utilizada. De la misma forma, el agradecimiento al Ing°. Alejandro Sánchez O.

B.3.5	VIGA SOLERA O COLLAR -----	33
B.3.6	VERIFICACION DE LA TRACCION EN VIGAS SO - LERAS -----	34
3.-	CALCULO DE CONSTRUCCIONES ALBAÑILERIA DE LADRI- LLO.	
A.	ANALISIS	
A.1.1	DETERMINACION DE RIGIDECEC -----	43
A.1.2	UBICACION DEL CENTRO DE MASAS -----	47
A.1.3	UBICACION DEL CENTRO DE RIGIDECEC -----	48
A.1.4	FUERZA SISMICA -----	49
A.1.5	CORTANTE QUE TOMA CADA MURO -----	49
B.	DISEÑO	
B.1	RESISTENCIAS OBTENIDAS -----	51
B.2	ESFUERZOS ADMISIBLES -----	51
B.3	DISEÑO DE LOS MUROS	
B.3.1	VERIFICACION DE ESFUERZOS CORTANTES -----	51
B.3.2	REFUERZO DE LOS VANOS -----	53
B.3.3	ARMADURA VERTICAL -----	54
B.3.4	ARMADURA HORIZONTAL -----	55
B.3.5	VIGA SOLERA O COLLAR -----	57
B.3.6	VERIFICACION DE LA TRACCION EN VIGAS SO - LERAS -----	59

4.- CALCULO DE CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERIA DE CONCRETO.

A. ANALISIS

A.1.1 DETERMINACION DE RIGIDECES -----	67
A.1.2 UBICACION DEL CENTRO DE MASAS -----	68
A.1.3 UBICACION DEL CENTRO DE RIGIDECES -----	69
A.1.4 FUERZA SISMICA -----	70
A.1.5 CORTANTE QUE TOMA CADA MURO -----	70

B. DISEÑO

B.1 RESISTENCIAS OBTENIDAS -----	72
B.2 ESFUERZOS ADMISIBLES -----	72
B.3 DISEÑO DE LOS MUROS	
B.3.1 VERIFICACION DE ESFUERZOS CORTANTES ----	72
B.3.2 REFUERZO DE LOS VANOS -----	74
B.3.3 ARMADURA VERTICAL -----	74
B.3.4 ARMADURA HORIZONTAL -----	75
B.3.5 VIGA SOLERA O COLLAR -----	77
B.3.6 VERIFICACION DE LA TRACCION EN VIGAS SOLERAS -----	79

III. PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE CONSTRUCCIONES DE TRES PLANTAS CON MUROS DE ALBAÑILERIA.

1.- METODOLOGIA -----	87
-----------------------	----

2.-	CALCULO DE CONSTRUCCIONES DE ALBAÑILERIA DE LADRILLO Y TECHOS RIGIDOS -----	
A.	ANALISIS	
A.1	DATOS DE DISEÑO -----	97
A.2	DETERMINACION DE MASAS -----	98
A.3	DETERMINACION DE RIGIDECES -----	100
A.4	UBICACION DEL CENTRO DE MASAS Y DEL CENTRO DE RIGIDECES -----	107
A.5	PERIODOS DE VIBRACION -----	112
A.6	FUERZA SISMICA, CORTANTES DE ENTREPISO Y MOMENTOS DE VOLTEO -----	117
A.7	CORTANTES DE DISEÑO -----	121
B.	CONSIDERACIONES DE DISEÑO.	
B.1	ESFUERZOS ADMISIBLES -----	125
B.2	VERIFICACION DE ESFUERZOS CORTANTES ----	126
B.3	VERIFICACION DEL ESPESOR DE MUROS -----	129
B.4	VERIFICACION DE LAS RIGIDECES -----	133
B.5	VERIFICACION DE DENSIDAD DE MUROS -----	138
B.6	DISEÑO DEL CERCO EXTERIOR -----	140

IV. RECOMENDACIONES Y DETALLES CONSTRUCTIVOS.

A.-	CONCLUSIONES -----	150
B.-	RECOMENDACIONES -----	153
C.-	DETALLES CONSTRUCTIVOS -----	160

C A P Í T U L O I

INTRODUCCION

A. GENERALIDADES

Considerando que nuestro territorio se encuentra en una zona de intensa actividad sísmica y continuamente expuesto a los efectos destructivos de los terremotos, se requiere incrementar las investigaciones y estudios encaminados a impulsar el desarrollo de técnicas de diseño de construcciones sismoresistentes.

Las pérdidas humanas y daños materiales ocasionados en los últimos años, no deberían ser solo un índice de lo que pudiéramos haber evitado, sino un despertador de conciencias respecto al ineludible deber de minimizar los efectos de movimientos telúricos futuros que, dentro del margen que proporcionan los fenómenos aleatorios, pudieran en cualquier momento sorprendernos con mayores intensidades.

Las obras civiles en general; y las casas y edificios en particular, han sido y en gran parte siguen siendo construídos con criterios de estabilidad frente a sollicitaciones únicamente "estáticas", considerándolas como estructuras inmóviles que tienen que soportar un determinado sistema de cargas.

Ocurre sin embargo que estas obras estáticas vibran de

vez en cuando debido a los movimientos telúricos, situación para la cual no han sido concebidas. Este ocasional comportamiento "dinámico" origina una nueva manera de enfocar la estabilidad de las construcciones y es la base de la INGENIERIA ANTISISMICA que complementa los conocimientos que tradicionalmente se desarrollaban.

La falla parcial o total de una construcción a consecuencia de un sismo, no solo se origina por el diseño insuficiente de alguno de sus elementos, sino también por error en las consideraciones propias a la estructuración general.

Basados en las apreciaciones antedichas es que se va a enfocar el estudio del diseño de construcciones menores con muros de albañilería, las que constituyen el mayor porcentaje de edificaciones existentes en nuestro país y por lo tanto factor importante dentro del análisis de la magnitud de los daños que un sismo produciría. Ello implica la necesidad de desarrollar normas de diseño específicas para los tipos de albañilería y formular recomendaciones para la adecuada construcción.

El objetivo del estudio es normalizar un procedimiento de diseño para este tipo de construcciones orientado a que su comportamiento sea satisfactorio ante la ocurrencia de sismos severos; lo que implica que la estructura sea capaz de resistir:

- Sismos menores sin daños.
- Sismos moderados con daños estructurales leves y daños no estructurales moderados.
- Sismos catastróficos sin colapsar.

B. EFFECTOS SISMICOS SOBRE LAS EDIFICACIONES

B.1 LA SOLICITACION SISMICA

Cuando ocurre un terremoto, se disipa una energía al interior de la tierra, que se transmite en forma de ondas hasta la superficie. El suelo de la superficie transmite a su vez el movimiento a las construcciones. La inercia propia de las masas de las edificaciones se opone al movimiento impuesto en sus bases, generando las fuerzas de inercia o fuerzas sísmicas.

En la mayoría de los casos se considerará las fuerzas de inercia horizontales, debido a que las verticales pueden ser consideradas dentro del coeficiente de seguridad de las fuerzas gravitacionales ya estimadas en el cálculo estático. Por lo tanto deberá proveerse a las estructuras de la resistencia necesaria para soportar estas fuerzas laterales.

Esta sollicitación es dinámica, es decir varía rápidamente de intensidad en el transcurso del tiempo y es aleatoria; por tanto no se podrá conocer con exactitud sus características en un momento dado. Nos interesará estimar sus valores máximos, teniendo en cuenta las diferentes combinaciones de aceleraciones de las masas de la estructura que se puedan presentar.

B.2 RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA A LA SOLICITACION SISMICA.

El grado de flexibilidad ó deformabilidad de una estructura hará que ésta vibre con características distintas a las del

suelo mismo. Las fuerzas de inercia que aparecen dependerán por tanto no solo del movimiento del suelo sino también de como responda la estructura según sus características particulares.

La vibración de una estructura es un movimiento complejo. Sin embargo idealizando la estructura podemos considerarlo como un movimiento compuesto por un modo ó forma fundamental de vi - brar más la contribución de otros modos generalmente de menor importancia, como es el caso de edificios pequeños.

A cada modo de vibrar le corresponde un determinado pe - ríodo de vibración, entonces existirá un período; el relaciona - do con el modo fundamental, que será una característica muy re - presentativa de la respuesta dinámica de la estructura. Es rela - tivamente fácil obtener un valor suficientemente aproximado de este período fundamental de cada edificio, basándose en modelos semejantes a los utilizados en el cálculo estático.

Por otro lado, se comprueba que la intensidad de la res - puesta dinámica de las estructuras reales es menor que la obte - nida del cálculo analítico, debido a la capacidad que éstas tie - nen de disipar la energía de la sollicitación dinámica, aún a ni - veles muy bajos de deformación. Esta disminución se tiene en cuenta considerando en el modelo idealizado algún tipo de amor - tiguamiento en su movimiento.

B.3 INCIDENCIA DEL SUBSUELO EN EL PROBLEMA SISMICO

De la misma manera que consideramos el comportamiento di - námico estructural de un edificio dependiente de la vibración -

que recibe del subsuelo debemos considerar el comportamiento del subsuelo respecto a la roca base que es la que transmite el movimiento vibratorio.

La constitución del subsuelo definirá una serie de propiedades y características del movimiento sísmico en la superficie de la tierra, cuando ocurre una vibración de la roca base. Esta modificación de las características vibratorias se aprecia en términos de intensidad de los terremotos y de períodos predominantes durante los mismos. Por otro lado el subsuelo actúa en forma análoga a la de un filtro de ondas vibratorias de manera tal que amplifica las aceleraciones y desplazamientos ligados a determinadas frecuencias, más que las ligadas a otras.

Entonces podemos comprender la importante relación que guardan el período fundamental de una estructura y los períodos que en un suelo dado corresponden a las mayores amplificaciones. De esta manera en terrenos blandos que amplifican las aceleraciones para períodos altos, ocurre que las estructuras rígidas (de períodos propios bajos) tendrán solicitaciones menores que las estructuras más flexibles. Asimismo en terrenos duros o firmes convendrá la construcción más bien de edificios flexibles.

C. GUIAS DE DISEÑO

C.1 DUCTILIDAD E HIPERESTATICIDAD

La seguridad al colapso ó falla de una estructura se funda primordialmente en dotarla de la ductilidad necesaria para ab

sorber la energía sísmica. La ductilidad; que podemos definirla como la capacidad para deformarse plásticamente, se alcanza por un lado con la utilización de materiales adecuados, pero principalmente con una concepción estructural de conjunto. Se podría lograr ductilidad con diversos materiales siempre y cuando se observen determinadas recomendaciones.

Para el caso de construcciones de albañilería de ladrillo; por ser éste un material frágil es necesario confinarlo con la ayuda de elementos dúctiles de concreto armado ó de asentar-lo armado con varillas de acero. El comportamiento de la albañilería confinada ó reforzada es bastante satisfactorio por la ductilidad que adquiere el conjunto. Un estudio experimental ejecutado por Luis Jorquera (INSTITUTO DE INVESTIGACIONES Y ENSAYO DE MATERIALES-CHILE) demuestra que la energía necesaria para originar el colapso de un muro de albañilería reforzada es veinte veces mayor que para uno de albañilería simple.

La hiperestaticidad de la estructura es otro factor muy importante durante la acción de un sismo severo. Una estructura mientras más hiperestática sea tiene posibilidades de formar un mayor número de "Rótulas plásticas"; que absorben mucha energía antes de colapsar ó fallar al convertirse en un mecanismo inestable.

C.2 ESTRUCTURA UNIFORME Y SIMETRICA

Resulta primordial que el estudio arquitectónico-estructural de un edificio derive en esquemas de uniformidad y sime -

tría. Tanto mayor es esta exigencia conforme se trate de edificios altos.

La forma más sencilla de lograr la uniformidad de estructuración es disponer los elementos soportantes considerando la existencia y aplicación de una retícula estructural de diseño , con variaciones suaves de un piso a otro. Debe procurarse que la distribución de masas y rigideces sea lo más regular posible.

La simetría de la estructura es necesaria para minimizar los efectos torsionales de las fuerzas sísmicas. Los innumerables casos de colapso y fallas graves que han ocurrido por la falta de simetría estructural obliga a desechar diseños arquitectónicos asimétricos en el caso de edificios altos.

En construcciones menores se pueden aceptar distribuciones de elementos en planta con cierta asimetría, siempre y cuando el centro de masas y el centro de rigideces se encuentren muy próximos. Este último se puede obtener variando la rigidez de los distintos elementos estructurales ó separando adecuadamente las diferentes partes del edificio. No obstante, las combinaciones estructurales con diferentes materiales, no son la mejor solución y deben ser evitadas en lo posible.

Los elementos rígidos atraen el centro de rigidez y por tanto la ubicación de los mismos será de crucial importancia, para optimizar ó equilibrar la estructuración.

C.3 RIGIDEZ TORSIONAL EN PLANTA

Si se tiene en cuenta que el efecto torsional de las fueru

zas sísmicas es siempre importante, no solo por la naturaleza misma de la sollicitación; sino por asimetrías constructivas, de distribución de sobrecargas, etc; aún en edificios que tengan planta simétrica, deberá disponerse los elementos resistentes de modo que por su forma y ubicación proporcionen una rigidez torsional adecuada.

C.4 LAS FUNDACIONES

El caracter oscilante y alternativo de la sollicitación sísmica produce cambios bruscos en los esfuerzos que se presentan en las fundaciones, que obligan a tener precauciones especiales para su diseño, no solo en relación a la bondad del material constitutivo sino principalmente en la forma y conexiones que éstas deben tener.

La necesidad de evitar corrimientos diferenciales horizontales, hace pensar que la mejor solución sería el usar fundaciones contínuas ó en su defecto amarrar entre sí las fundaciones aisladas mediante vigas de fundación diseñadas para que puedan transmitir las tracciones ó compresiones que se originen, ó si se quiere como para soportar momentos sísmicos.

En el caso de fundaciones sobre suelos de diferentes características ó fundaciones ubicadas en diferentes profundidades, convendrá mantener la independendencia de las fundaciones; así como también en el resto del edificio.

Aspecto muy importante es el comportamiento de los elementos muy rígidos que observen gran parte de las fuerzas sísmi

cas; en los que hay que tener presente que si no es posible darles una adecuada cimentación, no solo no se conseguirá el propósito buscado, sino que, en muchos casos los elementos rígidos producirán daño en los menos rígidos, al momento de una acción sísmica.

C.5 DESARROLLO DEL ESTUDIO

Dentro de las limitaciones existentes y de las propias del autor, se plantea un procedimiento racional de diseño de estructuras de muros de corte aplicadas a construcciones con muros de albañilería.

El procedimiento planteado se orienta solamente al diseño estructural de los muros considerando que las otras partes de la construcción se diseñan siguiendo las normas usuales que las rigen, y las consideraciones expuestas en las guías de diseño.

Al efectuar el análisis del comportamiento sísmico de este tipo de construcciones, se tipifica las fallas que se originan, en base a las cuales se efectúa el diseño de los muros. Se consideran 3 tipos principales de fallas :

- a) Falla por tracción en los encuentros de muros, debido a esfuerzos de tracción directa que se produce en uno de los muros al dar arriostre lateral a otros muros del encuentro.
- b) Falla por flexión, debido a los esfuerzos de tracción

por flexión, al actuar el muro como una losa apoyada en su base y en los elementos verticales que la arriostran.

- c) Falla por corte; debido a los esfuerzos tangenciales en las juntas horizontales.

Los criterios de análisis y diseño expuestos se aplican a ejemplos numéricos de diseño de construcciones de una planta, desarrollados en los 3 tipos de albañilería existente : De adobe, de ladrillo y de concreto. En el Segundo Capítulo se efectuarán estos cálculos, en concordancia con el procedimiento señalado en la metodología expuesta previamente.

En el Tercer Capítulo, con los mismos lineamientos se desarrolla un ejemplo numérico para un edificio con muros de albañilería de ladrillo, de 3 plantas. Realizando un análisis más extensivo en virtud de contar con una mayor cantidad de factores a considerar; limitando el diseño a verificar las consideraciones hechas en el análisis dinámico, de conformidad con las normas pertinentes.

. El último capítulo contiene recomendaciones derivadas del estudio realizado así como de la experiencia adquirida.

C A P I T U L O II

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE CONSTRUCCIONES DE UNA PLANTA CON MUROS DE ALBAÑILERÍA

1.- METODOLOGIA

A. ANALISIS

A.1. CASO DE TECHO RIGIDO

En general el diseño se considerará para la condición respectiva de techo rígido o techo flexible. A modo de ilustración, en el primer ejemplo con muros de albañilería de adobe se efectuará el análisis para las dos condiciones. En los dos ejemplos posteriores con muros de albañilería de ladrillo y de concreto se efectuará el análisis con la condición de techo rígido únicamente.

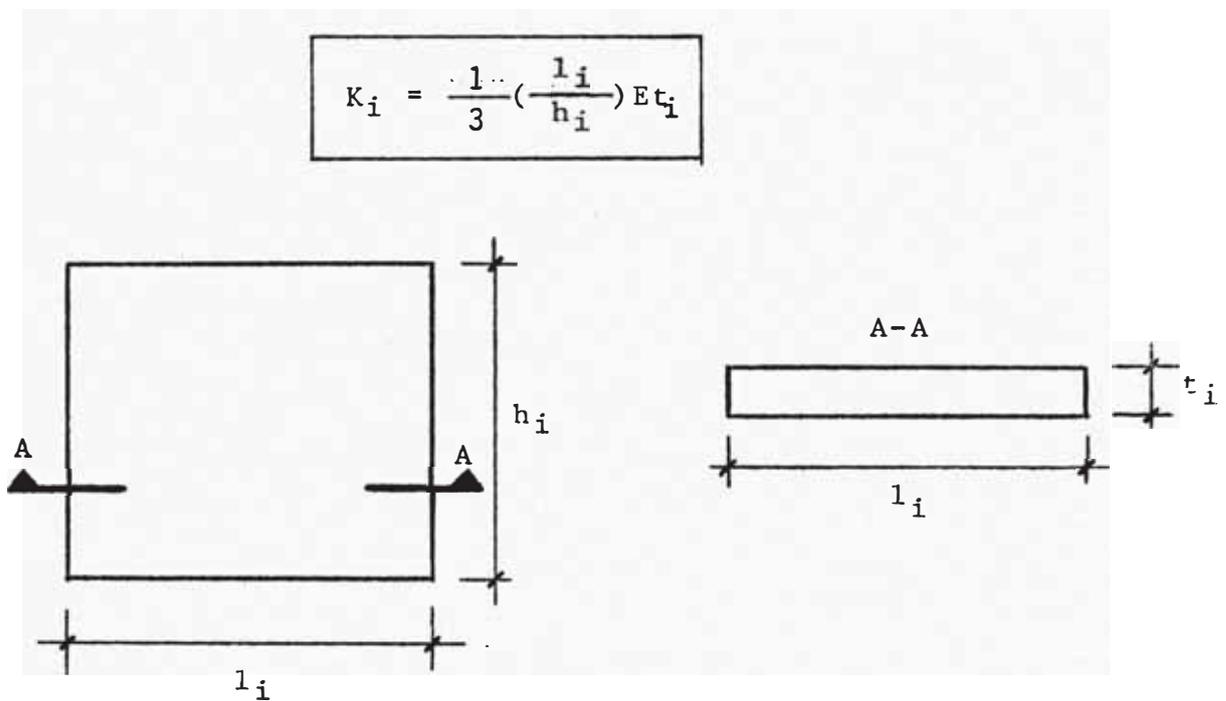
Techos rígidos son aquellos que deben cumplir la función de transmitir fuerzas horizontales y permitan un comportamiento integral con los muros.

En este caso la fuerza sísmica se repartirá entre los muros de acuerdo a sus rigideces. Las rigideces se han calculado con la teoría elástica para muros de corte, ignorando la rotación en la base. Se advierte sin embargo, que la rotación en la base, tiene en general una influencia importante, sobre todo si se trata de suelos compresibles.

Para el cálculo de la fuerza sísmica y su punto de aplicación se considera que la fuerza es proporcional a la masa y que el techo es infinitamente rígido.

A.1.1. RIGIDECES DE MUROS

La rigidez de cada elemento dentro de un muro específico se determinará de acuerdo a la siguiente expresión:

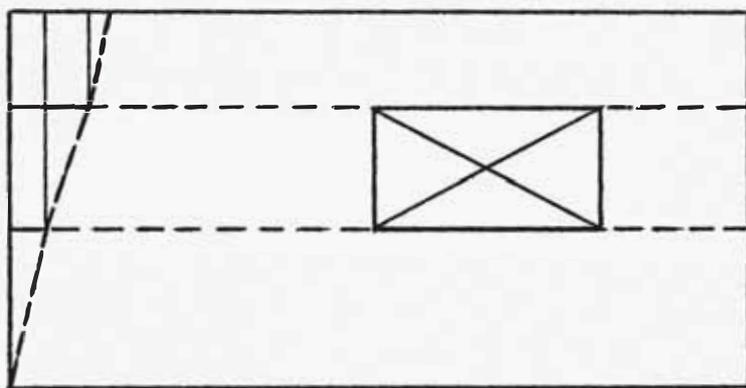
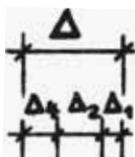


ELEMENTO "i"

Debe notarse que esta expresión toma en cuenta únicamente las deformaciones por fuerza cortante, por ser éstas las más significativas. En la deducción de la expresión se ha tomado un coeficiente de forma de 1.2 y un módulo de elasticidad por corte (G) igual a $0.4(E)$.

Se asumirá que los desplazamientos relativos en cada nivel son iguales y considerando las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones, se determinará el cortante que toma cada

elemento. Para determinar la rigidez de cada muro se igualará el desplazamiento total, en la coronación del muro, a la suma de los desplazamientos parciales correspondientes.



$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_4$$

A.1.2. CENTRO DE MASAS

Centro de masas de un entrepiso es el punto de aplicación de la fuerza cortante actuante en el mismo y su ubicación en planta será la del centro de gravedad de las masas situadas sobre el nivel considerado.

Para su ubicación se considerará que la mitad del peso de todos los muros y el peso total del techo están aplicados en la parte superior de la edificación.

A.1.3. CENTRO DE RIGIDECES

Centro de rigídecas de un entrepiso es el punto donde po-

dría considerarse concentrada la resistencia a la deformación lateral de dicho entrepiso y su ubicación se determina como si se tratase del centro de gravedad de las rigideces de cada elemento a ese nivel.

Para su determinación se considerará que la fuerza cortante en cada dirección principal de la edificación es tomada unicamente por los muros paralelos a dicha dirección.

A.1.4. FUERZA CORTANTE SISMICA

La fuerza cortante sísmica se puede determinar usando un método estático de fuerzas equivalentes ó un método dinámico cualesquiera. Se determinará la fuerza sísmica ó cortante en la base, - proporcionalmente al peso total de la edificación. Consideraremos para ello un coeficiente sísmico igual a: $c = 0.16$.

A.1.5. CORTANTE QUE TOMA CADA MURO

Para determinar el cortante que toma cada muro se considerará como la sumaatoria de:

a).- Cortante directo debido a la fuerza sísmica.

Como un porcentaje de la fuerza sísmica dependiente de las rigideces de los muros,

$$V_H = \frac{K}{\sum K} (H)$$

b).- Cortante debido al efecto de torsión.

Determinado por :

$$V_{M_t} = \frac{K_d}{\sum K_d} Z (M_t)$$

El momento torsor: $M_{t_x} = H e_y$

donde: $H =$ Fuerza sísmica

$e =$ excentricidad ó distancia entre centros de masas y rigideces.

c).- Cortante debido al efecto de torsión accidental.

Definido por:

$$V_{M'_t} = \frac{K_d}{\sum K_d} Z (M'_t)$$

El momento de torsión accidental: $M_{t'_x} = .05 H B_y$

donde; $H =$ Fuerza sísmica

$B =$ Dimensión perpendicular a la dirección de la fuerza H .

A.2. CASO DE TECHO FLEXIBLE

A.2.1. CORTANTE QUE TOMA CADA MURO

El cortante que toma cada muro es proporcional a su área de influencia. Se determina mediante:

$$V_H = \frac{A_I}{\sum A_I} (H)$$

donde: H = Fuerza sísmica

A_I = Area de influencia del muro referi
do a la distribución del conjunto.

B. DISEÑO

B.1. RESISTENCIAS OBTENIDAS DE ENSAYOS EXPERIMENTALES

Se consignan los valores obtenidos experimentalmente para -
las resistencias.

De los muros: a) Resistencia a la compresión axial
b) Esfuerzo de adherencia
c) Resistencia a la flexión
d) Módulo de Elasticidad

De la armadura: a) Resistencia a la tracción.

B.2. ESFUERZOS ADMISIBLES

Los esfuerzos permisibles para los muros, se determinan de a
cuerdo a las normas propuestas para el Diseño de Construcciones de
Adobe y bloque estabilizado (R. Yamashiro - A. Sanchez - R. Mora-
les).

En ellas se consideran:

a) Esfuerzo permisible en compresión axial.

Con el factor de reducción 1/5 se pretende tomar en cuenta la
variabilidad de las características de los materiales y de las
cargas y las pequeñas excentricidades.

b) Esfuerzo permisible de corte.

Con el coeficiente de reducción 1/5 se pretende considerar el

mayor esfuerzo actuante debido a la distribución no uniforme - de los esfuerzos en un muro real y el incremento usual del esfuerzo admisible en un tercio cuando se considera acción sísmica reservandose un factor de seguridad neto de aproximadamente 3 contra la falla.

c) Esfuerzo admisible para la armadura,

El factor de reducción, para el caso de la caña en construcciones de adobe, se considera $1/4$ y se aplica al esfuerzo de rotura, con la intención de tomar en cuenta la pérdida de resistencia de la caña por su envejecimiento y por los cambios de su contenido de humedad.

En el caso del acero para las construcciones de ladrillo y de concreto, se considera $1/2$ y se aplica al esfuerzo de fluencia, de acuerdo a las especificaciones vigentes.

B.3. DISEÑO DE LOS MUROS

Se considerarán las siguientes partes:

a) Como muros de corte :

Se verificará el esfuerzo cortante en sus elementos, se diseñará por flexión y se determinará el refuerzo adicional de los vanos.

b) Flexión como losa :

Considerando fuerza sísmica perpendicular al muro, se determinará la armadura en 1 ó 2 direcciones de acuerdo al número de bordes arriostrados.

c) Transferencia de esfuerzos a los diferentes elementos :

Diseño del refuerzo para tomar la tracción que se transfiere a

un muro ó solera de otro muro ó solera transversal.

d) Diseño de la Viga collar ó solera :

La solera se puede considerar como una viga continúa apoyada - en los muros ó soleras transversales, sometida a una carga horizontal distribuída igual a la reacción del muro correspondiente.

B.3.1. VERIFICACION DEL ESFUERZO CORTANTE EN CADA ELEMENTO DE LOS MUROS.

El esfuerzo cortante en los elementos de los muros se obtiene dividiendo el corte actuante entre el área de la sección resistente del elemento. Los esfuerzos que se obtengan deben ser inferiores al admisible determinado anteriormente.

B.3.2. REFUERZO DE LOS VANOS

Se determina la armadura de refuerzo necesario para confiar los bordes libres de los elementos, contiguos a los vanos.

El momento flector debido al cortante en cada elemento del muro, - se calculó suponiendo su punto de inflexión en la mitad de la altura.

El refuerzo se colocará en los bordes de ventanas y puertas, dando les una longitud mínima de anclaje,

B.3.2. DETERMINACION DE LA ARMADURA VERTICAL

B.3.3. DETERMINACION DE LA ARMADURA HORIZONTAL

En el diseño del muro como losa se ha tomado una posición -

conservadora al asumir apoyos simples en los extremos; o sea considerarla como viga simplemente apoyada en la cimentación y en la viga solera para el diseño de la armadura vertical, ó como simplemente apoyada en los muros transversales para el diseño de la armadura horizontal.

El diseño de los muros considerando los vanos existentes; puede simplificarse tomando solamente una franja típica de un metro de ancho como viga simplemente apoyada en sus extremos, no existiendo mucha discrepancia en los valores de refuerzo obtenidos.

La Fuerza sísmica actuante se determina utilizando un coeficiente sísmico igual a: $c = 0,20$, que en general se utilizará para el diseño de los elementos componentes de la estructura.

B.3.5. DISEÑO DE LA VIGA COLLAR O SOLERA

En el diseño de la viga solera, conservadoramente se ha tomado sobre ella una carga correspondiente a la mitad de la carga del muro más el peso del techo. Se ha realizado un análisis exacto de acuerdo a la Teoría Elástica de vigas continuas; aun que se considera que sería suficiente con un cálculo aproximado, del cual se obtienen valores para el refuerzo que no discrepan mayormente con los anteriores.

B.3.6. VERIFICACION DE LA TRACCION EN UNA SOLERA POR EFECTO DE LAS FUERZAS SISMICAS ACTUANTES EN LAS SOLERAS TRANSVERSALES

Se calcula la tracción en una solera, determinando la reacción interior debido a la fuerza sísmica actuante en la solera

transversal.

Se precisa el área de refuerzo necesaria para absorber esta reacción, la que se compara con el refuerzo obtenido anteriormente al diseñar la solera transversal, verificando que sea menor ó igual a la anterior.

2. CALCULO DE CONSTRUCCIONES DE UNA PLANTA CON MUROS DE AL-
BAÑILERIA DE ADOBE

EJEMPLO NUMERICO

En este ejemplo se hará el análisis y diseño de la construcción de adobe mostrada en la Fig. 1. En la determinación de las fuerzas sísmicas de diseño se ha adoptado un coeficiente sísmico de 0.16 para el análisis del conjunto, y de 0.20 para el análisis de los elementos.

A.- ANALISIS

A.1 CASO DE TECHO RIGIDO

A.1.1 DETERMINACION DE RIGIDECES DE MUROS

MURO 1-5 : (VER FIG. 2)

$$K_1 = \frac{1}{3} \left(\frac{6.80}{.75} \right) Et = 3.02 Et \quad K_3 = \frac{1}{3} \left(\frac{1.00}{0.90} \right) Et = 0.37 Et$$

$$K_2 = \frac{1}{3} \left(\frac{5.00}{.90} \right) Et = 1.85 Et \quad K_4 = \frac{1}{3} \left(\frac{6.80}{1.00} \right) Et = 2.27 Et$$

Ecuaciones de equilibrio y de compatibilidad :

$$V_1 = V \quad (1)$$

$$V_1 = V$$

$$V_2 + V_3 = V \quad (2)$$

$$V_4 = V$$

$$V_4 = V \quad (3)$$

$$V_2 + V_3 = V \quad (2')$$

$$\Delta_2 = \Delta_3 \quad (4)$$

$$\Delta_2 = \Delta \quad (4')$$

$$\text{En (4')} : \frac{V_2}{K_2} = \frac{V_3}{K_3} \longrightarrow V_2 = V_3 \frac{K_2}{K_3} = \frac{1.85}{0.37} V_3 = 5V_3 \quad V_2 = 5V_3 \quad (5)$$

De las ecuaciones (2') y (5) : $V_2 = 0.833 V$

$$V_3 = 0.167 V$$

$$V_1 = V$$

$$V_2 = 0.833 V$$

$$V_3 = 0.167 V$$

$$V_4 = V$$



Cortante que toman los elementos del muro 1-5

Rigidez del Muro:

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_4$$

$$\frac{V}{K} = \frac{V_1}{K_1} + \frac{V_2}{K_2} + \frac{V_4}{K_4}$$

$$\frac{V}{K} = \left(\frac{V}{3.02} + \frac{0.833V}{1.85} + \frac{V}{2.27} \right) \frac{1}{Et}$$

$$\frac{1}{K} = \frac{1.222}{Et} \quad \therefore \quad K_{1-5} = 0.818 Et$$

MURO 10-16 : (VER FIG. 3)

$$K_1 = \frac{1}{3} \left(\frac{6.80}{.95} \right) Et = 2.386 Et$$

$$\Delta_1 = \frac{V}{K_1} = 0.419 \cdot \frac{V}{Et}$$

$$K_2 = \frac{1}{3} \left(\frac{1.10}{.90} \right) Et = 0.407 Et$$

$$\Delta_2 = \frac{V_2}{K_2} = 2.457 \cdot \frac{V_2}{Et}$$

$$K_3 = \frac{1}{3} \left(\frac{1.50}{.90} \right) Et = 0.555 Et$$

$$\Delta_3 = \frac{V_3}{K_3} = 1.802 \cdot \frac{V_3}{Et}$$

$$K_4 = \frac{1}{3} \left(\frac{2.60}{1.90} \right) Et = 0.456 Et$$

$$\Delta_4 = \frac{V_4}{K_4} = 2.193 \cdot \frac{V_4}{Et}$$

$$K_5 = \frac{1}{3} \left(\frac{1.90}{1.00} \right) Et = 0.633 Et$$

$$\Delta_5 = \frac{V_5}{K_5} = 1.580 \cdot \frac{V_5}{Et}$$

Ecs. de Compatibilidad: $\Delta_2 = \Delta_3$ (1)

$$\Delta_5 + \Delta_3 = \Delta_4 \quad (2)$$

Ecs. de Equilibrio: $V_2 + V_3 = V_5$ (3)

$$V_2 + V_3 + V_4 = V \quad (4)$$

Resolviendo:

De Ec. (1) $2.457 V_2 = 1.802 V_3$ $V_2 = 0.733 V_3$

En Ec. (4) $1.733 V_3 = V_5$ $V_3 = 0.577 V_5$

En Ec. (2) $1.580 V_5 + 1.040 V_5 = 2.193 V_4$

$$V_4 = 1.195 V_5$$

En Ec. (4) $.733 (.577)V_5 + .577 V_5 + 1.195 V_5 = V$

$$V_5 = .456 V$$

$$V_4 = .544 V$$

$$V_3 = .263 V$$

$$V_2 = .193 V$$

$$V_1 = V$$

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_4 = .419 \frac{V}{Et} + 1.193 \frac{V}{Et} = 1.612 \frac{V}{Et}$$

$$\therefore \underline{K_{10-16} = 0.620 Et}$$

MURO 10-1 : (VER FIG. 4)

$$K_1 = \frac{1}{3} \left(\frac{4.00}{2.40} \right) = 0.555 Et$$

$$\therefore \underline{K_{10-1} = 0.555 Et}$$

MURO 13-2 : (VER FIG. 5)

$$K_1 = \frac{1}{3} \left(\frac{4.00}{1.00} \right) Et = 1.333 Et$$

$$K_2 = \frac{1}{3} \left(\frac{1.60}{1.90} \right) Et = .281 Et$$

$$K_3 = \frac{1}{3} \left(\frac{1.60}{1.90} \right) Et = .281 Et$$

$$\Delta_1 = \frac{V}{K_1} = .75 \frac{V}{Et}$$

$$\Delta_2 = \frac{V_2}{K_2} = 3.559 \frac{V_2}{Et}$$

$$\Delta_3 = \frac{V_3}{K_3} = 3.559 \frac{V_3}{Et}$$

Ec. de Compatibilidad: $\Delta_2 = \Delta_3$ (1)

Ec. de Equilibrio : $V_2 + V_3 = V$ (2)

En (1): $V_2 = V_3$

En (2): $V_2 = V_3 = 0.5 V$

$$V_1 = V$$

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 = (.75 + 1.780) \frac{V}{Et} = 2.530 V/Et$$

$$\therefore K_{13-2} = .395 Et$$

MURO 16-5 :

$$K_{16-5} = K_{13-2} = .395 Et$$

A.1.2 UBICACION DEL CENTRO DE MASA CON RESPECTO AL SISTEMA xy

(VER FIG. 1)

CENTRO DE MASA DE ELEMENTOS VERTICALES		Pesos	Coordenadas		Momentos Estáticos	
		P(Tn)	x(m)	y(m)	Px	Py
1-5	0.5(6.80x2.65x.36x1.6)*	5.20	3.40	4.00	17.70	20.80
3-4	-0.5(.80x.90x.36x1.6)	- .21	5.40	4.00	- 1.14	- .84
10-16	0.5(6.80x2.65x.36x1.6)	5.20	3.40	0.00	17.70	0
11-12	-0.5(.80x.90x.36x1.6)	- .21	1.50	0.00	- .31	0
14-15	-0.5(.80x1.90x.36x1.6)	- .44	3.80	0.00	- 1.67	0
10-1	0.5(4.00x2.40x.36x1.6)	2.78	0.00	2.00	0	5.56
13-2	0.5(4.00x2.90x.36x1.6)	3.35	3.00	2.00	10.05	6.70
8-6	-0.5(.80x1.90x.36x1.6)	- .44	3.00	2.00	- 1.32	- .88
16-5	0.5(4.00x2.40x.36x1.6)	2.78	6.80	2.00	19.00	5.56
9-7	-0.5(.80x1.90x.36x1.6)	- .44	6.80	2.00	- 3.00	- .88
Techo	0.070x6.80x4.00**	1.90	3.40	2.00	6.47	3.80

19.47 Tn.

63.49 39.82

$$x_G = \frac{\sum Px}{\sum P} = \frac{63.49}{19.47} = 3.26 \text{ m.}$$

$$y_G = \frac{\sum Py}{\sum P} = \frac{39.82}{19.47} = 2.04 \text{ m.}$$

∴ G (3.26 , 2.04)

* Para los muros el peso específico es de 1.6 Ton/m³

** Para el techo el peso por unidad de superficie es 0.070 Ton/m²

A.1.3 DETERMINACION DEL CENTRO DE RIGIDEZ CON RESPECTO AL SISTEMA xy (VER FIG. 1)

Dirección y	Muro	K	x	y	kx	ky
	10-1	.555	0	-	0	-
	13-2	.395	3.00	-	1.19	-
	16-5	.395	6.80	-	2.69	-
		1.345			3.88	
Dirección x	1-5	.818	-	4.00	-	3.27
	10-16	.620	-	0	-	0
			1.438			3.27

Coordenadas del centro de rigidez K :

$$x_K = \frac{\sum Kx}{\sum K} = \frac{3.88}{1.345} = 2.88$$

$$y_K = \frac{\sum Ky}{\sum K} = \frac{3.27}{1.438} = 2.27$$

$$\therefore K(2.88, 2.27)$$

A.1.4 FUERZA SISMICA.-

$$H = c W = 0.16 \times 19.47 \text{ Ton} = 3.12 \text{ Ton.}$$

A.1.5 CALCULO DEL CORTANTE QUE TOMA CADA MURO

Momentos de torsión :

$$M_{t_x} = H e_y = 3.12 \text{ Ton} (0.23 \text{ m}) = 0.72 \text{ ton-m.}$$

$$M_{t_y} = H e_x = 3.12 \text{ Ton} (0.38 \text{ m}) = 1.19 \text{ ton-m.}$$

Momentos de torsión accidental :

$$M_{t'_x} = 0.05 H B_y = 0.05 \times 3.12 \times 4 = 0.62 \text{ ton-m.}$$

$$M_{t'_y} = 0.05 H B_x = 0.05 \times 3.12 \times 6.80 = 1.06 \text{ ton-m.}$$

MUROS	$\frac{K}{\sum K} H$	d*	Kd	Kd ²	$\frac{Kd}{Kd^2} M_t$	$\frac{Kd}{Kd^2} M'_t$	Vi (ton)
10-1	1.29	-2.88	-1.60	4.61	-0.11	\pm 0.10	1.39
13-2	0.91	0.12	0.05	0.01	0.00	0.0	0.91
16-5	0.92	3.92	1.55	6.08	0.10	\pm 0.09	1.11
1-5	1.77	-1.73	-1.42	2.46	-0.06	\pm 0.05	1.82
10-16	1.35	2.27	1.41	3.19	0.06	\pm 0.05	1.46

$$\sum = 16.35$$

* La distancia "d" se mide con respecto al centro de rigidez.

A.2 CASO DE TECHO FLEXIBLE

A.2.1 CALCULO DEL CORTANTE QUE TOMA CADA MURO

Muro	Area de influencia	m ²	Vi (ton.)
10-1	4 x 1.5	6.0	.69
13-2	3.40 x 4	13.60	1.56
16-5	1.90 x 4	7.60	0.87
$\sum = 27.20$		$\sum = 3.12$	Conforme
1-5	6.80 x 2	13.60	1.56
10-16	6.80 x 2	13.60	1.56
$\sum = 27.20$		$\sum = 3.12$	Conforme

A.3 FUERZAS CORTANTES DE DISEÑO

En general el diseño se considerará para la condición respectiva de techo rígido o techo flexible. En el caso de duda acerca de la rigidez del techo de las dos condiciones expuestas se toma para cada muro el valor de cortante más desfavorable. En este ejemplo se sigue el último criterio.

Muro	Cortante (Techo Rígido)	Cortante (Techo Flexible)	Cortante de Diseño (Ton)
10-1	1.39	0.69	1.39
13-2	0.91	1.56	1.56
16-5	1.11	0.87	1.11
1-5	1.82	1.56	1.82
10-16	1.46	1.56	1.56

B.- DISEÑO

B.1 RESULTADO DE LOS ENSAYOS EXPERIMENTALES

Para este ejemplar se reemplazarán los resultados experimentales obtenidos para los especímenes con mortero S-2 % (Suelo + 2% de su peso en asfalto).

- a).- Resistencia a la Compresión Axial : $f'_m = 12.8 \text{ kg/cm}^2$
- b).- Deformación Unitaria por Compresión Axial : 13.5×10^{-3}
- c).- Módulo de Elasticidad : $E = 2140 \text{ kg/cm}^2$
- d).- Esfuerzo de Adherencia : $u = 0.90 \text{ kg/cm}^2$
- e).- Coeficiente de fricción : $f = 0.7$
- f).- Resistencia a la tracción de la caña : $f'_s = 1200 \text{ kg/cm}^2$

B.2 ESFUERZOS ADMISIBLES

Se tomarán :

- a).- Esfuerzo de Compresión : $f_m = \frac{1}{5} f'_m = \frac{12.8}{5} = 2.56 \text{ kg/cm}^2$
- b).- Esfuerzo Cortante Permisible : $v = \frac{1}{5} u = \frac{0.90}{5} = 0.18 \text{ kg/cm}^2$
- c).- Esfuerzo de Tracción Permisible de la Caña :

$$f_s = \frac{1}{4} f'_s = \frac{1200}{4} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

B.3 DISEÑO DE LOS MUROS

B.3.1 VERIFICACION DEL ESFUERZO CORTANTE EN CADA ELEMENTO DE LOS MUROS.-

MURO 10-16 : (VER FIG. 6)

Esfuerzo cortante permisible = 0.18 kg/cm^2

Vi (Ton)	Area (cm ²)	$v = \frac{V}{A} (\text{kg/cm}^2)$	Observaciones.
V ₁ = V 1.56	680 x 36 = 24,480	0.06	Conforme
V ₂ = .193 V = .30	110 x 36 = 3,960	0.07	Idem.
V ₃ = .263 V = .41	150 x 36 = 5,400	0.08	Idem.
V ₄ = .544 V = .85	260 x 36 = 9,360	0.09	Idem.
V ₅ = .456 V .71	340 x 36 = 12,240	0.06	Idem.

B.3.2 REFUERZO DE LOS VANOS

MURO 10-16 : (VER FIG. 6)

El momento flector debido al cortante es : $M = \frac{Vh}{2}$

a) Elemento 3 :

$$M = \frac{410 \text{ kg (90 cm.)}}{2} = 18,450 \text{ kg-cm.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{18,450}{300 \times 0.87 \times 141} = 0.50 \text{ cm}^2 \text{ de caña}$$

b) Elemento 2 :

$$M = \frac{300 \text{ kg (90 cm.)}}{2} = 13,500 \text{ kg-cm.}$$

$$A_s = \frac{13,500}{300 \times 0.87 \times 101} = 0.51 \text{ cm}^2 \text{ de caña}$$

∴ Usar $A_s = 0.51 \text{ cm}^2$ de caña colocada en los
bordes de ventana y puerta. Se dará una longi-
tud mínima de anclaje de 35 cm.

B.3.3 DETERMINACION DE LA ARMADURA VERTICAL

MURO 10-13 : (VER FIG. 8)

Carga sísmica normal : $W = 0.20 (1.6 \text{ T/m}^3 \times 0.36 \text{ m.})$

$$W = 0.116 \text{ T/m}^2$$

$$W_1 = .116 \times 3.00 = 0.348 \text{ T/m.}$$

$$W_2 = .116 \times 2.20 = 0.255 \text{ T/m.}$$

Por Equilibrio : $R_1 = .423 \text{ Ton.}$

$$R_2 = .416 \text{ Ton.}$$

Momento Máximo : $M_{\text{máx}} = 0.261 \text{ Ton-m. (x = 1.29 m.)}$

El área de caña será :

$$A_s = \frac{M_{\text{máx}}}{f_s j d} = \frac{26,100}{300 \times 0.87 \times 28} = 3.57 \text{ cm}^2$$

Considerando espaciamiento de 0.76 m. :

$$A_s = \frac{3.57}{2.20} \times .76 = 1.23 \text{ cm}^2 \text{ (EN CADA CARA)}$$

Para simplificar los cálculos se puede tomar una franja típica vertical de un metro de ancho, considerándola como viga simplemente apoyada en la cimentación y en la viga solera, como se muestra en seguida :

MURO 15-16 : (VER FIG. 9)

Peso de Muro : $W = 1.00 \times 2.65 \times 36 \times 1.6 = 1.53 \text{ Ton.}$

Fuerza Sísmica : $H = 0.20 W = 0.20 \times 1.53 = 0.306 \text{ Ton.}$

$$M_{\text{máx}} = \left(\frac{WL}{8}\right)L = \frac{.306}{8} \times 2.65 = 0.101 \text{ Ton-m.}$$

El área de caña será :

$$A_s = \frac{10,100}{300 \times 0.87 \times 28} = 1.38 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Considerando espaciamiento de 0.76 :

$$A_s = 0.76 \times 1.38 = 1.05 \text{ cm}^2 \text{ (EN CADA CARA)}$$

B.3.4 DETERMINACION DE LA ARMADURA HORIZONTAL. (VER FIG. 10)

Se ilustra a continuación el diseño del refuerzo cuando es horizontal. Para simplificar los cálculos se puede tomar una franja típica horizontal de un metro de altura, considerándola como viga simplemente apoyada en los muros transversales.

Fuerza Sísmica : $H = 0.20 W$

$$H = 0.20 \times 1.00 \times 3.80 \times .36 \times 1.6 = 0.44 \text{ Ton.}$$

$$M_{\text{máx.}} = \frac{.44}{8} \times 3.80 = 0.209 \text{ Ton-m.}$$

El área de caña será :

$$A_s = \frac{20,900}{300 \times 0.87 \times 28} = 2.86 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Colocando el refuerzo de caña cada 4 hiladas se tiene :

$$A_s = 0.40 \times 2.86 = 1.14 \text{ cm}^2 \text{ (EN CADA CARA)}$$

B.3.5 DISEÑO DE LA VIGA COLLAR

MURO 1-5 = MURO 10-16 : (VER FIG. 11)

$$\text{Peso Techo : } 70 \text{ kg/m}^2 \times 2.00 \text{ m.} = 140 \text{ kg/m.}$$

$$\begin{aligned} 1/2 \text{ Peso Muro : } 1,600 \text{ kg/m}^3 \times .36 \times 1.00 \times \frac{2.65}{2} &= \underline{763 \text{ kg/m.}} \\ W &= 903 \text{ kg/m.} \end{aligned}$$

$$H = 0.20 W = 0.20 \times 903 = 181 \text{ kg/m.}$$

$$K_{21} = 0.333 \quad 0.558$$

$$K_{25} = \frac{0.263}{0.596} \quad \frac{0.442}{1.000}$$

$$M_{\text{isost}} = \frac{1}{8} \times 181 \times 3^2 = 203 \text{ kg-m.}$$

$$M_{\text{isost}} = \frac{1}{8} \times 181 \times 3.8^2 = 326 \text{ kg-m.}$$

Los momentos positivos en la mitad de los tramos serán :

$$+ M_{1-2} = 203 - \frac{272}{2} = 67 \text{ kg-m.}$$

$$+ M_{2-5} = 326 - \frac{272}{2} = 190 \text{ kg-m.}$$

Considerando el momento máximo:

$$A_s = \frac{27,200}{300 (.87) (24)} = 4.34 \text{ cm}^2$$

Considerando como viga solera las 4 últimas hiladas del muro se tiene:

$$A_s = \frac{4.34}{3} = 1.45 \text{ cm}^2 \quad (\text{EN CADA HILADA Y EN CADA CARA})$$

MURO 13-2 :

Peso Techo: $70 \times 3.90 = 238 \text{ Kg/m}$

1/2 Peso Muro: $1600 \times .36 \times 1.00 \times \frac{2.90}{2} = \frac{835}{1073} \text{ Kg/m.}$

$H = 0.20 \quad W = 0.20 (1073) = 215 \text{ Kg/m.}$

$$M_{\text{máx}} = \frac{WL^2}{8} = 215 \times \frac{4^2}{8} = 430 \text{ Kg-m}$$

$$A_s = \frac{43,000}{300 (.87) 24} = 6.86 \text{ cm}^2$$

Considerando como viga solera las últimas 5 hiladas del muro se tendrá :

$$A_s = \frac{6.86}{4} = 2.46 \text{ cm}^2 \quad (\text{EN CADA HILADA Y EN CADA CARA})$$

B.3.6 VERIFICACION DE LA TRACCION EN UNA SOLERA POR EFECTO DE LAS FUERZAS SISMICAS ACTUANTES EN LAS SOLERAS TRANSVERSALES.-

MURO 1-5. (VER FIG. 12)

Del Diagrama de Momentos (Fig. 11)

$$M_1 = M_5 = 0 \quad ; \quad M_2 = 272 \text{ kg-m.}$$

Factores de corrección.

$$C_{1-2} = \frac{(-272) - (0)}{3} = - 90.7 \text{ kg.}$$

$$C_{2-5} = \frac{(0) - (-272)}{3.8} = + 71.6 \text{ kg.}$$

Cortantes Isostáticos :

$$V_{1-2} = \frac{181 \times 3}{2} = 271.5 \text{ kg.}$$

$$V_{2-5} = \frac{181 \times 3.8}{2} = 343.9 \text{ kg.}$$

Cortantes Corregidos :

$$V_{1-2} = \begin{cases} 271.5 - 90.7 = + 180.8 \text{ kg.} \\ -271.5 - 90.7 = - 362.2 \text{ kg.} \end{cases}$$

$$V_{2-5} = \begin{cases} 343.9 - 71.6 = + 415.5 \text{ kg.} \\ -343.9 + 71.6 = - 272.3 \text{ kg.} \end{cases}$$

Reacciones Finales :

$$R_1 = 180.60 \text{ kg.}$$

$$R_2 = 362.20 + 415.50 = 777.70 \text{ kg.}$$

$$R_3 = 272.30 \text{ kg.}$$

∴ Para la solera (1-5), la reacción máxima sera :

$$R_2 = 777.70 \text{ kg.}$$

El área de cana en la solera transversal (13-2) debido a

esta tracción es :

$$A_s = \frac{R}{f_s} = \frac{777.70 \text{ kg.}}{300 \text{ kg/cm}^2} = 2.59 \text{ cm}^2 < 2(6.86 \text{ cm}^2) \quad \text{OK!}$$

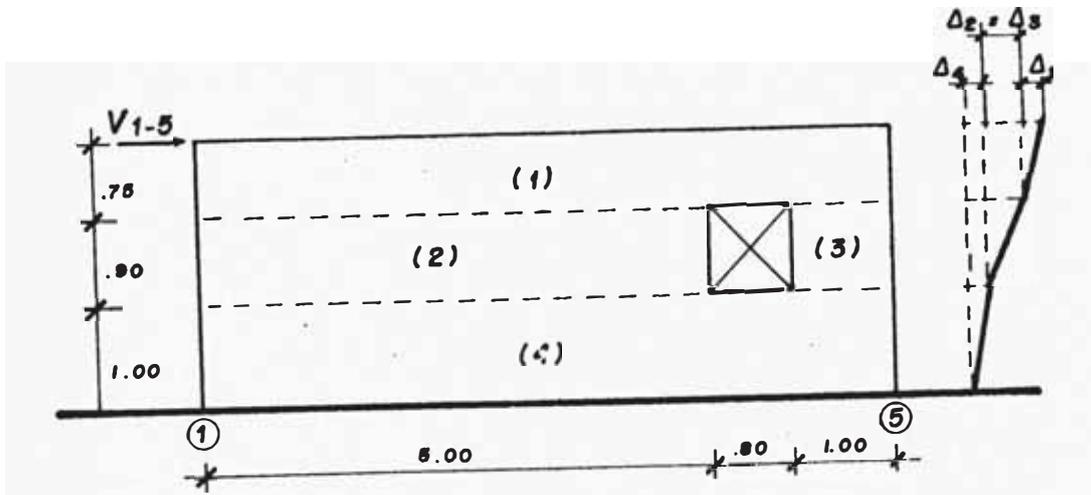


Fig.2.- RIGIDEZ DE MURO 1-5

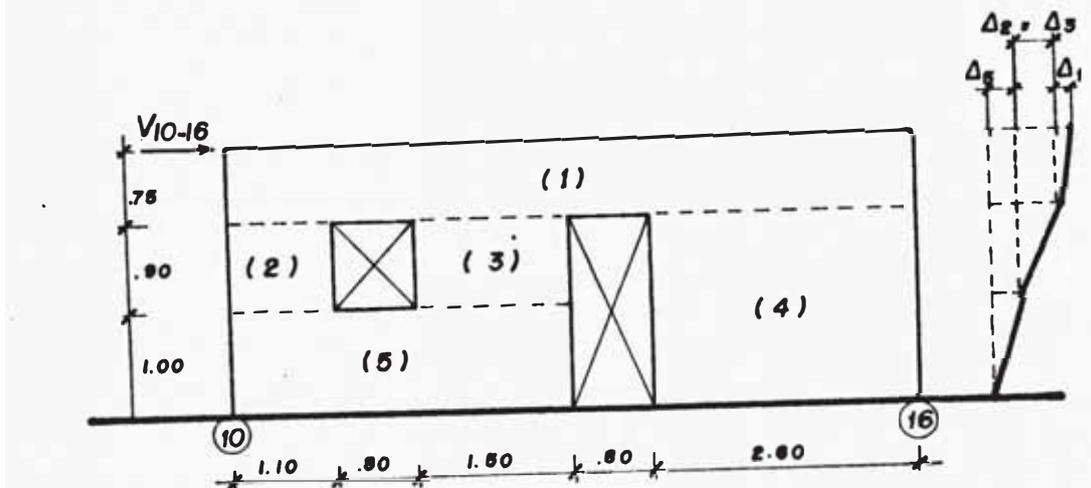


Fig.3.- RIGIDEZ DE MURO 10-16

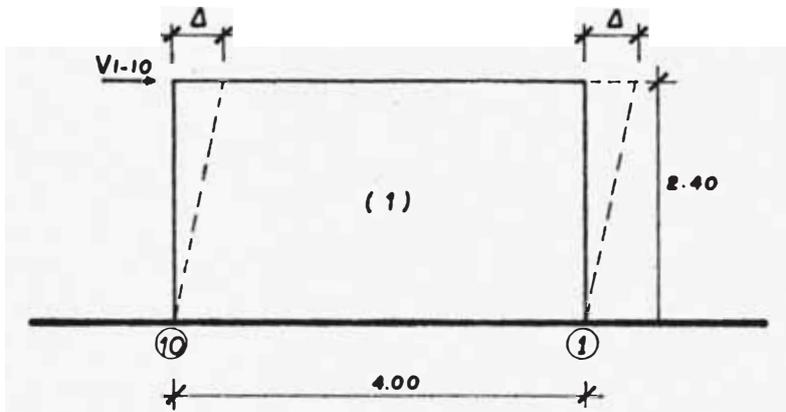


Fig. 4.- RIGIDEZ DE MURO 10-1

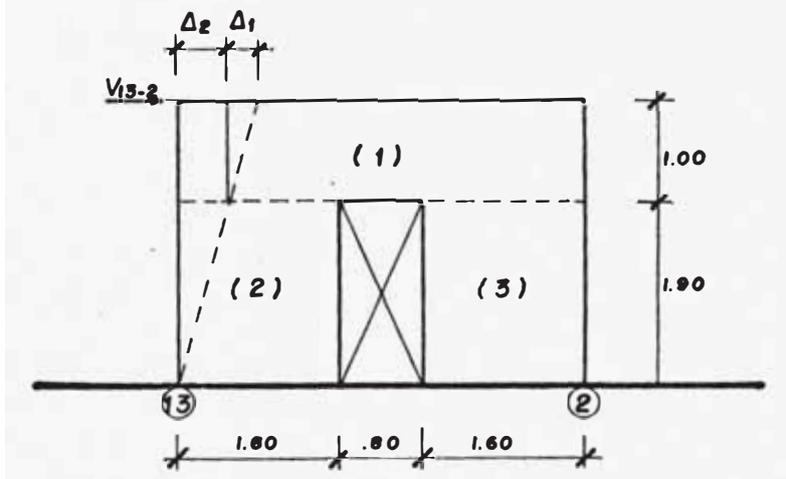


Fig. 5.- RIGIDEZ DE MURO 13-2

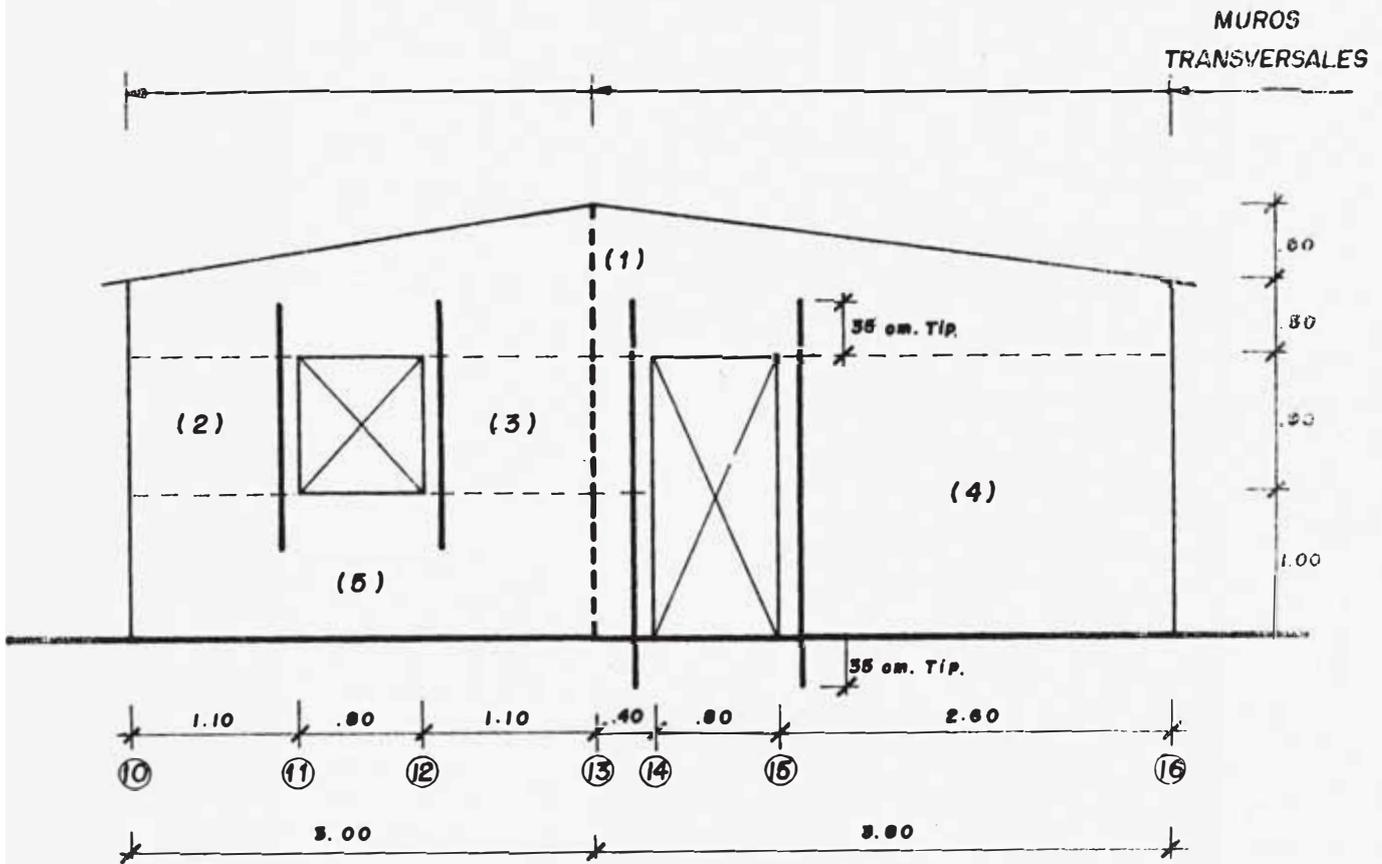


Fig. 6.- DISEÑO DE MURO 10-16

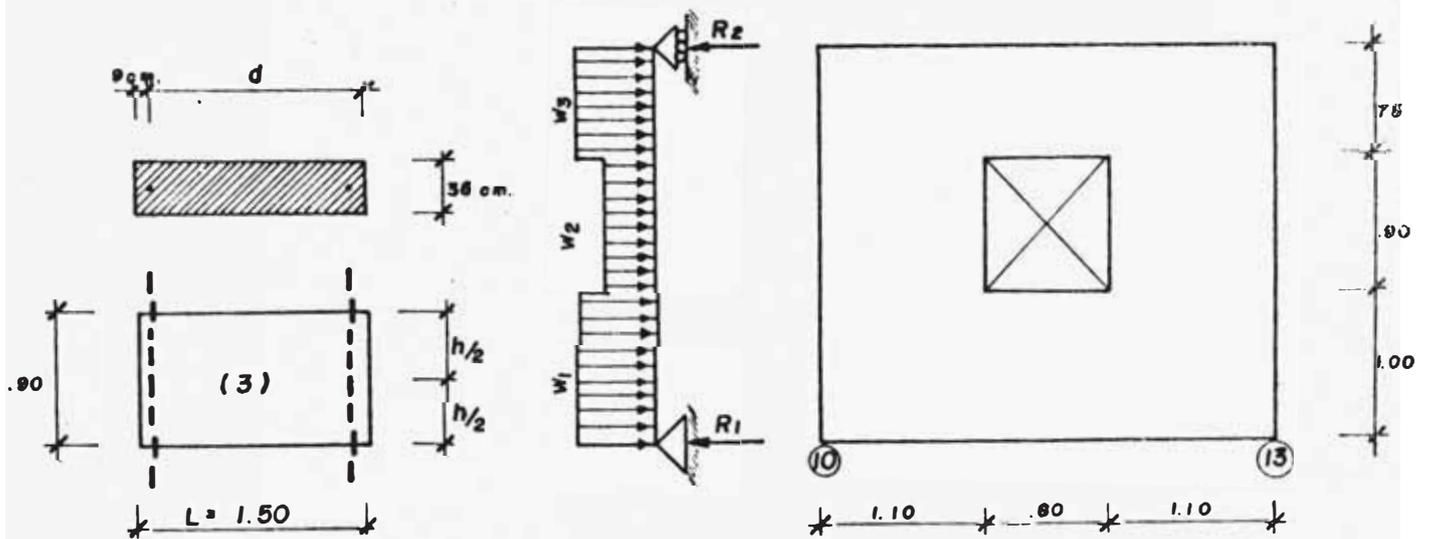


Fig. 7.- REFUERZO DE VANO

Fig. 8.- DETERMINACION DE ARMADURA VERTICAL

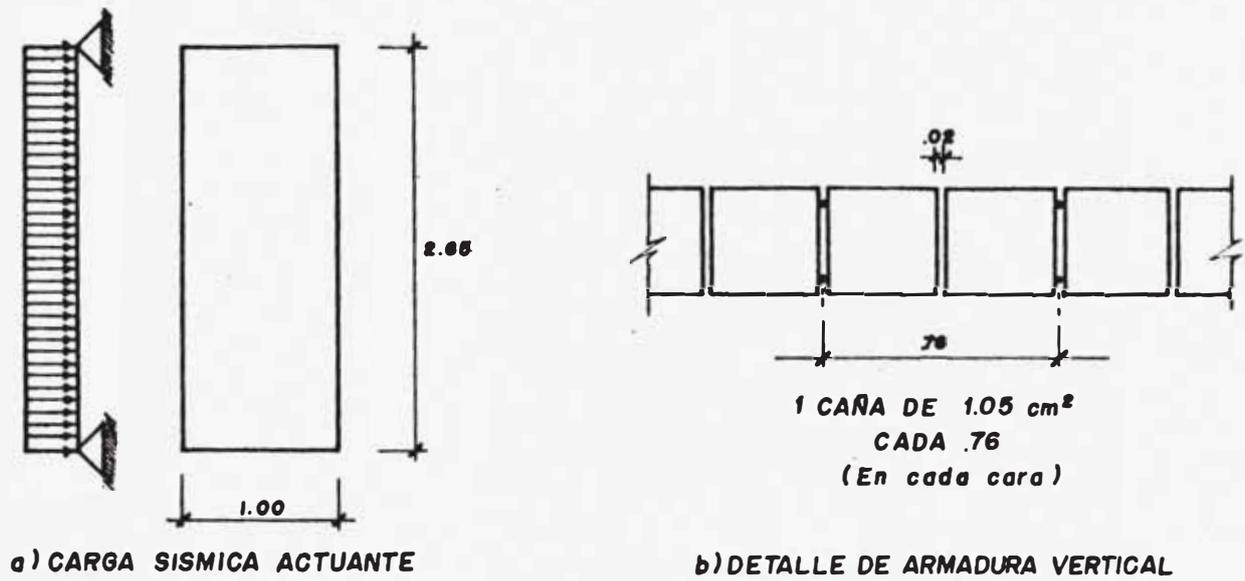


Fig. 9.- ARMADURA VERTICAL

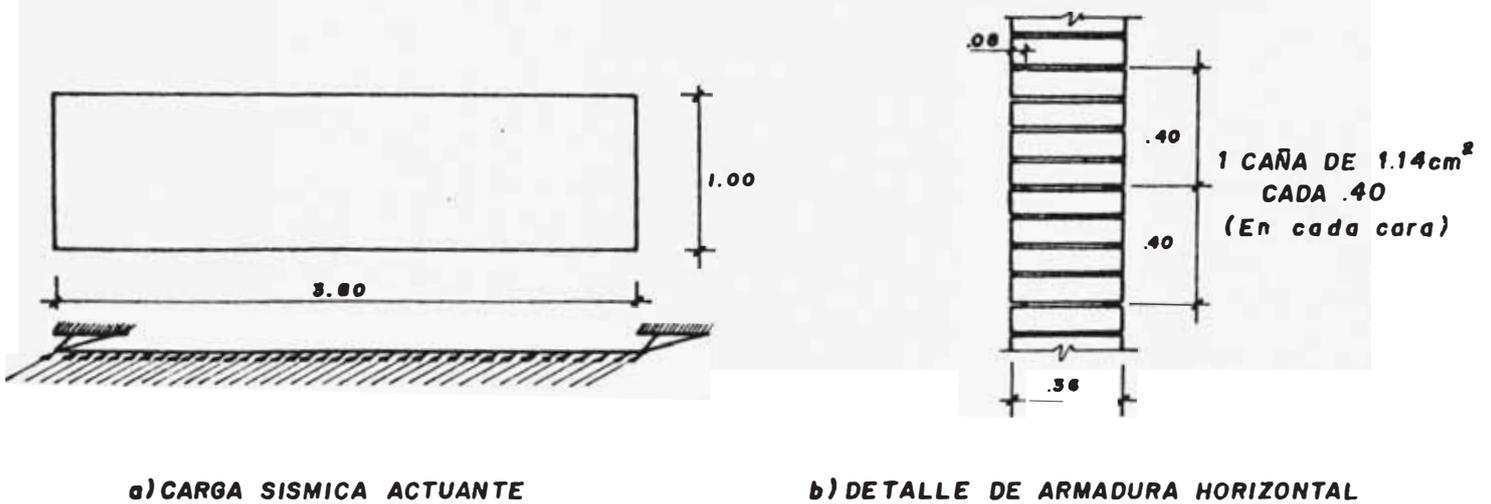


Fig.10.- ARMADURA HORIZONTAL

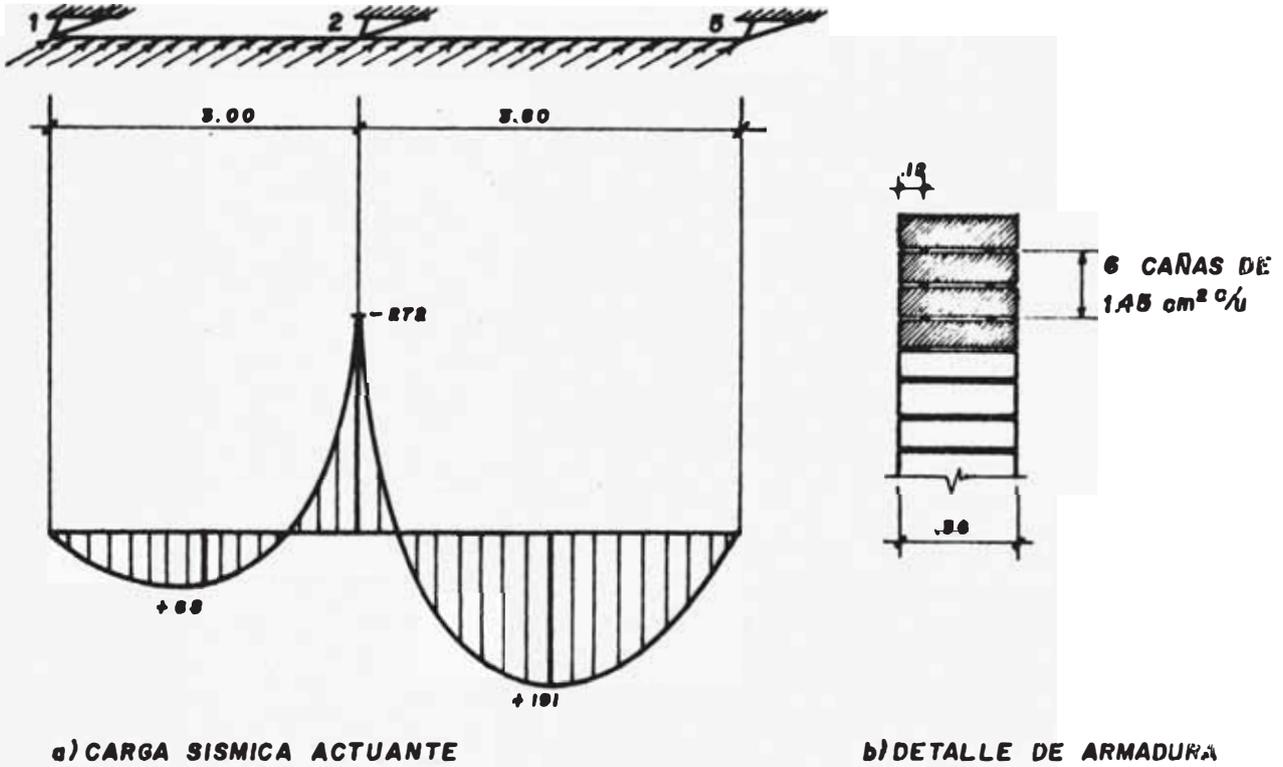


Fig. 11.- VIGA SOLERA

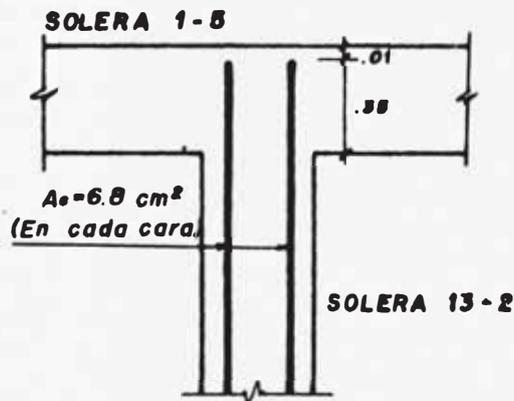


Fig. 12.- VERIFICACION EN TRACCION DE VIGA SOLERA 13-2

3. CALCULO DE CONSTRUCCIONES DE UNA PLANTA CON MUROS DE ALBAÑILERIA DE LADRILLO.

A.- ANALISIS

A.1 CASO DE TECHO RIGIDO

A.1.1 DETERMINACION DE RIGIDECES DE MUROS.

MURO 1-5 : (VER FIG. 2)

$$K_1 = \frac{1}{3} \times \left(\frac{5.00}{1.40} \right) Et = 1.190 Et$$

$$K_2 = \frac{1}{3} \times \left(\frac{1.00}{1.40} \right) Et = 0.238 Et$$

$$K_3 = \frac{1}{3} \times \left(\frac{6.80}{1.00} \right) Et = 2.267 Et$$

Ecuaciones de Equilibrio y de Compatibilidad :

$$V_1 + V_2 = V \quad \text{-----} \quad (1) \qquad \Delta_1 = \Delta_2 \quad \text{-----} \quad (3)$$

$$V_3 = V \quad \text{-----} \quad (2)$$

$$\text{En (3) : } \frac{V_1}{K_1} = \frac{V_2}{K_2} \qquad V_1 = 5V_2$$

$$\text{En (1) : } 5V_2 + V_2 = V \qquad V_2 = 0.167 V$$

$$V_1 = 0.833 V$$

$$V_2 = 0.167 V$$

$$V_3 = V$$



Cortante que toman los elementos del Muro 1-5.

Rigidez del Muro : $\Delta = \Delta_1 + \Delta_3$

$$\frac{V}{K} = \frac{V_1}{K_1} + \frac{V_3}{K_3} = \left(\frac{0.833}{1.190} + \frac{1}{2.267} \right) \frac{V}{Et}$$

$$\frac{1}{K} = \frac{1.14}{Et} \quad \therefore \quad \underline{\underline{K_{1-5} = 0.877 Et}}$$

MURO 10-16 : (VER FIG. 3)

$$K_1 = \frac{1}{3} \left(\frac{1.10}{1.40} \right) Et = 0.262 Et$$

$$K_2 = \frac{1}{3} \left(\frac{1.50}{1.40} \right) Et = 0.357 Et$$

$$K_3 = \frac{1}{3} \left(\frac{3.40}{1.00} \right) Et = 1.133 Et$$

$$K_4 = \frac{1}{3} \left(\frac{2.60}{2.40} \right) Et = 0.361 Et$$

$$\Delta_1 = \frac{V_1}{K_1} = \frac{1}{0.262} \times \frac{V_1}{Et} = 3.817 \frac{V_1}{Et}$$

$$\Delta_2 = \frac{V_2}{K_2} = \frac{1}{0.357} \times \frac{V_2}{Et} = 2.801 \frac{V_2}{Et}$$

$$\Delta_3 = \frac{V_3}{K_3} = \frac{1}{1.133} \times \frac{V_3}{Et} = 0.883 \frac{V_3}{Et}$$

$$\Delta_4 = \frac{V_4}{K_4} = \frac{1}{0.361} \times \frac{V_4}{Et} = 2.770 \frac{V_4}{Et}$$

Ecuaciones de Equilibrio : $V_1 + V_2 = V_3$ _____ (1)

$$V_1 + V_2 + V_4 = V$$
 _____ (2)

Ecuaciones de Compatibilidad : $\Delta_1 = \Delta_2$ _____ (3)

$$\Delta_2 + \Delta_3 = \Delta_4$$
 _____ (4)

Resolviendo :

$$V_1 = 0.734 V_2 \quad \text{-----} \quad V_1 = 0.223V$$

$$V_2 = 0.577 V_3 \quad \text{-----} \quad V_2 = 0.303V$$

$$V_3 = 0.526 V \quad \text{-----} \quad V_3 = 0.526V$$

$$V_4 = 0.902 V_3 \quad \text{-----} \quad V_4 = 0.474V$$



Cortante que
toman los e-
lementos del
Muro 10-16

$$\text{Rigidez del Muro :} \quad = \quad 1 + 3 = 4$$

$$\frac{V}{K} = 2.77 \left(\frac{0.474V}{Et} \right) \quad \longrightarrow \quad \frac{1}{K} = \frac{1.313}{Et}$$

$$\therefore \quad \underline{\underline{K_{10-16} = 0.762 Et}}$$

MURO 10-1 : (VER FIG. 4)

$$K_1 = \frac{1}{3} \left(\frac{4.00}{2.40} \right) Et = 0.555 Et$$

$$\therefore \quad \underline{\underline{K_{10-1} = 0.555 Et}}$$

MURO 13-2 : (VER FIG. 5)

$$K_1 = K_2 = \frac{1}{3} \left(\frac{1.60}{2.40} \right) Et = 0.222 Et$$

Ecuación de Equilibrio : $V_1 + V_2 = V$ _____ (1)

Ecuación de Compactibilidad : $\Delta_1 = \Delta_2$ _____ (2)

En (2) : $\frac{V_1}{K_1} = \frac{V_2}{K_2}$ $V_1 = V_2$

En (1) : $V_2 = 0.5 V = V_1$

Rigidez del Muro : $\Delta = \Delta_1$

$$\frac{V}{K} = \frac{0.5 V}{0.222 Et} ; \quad \frac{1}{K} = \frac{2.252}{Et}$$

∴ $K_{13-2} = 0.444 Et$

MURO 16-5 :

$$K_{16-5} = 0.444 Et.$$

A.1.2 UBICACION DEL CENTRO DE MASA CON RESPECTO AL SISTEMA xy.-

Muro	Centro de masa de elementos verticales	Pesos	Coordenadas		Momentos Estáticos.	
		P (Tn)	x (m)	y (m)	Px	Py
1-5	.50(6.80x2.40x.15x1.80) *	+2.20	3.40	4.00	7.48	8.80
3-4	-.50(.80x1.40x.15x1.80)	-0.15	5.40	4.00	-0,81	-0.60
0-16	.50(6.80x2.40x.15x1.80)	+2.20	3.40	0	7.48	0
11-12	-.50(.80x1.40x.15x1.80)	-0.15	1.50	0	-0.23	0
14-15	-.50(.80x2.40x.15x1.80)	-0.26	3.80	0	-0.99	0
10-1	.50(4.0x2.40x.15x1.80)	+1.30	0	2.00	0	2.60
13-2	.50(4.0x2.40x.15x1.60)	+1.30	3.00	2.00	3.90	2.60
8-6	-.50(.80x2.40x.15x1.80)	-0.26	3.00	2.00	-0.78	-0.52
16-5	.50(4.0x2.40x.15x1.80)	+1.30	6.80	2.00	8.84	2.60
9-7	-.50(.80x2.40x.15x1.80)	-0.26	6.80	2.00	-1.77	-0.52
TECHO	.35x6.80x4.00**	+9.52	3.40	2.00	32.37	19.04

P = 16.74 Tn.

55.49 34.00

* Para los muros : Peso específico = 1.80 T/m³

** Para el techo : Peso por unidad de area = 0.35 T/m²

Coordenadas del Centro de Masa (G) :

$$x_G = \frac{\sum P_x}{\sum P} = \frac{55.49}{16.74} = 3.32 \text{ m.}$$

$$y_G = \frac{\sum P_y}{\sum P} = \frac{34.00}{16.74} = 2.03 \text{ m.}$$

∴ G(3.32 m, 2.03 m.)

A.1.3 DETERMINACION DEL CENTRO DE RIGIDEZ RESPECTO AL SISTEMA xy.-

	Muro	K	x	y	Kx	Ky
DIRECCION y	10-1	0.555	0	-	0	-
	13-2	0.444	3.00	-	1.332	-
	16-5	0.444	6.80	-	3.019	-
	1.443		4.351			
DIRECCION x	1-5	0.877	-	4.00	-	3.508
	10-16	0.762	-	0	-	0
	1.639		3.508			

Coordenadas del Centro de Rigidez (K)

$$x_K = \frac{\sum Kx}{\sum K} = \frac{4.351}{1.443} = 3.02 \text{ m.}$$

$$y_K = \frac{\sum K_y}{\sum K} = \frac{3.508}{1.639} = 2.14 \text{ m.}$$

$$\therefore \underline{\underline{K(3.02 \text{ m}, 2.14 \text{ m.})}}$$

A.1.4 FUERZA SISMICA.-

De las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico.

$$H = U C_1 P$$

Donde : $U = 1.0$

$$C_1 = 0.16$$

$$P = 16.74 \text{ Ton.}$$

$$H = 1.0 \times 0.16 \times 16.74 = 2.68 \text{ Ton.}$$

$$\therefore \underline{\underline{H = 2.68 \text{ Ton.}}}$$

A.1.5 CALCULO DEL CORTANTE QUE TOMA CADA MURO.-

Momentos de Torsión :

$$M_{t_x} = H e_y = 2.68 \text{ Tn. (0.11 m.)} = 0.29 \text{ Tn-m.}$$

$$M_{t_y} = H e_x = 2.68 \text{ Tn. (0.30 m.)} = 0.80 \text{ Tn-m.}$$

Momentos de Torsión Accidental :

$$M_{t'_x} = 0.05 H B_y = 0.05 \times 2.68 \times 4.00 = 0.54 \text{ Tn-m.}$$

$$M_{t'_y} = 0.05 H B_x = 0.05 \times 2.68 \times 6.80 = 0.91 \text{ Tn-m.}$$

Muro	$\frac{K}{\sum K} \cdot H$ (Ton)	d*	Kd	Kd ²	$\frac{Kd}{\sum Kd^2} \times M_t$	$\frac{Kd}{\sum Kd^2} \times M_t'$	V _i (Tn)
10-1	1.03	-3.02	-1.68	5.06	-0.075	<u>±</u> 0.085	1.115
13-2	0.82	-0.02	-0.01	0.00	0.000	0.000	0.820
16-5	0.82	+3.78	+1.68	6.34	+0.075	<u>±</u> 0.085	0.980
1-5	1.43	-1.86	-1.63	3.03	-0.026	<u>±</u> 0.049	1.479
10-16	1.25	+2.14	+1.63	3.49	+0.026	<u>±</u> 0.049	1.325

$$\sum = 17.92$$

* d = se mide con respecto al centro de rigidez.

B.- DISEÑO

B.1 RESISTENCIAS OBTENIDAS DE ENSAYOS EXPERIMENTALES.-

- a).- Resistencia a la Compresión Axial : $f'_m = 200 \text{ kg/cm}^2$
- b).- Módulo de Elasticidad : $E = 210,000 \text{ kg/cm}^2$
- c).- Esfuerzo de Adherencia : $u = 5 \text{ kg/cm}^2$
- d).- Resistencia a la Flexión : $f'_f = 25 \text{ kg/cm}^2$
- e).- Resistencia a la Tracción del Acero : $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

B.2 ESFUERZOS ADMISIBLES.-

- a).- Esfuerzo de Compresión :

$$f_m = \frac{1}{5} f'_m = \frac{200}{5} = 40 \text{ kg/cm}^2$$

- b).- Esfuerzo Cortante :

$$v = \frac{1}{5} u = \frac{5}{5} = 1 \text{ kg/cm}^2$$

- c).- Esfuerzo de Tracción permisible del Acero :

$$f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

B.3 DISEÑO DE LOS MUROS.-

B.3.1 VERIFICACION DEL ESFUERZO CORTANTE EN CADA ELEMENTO DE LOS MUROS.-

MURO 1-5 :

$$V_{1-5} = 1.479 \text{ Tn.}$$

CORTANTE : V_i (Tn)	AREA : A (cm^2)	$v = V_i/A$ (kg/cm^2)
$V_1 = .833V = 1.232$	$500 \times 15 = 7.500$	$v_1 = 0.164 < 1.0$
$V_2 = .167V = 0.247$	$100 \times 15 = 1.500$	$v_2 = 0.165 < 1.0$
$V_{\phi} = V = 1.479$	$680 \times 15 = 10,200$	$v_3 = 0.145 < 1.0$

MURO 10-16 :

$$V_{10-16} = 1.325 \text{ Tn.}$$

CORTANTE : V_i (Tn)	AREA : A (cm^2)	$v = V_i/A$ (kg/cm^2)
$V_1 = .233V = 0.296$	$110 \times 15 = 1650$	$v_1 = 0.179 < 1.00$
$V_2 = .303V = 0.401$	$150 \times 15 = 2250$	$v_2 = 0.178 < 1.00$
$V_3 = .526V = 0.697$	$340 \times 15 = 5100$	$v_3 = 0.137 < 1.00$

MURO 10-1 :

$$V_{10-1} = 1.115 \text{ Tn.}$$

CORTANTE : V_i (Tn)	AREA : A (cm^2)	$v = V_i/A$ (kg/cm^2)
$V_1 = V = 1.115$	$400 \times 15 = 6000$	$v_1 = 0.186 < 1.00$

MURO 13-2 :

$$V_{13-2} = 0.82 \text{ Tn.}$$

CORTANTE : V_i (Tn)	AREA : A (cm^2)	$v = V_i/A$ (kg/cm^2)
$V_1 = 0.50V = 0.410$	$160 \times 15 = 2400$	$v_1 = 0.171 < 1.00$
$V_2 = 0.50V = 0.410$	$160 \times 15 = 2400$	$v_2 = 0.171 < 1.00$

MURO 16-5 : $V_{16-5} = 0.98$

CORTANTE : V_i (Tn)	AREA : A (cm ²)	$v = V_i/A$ (kg/cm ²)
$V_1 = 0.50V = 0.490$	$160 \times 15 = 2400$	$v_1 = 0.204 \quad 1.00$
$V_2 = 0.50V = 0.490$	$160 \times 15 = 2400$	$v_2 = 0.204 \quad 1.00$

B.3.2 REFUERZO DE LOS VANOS

MURO 10-16 (VER FIG. 6)

a) Elemento 1.- $V_1 = 0.296$ Tn. = 296 kg.

$$M. \text{ Flector} : M = \frac{Vh}{2} = \frac{296 \times 140}{2} = 20720 \text{ kg-cm.}$$

$$\text{Area de Refuerzo} : A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{20720}{2100 \times .92 \times 102.5}$$

$$A_s = 0.11 \text{ cm}^2$$

Colocar 1 alambre No.8
en el borde libre.

b) Elemento 2.- $V_2 = 0.401$ Tn. = 401 kg.

$$M. \text{ Flector} : M = \frac{Vh}{2} = \frac{401 \times 140}{2} = 28070 \text{ kg-cm.}$$

$$\text{Acero Refuerzo} : A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{28070}{2100 \times .92 \times 142.5}$$

$$A_s = 0.10 \text{ cm}^2$$

Colocar 1 alambre No.8
en el borde libre.

B.3.3 DETERMINACION DE ARMADURA VERTICAL

MURO 10-16 (VER FIG. 7)

Fuerza Sísmica : $H = 0.20W$

$$H = 0.20 (1.00 \times 2.40 \times .15 \times 1.80) = 0.130 \text{ Tn.}$$

Momento Máximo, $M_{\text{máx.}} = \frac{1}{8} wL^2$

Area Acero de Refuerzo :

$$A_s = \frac{M_{\text{máx.}}}{f_s j d} = \frac{0.04 \times 10^5}{2100 \times .92 \times 13} = 0.16 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Considerando espaciamento de 0.75 mt.

$$A_s = 0.16 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.75 \text{ m} = 0.12 \text{ cm}^2 \text{ (EN CADA CARA)}$$

$A_s = 0.12 \text{ cm}^2$ \longrightarrow 1 alambre No. 8 en cada cara y cada 0,75 mt.

DISTRIBUYENDO LA ARMADURA COLOCADA EN UNA SOLA MALLA

SE TENDRA :

$$A_s = \frac{M_{\text{máx.}}}{f_s j d} = \frac{0.04 \times 10^5}{2100 \times .92 \times 7.5} = 0.28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerando el espaciamento de 0.75 mt.

$$A_s = 0.28 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.75 \text{ mt} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.21 \text{ cm}^2$ \longrightarrow 1 \emptyset 1/4" cada 0.75 m.
En una sola Malla.

B.3.4 DETERMINACION DE ARMADURA HORIZONTAL.-

MURO 10-16 - MURO 1-5 (VER FIG. 8)

Fuerza Sísmica : $H = 0.20W$

$$H = 0.20 (1.00 \times 3.80 \times .15 \times 1.80) = 0.21 \text{ Ton.}$$

$$\text{Momento Máximo : } M_{\text{máx.}} = \frac{1}{8} wL^2$$

$$M_{\text{máx.}} = \frac{1}{8} (0.21 \times 3.80) = 0.10 \text{ Tn-m.}$$

Area Acero Refuerzo :

$$A_s = \frac{M_{\text{máx.}}}{f_s j d} = \frac{0.10 \times 10^5}{2100 \times .92 \times 13} = 0.40 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Colocando el refuerzo cada 3 hiladas :

$$A_s = 0.40 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.30 \text{ m} = 0.12 \text{ cm}^2 \text{ (EN CADA CARA)}$$

$$A_s = 0.12 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1 \text{ alambre No.8 en cada cara y cada 3 hiladas.}$$

DISTRIBUYENDO LA ARMADURA COLOCADA EN UNA SOLA MALLA SE TENDRA :

$$A_s = \frac{M_{\text{máx.}}}{f_s j d} = \frac{0.10 \times 10^5}{2100 \times .92 \times 7.5} = 0.69 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Considerando el espaciamiento de 0.30 m ó cada 3 hiladas :

$$A_s = 0.69 \text{ cm}^2/\text{m.} \times 0.30 \text{ m} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.21 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1 \text{ } \phi \text{ 1/4" cada 3 hiladas en una sola malla.}$$

MURO 10-1 = MURO 13-2 = MURO 16-5.

Fuerza Sísmica : $H = 0.20W$

$$H = 0.20 (1.00 \times 4.00 \times .15 \times 1.8) = 0.216 \text{ Tn.}$$

$$\text{Momento Máximo : } M_{\text{máx.}} = \frac{1}{8} wL^2$$

$$M_{\text{máx.}} = \frac{1}{8} (0.216 \times 4.00) = 0.108 \text{ T-m.}$$

Area de Acero de Refuerzo :

$$A_s = \frac{M_{\text{máx.}}}{f_s j d} = \frac{0.108 \times 10^5}{2100 \times .92 \times 13} = 0.43 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Colocando el refuerzo cada 3 hiladas.

$$A_s = 0.43 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.30 \text{ m} = 0.13 \text{ cm}^2 \text{ (EN CADA CARA)}$$

$A_s = 0.13 \text{ cm}^2$	→	1 alambre No.8 en cada cara y cada 3 hiladas.
---------------------------	---	---

DISTRIBUYENDO LA ARMADURA COLOCADA EN UNA SOLA MALLA SE

TENDRA :

$$A_s = \frac{M_{\text{máx.}}}{f_s j d} = \frac{0.108 \times 10^5}{2100 \times .92 \times 7.5} = 0.75 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Colocando el refuerzo cada 3 hiladas :

$$A_s = 0.75 \text{ cm}^2/\text{m} \times 0.30 \text{ m} = 0.23 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.23 \text{ cm}^2$	→	1 \emptyset 1/4" cada 3 hiladas en una sola malla.
---------------------------	---	--

B.3.5 DISEÑO DE LA VIGA COLLAR.-

MURO 1-5 = MURO 10-16 (VER FIG. 9)

Metrado de Cargas :

$$\begin{aligned} - \text{Peso Techo} &= 350 \text{ kg/m}^2 \times 2 \text{ m.} && = 700 \text{ kg/m.} \\ \leftarrow 1/2 \text{ Peso Muro} &= \frac{1}{2} \times 1800 \times 2.40 \times .15 && = \underline{324 \text{ kg/m.}} \\ &&& W = 1024 \text{ Kg/m} \end{aligned}$$

Carga sísmica actuante :

$$H = 0.20 W = 0.20 (1024) = 205 \text{ kg/m.}$$

Momentos Máximos :

$$\begin{array}{r} K_{21} = 0.333 \qquad \qquad 0.558 \\ K_{25} = \frac{0.263}{0.596} \qquad \qquad \frac{0.442}{1.000} \end{array}$$

$$M_{\text{ISOST},21} = \frac{1}{8} (205 \times 3^2) = 231 \text{ kg-m.}$$

$$M_{\text{ISOST},25} = \frac{1}{8} (205 \times 3.8^2) = 370 \text{ kg-m.}$$

Del Diagrama de Momentos :

$$M_2^- = 309 \text{ kg-m.}$$

Los momentos positivos en la mitad de los tramos :

$$M_{1-2}^+ = 231 - \frac{309}{2} = 76.5 \text{ kg-m.}$$

$$M_{2-5}^+ = 370 - \frac{309}{2} = 215.5 \text{ kg-m.}$$

B.3.6 VERIFICACION DE LA TRACCION EN UNA SOLERA POR EFECTO DE LAS FUERZAS SISMICAS ACTUANTES EN LAS SOLERAS TRANSVERSALES.-

MURO 1-5 = MURO 10-16 (VER FIG, 11)

Del Diagrama de Momentos (Fig. 10)

$$M_1 = M_5 = 0 \quad ; \quad M_2 = 309 \text{ kg-m.}$$

Factores de corrección :

$$C_{1-2} = \frac{(-309) - (0)}{3} = - 103 \text{ kg.}$$

$$C_{2-5} = \frac{(0) - (-309)}{3.8} = + 81.3 \text{ kg.}$$

Cortantes Isostáticos :

$$V_{1-2} = \frac{205 \text{ kg/m} \times 3 \text{ m}}{2} = 307.50 \text{ kg.}$$

$$V_{2-5} = \frac{205 \text{ kg/m} \times 3.8 \text{ m}}{2} = 389.50 \text{ kg.}$$

Cortantes Corregidas :

$$V_{1-2} = \begin{array}{l} \nearrow 307.50 - 103 = + 204.50 \text{ kg.} \\ \searrow - 307.50 - 103 = - 410.50 \text{ kg.} \end{array}$$

$$V_{2-5} = \begin{array}{l} \nearrow 389.50 + 81.30 = + 470.80 \text{ kg.} \\ \searrow - 389.50 + 81.30 = - 308.20 \text{ kg.} \end{array}$$

Reacciones Finales

$$R_1 = 204.50 \text{ kg.}$$

$$R_2 = 410.50 + 470.80 = 881.30 \text{ kg.}$$

$$R_5 = 308.20 \text{ kg.}$$

∴ Para la solera (1-5), la reacción máxima será :

$$R_2 = 881.30 \text{ kg.}$$

El área de acero en la solera transversal (13-2) debido a esta tracción es :

$$A_s = \frac{R}{f_s} = \frac{881.30 \text{ kg}}{2100 \text{ kg/cm}^2} = 0.42 \text{ cm}^2 < 2(2.41 \text{ cm}^2) \quad \text{OK!}$$

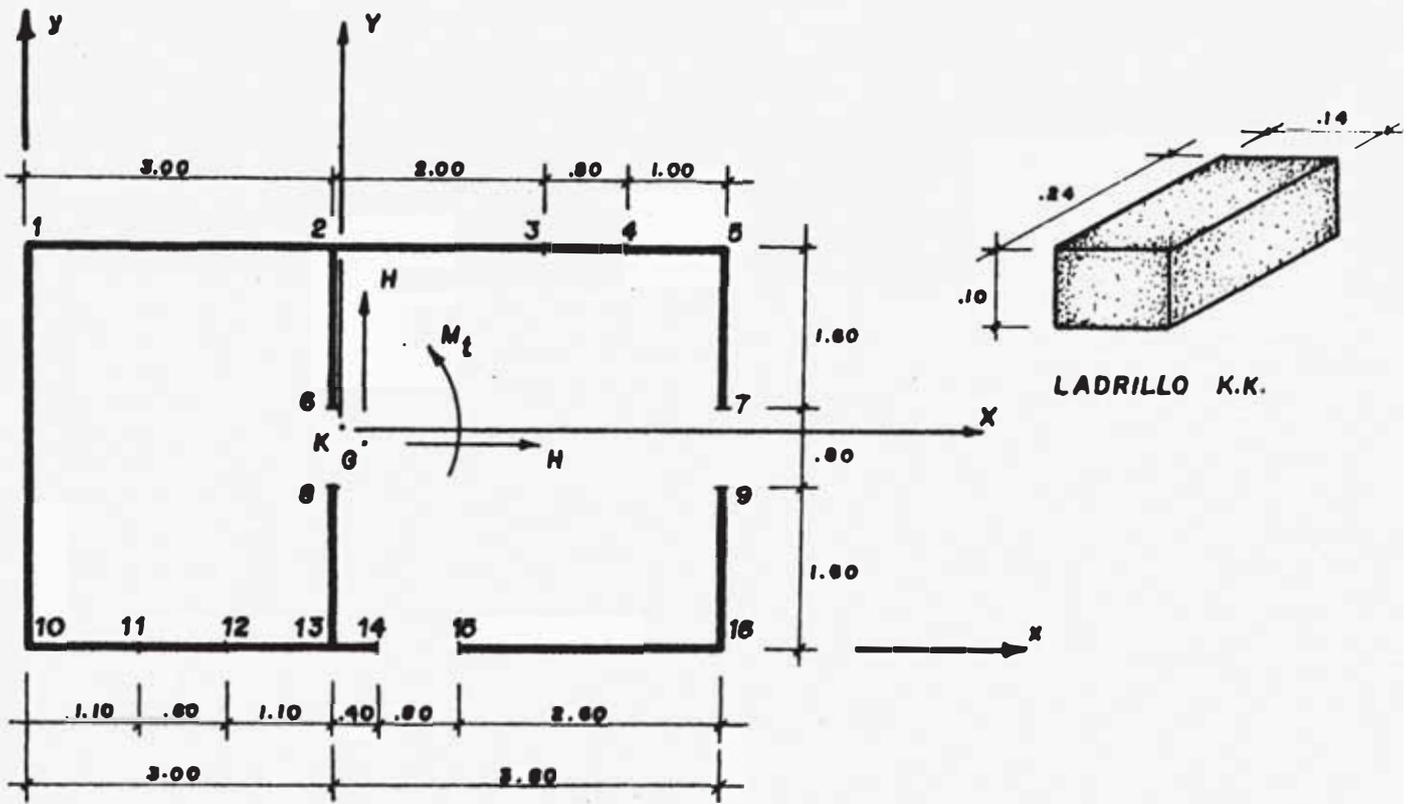
MURO 13-2 (VER FIG. 12)

La reacción máxima en sus extremos será :

$$R_2 = \frac{303 \times 4.0}{2} = 606 \text{ kg} = R_{13}$$

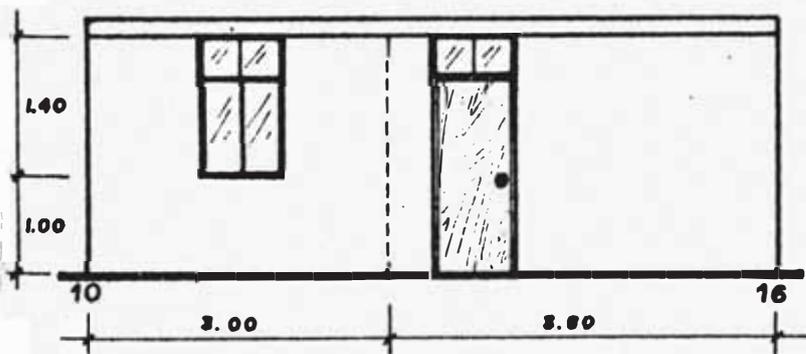
El área de acero en la solera transversal (1-5), debido a esta tracción es :

$$A_s = \frac{R}{f_s} = \frac{606 \text{ kg.}}{2100 \text{ kg/cm}^2} = 0.29 \text{ cm}^2 < 2(1.23 \text{ cm}^2) \quad \text{OK!}$$

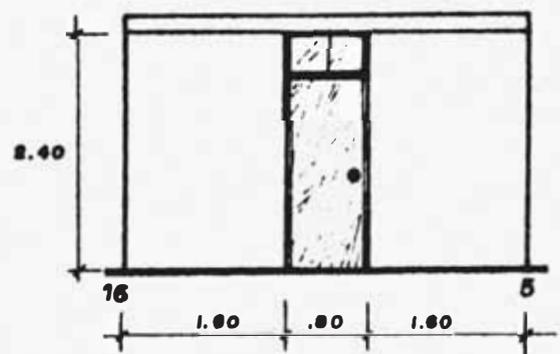


Centro de masas : G (3.32 , 2.03)
 Centro de rigidez : K (3.02 , 2.14)

a) PLANTA.-



b) ELEVACION (10-16).-



c) ELEVACION (16-5).-

Fig. 1.- CASA DEL EJEMPLO ILUSTRADO

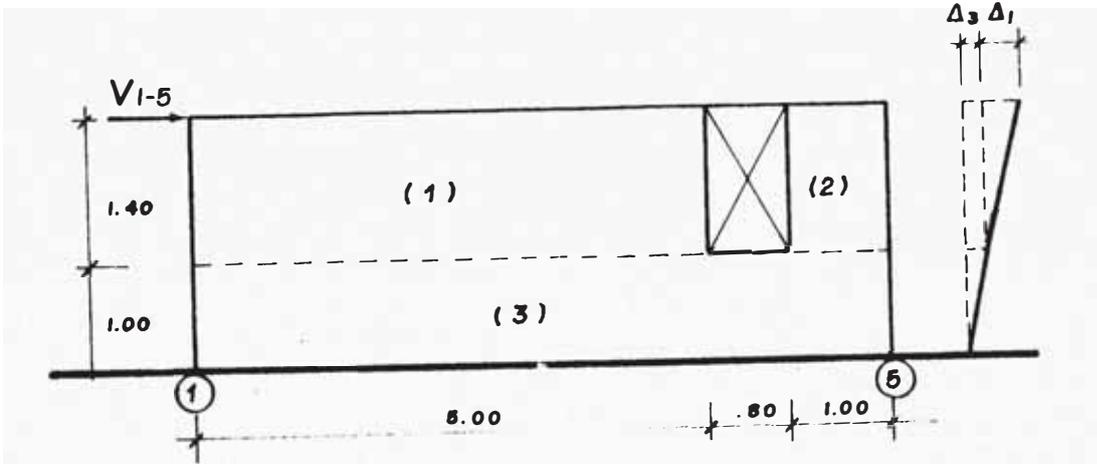


Fig. 2.- RIGIDEZ DEL MURO 1-5

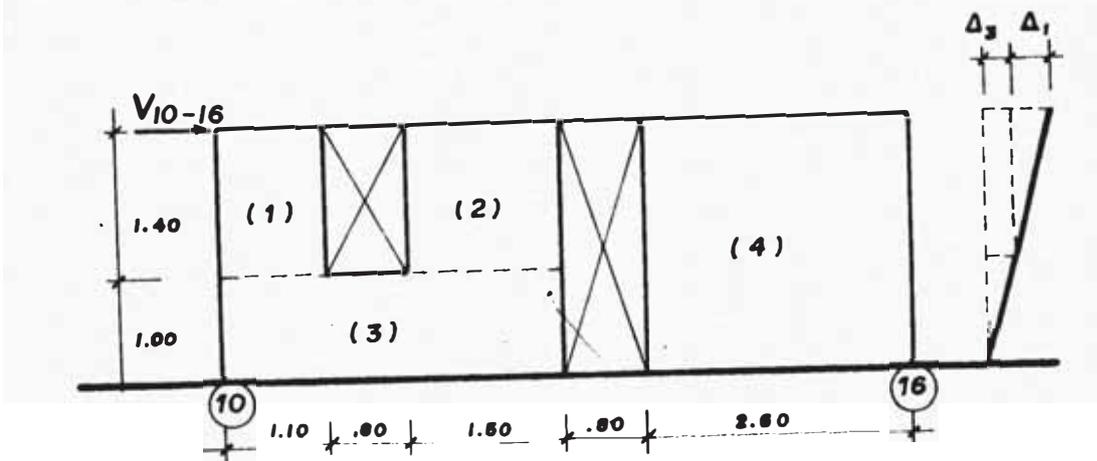


Fig. 3.- RIGIDEZ DEL MURO 10-16

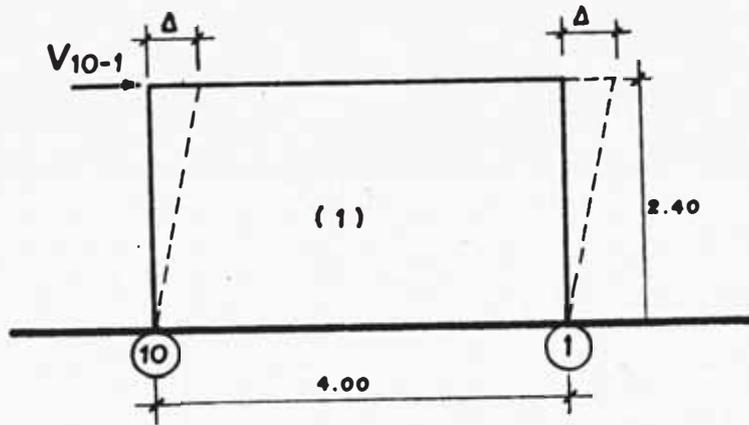


Fig. 4.- RIGIDEZ DEL MURO 10-1

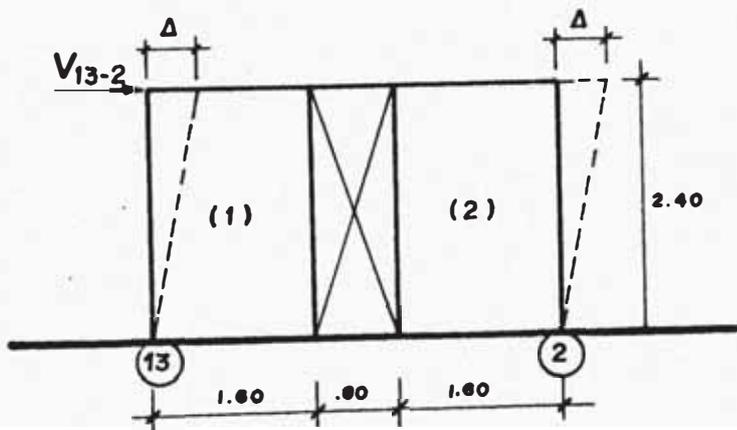


Fig. 5.- RIGIDEZ DEL MURO 13-2

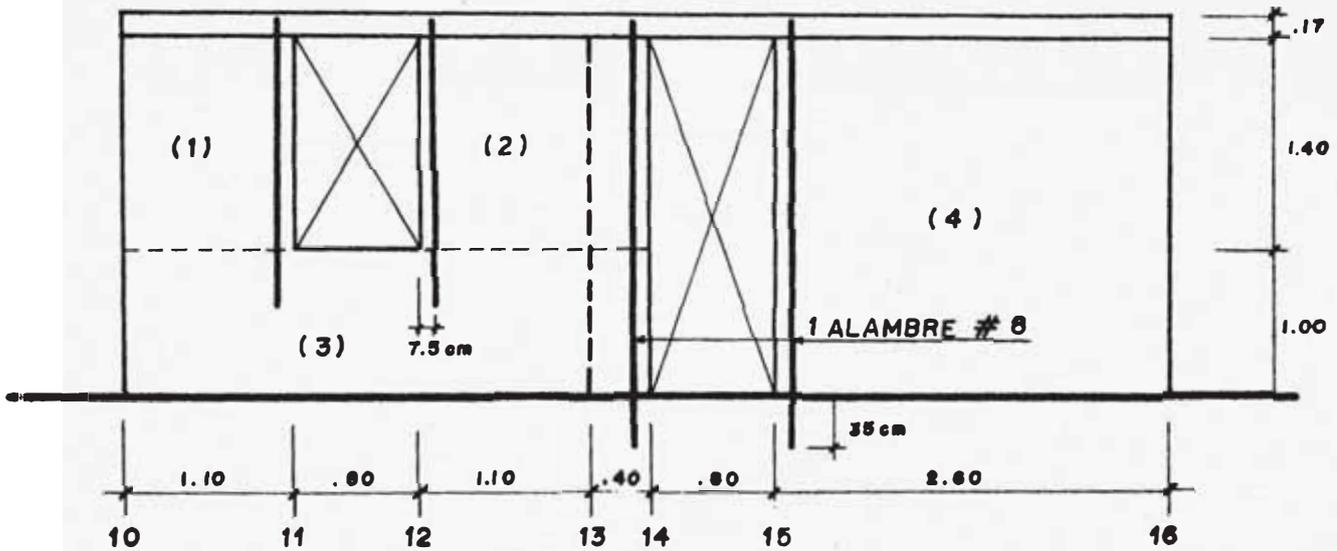


Fig. 6.- REFUERZO DE VANOS

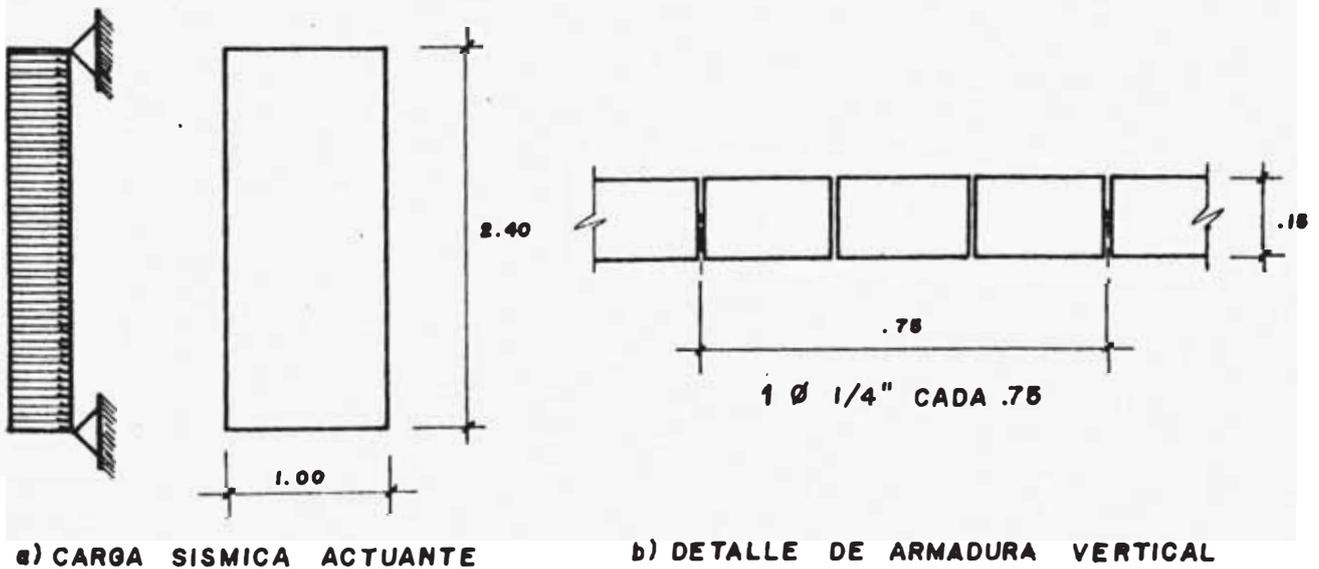
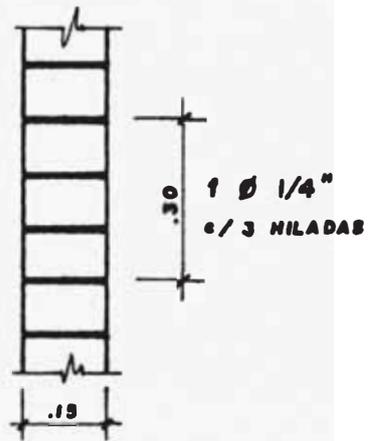
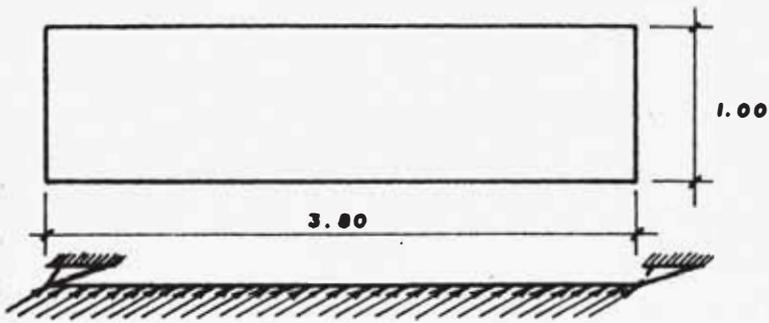


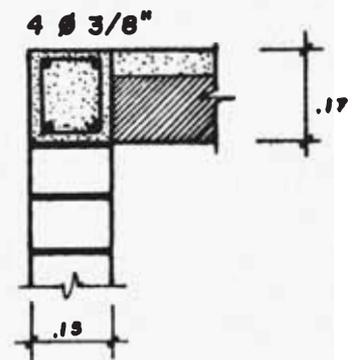
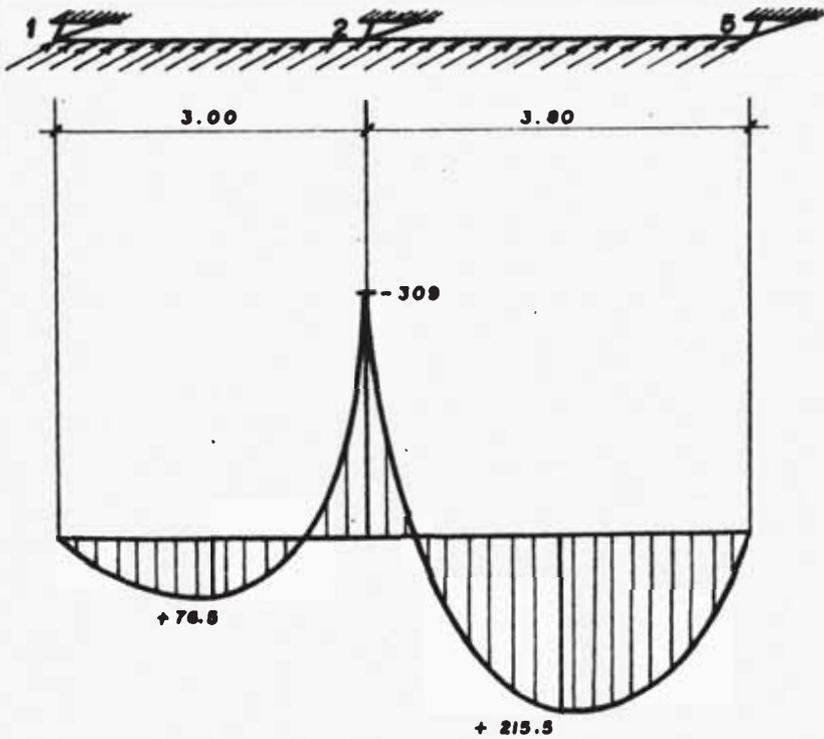
Fig. 7.- ARMADURA VERTICAL



a) CARGA SISMICA ACTUANTE

b) DETALLE ARMADURA HORIZONTAL

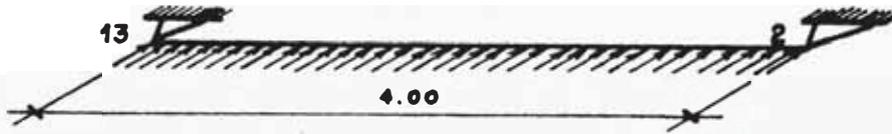
Fig. 8.- ARMADURA HORIZONTAL



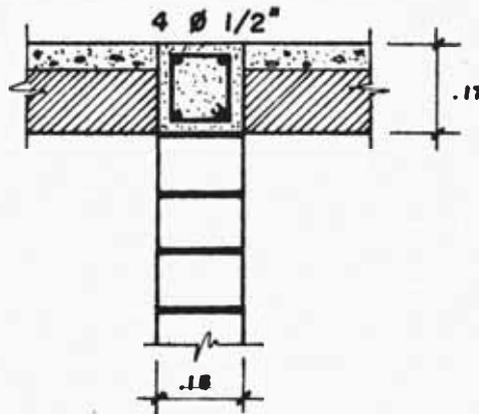
a) CARGA SISMICA ACTUANTE

b) DETALLE DE ARMADURA

Fig. 9.- VIGA SOLERA 1-5



a) CARGA SISMICA ACTUANTE



b) DETALLE DE ARMADURA

Fig.10.- VIGA SOLERA 13-2

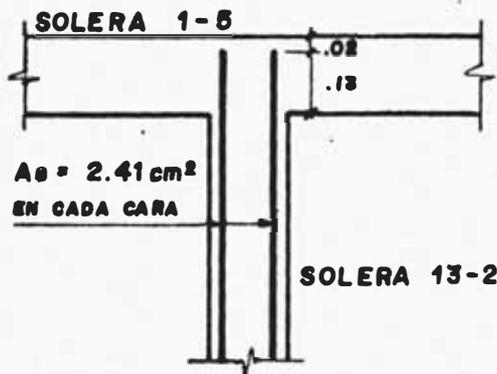


Fig.11.- VERIFICACION TRACCION DE VIGA SOLERA 13-2

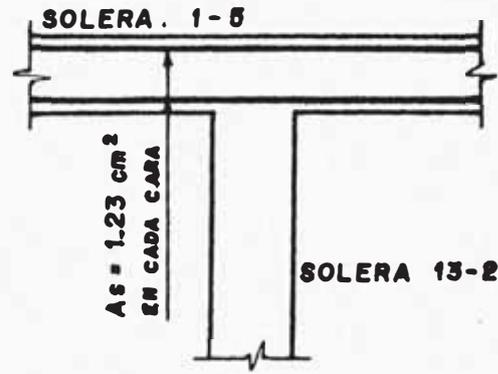


Fig.12.- VERIFICACION TRACCION DE VIGA SOLERA 1-5

4. CALCULO DE CONSTRUCCIONES DE UNA PLANTA CON MUROS DE
ALBAÑILERIA DE CONCRETO

A.- ANALISIS

A.1 CASO DE TECHO RIGIDO

A.1.1 DETERMINACION DE RIGIDECES DE MUROS.

MURO 1-5 : (VER FIG. 2)

$$K_1 = 1.190 \text{ Et} \quad ; \quad V_1 = 0.833 \text{ V}$$

$$K_2 = 0.238 \text{ Et} \quad ; \quad V_2 = 0.167 \text{ V} \quad \therefore \quad \underline{K_{1-5} = 0.877 \text{ Et}}$$

$$K_3 = 2.267 \text{ Et} \quad ; \quad V_3 = \text{V}$$

MURO 10-16 : (VER FIG. 3)

$$K_1 = 0.262 \text{ Et} \quad ; \quad V_1 = 0.223 \text{ V}$$

$$K_2 = 0.357 \text{ Et} \quad ; \quad V_2 = 0.303 \text{ V} \quad \therefore \quad \underline{K_{10-16} = 0.762 \text{ Et}}$$

$$K_3 = 1.133 \text{ Et} \quad ; \quad V_3 = 0.526 \text{ V}$$

$$K_4 = 0.361 \text{ Et} \quad ; \quad V_4 = 0.474 \text{ V}$$

MURO 10-1 : (VER FIG. 4) $\therefore \quad \underline{K_{10-1} = 0.555 \text{ Et}}$

MURO 13-2 : (VER FIG. 5)

$$K_1 = K_2 = .222 \text{ Et} \quad ; \quad V_1 = V_2 = .5 \text{ V} \quad \therefore \quad \underline{K_{13-2} = 0.444 \text{ Et}}$$

MURO 16-5 $\therefore \quad \underline{K_{16-5} = 0.444 \text{ Et}}$

A.1.2 UBICACION DEL CENTRO DE MASA CON RESPECTO AL SISTEMA xy.-

Muro	Centro de masa de elementos verticales	Pesos	Coordenadas		Momentos Estáticos.	
		P (Tn)	x(m)	y(m)	Px	Py
1-5	.50(6.80x2.40x.20x1.25)*	+2.04	3.40	4.00	6.94	8.16
3-4	-.50(.80x1.40x.20x1.25)	-0.14	5.40	4.00	-0.76	-0.56
10-16	.50(6.80x2.40x.20x1.25)	+2.04	3.40	0	6.94	0
11-12	-.50(.80x1.40x.20x1.25)	-0.14	1.50	0	-0.21	0
14-15	-.50(.80x2.40x.20x1.25)	-0.24	3.80	0	-0.91	0
10-1	.50(4.00x2.40x.20x1.25)	+1.20	0	2.00	0	2.40
13-2	.50(4.00x2.40x.20x1.25)	+1.20	3.00	2.00	3.60	2.40
8-6	-.50(.80x2.40x.20x1.25)	-0.24	3.00	2.00	-0.72	-0.48
16-5	.50(4.00x2.40x.20x1.25)	+1.20	6.80	2.00	8.16	2.40
9-7	-.50(.80x2.40x.20x1.25)	-0.24	6.80	2.00	-1.63	-0.48
TECHO	.35 x 6.80 x 4.00**	+9.52	3.40	2.00	32.37	19.04

P = 16.20 Tn.

53.78

32.88

* Para los muros : Peso específico = 1.25 T/m^3

** Para el techo : Peso por unidad de área = 0.35 T/m^2

Coordenadas del Centro de Masa (G) :

$$x_G = \frac{\sum Px}{\sum P} = \frac{53.78}{16.20} = 3.32 \text{ m.}$$

$$y_G = \frac{\sum Py}{\sum P} = \frac{32.88}{16.20} = 2.03 \text{ m.}$$

∴ G(3.32 m , 2.03 m.

A.1.3 DETERMINACION DEL CENTRO DE RIGIDEZ RESPECTO AL SISTEMA xy

DIRECCION y	MURO	K	x	y	Kx	Ky
		10-1	0.555	0	-	0
	13-2	0.444	3.0	-	1.332	-----
	16-5	0.444	6.8	-	3.019	-----
	1.443		4.351			
DIRECCION x	1-5	0.877	-	4.0	-	3.508
	10-16	0.762	-	0.0	-	0
	1.639		3.508			

Coordenadas del Centro de Rigidez (K) :

$$x_K = \frac{\sum Kx}{\sum K} = \frac{4.351}{1.443} = 3.02 \text{ m.}$$

$$y_K = \frac{\sum Ky}{\sum K} = \frac{3.508}{1.639} = 2.14 \text{ m.}$$

$$\therefore \underline{\underline{K (3.02 \text{ m} , 2.14 \text{ m.})}}$$

A.1.4 FUERZA SISMICA.-

De las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico.

$$H = U C_1 P \quad \text{donde :} \quad U = 1.0$$
$$C_1 = 0.16$$
$$P = 16.20 \text{ Tn.}$$

$$H = 1.0 \times 0.16 \times 16.20 = 2.59 \text{ Tn.}$$

$$\therefore \underline{\underline{H = 2.59 \text{ Tn.}}}$$

A.1.5 CALCULO DEL CORTANTE QUE TOMA CADA MURO.-

Momentos de Torsión :

$$M_{t_x} = H e_y = 2.59 \text{ Tn.} (0.11 \text{ m}) = 0.28 \text{ Tn-m.}$$

$$M_{t_y} = H e_x = 2.59 \text{ Tn.} (0.30 \text{ m}) = 0.78 \text{ Tn-m.}$$

Momentos de Torsión Accidental :

$$M_{t_x'} = 0.05 H B_y = 0.05 \times 2.59 \times 4.00 = 0.52 \text{ Tn-m.}$$

$$M_{t_y'} = 0.05 H B_x = 0.05 \times 2.59 \times 6.80 = 0.88 \text{ Tn-m.}$$

MURO	$\frac{K}{\sum K} \cdot H$ (Tn)	d*	Kd	Kd ²	$\frac{Kd}{\sum Kd^2} \times M_t$	$\frac{Kd}{\sum Kd^2} \times M_t'$	V _i (Tn)
10-1	1.00	-3.02	-1.68	5.06	-0.073	<u>±</u> 0.083	1.083
13-2	0.80	-0.02	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.800
16-5	0.80	+3.78	+1.68	6.34	+0.073	<u>±</u> 0.083	0.956
1-5	1.39	-1.86	-1.63	3.03	-0.025	<u>±</u> 0.047	1.437
10-16	1.20	+2.14	+1.63	3.49	+0.025	<u>±</u> 0.047	1.272

$$\sum = 17.92$$

* d = se mide con respecto al Centro de Rigidez.

B.- DISEÑO

B.1 RESISTENCIAS OBTENIDAS DE ENSAYOS EXPERIMENTALES.-

- a).- Resistencia a la Compresión Axial : $f'_m = 70 \text{ kg/cm}^2$
- b).- Módulo de Elasticidad : $E_c = 84,000 \text{ kg/cm}^2$
- c).- Esfuerzos de Adherencia : $u = 3 \text{ kg/cm}^2$
- d).- Resistencia a Tracción del Acero : $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

B.2 ESFUERZOS ADMISIBLES.-

- a).- Esfuerzo de Compresión :

$$f_m = \frac{1}{5} f'_m = \frac{70}{5} = 14 \text{ kg/cm}^2$$

- b).- Esfuerzo Cortante :

$$V = \frac{1}{5} u = \frac{3}{5} = 0.60 \text{ kg/cm}^2$$

- c).- Esfuerzo de Tracción permisible del Acero :

$$f_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$$

B.3 DISEÑO DE LOS MUROS.-

B.3.1 VERIFICACION DEL ESFUERZO CORTANTE EN CADA ELEMENTO DE LOS MUROS.-

MURO 1-5 : $V_{1-5} = 1.437 \text{ Tn.}$

CORTANTE : V_i (Tn)	AREA : A (cm ²)	$v = V_i/A$ (kg/cm ²)
$V_1 = .833$ $V = 1.197$	500 x 20 = 10,000	$v_1 = 0.120 < 0.60$
$V_2 = .167$ $V = 0.240$	100 x 20 = 2,000	$v_2 = 0.120 < 0.60$
$V_3 = V = 1.437$	680 x 20 = 13,000	$v_3 = 0.106 < 0.60$

MURO 10-16 : $V_{10-16} = 1.272$ Tn.

CORTANTE : V_i (Tn)	AREA : A (cm ²)	$v = V_i/A$ (kg/cm ²)
$V_1 = .223$ $V = 0.284$	110 x 20 = 2200	$v_1 = 0.129 < 0.60$
$V_2 = .303$ $V = 0.385$	150 x 20 = 3000	$v_2 = 0.128 < 0.60$
$V_3 = .526$ $V = 0.669$	340 x 20 = 6800	$v_3 = 0.098 < 0.60$
$V_4 = .474$ $V = 0.603$	260 x 20 = 5200	$v_4 = 0.116 < 0.60$

MURO 10-1 : $V_{10-1} = 1.083$ Tn.

CORTANTE : V_i (Tn)	AREA : A (cm ²)	$v = V_i/A$ (kg/cm ²)
$V_1 = V = 1.083$	400 x 20 = 8000	$v_1 = 0.135 < 0.60$

MURO 13-2 : $V_{13-2} = 0.800$ Tn.

CORTANTE : V_i (Tn)	AREA : A (cm ²)	$v = V_i/A$ (kg/cm ²)
$V_1 = .50$ $V = 0.400$	160 x 20 = 3200	$v_1 = 0.125 < 0.60$
$V_2 = .50$ $V = 0.400$	160 x 20 = 3200	$v_2 = 0.125 < 0.60$

MURO 16-5 : $V_{16-5} = 0.956$ Tn.

CORTANTE : V_i (Tn)	AREA : A (cm ²)	$v = V_i/A$ (kg/cm ²)
$V_1 = .50$ $V = 0.478$	160 x 20 = 3200	$v_1 = 0.149 < 0.60$
$V_2 = .50$ $V = 0.478$	160 x 20 = 3200	$v_2 = 0.149 < 0.60$

B.3.2 REFUERZO DE LOS VANOS.

MURO 10-16 : (VER FIG. 6)

a) Elemento 1.- $V_1 = 0.284 \text{ Tn.} = 284 \text{ kg.}$

$$\text{M. Flector : } M = \frac{Vh}{2} = \frac{284 \times 140}{2} = 19,880 \text{ kg-cm.}$$

$$\text{Acero Refuerzo : } A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{19880}{2100 \times 92 \times 100} = 0.10 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.10 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad \text{1 alambre No. 8 en}$$

$$\text{el extremo libre.}$$

b) Elemento 2.- $V_2 = 0.385 \text{ Tn} = 385 \text{ kg.}$

$$\text{M. Flector } M = \frac{Vh}{2} = \frac{385 \times 140}{2} = 26,950 \text{ kg-cm.}$$

$$\text{Acero Refuerzo : } A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{26950}{2100 \times 92 \times 140} = 0.10 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.10 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad \text{1 alambre No. 8 en}$$

$$\text{el extremo libre.}$$

B.3.3 DETERMINACION DE ARMADURA VERTICAL

MURO 10-16 : (VER FIG. 7)

Fuerza sísmica : $H = 0.20 W$

$$H = 0.20 (1.00 \times 2.40 \times .20 \times 1.25) = 0.120 \text{ Tn.}$$

$$\text{Momento Máximo : } M_{\text{máx}} = \frac{1}{8} wL^2$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{8} (0.120 \times 2.40) = 0.04 \text{ T-m.}$$

Area de acero de refuerzo :

$$A_s = \frac{M_{\text{máx}}}{f_s j d} = \frac{0.04 \times 10^5}{2100 \times .92 \times 17} = 0.12 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Considerando espaciamiento de 0.80 mt. :

$$A_s = 0.12 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 0.80 \text{ m} = 0.10 \text{ cm}^2 \quad (\text{EN CADA CARA})$$

$$A_s = 0.10 \text{ cm}^2 \quad \text{1 alambre No. 8 en cada cara y cada 0.80 mt.}$$

DISTRIBUYENDO LA ARMADURA COLOCADA EN UNA SOLA MALLA; SE TENDRA :

$$A_s = \frac{M_{\text{máx.}}}{f_s j d} = \frac{0.04 \times 10^5}{2100 \times .92 \times 10} = 0.21 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Considerando espaciamento de 0.80 mt.

$$A_s = 0.21 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 0.80 \text{ m} = 0.17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.17 \text{ cm}^2 \quad \text{1 } \emptyset \text{ 1/4" cada 0.80 mt. en una sola malla.}$$

B.3.4 DETERMINACION DE ARMADURA HORIZONTAL.

MURO 10-16 = MURO 1-5 (VER FIG. 8)

Fuerza sísmica : $H = 0.20 W$

$$H = 0.20 (1.00 \times 3.80 \times .20 \times 1.25) = 0.19 \text{ Tn}$$

$$\text{Momento máximo: } M_{\text{max.}} = \frac{1}{8} wL^2$$

$$M_{\text{max.}} = \frac{1}{8} (0.19 \times 3.80) = 0.09 \text{ T-m.}$$

Area de acero de Refuerzo :

$$A_s = \frac{M_{\text{max.}}}{f_s j d} = \frac{0.09 \times 10^5}{2100 \times .92 \times 17} = 0.27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocando el refuerzo cada 2 hiladas :

$$A_s = 0.27 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 0.40 \text{ m} = 0.11 \text{ cm}^2 \quad (\text{EN CADA CARA})$$

$$A_s = 0.11 \text{ cm}^2 \quad \text{1 alambre No. 8 en cada cara, y cada 2 hiladas.}$$

DISTRIBUYENDO LA ARMADURA COLOCADA EN UNA SOLA MALLA SE
TENDRA :

$$A_s = \frac{M_{\max.}}{f_s j d} = \frac{0.09 \times 10^5}{2100 \times .92 \times 10} = 0.47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Considerando espaciamiento de 0.40 mts; ó cada 2 hiladas:

$$A_s = 0.47 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 0.40 \text{ m} = 0.19 \text{ cm}^2$$

$A_s = 0.19 \text{ cm}^2$	_____	1 \emptyset 1/4" cada 2 hiladas en una sola malla.
---------------------------	-------	--

MURO 10 - 1 = MURO 13 - 2 = MURO 16 - 5

Fuerza sísmica: $H = 0.20 W$

$$H = 0.20 (1.00 \times 4.00 \times .20 \times 1.25) = 0.20 \text{ Tn.}$$

$$\text{Momento máximo: } M_{\max.} = \frac{1}{8} wL^2$$

$$M_{\max.} = \frac{1}{8} (0.20 \times 4.00) = 0.10 \text{ T-m}$$

Area de acero de Refuerzo :

$$A_s = \frac{M_{\max.}}{f_s j d} = \frac{0.10 \times 10^5}{2100 \times .92 \times 17} = 0.30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Colocandolo cada 2 hiladas:

$$A_s = 0.30 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 0.40 \text{ m} = 0.12 \text{ cm}^2 \text{ (EN CADA CARA)}$$

$A_s = 0.12 \text{ cm}^2$	_____	1 alambre No. 8 en cada cara y cada 2 hiladas.
---------------------------	-------	--

DISTRIBUYENDO LA ARMADURA COLOCADA EN UNA SOLA MALLA SE
TENDRA :

$$A_s = \frac{M_{\max.}}{f_s j d} = \frac{0.10 \times 10^5}{2100 \times .92 \times 10} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Colocando el refuerzo cada 2 hiladas

$$A_s = 0.52 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \times 0.40 \text{ m} = 0.21 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.21 \text{ cm}^2$$

1 \emptyset 1/4" cada 2 hiladas en una sola malla.

B.3.5 DISEÑO DE LA VIGA COLLAR.

MURO 1- 5 = MURO 10-16. (VER FIG. 9)

Metrado de cargas:

- Peso techo = $350 \text{ Kg/m}^2 \times 2 \text{ m.}$ 700 Kg/m

- 1/2 Peso Muro = $\frac{1}{2} \times 1250 \times 2.40 \times .20 = \underline{300 \text{ Kg/m}}$

W = 1000Kg/m

Carga sísmica actuante:

$$H = 0.20 W = 0.20 (1000) = 200 \text{ Kg/m}$$

Momentos Máximos:

$$K_{21} = 0.333 \qquad 0.558$$

$$K_{25} = \frac{0.263}{0.596} \qquad \frac{0.442}{1.000}$$

$$M_{\text{ISOST.21}} = \frac{1}{8} (200 \times 3^2) = 225 \text{ Kg-m}$$

$$M_{\text{ISOST.25}} = \frac{1}{8} (200 \times 3.8^2) = 361 \text{ Kg-m}$$

Del Diagrama de Momentos: $M_2^- = 300 \text{ Kg-m}$

Los momentos positivos en la mitad de los tramos:

$$M_{1-2}^+ = 225 - \frac{300}{2} = 75 \text{ kg-m.}$$

$$M_{1-5}^+ = 361 - \frac{300}{2} = 211 \text{ Kg-m}$$

Considerando el Momento Máximo: $M_2^- = 300 \text{ Kg-m}$

Area de acero de Refuerzo :

$$A_s = \frac{M_{\max.}}{f_s \cdot jd} = \frac{300 \times 10^2}{2100 \times .92 \times 17} = 0.91 \text{ cm}^2 \quad (\text{EN CADA CARA})$$

$$A_s = 0.91 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad 2 \emptyset 3/8'' \quad (A_s = 1.42 \text{ cm}^2)$$

En cada cara.

∴ ARMADURA DE LA VIGA COLLAR: 4 ∅ 3/8''

MURO 13-2 (VER FIG. 10)

Metrado de cargas:

- Peso del Techo = $350 \text{ Kg/m}^2 \times 3.40 \text{ m} = 1190 \text{ Kg/m}$

- 1/2 Peso del Muro = $\frac{1}{2} \times 1250 \times 2.40 \times .20 = 300 \text{ Kg/m}$

$$W = 1490 \text{ Kg/m}$$

Carga sísmica actuante:

$$H = 0.20 W = 0.20 (1490) = 298 \text{ Kg/m}$$

Momento Máximo:

$$M_{2-13} = \frac{1}{8} wL^2 = \frac{1}{8} (298 \times 4^2) = 596 \text{ Kg-m}$$

Area de acero de Refuerzo :

$$A_s = \frac{M_{\max.}}{f_s \cdot jd} = \frac{596 \times 10^2}{2100 \times .92 \times 17} = 1.81 \text{ cm}^2 \quad (\text{EN CADA CARA})$$

$$A_s = 1.81 \text{ cm}^2 \quad \text{-----} \quad 3 \emptyset 3/8'' \quad (A_s = 2.13 \text{ cm}^2)$$

En cada cara.

∴ ARMADURA DE LA VIGA COLLAR: 6 ∅ 3/8''

B.3.6 VERIFICACION DE LA TRACCION EN UNA SOLERA POR EFECTO DE LAS FUERZAS SISMICAS ACTUANTES EN LAS SOLERAS TRANSVERSALES .

MURO 1-5 = MURO 10-16. (VER FIG. 11)

Del Diagrama de Momentos (Fig. 10)

$$M_1 = M_5 = 0 \quad ; \quad M_2 = 300 \text{ Kg-m}$$

Factores de Corrección:

$$C_{1-2} = \frac{(-300) - (0)}{3} = -100$$

$$C_{2-5} = \frac{(0) - (-300)}{3.8} = +79$$

Cortantes Isostáticos.

$$V_{1-2} = \frac{200 \text{ Kg/m} \times 3\text{m}}{2} = 300 \text{ Kg.}$$

$$V_{2-5} = \frac{200 \text{ Kg/m} \times 3.8\text{m}}{2} = 380 \text{ Kg.}$$

Cortantes corregidas.

$$V_{1-2} = \begin{array}{l} \nearrow 300 - 100 = +200 \text{ Kg.} \\ \searrow -300 - 100 = -400 \text{ Kg.} \end{array}$$

$$V_{2-5} = \begin{array}{l} \nearrow 380 + 79 = +459 \text{ Kg.} \\ \searrow -380 + 79 = -301 \text{ Kg.} \end{array}$$

Reacciones Finales:

$$R_1 = 200 \text{ Kg.}$$

$$R_2 = 400 + 459 = 859 \text{ Kg.}$$

$$R_3 = 301 \text{ Kg.}$$

Para la solera (1-5) la reacción máxima será:

$$R_2 = 859 \text{ Kg.}$$

Por lo cual el área de acero en la solera transversal (13-2) debido a esta tracción debe ser:

$$A_s = \frac{R}{f_s} = \frac{859 \text{ Kg}}{2100 \text{ Kg/cm}^2} = 0.41 \text{ cm}^2 < 2(1.81 \text{ cm}^2) \text{ OK}$$

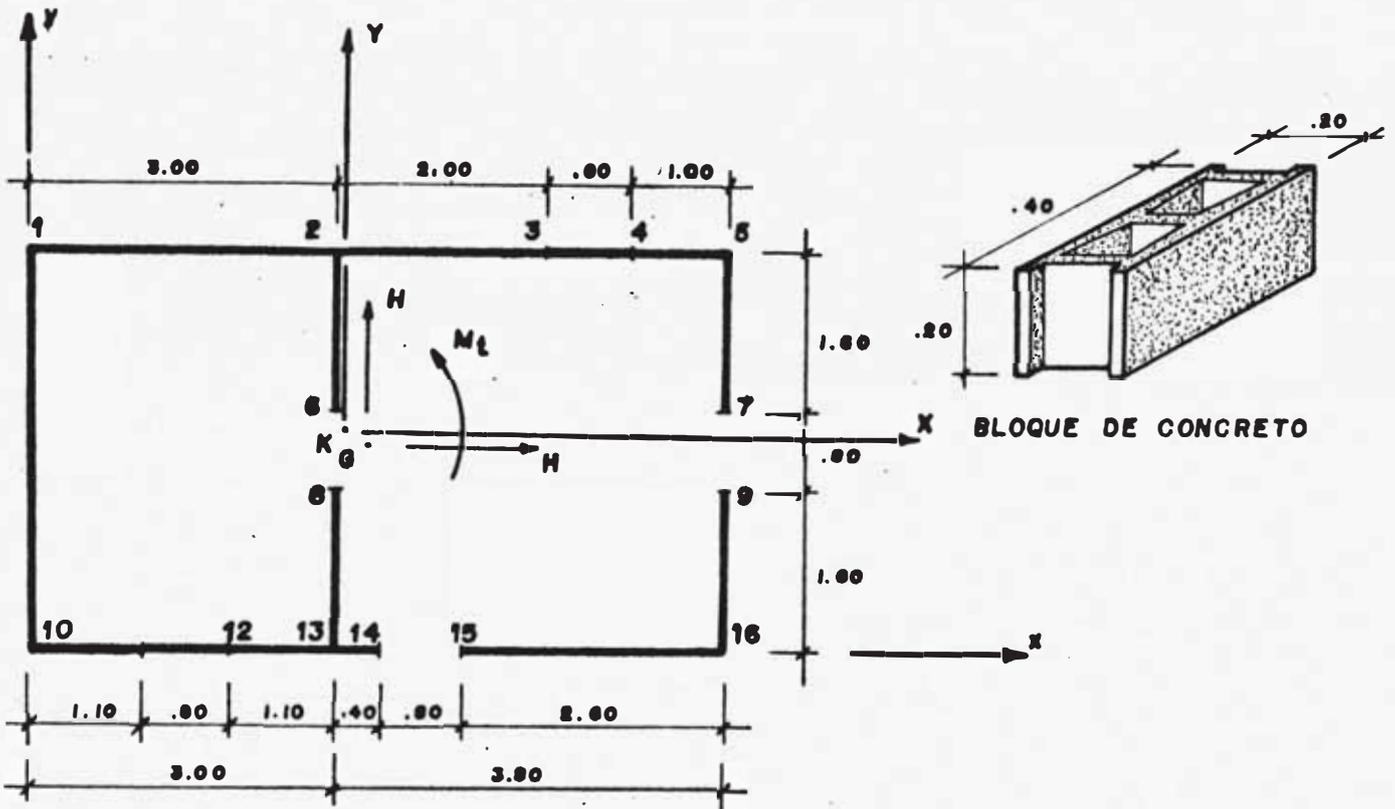
MURO 13-2 . (VER FIG. 12)

La reacción máxima en sus extremos será :

$$R_2 = \frac{298 \times 4}{2} = 596 \text{ Kg.} = R_{13}$$

El área el acero necesaria en la solera transversal (1-5), debido a esta tracción debe ser:

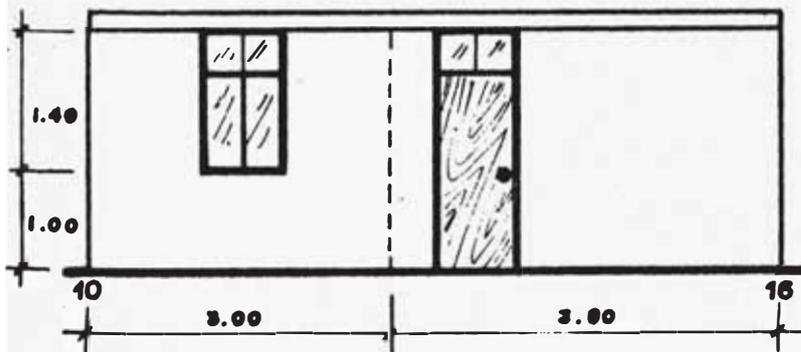
$$A_s = \frac{R}{f_s} = \frac{596 \text{ Kg.}}{2100 \text{ Kg/cm}^2} = 0.28 \text{ cm}^2 < 2 (0.91 \text{ cm}^2) \text{ OK.}$$



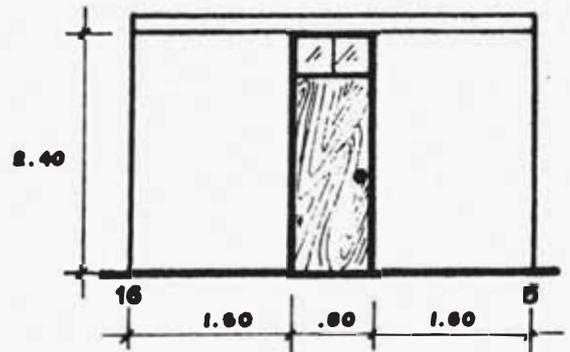
Centro de masas : O (3.32 , 2.03)

Centro de rigidez : K (3.02 , 2.14)

a) PLANTA.-



b) ELEVACION (10-16).-



c) ELEVACION (16-5).-

Fig. 1.- CASA DEL EJEMPLO ILUSTRADO

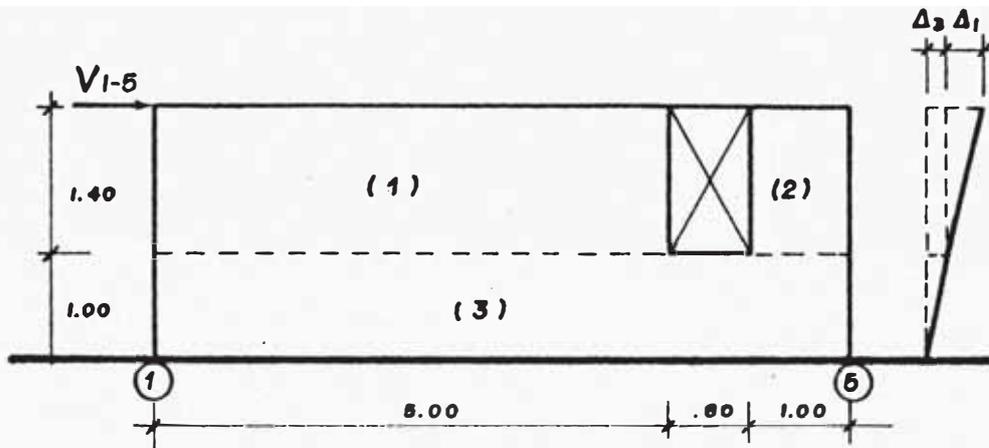


Fig. 2.- RIGIDEZ DEL MURO 1-5

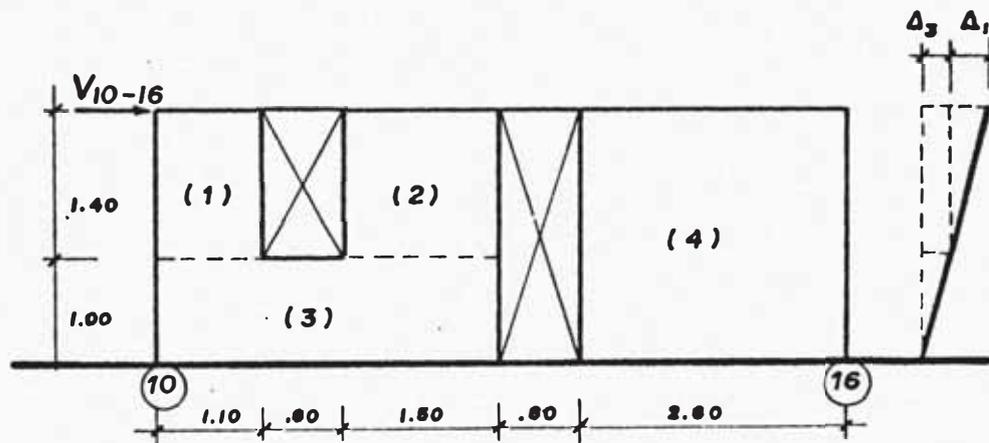


Fig. 3.- RIGIDEZ DEL MURO 10-16

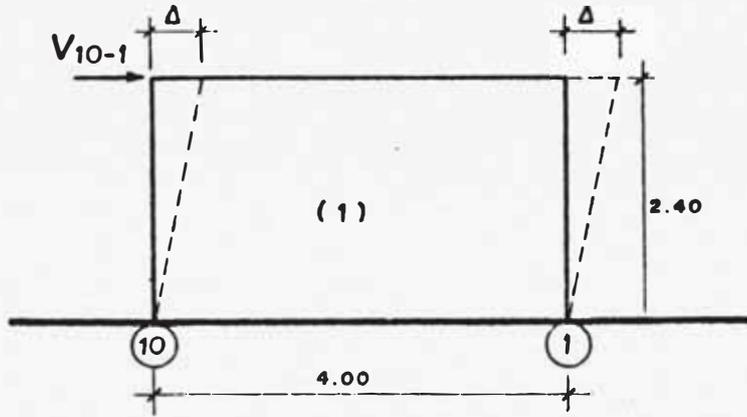


Fig. 4.- RIGIDEZ DEL MURO 10-1

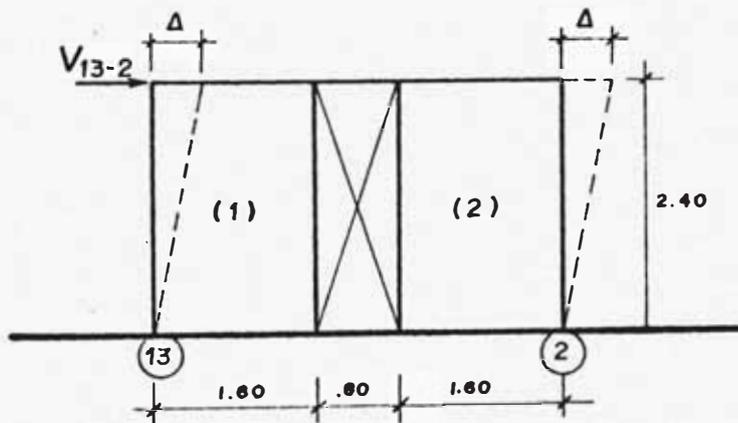


Fig. 5.- RIGIDEZ DEL MURO 13-2

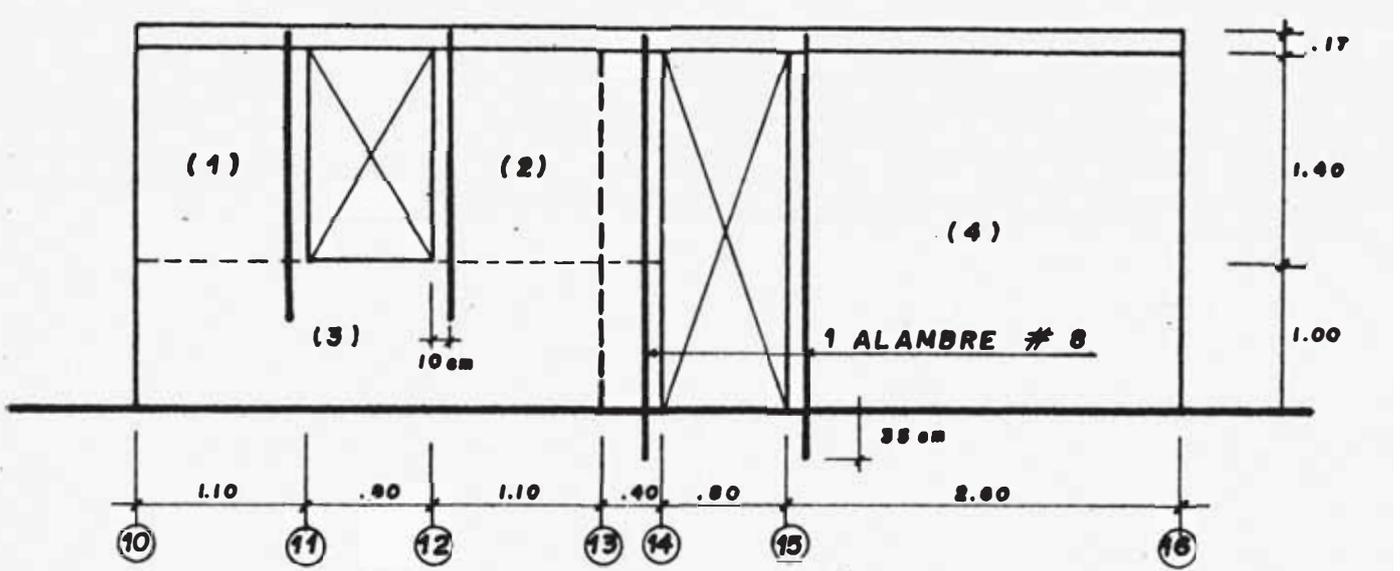
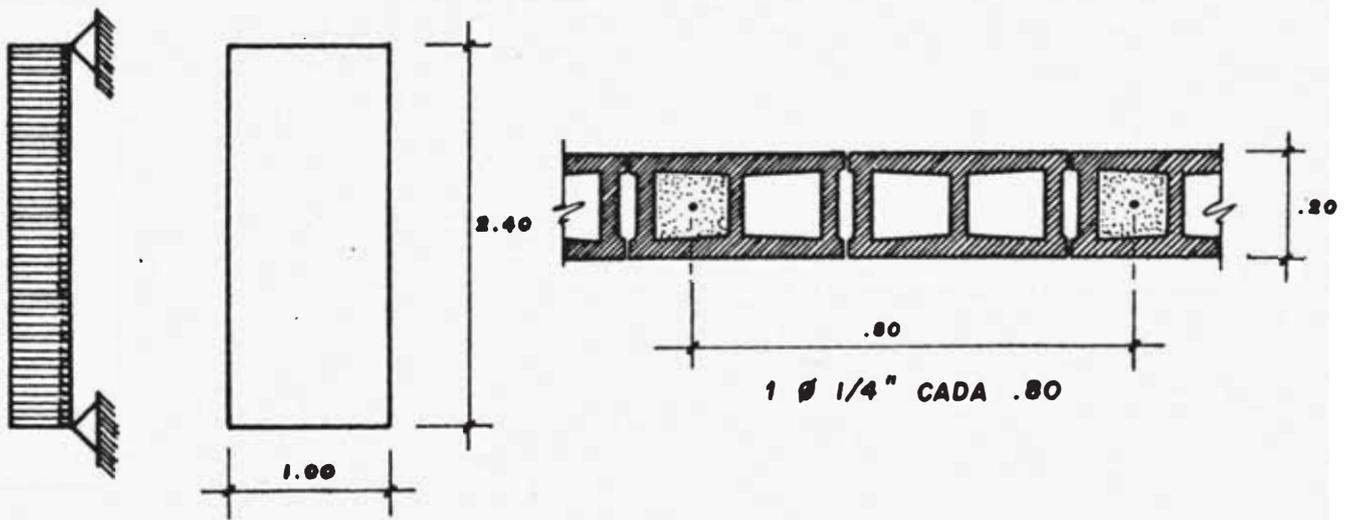


Fig. 6.- REFUERZO DE VANOS



a) CARGA SISMICA ACTUANTE

b) DETALLE DE ARMADURA VERTICAL

Fig. 7.- ARMADURA VERTICAL

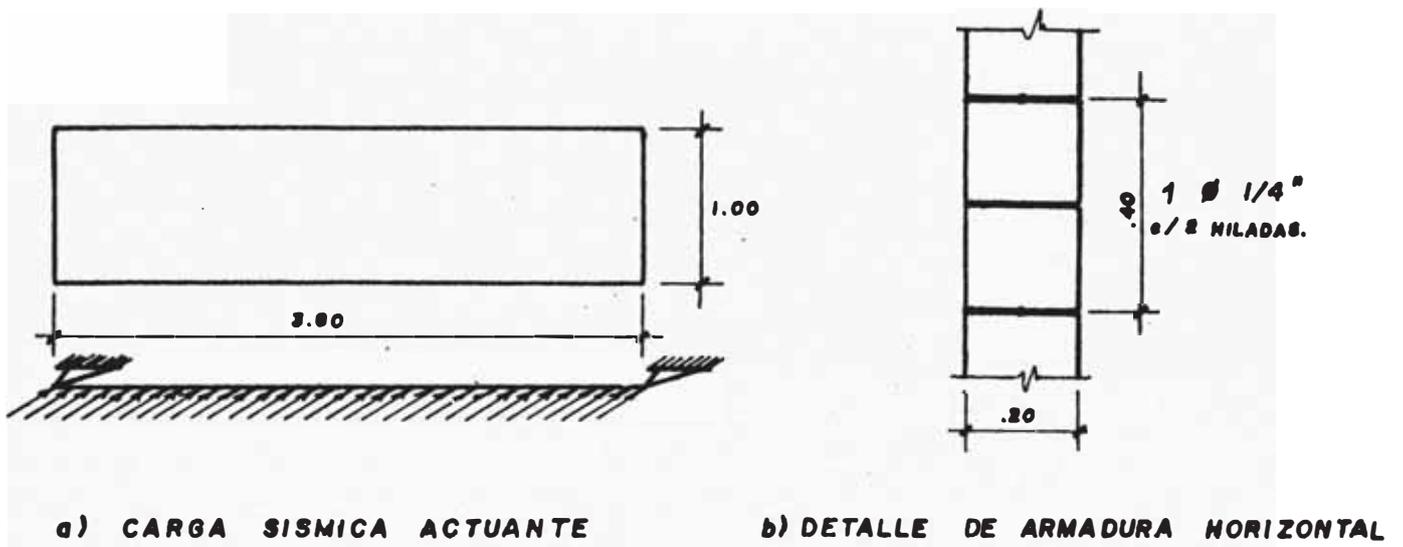


Fig. 8.- ARMADURA HORIZONTAL

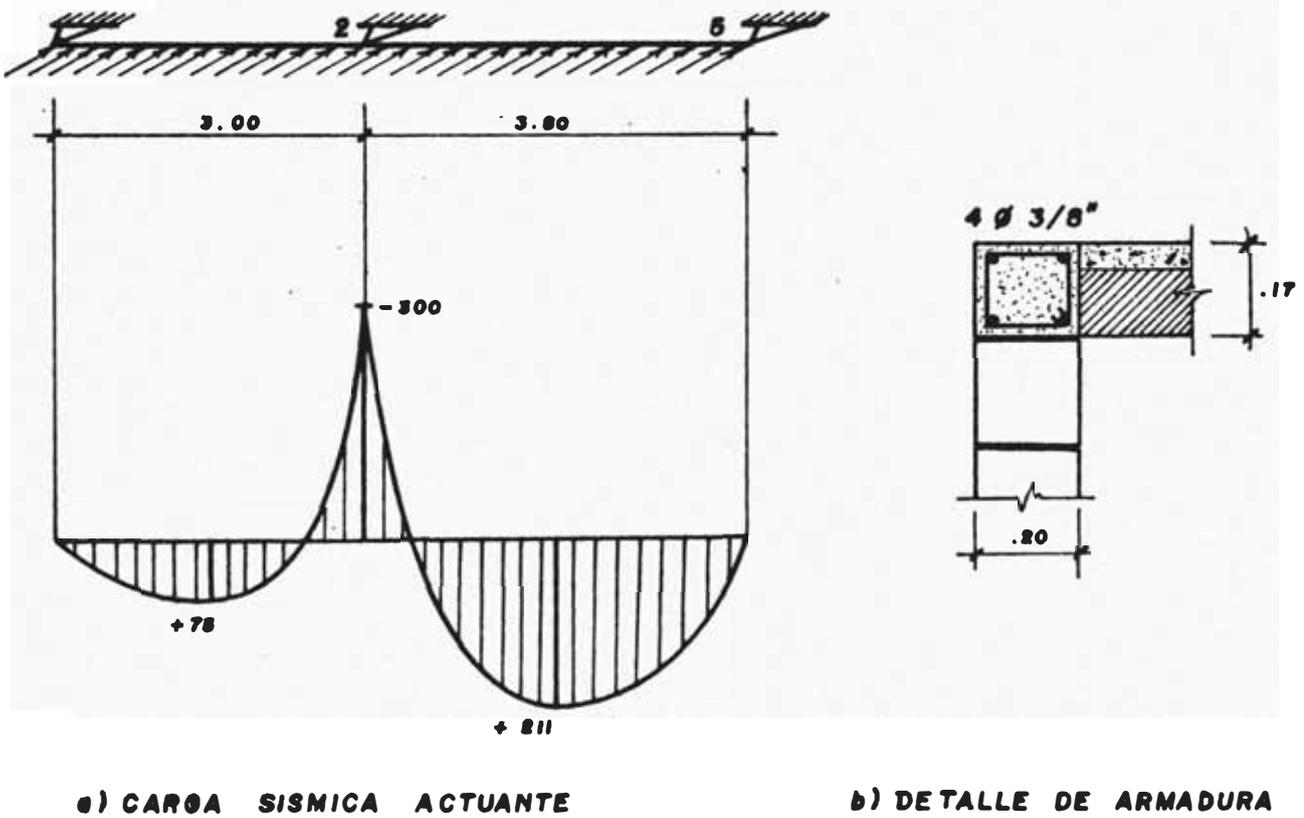
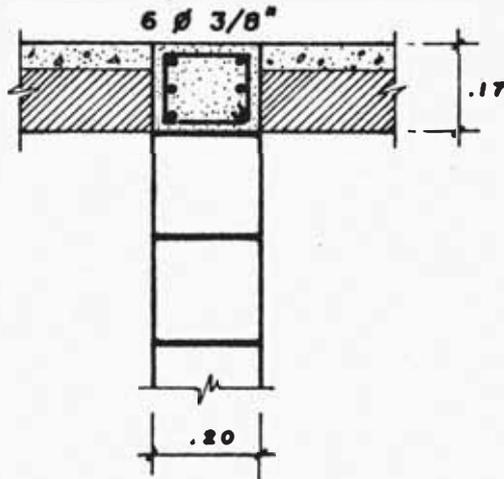


Fig. 9.- VIGA SOLERA 1-5



a) CARGA SISMICA ACTUANTE



b) DETALLE DE ARMADURA

Fig.10.- VIGA SOLERA 13-2

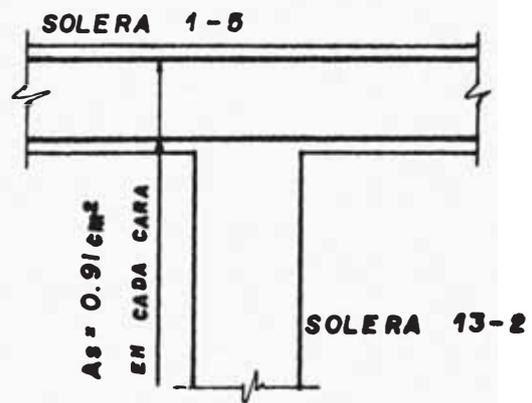
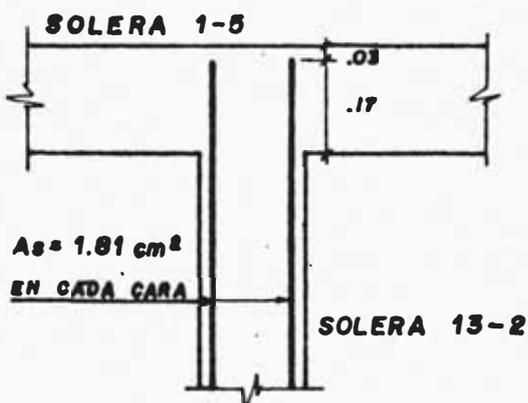


Fig.11.- VERIFICACION: TRACCION DE VIGA SOLERA 13-2

Fig.12.- VERIFICACION: TRACCION DE VIGA SOLERA 1-5

C A P Í T U L O I I I

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE CONSTRUCCIONES DE TRES PLANTAS CON MUROS DE ALBAÑILERIA

1.- METODOLOGIA

A. ANALISIS

A.1. DATOS DE DISEÑO

Se consigna las características generales de la edificación, - las cargas de diseño y las resistencias obtenidas experimentalmente para el tipo de albañilería empleada.

A.2. DETERMINACION DE MASAS FORMADAS EN LOS NIVELES

Se determinan las masas concentradas en los pisos, .constituidas por las paredes exteriores é interiores y el techo y piso terminado. A ellas se les adiciona las cargas vivas correspondientes conforme lo estipula el Reglamento de Diseño Antisísmico vigente.

A.3. DETERMINACION DE RIGIDECES DE LOS MUROS

Los elementos de mayor resistencia al corte son: paredes en - corte exterior o interior y las membranas de distribución. La pared en corte se deforma por causa del corte mismo y la flexión ó giro. En el capítulo anterior solamente se consideraron las defor-

maciones por corte, por ser las deformaciones por flexión muy pequeñas ó despreciables en unos casos.

En este capítulo se ha hecho el análisis considerando ambas deformaciones definidas por:

$$\Delta = \frac{Vh f}{AG} + \frac{Vh^3}{cEI}$$

donde: V = corte actuante en el muro

h = altura del muro

A = área de sección transversal del muro

E = Módulo de Elasticidad

G = Módulo de corte = 0.4E

I = Momento de Inercia de la sección transversal

f = Factor de forma = 1.2

A.4. DETERMINACION DEL CENTRO DE MASAS Y DEL CENTRO DE RIGIDECES

Se determinan teniendo en cuenta las mismas consideraciones hechas en el capítulo anterior.

En la determinación del centro de masas se consideró, que el peso total del muro y el peso de los muros de entrepiso, están concentrados a nivel del techo de cada piso.

Para ubicar el centro de rigideces, se consideró que la fuerza cortante en cada dirección principal de la edificación es tomada únicamente por los muros paralelos a dicha dirección.

En la determinación de los pesos correspondientes a los muros, se ha

hecho la reducción de área neta referente al porcentaje de área bruta de muro, es decir descontando vanos de puertas y ventanas.

A.5. PERIODOS DE VIBRACION

En la determinación de los períodos de vibración se emplean los métodos usuales de análisis dinámico: Método de STODOLA y Método de HOLZER.

Se analiza el Modo fundamental de vibración de la edificación y 2 modos secundarios, de los que se obtiene el Período fundamental T_1 y los períodos secundarios T_2 y T_3 . Estos períodos se emplean posteriormente en el cálculo de los cortantes de entrepiso.

A.6. FUERZA SISMICA, CORTANTES DE ENTREPISO y MOMENTOS DE VOLTEO

La Fuerza sísmica y los cortantes de entrepiso pueden determinarse empleando 2 métodos; uno estático y otro dinámico, de los cuales se considerará los valores de cortantes de entrepiso obtenidos por el Método Dinámico siempre que sean mayores que el 80% de los valores obtenidos por el Método Estático.

El Método estático es el desarrollado por las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico y señalado en su Artículo 7.06, para construcciones de paredes portantes de ladrillo. La fuerza sísmica mínima a resistir está definido por:

$$H = UC_1 P$$

donde: U = coeficiente sísmico de acuerdo a la regionalización -

sísmica y al uso de la edificación.

C_1 = coeficiente sísmico dependiente de la altura de la edificación.

P = carga total de la Edificación

El Método Dinámico considera:

a) Desplazamientos:

d_{ij} = desplazamiento relativo de HOLZER ($d_1 = 1$)

x_{ij} = desplazamiento relativo ($x_3 = 1$)

Conociendo los períodos de vibración por modo: (T_j) y (w_j^2) se obtiene:

$$a_j = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T_j}} \quad ; \quad \phi_j = \frac{a_j}{w_j^2} (g)$$

con lo que se determina:
$$c_j = \frac{\sum W_i x_{ij}}{\sum W_i x_{1j}^2}$$

y los desplazamientos:
$$x'_{ij} = \phi_j c_j (x_{ij})$$

Los desplazamientos verdaderos serán:

Por entrepiso y modo
$$\bar{x}_{ij} = x'_{ij} (UK)$$

de los N.P.D.A.: $U = 0.80$

$K = 1.00$

Luego:
$$\bar{x}_{ij} = 0.8 (x'_{ij})$$

b) Cortantes:

$$\text{Por entrepiso y modo} \quad V_{ij}^! = K_i \cdot \Delta x_{ij}^! \longrightarrow V_{ij} = 0.8(V_{ij}^!)$$

$$\text{Total por entrepiso} \quad V_i^! = \sqrt{\sum_{j=1}^n (V_{ij}^!)^2} \longrightarrow V_i = 0.8(V_i^!)$$

Los momentos de volteo se determinan en función directa a los cortantes de entrepiso y a las alturas correspondientes a los pisos, considerando la edificación como una viga en cantilever, con la base empotrada en el terreno.

A.7. CORTANTES DE DISEÑO

Se determinará los cortantes para cada muro de los entrepisos, empleando el mismo procedimiento del capítulo anterior, en función de los cortantes de cada entrepiso.

El cortante de diseño tomado por cada muro será igual a la sumatoria de los cortantes debidos a:

- La Fuerza sísmica
- El Efecto de Torsión
- El Efecto de Torsión accidental,

B. CONSIDERACIONES DE DISEÑO

B.1. ESFUERZOS ADMISIBLES.

Se determinan los esfuerzos admisibles para los muros, considerando un factor de reducción de 1/3 aplicado a las resistencias obtenidas.

nidas de ensayos experimentales; con un criterio conservador en relación a los esfuerzos admisibles considerados para edificaciones de una planta.

B.2. VERIFICACION DEL ESFUERZO CORTANTE EN CADA ELEMENTO DE LOS MUROS

Determinando el esfuerzo cortante en cada elemento de los muros; dividiendo el corte actuante entre el área de la sección resistente del elemento, verificamos que sea inferior al admisible señalado.

B.3. VERIFICACION DEL ESPESOR MINIMO DE MUROS

La determinación del espesor mínimo de muros, se basa en la consideración de que el momento flector máximo originado por la fuerza sísmica debe de ser absorbido por la flexión admisible del muro. Con ello se verifica la tracción por flexión en los muros debido a la sollicitación sísmica.

El espesor mínimo estará dado por:

$$t_{\min} = 0.25 \beta a^2$$

donde: β = coeficiente dependiente del tipo de arriostramiento.

Se obtienen de Tablas de TIMOSHENKO y WOINOWSKY-KRIEGER

a = una de las dimensiones del muro.

De acuerdo a TIMOSHENKO y WOINOWSKY-KRIEGER los casos de arriostramiento mas comunes son:

CASO 1.- Muro con cuatro bordes arriostrados.

donde a es la menor dimensión.

CASO 2.- Muro con tres bordes arriostrados.

donde a es la longitud del borde libre.

CASO 3.- Muro con dos bordes arriostrados

donde a es la altura del muro.

CASO 4.- Muro en voladizo.

donde a es la altura del muro.

En el caso de no verificar el espesor mínimo del muro con el asignado en el diseño; se considerará el arriostre necesario. Para ello se tomará un coeficiente sísmico de 0.33 en el diseño del elemento de arriostre.

B.4. VERIFICACION DE LAS RIGIDECES DE MUROS

Habiendose determinado las rigideces de los muros considerando las deformaciones por corte y las deformaciones por flexión; y empleando las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad; se verificarán los valores obtenidos, determinando las rigideces considerando solo las deformaciones por cortante y empleando fórmulas de rigideces basadas en las deformaciones de un conjunto de elementos distribuidos en serie o en paralelo.

La rigidez de los elementos se determinarán de acuerdo a:

$$K = \frac{1}{3} \left(\frac{EtI}{h} \right)$$

donde: E = módulo de Elasticidad del elemento
 t = espesor del muro
 l = longitud del elemento
 h = altura del elemento

La rigidez de un conjunto de elementos en paralelo

$$K = \sum_{i=1}^n K_i$$

La rigidez de un conjunto de elementos en serie.

$$K = \frac{l}{\sum_{i=1}^n (1/K_i)}$$

En los conjuntos organizados parcialmente en serie y parcialmente en paralelo; se procederá obteniendo las rigideces parciales de acuerdo a las fórmulas anteriores, hasta definir la rigidez del conjunto. Los valores que se obtienen no tienen mayor discrepancia; por lo cual siendo este último método más práctico es más recomendable su utilización.

B.5. VERIFICACION DE LA DENSIDAD DE MUROS DE CORTE.

Se realiza considerando la determinación del área requerida de muros de corte, de modo que la edificación pueda resistir adecuadamente las acciones sísmicas.

El procedimiento a emplear se basa en las limitaciones siguientes:

- a) Existen por lo menos 2 muros de corte perimétricos paralelos ó que formen entre sí un ángulo no mayor de 20 grados y que estén ligados a las losas por una longitud no menor que la mitad de la del edificio en la dirección de dichos muros.
- b) La altura del edificio no es mayor que 1.5 veces la menor di mensión de la base del edificio
- c) El largo de la base del edificio no es mayor que el doble de su ancho, salvo que el edificio se considere dividido en par tes que satisfagan esta relación de lados, debiendo tener cada parte su área mínima de muros de corte correspondiente.

Verificando que la edificación cumple con estas limitaciones; se determina el peso total por entrepiso, la fuerza sísmica actuante y el área requerida de muros de corte necesaria para absorber la fuerza sísmica. Esta área de muros de corte debe de ser mayor ó igual que $0.02 A$, (donde A es el área techada acumulada encima del nivel de estudio) la cual es considerada como el área mínima de mu ros de corte. El límite inferior de área de muros resistentes se considera necesario por las incertidumbres implícitas en el procedimiento.

B.6. DISEÑO DEL CERCO EXTERIOR

B.6.1 DETERMINACION DEL ESPESOR DE MUROS

Se funda en el criterio de determinación del espesor mínimo de muros. Teniendo en consideración que en el Reglamento Nacional

de Construcciones no se da el coeficiente sísmico para el diseño de muros de cerco; del estudio realizado por R. Yamashiro se obtiene :

$$t_{\min} = 0.15 \beta a^2$$

En base a este espesor mínimo es que se designa el espesor de los muros del cerco.

B.6.2 DISEÑO DE COLUMNAS DE ARRIOSTRE

En el diseño de las columnas de arriostre se siguen los lineamientos señalados en el Reglamento ACI - 318.71 para el Método a la Rotura.

En la determinación de cargas actuantes se ha utilizado un coeficiente sísmico $C = 0.20$ que es el que se ha generalizado para el diseño de los elementos estructurales.

B.6.3 DISEÑO DE LA CIMENTACION

Dentro del diseño de cimentación de muros; es importante la cimentación de cercos, debido a que necesariamente debe tomar momentos flectores importantes.

Para el caso se ha considerado que el momento de volteo es absorbido por las reacciones verticales del suelo. Determinando la fuerza sísmica en la cimentación y el momento de volteo así como la carga vertical total; se obtiene la carga actuante que debe ser absorbida por la resistencia pasiva del suelo.

Asimismo se determina el factor de seguridad al Volteo, considerandolo satisfactorio si no es inferior a 1.75; y se verifica si la excentricidad se encuentra dentro de los límites pertinentes.

2.- CALCULO DE CONSTRUCCIONES DE TRES PLANTAS CON MUROS DE ALBAÑILERIA DE LADRILLO Y TECHOS RIGIDOS

A.- ANALISIS

A.1 DATOS DE DISEÑO.

A.1.1 CARACTERISTICAS.-

Paredes exteriores : Albañilería de ladrillo de 25 cm. de espesor.

Paredes interiores : Albañilería de bloques de concreto hueco de 15 cm. de espesor.

Techos Aligerados de 20 cm. de espesor.

Columnas de Concreto Armado en los vértices señalados : 6, 7, 10 y 11.

Vigas de Concreto Armado entre ejes 5-7 y 9-12.

A.1.2 CARGAS DE DISEÑO.-

Carga Muerta distribuída por Piso = 400 kg/m^2

Carga Viva distribuída por Piso = 200 kg/m^2

Pesos Albañilería-Paredes exteriores = 450 kg/m^2

Pesos Albañilería-Paredes interiores = 200 kg/m^2

A.1.3 RESISTENCIAS OBTENIDAS DE ENSAYOS

- Esfuerzo de Compresión.

Albañilería de Ladrillo $f'_m = 200 \text{ kg/cm}^2$

Bloques de Concreto $f'_m = 70 \text{ kg/cm}^2$

- Esfuerzo de Corte.

Albañilería de Ladrillo $f'_v = 5 \text{ kg/cm}^2$

Bloques de Concreto $f'_v = 3 \text{ kg/cm}^2$

- Módulo de Elasticidad.

Albañilería de Ladrillo $E_b = 210,000 \text{ Kg/cm}^2$

Bloques de Concreto $E_c = 84,000 \text{ kg/cm}^2$

- Módulo de Corte.

Albañilería de Ladrillo $G_b = 84,000 \text{ kg/cm}^2$

Bloques de Concreto $G_c = 33,600 \text{ kg/cm}^2$

A.2 DETERMINACION DE MASAS FORMADAS EN LOS NIVELES.-

A.2.1 CARGAS MUERTAS.-

AZOTEA.

- Techo y Piso terminado.

$$[(18 \times 12) - (6 \times 4.8)] \times 400 \text{ kg/m}^2 = 74,880 \text{ kg.}$$

- Baranda.

$$(60 \times 0.60) \times 450 \text{ kg/m}^2 = 16,200 \text{ kg.}$$

- Paredes exteriores

$$(60 \times 1.30) \times 450 \text{ kg/m}^2 = 35,100 \text{ kg.}$$

- Paredes interiores

$$(13.2 \times 1.30) 200 \text{ kg/m}^2 = \underline{3,432 \text{ kg.}}$$

$$W'_{\text{Azotea}} = 129,612 \text{ kg.}$$

3er. PISO y 2do. PISO

- Techo y Piso terminado

$$[(18 \times 12) - (6 \times 4.8)] \times 400 \text{ kg/m}^2 = 74,880 \text{ kg.}$$

- Paredes exteriores

$$(60 \times 2.60) \times 450 \text{ kg/m}^2 = 70,200 \text{ kg.}$$

- Paredes interiores

$$(13.2 \times 2.60) \times 200 \text{ kg/m}^2 = \underline{6,864 \text{ kg.}}$$

$$W'_{\text{3er. Piso}} = 151,944 \text{ kg.}$$

A.2. CARGAS VIVAS.-

AZOTEA, 3er. PISO Y 2do. PISO

$$0.25 [(18 \times 12) - (6 \times 4.8)] \times 200 \text{ kg/m}^2 = 9,360 \text{ kg.}$$

$$W''_{\text{Azotea}} = W''_{\text{3er. Piso}} = W''_{\text{2do. Piso}} = 9,360 \text{ kg.}$$

A.2.3 CARGAS TOTALES.-

AZOTEA.

$$W_{\text{Azotea}} = W' + W'' = 129.612 + 9.360 = 138.972 \text{ Tn.}$$

3er. PISO Y 2do. PISO

$$W_{\text{3er. Piso}} = W_{\text{2do. Piso}} = 151.944 + 9.360 = 161.304 \text{ Tn.}$$

A.2.4 MASAS CONCENTRADAS EN CADA PISO.-

AZOTEA

$$m_{Azotea} = \frac{W_{Azotea}}{g} = \frac{138.972 \text{ Tn.}}{981 \text{ cm/seg}^2} = 0.14 \frac{\text{Tn x Seg}^2}{\text{cm}}$$

3er. Piso y 2do. Piso

$$m_{3er. piso} = m_{2do. piso} = \frac{W}{g} = \frac{161.304 \text{ Tn}}{981 \text{ cm/Seg}^2} = 0.16 \frac{\text{Tn x Seg}^2}{\text{cm}}$$

A.3 DETERMINACION DE RIGIDECES DE MUROS EN LOS ENTREPISOS.-

MURO 1-3 (VER FIG. 2)

$$I_1 = I_7 = \frac{t (12)^3}{12} = 144 (t) \quad A_1 = A_7 = 12 (t)$$

$$I_2 = I_3 = I_5 = I_6 = \frac{t (1.2)^3}{12} = 0.144 (t) \quad A_2 = A_3 = A_5 = A_6 = 1.2 (t)$$

$$I_4 = \frac{t (2.4)^3}{12} = 1.152 (t) \quad A_4 = 2.4 (t)$$

$$\text{Deformaciones : } \Delta = \frac{Vh f}{A G} + \frac{Vh^3}{c E I}$$

$$\Delta_1 = \frac{V. (.50) (1.2)}{(12t) (.4 E)} = 0.125 \left(\frac{V}{E t} \right)$$

$$\Delta_7 = \frac{V. (.90) (1.2)}{(12t) (.4 E)} = 0.225 \left(\frac{V}{E t} \right)$$

$$\Delta_2 = \Delta_3 = \Delta_5 = \Delta_6 = \frac{V_2 (1.20) (1.2)}{(1.2t) (.4E)} + \frac{V_2 (1.20)^3}{12E (.144t)} = 4 \left(\frac{V_2}{Et} \right)$$

$$\Delta_4 = \frac{V_4 (1.20) (1.2)}{(2.4t) (.4E)} + \frac{V_4 (1.20)^3}{12E (1.152t)} = 1.625 \left(\frac{V_4}{Et} \right)$$

Rigideces Laterales :

$$k_2 = k_3 = k_5 = k_6 = \frac{V_2}{\Delta_2} = \frac{Et}{4} = 0.25 Et$$

$$k_4 = \frac{V_4}{\Delta_4} = \frac{Et}{1.625} = 0.615 Et.$$

$$\sum k_{2-6} = [4(0.25) + (0.615)] Et = 1.615 Et$$

Distribución del Cortante V :

$$V_2 = V_3 = V_5 = V_6 = \frac{k_2}{\sum k_{2-6}} \times V = \frac{0.250 Et}{1.615 Et} \times V = 0.155V$$

$$V_4 = \frac{k_4}{\sum k_{2-6}} \times V = \frac{0.615 Et}{1.615 Et} \times V = 0.380 V$$

Se tiene : $4 V_2 + V_4 = V$ — (Ecuación de Equilibrio)

$$\underline{4 (0.155 V) + (0.380 V) = 1.000 V} \quad \text{OK!}$$

Por lo tanto :

$$\Delta_2 = 4 \frac{V_2}{Et} = \frac{4 \times 0.155 V}{Et} = 0.62 \left(\frac{E}{Et} \right)$$

$$\Delta_4 = 1.625 \frac{V_4}{Et} = \frac{1.625 \times 0.380 V}{Et} = 0.62 \left(\frac{V}{Et} \right)$$

$$\therefore \Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_7 = (0.125 + 0.620 + 0.225) \frac{V}{Et}$$

$$\Delta = 0.97 \frac{V}{Et}$$

Luego :

$$K_{1-3} = \frac{V}{\Delta} = \frac{V}{0.97 \frac{V}{Et}} = \frac{Et}{0.97} = 1.03 Et$$

$$K_{1-3} = 1.03(210,000 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} \times 25 \text{ cm}) = 5'407,500 \text{ kg/cm}$$

$$\therefore K_{1-3} = 1.03 Et = 540,750 \text{ T/m}$$

MURO 13-16 (VER FIG. 3)

Deformaciones : $\Delta = \frac{v}{Et} \left(\frac{3h}{A/t} + \frac{h^3}{cI/t} \right)$

$$C_1 = \frac{3h}{A/t}$$

$$C_2 = \frac{h^3}{cI/t}$$

1er. ENTREPISO

	h	c	A/t	cI/t	C ₁	C ₂	(C ₁ +C ₂)V _n	V _n	$\Delta_n \left(\frac{Et}{V} \right)$
1	0.50	-	18.0	-	0.08	-	0.08 V	V	0.08
2	1.20	12	1.5	3.38	2.40	0.51	2.91 V ₂	0.123 V	0.36
3	1.20	12	1.5	3.38	2.40	0.51	2.91 V ₃	0.123 V	0.36
4	1.20	12	3.6	46.66	1.00	0.04	1.04 V ₄	0.348 V	0.36
5	1.20	12	2.1	9.26	1.71	0.19	1.90 V ₅	0.192 V	0.36
6	1.20	12	1.5	3.38	2.40	0.51	2.91 V ₆	0.123 V	0.36
7	1.20	12	1.2	1.73	3.00	1.00	4.00 V ₇	0.091 V	0.36
8	0.90	-	9.0	-	0.30	-	0.30 V ₈	0.559 V	0.17
9	0.90	-	7.2	-	0.38	-	0.38 V ₉	0.441 V	0.17

2do. y 3er. ENTREPISO

	h	C	A/t	cI/t	C ₁	C ₂	(C ₁ +C ₂)V _n	V _n	$\Delta_n \left(\frac{Et}{V}\right)$
1	0.50	--	18.0	-	0.08	-	0.08 V	V	0.08
2	1.20	12	1.5	3.38	2.40	0.51	2.91 V ₂	0.102 V	0.30
3	1.20	12	1.5	3.38	2.40	0.51	2.91 V ₃	0.102 V	0.30
4	1.20	12	7.5	421.88	0.48	0.00	0.48 V ₄	0.620 V	0.30
5	1.20	12	1.5	3.38	2.40	0.51	2.91 V ₅	0.102 V	0.30
6	1.20	12	1.2	1.73	3.00	1.00	4.00 V ₆	0.074 V	0.30
7	0.90	--	18.0	-	0.15	-	0.15 V	V	0.15

Para el 1er. Entrepiso, la determinación del cortante en los paños "V_n" se ha hecho de acuerdo a :

a) Ecuaciones de Compatibilidad :

$$\Delta_2 = \Delta_3 \quad \text{---} \quad 2.91 V_2 = 2.91 V_3 \quad \text{---} \quad V_2 = V_3$$

$$\Delta_2 = \Delta_4 \quad \text{---} \quad 2.91 V_2 = 1.04 V_4 \quad \text{---} \quad V_4 = 2.8 V_2$$

$$\Delta_5 = \Delta_6 \quad \text{---} \quad 1.90 V_5 = 2.91 V_6 \quad \text{---} \quad V_6 = 0.65 V_5$$

$$\Delta_5 = \Delta_7 \quad \text{---} \quad 1.90 V_5 = 4.00 V_7 \quad \text{---} \quad V_7 = 0.48 V_5$$

$$\Delta_8 + \Delta_2 = \Delta_9 + \Delta_5 \quad \text{---} \quad 0.30 V_8 + 2.91 V_2 = 0.38 V_9 + 1.90 V_5$$

b) Ecuaciones de Equilibrio :

$$V_5 + V_6 + V_7 = V_1 \quad \text{---} \quad V_5(1 + 0.65 + 0.48) = V_9 \quad \text{---} \quad V_9 = 2.13V_5$$

$$V_2 + V_3 + V_4 = V_8 \quad \text{---} \quad V_2(1 + 1 + 2.80) = V_8 \quad \text{---} \quad V_8 = 4.80V_2$$

$$V_8 + V_9 = V$$

Para el 2do. y 3er. Entrepiso los cortantes se determinan de la misma forma, consignando los valores obtenidos en la columna correspondiente (V_n) :

Luego : 1er. ENTREPISO.

$$K_{13-16} = \frac{V}{A} = \frac{V}{\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_8} = \frac{V}{(0.08 + 0.36 + 0.17) \frac{V}{Et}}$$

$$K_{13-16} = \frac{Et}{0.61} = 1.64 Et = 1.64 (210,000 \times 25)$$

$$K_{13-16} = 8'610,000 \text{ kg/cm.}$$

$$K_{13-16} = 1.64 Et = 861,000 \text{ T/m.}$$

2do. y 3er. ENTREPISO.

$$K_{13-16} = \frac{V}{\Delta} = \frac{V}{\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_7} = \frac{V}{(0.08 + 0.30 + 0.15) \frac{V}{Et}}$$

$$K_{13-16} = \frac{Et}{0.53} = 1.89 Et = 1.89 (210,000 \times 25)$$

$$K_{13-16} = 9'922,500 \text{ kg/cm.}$$

$$K_{13-16} = 1.89 Et = 992,250 \text{ T/m}$$

MURO 1-13 (VER FIG. 4)

Deformaciones. $\Delta = \frac{v}{Et} \left(\frac{3h}{A/t} + \frac{h^3}{cI/t} \right)$

$$\begin{matrix} \nearrow c_1 = \frac{3h}{A/t} \\ \searrow c_2 = \frac{h^3}{cI/t} \end{matrix}$$

	h	c	A/t	cI/t	c ₁	c ₂	(c ₁ +c ₂)v _n	v _n	Δ _n ($\frac{Et}{v}$)
1	0.50	--	12.0	----	0.13	----	0.13 v	v	0.13
2	1.20	12	1.8	5.83	2.00	0.30	2.30 v ₂	0.171 v	0.39
3	1.20	--	6.0	----	0.60	----	0.60 v ₃	0.658 v	0.39
4	1.20	12	1.8	5.83	2.00	0.30	2.30 v ₄	0.171 v	0.39
5	0.90	--	12.0	---	0.23	----	0.23 v	v	0.23

$$K_{1-13} = \frac{v}{\Delta} = \frac{v}{\Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_5} = \frac{v}{(0.13 + 0.39 + 0.23) \frac{v}{Et}}$$

$$K_{1-13} = \frac{Et}{0.75} = 1.33 Et = 1.33(210,000 \times 25)$$

$$K_{1-13} = 6'982,500 \text{ kg/cm.}$$

$$K_{1-13} = 1.33 Et = 698,250 \text{ T/m.}$$

MURO 3-7

Rigidez : $K = \frac{v}{\Delta} = \frac{Et}{\frac{3h}{A/t} + \frac{h^3}{cI/t}}$

$$K_{3-7} = \frac{Et}{\frac{3 \times 2.6}{4.8} + \left(\frac{2.6}{4.8}\right)^3} = \frac{Et}{1.782} = 0.56 Et$$

$$K_{3-7} = 0.56(210,000 \times 25) = 2'940,000 \text{ kg/cm.}$$

$$\therefore \underline{K_{3-7} = 0.56 Et = 294,000 \text{ T/m.}}$$

MURO 7-8

$$\underline{K_{7-8} = 0.72 Et = 378,000 \text{ T/m.}}$$

MURO 8-16

$$\underline{K_{8-16} = 0.885 Et = 464,625 \text{ T/m}}$$

MURO 5-6

$$K_{5-6} = 0.4 * \left(\frac{Et}{\frac{3 \times 2.6}{6} + \left(\frac{2.6}{6}\right)^3} \right) = \frac{Et}{3.45} = 0.29 Et$$

$$K_{5-6} = 0.29(84,000 \times 15) = 365,400 \text{ kg/cm.}$$

$$\therefore \underline{K_{5-6} = 0.29 Et = 36,540 \text{ T/m.}}$$

MURO 10-17

$$\underline{K_{10-17} = 0.088 Et = 11,088 \text{ T/m}}$$

* En los muros interiores se considera como área neta el 40% del área bruta, por tratarse de bloques huecos.

MURO 10-14

$$K_{10-14} = 0.224 \quad E_t = 28,224 \text{ T/m.}$$

A.4 DETERMINACION DEL CENTRO DE MASAS Y DEL CENTRO DE RIGIDECES

A.4.1 CENTRO DE MASAS (G) (VER FIG. 7)

3er. ENTREPISO

MURO		PESO		x	y	Wx	Wy
		W					
1-3	0.450 (.60)(12.0)	3.24	6	12.0	19.44	38.88	
3-7	0.450 (.60)(4.8)	1.30	12	9.6	15.60	12.48	
7-8	0.450 (.60)(6.0)	1.62	15	7.2	24.30	11.66	
8-16	0.450 (.60)(7.2)	1.94	18	3.6	34.92	6.98	
1-13	0.450 (.60)(12.0)	3.24	0	6	0	19.44	
13-16	0.450 (.60)(18.0)	4.86	9	0	43.74	0	
Azotea							
1-4-16-13	0.400 (18.0)(12.0)	86.40	9	6	777.60	518.40	
3-4-7-8	0.400 (6.0)(4.8)	-11.52	15	9.6	-172.80	-110.59	
1-3	0.450 (1.3)(12.0)(0.75)	5.23	6	12.0	31.38	62.76	
3-7	0.450 (1.3)(4.8)	2.81	12	9.6	33.72	26.98	
7-8	0.450 (1.3)(6.0)	3.51	15	7.2	52.65	25.27	
8-16	0.450 (1.3)(7.2)	4.21	18	3.6	75.78	15.16	
13-16	0.450 (1.3)(18.0)(0.84)	8.85	9	0	79.65	0	
1-13	0.450 (1.3)(12.0)(0.88)	6.18	0	6	0	37.08	
5-6	0.200 (1.3)(6.0)	1.56	3	7.2	4.68	11.23	
10-17	0.200 (1.3)(2.4)	0.62	7.2	4.8	4.46	2.98	
10-14	0.200 (1.3)(4.8)	1.25	6	2.4	7.50	3.00	
Σ = 125.30						1032.62	681.71

$$\text{Luego : } x_G = \frac{\sum Wx}{\sum W} = \frac{1032.62}{125.30} = 8.24 \text{ m.}$$

$$y_G = \frac{\sum Wy}{\sum W} = \frac{681.71}{125.30} = 5.44 \text{ m.}$$

∴ G (8.24 , 5.44)

2do. ENTREPISO

MURO		PESO W	x	y	Wx	Wy
3er.Piso						
1-4-16-13	0.400 (18.0) (12.0)	86.40	9	6	777.60	518.40
3-4-7-8	-0.400 (6.0) (4.8)	-11.52	15	9.6	-172.80	-110.59
1-3	0.450 (2.6) (12.0) (0.82)	11.51	6	12	69.06	138.12
3-7	0.450 (2.6) (4.8)	5.62	12	9.6	67.44	53.95
7-8	0.450 (2.6) (6.0)	7.02	15	7.2	105.30	50.54
8-16	0.450 (2.6) (7.2)	8.42	18	3.6	151.56	30.31
13-16	0.450 (2.6) (18.0) (0.88)	18.53	9	0	166.77	0
1-13	0.450 (2.6) (12.0) (0.91)	12.78	0	6	0	76.68
5-6	0.200 (2.6) (6.0)	3.12	3	7.2	9.36	22.46
10-17	0.200 (2.6) (2.4)	1.25	7.2	4.8	9.00	6.00
10-14	0.200 (2.6) (4.8)	2.50	6	2.4	15.00	6.00
		$\sum = 145.63$			1198.29	791.87

$$\text{Luego : } x_G = \frac{\sum Wx}{\sum W} = \frac{1198.29}{145.63} = 8.23 \text{ m.}$$

$$y_G = \frac{\sum Wy}{\sum W} = \frac{791.87}{145.63} = 5.44 \text{ m.}$$

∴ G(8.23 , 5.44)

1er. ENTREPISO

MURO	PESO:					
	W	x	y	Wx	Wy	
2do. Piso						
1-4-16-13	0.400 (18.0) (12.0)	86.40	9	6	777.60 518.40	
3-4-7-8	-0.400 (6.0) (4.8)	-11.52	15	9.6	-172.80 -110.59	
1-3	0.450 (2.6) (12.0) (0.82)	11.51	6	12	69.06 138.12	
3-7	0.450 (2.6) (4.8)	5.62	12	9.6	67.44 53.95	
7-8	0.450 (2.6) (6.0)	7.02	15	7.2	105.30 50.54	
8-16	0.450 (2.6) (7.2)	8.42	18	3.6	151.56 30.31	
13-16	0.450 (2.6) (18.0) (0.85)	17.90	9	0	161.10 0	
1-13	0.450 (2.6) (12.0) (0.91)	12.78	0	6	0 76.68	
5-6	0.200 (2.6) (6.0)	3.12	3	7.2	9.36 22.46	
10-17	0.200 (2.6) (2.4)	1.25	7.2	4.8	9.00 6.00	
10-14	0.200 (2.6) (4.8)	2.50	6	2.4	15.00 6.00	
$\sum = 145.0$					1192.62 791.87	

Luego : $x_G = \frac{\sum Wx}{\sum W} = \frac{1192.62}{145.00} = 8.22 \text{ m.}$

$$y_G = \frac{\sum wy}{\sum w} = \frac{791.87}{145.00} = 5.46 \text{ m.}$$

∴ G (8.22 , 5.46)

A.4.2 CENTRO DE RIGIDECES.- (K) (VER. FIG. 7)

3er. ENTREPISO Y 2do. ENTREPISO

	MURO	K	x	y	Kx	Ky
DIRECCION y	1-13	1.330	0	---	0	-----
	3-7	0.560	12	---	6.72	-----
	8-16	0.885	18	---	15.93	-----
	10-14	0.224	6	---	1.34	-----
		2.999			23.99	
DIRECCION x	1-3	1.030	--	12	-----	12.36
	7-8	0.720	--	7.2	-----	5.18
	13-16	1.890	--	0	-----	0
	5-6	0.290	--	7.2	-----	2.09
	10-17	0.088	--	4.8	-----	0.42
		4.018				20.05

$$\text{Luego : } x_K = \frac{\sum Kx}{\sum K} = \frac{23.99}{2.999} = 8.00 \text{ m.}$$

$$y_K = \frac{\sum Ky}{\sum K} = \frac{20.05}{4.018} = 5.00 \text{ m.}$$

∴ K (8.00 , 5.00)

1er. ENTREPISO

	MURO	K	x	y	Kx	Ky
DIRECCION y	1-13	1.330	0	---	0	-----
	3-7	0.560	12	---	6.72	-----
	8-16	0.885	18	---	15.93	-----
	10-14	0.224	6	---	1.34	-----
		2.999			23.99	
DIRECCION x	1-3	1.030	--	12	-----	12.36
	7-8	0.720	--	7.2	-----	5.18
	13-16	1.640	--	0	-----	0
	5-6	0.290	--	7.2	-----	2.09
	10-17	0.888	--	4.8	-----	0.42
		3.768				20.05

$$\text{Luego : } x_K = \frac{\sum Kx}{\sum K} = \frac{23.99}{2.999} = 8.00 \text{ m.}$$

$$y_K = \frac{\sum Ky}{\sum K} = \frac{20.05}{3.768} = 5.32 \text{ m.}$$

$$\therefore \underline{K (8.00, 5.32)}$$

A.5 DETERMINACION DE LOS PERIODOS DE VIBRACION.

A.5.1 METODO DE STODOLA.

a) Masas concentradas en los pisos.

$$m_{\text{Azot.}} = 0.14 \frac{T \times \text{seg}^2}{\text{cm}} = 14 \times 10^{-2} \frac{T \cdot \text{seg}^2}{\text{cm}}$$

$$m_{\text{3er.Piso}} = 0.16 \frac{T \times \text{seg}^2}{\text{cm}} = 16 \times 10^{-2} \frac{T \cdot \text{seg}^2}{\text{cm}}$$

$$m_{\text{2do.Piso}} = 0.16 \frac{T \times \text{seg}^2}{\text{cm}} = 16 \times 10^{-2} \frac{T \cdot \text{seg}^2}{\text{cm}}$$

b) Rigidez de los Entrepisos.

$$K_{\text{Entrepiso}} = \sum K_{\text{Muros.}}$$

$$K_{\text{3.Entrepiso}} = 34,437.3 \text{ T/cm} = 344.37 \times 10^2 \text{ T/cm.}$$

$$K_{\text{2.Entrepiso}} = 34,437.3 \text{ T/cm} = 344.37 \times 10^2 \text{ T/cm.}$$

$$K_{\text{1.Entrepiso}} = 33,124.8 \text{ T/cm} = 331.25 \times 10^2 \text{ T/cm.}$$

c) Frecuencias.

$$\text{Se debe cumplir : } \sum X_{\text{asum.}} = \sum X_{\text{calc.}} \left(\frac{m w^2}{K} \right)$$

$$\therefore \boxed{w^2 = \frac{\sum X_{\text{acum.}}}{\sum X_{\text{calc.}}} \times \frac{K}{m}}$$

Considerando la simplificación en los datos :

$$w^2 = \frac{\sum X_{acum.}}{\sum X_{calc.}} \times \frac{K(T/cm) \times 10^2}{m(T-seg^2/cm) \times 10^{-2}}$$

$$w^2 = \frac{\sum X_{acum.}}{\sum X_{calc.}} \times \frac{K}{m} \times 10^4$$

d) Período

$$T = \frac{2 \pi}{w}$$

$X_{asm.}$		1.00		2.00		3.00
F_I		16		32		42
F_R	90		74		42	
Δ	0.27		0.21		0.12	
X_{calc}		0.27		0.48		0.60
$X_{asm.}$		1.00		1.78		2.22
F_I		16		28.48		31.08
F_R	75.56		59.56		31.08	
Δ	0.23		0.17		0.09	
X_{calc}		0.23		0.40		0.49
$X_{asm.}$		1.00		1.74		2.13
F_I		16		27.84		29.82
F_R	73.66		57.66		29.82	
Δ	0.22		0.17		0.09	
X_{calc}		0.22		0.39		0.48
$X_{asm.}$		1.00		1.77		2.18
F_I		16		28.32		30.52
F_R	74.84		58.84		30.52	
Δ	0.22		0.17		0.09	
X_{calc}		0.22		0.39		0.48
$X_{asm.}$		1.00		1.77		2.18

$$\sum X_{\text{asumido}} = 1.00 + 1.77 + 2.18 = 4.95$$

$$\sum X_{\text{calculado}} = 0.22 + 0.39 + 0.48 = 1.09$$

$$\therefore \omega^2 = \frac{4.95}{1.09} \times 10^4 = 4.54 \times 10^4 \text{ seg}^{-2} = 45,400 \text{ seg}^{-2}$$

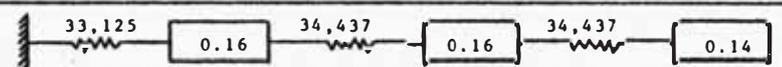
Por lo tanto : $\omega = \sqrt{45,400} = 213.07 \text{ seg}^{-1}$

Período : $T = \frac{2\pi}{\omega} = \frac{2 \times 3.1416}{213.07} = 0.030 \text{ seg.}$

$\therefore T = 0.030 \text{ seg.}$

A.5.2. METODO DE HOLZER

1er. MODO.

45,400	ω^2					RESIDUO		
	X		1.00		1.75		2.13	
	ΔX	1.00		0.75		0.38		
	F_R	33,125		25,861		13,149		
	F_I		7,264		12,712		13,538 \rightarrow	
45,000	X		1.00		1.75		2.14	
	ΔX	1.00		0.75		0.39		
	F_R	33,125		25,925		13,325		
	F_I		7,200		12,600		13,482 \rightarrow	
44,800	X		1.00		1.75		2.14	
	ΔX	1.00		0.75		0.39		
	F_R	33,125		25,957		13,413		
	F_I		7,168		12,544		13,422 \rightarrow	
	$F_R \Delta X$	33,125		19,468		5,231	57,824	
	$F_I X$		7,168		21,952		28,723	57,843

$$\omega_1^2 = \frac{\sum F_R \Delta X}{\sum F_I X} (\omega_1^2) = \frac{57,824}{57,843} (44,800)$$

$$\therefore \omega_1^2 = 44,785 \text{ seg}^{-2}$$

2do. MODO.

w_2^2			33,125	0.16	34,437	0.16	34,437	0.14	RESIDUO
100,000	X		1.00		1.50		1.30		
	ΔX	1.00		0.50		-0.20			
	F_R	33,125		17,125		-6,875			
	F_I		16,000		24,000		18,200	25,075	
200,000	X		1.00		1.03		0.11		
	ΔX	1.00		0.03		-0.92			
	F_R	33,125		1,125		-31,835			
	F_I		32,000		32,960		3,080	34,915	
300,000	X		1.00		0.57		-0.66		
	ΔX	1.00		-0.43		-1.23			
	F_R	33,125		-14,875		-42,235			
	F_I		48,000		27,360		-27,720	14,515	
340,000	X		1.00		0.38		-0.84		
	ΔX	1.00		-0.62		-1.22			
	F_R	33,125		-21,275		-41,947			
	F_I		54,400		20,672		-39,984	1,963	
346,000	X		1.00		0.35		-0.86		
	ΔX	1.00		-0.65		-1.21			
	F_R	33,125		-22,235		-41,611			
	F_I		55,360		19,376		-41,658	47	
	$F_R \Delta X$	33,125		14,453		50,349		97,927	
	$F_I X$		55,360		6,782		35,826	97,968	

$$w_2^2 = \frac{\sum F_R \Delta X}{\sum F_I X} (w_1^2) = \frac{97,927}{97,968} (346,000)$$

$$\therefore w_2^2 = 345,855 \text{ seg}^{-2}$$

3er. MOD0

							RESIDUO
400,000	X		1.00		0.10		-0.98
	ΔX	1.00		-0.90		-1.08	
	F _R	33,125		-30,875		-37,275	
	F _I		64,000		6,400		-54,880
500,000	X		1.00		-0.36		-0.88
	ΔX	1.00		-1.36		-0.52	
	F _R	33,125		-46,875		-18,075	
	F _I		80,000		-28,800		-61,600
600,000	X		1.00		-0.83		-0.34
	ΔX	1.00		-1.83		0.49	
	F _R	33,125		-62,875		16,805	
	F _I		96,000		-79,680		-28,560
700,000	X		1.00		-1.29		0.62
	ΔX	1.00		-2.29		1.91	
	F _R	33,125		-78,875		65,605	
	F _I		112,000		-144,480		60,760
708,000	X		1.00		-1.83		0.72
	ΔX	1.00		-2.33		2.05	
	F _R	33,125		-80,155		70,507	
	F _I		113,280		-150,662		71,366
F _R ΔX		33,125		186,761		144,539	364,425
F _I X			113,280		200,380		51,384
							365,044

$$w_3^2 = \frac{\sum F_R \Delta X}{\sum F_I X} (w_i^2) = \frac{364,425}{365,044} (708,000)$$

$$\therefore w_3^2 = 706,800 \text{ seg}^{-2}$$

Resumen :

MOD0	w^2 (seg ⁻²)	w (seg ⁻¹)	T = 2π/w (seg)
1°	44,785	211.62	0.030
2°	345,855	588.09	0.011
3°	706,800	840.71	0.007

A.6 DETERMINACION DE LA FUERZA SISMICA, DE LOS CORTANTES DE ENTREPISO Y MOMENTOS DE VOLTEO.

A.6.1 METODO ESTATICO.- DE LAS NORMAS PERUANAS DE DISEÑO ANTISISMICO.

La mínima fuerza horizontal ó de Corte en la base está da-
do por :

$$H = U C_1 P$$

Donde : $U = 0.8$ Considerando de acuerdo a la clasi-
ficación del Reglamento.

- Tipo de Construcción = B

- Ubicación = Región 2

$C_1 = 0.14$ Considerando Edificio de 3 pisos.

$$P = \sum_{i=1}^3 W_i = 500.11 \text{ Tn.}$$

Luego : $H = (0.8) (0.14) (500.11) = 56 \text{ Tn.}$

Fuerza Cortante en la base : $H = 56 \text{ Tn.}$

Se distribuye a lo largo Alto del Edificio de acuerdo a :

$$F_i = 0.95 H \frac{W_i h_i}{\sum W_i h_i}$$

El 5% restante se considera concentrado en la parte alta

del Edificio :

$$0.95 H = 0.95 (56) = 53.20 \text{ Tn.}$$

$$0.05 H = 0.05 (56) = 2.80 \text{ Tn.}$$

ENTRE- PISO.	W	h	Wh	$\frac{Wh}{\sum Wh}$	F _i	
1	161.304	2.60	419.39	0.18	9.58	1
2	161.304	5.20	838.78	0.36	19.15	2
3	138.972	7.80	1083.98	0.46	24.47	3

$$\sum = 2342.15$$

Los Cortantes de Entrepiso serán :

1er. ENTREPISO : $V_1 = 9.58 + 19.15 + (24.47 + 2.80) = 56.00$

$$V_1 = 56.00 \text{ Tn.}$$

2do. ENTREPISO : $V_2 = 19.15 + (24.47 + 2.80) = 46.42$

$$V_2 = 46.42 \text{ Tn.}$$

3er. ENTREPISO : $V_3 = (24.47 + 2.80) = 27.27$

$$V_3 = 27.27 \text{ Tn.}$$

A.6.2 METODO DINAMICO.

MODO	ENTREP.	d	x	ω^2	T	a	ϕ	W	c	x'	\bar{x}	K	$\Delta x'$	V'	V (Tn)
1	1	1.00	0.47	44,785	0.030	0.161	0.0035	161.30	1.226	0.0020	0.0016	33,125	0.0020	66.25	53.00
	2	1.75	0.82					161.30		0.0035	0.0028	34,437	0.0015	51.66	41.33
	3	2.14	1.00					138.97		0.0043	0.0034	34,437	0.0008	27.55	22.04
2	1	1.00	-1.16	345,855	0.011	0.225	0.0006	161.30	-0.298	0.0002	0.00016	33,125	0.0002	6.63	5.30
	2	0.35	-0.41					161.30		0.0001	0.00008	34,437	-0.0001	-3.44	-2.75
	3	-0.86	1.00					138.97		-0.0002	-0.00016	34,437	-0.0003	-10.33	-8.26
3	1	1.00	1.39	706,800	0.007	0.261	0.0004	161.30	0.052	0.00003	0.00002	33,125	0.00003	0.99	0.79
	2	-1.33	-1.85					161.30		-0.00004	-0.00003	34,437	-0.00007	-2.41	-1.93
	3	0.72	1.00					138.97		0.00002	0.00002	34,437	0.00006	2.07	1.66

Cortantes por Entrepiso :

$$\begin{aligned} \text{1er. ENTREPISO : } v_1 &= \sqrt{(53.00)^2 + (5.30)^2 + (0.79)^2} \\ v_1 &= \sqrt{2809 + 28.09 + 0.62} = \sqrt{2837.71} \end{aligned}$$

$$v_1 = 53.27 \text{ Tn.}$$

$$\begin{aligned} \text{2do. ENTREPISO : } v_2 &= \sqrt{(41.33)^2 + (-2.75)^2 + (-1.93)^2} \\ v_2 &= \sqrt{1708.17 + 7.56 + 3.72} = \sqrt{1719.46} \end{aligned}$$

$$v_2 = 41.47 \text{ Tn.}$$

$$\begin{aligned} \text{3er. ENTREPISO : } v_3 &= \sqrt{(22.04)^2 + (-8.26)^2 + (1.66)^2} \\ v_3 &= \sqrt{485.76 + 68.23 + 2.76} = \sqrt{556.74} \end{aligned}$$

$$v_3 = 23.60 \text{ Tn.}$$

El cortante en la base :

$$H = 53.27 \text{ Tn.}$$

A.6.3 MOMENTOS DE VOLTEO. (VER FIG. 5)

Considerando las cortantes por Entrepiso obtenidos por el Método Dinámico, dado que son mayores que el 80% de las

obtenidas por el Método Estático; se determinarán los Momentos de Volteo por Piso.

$$\text{1er. PISO : } M_{1P} = V_3 h_3 + (V_2 - V_3) h_2 + (V_1 - V_2) h_1$$

$$M_{1P} = (23.60)(7.80) + (41.47 - 23.60)(5.20) + (53.27 - 41.47)(2.60)$$

$$M_{1P} = 184.08 + 92.92 + 30.68 = 307.68 \text{ Tn.}$$

$$M_{1P} = 307.68 \text{ T-m.}$$

$$\text{2do. PISO : } M_{2P} = V_3 (h_3 - h_1) + (V_2 - V_3) (h_2 - h_1)$$

$$M_{2P} = (23.60)(7.80 - 2.60) + (41.47 - 23.60)(5.20 - 2.60)$$

$$M_{2P} = 122.72 + 46.46 = 169.18 \text{ T-m.}$$

$$M_{2P} = 169.18 \text{ T-m.}$$

$$\text{3er. PISO : } M_{3P} = V_3 (h_3 - h_2)$$

$$M_{3P} = (23.60)(7.80 - 5.20) = 61.36 \text{ T-m.}$$

$$M_{3P} = 61.36 \text{ T-m.}$$

A.7 CORTANTES DE DISEÑO, TOMADOS POR CADA MURO.

1er. ENTREPISO. (VER FIG. 7)

a) Cortante de Entrepiso : $V_1 = 53.27 \text{ Tn.}$

b) Momentos de Torsión :

$$M_{T_x} = V_1 e_y = (53.27) (0.14) = 7.46 \text{ T-m.}$$

$$M_{T_y} = V_1 e_x = (53.27) (0.22) = 11.72 \text{ T-m.}$$

c) Momentos de Torsión Accidental :

$$M'_{T_x} = 0.05 V_1 B_y = 0.05 (53.27) (12) = 31.96 \text{ T-m.}$$

$$M'_{T_y} = 0.05 V_1 B_x = 0.05 (53.27) (18) = 47.94 \text{ T-m.}$$

MURO	K	CORTE DIRECTO	d*	Kd	Kd ²	$\frac{Kd}{\sum Kd^2} M_T$	$\frac{Kd}{\sum Kd^2} M_{T'}$	CORTE FINAL
		$(K/\sum K)V_1$						V ₁
1-13	1.330	23.62	- 8.00	-10.64	85.12	-0.45	<u>+1.83</u>	25.45
3-7	0.560	9.95	+ 4.00	+2.24	8.96	+0.09	<u>+0.38</u>	10.42
8-16	0.885	15.72	+10.00	+8.85	85.50	+0.37	<u>+1.52</u>	17.61
10-14	0.224	3.98	- 2.00	-0.45	0.90	-0.02	<u>+0.08</u>	4.06
2.999								
1-3	1.030	14.56	+ 6.68	+6.88	45.96	+0.18	<u>+0.79</u>	15.53
7-8	0.720	10.18	+ 1.88	+1.35	2.54	+0.04	<u>+0.15</u>	10.37
13-16	1.640	23.19	- 5.32	-8.72	46.42	-0.23	<u>+1.00</u>	24.19
5-6	0.290	4.10	- 1.88	+0.55	1.02	+0.02	<u>+0.06</u>	4.18
10-17	0.088	1.24	- 0.52	-0.05	0.02	-0.00	<u>+0.01</u>	1.25
3.768					279.44			

* d : Se mide con respecto al centro de rigidez.

2do. ENTREPISO.- (VER FIG. 7)

a) Cortante de Entrepiso : $V_2 = 41.47 \text{ Tn.}$

b) Momentos de Torsión :

$$M_{T_x} = V_2 e_y = (41.47) (0.44) = 18.25 \text{ T-m.}$$

$$M_{T_y} = V_2 e_x = (41.47) (0.23) = 9.54 \text{ T-m.}$$

c) Momentos de Torsión Accidental :

$$M'_{T_x} = 0.05 V_2 B_y = 0.05 (41.47) (12) = 24.88 \text{ T-m}$$

$$M'_{T_y} = 0.05 V_2 B_x = 0.05 (41.47) (18) = 37.32 \text{ T-m}$$

MURO	K	COORTE DIRECTO	d*	Kd	Kd ²	$\frac{Kd}{\sum Kd^2} M_T$	$\frac{Kd}{\sum Kd^2} M'_T$	COORTE FINAL
		$(K/\sum K)V_2$						$V_i \text{ (Tn)}$
1-13	1.330	18.39	- 8.00	-10.64	85.12	-0.36	± 1.39	19.78
3-7	0.560	7.74	+ 4.00	+ 2.24	8.96	+0.08	± 0.29	8.11
8-16	0.885	12.24	+10.00	+ 8.85	88.50	+0.30	± 1.15	13.69
10-14	0.224	3.10	- 2.00	- 0.45	0.90	-0.02	± 0.06	3.16
2.999								
1-3	1.030	10.63	+ 7.00	+ 7.21	50.47	+0.46	± 0.63	11.72
7-8	0.720	7.43	+ 2.20	+ 1.58	3.49	+0.10	± 0.14	7.67
13-16	1.890	19.51	- 5.00	- 9.45	47.25	-0.60	± 0.82	20.33
5-6	0.290	2.99	+ 2.20	+ 0.64	1.40	+0.04	± 0.06	3.09
10-17	0.088	0.91	- 0.20	- 0.02	0.00	-0.00	± 0.00	0.91
4.018				286.09				

* d : Se mide con respecto al centro de rigidez.

3er. ENTREPISO.- (VER FIG. 7)

a) Cortante de Entrepiso : $V_3 = 23.60$ Tn.

b) Momentos de Torsión :

$$M_{T_x} = V_3 e_y = (23.60) (0.44) = 10.38 \text{ T-m}$$

$$M_T = V_3 e_x = (23.60) (0.24) = 5.66 \text{ T-m}$$

c) Momentos de Torsión Accidental :

$$M'_T = 0.05 V_3 B_y = 0.05 (23.60) (12) = 14.16 \text{ T-m}$$

$$M'_{T_y} = 0.05 V_3 B_x = 0.05 (23.60) (18) = 21.24 \text{ T-m}$$

MURO	K	COORTE DIRECTO	d*	Kd	Kd ²	$\frac{Kd}{\sum Kd^2} M_T$	$\frac{Kd}{\sum Kd^2} M'_T$	COORTE FINAL
		$(K/\sum K)V_3$						V_i (Tn)
1-13	1.330	10.47	- 8.00	-10.64	85.12	-0.21	+0.79	11.26
3-7	0.560	4.41	+ 4.00	+ 2.24	8.96	+0.04	+0.17	4.62
8-16	0.885	6.96	+10.00	+ 8.85	88.50	+0.18	+0.66	7.80
10-14	0.224	1.76	- 2.00	- 0.45	0.90	-0.01	+0.03	1.79
2.999								
1-3	1.030	6.05	+ 7.00	+ 7.21	50.47	+0.26	+0.36	6.67
7-8	0.720	4.23	+ 2.20	+ 1.58	3.49	+0.06	+0.08	4.37
13-16	1.890	11.10	- 5.00	- 9.45	47.25	-0.34	+0.47	11.57
5-6	0.290	1.70	+ 2.20	+ 0.64	1.40	+0.02	+0.03	1.75
10-17	0.088	0.52	- 0.20	- 0.02	0.00	-0.00	+0.00	0.52
4.018					286.09			

* d : Se mide con respecto al centro de rigidez.

B.- CONSIDERACIONES DE DISEÑO

B.1 ESFUERZOS ADMISIBLES.

a) Esfuerzo de Compresión :

Albañilería Ladrillo.

$$f_m = \frac{1}{3} f'_m = \frac{1}{3} (200) = 67 \text{ kg/cm}^2$$

Bloques de Concreto.

$$f_m = \frac{1}{3} f'_m = \frac{1}{3} (70) = 23 \text{ kg/cm}^2$$

b) Esfuerzo de Corte :

Albañilería Ladrillo.

$$f_v = \frac{1}{3} f'_v = \frac{1}{3} (5) = 1.67 \text{ kg/cm}^2$$

Bloques de Concreto.

$$f_v = \frac{1}{3} f'_v = \frac{1}{3} (3) = 1.00 \text{ kg/cm}^2$$

B.2 VERIFICACION DEL ESFUERZO CORTANTE EN CADA ELEMENTO DE LOS MUROS.-

1er. ENTREPISO.

MURO	PAÑO	CORTANTE	AREA	ESFUERZO	ESFUERZO
		V_i (Kg)	A (cm ²)	v_i (Kg/cm ²)	ADMISIBLE
1 - 3 V = 15.53 Tn.	1	V = 15,530	30,000	0.52	1.67
	2	.155V = 2,407	3,000	0.80	
	3	.155V = 2,407	3,000	0.80	
	4	.380V = 5,901	6,000	0.98	
	5	.155V = 2,407	3,000	0.80	
	6	.155V = 2,407	3,000	0.80	
	7	V = 15,530	30,000	0.52	
13 - 16 V = 24.19 Tn.	1	V = 24,190	45,000	0.54	1.67
	2	.123V = 2,975	3,750	0.79	
	3	.123V = 2,975	3,750	0.79	
	4	.348V = 8,418	9,000	0.94	
	5	.192V = 4,644	5,250	0.88	
	6	.123V = 2,975	3,750	0.79	
	7	.091V = 2,201	3,000	0.73	
	8	.559V = 13,522	22,500	0.60	
	9	.441V = 10,668	18,000	0.59	
1 - 13 V = 23.45 Tn.	1	V = 23,450	30,000	0.85	1.67
	2	.171V = 4,352	4,500	0.97	
	3	.658V = 16,746	15,000	1.12	
	4	.171V = 4,352	4,500	0.97	
	5	V = 23,450	30,000	0.85	
3 - 7	1	V = 10,420	12,000	0.87	1.67
7 - 8	1	V = 10,370	15,000	0.69	1.67
8 - 16	1	V = 17,610	18,000	0.98	1.67
5 - 6	1	V = 4,180	9,000	0.46	1.00
10 - 17	1	V = 1,250	3,600	0.35	1.00
10 - 14	1	V = 4,060	7,200	0.56	1.00

2do. ENTREPISO.

MURO	PAÑO	CORTANTE	AREA	ESFUERZO	ESFUERZO
		V_i (Kg)	A (cm ²)	v_i (Kg/cm ²)	ADMISIBLE
1 - 3 V = 11.72 Tn.	1	V = 11,720	30,000	0.39	1.67
	2	.155V = 1,817	3,000	0.61	
	3	.155V = 1,817	3,000	0.61	
	4	.380V = 4,454	6,000	0.74	
	5	.155V = 1,817	3,000	0.61	
	6	.155V = 1,817	3,000	0.61	
	7	V = 11,720	30,000	0.39	
13 - 16 V = 20.33 Tn.	1	V = 20,330	45,000	0.45	1.67
	2	.123V = 2,501	3,750	0.67	
	3	.123V = 2,501	3,750	0.67	
	4	.348V = 7,075	9,000	0.79	
	5	.192V = 3,903	5,250	0.74	
	6	.123V = 2,501	3,750	0.67	
	7	.091V = 1,850	3,000	0.62	
	8	.559V = 11,364	22,500	0.51	
	9	.441V = 8,966	18,000	0.50	
1 - 13 V = 19.78 Tn.	1	V = 19,780	30,000	0.66	1.67
	2	.171V = 3,382	4,500	0.75	
	3	.658V = 13,015	15,000	0.87	
	4	.171V = 3,382	4,500	0.75	
	5	V = 19,780	30,000	0.66	
3 - 7	1	V = 8,110	12,000	0.68	1.67
7 - 8	1	V = 7,670	15,000	0.51	1.67
8 - 16	1	V = 13,690	18,000	0.76	1.67
5 - 6	1	V = 3,090	9,000	0.34	1.00
10 - 17	1	V = 910	3,600	0.25	1.00
10 - 14	1	V = 3,160	7,200	0.44	1.00

3er. ENTREPISO.

MURO	PAÑO	CORTANTE	AREA	ESFUERZO	ESFUERZO
		V_i (Kg)	A (cm ²)	v_i (Kg/cm ²)	ADMISIBLE
1 - 3	1	V = 6,670	30,000	0.22	1.67
V = 6.67 Tn.	2	.155V = 1,034	3,000	0.34	
	3	.155V = 1,034	3,000	0.34	
	4	.380V = 2,535	6,000	0.42	
	5	.155V = 1,034	3,000	0.34	
	6	.155V = 1,034	3,000	0.34	
	7	V = 6,670	30,000	0.22	
13 - 16	1	V = 11,570	45,000	0.26	1.67
V = 11.57 Tn.	2	.123V = 1,423	3,750	0.38	
	3	.123V = 1,423	3,750	0.38	
	4	.348V = 4,026	9,000	0.45	
	5	.192V = 2,221	5,250	0.42	
	6	.123V = 1,423	3,750	0.38	
	7	.091V = 1,053	3,000	0.35	
	8	.559V = 6,468	22,500	0.29	
	9	.441V = 5,102	18,000	0.28	
1 - 13	1	V = 11,260	30,000	0.38	1.67
V = 11.26 Tn.	2	.171V = 1,925	4,500	0.43	
	3	.658V = 7,409	15,000	0.49	
	4	.171V = 1,925	4,500	0.43	
	5	V = 11,260	30,000	0.38	
3 - 7	1	V = 4,620	12,000	0.39	1.67
7 - 8	1	V = 4,370	15,000	0.29	1.67
8 - 16	1	V = 7,800	18,000	0.43	1.67
5 - 6	1	V = 1,750	9,000	0.19	1.00
10 - 17	1	V = 520	3,600	0.14	1.00
10 - 14	1	V = 1,790	7,200	0.25	1.00

B.3 VERIFICACION DEL ESPESOR MINIMO DE MUROS.

$$\text{Espesor M\u00ednimo : } \underline{t_{\text{m\u00edn}} = 0.25 \beta a^2}$$

Donde : β = Coeficiente dependiente del tipo de arrios -
tramiento. (Tablas de Timoshenko y Woinowsky
Krieger).

MURO 8-16 :

Con los 4 bordes arriostrados, de acuerdo a TIMOSHENKO y
WOINOWSKY-KRIEGER, se considera en el "Caso 1", donde :
a = menor dimensi\u00f3n.

Luego : a = 2.50 m.

b = 6.95 m.

$$b/a = \frac{6.95}{2.50} = 2.78$$

$$\beta = 0.1151$$

$$t_{\text{m\u00edn}} = 0.25 (0.1151) (2.50)^2 = 0.18 \text{ m.}$$

$$t_{\text{m\u00edn}} = 0.18 \text{ m.} < 0.25 \text{ m.} \quad \underline{\hspace{10em}} / \text{ OK!}$$

∴ NO REQUIERE ARRIOSTRE.

MURO 13-16 :

Considerando los pa\u00f1os a ambos lados del vano de la puer-
ta independientemente, se tendr\u00e1 :

Paño 14-14' Con 3 bordes arriostrados y uno libre, se considera en el "Caso 2"; donde :
a = longitud del borde libre.

Luego : a = 2.50 m.

b = 3.00 m.

$$b/a = \frac{3.00}{2.50} = 1.20$$

$$\beta = 0.1180$$

$$t_{\text{mín}} = 0.25(0.1180) (2.50)^2 = 0.18 \text{ m.}$$

$$t_{\text{mín}} = 0.18 \text{ m} < 0.25 \text{ m.}$$

————— / OK!

.°. NO REQUIERE ARRIOSTRE.

Paño 14"-15' Con solamente los 2 bordes horizontales a arriostrados, se considera en el "Caso 3", donde : a = altura del muro.

Luego : a = 2.50 \longrightarrow $\beta = 0.1250$

$$t_{\text{mín}} = 0.25(0.1250) (2.50)^2 = 0.20 \text{ m.}$$

$$t_{\text{mín}} = 0.20 \text{ m} < 0.25 \text{ m.}$$

————— / OK!

.°. NO REQUIERE ARRIOSTRE.

MURO 1-13 :

Considerando el paño adyacente al vano de ventana.

Paño 5-9' Con 3 bordes arriostrados, se considera en el "Caso 2" donde : a = longitud del borde libre.

Luego : a = 2.50 m.

b = 4.125 m.

$$b/a = \frac{4.125}{2.50} = 1.65$$

$$\beta = 0.1290$$

$$t_{\text{mín}} = 0.25(0.1290) (2.50)^2 = 0.20 \text{ m.}$$

$$t_{\text{mín}} = 0.20 \text{ m.} < 0.25 \text{ m.}$$

OK!

∴ NO REQUIERE ARRIOSTRE.

MURO 5-6

Con los 4 bordes arriostrados, se considera en el "Caso 1" donde : a = menor dimensión.

Luego : a = 2.50 m.

b = 5.75 m.

$$b/a = \frac{5.75}{2.50} = 2.30$$

$$\beta = 0.1069$$

$$t_{\text{mín}} = 0.25(0.1069) (2.50)^2 = 0.17 \text{ m.}$$

$$t_{\text{mín}} = 0.17 \text{ m.} \neq 0.15 \text{ m. (ESPECIFICADO)}$$

∴ ES NECESARIO CONSIDERAR ARRIOSTRE.

Se considerará una columna de arriostre en la parte central del muro.

DISEÑO DE LA COLUMNA DE ARRIOSTRE

$$w = 0.33 (1.80 \times 0.15 \times 2.875/3) = 0.085 \text{ T/m.}$$

$$M = \frac{1}{8} wL^2 = \frac{1}{8} \times 0.085 \times (2.50)^2 = 0.066 \text{ Tn-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{0.066 \times 10^5}{2100 \times 0.9 \times 7.5} = 0.47 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.0017 \times 15 \times 7.5 = 0.19 \text{ cm}^2 \quad 0.47 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$A_s = 0.47 \text{ cm}^2$$

1 ϕ 3/8" EN EL CENTRO

MURO 10-17 :

Con 3 bordes arriostrados se considera dentro del "Caso 2"

Donde : $a = 2.50 \text{ m.}$

$$b = 2.275 \text{ m.}$$

$$b/a = \frac{2.275}{2.500} = 0.91$$

$$\beta = 0.1070$$

$$t_{\text{mín}} = 0.25 (0.1070) (2.50)^2 = 0.17 \text{ m.}$$

$$t_{\text{mín}} = 0.17 \text{ m. } \not\leq 0.15 \text{ m. (ESPECIFICADO)}$$

∴ ES NECESARIO CONSIDERAR ARIOSTRE

Se considerará una columna de arriostre en el borde libre del muro.

DISEÑO DE LA COLUMNA DE ARRIOSTRE.

$$w = 0.33 (1.80 \times 0.15 \times 2.275/3) = 0.068 \text{ Tn/m.}$$

$$M = \frac{1}{8} wL^2 = \frac{1}{8} \times 0.068 \times (2.50)^2 = 0.053 \text{ Tn-m.}$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{0.053 \times 10^5}{2100 \times 0.9 \times 7.5} = 0.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s\text{mín}} = 0.0017 \times 15 \times 7.5 = 0.19 \text{ cm}^2 \quad 0.37 \text{ cm}^2 \quad \text{OK!}$$

$$A_s = 0.37 \text{ cm}^2 \quad \text{1 } \emptyset \text{ 3/8" EN EL CENTRO}$$

B.4 VERIFICACION DE LAS RIGIDECES DE MUROS

Rigidez de un elemento :

$$K = \frac{E t l}{3 h}$$

MURO 1-3

$$K_1 = \frac{12}{3 \times 0.50} Et = 8 Et$$

$$K_2 = \frac{1.20}{3 \times 1.20} Et = 0.33 Et$$

$$K_2 = K_3 = K_5 = K_6 = 0.33 Et$$

$$K_4 = \frac{2.40}{3 \times 1.20} Et = 0.67 Et$$

$$K_7 = \frac{12}{3 \times 0.90} Et = 4.44 Et$$

$$K_{23456} = K_2 + K_3 + K_4 + K_5 + K_6 = (0.33 + 0.33 + 0.67 + 0.33 + 0.33) Et$$

$$K_{23456} = 1.99 Et$$

$$K_{1234567} = \frac{1}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_{23456}} + \frac{1}{K_7}} = \frac{1}{\left(\frac{1}{8} + \frac{1}{1.99} + \frac{1}{4.44}\right) \frac{1}{Et}}$$

$$K_{1234567} = \frac{1}{0.853} Et = 1.17 Et$$

$$\therefore \underline{K_{1-3} = 1.17 Et}$$

MURO 13-16 : a) 1er. ENTREPISO

$$K_1 = \frac{18}{3 \times 0.50} Et = 12 Et$$

$$K_2 = K_3 = K_6 = \frac{1.50}{3 \times 1.20} Et = 0.42 Et$$

$$K_4 = \frac{3.60}{3 \times 1.20} Et = 1 Et$$

$$K_5 = \frac{2.10}{3 \times 1.20} Et = 0.58 Et$$

$$K_7 = \frac{1.20}{3 \times 1.20} Et = 0.33 Et$$

$$K_8 = \frac{9}{3 \times 0.90} Et = 3.33 Et$$

$$K_9 = \frac{7.20}{3 \times 0.90} Et = 2.67 Et$$

$$K_{234567} = K_2 + K_3 + K_4 + K_5 + K_6 + K_7$$

$$K_{234567} = (0.42 + 0.42 + 1 + 0.58 + 0.42 + 0.33) Et$$

$$K_{234567} = 3.17 Et$$

$$K_{89} = K_8 + K_9 = (3.33 + 2.67) Et = 6 Et$$

$$K_{123456789} = \frac{1}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_{234567}} + \frac{1}{K_{89}}}$$

$$K_{123456789} = \frac{1}{\left(\frac{1}{12} + \frac{1}{3.17} + \frac{1}{6}\right) \frac{1}{Et}} = \frac{1}{0.565} Et$$

$$K_{123456789} = 1.77 Et$$

∴

$$K_{13-16} = 1.77 Et$$

b) 2do. ENTREPISO

$$K_1 = \frac{18}{3 \times 0.50} Et = 12 Et$$

$$K_2 = K_3 = K_5 = \frac{150}{3 \times 1.20} Et = 0.42 Et$$

$$K_4 = \frac{7.50}{3 \times 1.20} Et = 2.08 Et$$

$$K_6 = \frac{1.20}{3 \times 1.20} Et = 0.33 Et$$

$$K_7 = \frac{18}{3 \times 0.90} Et = 6.67 Et$$

$$K_{23456} = K_2 + K_3 + K_4 + K_5 + K_6$$

$$K_{23456} = (0.42 + 0.42 + 2.08 + 0.42 + 0.33) Et$$

$$K_{23456} = 3.67 Et$$

$$K_{1234567} = \frac{1}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_{23456}} + \frac{1}{K_7}} = \frac{1}{\left(\frac{1}{12} + \frac{1}{3.67} + \frac{1}{6.67}\right) \frac{1}{Et}}$$

$$K_{1234567} = \frac{1}{0.505} Et = 1.980 Et$$

$$\therefore \underline{\underline{K_{13-16} = 1.98 Et}}$$

MURO 1-13

$$K_1 = \frac{12}{3 \times 0.50} Et = 8 Et$$

$$K_2 = K_4 = \frac{1.80}{3 \times 1.20} Et = 0.50 Et$$

$$K_3 = \frac{6}{3 \times 1.20} Et = 1.67 Et$$

$$K_5 = \frac{12}{3 \times 0.90} Et = 4.44 Et$$

$$K_{234} = K_2 + K_3 + K_4 = (0.50 + 1.67 + 0.50) Et = 2.67 Et$$

$$K_{12345} = \frac{1}{\frac{1}{K_1} + \frac{1}{K_{234}} + \frac{1}{K_5}} = \frac{1}{\left(\frac{1}{8} + \frac{1}{2.67} + \frac{1}{4.44}\right) \frac{1}{Et}}$$

$$K_{12345} = \frac{1}{0.725} Et = 1.38 Et$$

$$\therefore \underline{\underline{K_{1-13} = 1.38 Et}}$$

MURO 3-7 :

$$K = \frac{4.80}{3 \times 2.60} \text{ Et} = 0.615 \text{ Et}$$

$$\therefore K_{3-7} = 0.615 \text{ Et}$$

MURO 7-8 :

$$K = \frac{6}{3 \times 2.60} \text{ Et} = 0.770 \text{ Et}$$

$$\therefore K_{7-8} = 0.770 \text{ Et}$$

MURO 8-16 :

$$K = \frac{7.20}{3 \times 2.60} \text{ Et} = 0.920 \text{ Et}$$

$$\therefore K_{8-16} = 0.920 \text{ Et}$$

MURO 5-6 :

$$K = 0.4 \left(\frac{6}{3 \times 2.60} \text{ Et} \right) = 0.308 \text{ Et}$$

$$\therefore K_{5-6} = 0.308 \text{ Et}$$

MURO 10-17 :

$$K = 0.4 \left(\frac{2.40}{3 \times 2.60} \text{ Et} \right) = 0.123 \text{ Et}$$

$$\therefore K_{10-17} = 0.123 \text{ Et}$$

MURO 10-14

$$K = 0.4 \left(\frac{4.80}{3 \times 2.60} Et \right) = 0.246 Et$$

$$\therefore \underline{K_{10-14} = 0.246 Et}$$

RESUMEN

MURO	K	K
	1er. METODO	2do. METODO
	Δ CORTE + Δ FLEXION	Δ CORTE
1-3	1.030 Et	1.170 Et
13-16	1.640 Et	1.770 Et
1-13	1.330 Et	1.380 Et
3-7	0.560 Et	0.615 Et
7-8	0.720 Et	0.770 Et
8-16	0.885 Et	0.920 Et
5-6	0.229 Et	0.308 Et
10-17	0.088 Et	0.123 Et
10-14	0.224 Et	0.246 Et

B.5 VERIFICACION DE LA DENSIDAD DE MUROS DE CORTE.

Se determina el área mínima de muros de corte sin confiar en el nivel de estudio y debe cumplir :

$$A_{mr} = \frac{H}{6} \geq 0.02 (A)$$

Donde : H = Fuerza sísmica

A_{mr} = Area acumulada requerida de muros de corte.

A = Area techada acumulada sobre el nivel de estudio.

Peso total por entrepiso.

- Peso de techo y piso terminado

$$0.4 \text{ T/m}^2 \times 187.20 \text{ m}^2 = 74.90 \text{ Tn.}$$

- Peso de muros exteriores

$$1.8 \text{ T/m}^3 \times 2.60 \times 60 \times 0.25 = 70.20 \text{ Tn.}$$

- Peso de muros interiores

$$1.25 \text{ T/m}^3 \times 2.60 \times 13.2 \times 0.15 = 6.50 \text{ Tn.}$$

- Carga viva

$$0.25(0.2 \text{ T/m}^2 \times 187.20 \text{ m}^2) = 9.40 \text{ Tn.}$$

$$W = \underline{161.00 \text{ Tn.}}$$

Fuerza sísmica.

$$H = 0.14 W = 0.14 \times 161 = 22.54 \text{ Tn.}$$

Area requerida de muros de corte.

$$A_{mr} = \frac{H}{6} = \frac{22.54}{6} = 3.76 \text{ m}^2$$

$$A_{mr} = 3.76 \text{ m}^2 \geq 0.02 (187.20) = 3.74 \text{ m}^2 \quad \text{OK!}$$

B.6 DISEÑO DEL CERCO EXTERIOR.

B.6.1 DETERMINACION DEL ESPESOR DE MUROS. (VER FIG. 8)

a) MUROS LATERALES.

Altura libre = 2.00 mt.

Separación de columnas de arriostre = 4.00 mt.

Bordes arriostrados = 3 ————— "Caso 2"

Longitud del borde libre = 4.00 mt.

Luego : a = 4.00 m.

b = 2.00 m.

$$b/a = \frac{2.00}{4.00} = 0.50$$

$$\beta = 0.060$$

$$t_{\text{mín}} = 0.15 (0.060) (4.00)^2 = 0.14 \text{ m.}$$

$$\therefore \underline{\underline{t = 0.15 \text{ m.}}}$$

b) MUROS FRONTALES. (ORNAMENTALES)

Altura libre = 2.00 mt.

Separación columnas de arriostre = 3.00 mt.

Bordes arriostrados = 3 ————— "Caso 2"

Longitud del borde libre = 3.00 mt.

Luego : a = 3.00 m.

b = 2.00 m.

$$b/a = \frac{2.00}{3.00} = 0.67$$
$$\beta = 0.083$$
$$t_{\text{mín}} = 0.15 (0.083) (3.00)^2 = 0.11 \text{ m.}$$

$$\therefore \underline{\underline{t = 0.12 \text{ m.}}}$$

B.6.2 DISEÑO DE COLUMNAS DE ARRIOSTRE. (VER FIG. 9)

METODO A LA ROTURA (ACI - 318.71)

Fuerza del Muro :

$$w_M = 0.20 (1.80 \times 4.00 \times 0.15) = 0.216 \text{ Tn/m.}$$

Fuerza de la Columna :

$$w_C = 0.20 (2.40 \times 0.25 \times 0.15) = 0.018 \text{ Tn/m.}$$

$$w = 0.234 \text{ Tn/m.}$$

$$M = \frac{1}{2} wL^2 = \frac{1}{2} \times (0.234) \times (2.00)^2 = 0.468 \text{ Tn-m.}$$

$$\text{En : } U = 0.75 (1.4 D + 1.7 L + 1.7 \times 1.1 E)$$

$$M_D = 0 ; M_L = 0 ; M_E = 0.468 \text{ Tn-m.}$$

$$\text{Luego : } M_U = 0.75 (1.7 \times 1.1 \times 0.468) = 0.656 \text{ Tn-m.}$$

Acero de Refuerzo :

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)} = \frac{656 \times 10^2}{0.9 \times 4200 \times (0.9 \times 7.5)} = 2.57 \text{ cm}^2$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} = \frac{4200}{0.85 \times 140 \times 25} \times 2.57 = 3.6 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{656 \times 10^2}{0.9 \times 4200 \times (7.5-1.8)} = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 3.04 \text{ cm}^2$$

$$2 \text{ } \emptyset \text{ 1/2" + 1 } \emptyset \text{ 3/8"}$$

$$(A_s = 3.29 \text{ cm}^2)$$

B.6.3 DISEÑO DE LA CIMENTACION. (VER FIG. 10)

Considerando : CARGA ADMISIBLE DEL SUELO: $\sigma_r = 1 \text{ kg/cm}^2$

Fuerza sísmica :

$$H_1 = 0.20 (1800 \times 4 \times 2.015 + 2400 \times 4 \times 0.10 \times 0.15)$$

$$H_1 = 0.20 (2160 + 144) = 460.80 \text{ kg.}$$

Momento de Volteo :

$$M_V = H_1 (h_m/2 + h_{sc} + h_c) = 460.80 (2/2 + 0.30 + 0.50)$$

$$M_V = 460.80 (1.80) = 829.44 \text{ kg-m.}$$

Carga Vertical Total :

$$\text{Peso Muro} = 1800 \times 4 \times 2 \times 0.15 = 2160.$$

$$\text{Peso sobrecimiento} = 2400 \times 4 \times 0.30 \times 0.15 = 432.$$

$$\text{Peso cimiento} = 2400 \times 4 \times 0.50 \times 0.70 = 3360.$$

$$P_T = 5952. \text{ kg.}$$

Excentricidad y Ancho efectivo :

$$C = \frac{M_V}{P_T} = \frac{829.44 \text{ kg-m.}}{5952.00 \text{ kg.}} = 0.14 \text{ m} < \frac{b}{4} = \frac{0.70}{4} = 0.175$$
$$> \frac{b}{6} = \frac{0.70}{6} = 0.117$$

$$B_{ef.} = 3(b/2 - C) = 3(0.35 - 0.14) = 0.63 \text{ m.}$$

Factor de Seguridad al Volteo :

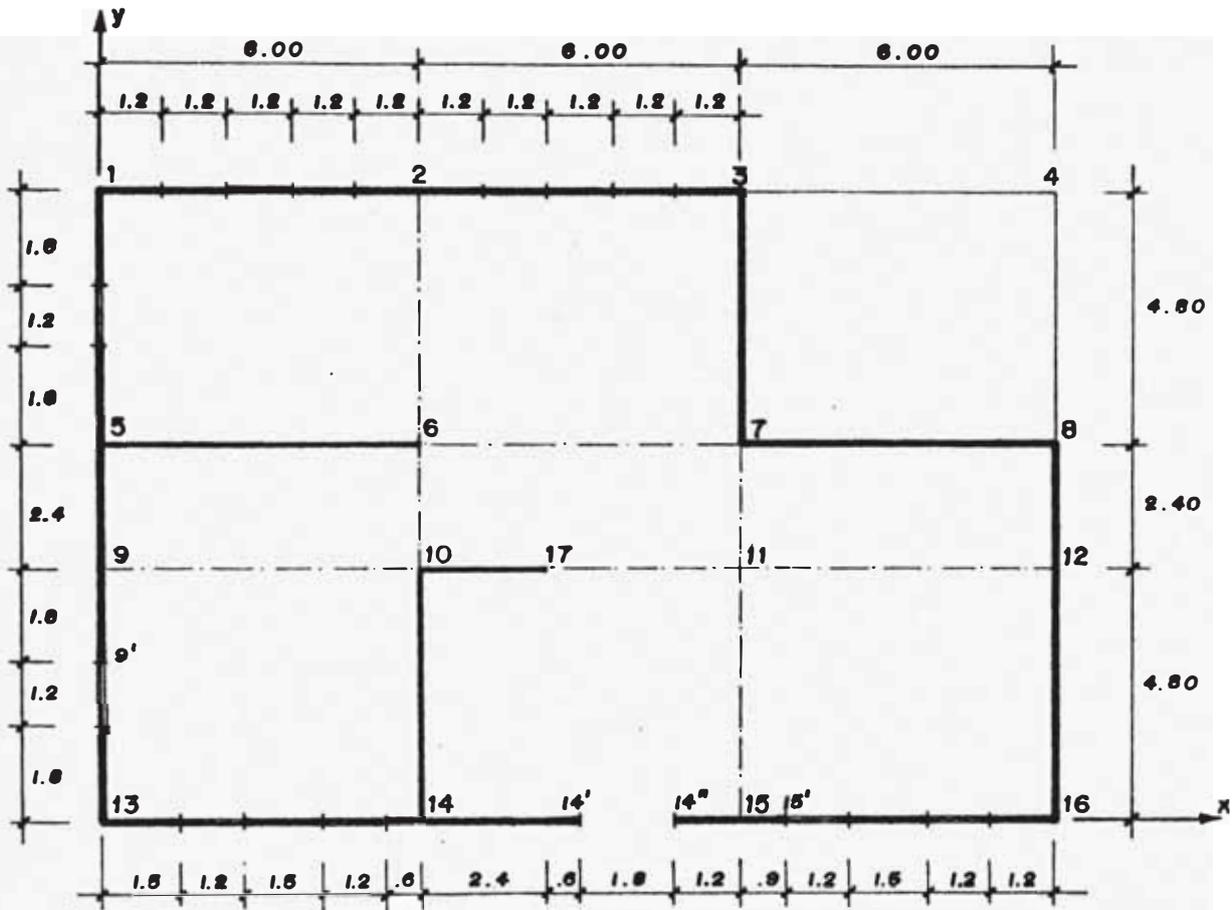
$$FSV = \frac{P_T \times B_{ef}/2}{M_V} = \frac{5952 \times 0.315}{829.44} = 2.26 > 1.75$$

Luego : CARGA ACTUANTE SOBRE EL SUELO.-

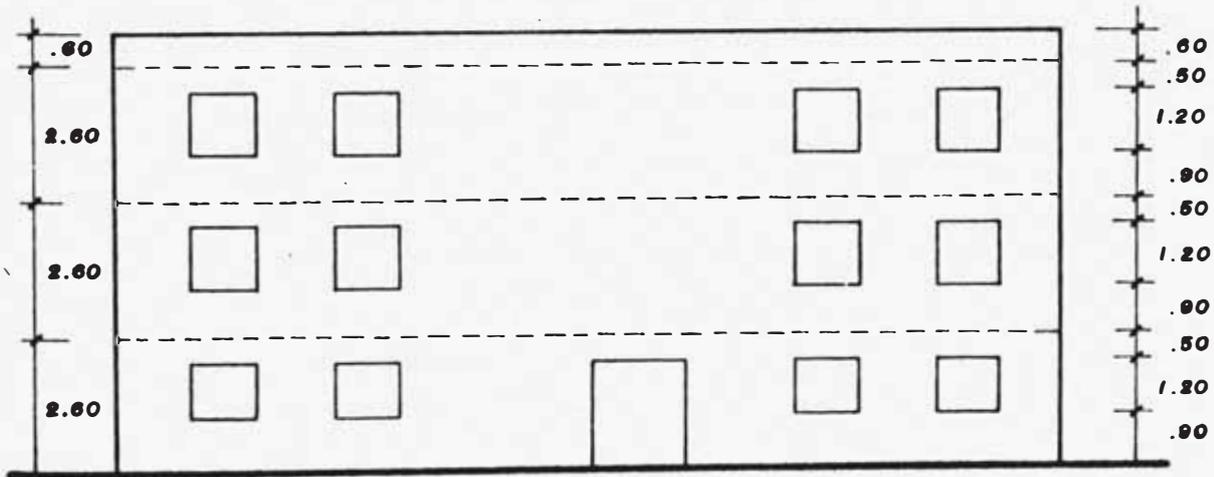
$$\sigma = \frac{2 P_T}{B_{ef.} \times L} = \frac{2 \times 5952}{63 \times 400} = 0.47 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 0.47 \text{ kg/cm}^2 < \frac{4}{3} (\sigma_T) = 1.33 \text{ kg/cm}^2$$

OK!



PLANTA



ELEVACION

Fig. 1.- CASA DEL EJEMPLO ILUSTRADO

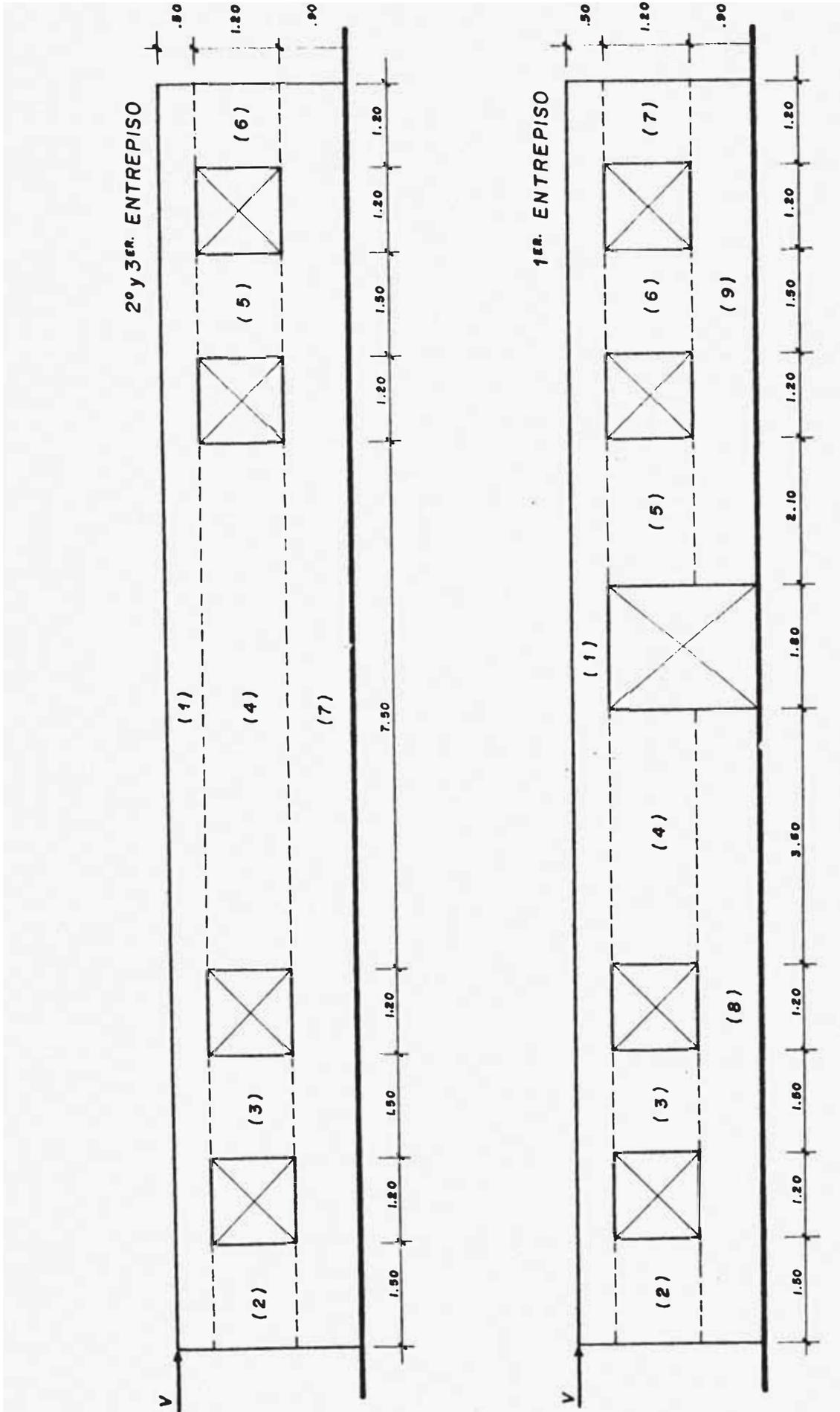


Fig. 3.- RIGIDEZ DE MURO 13-16

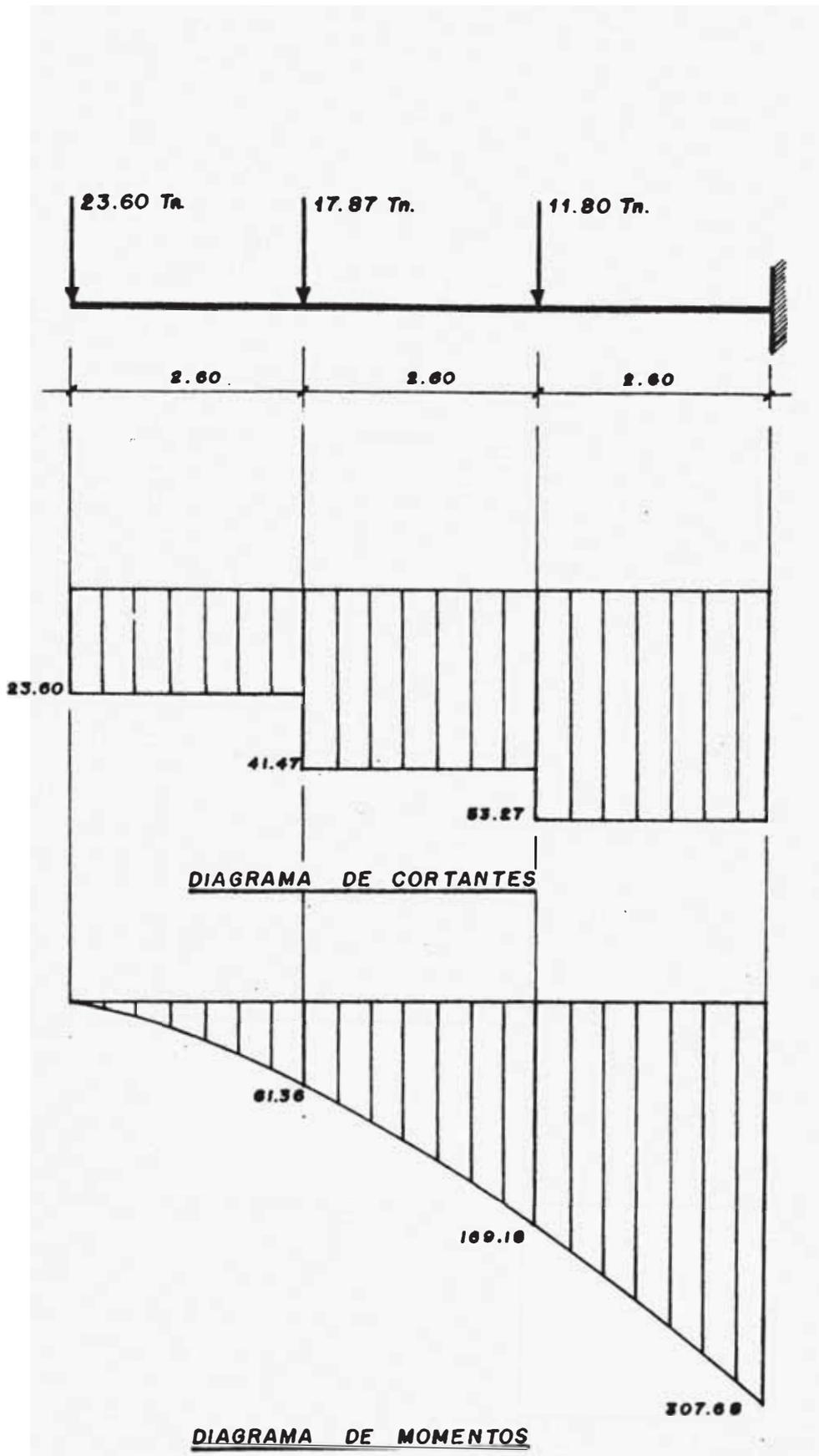


Fig. 5.- CORTANTES DE ENTREPISO Y MOMENTOS DE VOLTEO

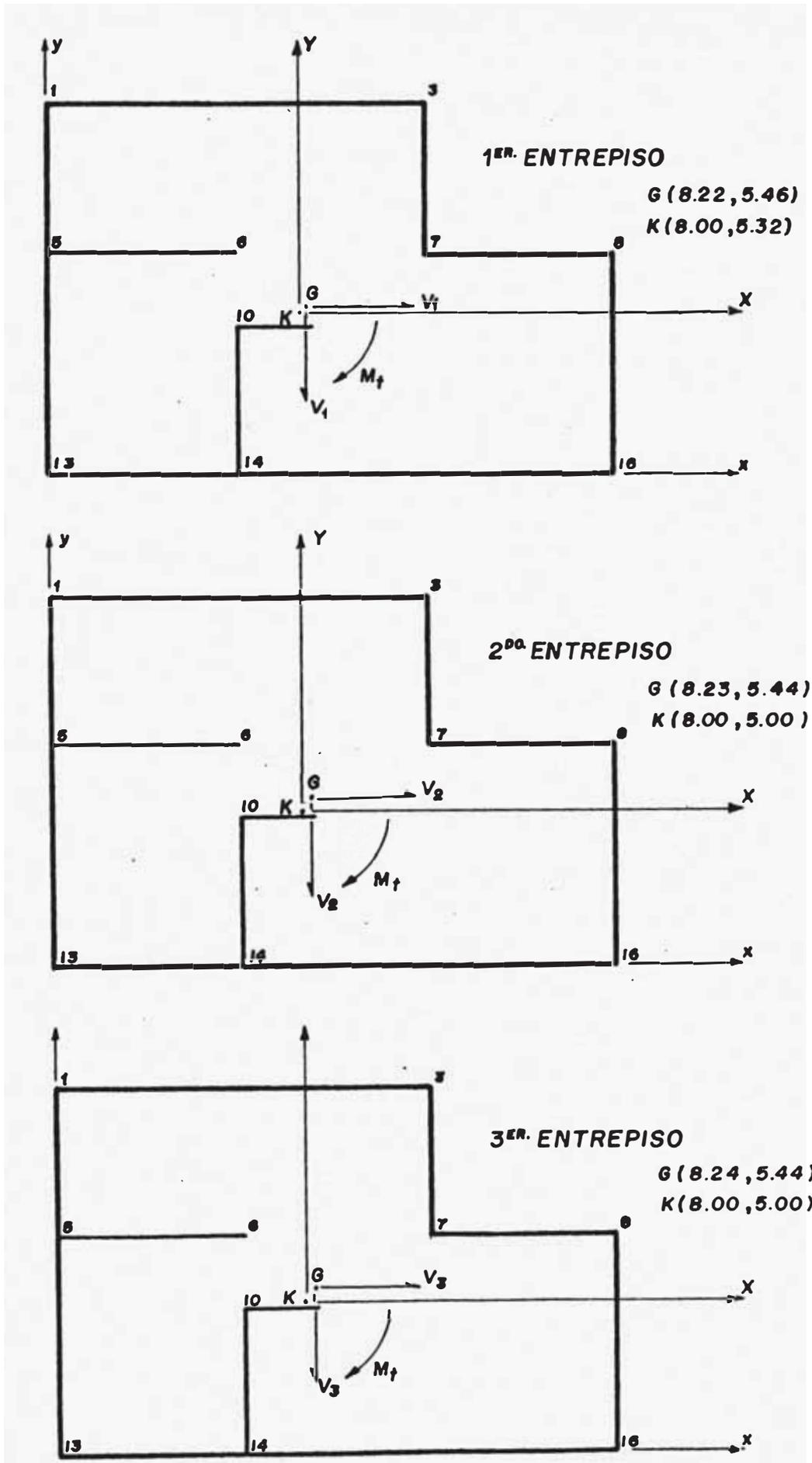


Fig. 7.- CENTROS DE MASAS Y RIGIDECESES

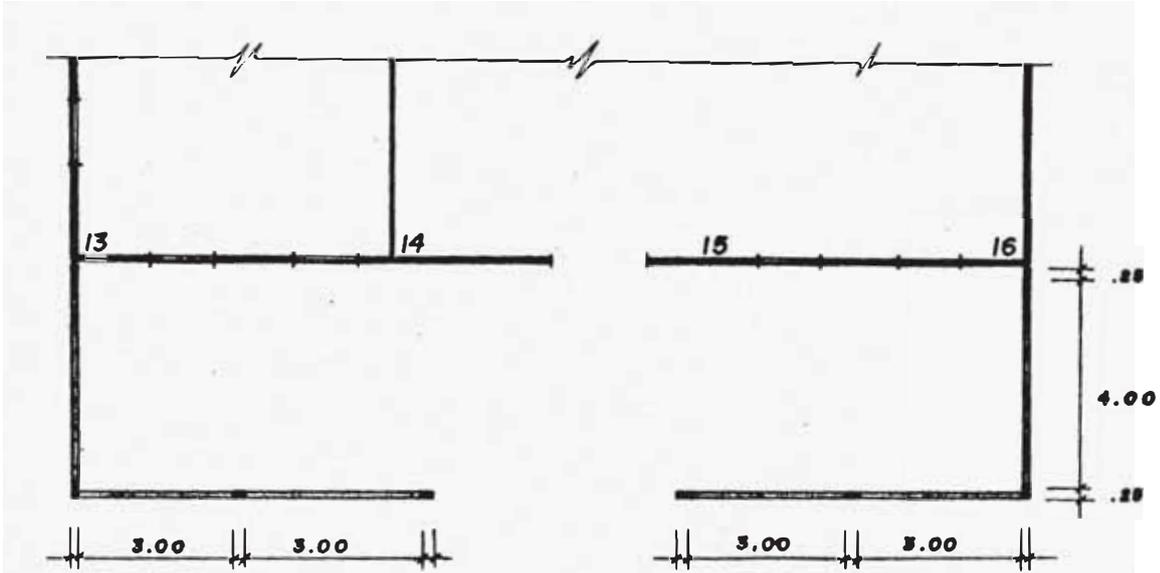


Fig. 8.- CERCO EXTERIOR

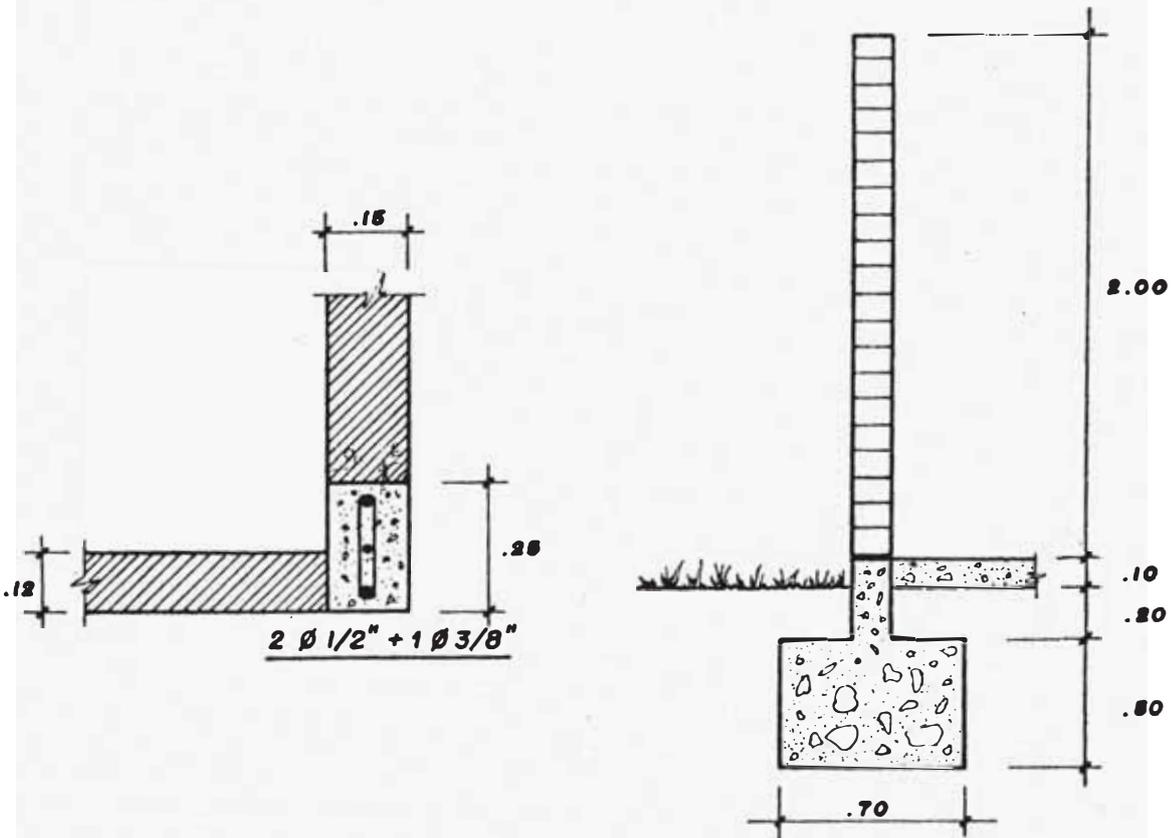


Fig. 9.- COLUMNA DE ARRIOSTRE

Fig. 10.- CIMENTACION

C A P I T U L O I V

RECOMENDACIONES Y DETALLES CONSTRUCTIVOS

A.- CONCLUSIONES

Del estudio realizado se pueden obtener algunas conclusiones :

1.- El campo de la investigación de la Ingeniería Antisísmica es muy amplio; pero remitiéndonos a la realidad de nuestro país se hace necesario el estudio de métodos de diseño de construcciones, acordes con ella.

2.- Es la albañilería, el sistema constructivo más usado en nuestro medio; por consiguiente también el más afectado y el que requiere de un procedimiento adecuado de diseño y construcción.

3.- La solución al problema debe de ser integral; ya que además de un correcto diseño y una construcción acorde con él, es necesario considerar otros factores ante la ocurrencia de sismos.

4.- Fundamentalmente deben de tenerse en cuenta 2 aspectos :

- a) El aspecto socio-económico, es decir determinar la factibilidad de construir de acuerdo al lugar y a la disponibilidad económica

- b) El aspecto de seguridad sísmica, directamente relacionado con el diseño y la construcción, en el que se involucran todos los criterios y consideraciones necesarias.

5.- En las construcciones menores adquiere importancia el diseño de los muros de albañilería como elementos que deben contar con la suficiente capacidad para resistir las fuerzas sísmicas.

6.- El comportamiento de la albañilería reforzada es satisfactorio ante acciones sísmicas ya que dota de ductilidad al conjunto. Es por ello que se ha considerado en el procedimiento de diseño desarrollado el refuerzo conveniente de los muros con armadura en ambos sentidos.

7.- El empleo de albañilería reforzada con varillas de acero, permite reducir los elementos dúctiles de confinamiento de una albañilería simple ó eliminarlos en ciertos casos, como en las construcciones de una planta. Los encuentros de muros se arriarán mediante mochetas del mismo material, concentrando el refuerzo vertical y disponiendo convenientemente el amarre de refuerzo horizontal de los muros.

8.- En las construcciones de una planta, comparando los resultados del análisis para los 3 tipos de albañilería, se obtienen valores para los esfuerzos actuantes que verifican con holgura los admisibles. Asimismo a pesar de asumir criterios conservadores, se obtienen valores moderados de los refuerzos.

9.- Luego para el tipo de construcciones de una planta con

albañilería reforzada, se deben de considerar otros factores de - terminantes del tipo más conveniente a emplear. El factor más im- portante constituye el suelo, dado que para construcciones de ado- be no es recomendable los suelos blandos ó de resistencias infe- riores a 2 kg/cm^2 , en cambio las construcciones de ladrillo y con- creto por su mayor rigidez tendrán sollicitaciones menores.

10.- Es conveniente adoptar una clasificación sísmica del suelo de acuerdo a su comportamiento, para poder contar con un criterio más integral de diseño.

11.- Para las construcciones de 3 plantas del análisis e- efectuado se desprende que se pueden diseñar como un sistema mono- lítico de muros portantes de albañilería reforzada, limitando el uso de vigas y columnas de amarre solo para dar arriostamiento al conjunto. Ello permite suplir el sistema aporticado con muros de albañilería simple confinada.

12.- En el sistema de albañilería reforzada adquieren su- ma importancia las vigas soleras como elementos de arriostre en - tre los muros y los techos y así como las mochetas de amarre en los encuentros de muros y el refuerzo de los vanos de puertas y ventanas.

B.- RECOMENDACIONES PARA CONSTRUCCIONES DE ADOBE, LADRILLO Y CONCRETO.

1.- Si bien una gran parte de las construcciones de adobe han mostrado un pobre comportamiento ante acciones sísmicas, existen ciertas condiciones comprobadas bajo las cuales estas edificaciones han funcionado en forma satisfactoria.

2.- Las fallas en las construcciones de adobe rara vez se deben a deficiencias del bloque mismo, sino que tienen como causa principal tanto el diseño como el mortero de barro que une a los bloques. Es por ello importante tomar en cuenta las consideraciones de diseño necesarias, y es deseable mejorar la calidad del mortero.

3.- El reforzamiento de los muros horizontal y verticalmente con cañas huecas (carrizo) en tiras o bambú es la mejor solución para mejorar el comportamiento de construcciones de adobe ante cargas laterales.

4.- Puede utilizarse como refuerzo otro material resistente a la tracción, siempre que pueda desarrollar una adecuada adherencia con el mortero que la rodea. Sin embargo es deseable simplificar en lo posible este procedimiento constructivo para ponerlo al alcance de las mayorías.

5.- No se debe efectuar construcciones de adobe en suelos blandos, ni de resistencias menores a 2 kg/cm^2 . Los suelos estables son los más recomendables para este tipo de construcciones.

6.- Aspecto fundamental para el buen comportamiento de

las construcciones de adobe consiste en garantizar su durabilidad protegiéndolas de los agentes del intemperismo, principalmente de la humedad, para lo cual será necesario :

- Sobrecimiento adecuado para los muros.
- Revestimiento de los muros con material más resistente al agua (cal mezclada con sal o hidrófugo).
- Aleros de protección para los techos.
- Mantenimiento periódico.

7.- Sin carácter definitivo las dimensiones recomendables para los bloques de adobe están en la relación 1:2:4. Es decir bloques de dimensiones 9 x 18 x 36 cms., son los recomendados. También se emplean satisfactoriamente los bloques de sección cuadrada 9 x 36 x 36 cms.

8.- Por ningún motivo debe permitirse la falta de mortero en las juntas verticales de los muros de adobe.

9.- Los anclajes y empalmes del refuerzo desarrollarán el íntegro de la resistencia a la tracción del mismo.

10.- La inclusión de una mayor proporción de paja no quebradiza ni verde aumenta la ductilidad del bloque, pero disminuye su resistencia a la compresión.

11.- El mortero que rodee al refuerzo de caña será de suelo estabilizado.

12.- Deben realizarse una investigación sistemática sobre la dosificación más adecuada de los bloques de adobe. En ese sentido los resultados obtenidos de ensayos con bloques estabilizados son satisfactorios.

13.- No se debe descuidar la ejecución de las vigas sole-ras ó collar en todo el perímetro de los muros, como elemento de amarre entre muros y techo.

14.- Asimismo el encuentro de los muros se realizará veri-ficando el correcto arriostre de ellos, amarrando convenientemen-te la armadura horizontal de los muros concurrentes a la mocheta de arriostre correspondiente.

15.- La mayor parte de las recomendaciones se han asigna-do a las construcciones de adobe debido al mayor porcentaje de fa-llas producidas en ellas por defectos constructivos. Para el caso de construcciones de ladrillo y concreto, se considera que su eje-cución tiene mayor control técnico.

16.- En general las recomendaciones hechas fundamentalmen-te en base a construir con albañilería reforzada con cualquier ti-po de material son las mismas en lo que a procedimientos construc-tivos se refiere, con el objeto de que se verifiquen en la cons-trucción las consideraciones realizadas en el diseño.

17.- Para las construcciones de ladrillo se considera re-comendable el tipo de ladrillo duro. El ladrillo King Kong de di-mensiones 10 x 14 x 24 es el más apropiado por su resistencia y a-daptabilidad al tipo de aparejo conveniente. A pesar de que su re-sistencia es baja en comparación a otros lugares donde se obtie-nen ladrillos de resistencias hasta 10 veces mayores, que la que obtenemos en nuestro medio.

18.- En las construcciones de concreto, el bloque de con-creto de 2 huecos de 20 x 20 x 40 cms. es el recomendable.

19.- La colocación del refuerzo para albañilería de ladrillo se puede realizar dentro del mismo tipo de aparejo común ya sea de cabeza ó de soga. Horizontalmente se colocará entre hiladas y verticalmente disponiéndolas de acuerdo a la separación indicada en el diseño entre las juntas verticales.

20.- En el caso de muros portantes de 25 cms., se puede disponer otro tipo de aparejo colocando hiladas paralelas al canto, separadas 5 cms. entre las cuales se coloca la armadura horizontal y vertical, y se rellena con mezcla de concreto.

21.- No existen especificaciones referentes a ladrillos perforados, en cuanto al volúmen sólido mínimo requerido; por lo cual no se puede recomendar ni desechar su utilización.

22.- La albañilería de bloques de concreto hueco es favorable en cuanto a sistemas adecuados de aparejo, y a la disposición de la armadura. Existe incluso variedad de tipos de bloques que se pueden utilizar para otros elementos de la construcción.

23.- La armadura de refuerzo puede estar constituída por: Varillas de acero, mallas de alambre de acero ó tiras de metal desplegado siempre que verifiquen la resistencia a la tracción necesaria.

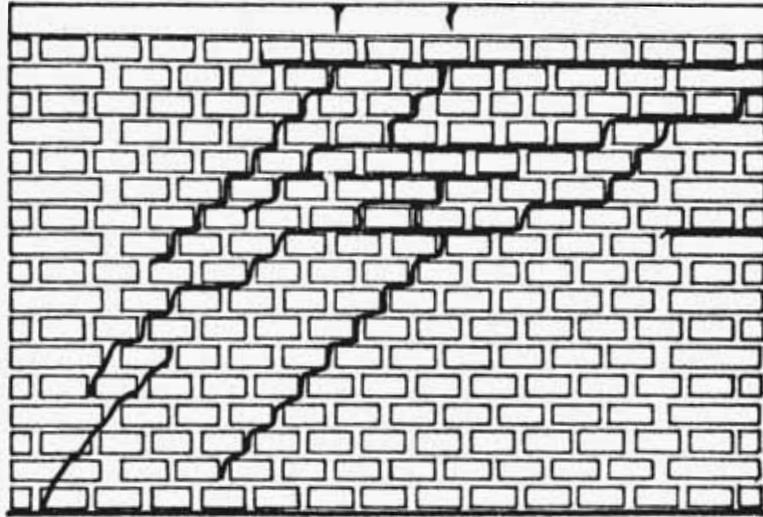
24.- En general se pueden resumir las recomendaciones para la adecuada construcción de la albañilería reforzada :

- a) Selección de la albañilería en base a la calidad, resistencia y dimensiones apropiadas de los bloques.
- b) Disposición adecuada de la armadura de refuerzo.

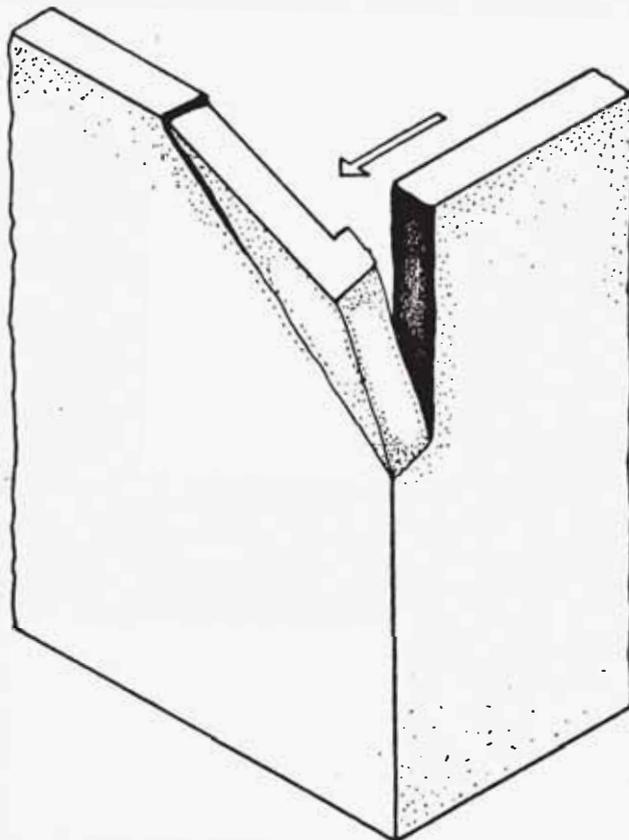
- c) Considerando la disposición del refuerzo determinar el aparejo conveniente.
- d) Verificación de los anclajes de la armadura a la cimentación, vigas soleras y a los otros muros.
- e) Ejecución de vigas soleras conforme a lo especificado en el diseño.
- f) Verificación de la adherencia del mortero a emplear.
- g) Verificación de las condiciones que garanticen la durabilidad de la construcción.
- h) Disponer el diseño en concordancia con el tipo de suelo con el que se va a construir.
- i) Se debe pretender que en caso de fallar la construcción en la ocurrencia de sismos; el costo de reparación se oriente a una relación moderada.

25.- El diseño realizado no garantiza un comportamiento óptimo de la edificación, ya que existen muchos factores no considerados y desconocidos por el autor, debido no solo a limitaciones propias, sino a que aún no han sido expuestas por sismos. Por lo cual es necesario que las enseñanzas que dejan los movimientos sísmicos sean aprovechadas concediendo el apoyo que requieren las investigaciones orientadas en ese sentido.

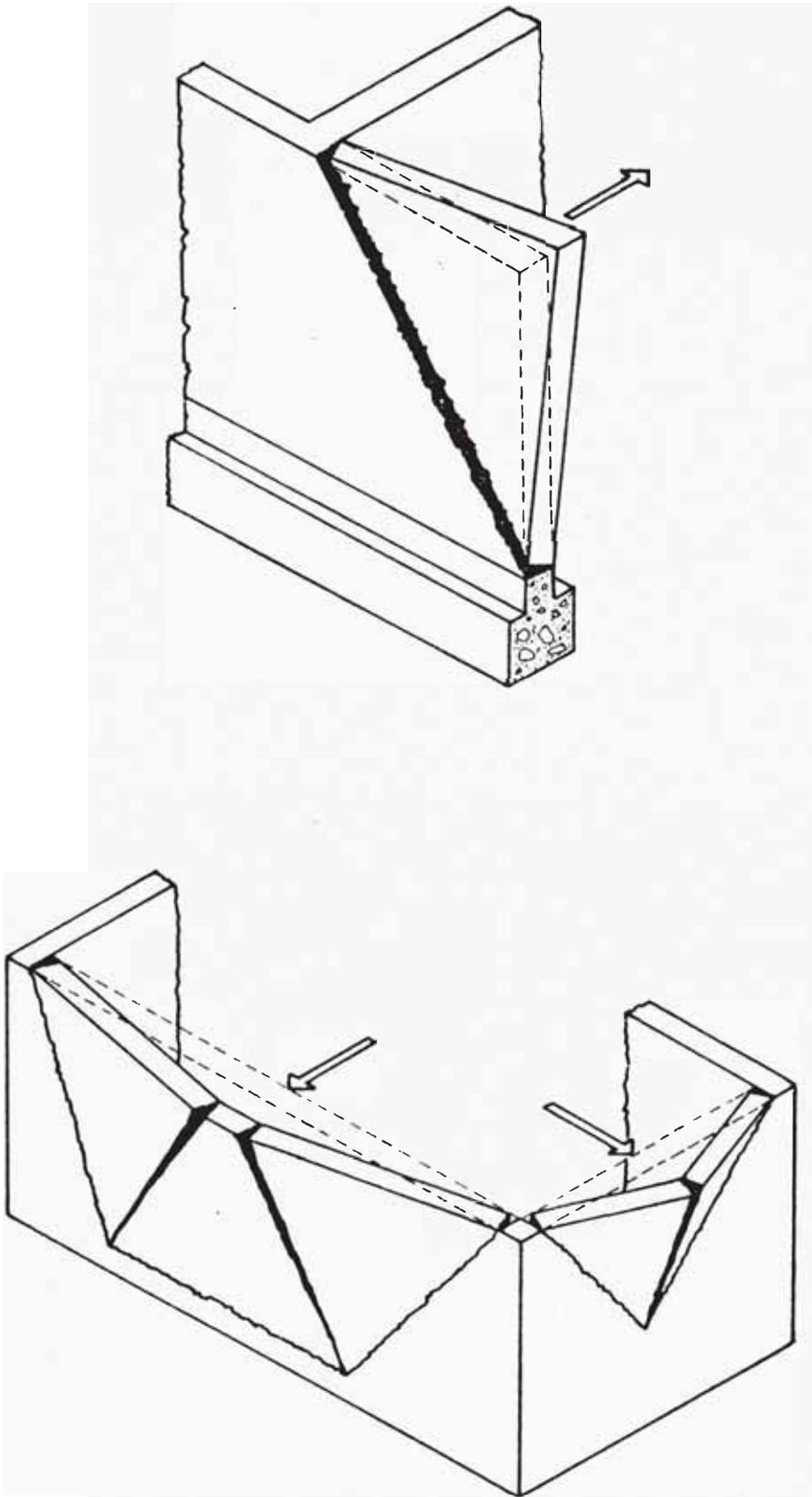
TIPOS DE FALLAS EN MUROS DE ALBAÑILERIA



FALLA TIPICA POR CORTE

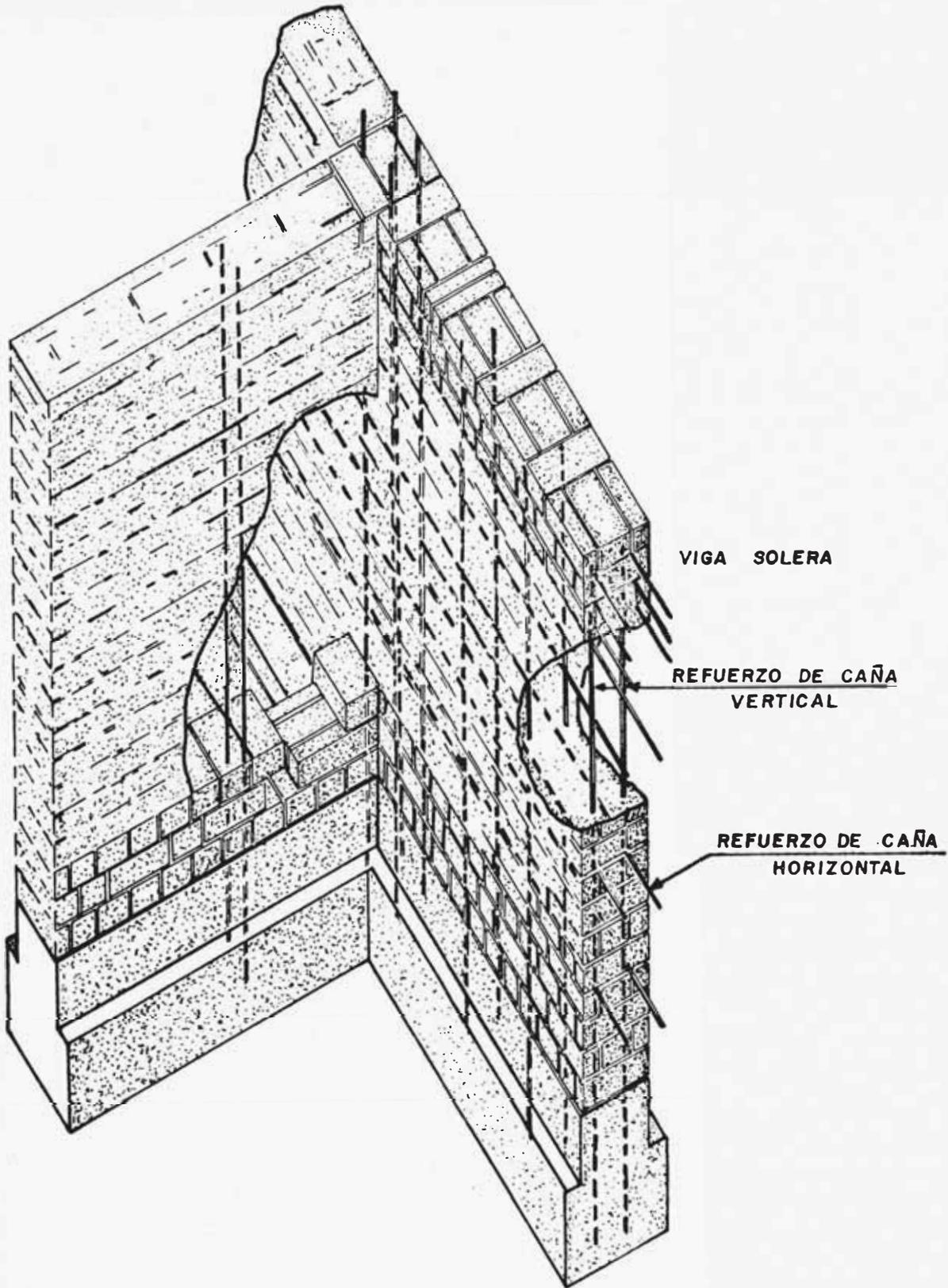


FALLA TIPICA EN TRACCION

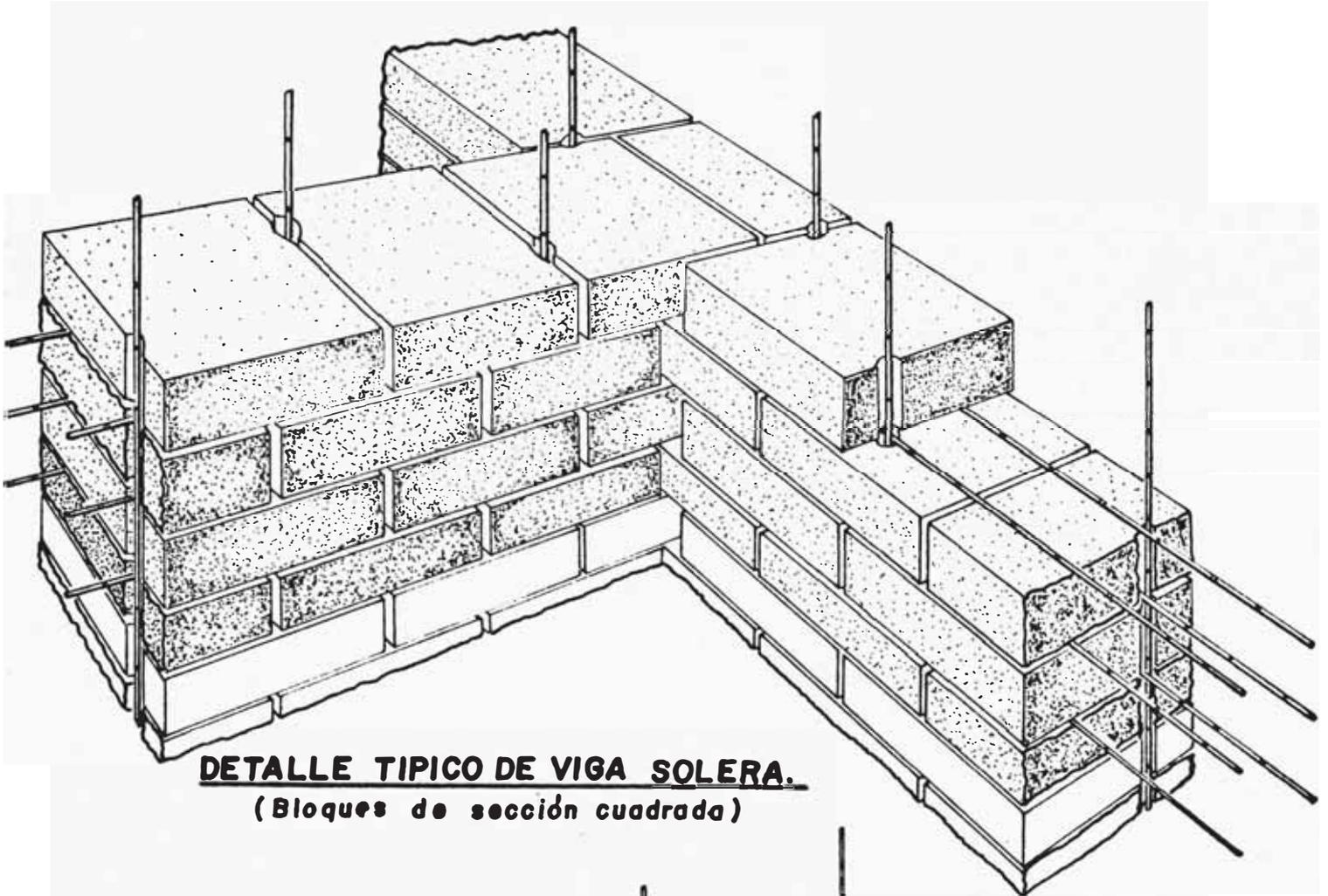


FALLAS TÍPICAS POR FLEXIÓN

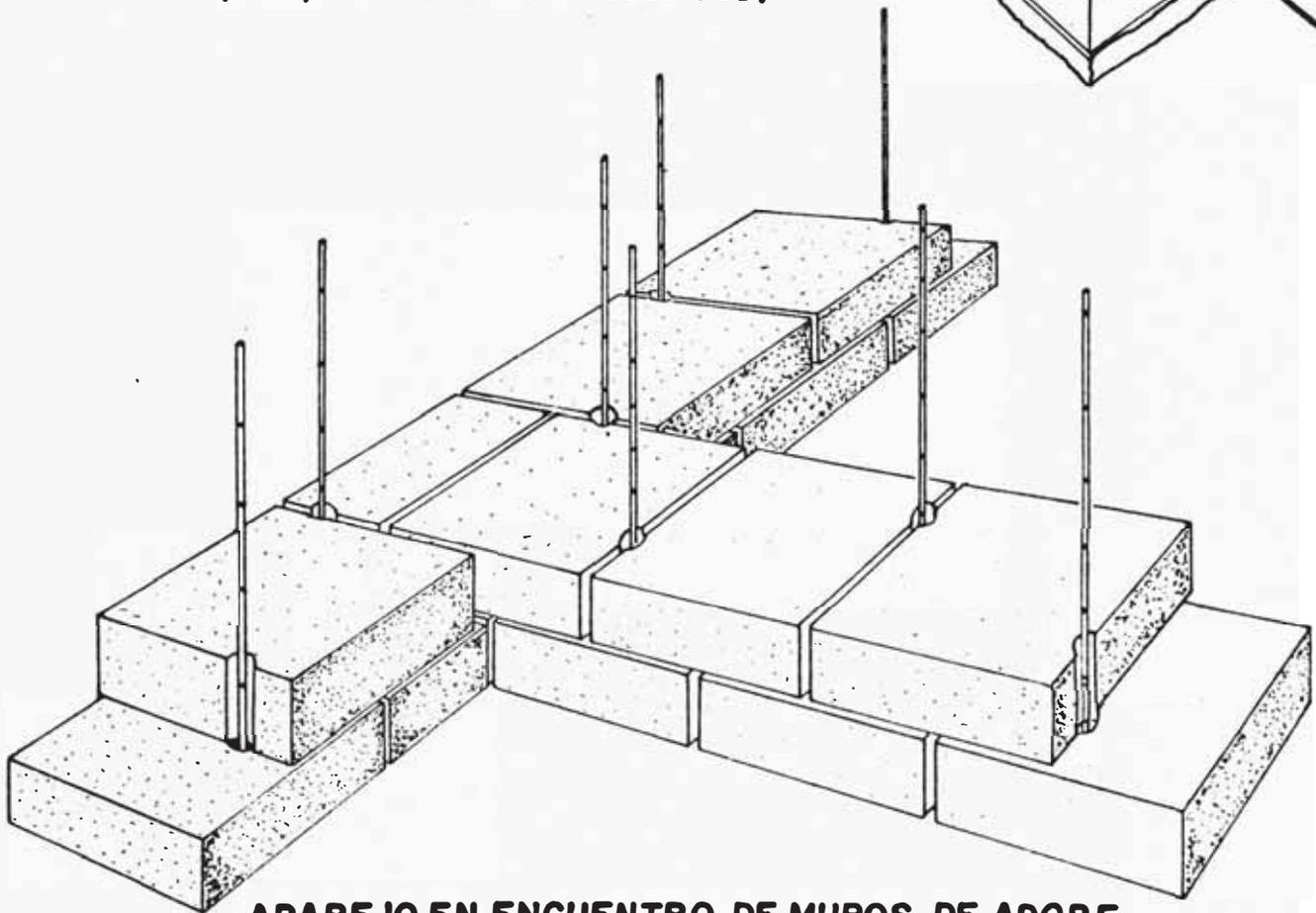
C.- DETALLES CONSTRUCTIVOS



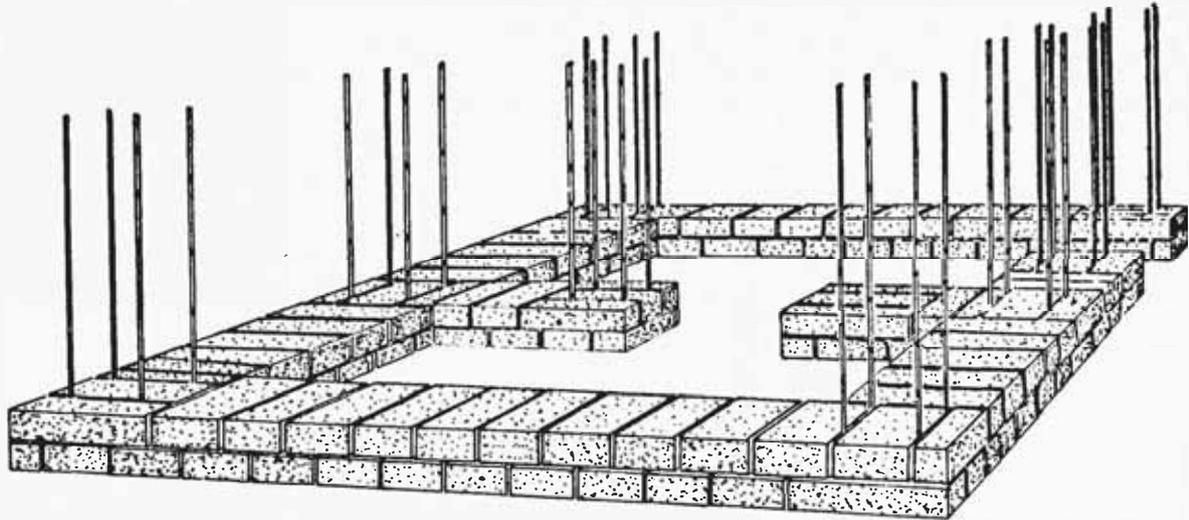
DETALLE DE INTERSECCION DE MUROS DE ADOBE.



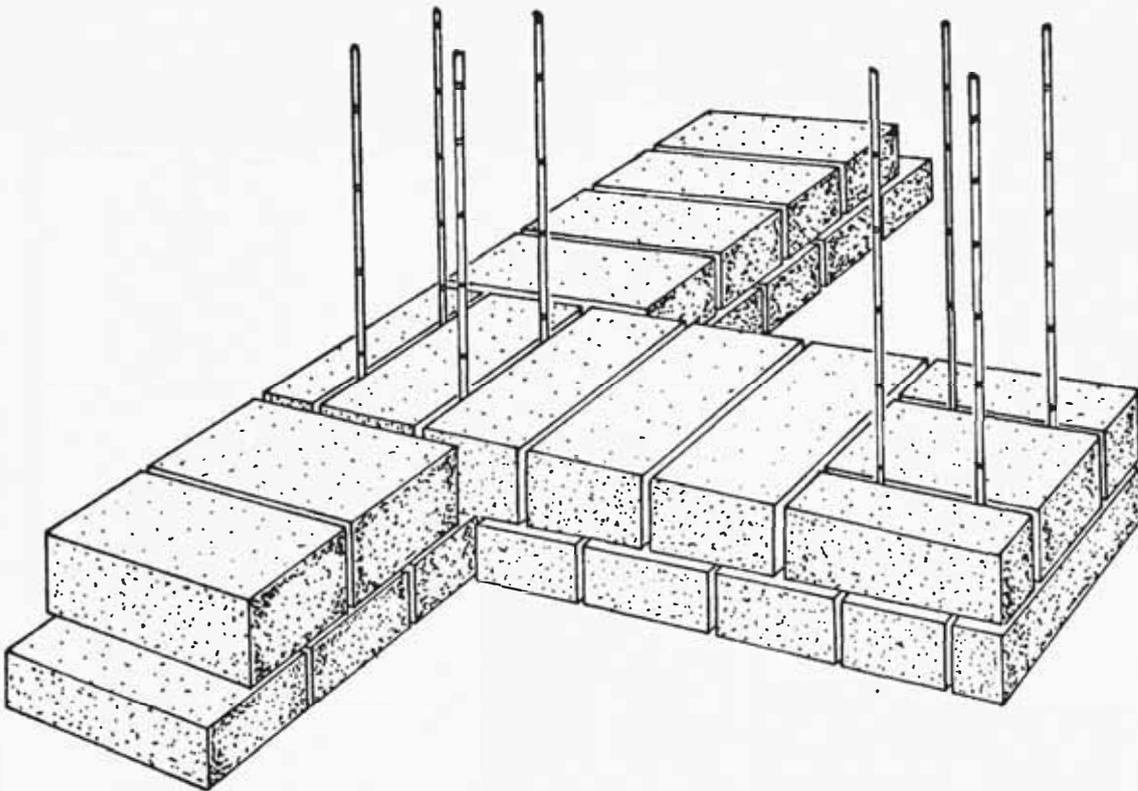
DETALLE TIPICO DE VIGA SOLERA.
(Bloques de sección cuadrada)



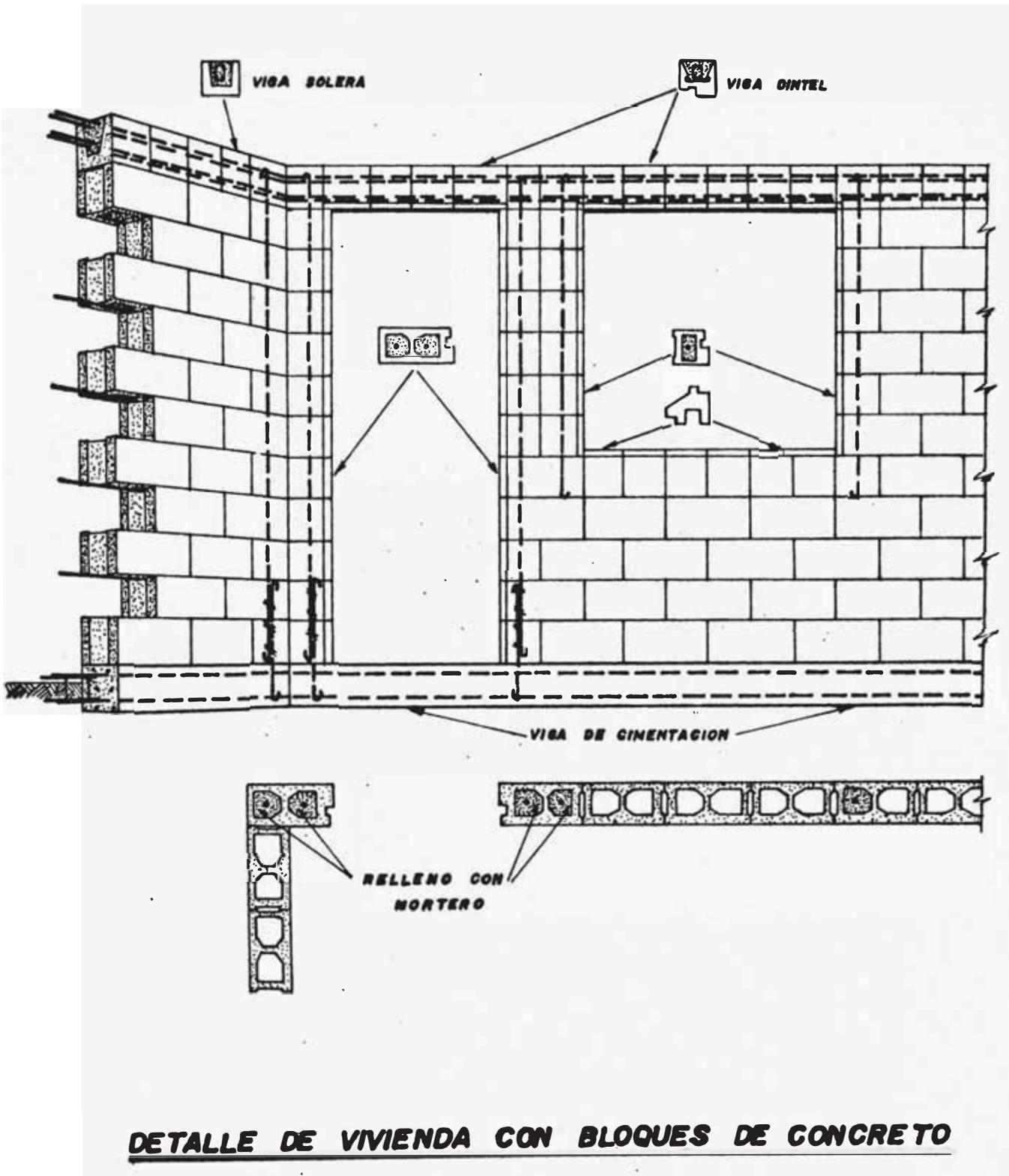
APAREJO EN ENCUENTRO DE MUROS DE ADOBE.
(Bloques de sección cuadrada)

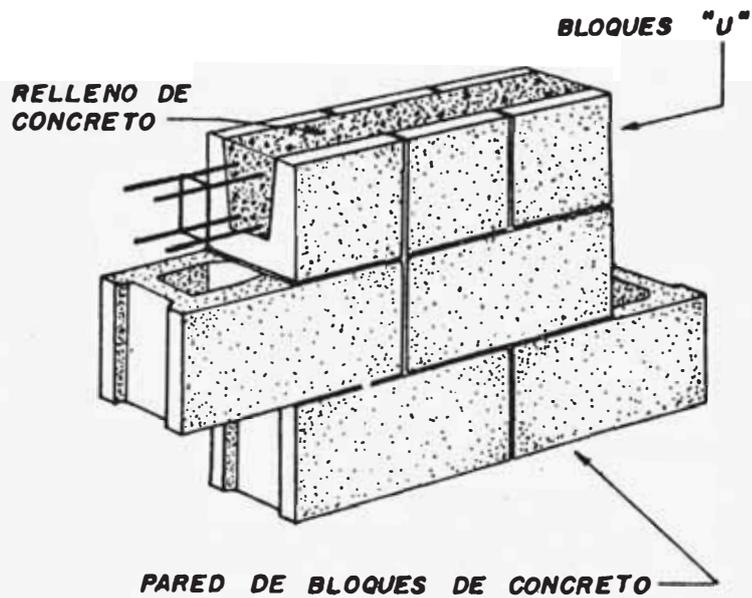


APAREJO EN VIVIENDA CON REFUERZO VERTICAL.

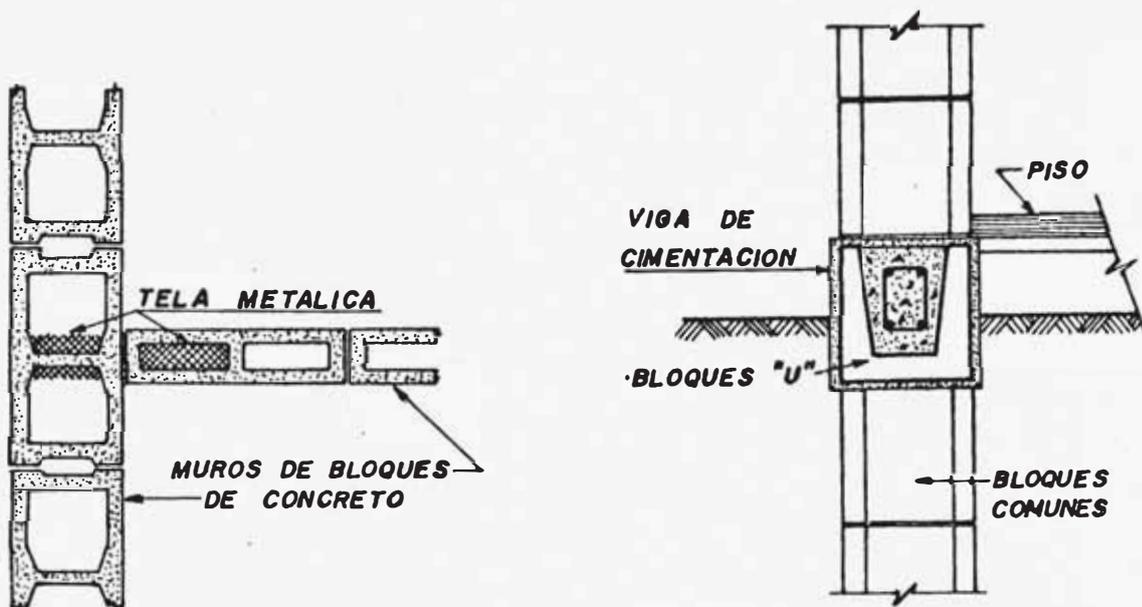


APAREJO EN ENCUENTRO DE MUROS DE ADOBE.





DETALLE DE VIGA SOLERA



DETALLE DE ENCUENTRO Y CIMENTACION DE MUROS DE BLOQUES DE CONCRETO

B I B L I O G R A F I A

- 1.- YAMASHIRO, R. - SANCHEZ, A. - MORALES, R.
"Diseño sísmico de construcciones de adobe y bloque estabi -
lizado".
- 2.- BOLETIN TECNICO - USA
"Diseño de edificios de tres plantas con paredes de albañi-
lería de ladrillo y pisos rígidos".
- 3.- YAMASHIRO, R.
"Muros portantes de ladrillo". Notas de investigación.
- 4.- VARGAS N., J.
"Generalidades y conceptos básicos de la construcción anti-
sísmica".
- 5.- REGLAMENTO NACIONAL DE CONSTRUCCIONES (1970).
"Normas Peruanas de Diseño Antisísmico".
- 6.- INSTITUTO DE CEMENTO PORTLAND ARGENTINO.
"Construcciones antisísmicas para edificios menores con es-
tructura monolítica de concreto".
- 7.- SAREDI, P.
"Vivienda de bajo costo con bloques de concreto".
- 8.- KOBAYASHI, J. Tesis UNI.
"Características del ladrillo para muros de albañilería en
Lima".
- 9.- ANGELES, M. Tesis UNI.
"Muros de albañilería de ladrillo sometidos a fuerzas sis -
micas".
- 10.- AQUINO, A. Tesis UNI.
"Muros de albañilería calcárea sometidos a cargas horizon-
tales".