

Universidad Nacional de Ingeniería

PROGRAMA ACADÉMICO DE INGENIERÍA CIVIL



**PRINCIPIOS DE DISEÑO SISMICO DE CONSTRUCCIONES
DE CONCRETO ARMADO PREFABRICADO**

T E S I S

PARA OPTAR EL TÍTULO PROFESIONAL DE INGENIERO CIVIL

Eduardo E. Carranza De La Torre

PROMOCION **1973 - 2**

LIMA ★ PERU ★ 1975

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

El territorio peruano se encuentra ubicado dentro de la zona de mayor actividad sísmica del planeta, el Círculo Circum-Pacífico, y por ello está expuesto a sufrir terremotos destructivos con frecuencia y hasta con regularidad, como los que sacudieron Lima y Ancash entre 1966 y 1974.

Otro problema que afronta el Perú lo constituye el déficit de vivienda que existe en el país. Los sismos, en cuanto agentes destructores de edificaciones, inciden desfavorablemente en este problema, contrarrestando directa o indirectamente los esfuerzos que se realizan para superarlo.

En varios países, inclusive algunos sísmicamente activos, ha cobrado notable auge la prefabricación en la construcción, debido a que en su calidad de método industrial está contribuyendo eficazmente a aliviar y solucionar el problema de la vivienda en esos países.

Teniendo en cuenta los tres hechos ya expuestos y pensando que también en el Perú se puede aplicar la prefabricación en la construcción masiva de viviendas, resulta necesario iniciar en nuestro medio el estudio sísmico de las estructuras prefabricadas. Tal es el objetivo que tiene este trabajo, cuya parte principal consiste en presentar algunas pautas para el diseño sismo-resistente de edificaciones de concreto armado prefabricado.

Para desarrollar el trabajo se ha elaborado un programa que intenta cubrir el tema en forma ordenada y sistemá-

tica, proporcionando primero el marco conceptual de problema y tratando luego tópicos específicos del mismo.

Así, en el capítulo 1 se hace una descripción general de la construcción a base de prefabricados de concreto, lo cual además de brindar una visión de conjunto de este método constructivo, facilita su enfoque sísmico.

El capítulo 2 contiene una revisión de la teoría de la respuesta dinámica de las estructuras ante la acción de sismos, base racional de las disposiciones a tomar en el diseño antisísmico.

Los elementos que conforman el diseño antisísmico de estructuras y que deben considerarse en los reglamentos de construcción, son estudiados a través del capítulo 3.

El capítulo 4 se dedica a la exposición de aspectos concernientes al diseño sismo-resistente de algunos tipos de construcción con prefabricados de concreto armado.

Conocidas ya las diversas componentes del asunto, en el capítulo 5 se propone un reglamento tentativo para el diseño antisísmico de un tipo de construcción prefabricada en particular : aquel cuyos elementos estructurales son paredes conectadas de concreto armado.

A continuación, con el propósito de ilustrar la aplicación del reglamento propuesto, en el capítulo 6 se desarrolla el diseño estructural de un edificio de cuatro pisos.

Finalmente, en el capítulo 7, se dan las conclusiones extraídas a lo largo del trabajo y, a partir de estas, las recomendaciones que se juzgan pertinentes.

Se advierte que debido a la novedad del tema, la

escasez de mayor información y las limitaciones propias del autor, el presente trabajo puede no ser tan completo y específico como se hubiera deseado. De todas maneras, el material de los capítulos 4, 5 y 6 representa un aporte a los conocimientos de la ingeniería antisísmica nacional.

Se expresa aquí el debido agradecimiento al Ing°. Roberto Morales M., por la sugerencia del tema de tesis, el suministro de la mayor parte de la información usada, y su labor de asesoramiento. Se reconoce también las indicaciones hechas por el Ing°. Alejandro Sánchez Olano.

I N D I C E

Página

1.- La Construcción a Base de Elementos Prefabricados de Concreto Armado.

1.1	Generalidades -----	1
1.2	Ventajas e Inconvenientes de la Prefabricación---	4
1.3	La Prefabricación de Elementos Constructivos ---	6
1.4	Sistemas de Construcción con Piezas Prefabricadas -----	8
1.5	Uniones -----	13

2.- Comportamiento Dinámico de Estructuras durante Sismos

2.1	Características Dinámicas de las Estructuras ---	17
2.2	Características Dinámicas de los Sismos -----	25
2.3	Respuesta de Estructuras ante Sismos -----	26
2.4	Propiedades Dinámicas del Concreto Armado -----	34

3.- Elementos de Diseño Sísmico de Estructuras

3.1	Conceptos generales -----	37
3.2	Principios de Diseño -----	39
3.3	Métodos de Diseño -----	44

4.- Aspectos Sísmicos de Algunos Tipos de Construcción con Prefabricados de Concreto.

4.1	Planteamientos Previos -----	49
4.2	Construcción a Base de Paredes -----	50
4.3	Construcción a Base de Entramado -----	62
4.4	Construcción a Base de Paneles Modulares -----	69

5.- Reglamento Tentativo para el Diseño Sísmico en la Construcción a Base de Paredes de Concreto Prefa- bricado.	
5.1 Planteamientos Previos -----	74
5.2 Articulado Propuesto -----	75
6.- Aplicación de Diseño -----	83
7.- Conclusiones y Recomendaciones -----	122

C A P I T U L O 1

LA CONSTRUCCION A BASE DE ELEMENTOS PREFABRICADOS DE CONCRETO ARMADO

1.1 GENERALIDADES.-

En la ingeniería de los derivados del cemento se establece que la prefabricación, en su más amplia concepción, es la resultante de la fabricación previa de los elementos en forma ordenada y cíclica, para que con su ensamble y montaje ordenado y continuo se obtengan unas estructuras completas, o unidades funcionales o modulares previamente concebidas, satisfaciendo primordialmente una finalidad económica, de trabajo y de rapidez, así como de la necesaria calidad y control estricto de la misma, tendiéndose pues con ello también en esta rama de la ingeniería a la resolución de la ecuación general planteada: Calidad necesaria y economía integral.

La prefabricación en la edificación es un tema central del arte de construir de nuestros días. Es una solución que tanto técnica como estéticamente se halla aún en sus comienzos. En este campo no hay todavía resultados definidos ni modelos generales, y ello precisamente subraya la importancia del experimento y lo sistemático del trabajo que se está llevando a cabo. En el terreno de la construcción, es necesario destacar las tendencias y medir su valor exacto a fin de poder deducir los puntos comunes y los aspectos más constantes. Pues, en efecto, la construcción prefabricada

rompe con todas las orientaciones técnicas de las teorías clásicas de la construcción, hasta en los detalles del acabado de las obras y de la marcha de las mismas: Está naciendo una ciencia completamente nueva.

Las causas de la industrialización de la construcción son diversas: Los progresos de la ingeniería en el campo de las estructuras, las innovaciones técnicas a base del concreto armado como material de construcción, la necesidad de superar la creciente escasez de vivienda, la racionalización interior de las fábricas en las empresas modernas, etc.

ANTECEDENTES DE LA PREFABRICACION.-

La prefabricación es conocida hace muchos años en Europa. La primera nación en usarla fue Francia, inmediatamente después de finalizar la Segunda Guerra Mundial, debido a la gran demanda de vivienda que se produjo entonces. En Alemania, Checoslovaquia, Hungría, Suecia y otros países, la prefabricación está siendo usada para incrementar la producción de unidades de vivienda, así como para hacer extensiva la construcción de rascacielos. Un caso especial, en cuanto a volumen de producción, lo constituye la Unión Soviética, donde hay más de 400 fábricas haciendo de 800 a 900 mil viviendas cada año.

En aquellos países, la construcción de casas con prefabricados de concreto armado prosperó y alcanzó uso extensivo, porque a saber :

- (1) Solucionó el déficit de vivienda de la post-guerra en muy poco tiempo.

- (2) Controló y rebajó el costo y tiempo de construcción.
- (3) Hizo la construcción más simple y más precisa, con un mínimo de mano de obra experimentada.

También en Norte América la prefabricación se ha difundido bastante y las fábricas para hacer casas están creciendo cada año. Allí, las casas usan una combinación de paredes-cortina prefabricadas y armaduras de acero.

Más recientemente los ingenieros y técnicos del Japón, luego de investigar la experiencia de los otros países en el uso de los prefabricados de concreto armado, mejoraron sus métodos y los hicieron aplicables a su propia realidad, uno de cuyos aspectos es la gran sismicidad de su territorio. Gracias a este hecho el Japón ha conseguido un remarcable éxito en la construcción de casas prefabricadas resistentes a sismos.

NECESIDAD DE LA PREFABRICACION.-

En el Perú, como casi en todo el mundo, la vivienda constituye un serio problema. De acuerdo a las estadísticas oficiales, de 1 a 1.5 millones de unidades de vivienda están faltando para alojar a igual número de familias.

Para dar una idea cabal del problema conviene fijar, en resumen, las características de las ciudades del Perú con relación a la vivienda, afirmando que el común denominador para todas es la decadencia de las estructuras antiguas generalmente situadas en la zona céntrica; que en las ciudades mayores la conversión de estas estructuras decadentes en casas de vecindad, la aparición de viviendas improvisadas y el hacinamiento agudizan la situación; que en las

ciudades menores la nota más importante es el mal uso de las casas junto con el estancamiento de la actividad constructiva. Se ha determinado, por ejemplo, que en el área metropolitana más de la mitad de la población requiere de una nueva vivienda, pero el mismo tiempo no menos del 70% está en las actuales circunstancias en incapacidad de pagar el alquiler comercial que significaría una vivienda mínima aceptable, a los costos actuales del mercado.

Esta situación obedece a los siguientes factores adversos: Bajo nivel de ingresos de la población, alto crecimiento demográfico y migración interna, exagerados costos de la tierra en áreas urbanas, falta de desarrollo de la industria de la construcción.

En lo referente a la industria de la construcción, se puede asegurar que ella se mantiene, en general, aún a niveles muy atrasados, a pesar de que la situación es mucho mejor en las grandes ciudades. Pero en su dimensión fraccional, difícilmente puede ser calificada como industria una actividad en la cual hay falta de organización, negligencia y abandono de métodos constructivos, escasa especialización en la mano de obra, carencia de normas y patrones de cálculo y diseño que se adapten a la realidad del medio.

Bajo las presentes condiciones, es prácticamente imposible superar el siempre creciente déficit de vivienda, aún cuando se racionalice el método constructivo tradicional. Por esta razón, debería propiciarse la introducción y difusión de casas hechas en fábrica.

1.2 VENTAJAS E INCONVENIENTES DE LA PREFABRICACION.-

Las ventajas de la prefabricación se pueden

referir, de manera general, al proyecto, cálculo, fabricación y montaje en obra. Veamos :

a) **PROYECTO:**

La normalización de la forma y tamaño de las piezas de concreto prefabricado de cualquier tipo, simplifica y acelera el proyecto de una obra. Además en estos casos no es necesario tener en cuenta la aparición de grietas por contracción del concreto.

b) **CALCULO:**

En las construcciones con piezas prefabricadas en general se utilizan sistemas estáticamente determinados, cuyo cálculo puede ser realizado una vez y se a provecha en muchas obras. En casos especiales también pueden utilizarse sistemas estáticamente indeterminados, empleando para tal fin uniones rígidas.

c) **FABRICACION:**

La fabricación es independiente de la época del año y del estado atmosférico. Se asegura una producción bien acabada y a medida, especialmente una exacta colocación de las varillas del armado. Los moldes, forma dos casi siempre con chapas de acero pueden usarse un número ilimitado de veces, y con la ayuda del vibrado y la calefacción (o curado a vapor) puede obtenerse un concreto capaz de desmoldarse en cortísimo tiempo.

d) **MONTAJE:**

De importancia fundamental en lo referente

al rendimiento económico del sistema de construcción, es la simultaneidad de los trabajos en la obra y en la fábrica. Es importante también la economía casi total en tablas, clavos, tornillos para andamiajes y encofrados. Es circunstancias redundan en la disminución del tiempo total de construcción de la obra.

Por otro lado, las construcciones con piezas de concreto armado prefabricado presentan los siguientes inconvenientes: Requieren un detallado estudio, que incluye el cálculo de las tensiones de los miembros en el momento del transporte y del ensamblaje. Para el montaje y colocación en obra de piezas pesadas se necesita disponer de aparatos elevadores especiales. La ejecución de las labores se torna difícil de la exactitud dimensional de los miembros no es alta. La estructura de la obra depende de la forma de las piezas individuales. Estas construcciones son más sensibles a las vibraciones que las monolíticas, si su diseño y ejecución no se hace de modo que las juntas de los miembros no lleguen a ser puntos estructuralmente débiles.

1.3 LA PREFABRICACION DE ELEMENTOS CONSTRUCTIVOS.-

MODALIDADES DE PREFABRICACION.-

Las piezas prefabricadas de concreto pueden obtenerse a pie de obra mediante fábricas volantes, o bien en fábricas fijas, siendo cada procedimiento determinado por el peso unitario y número de piezas iguales o seriales requeridas en la construcción y también por las necesidades e inconvenientes del transporte, dependientes ambas de la ubicación de las obras.

En las fábricas permanentes se construyen en gran serie piezas hasta de 100 kg. de peso unitario para que puedan ser distribuídas económicamente. A pie de obra es económico construir piezas de 10 toneladas o más, si se dispone de los necesarios elementos maquinales; sin embargo, y como ejemplo de la elasticidad de los procedimientos de prefabricación, resulta económico en ciertos casos construir a pie de obra elementos de pequeño peso, cuando se precisan en grandes cantidades.

Es natural que construyendo las piezas prefabricadas en fábricas o plantas fijas, donde se cuenta con maquinaria moderna, buen laboratorio y personal idóneo bajo la dirección de técnicos especializados, se obtiene mejor calidad y precio que fabricando a pie de obra, principalmente cuando se trata de piezas construídas en grandes series, tanto se trate de elementos resistentes como de piezas de relleno.

En fin, la técnica moderna tiende a la utilización en obra del mínimo número de piezas y de las máximas dimensiones posibles, obtenidas en fábricas fijas bajo un control cuidadoso, lo cual permite elevar los coeficientes específicos y disminuir el espesor de los elementos.

PRODUCCION DE PREFABRICADOS.-

En la prefabricación de elementos de concreto, la granulometría, dosaje, frecuencia y amplitud de vibrado son las variables del problema y deben adaptarse al conjunto molde-armadura-pieza, considerando siempre la solución más económica, que implica como se comprende máxima utilización de moldes, mínimo consumo de concreto y mano de obra, y máxima resistencia del concreto.

Una planta de prefabricación de concreto debe estar completamente equipada, y las inspecciones de materiales y productos deben ser realizadas estrictamente. De manera especial, la calidad y la exactitud en las dimensiones de los miembros prevaciados deben ser cuidadosamente controladas para que no se causen problemas con respecto a la resistencia y la construcción.

La calidad del concreto se determina en relación con el método de curado, de manera tal que pueda asignarse una temprana resistencia del concreto que evite la aparición de problemas al momento de remover el miembro de su molde y transportarlo. La exactitud en las dimensiones es tá asociada al uso de moldes de acero bien equipados, sólidos y exactos.

Para obtener un concreto de alta resistencia en muy poco tiempo, se puede usar el curado a vapor, método que además permite continuidad de trabajo a despecho de los cambios climáticos. De otro lado, combinando el uso de vibradores con la colocación de los moldes en la posición más conveniente (horizontalmente respecto a la dimensión más grande), se logra un concreto duro, seco y de alta densidad.

1.4 SISTEMAS DE CONSTRUCCION CON PIEZAS PREFABRICADAS.-

En la construcción de viviendas con prefabricados de concreto existen fundamentalmente tres sistemas, que dependen del montaje, y son :

- i) Prefabricación ligera
- ii) Prefabricación intermedia
- iii) Prefabricación pesada.

PREFABRICACION LIGERA.-

En el proceso constructivo asociado a la prefabricación ligera, se halla ausente el equipo pesado, hay prioridad del trabajo manual. Se ejecuta este sistema en la construcción de tabiques, techos, pisos y en la llamada construcción con bloques.

a) Construcción con bloques

Este sistema se refiere a la estructuración de las paredes en base a bloques huecos de pequeña dimensión. Los bloques huecos se usan como elementos resistentes o como piezas de forjado de una estructura resistente. Cuando se realiza una construcción exclusivamente con bloques, las paredes soportan las cargas y las transmiten a los elementos de cimentación. Cuando se quiere dar a la edificación una armazón siguiendo el sistema del armado con bloques, estas mismas unidades forman las unidades resistentes por medio de la utilización de un refuerzo metálico y relleno de concreto.

b) Construcción de elementos de piso o techo

Hay muchas variantes que dependen de la estructuración del techo o piso. En general, se puede considerar los tipos siguientes:

- 1) Vigas I y losa vaciada en el lugar o prefabricada.
- 2) Aligerado
- 3) Bloque de ensamble
- 4) Viguetas T invertidas con bloques prefabricados apoyados en ellas.
- 5) Losa nervada íntegramente prefabricada.

c) Construcción de las unidades de limitación de espacio

Dichas unidades pueden estar sometidas a esfuerzos de compresión, flexión o a ningún esfuerzo, de acuerdo a ellos se hará necesario proveerlos de armadura o hacerlos huecos. Las placas de pared divisoria, o tabiques, son las más empleadas.

PREFABRICACION INTERMEDIA.-

En este sistema de prefabricación ya interviene con mayor énfasis el aspecto de la industrialización y la mecanización. En el taller básicamente se prefabrica los elementos como son las vigas, columnas, paneles de pared. Podemos considerar dentro de este tipo, las placas o paredes de gran tamaño, que tienden a tener la altura de un piso y en las cuales ya se han ubicado y construido las ventanas.

En el proceso constructivo se ve la necesidad de equipo, cuya capacidad dependerá de las piezas por emplear. Mayor será la eficiencia si existe un número reducido de elementos constructivos y de pesos más o menos uniformes (peso de izaje constante).

En la práctica, el sistema de prefabricación intermedia es el que ofrece mayores posibilidades frente al problema de la producción en masa de viviendas sociales y edificaciones en general.

De acuerdo a lo señalado en líneas anteriores, en la prefabricación intermedia existen tres métodos diferentes para construir:

- (1) La construcción de entramado o esqueleto
- (2) La construcción con elementos en forma de paneles.
- (3) La construcción con grandes placas de pared, que es la forma de construcción prefabricada maciza.

Estos métodos, que son tratados específicamente en el Capítulo 4, se describen a continuación en líneas generales:

a) Construcciones a base de esqueleto o entramado

En ellas las cargas estáticas se dirigen a la cimentación por columnas y vigas. Gracias a los nuevos conocimientos de las ciencias naturales y al dominio estático que se tiene de los materiales, es posible actualmente una reducción en las dimensiones de las piezas comprimidas o tensadas que forman las construcciones del esqueleto o armazón, lo que contribuye a lograr una estructura ligera sin pesadez. Este sistema de construcción es de resultados muy satisfactorios cuando los elementos constructivos no destinados a soportar cargas se hacen con materiales ligeros, cuyas propiedades permiten una ventajosa y económica producción en grandes placas prefabricadas, con los requisitos exigidos por la física de la construcción.

Es de remarcar que para las estructuras de concreto armado, el enlace de las piezas prefabricadas hasta formar una estructura rígida y apta para soportar cargas ofrece dificultades, mayores por ejemplo que cuando se trata de construcción de acero.

b) Construcciones a base de paneles modulares

Los paneles son elementos constructivos de

fácil manejo y que guardando una determinada relación con una cuadrícula modular, permiten, cada uno según sus dimensiones, una variada disposición constructiva. Las juntas visibles en las uniones de los paneles son, desde luego, inevitables; es mejor aceptarlas como un despiece expresivo de la superficie y no es conveniente tratar de encubrirlas o disimularlas con ulteriores disposiciones o recursos, ya se trate de enlucidos o revestimientos de fábrica.

Con una construcción bien estudiada a base de tableros o paneles prefabricados, todos los elementos son conocidos en sus tres dimensiones, incluso los de pisos y techos. Esto exige unos elementos de enlace bien determinados y uniones de precisión. Los tableros deben ser de unión lo más sencilla posible a fin de no complicar el montaje.

c) Construcciones a base de grandes placas.

La idea básica de tales construcciones estriba en la producción en fábrica de elementos de paredess y techo-piso lo mayores posible, de igual altura que las habitaciones o locales, y su posterior montaje en obra. En la mayoría de los casos dichos elementos se fabrican en instalaciones fijas, estacionarias para la producción de concreto; sólo en el caso de obras de gran envergadura resulta económico montar tal fabricación a pie de obra en instalaciones provisionales.

Son ventajas de este método de construir:

- (1) La fabricación de los distintos elementos constructivos en talleres cerrados puede hacerse con independen

cia de la época o estación del año.

- (2) El empleo de elementos prefabricados de pared introduce en la obra una cantidad mínima de humedad.
- (3) Las superficies pueden estar acabadas ya, de tal forma que los trabajos de artesanía por ellas exigidas se reduzcan al mínimo.

Gracias a estas ventajas se logra una notable abreviación de la duración de las obras. Se consigue además un sensible descenso del costo de las mismas, siempre que una planificación y una cantidad suficiente de obras asegure la posibilidad de fabricación en serie.

PREFABRICACION PESADA

Es un sistema que tiende a la utilización de grandes vigas, tabiques de dos pisos e inclusive la elaboración de unidades de volumen completas, como por ejemplo un baño con sus respectivos elementos.

La prefabricación pesada persigue aumentar las dimensiones de las piezas prefabricadas para que así se reduzca el número de operaciones y se deplace el trabajo principal al taller de manufactura.

En la última instancia llega a la prefabricación de locales enteros y grupos de locales que con sencillos enlaces pueden agruparse al ponerlos en obra.

1.5 UNIONES.-

Las uniones y juntas de los elementos aislados tienen una importancia muy grande en las estructuras prefabricadas de concreto armado. Ellas deben asegurar, en

un debido grado, las condiciones siguientes:

- (1) Una exactitud geométrica general
- (2) Una transmisión directa de los esfuerzos de un elemento al otro.
- (3) La adecuada rigidez y monoliticidad.
- (4) Simplicidad de construcción.

En la práctica contemporánea del proyecto y de la construcción se usan muchas variantes de uniones, de acuerdo a las características de los elementos por conectar así como también de acuerdo al comportamiento de toda la estructura; pero para muchas de las soluciones no existen datos experimentales que permitan juzgar acerca de su verdadera forma de trabajar.

Los numerosos métodos de conexión que existen pueden ser clasificadas, de manera amplia, en las siguientes categorías:

a) Conexión con Concreto o Mortero Vaciado en Obra

Este es un método en el cual la junta se hace llenando concreto o mortero en el espacio entre miembros; popularmente es llamado Junta Húmeda.

En este método, el mortero o concreto rellenedor debe ser de buena calidad. Además, las barras de refuerzo salientes de los miembros adjuntos, pueden ser ya sea soldadas unas a otras o ya sea suficientemente anclados en el concreto o mortero rellenedor. La ventaja de esta junta es que aún si hubiera errores en las dimensiones de los miembros, no importaría puesto que el concreto es vaciado en obra.

De otro lado, la desventaja es que toma tiempo antes de que el concreto para la junta endurezca, y las superficies de juntura entre los miembros prevaciados y el relleno de concreto o mortero son débiles contra fuerzas de tensión y corte.

b) Conexión mediante Soldadura de las Piezas de Acero

Este es un método en el cual la conexión se hace mediante soldadura de planchas de acero o similares, que son provistas en las superficies de junta de los miembros debidamente ancladas y colocadas unas frente a otras; el método es comunmente llamado Junta Seca.

La ventaja de este método es que las juntas muestran resistencia satisfactoria inmediatamente después de terminada la soldadura, lo cual acorta el período de construcción.

Por otra parte, si la exactitud dimensional de los miembros no es buena, la soldadura se volverá difícil y la resistencia también será afectada; además, debido al calor de soldado, las planchas de acero o semejantes pueden deformarse, o la resistencia del concreto cerca de la soldadura reducirse. En consideración a estos puntos, es necesario poner cuidadosa atención a la exactitud dimensional de los miembros, al método de soldadura y su secuencia, etc.

c) Conexión Mecánica

Este es un método de conexión por medio de pernos e inserciones, y viene a ser un tipo de junta seca. Se espera que será grandemente desarrollado en el fu-

turo, junto con la conexión tipo fricción por pernos de alta tensión, introducción de pre-esforzado, etc.

C A P I T U L O 2

COMPORTAMIENTO DINAMICO DE ESTRUCTURAS DURANTE SISMO

2.1 CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LAS ESTRUCTURAS.-

Las características de una estructura quedan definidas por sus parámetros más importantes, que son sus Períodos y sus Formas de Modo de vibración; otro parámetro es su grado de amortiguamiento. Los dos primeros, pueden determinarse analíticamente si se conocen la distribución de masas y de rigideces de la estructura; en tanto que el tercero solo puede determinarse, a la fecha, de manera experimental.

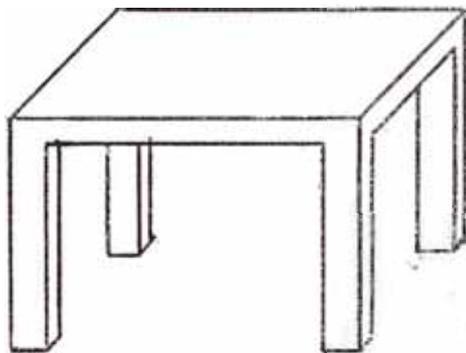
El período de vibración es el tiempo que tarda la estructura en efectuar una oscilación completa. Recuerde que el período se halla en relación inversa con la frecuencia de vibración del sistema, que es el ángulo recorrido en la unidad de tiempo, de manera que a veces se prefiere usar el parámetro frecuencia.

Modo de vibración es la forma de vibrar de la estructura, dada por la posición relativa de las masas de la misma. A cada modo le corresponde un período de vibración determinado.

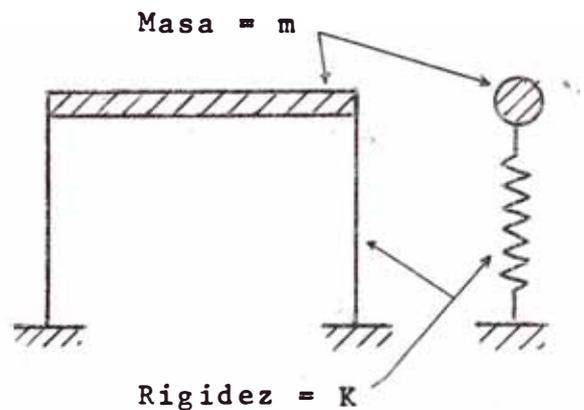
El amortiguamiento ligado a una estructura es el viscoso, o sea aquel en el cual la fuerza que se opone al movimiento es directamente proporcional a la velocidad.

y será necesario entonces introducir la debida corrección.

En base a lo expuesto se puede deducir que la estructura idealizada queda representada por masas con - centradas sostenidas por resortes sin masa. En la Fig. 2.1 se muestra la idealización para el caso del edificio de un piso.



a) Estructura real



b) Estructura idealizada

Fig. 2.1

DETERMINACION DE LAS CARACTERISTICAS DINAMICAS DE UNA ESTRUCTURA.-

Dichas características pueden obtenerse resolviendo las ecuaciones que corresponden a su vibración libre, pues ellas son independientes del tipo de excitación a que será sometida la estructura.

a) Estructura de un Grado de Libertad

Este caso se presenta casi exclusivamente pa

mostrar que el amortiguamiento afecta poco el período de vibración de la estructura.

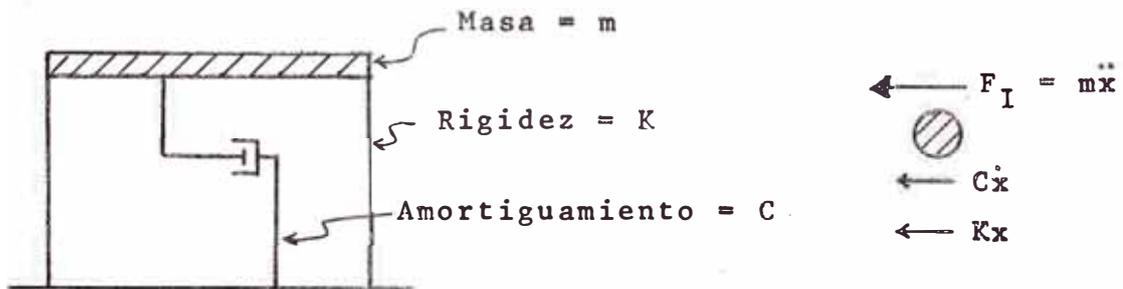


Fig. 2.2

La ecuación del sistema de la Fig. 2.2 es :

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + kx = 0 \quad (2.1)$$

Para resolver (2.1) se hace $c/m = 2w\varphi$ y $k/m = w^2$

Donde : $w =$ frecuencia del sistema

$\varphi = c/c_c =$ amortiguamiento

Se tiene entonces :

$$\ddot{x} + 2w\varphi\dot{x} + w^2x = 0 \quad (2.2)$$

i) Vibración Libre sin Amortiguamiento

Si no hay amortiguamiento, $\varphi = 0$, la ecuación 2.2 queda reducida a :

$$\ddot{x} + w^2x = 0 \quad (2.3)$$

Resolviendo la ecuación (2.3) y reemplazando las condiciones iniciales $t = 0$, $x = x_0$ y $\dot{x} = \dot{x}_0$, se obtiene

$$x = x_0 \cos wt + \frac{\dot{x}_0}{w} \sin wt \quad (2.4)$$

Transformando (2.4)

$$x = \sqrt{x_0^2 + \left(\frac{\dot{x}_0}{w}\right)^2} \cos (wt - \phi) \quad (2.5)$$

De la ecuación (2.5) se deduce que el movimiento es una vibración armónica de período :

$$T = \frac{2\pi}{w} \quad (2.6)$$

ii) Vibración Libre con Amortiguamiento

En referencia a la ecuación (2.2), solo interesa el caso subamortiguado, $\varphi < 1$, en que se produce vibración. La solución para dicho caso es :

$$x = e^{-\varphi wt} \left[x_0 \cos w \sqrt{1-\varphi^2} t + \frac{\dot{x}_0 + \varphi w x_0}{w \sqrt{1-\varphi^2}} \text{Sen } w \sqrt{1-\varphi^2} t \right] \quad (2.7)$$

Relacionando la ecuación (2.7) con (2.4) y (2.6) puede determinarse que para una estructura con amortiguamiento, el período está dado por :

$$T = \frac{2}{w \sqrt{1-\varphi^2}} \quad (2.8)$$

En casos prácticos, el amortiguamiento no pasa del 10% del crítico. Suponiendo $\varphi = 0.1$, el coeficiente que afecta el período no amortiguado de (2.8) es :

$$\frac{1}{\sqrt{1 - (0.1)^2}} = \frac{1}{\sqrt{0.99}} \approx 1$$

de donde se deduce que el amortiguamiento influye poco en el período de vibración de la estructura.

b) Estructuras de Varios Grados de Libertad

En este caso, la exposición que sigue se limita a mostrar el planteo de las ecuaciones correspondientes a tales estructuras, y discutir cómo la solución de las mismas conduce a la determinación de los períodos y formas de modo.

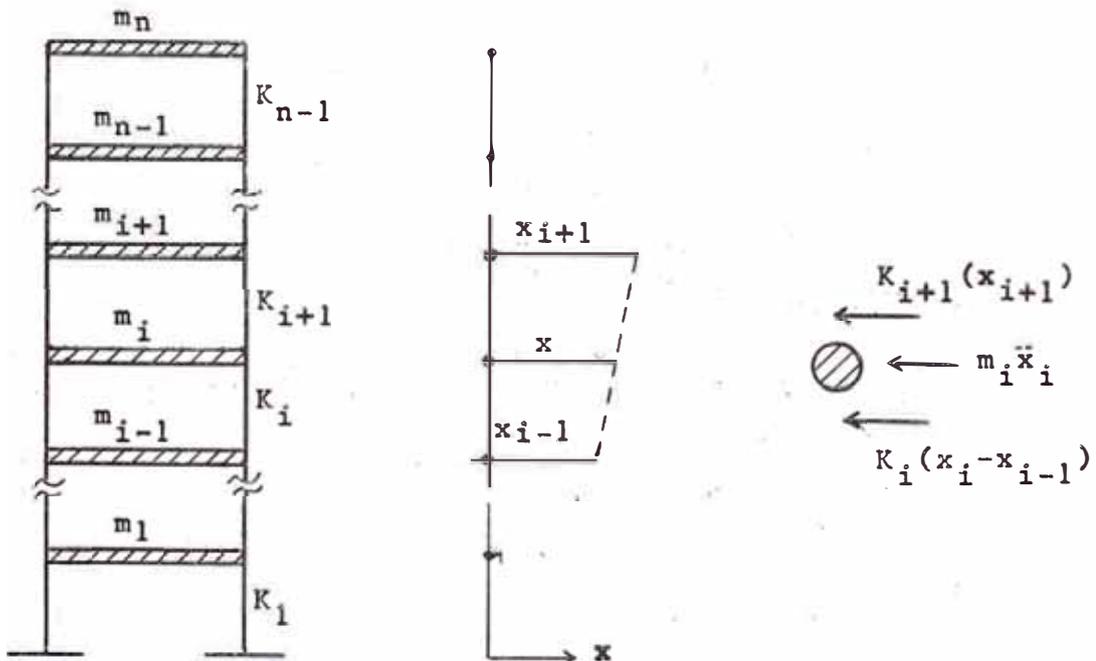


Fig. 2.3

La ecuación general para el sistema de la Fig. 2.3 es :

$$m_i \ddot{x}_i + K_i (x_i - x_{i-1}) + K_{i+1} (x_i - x_{i+1}) = 0 \quad (2.9)$$

que ordenada adecuadamente deviene en :

$$m_i \ddot{x}_i - K_i x_{i+1} + (K_i + 1 + K_{i+1}) x_i - K_{i+1} x_{i-1} = 0 \quad (2.10)$$

Para obtener el sistema de ecuaciones que rigen las vibraciones de todas las masas, en la ecuación general (2.10) hacemos $i = 1, 2, 3, \dots, n$:

$$\begin{aligned} m_1 \ddot{x}_1 - K_2 x_2 + (K_2 + K_1) x_1 &= 0 \\ m_2 \ddot{x}_2 - K_3 x_3 + (K_2 + K_2) x_2 - K_2 x_1 &= 0 \\ m_3 \ddot{x}_3 - K_4 x_4 + (K_4 + K_3) x_3 - K_3 x_2 &= 0 \\ \text{"} & \text{"} \text{"} \\ m_n \ddot{x}_n + K_n x_n - K_n x_{n-1} &= 0 \end{aligned} \quad (2.11)$$

Suponiendo que la vibración es de tipo armónico, se tiene :

$$x_i = X_i \text{ sen } \omega t \quad (2.12)$$

$$\ddot{x}_i = -X_i \omega^2 \text{ sen } \omega t = -\omega^2 x_i \quad (2.13)$$

Reemplazando (2.12) y (2.13) en (2.11)

$$-m_1 \omega^2 X_1 - K_2 X_2 + (K_2 + K_1) X_1 = 0$$

$$- m_2 w^2 X_2 - K_3 X_3 + (K_3 + K_2) X_2 - K_2 X_1 = 0 \quad (2.14)$$

$$- m_3 w^2 X_3 - K_4 X_4 + (K_4 + K_3) X_3 - K_3 X_2 = 0$$

$$- m_n w^2 X_n + K_n X_n - K_n X_{n-1} = 0$$

Esta última expresión puede escribirse en forma matricial :

$$\begin{pmatrix} K_2 + K_1 - m_1 w^2 & -K_2 & & & & \\ -K_2 & K_3 + K_2 - m_2 w^2 & & & & \\ 0 & -K_3 & K_4 + K_3 - m_3 w^2 & -K_4 & & \\ \vdots & & & & & \\ \vdots & & & & & \\ \vdots & & & & & \\ 0 & & -K_n & K_n - m_n w^2 & & \end{pmatrix} \begin{pmatrix} X_1 \\ X_2 \\ X_3 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ X_n \end{pmatrix} = 0 \quad (2.15)$$

o de manera más compacta

$$\left[K - m w^2 \right] \left[X \right] = 0 \quad (2.16)$$

Como el vector de desplazamientos no es nulo; $\{X\} \neq 0$, se tiene que el determinante de la matriz $[K - m w^2]$ debe ser igual a cero.

El desarrollo de la determinante dará una ecuación algebraica de grado n en w^2 , que se llama ecuación de frecuencias. La solución de esta ecuación, dará n raíces $(w_1^2, w_2^2, w_3^2, \dots, w_n^2)$, que serán las frecuencias correspondientes a cada modo.

Al reemplazar cada una de estas soluciones w^2

en (2.15) y haciendo $X_n = 1$ para cada caso, se podrán hallar los otros componentes del vector de desplazamientos relativos : $X_{n-1}, \dots, X_3, X_2, X_1$, con lo que quedará determinada la forma de modo correspondiente.

2.2 CARACTERISTICAS DINAMICAS DE LOS SISMOS

Un sismo es simplemente un fenómeno de vibración del suelo. Ya que la tierra es elástica en sus características en conjunto y posee masa, vibrará cuando esté sometida a una carga aplicada súbita y violentamente, exactamente como sucedería en cualquier otro sistema mecánico. De este modo, cuando ocurra, por ejemplo un deslizamiento súbitamente en una zona de falla, las ondas se propagarán a través de la tierra en todas las direcciones y cuando las manifestaciones superficiales de estas ondas se transmitan a otro punto dado sobre la superficie de la tierra, éste (y cualquier estructura localizada en este punto) comenzará a vibrar.

Los movimientos producidos por vibraciones del terreno poseen tanto componentes verticales como horizontales, pero puesto que las construcciones normalmente tienen considerable exceso de fuerza en la dirección vertical, se acostumbra considerar sólo los efectos del movimiento horizontal.

Ahora bien, si se observa el registro de la aceleración del suelo durante un sismo cualquiera, puede notarse que el movimiento sísmico consiste en una serie de ondas de diferentes amplitudes y frecuencias. Siendo el movimiento de carácter errático, resulta difícil definirlo en función de sus amplitudes, frecuencias o duración, por lo que más bien se le define por su espectro.

El espectro de un sismo es la envolvente de los máximos efectos (desplazamiento, velocidad o aceleración) que la acción del registro del sismo produce sobre un modelo mecánico estándar, con amortiguamiento o sin él, y cuyo período natural de vibración se hace variar dentro del rango correspondiente a las estructuras reales.

Esta forma de definir el movimiento sísmico tiene la ventaja evidente, de que los resultados pueden ser utilizados directamente en el análisis de estructuras.

2.3 RESPUESTAS DE ESTRUCTURAS ANTE SISMOS.-

a) Estructuras de un Grado de Libertad

1) Estructura Rígida

Con el fin de suministrar un apropiado fondo para el estudio del problema de la respuesta dinámica, es conveniente considerar primero el efecto de un sismo en una estructura rígida, así como la mostrada en la fig. 2.4

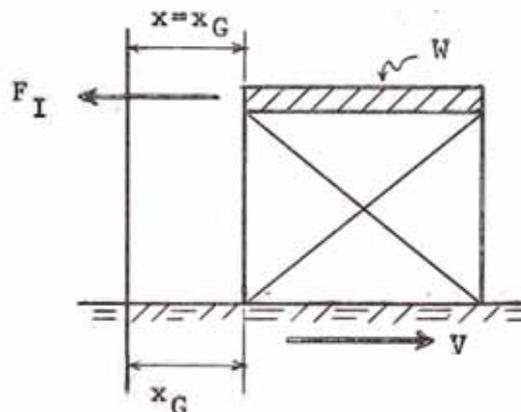


Fig. 2.4 Fuerza Sísmico : Estructura Rígida

Se supone que tanto el edificio como sus miembros son rígidos, de manera que el movimiento sísmico del suelo, X_g , es transmitido directamente al edificio. En este caso, está claro que se manifestará en la estructura una fuerza efectiva del sismo, F_I , igual al producto de la aceleración del suelo por la masa de la estructura.

$$F_I = \ddot{x}_g \frac{W}{g} \quad (2.17)$$

Por conveniencia, la ecuación (2.17) se puede arreglar de modo que la Fuerza sea expresada como el producto del peso de la estructura, W , por un Coeficiente Sísmico, C , el cual representa la relación entre la aceleración del suelo y la aceleración de la gravedad :

$$F_I = \frac{\ddot{x}_g}{g} W = C \cdot W \quad (2.18)$$

En donde :

$$C = \frac{\ddot{x}_g}{g} \quad (2.19)$$

Para efectos del diseño, es práctica común expresar la fuerza del sismo en términos de la Fuerza Cortante desarrollada en la base de la estructura. En este caso, por estática se demuestra que el Cortante de la Base, V , es igual a la fuerza F_I , y está expresada por :

$$V = C \cdot W \quad (2.20)$$

La ecuación (2.20) demuestra que el análisis dinámico de una estructura rígida es muy sencillo. Desafortunadamente, la respuesta dinámica de las estructuras actuales no son simples, pues sus características de vibración afec -

tan directamente la magnitud de la fuerza sísmica, a la cual estarán sujetas durante un sismo.

De todas maneras, el concepto de estructura rígida proporciona la base de las disposiciones a tomar para prever la fuerza lateral de muchos códigos sísmicos.

ii) Estructura Flexible

El efecto de la Flexibilidad de una estructura en su respuesta, puede ser discutida más fácilmente haciendo referencia a la fig. 2.5

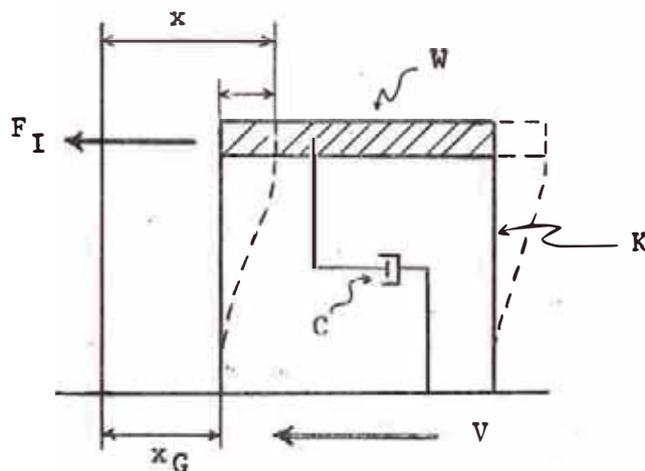


Fig. 2.5 Fuerzas Sísmicas : Estructura Flexible

En la explicación que sigue, el amortiguamiento será omitido por simplicidad, pero su efecto será incluido en los resultados finales.

En ausencia de amortiguamiento, el esfuerzo cortante en la base de esta estructura puede ser expresado como el producto del desplazamiento por la rigidez de las co

lumnas.

$$V = K_y \quad (2.21)$$

Condiciones de equilibrio dinámico muestran que el esfuerzo cortante en la base puede equilibrar la fuerza de inercia de la masa, esto es :

$$\frac{W}{g} \ddot{x} + K_y = 0 \quad (2.22)$$

Se notará aquí que la fuerza de inercia depende del movimiento total de la masa, antes que del movimiento del suelo como en el caso de la estructura rígida.

Es conveniente expresar la aceleración total como la suma de la aceleración del suelo y la aceleración relativa de la masa respecto al suelo, así :

$$\ddot{x} = \ddot{x}_g + \ddot{y} \quad (2.23)$$

Luego, la ecuación (2.22) puede ser escrita como :

$$\frac{W}{g} \ddot{y} + K_y = - \frac{W}{g} \ddot{x}_g = F_e \quad (2.24)$$

La ecuación (2.24) es idéntica con la que se aplicaría a una estructura estacionaria sujeta a una fuerza efectiva, F_e , igual al producto de la masa de la estructura por la aceleración del suelo. De este modo, el efecto dinámico de los sismos puede ser estudiado considerando que la estructura es estacionaria y aplicándole una fuerza sísmica efectiva, F_e .

Ahora, está claro esta fuerza efectiva no es directamente resistida por el esfuerzo cortante en las columnas; la masa primero ha de ser acelerada y de esta forma, la inercia de la estructura variará el efecto dinámico de la carga aplicada. El cortante en la base, V , en este caso, depende de la naturaleza de la fuerza aplicada F_e (que es la historia del tiempo de la aceleración del suelo) y también de las características de vibración de la estructura.

Resulta conveniente expresar la respuesta de una estructura a un movimiento del suelo específico, en términos de un espectro de dicho movimiento, que puede ser de velocidad o de aceleración. Se considera, por ejemplo, el espectro de velocidad, el máximo cortante en la base está dado por :

$$V_{\text{máx}} = \frac{W}{g} \frac{2\pi}{T} S_v \quad (2.25)$$

De acuerdo a la ecuación (2.24) y para un movimiento del suelo completamente arbitrario, tal como el originado por un sismo, se demuestra matemáticamente que el espectro de velocidad de una estructura no amortiguada puede ser calculado por la fórmula siguiente :

$$S_v = \left[\int_0^t \ddot{x}_g \operatorname{sen} \frac{2\pi}{T} (t - \tau) d\tau \right]_{\text{máx}} \quad (2.26)$$

Si hay amortiguamiento, la vibración decae proporcionalmente al factor $e^{-\varphi\omega(t-\tau)}$. En consecuencia el espectro de velocidad está dado por :

$$S_v = \left[\int_0^t \ddot{x}_g e^{-\frac{2\pi}{T}\varphi(t-\tau)} \operatorname{sen} \frac{2\pi}{T}(t-\tau) d\tau \right]_{\text{máx}} \quad (2.27)$$

En ambas ecuaciones, 2.26 ó 2.27, la dependencia primaria de los valores espectrales del período de la estructura es evidente. Puesto que la ecuación 2.26, o también la 2.27, deben ser calculadas a lo largo de la historia completa del sismo para cualquier período de vibración dado, a fin de encontrar la máxima velocidad desarrollada para ese único período, el esfuerzo requerido para obtener un espectro completo es enorme. Este trabajo es generalmente realizado por computadoras analógicas.

b) Estructuras de Varios Grados de Libertad.

El procedimiento desarrollado para estructuras que tienen un solo grado de libertad puede ser aplicado igualmente a sistemas con múltiples grados de libertad. Sólo es necesario plantear primero las propiedades dinámicas de la estructura, esto es, sus Períodos y sus Formas de modo de vibración.

La característica importante de los modos de vibración es que ellos son completamente independientes unos de otros. Así, la respuesta a un movimiento determinado del suelo puede ser calculada independiente para cada modo, exactamente como fué descrito para un sistema de un piso. El efecto total del sismo puede ser obtenida por una superposición de todos los modos individuales ocurridos.

Para mostrar el procedimiento, se considera nuevamente el espectro de velocidad. De este modo, el esfuerzo cortante en la base para cada modo "j", está dado por la ecuación:

$$V_j = \frac{W_j}{g} \cdot \frac{2\pi}{T_j} S_{V_j} \quad (2.28)$$

La cual difiere de la ecuación (2.25) solo en que ha sido a ñadido el índice "j" para indicar que este valor corresponde al modo "j" de vibración considerado. El peso efectivo, W_j , es obtenido de la relación:

$$W_j = \frac{\left(\sum_{i=1}^n W_{ij} \right)^2}{W_i X_{ij}^2} \quad (2.29)$$

Donde X_{ij} representa el desplazamiento del nivel del piso "i", en el modo de vibración "j", y W_i , representa el peso del piso "i".

Además del cortante en la base para el edificio de muchos pisos, también se requiere la distribución de las fuerzas a todo lo alto de la estructura. En general, la fuerza en el modo j, a la elevación i, F_{ij} , está dada por el cortante en la base multiplicado por un coeficiente de distribución, como sigue :

$$F_{ij} = V_j \frac{W_i X_{ij}}{\sum W_i X_{ij}} \quad (2.30)$$

Se reconocerá que, para un sismo dado, el máximo cortante desarrollado en la base no puede ser obtenido por simple a dición en cada modo particular, porque ellos, según los diferentes períodos de vibración ocurren en tiempos diferentes durante la historia del sismo.

Se han encontrado que es posible obtener una buena aproximación a la máxima respuesta con el criterio de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas en los modos más significativos.

$$V = \sqrt{\sum v_j^2} \quad (2.31)$$

RESPUESTA INELASTICA A LOS SISMOS.-

El procedimiento descrito anteriormente hace posible el análisis de las fuerzas sísmicas en cualquier tipo de estructuras y evidentemente proporcionará una completa descripción de los efectos dinámicos de los sismos.

Sin embargo, cuando las fuerzas debidas a un sismo moderadamente severo son calculadas por este procedimiento, se ha encontrado que ellas exceden en un valor significativo las fuerzas de diseño especificadas por los Códigos de Diseño. Esto parecería indicar que la fuerza lateral prevista en los códigos es completamente no conservadora en la previsión de la resistencia a sismos severos.

Al mismo tiempo, se debe reconocer que teniendo los edificios considerablemente menos resistencia que la requerida por los códigos modernos, han soportado bien los sismos severos con solo daños moderados. Esta aparente discrepancia puede ser atribuída, en parte, al hecho de que los edificios poseen considerable resistencia en exceso sobre los valores de diseño debido al uso de cálculos conservadores para la resistencia y a la participación de elementos no estructurales resistiendo deformaciones laterales. Igualmente importante en el caso de edificios de concreto armado, es el hecho que como respuesta empiezan a ocurrir agrietamientos y ductilidad, y estas deformaciones inelásticas de la estructura son el factor predominante que limita las fuerzas desarrolladas por un sismo fuerte. A fin de tomar en cuenta racionalmente este efecto, se requiere que la acción inelástico sea incorporada dentro del análisis y ésto puede ser ejecutado efectivamente sólo a través de computadoras analógicas.

2.4 PROPIEDADES DINAMICAS DEL CONCRETO ARMADO.-

Las propiedades interesantes del concreto armado desde el punto dinámico son la ductilidad y la capacidad de absorción de energía, aparte de la resistencia.

Existen dos maneras de incrementar estas propiedades deseables del concreto expuesto a acciones dinámicas: Confinando el concreto y utilizando refuerzo en compresión en los miembros sometidos a flexión.

El término "Concreto Confinado" se refiere en forma ideal a un concreto sometido a una condición en la cual se encuentra esforzado en todas direcciones. En el concreto armado se puede obtener esta condición de esfuerzo, proveyendo armadura especial (como espirales o estribos) ubicada a pequeño espaciamiento para restringirlo en las direcciones perpendiculares al esfuerzo aplicado.

Las ventajas del confinamiento del concreto en el diseño antisísmico son evidentes, pues al producir los sismos grandes sobre-esfuerzos y estar los elementos estructurales cometidos a una posible gran deformación, se requiere que dichos elementos están constituidos de tal manera que su resistencia y su ductilidad, medida por la deformación que es capaz de soportar sin merma de su capacidad portante, estén plenamente garantizadas para prevenir un posible colapso, Experimentos realizados han demostrado que el concreto confinado puede aceptar hasta 20 veces la deformación máxima en el concreto libre y su resistencia puede ser normalmente duplicada.

DUCTILIDAD.-

En la literatura relacionada al diseño diná-

mico y también al diseño al límite, se define la ductilidad de un elemento como la relación entre la deformación en la falla y la deformación en la fluencia, es decir de ϕ_u/ϕ_y

Para una sección moderadamente reforzada, el estudio de la relación ϕ_u/ϕ_y demuestra que las variables que intervienen en la ductilidad son :

- (1) El confinamiento del concreto, que aumenta la deformación útil del concreto y en consecuencia la ductilidad del elemento.
- (2) Una cuantía baja, que disminuye, la deformación en la fluencia e incrementa por tanto la ductilidad.
- (3) La existencia de refuerzo en compresión, que equivale a reducir la cuantía.
- (4) La resistencia efectiva del concreto (f_c), que aumenta en deformación útil.

CAPACIDAD DE ABSORCION DE ENERGIA,-

Una buena medida de la capacidad de absorción de energía de una sección de concreto armado sometida a esfuerzos sísmicos, es el área bajo la curva momento-curvatura, ya que especialmente en el caso de miembros de marco, la mayor parte de esa absorción es realizada en el curso de la deflexión lateral de la estructura.

Se ha encontrado, en base a lo anterior, que la capacidad de absorción de energía en una sección moderadamente reforzada, aumenta con:

- (1) El tamaño de la acción.
- (2) El límite de deformación del concreto, que se puede ob-

tener por confinamiento del concreto.

- (3) La resistencia efectiva del concreto, f_c , que controla la curvatura.
- (4) La existencia de refuerzo en compresión.

C A P Í T U L O 3

ELEMENTOS DE DISEÑO SÍSMICO DE ESTRUCTURAS

3.1 CONCEPTOS GENERALES.-

El criterio de diseño sísmico se refiere a la estructura comportándose elásticamente o casi elásticamente, bajo la influencia de sismos moderados de ocurrencia frecuente y con zonas localizadas de fluencia dentro del rango inelástico, pero con margen de seguridad contra colapso, aún bajo las condiciones del sismo probable más severo al cual puede estar sometida durante su vida de servicio. Esta probabilidad de ocurrencia se estima a partir de consideraciones de movimientos sísmicos pasados.

En primer lugar bajo sismos de intensidad tal que podrían ocurrir varias veces durante la vida probable de la estructura, ésta ha de diseñarse de manera tal que no presente indicaciones visibles de daños y ningún daño real que pudiera restar su eficiencia o capacidad portante. Será capaz entonces de resistir una serie de sismos, aún si ellos ocurrieran con frecuencia, sin sufrir sobreesfuerzos no previstos. Es decir, el diseño ha de proveer la facilidad de restauración o refuerzo en caso que se presenten daños.

La segunda parte del criterio sísmico indica que la estructura no debe fallar, con pérdidas subsecuentes de vidas, o sufrir un severo daño estructural aún bajo las condiciones del sismo probable más severo al cual estará sometido durante su vida. La reserva de resistencia en el rango inelástico, proporcionada por procedimientos y detalles a

decuados, tanto de diseño como de construcción, tiene por objeto precaver las situaciones excepcionales de los sismos más extraordinarios que podrían ocurrir. Diseñar la estructura para que permanezca en el rango elástico durante tales sismos resultaría decididamente antieconómico.

En la actualidad, el diseño sísmico tiene mucho de arte, basándose el criterio en gran parte en la experiencia adquirida por la observación de los daños causados por los sismos pasados.

Paralelamente se han llevado a cabo estudios teóricos, cuyos resultados se reflejan en las revisiones de los conceptos de diseño, indicados en los Reglamentos Sísmicos.

Los conceptos generales en el diseño sísmico de estructuras son :

- (1) Los sismos producen movimientos casuales del terreno de naturaleza violenta y casi caótica. Los edificios cimentados en el terreno sometidos a este movimiento son forzados a responder al mismo y en consecuencia son forzados a vibrar. Es necesario notar que el sismo solo produce movimientos del terreno y en consecuencia ejerce fuerzas sólo en la base del edificio. Los cortante inducidos en la altura del edificio son el resultado de la respuesta dinámica de la estructura, provocada por fuerzas de inercia.
- (2) Pueden en general efectuarse análisis teóricas de la respuesta elástica de estructuras sometidas a los movimientos del terreno sin embargo, dichos análisis parecen sobre estimar los esfuerzos producidos o las resistencias de diseño requeridas. Pueden existir varias razones para ello, principalmente la absorción de energía

por deformación inelástica, así como la debida al amortiguamiento estructural. Es importante reconocer que los efectos sísmicos reales son generalmente mayores que los calculados sobre hipótesis elásticas para las excitaciones sísmicas medidas.

- (3) Aunque es posible llegar a un conjunto equivalente de fuerzas por análisis, para el cual puede diseñarse un edificio, aquél debe ser interpretado adecuadamente. Es factible calcular dichas fuerzas en el rango elástico. Sin embargo, cuando el edificio ingresa en el rango inelástico, absorbe más energía y pueden reducirse las fuerzas requeridas.
- (4) Los análisis precisos para la respuesta sísmica incluyen técnicas innecesariamente complicadas en vista de los numerosos factores desconocidos en el movimiento del terreno. No obstante, una explicación de las técnicas de análisis da una mejor comprensión del problema. Es de interés e importancia que la naturaleza general de los procedimientos recomendados de diseño se basen en conceptos racionales y concuerdan razonablemente con las aproximaciones analíticas. De hecho, las recomendaciones actuales tienden en forma cada vez más notoria al análisis dinámico.
- (5) Debido a que la mayor parte de la capacidad sísmica de una estructura se encuentra cifrada en su comportamiento inelástico, es importante tener suficiente ductilidad en la estructura para absorber energía sin que se produzca el colapso.

3.2 PRINCIPIOS DE DISEÑO.-

En general puede afirmarse que el comportamiento de una estructura depende de la forma como se ha efectuado el diseño. Por ejemplo, los edificios japoneses se han

diseñado anteriormente utilizando fuerzas laterales mucho ma yores que las recomendadas por los reglamentos norteamericanos; el resultado ha sido la mayor rigidez de los edificios japoneses respecto a los norteamericanos: Es decir un período de vibración menor. Debido a que un período de vibración menor da como resultado aceleraciones espectrales mayores, la estructura más rígida "atrae" más fuerza horizontal que una flexible. En consecuencia, el diseño con una fuerza horizontal mayor no hará necesariamente más resistente ni segura a la estructura, si en el proceso ésta se vuelve más rígida o menos dúctil.

Por otro lado, si se diseña para una fuerza lateral menor que la recomendada por un reglamento dado, se logrará una estructura más flexible y más rígida, que generará una fuerza algo menor. Sin embargo, la mayor flexibilidad de dicha estructura puede atraer una energía inducida mayor, ya que puede aumentar la velocidad espectral con un período mayor. Igualmente, la mayor flexibilidad puede provocar inde seables características de vibración bajo la acción de sis - mos leves o vientos, y la estructura resultar poco satisfactoria por razones completamente ajenas a las asociadas con su comportamiento estructural.

Las especificaciones de diseño de los diver - sos reglamentos actualmente utilizados son relaciones cuanti tativas; sin embargo es conveniente presentar y discutir los principios fundamentales de diseño sísmico en forma netamente cualitativa.

a) Rigidez y Resistencia

Existe una especie de lema para el ingeniero estructural que se encuentra efectuando un diseño sísmico:

"La resistencia de todo elemento estructural debe ser congruente con su rigidez". Aún cuando esta afirmación es en general cierta, es consecuencia de un concepto generalizado pero inexacto: basar el diseño sísmico en la resistencia o capacidad de carga del elemento contra cargas laterales calculadas bajo la hipótesis de comportamiento elástico, La rigidez "atrae" mayores esfuerzos, y por tanto el elemento ha de ser más resistente.

Pero en rigor el lema no es absolutamente veraz. Ignora la ductilidad, que permite que una estructura pueda lograr un comportamiento dinámico más racional. Por ejemplo en un marco, realizando un diseño cuidadoso de los detalles, puede permitirse la formación de rótulas plásticas en los miembros más rígidos sin que estos posean mayor resistencia que los demás, resultando en una mayor absorción de energía por su mayor desplazamiento lateral. Algo similar puede lograrse en las vigas que empotran en muros de rigidez esbeltos, provocando la formación de rótula plásticas en las vigas de los pisos superiores.

La conclusión es que aunque ventajoso, el lema no debe desligarse de los conceptos de ductilidad, absorción de energía y defensas escalonadas.

b) Ductilidad y Resistencia

La acción de un sismo en una estructura se puede idealizar como la transmisión de energía en forma de ondas del terreno a la estructura. Esta es forzada a disiparla: articulaciones plásticas, amortiguamiento estructural, ecc. Es decir que el diseño sísmico se ha de referir directamente a la capacidad de absorción de energía, que está íntimamente ligada a la ductilidad o la capacidad de de-

formación, y en segundo término a la resistencia.

Existen otras dos razones por las que la ductilidad resulta de mayor importancia que la resistencia. Una de ellas es que a consecuencia de la naturaleza errática de los sismos, dentro de amplio rango las deformaciones de una estructura inelástica (dúctil) son del mismo orden que las de una estructura elástica, siempre que tengan características comunes de masa, amortiguamiento, etc.

La segunda razón estriba en la naturaleza impredecible de las intensidades y demás características detalladas de los sismos futuros. Al no poder fijarse un límite superior para la máxima intensidad posible, una estructura resultará más adecuada si es capaz de resistir sismos muchos más intensos que aquellos para los que fué diseñada, aunque para ello tenga que sufrir daños. Por esto, las estructuras más dúctiles tendrán mayor reserva para resistir sismos de intensidad excepcional que las de tipo más frágil, aún cuando hayan sido diseñadas con el mismo factor de seguridad.

Sin embargo, no se debe exagerar la importancia de la ductilidad cuando se ignora la posibilidad de la acumulación de daños por sismos frecuentes. En igualdad de condiciones la estructura que ha resistido sismos previos sin incursionar en el rango inelástico, habrá sufrido menor daño que la estructura más dúctil.

c) Defensas Escalonadas

Es ventajoso permitir deliberadamente la falla de elementos relativamente frágiles ante sismos de intensidad moderada, dejando intacto un marco sumamente flexi

ble y dúctil para resistir sismos de mayor intensidad y los movimientos subsecuentes. Los elementos frágiles pueden ser, por ejemplo, muros de albañilería poco resistentes; ante sismos de intensidad moderada, los muros por su rigidez tomarán casi la totalidad de las cargas laterales. Ante movimientos mayores, estos muros fallarán y la mayor flexibilidad y ductilidad de los marcos remanentes los hará resistir. Es posible incluso pensar en más de dos sistemas resistentes o líneas de defensa.

En este tipo de diseño, conviene aprovechar como primera línea de defensa, muros revestidos de materiales poco costosos y diseñados de tal manera que al fallar no representen peligro para los ocupantes. Es además importante que la falla de los elementos de la primera defensa no modifique radicalmente la posición del centro de torsión. De lo contrario los muros no cumplirían satisfactoriamente su función. Igualmente importante es que los detalles de unión entre los diversos sistemas permitan la fácil reposición de los que fallan en primer lugar.

d) Flexibilidad y Rigidez

La elección entre una estructura rígida y una flexible en el diseño antisísmico ha suscitado muchas controversias y hasta la creación, en el pasado, de dos corrientes de ingeniería sísmica. Una fue, por ejemplo, la escuela llamada de Tokyo, que tomó como modelo los diseños de Naito, que resistieron satisfactoriamente el catastrófico sismo de Kanto de 1923. Las estructuras eran excepcionalmente rígidas y los discípulos de Naito sostienen y sostienen que el diseño sísmico de estructuras es concebible solo buscando una rigidez extraordinaria de las estructuras.

La otra corriente, representada originalmente por la escuela de California, alcanzó grandes éxitos diseñando estructuras muy flexibles con coeficientes sísmicos bajos. Se dijo entonces que las estructuras rígidas han de castigarse con diseños más conservadores. Lo cierto es que cada uno de ambos principios tiene validez en ciertas condiciones, principalmente económicas. La mayor rigidez frecuentemente significa mayor costo de la estructura, pues ésta, por su misma rigidez, se ve sujeta a mayores esfuerzos y requiere mayor grado de ductilidad; pero menor costo en cuanto se refiere a las menores holguras que deberán dejarse alrededor de los elementos estructurales por su menor deformabilidad. En igualdad de costos resultará preferible las estructuras más rígidas, porque ocasionará menor incomodidad de los ocupantes, existirá menor posibilidad de pánico y de daño a los objetos sueltos.

Podría deducirse de esta discusión que en general resultan preferibles las estructuras rígidas. Pero la diferencia de costos, sobre todo en edificios altos, puede resultar tan importante que la estructura rígida se desecha.

Lo verdaderamente importante no es si la estructura es rígida o flexible, sino el respeto a los principios fundamentales, es decir lograr que la rigidez o la flexibilidad de la estructura sean lo que se ha dado en llamar rigidez controlada o flexibilidad controlada.

3.3 METODOS DE DISEÑO.-

Se han propuesto muchos métodos de diseño que en alguna forma tratan de tomar en cuenta los diferentes factores que influyen en el comportamiento dinámico

de las estructuras. Alguno de estos métodos son muy simples, otros quizás muy complejos para un análisis práctico de estructuras usuales. Por lo demás en todo análisis sísmico práctico la estructura es analizada como un sistema elástico, aunque se reconoce que este límite puede ser excedido durante un movimiento sísmico violento.

En la actualidad no se puede obtener predicciones precisas del comportamiento de edificios durante sismos, esto es porque las técnicas tienen fuentes de inexactitud e incertidumbre tales como: Inexactitud en cargas o datos de entrada, inexactitud al asumir las propiedades de la estructura, inexactitud en el análisis o en la interpretación de los resultados. En consecuencia, las técnicas disponibles para el análisis sísmico de estructuras, no hacen confiable un diseño en 100%.

Los procedimientos más usados en el análisis sísmico son :

- (i) Método de las Fuerzas Estáticas Equivalentes
- (ii) Diseño por Análisis Espectral
- (iii) Análisis Tiempo-Historia.

a) Método de las Fuerzas Estáticas Equivalentes

Este método consiste en tomar como fuerza lateral aplicada en la base un porcentaje del peso total y luego distribuirla a lo alto del edificio en forma proporcional a la altura y peso de los pisos. Constituye, pues, un análisis espectral para el primer modo de vibración, asumiendo desplazamiento lineal.

Por su simplicidad, el método de las fuerzas

equivalentes se incluye en la mayoría de los códigos de diseño antisísmico. Pero aunque constituye el producto de observaciones y experiencias de muchos años, no es el más representativos del comportamiento sísmico de las estructuras.

b) Diseño por Análisis Espectral

Los espectros son el ploteo de las máximas respuestas de un sistema de un solo grado de libertad sometido a la acción de un sismo dado, considerando su período de vibración y su coeficiente de amortiguamiento.

El procedimiento incluye los pasos siguientes:

- (1) Selección del espectro de diseño
- (2) Determinación de los períodos de vibración y formas de modo que van a ser incluidos en el diseño.
- (3) Lectura de la respuesta en el espectro para el período de cada modo considerado.
- (4) Cálculo de la participación de cada modo de vibración.
- (5) Combinación de efectos para obtener la máxima respuesta (desplazamiento, velocidad o aceleración).
- (6) Transformación de la máxima respuesta en cortantes y momentos.

Las limitaciones que presenta este método son:

- (1) El dato de entrada de espectro es asumido
- (2) No se considera el efecto de duración del sismo
- (3) Existe incertidumbre al considerar la combinación de efectos.
- (4) Pequeñas inexactitudes en la estimación de la rigidez y amortiguamiento de la estructura tienen apreciable efecto sobre las fuerzas.

c) Análisis Tiempo-Historia

Es un análisis que requiere más capacidad de computación y conocimientos que los procedimientos usuales. Generalmente incluye los siguientes pasos:

- (1) Se selecciona un registro sísmico como el representativo de un sismo esperado.
- (2) El registro es digitizado en una serie de pequeños intervalos de tiempo, con con su respectivo valor de aceleración ocurrida.
- (3) Se idealiza un modelo matemático de la estructura, que usualmente consiste en masas concentradas eslabonadas con resortes elásticos.
- (4) El registro digitizado y el modelo matemático son suministrados a la computadora, considerando la aceleración aplicada en la base de la estructura.
- (5) La computadora integra la ecuación de movimiento de cada masa, sujeta a incremento de elasticidad y fuerzas de amortiguamiento. Se obtienen así resultados completos de todo el registro y el máximo valor de respuesta se obtiene por exploración de los resultados.

Este procedimiento incluye automáticamente varios modos de vibración y combina sus efectos conforme ocurren; también se sabe en que momento ocurre la máxima respuesta porque se dispone de escala de tiempo.

Pese a su refinamiento, este método aún tiene fuentes de incertidumbre como son:

- (1) El dato de entrada es asumido.
- (2) Una variante en la estimación de las características de la estructura puede reflejar un cambio grande en la res

puesta.

d) Método de Diseño con Envolventes Sísmicos de Velocidades

El método es bastante reciente (1972) y ha sido propuesto en Japón. Es una variante del análisis dinámico espectral que básicamente consta de dos fases:

- (1) El cálculo de una velocidad de diseño, la cual depende de la ubicación y peso de la estructura, de la interacción suelo-estructura y de la velocidad espectral.
- (2) El cálculo de los desplazamientos y cortantes de los pisos en base a la velocidad de diseño.

En nuestro medio se está difundiendo los fundamentos y aplicaciones del método de las envolventes, principalmente por medio de tesis.

C A P I T U L O 4

ASPECTOS SISMICOS DE ALGUNOS TIPOS DE CONSTRUCCION CON PREFABRICADOS DE CONCRETO

4.1 PLANTEAMIENTOS PREVIOS.-

En general, los principios básicos que sustentan el diseño de las estructuras de concreto prefabricado son los mismos que rigen para las estructuras convencionales de concreto vaciado en obra. Sin embargo, en las estructuras de concreto prefabricado, los métodos de conexión y su reserva de resistencia y ductilidad presentan problemas especiales que no se encuentran en las estructuras vaciadas monolíticamente. Más aún, la resistencia sísmica de las construcciones de concreto prefabricados es virtualmente controlada por sus juntas.

De otro lado, en un país sísmicamente activo todas las edificaciones, incluso las de concreto prefabricado, deben ser resistentes a sismos y esta consideración debe ocupar una posición importante en el diseño estructural. Tal es el caso de Japón, donde el problema de la construcción resistente a sismos ha logrado bastante desarrollo debido a que se han incluido métodos de cálculo antisísmico y/o requisitos estructurales especiales en las normas de diseño estructural para los diferentes tipos de construcción.

Considerando lo expuesto, queda claro que una manera práctica de tratar los aspectos sísmicos de las construcciones de concreto prefabricado, es referirse a las

normas estructurales japonesas correspondientes. En consecuencia, en este capítulo se presenta las partes relativas a resistencia sísmica de dichas normas, por medio de extractos y comentarios explicativos adicionales.

La presentación se hace de acuerdo a los tipos de construcción prefabricada que cubren las normas japonesas y en el siguiente orden:

- (1) Construcción a base de paredes
- (2) Construcción a base de entramado de junta articulada.
- (3) Construcción a base de paneles-tipo.

Entre estos tipos interesa particularmente el primero debido a que es muy usado en la construcción de casas de departamentos. Por tal razón, será tratado con mayor amplitud.

4.2 CONSTRUCCION A BASE DE PAREDES.-

La construcción a base de paredes de concreto armado prefabricado es un sistema estructural en el cual los miembros estructurales tales como paredes portantes, pisos, techos, escaleras etc., son productos de concreto armado prefabricado, de grandes dimensiones (del tamaño de una habitación), que se conectan en el lugar de la construcción. (Ver la Fig. 4.1)

Planeamiento Estructural

a) Política

Estas construcciones están limitadas a tener 4 pisos o menos, y 13 m. o menos de altura.

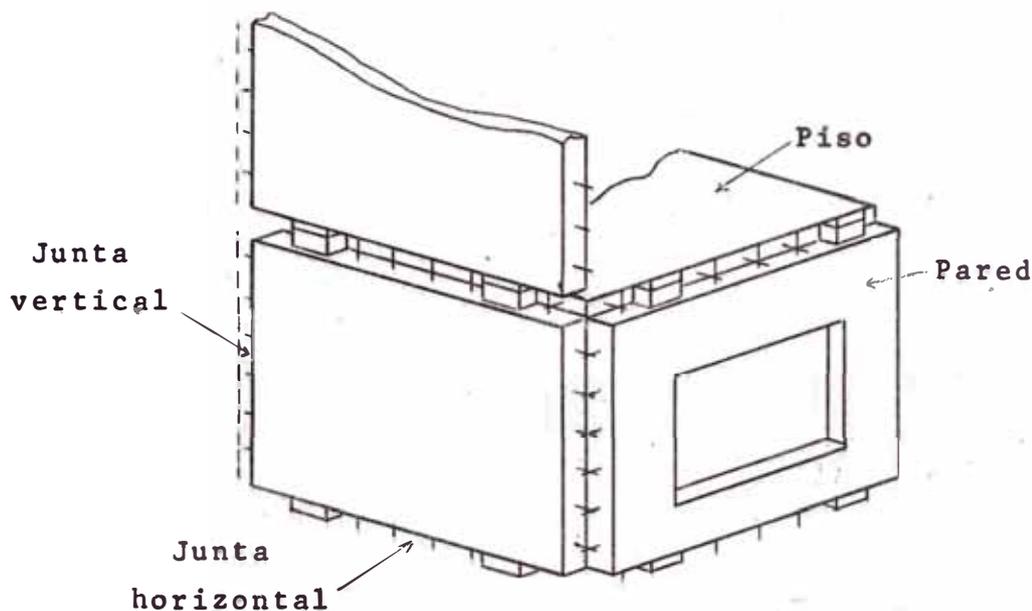


Fig. 4.1 Construcción de pared

Como la junta de los miembros está expuesta a tornarse en un punto débil, el número de juntas debería ser tan bajo como fuera posible. En consecuencia es deseable hacer las dimensiones de los miembros prefabricados tan grandes como se pueda.

El método de conexión debe ser tal que produzca juntas con resistencia, rigidez inicial y ductilidad; además es deseable una fácil construcción. Cuando se adopte un nuevo método, diferente a los que ya se usan, es necesario averiguar sus características por experimentos o por otros medios.

Las paredes portantes deben ser dispuestas para estar bien equilibradas como un todo en el edificio, a fin de que los esfuerzos se distribuyan tan igualmente como sea posible.

b) Disposición de Paredes Portantes

En la planta de un edificio, el área de cada parte encerrada por la línea de ejes de las paredes portantes, debería ser a lo sumo de 60 m².

Las paredes portantes deberían ser ubicadas en forma tal que el centro de gravedad del edificio y el centro de rigidez de los muros coincidan tanto como sea posible, a fin de evitar la torsión.

Observaciones sobre el Cálculo de Esfuerzos

a) Pared Portante

Las condiciones de carga y esfuerzo de las unidades de pared son diferentes antes y después de completada la unión de los miembros individuales. En especial, las condiciones de esfuerzo ante la acción de cargas laterales por sismo son bastante diferentes, dependiendo ellas de la forma de la pared, el estado de las juntas y otros. En consecuencia, es necesario hacer cálculos basados en asunciones apropiadas a las respectivas condiciones.

Se recomienda que el esfuerzo cortante promedio (valor de la fuerza cortante a nivel de piso dividido entre las secciones horizontales de las paredes en las direcciones principales) de cada pared debido a sismo, sea 4 Kg/Cm² o menos, en atención a la concentración de esfuerzos y otros factores.

b) Techo, Piso y Escalera.

En este tipo de construcción, los pisos, te -

chos y escaleras son colocados sobre zapatas, paredes, etc., y las juntas entre ellas son hechas después. Esto significa que dichos elementos se hallan en la condición de apoyo simple en los puntos donde entran en contacto con otros miembros cuando son acomodados en obra, y que posteriormente serán llevados a una condición de apoyo cercana a la fijeza cuando las juntas sean completadas.

c) Zapatas y Vigas de Cimentación

Debe prestarse atención a las zapatas y vigas de cimentación porque sus cambios de estado de tensión dependen del método de su unión con las paredes portantes.

Notas Estructurales

a) Miembros Estructurales Prefabricados

El concreto debe tener una resistencia a la compresión que está encima de los 180 Kg/cm^2 , aún en casos donde no hay una especificación particular.

La calidad y la exactitud en las dimensiones deben ser cuidadosamente controladas para evitar problemas respecto a la resistencia y la construcción.

b) Pared Portante

(1) Longitud de pared

Para hacer paredes portantes resistentes a corte, la longitud de pared debería ser 30% o más de la porción de pared correspondiente y, a la vez, 45 cm. o más.

En casos donde dos o más paredes están unidas efizcamente, es permisible considerarlas como una unidad íntegra al calcular la longitud y la altura de la pared por - tante.

(2) Espesor de Pared

Considerando la reducción del peso del edifi cio o la reducción de la fuerza sísmica, atribuibles a la buena calidad y la exactitud dimensional de los elementos prefabricados, el espesor de la pared debería ser hecho i - gual o mayor que los valores mostrados en la Tabla 4.1.

Tabla 4.1

Pisos	Espesor de pared (cm.)
Cada piso de un edificio de 2 pisos o menos, o último piso de un edificio de 3 pisos o más.	12 ó H/25
Otros pisos	15 ó H/25

Nota : H denota altura crítica entre apoyos.

(3) Densidad de pared

Para incrementar la resistencia sísmica de las construcciones de pared, lo más efectivo es incrementar la cantidad de paredes portantes. Por esta razón, se define la densidad de pared como una medida de la cantidad necesaria de paredes portantes para la resistencia sísmica, y su valor está dado por la suma de longitudes de paredes en las

direcciones principales, dividida entre el área de piso, esto es, la longitud de pared portante en una dirección por unidad de área de piso.

La densidad de pared no debe ser menor que los valores mostrados en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2

Piso	Densidad de pared (cm/m ²)
Primer piso de un edificio de 4 pisos.	15
Otros pisos	12

(4) Proporción de refuerzo por corte

Deberá ser igual o mayor que el valor dado en la Tabla 4.3, a fin de evitar condiciones imprevistas en el concreto.

Tabla 4.3

Pisos	Proporción de Refuerzos por corte (%)
Cada piso de edificios de 2 pisos o menos, o último piso de edificios de 3 pisos o más.	0.2
Otros pisos	0.3

(5) Diámetros y colocación de refuerzo por corte

El diámetro de las barras de refuerzo por corte debería ser de 6 mm^(*) o más, y las barras pueden ser colocadas en una sola capa.

(6) Barras de refuerzo por flexión

Deben colocarse en las partes estructuralmente importantes de la pared portante como bordes y vanos, en cantidad igual o superior a la mostrada en la Tabla 4.4.

Tabla 4.4

Piso	Barras de refuerzo por flexión en los bordes.	
	$h > 1 \text{ m.}$	$h < 1 \text{ m.}$
Cada piso de edificios de 2 pisos o menos, o último piso de edificios de 3 pisos o más.	2-12 \emptyset ó 2-D13	1-13 \emptyset ó 1-D13
Otros pisos	2-16 \emptyset ó 2-D16	2-13 \emptyset ó 2-D13

Notas : h denota altura libre de vano

\emptyset denota barras lisas y D barras corrugadas**

* En Japón las barras tienen su diámetro graduado en milímetros.

** Cuando el acero tiene su punto de fluencia mayor que 3000 Kg/cm² se recomienda usar barras corrugadas.

(7) Refuerzo diagonal en las esquinas de vano.

Barras de refuerzo diagonal de diámetro mayor que 9 mm. y con área mayor que la mitad de los valores mostrados en la Tabla 4.4 deben ser provistas en las esquinas de los vanos para prevenir grietas diagonales.

(8) Viga de pared.

En la parte superior de la pared portante de cada piso, debe ser provista una viga continua de pared, con un peralte no menor de 45 cm.

El refuerzo por corte de la viga de pared debe ser por lo menos igual al que corresponde a la pared portante.

C) Techo y Piso

(1) Rigidez

En esta construcción, donde las paredes portantes son hechas por la unión de elementos prefabricados, viene a ser especialmente importante asegurar la rigidez de las losas techo y las losas piso. En consecuencia, se requiere precauciones en los detalles de las juntas entre techos o pisos y paredes, así como entre las paredes.

(2) Refuerzo periférico

En la periferia de los paneles techo y piso, es necesaria la colocación de barras de refuerzo para la transmisión de 2 tipos de esfuerzos: La flexión en el plano del panel causada al momento de la aplicación de una carga

horizontal, y el corte en el panel mismo debido al efecto de restricción periférica.

(3) Anclaje del refuerzo de losas

Cuando la periferia de un panel techo o piso es colocado sobre una zapata o un panel de pared portante, son necesarias precauciones tales como extender el final del refuerzo fuera del elemento y anclarlo en el apoyo o miembro adyacentes, o bien soldarlo al refuerzo de esos miembros.

d) Junta de Miembros

En la construcción de pared, no es exagerado decir que la rigidez y resistencia de las juntas controla su resistencia sísmica. Consecuentemente, es necesario diseñar juntas que tengan amplia seguridad contra tensiones previstas y, en general, probarlas mediante ensayos.

Los métodos de conexión entre miembros de esta construcción, se clasifican en forma amplia en 2 categorías: Una que usa concreto o mortero vaciado en obra, llamado junta húmeda, y otra que usa planchas de acero ancladas y soldadas, llamada junta seca.

En el caso de la junta húmeda, la calidad del concreto o mortero rellenedor debe ser de 180 kg/cm² o más en términos de resistencia a la compresión a las 4 semanas. Además, las barras salientes del refuerzo de los miembros contiguos deben ser soldadas unas a otras, o ser suficientemente ancladas en el concreto o mortero rellenedor.

En las figuras 4.2, 4.3 y 4.4 se muestran e-

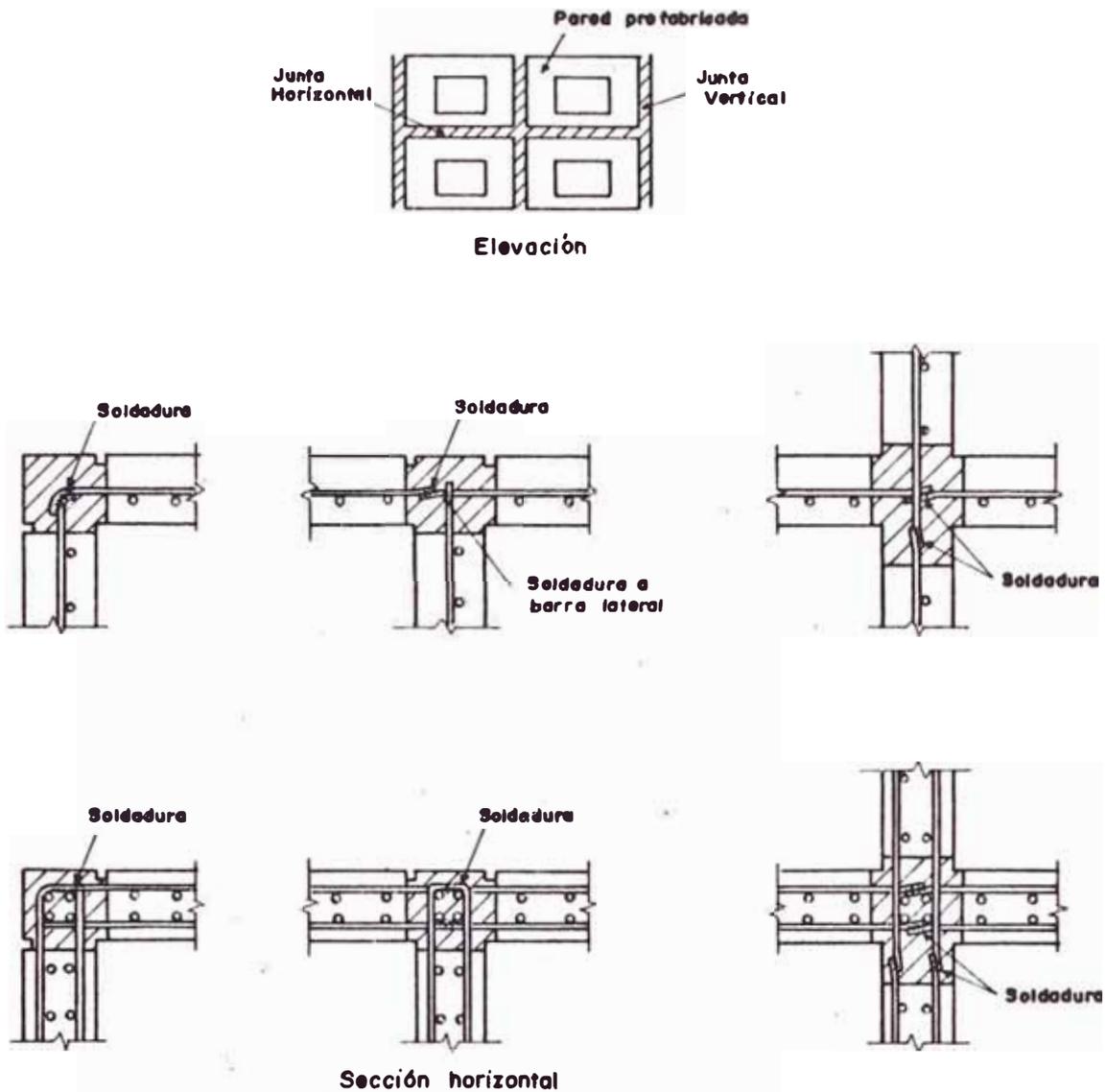


Fig 4.2 Juntas Verticales de Paredes Portantes

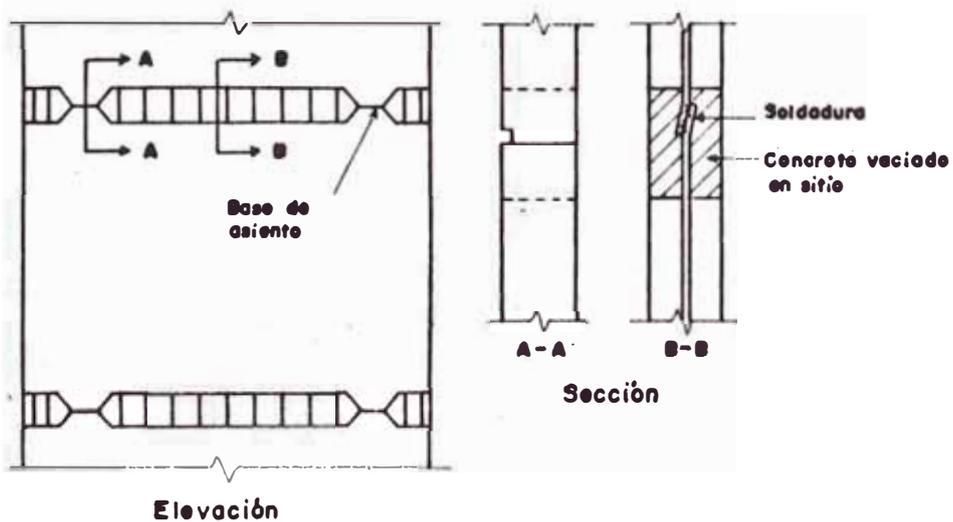
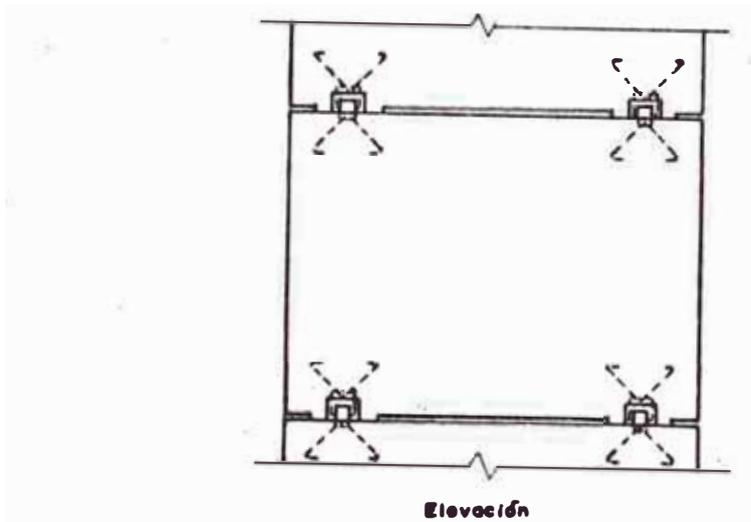


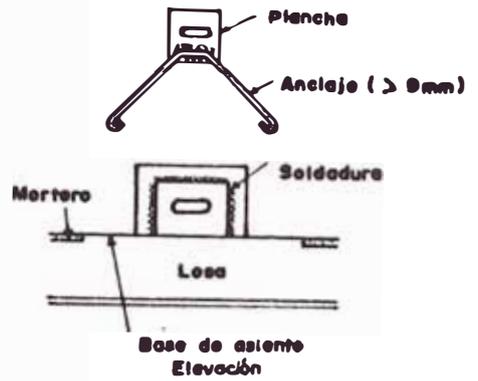
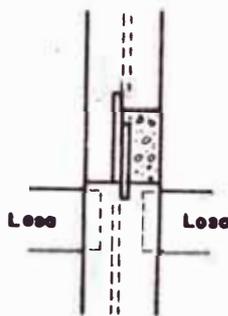
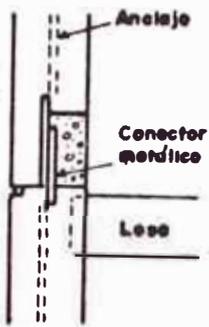
Fig 4.3 (a) Junta Horizontal de Paredes Portantes



Pared exterior

Pared interior

Conector metálico



Pared exterior

Pared interior

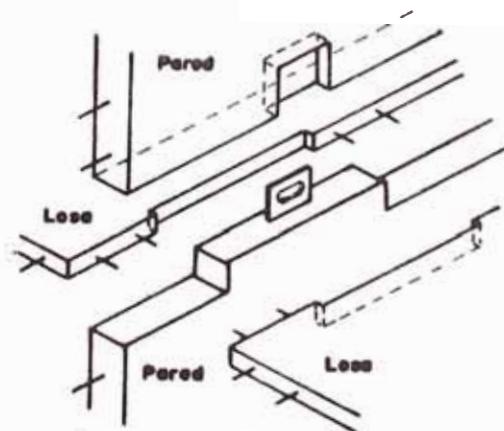
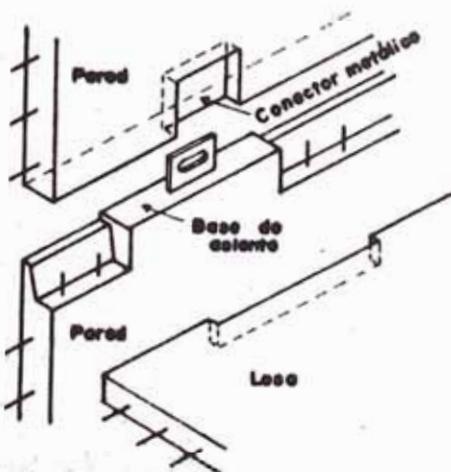


Fig 4.3 (b) Junta Horizontal de Paredes Portantes

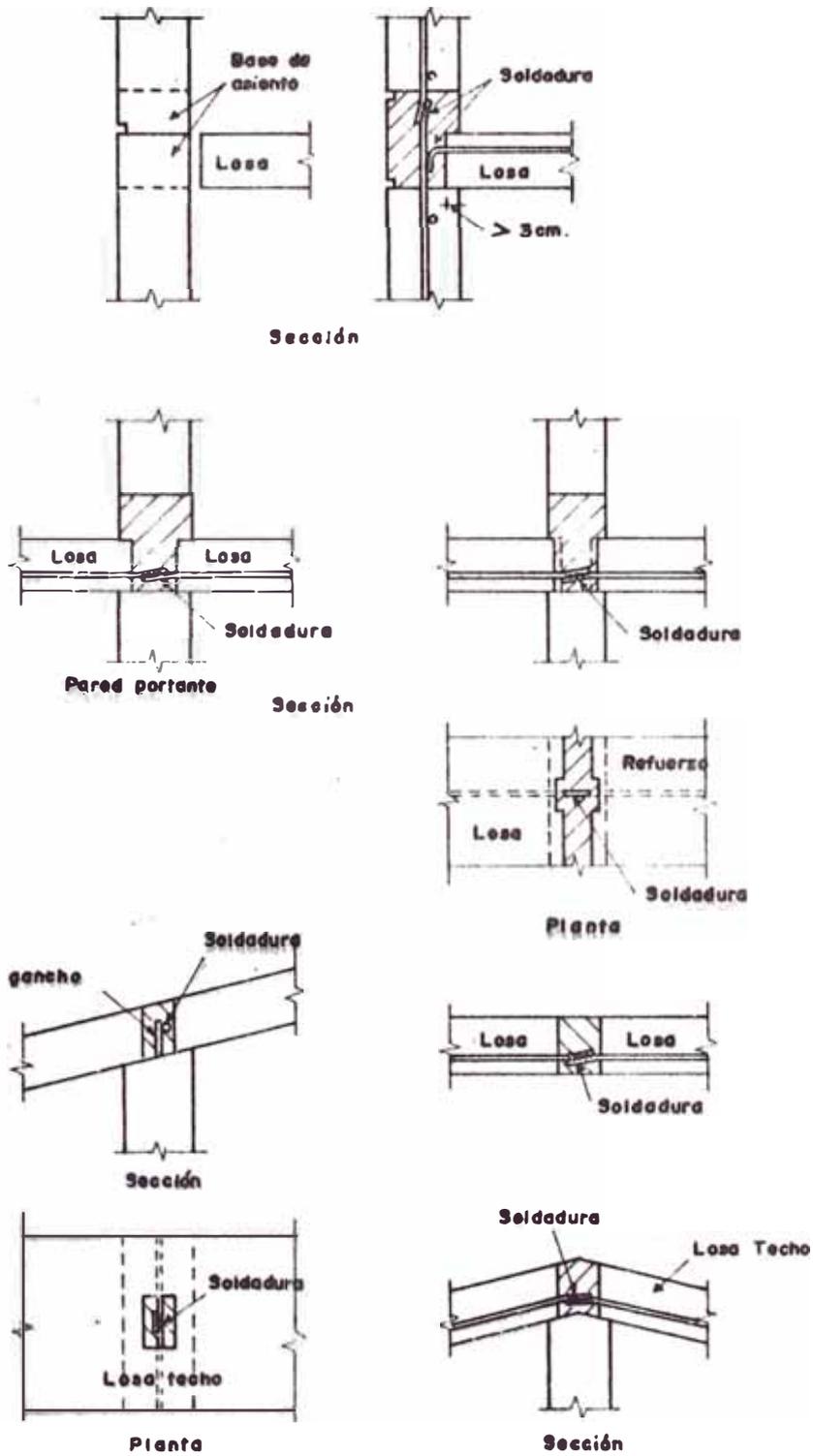


Fig 4.4 Junta entre Losa de Piso (Losa de Techo) y otros Miembros

jemplos de los métodos de conexión usados. Es deseable la adecuada combinación de las juntas secas y húmedas para asegurar la firmeza y resistencia integral de las construcciones de pared.

e) Zapatas y Vigas de Cimentación

Para la cimentación de la construcción de pared se usan zapatas contínuas o vigas de cimentación de concreto vaciado en obra, en consideración a la uniformidad de su contacto con el terreno, la resistencia sísmica del edificio entero, durabilidad de las juntas, etc. Sin embargo, se deberán tomar precauciones especiales para mantener la exactitud y el nivel en la superficie donde será hecho el contacto con los elementos prefabricados.

El espesor del alma de la zapata contínua debe ser mayor que el de la pared portante de encima.

En caso de que el espesor de la zapata es 18 cm. o más, el refuerzo debería ser colocado en dos capas paralelas a las superficies, y otro refuerzo diferente a las barras principales no debería ser menor que el refuerzo por corte para la pared portante.

4.3 CONSTRUCCION A BASE DE ENTRAMADO.-

Se trata de un sistema estructural en el cual los miembros estructurales tales como columnas, vigas y paneles pared son prefabricados de concreto armado, que se ensamblan en el lugar de la construcción. Ver la Fig. 4.5.

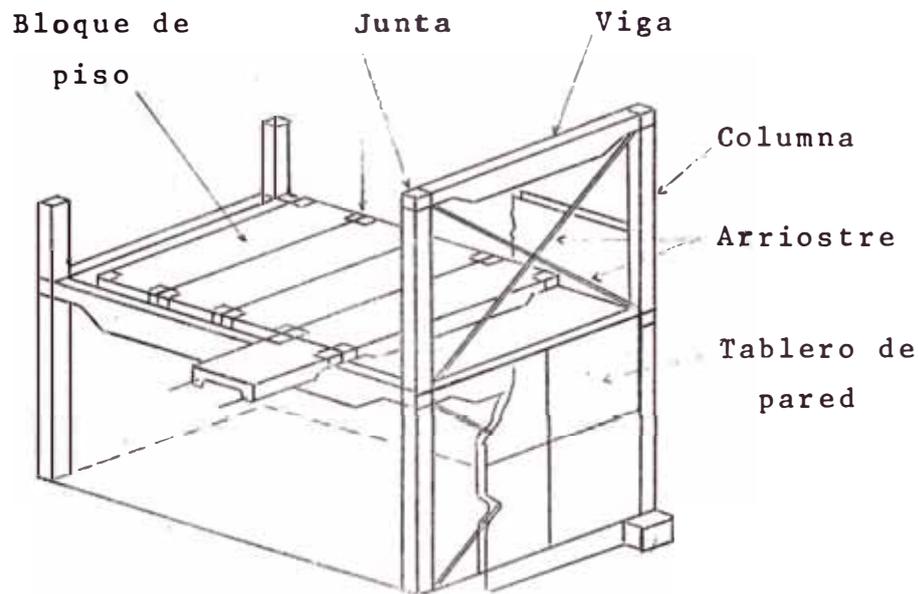


Fig. 4.5 Construcción de entramado

Planeamiento Estructural

Las construcciones de este tipo no deben exceder los tres pisos ni los 14 m. de altura.

En cuanto a las plantas y elevaciones del edificio, se recomiendan aquellas que sean tan simples y bien proporcionadas como sea posible; son deseables asimismo aquellas que tengan una adecuada disposición de columnas y vigas.

Paredes portantes (marcos con arriostres y tableros que puedan resistir cargas horizontales y verticales) deben ser dispuestas bien balanceadas en la planta del edificio. También, el área de toda porción encerrada por la línea de ejes de las paredes portantes debe ser hecha igual ó menor que 60 m².

Para el propósito de transmitir cargas horizontales o las paredes portantes, los techos y pisos deberían ser hechos para tener suficiente rigidez y resistencia.

Observaciones sobre el cálculo de esfuerzos

Al calcular los esfuerzos en un entramado, las asunciones que siguen pueden ser usadas, pero es necesario prestar la debida consideración a las condiciones reales.

- (1) Las juntas del entramado pueden considerarse como juntas articuladas en los casos ordinarios.
- (2) Para las paredes portantes con arriostres, la suma de las resistencias de cada pared puede ser considerada como la del edificio, previniendo la falla de algunos arriostres.
- (3) También las paredes portantes a base de paneles-módulo, en las cuales columna, viga y panel pared constituyen un cuerpo, pueden ser tratadas de la misma manera que las paredes portantes con arriostres. Es deseable, sin embargo evitar el uso combinado de los marcos con arriostres y las paredes portantes de paneles-módulo, porque las últimas, en general, son inferiores comparadas con los primeros, especialmente en lo referente a su ductilidad.

Notas Estructurales

a) Miembros Prefabricados

Los miembros prefabricados principales como columnas, vigas, unidades de piso, deben ser de alguna de las dos clases de productos siguientes:

- i) Producto clase 1, que es un concreto que tiene una resistencia a la compresión de 200 Kg/cm² o más a las 4 semanas.
- ii) Producto clase 2, o concreto cuya resistencia a la compresión es de 300 Kg/cm² o más a las 4 semanas.

b) Paredes portantes

Con respecto a las direcciones principales en cada piso del edificio, los valores de la densidad de pared serán iguales o mayores que los mostrados en la Tabla 4.5.

Tabla 4.5

Piso	Densidad de Pared (cm/m ²)
Edificio de un piso o último piso.	12
Segundo piso contado del último.	12
Tercer piso contado del último	18*

Nota

* Puede ser reducida a 16 en casos donde la sección del arriostre es suficientemente provista y la rigidez en el punto de conexión de cada miembro es grande en suficiencia.

Las longitudes de las paredes portantes a ser usadas en el cálculo de la densidad de pared, son determinadas como sigue:

- i) En casos donde un arriostre puede tomar solo tracción o compresión.
- (1) Para la pared portante que tiene arriostres cruzados den

tro del mismo armazón de pared, la longitud entera es tomada.

(2) Si hay, en el mismo plano del armazón de pared, un par de paredes portantes que tienen un solo arriostre para resistir las fuerzas horizontales, la longitud de la pared portante más corta puede ser tomada.

ii) En casos donde un arriostre puede tomar tanto tracción como compresión.

(1) Para la pared portante que tiene arriostres cruzados dentro del mismo armazón, se toma una y media veces la longitud.

(2) Para la pared portante que tiene un solo arriostre, su longitud íntegra es tomada.

Sin embargo, la longitud de la pared portante debería ser 90 cm. o más porque la rigidez se reduce si una inclinación del arriostre es demasiado grande.

Los arriostrea a ser usados en la pared portante, deberían tener dimensiones tales que su sección sea igual o mayor que las mostradas en la Tabla 4.6.

Tabla 4.6

Piso	Diámetro de la varilla de acero del arriostre (mm.)	Tamaño del ángulo de acero del arriostre (mm.)
Edificio de un piso o último piso.	13	40x40x3
Segundo piso desde el último.	16	50x50x6
Tercer piso desde el último.	16	50x50x6

Es necesario tomar precauciones respecto a la conexión del arriostre si se trata de una barra de acero, pues es susceptible a sufrir deformaciones.

c) Columnas

La mínima sección de columna debería ser igual o mayor que los valores mostrados en la Tabla 4.7. También, un mínimo de 4 barras que tengan un diámetro no menor de 9 mm debería usarse para el refuerzo principal.

Tabla 4.7

Piso	Sección mínima de columna (cm)	Observación
Tercer piso desde el último.	18* ó H/20	H: Altura crítica
Otros pisos.	15 ó H/24	entre apoyos.

Nota :

* Puede reducirse a 15 ó H/24 cm. en casos donde se usen 2 ó más columnas que sean productos de la clase 2, y que están conectadas entre sí.

d) Vigas

De acuerdo a las normas, el ancho de la viga debe ser 12 cm. o más para productos de la clase 1, y 9 cms. o más en el caso de los productos de clase 2. Es deseable a plicar un eficaz acabado a prueba de fuego en los lados de la viga, en la medida que 9 cm. de ancho son considerados no satisfactorios para la resistencia al fuego.

e) Conexión de los miembros de Armazón de Pared.

Los métodos de conexión de los miembros del armazón de pared están clasificados de un modo general en 2 clases: Uno que usa concreto vaciado en obra y otro que usa pernos. En cualquier caso, es deseable tener una conexión

tal pueda transmitir positivamente esfuerzos, no esté sujeta a aflojamientos y deformación, y pueda limitar apropiadamente el desarrollo de esfuerzos locales secundarios.

En caso de que la conexión se hecha por pernos, se espera deformación debida a tuercas perdidas, juego entre pernos y sus orificios, etc.; además no se le considera completamente rígida. Se especifica, sin embargo, que el diámetro de perno a usarse en conexiones principales debe ser 16 mm. o más, si se trata de un solo perno, y 13 mm. o más si se trata de 2 pernos.

f) Piso Ensamblado

(1) Rigidez

Para transmitir cargas horizontales a las paredes portantes, son necesarios pisos que tengan adecuada rigidez y resistencia. En casos donde el piso es formado por bloques de concreto u otros elementos prefabricados (piso ensamblado), debe ser construído de modo que los bloques piso y el armazón de pared sean convertidos en un cuerpo, lo que se consigue haciendo conexiones de los bloques-piso a los miembros contíguos por medio de mortero, concreto o pernos.

(2) Conexión del borde del piso a la viga

Respecto a la conexión del bloque extremo del piso ensamblado, las barras principales deberían ser ligadas ajustadamente por medios adecuados, tales como el anclaje de barras dentro de la viga, el uso de pernos, etc. y tomando precauciones para evitar su separación.

(3) Espesor

El espesor de bloque del piso ensamblado debería ser 4 cm. o más para los productos de clase 1, y 3 cm. o más para productos de clase 2.

g) Cimentación

Es preferible construir cimentación corrida o vigas de cimentación de concreto armado vaciado en obra, en atención a la uniformidad de su contacto con el suelo, resistencia sísmica, durabilidad de las conexiones, etc.

También, el ancho de la cimentación debería ser igual o mayor que el ancho de columna; la profundidad debería ser 1/12 de la altura del edificio o más, y debería ser provista con refuerzo doble.

4.4 CONSTRUCCION A BASE DE PAREDES MODULARES.-

Se parece a la construcción de entramado, siendo sus principales puntos de diferencia los indicados a continuación. (Ver la Fig. 4.6).

Planeamiento Estructural

Estas construcciones deben limitarse a tener 2 pisos como máximo y 7 m. o menos de altura.

Es deseable acomodar paredes portantes en forma de L ó T en las esquinas del edificio. También, colocar las paredes portantes del piso superior justo encima de las del piso inferior.

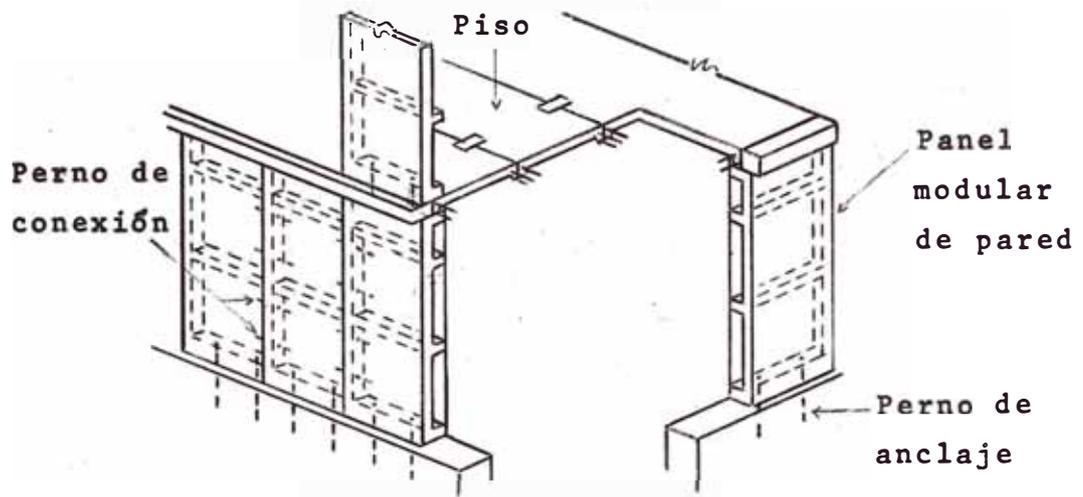


Fig. 4.6 Construcción de panel

Notas Estructurales

a) Miembros prefabricados

Los miembros deben ser hechos con concreto que tenga una resistencia a la compresión de 300 kg/cm² o más a las 4 semanas.

b) Paredes portantes

La densidad de pared portante debería ser 12 cm/m² o más para cada piso en edificios de 2 pisos, y 10 cm/m² o más para edificios de un piso, respecto a cada una de las direcciones principales del edificio.

c) Techos y pisos

La estructura del techo puede ser una cons-

trucción de concreto prefabricado, de acero o de madera.

Como regla general, el piso del segundo nivel debería ser construido con concreto prefabricado.

d) Vigas collar y paredes colgantes.

En casos donde un techo o piso de la segunda planta sea una construcción diferente a la de concreto prefabricado y no tenga rigidez, se debería proveer una viga collar en lo alto de la pared portante, a fin de obtener rigidez de la pared en la dirección normal al plano de la pared.

En casos donde una pared portante recibe una gran carga del armazón del techo, piso o viga, se debería prestar atención a la manera como los esfuerzos son transmitidos.

e) Cimentación

El ancho de la zapata continua debería ser igual o mayor que el ancho de la pared portante, y su profundidad debería ser 60 cm. o más para edificios de 2 pisos, y 45 cm. o más para edificios de un piso.

La zapata continua debería tener doble refuerzo. Para el refuerzo principal, en caso de edificios de dos pisos, se debería usar al menos dos barras de 16 mm. en las partes superior e inferior de la zapata; para edificios de un piso, al menos una barra de 16 mm. arriba y abajo. Para el refuerzo del alma, barras de 6 mm. o más deberían ser colocadas a 30 cm. o menos de espaciamiento.

El tamaño de los pernos de anclaje a ser usados para la conexión del borde inferior de la pared portan-

te debería ser como se muestra en la Tabla 4.

Tabla 4

Pisos	Densidad de Pared de Diseño.	Perno de anclaje
Edificio de 2 pisos	1.5 veces o menos la densidad especificada.	19Ø
	Más de 1.5 veces la densidad especificada.	16Ø
Edificio de 1 piso	1.5 veces o menos la densidad especificada	16Ø
	Más de 1.5 veces la densidad especificada.	13Ø

Respeto al enrasado de mortero en la parte superior de la zapata, es necesario ejecutar el trabajo con particular cuidado para obtener un preciso nivel horizontal, de modo que no haya problema al ensamblar los paneles de pared.

f) Conexión de Miembros

En este tipo de construcción se usan juntas que combinan pernos y mortero de relleno.

En el ensamblaje de miembros estructurales, los pernos de conexión deberían ser asegurados después que los miembros han sido alineados y ajustados, y debería tenerse cuidado para que la resistencia de cada junta devenga uniforme.

Es necesario llenar mortero en puntos donde los cuales es importante, estructuralmente o de otra forma.

(1) Alrededor de los pernos de anclaje de las zapatas.

- (2) Entre el panel de pared y el de techo, y alrededor de la conexión de pernos entre el panel de pared del piso bajo, el panel piso y el panel de pared del piso alto.
- (3) En las juntas entre paneles de piso y entre paneles de pared.
- (4) Alrededor de los pernos de conexión de la viga collar y el panel pared.

C A P I T U L O 5

REGLAMENTO TENTATIVO PARA EL DISEÑO SISMICO EN LA CONSTRUCCION A BASE DE PAREDES DE CONCRETO PREFABRICADO

5.1 PLANTEAMIENTOS PREVIOS.-

En Japón y varios países de Europa, la construcción a base de paredes de concreto prefabricado es aplicado extensivamente en programas de viviendas multifamiliares. Ello se debe a que este tipo de construcción es conveniente para la utilización de las áreas urbanas, y es también económico en comparación con la tradicional construcción apoticada de concreto.

La estructura de pared, teóricamente hablando, requiere una solución de estructura apoticada que tome en cuenta la deflexión debida a cortante y flexión y también la zona rígida en las uniones de las paredes u otros análisis complicados, porque las vigas pared y las columnas pared tienen gran peralte comparado con su longitud; además, en algunos casos, su resistencia se torna menor que la del pórtico convencional porque el espesor de sus miembros es pequeño. En consecuencia, el diseño de este tipo de estructura es bastante difícil.

Sin embargo, para el caso de edificios de departamentos de pocos pisos, se puede prescindir de análisis especiales si el diseño se hace en concordancia con el Reglamento para el Diseño Estructural de la Construcción de Pared de Concreto Armado Prefabricado elaborado por el Instituto de Arquitectura de Japón. Recuérdase que dicho Regla

mento, descrito en el Capítulo 4, incluye aspectos importantes desde el punto de vista de la resistencia sísmica.

En consideración a estos hechos, en el presente capítulo se propone un Reglamento Tentativo para el Diseño Sísmico de Construcciones de Pared de Concreto Armado Prefabricado, el mismo que está basado en el correspondiente Reglamento Japonés. De esta manera se persigue un doble objetivo:

- (1) Propiciar el uso y la difusión de casas prefabricadas.
- (2) Propiciar la dación de reglamentos de diseño que incluyan requisitos para la resistencia sísmica.

5.2 ARTICULADO PROPUESTO .-

Art. 1 Alcances

1. Este reglamento se aplicará a construcciones cuya estructura, formada por unidades de concreto armado prefabricado conectadas efectivamente entre sí, consiste en paredes portantes capaces de resistir cargas horizontales y verticales, techos y pisos.
2. Las partes no sujetas a este reglamento serán reguladas por el Reglamento Nacional de Construcciones, del cual forma parte el presente reglamento.
3. Estructuras diseñadas bajo investigación especial y reconocidas como poseedoras de igual o superior resistencia estructural a la ofrecida por este reglamento, pueden ser excluídas parcialmente de la aplicación del mismo.

Art. 2 Tamaño de las Estructuras

1. El número de pisos de estas estructuras será 4 como

máximo, y la altura de edificación será de 13 m. o menos. En caso que hayan parapetos que excedan la altura de 1.2 m, la altura de estos parapetos será incluida en la altura de la edificación.

2. La longitud del edificio, como regla, será menor que 80 m.

Art. 3 Fuerza Sísmica

La mínima fuerza horizontal en la base de estas construcciones se calculará de acuerdo a la fórmula dada por las Normas Peruanas de Diseño Antisísmico, esto es:

$$H = UKCP$$

En esta fórmula, el producto KC se tomará, como re -gla, igual a 0.2.

Art. 4 Calidad de las Unidades de Concreto Prefabricado

1. Las unidades de concreto prefabricado serán hechas mediante el uso de moldes de acero sólidos y exac -tos, y de equipo para densificar concretos a través de vibración u otros métodos.
2. La resistencia a la compresión del concreto prefabricado será mayor que 175 kg/cm² a los 28 días.
3. Las unidades de concreto prefabricado estarán libres de errores en las dimensiones, alabeos, rajaduras y roturas perjudiciales para la resistencia y la construcción.
4. Las unidades de concreto prefabricado serán diseña -das para garantizar la seguridad en los esfuerzos al momento del transporte, izaje, instalación y otros manipuleos.

Art. 5 Disposición de las Paredes Portantes

1. Las paredes portantes, incluidas las formadas por 2 o más paredes unidas eficazmente en el mismo plano horizontal, serán dispuestas en forma simétrica y armónica en la planta del edificio.
2. En la planta del edificio, el área de cada parte cerrada por la línea de ejes de las paredes portantes será menor que 60 m^2 .
3. Respecto a las direcciones principales de la estructura, los valores calculados de dividir la longitud total de pared en cm., especificada en el Art. 6, entre el área de cada piso en m^2 - cuocientes mencionados como "densidad de pared" en lo sucesivo - serán mayores que los valores indicados en la Tabla 5.1.

Tabla 5.1 Densidad de Pared

Pisos	Densidad de Pared (cm/m ²)
Primer piso de un edificio de 4 pisos.	15
Otros pisos	12

Art. 6 Construcción de la Paredes Portantes

1. La longitud de la pared portante será 30% o más de la altura de la porción de pared, y a la vez 45 cm. o más. Ver Fig. 5.1.

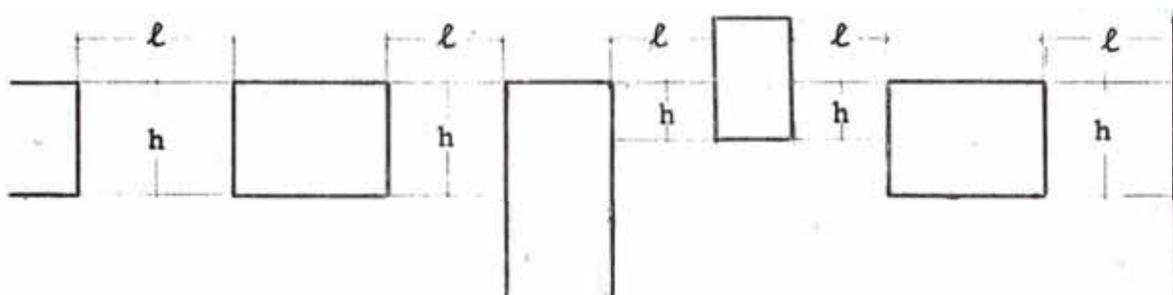


Fig. 5.1

2. El espesor de la pared portante será superior a los valores mostrados en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 Espesor de Pared

Pisos	Espesor Pared (cm)
Cada piso de edificios de 2 pisos o menos, o último piso de edificio de 3 pisos o más.	12 ó $H/25$
Otros pisos	15 ó $H/22$

Nota : H denota la altura de pared de cada piso en cm.

3. La pared portante tendrá barras de refuerzo por corte en las direcciones horizontal y vertical, y la proporción de refuerzo respecto a la sección de concreto será igual o mayor que los valores dados en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3 Proporción de Refuerzo por Corte

Pisos	Proporción de Refuerzo por Corte (%)
Cada piso de edificio de 2 pisos o menos, o último piso de edificio de 3 pisos o más.	0.2
Otros pisos	0.3

4. La proporción de refuerzo por corte para el caso de una densidad de pared mayor que la indicada en la Tabla 1, puede ser disminuída a los valores calculados por la fórmula siguiente siempre que no resulte un valor más bajo que 0.2%:

$$P = P_0 \times \frac{D_0}{D}$$

P = Proporción de refuerzo por corte a usarse

P₀ = Proporción de refuerzo por corte de la Tabla 3.

D₀ = Densidad de pared de la Tabla 1.

D = Densidad de pared de diseño.

5. El diámetro de las barras de refuerzo por corte será 1/4" ó más, y el espaciamiento entre las barras paralelas, verticales y horizontales, será 30 cm. o menos (45 cm. para casas de un piso). En el caso de refuerzo en doble éapa con arreglo escalonado, el espaciamiento no exderá los 45 cm. Ver la Fig. 5.2.

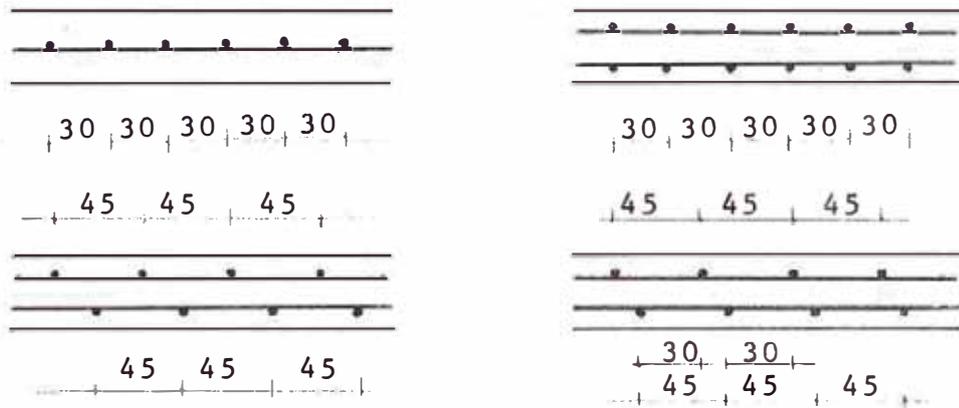


Fig. 5.2

6. Puntos estructuralmente importantes tales como bordes de pared portante y periferia de vanos tendrán la colocación de refuerzo por flexión en cantidad al menos igual a la mostrada en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Refuerzo por Flexión en Bordos y Vanos

Pisos	Barras de Refuerzo por Flexión	
	$h > 1 \text{ m.}$	$h \leq 1 \text{ m.}$
Cada piso de edificio de 2 pisos o menos, o último piso de edificio de 3 pisos o más.	2 - ϕ 1/2"	1 - ϕ 1/2"
Otros pisos	2 - ϕ 5/8"	2 - ϕ 5/8"

Nota : h significa altura libre de vano.

7. En las esquinas de los vanos debe colocarse barras diagonales que tengan un diámetro de 1/4" o más, y un área mayor que 1/2 de la correspondiente a las barras mostradas en la Tabla 5.4.

8. En la parte superior de toda pared portante con vano habrá una viga con un peralte mínimo de 45 cm. y con refuerzo por flexión no menor que una barra de 5/8" abajo y arriba.

Art. 7 Construcción de Techos y Pisos.

1. Las unidades de techo o piso serán losas de concreto armado prefabricado y estarán conectadas eficazmente a las paredes portantes y a todo otro techo o piso.
2. La longitud de apoyo de losa en la pared portante será por lo menos de 3 m.

Art. 8 Conexión de las Unidades de Concreto Prefabricado.

1. La conexión de las unidades será diseñada para garantizar la seguridad ante las cargas estimadas, especialmente las debidas a sismo.
2. La rigidez y resistencia de las juntas, como regla, serán determinadas por resultados experimentales.
3. En las uniones hechas por el método de junta húmeda, el mortero o concreto rellenedor tendrá una resistencia a la compresión de 175 kg/cm² o más a los 28 días.
4. Las barras de refuerzo y las planchas o formas laminadas, serán protegidas a fin de garantizar la suficiente seguridad ante la oxidación y el fuego.

Art. 9 Construcción de Zapatas y Vigas de Cimentación.

1. Para garantizar la suficiente seguridad ante cargas horizontales y verticales se diseñará zapatas contínuas o vigas de cimentación de concreto vaciado en obra.
2. El ancho del alma de las zapatas o vigas de cimentación será mayor que el de la pared portante en con-

tacto.

3. En caso que el ancho de la zapata o viga sea 18 cm. o más, el refuerzo se colocará en 2 capas, y las barras horizontales y verticales diferentes de las principales serán reguladas por el Art. 6.5.

C A P I T U L O 6

APLICACION DE DISEÑO

ALCANCE.-

El diseño estructural antisísmico que se presenta en este capítulo está regulado por el Reglamento Tentativo propuesto en el capítulo 5 de este trabajo. Se trata, pues, de un ejemplo de aplicación de dicho reglamento.

El cálculo se hace solo contra cargas permanentes y fuerzas sísmicas, no se considera los esfuerzos debidos a iza je y montaje. Por lo demás, se sigue la metodología de cálculo de T. Shinagawa.

ESBOZO DE LA ESTRUCTURA.-

La estructura a calcularse corresponde a un edificio de departamentos de 4 pisos. Cada piso tiene 6 departamentos, lo cual significa un total de 24 unidades de vivienda. En el Anexo 1 se muestra la planta de un módulo típico del edificio.

Los espesores de los elementos estructurales son:

(1) Paredes portantes	15 cm.
(2) Pisos (losas)	12 cm.
(3) Techo	15 cm.
(4) Relleno	20 cm.

Los acabados de paredes y rellenos son de mortero. Las juntas, horizontales y verticales, son Húmedas.

Se supone que la estructura está situada dentro del área de Lima Metropolitana.

1. Cargas

a) Carga de pisos

Se calcula las cargas repartidas debidas a techo, pisos, balcón, etc. que actúan en losas, paredes, vigas, cimientos y en caso de sismos.

i) Cargas Muertas

- Techo:

$$\text{Concreto: } 0,15 \text{ m} \times 2,4 \text{ t/m}^3 \quad 0,36 \text{ t/m}^2$$

- Piso Típico:

$$\begin{array}{l} \text{Concreto: } 0,12 \times 2,4 = 0,29 \\ \text{Vinílico (espesor 3 cm) = 0,06} \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Concreto: } 0,12 \times 2,4 \\ \text{Vinílico (espesor 3 cm) = 0,06} \end{array}} \right\} 0,35 \text{ t/m}^2$$

- Balcón:

$$\begin{array}{l} \text{Concreto: } 0,20 \times 2,4 = 0,48 \\ \text{Mortero : } 0,03 \times 2,0 = 0,06 \end{array} \left. \vphantom{\begin{array}{l} \text{Concreto: } 0,20 \times 2,4 \\ \text{Mortero : } 0,03 \times 2,0 \end{array}} \right\} 0,54 \text{ t/m}^2$$

- Valor promedio de escalera y relleno ... 0.57 t/m²

ii) Cargas Totales

Se hallan por simple adicción de las cargas muertas y las vivas, Ver Tablas 6.1, 6.2 y 6.3.

Para las cargas vivas correspondientes a paredes, vigas y cimientos se puede tomar los valores dados por el reglamento Japonés, tal como se hace en este diseño.

- Para losas:

Tabla 6.1

Elemento	C.M.	C.V.	C.T. (t/m ²)
Techo	0.36	0.15	0.51
Piso Típico	0.35	0.20	0.55
Escalera	0.57	0.20	0.77

- Para paredes, vigas y cimientos:

Tabla 6.2

Elemento	C.M.	C.V.	C.T. (t/m ²)
Techo	0.36	0.10	0.46
Piso Típico	0.35	0.15	0.50
Escalera	0.57	0.15	0.72

- Para sismos:

Tabla 6.3

Elemento	C.M.	C.V.*	C.T. (t/m ²)
Techo	0.36	0.04	0.40
Piso Típico	0.35	0.05	0.40
Escalera	0.57	0.05	0.62

* El 25% de la carga viva asignada a losas.

b) Carga de Paredes

- Pared Portante

$$\left. \begin{array}{l} \text{Concreto} \quad : \quad 0.15 \times 2.4 = 0.36 \\ \text{Capa de mortero:} \quad \quad \quad = 0.01 \end{array} \right\} 0.37 \text{ t/m}^2$$

- Tabiques

$$\begin{array}{l} \text{de 11 cm: } 0.11 \times 2.4 \quad = 0.27 \\ \text{de 8 cm: } 0.08 \times 2.4 \quad = 0.20 \end{array}$$

c) Esfuerzos Permisibles

Se usan los siguientes materiales:

$$\begin{array}{l} \text{Concreto:} \quad f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ \text{Acero} \quad : \quad f_y = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \end{array}$$

En consecuencia los esfuerzos permisibles son:

- Para Cargas Permanentes (Kg/cm²) :

Tabla 6.4

Material	Compresión	Tracción	Corte
Acero	1400	1400	-
Concreto	53	-	4.2

- Para Cargas Combinadas:

Los valores dados para Cargas Permanentes en la Tabla 6.4 multiplicados por 1.33.

2. Verificación de la Densidad de Pared

a) Espesor de pared (Art. 6.2)

Para el último piso:

$$\frac{H}{25} = \frac{255}{25} = 10.2 \longrightarrow 15 \text{ cm.}$$

Para los otros pisos:

$$\frac{H}{22} = \frac{255}{22} = 11.6 \longrightarrow 15 \text{ cm.}$$

b) Densidad de pared (Art. 5.3)

- Se calcula el área de un piso típico, considerando sólo la mitad del área de balcón.

$$A = (6.96 \times 5.79 + 1.08 \times 0.80 + 6.96 \times 1.1/2) \times 6 =$$

$$A = 270 \text{ m}^2.$$

- Se calcula luego la longitud de paredes portantes en las direcciones principales.

$$\begin{aligned} l_x &= \left[(110 + 7.5) + (94.75 + 7.5) + (105 + 7.5) \right] \times 2 \\ &+ (110 + 94.75 + 105) \times 4 \\ &+ \left[144.5 + 63 + (60 + 7.5) + 83.75 + 97 + 154 \right] \times 6 \\ &+ (55 + 194) \times 3 \\ &= 6,309 \text{ cm.} \end{aligned}$$

$$l_y = (579 + 15) \times 4 + 285.6 \times 6 + (269 + 15) \times 3$$
$$= 4,941 \text{ cm.}$$

- Finalmente se halla la densidad de pared correspondiente

$$D_x = \frac{6309}{270} = 23.4 \text{ cm/m}^2 > 15 \text{ cm/m}^2$$

$$D_y = \frac{4941}{270} = 18.3 \text{ cm/m}^2 > 15 \text{ cm/m}^2$$

O sea valores mayores que los especificados en el Art.5.3

3. Verificación del Esfuerzo de Compresión en las Paredes

Se calcula el esfuerzo de compresión que tiene lugar en el extremo inferior de las paredes del primer piso.

a) Carga de Piso

Se toma en cuenta la carga acumulada de techo, pisos y escaleras que se transmite a las paredes del primer piso.

- Por piso típico

$$\left. \begin{array}{l} \text{Techo: } 0.46 \\ \text{Piso : } 0.50 \times 3 = 1.50 \end{array} \right\} 1.96 \text{ t/m}^2$$

- Por escaleras

$$\left. \begin{array}{l} \text{Techo: } 0.46 \\ \text{Piso : } 0.72 \times 3 = 2.16 \end{array} \right\} 2.62 \text{ t/m}^2$$

b) Areas de carga de piso

Se calcula las áreas cargadas que corresponden a cada pared.

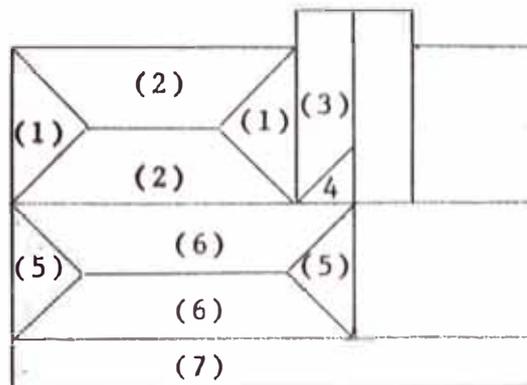


Fig. 6.1

$$\begin{aligned}
 A_1 &= 3.10^2 \times 1/4 &&= 2.40 \text{ m}^2 \\
 A_2 &= 1.55 \times (5.88 + 2.78) \times 1/2 &&= 6.72 \text{ m}^2 \\
 A_3 &= (3.10 + 0.80) \times 1.08 - 1.08^2 \times 1/2 &&= 3.64 \text{ m}^2 \\
 A_4 &= 1.08^2 \times 1/2 &&= 0.58 \text{ m}^2 \\
 A_5 &= 2.69^2 \times 1/4 &&= 1.81 \text{ m}^2 \\
 A_6 &= 1.35 \times (6.96 + 4.27) \times 1/2 &&= 7.56 \text{ m}^2 \\
 A_7 &= 1.10 \times 6.96 &&= 7.65 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

c) Superficie de paredes

Se determina el área de paredes, descontándose para este efecto el área de vanos. El cómputo se hace desde el primer piso hasta el cuarto, en sentido vertical. Los resultados aparecen en la Tabla 6.5.

Tabla 6.5.

Pared	Area bruta y vanos (m ²)	Area neta (m ²)
P _A	10.2 x 5.88 = 60.0 (0.45x0.65x2+1.2+1.3)x4 = 8.6	51.4
P _B	10.2 x 6.96 = 71.0 (1.69x1.925x2+0.55x0.5)x4 = 27.1	43.9
P _C	10.2 x 6.96 = 71.0 1.7x1.97x3.10 = 26.8	44.2
P ₁₋₁	10.2 x 3.10 = 31.6	31.6
P ₁₋₂	10.2 x 2.69 = 27.4	27.4
P ₂	10.2 x 3.90 = 39.8 0.869 x 1.875 x 4 = 6.5	33.3
P ₃	10.2 x 2.96 = 30.2	30.2
P ₄	10.2 x 3.06 = 31.2 0.86 x 1.925 x 4 = 6.6	24.6
P ₆	9.7 x 1.29 = 12.5	12.5

d) Carga de compresión

Esta carga resulta de multiplicar las dimensiones halladas en 3.b y 3.c por las respectivas cargas unitarias.

Los valores de las cargas de compresión aparecen en la Tabla 6.6.

Tabla 6.6

Pared	Elemento	Pesos parciales		W (t)
P _A	Piso (2)	1.96 x 6.72	= 13.96	40.9
	Pared	0.37 x 51.4	= 19.00	
	Tabique P ₄	0.27 x 24.6	= 6.65	
	Tabique P ₅	0.20 x 8.8	= 1.76	
	Ventana	0.04 x 8.6	= 0.35	
P _B	Pisos (2)y(6)	1.96x(6.72+7.56)	= 28.00	48.3
	Piso (4)	2.62 x 0.58	= 1.52	
	Pared	0.37 x 43.9	= 16.25	
	Tabique P ₆	0.20 x 12.5	= 2.50	
P _C	Pisos (6)y(7)	1.96x(7.56x7.65)	= 29.80	47.7
	Pared	0.37 x 44.2	= 16.35	
	Mampara	0.06 x 26.8	= 1.61	
P ₁₋₁	Piso (1)	1.96 x 2.40	= 4.72	16.4 21.1*
	Pared	0.37 x 27.4	= 11.69	
P ₁₋₂	Piso (5)	1.96 x 1.81	= 3.55	13.2 17.2*
	Pared	0.37 x 27.4	= 10.14	
P ₂	Piso (1)	1.96 x 2.40	= 4.72	29.5
	Piso (3)	2.62 x 3.64	= 9.54	
	Pared	0.37 x 33.3	= 12.33	
	Tabique P ₆	0.20 x 12.5	= 2.50	
	Puerta	0.06 x 6.5	= 0.39	
P ₃	Piso (5)	1.96x(1.81x2)	= 7.10	18.2
	Pared	0.37 x 30.2	= 11.07	

* Pared interior.

c) Esfuerzos de compresión

Conocidas las cargas de compresión, sólo falta determinar las secciones transversales de las paredes para hallar los esfuerzos de compresión que soportan, mediante la expresión $\sigma_c = W/S$. Esto se hace en la Tabla 6.7.

Tabla 6.7

Pared	W (t)	S (cm ²)	σ_c (Kg/cm ²)
P _A	40.9	15x(110+144+63+60) = 5560	7.4
P _B	48.3	15x(94.75+83.75+97+27.5) = 4540	10.6
P _C	47.2	15x(105+154+97) = 5340	8.9
P ₁	38.3	15x579 = 8680	4.4
P ₂	29.5	15x(205.6+80) = 4270	6.9
P ₃	18.2	15x269 = 4030	4.5

Como se puede observar, los esfuerzos de compresión en las paredes son admisibles.

4. Refuerzo de las Paredes

El refuerzo horizontal y vertical se colocará en una sola capa.

a) Armadura por Corte

Esta armadura se coloca de acuerdo a lo especificado en los Art. 6.3 y 6.4 del Reglamento tentativo.

En primer lugar se halla las cuantías reducidas (Art.6.4), usando para ello la menor densidad de pared calculada en este diseño, $D_y = 18.3$ (Ver la parte 2.b). Se tiene entonces:

Tabla 6.8

Piso	Cuantía (%)	Factor de Reducción	Cuantía reducida (%)
4	0.2	-	0.2
3,2	0.3	$12/18.3 = 0.66$	0.2
1	0.3	$15/18.3 = 0.82$	0.246

Luego se determina el refuerzo necesario, tomando para el cálculo 1 metro de pared. Ver Tabla 6.9.

Tabla 6.9

Piso	Espesor t (cm)	Longitud l (cm)	Cuantía p (%)	Area A_g (cm ² /m)	Refuerzo
4	15	100	0.20	3.0	$\emptyset 3/8 @ 22$
3,2	15	100	0.20	3.0	$\emptyset 3/8 @ 22$
1	15	100	0.246	3.7	$\emptyset 1/2 @ 22^*$

* El refuerzo horizontal puede ser $\emptyset 3/8 @ 18$.

b) Armadura por flexión

Se coloca en los bordes y vanos según el Art. 6.6 en disposición vertical. Ver Tabla 6.10.

Tabla 6.10

Pared	Piso	Vano (m)	Refuerzo
P_{A1}, P_{A2}	4 3,2,1	1.30	2 \emptyset 1/2 2 \emptyset 5/8
P_{A3}, P_{A4}	4 3,2,1	0.65	1 \emptyset 1/2 2 \emptyset 1/2
P_B	4 3,2,1	1.925	2 \emptyset 1/2 2 \emptyset 5/8
P_C	4 3,2,1	1.97	2 \emptyset 1/2 2 \emptyset 5/8
P_2	4 3,2,1	1.875	2 \emptyset 1/2 2 \emptyset 5/8

c) Armadura diagonal

Se pone según lo especificado en el Art. 6.7

5. Diseño de las Vigas de Pared

Para este diseño se requiere conocer las fuerzas horizontales que actúan a nivel de cada piso y los momentos flectores que producen en las vigas pared.

a) Fuerzas sísmicas

En el cálculo de estas fuerzas, se asigna a cada nivel la mitad de las paredes superiores e inferiores.

i) Determinación de P :

i) Determinación de P :

- Piso 4 :

$$\text{Techo} : 0.40 \times 41.76 \times 6.89 = 115.2$$

$$\text{Paredes} : 0.37 \times \left[(1/2 \times 2.55 \times (5.88 \times 6 + 41.76 \times 2 + 5.79 \times 4 + 3.9 \times 6 + 2.69 \times 3)) - 1/2 \times (8.6 + 27.1 + 26.8 + 6.5) \times 1/4 \times 6 \right] = 62.5$$

Tabiquería :

$$t = 8 \text{ cm} : 0.20 \times \left\{ 1/2 \times 2.43 \left[(1.29 + 0.96) \times 6 + 1.75 \times 4 + 0.95 \times 2 \right] \right\} = 5.4$$

$$t = 11 \text{ cm} : 0.27 \times \frac{1}{2} \times \frac{1}{4} \times 24.6 \times 6 = 5.0$$

$$t = 18 \text{ cm} : 0.46 \times \left(\frac{1}{2} \times 2.43 + 0.42 \right) \times 0.91 \times 6 = 4.1$$

Ductos de basura

$$0.20 \times \left(\frac{1}{2} \times 2.55 + 0.48 \right) \times 1.26 \times 3 = 1.3$$

Puertas y ventanas

$$0.04 \times 1/8 (8.6 + 26.8) \times 6 +$$

$$0.06 \times 1/8 \times 6.5 \times 6$$

$$= 1.6$$

$$P = 195.1 \text{ t.}$$

- Pisos 3, 2 y 1 :

$$\text{Piso} : 0.40 \times (41.76 \times 6.89 - 2.16 \times 3.1 \times 3) = 107.0$$

$$\text{Escalera} : 0.62 \times 2.16 \times 3.4 \times 3 = 15.7$$

$$\text{Paredes} : 62.5 \times 2 = 125.0$$

Tabiquería :

$$t = 8 \text{ cm} : 5.4 \times 2 = 10.8$$

$$t = 11 \text{ cm} : 5.0 \times 2 = 10.0$$

$$t = 18 \text{ cm} : 0.46 \times 2.43 \times 0.91 \times 6 = 6.1$$

Ductos de basura

$$0.20 \times 2.55 \times 126 \times 3 = 1.9$$

Puertas y ventanas

$$1.6 \times 2 = 3.2$$
$$= 279.7 \text{ t}$$

ii) Determinación de H

Se usa la expresión $H = UKCP$, donde

$$U = 0.8$$

$$KC = 0.2$$

En consecuencia, se tiene $H = 0.16 P$. Los valores de H aparecen en la Tabla 6.11.

Tabla 6.11

Piso	P(t)	H(t)	$\sum H$ (t)
4	195.1	31.2	31.2
3	279.7	44.7	75.9
2	279.7	44.7	120.6
1	229.7	44.7	165.3

b) Esfuerzo cortante promedio

Resulta de dividir la fuerza horizontal acumulada por piso entre la respectiva área transversal de paredes portantes. (Ver Tabla 6.12). Este valor no debe exceder los 4 Kg/cm^2 .

Tabla 6.12

Dirección	Piso	H(t)	L(cm)	t (cm)	$\bar{\tau}$ (kg/cm ²)
X	4	31.2	6309	15	0.33
	3	75.9	6309	15	0.80
	2	120.6	6309	15	1.27
	1	165.3	6309	15	1.75
Y	4	31.2	4941	15	0.42
	3	75.4	4941	15	1.03
	2	120.6	4941	15	1.63
	1	165.3	4941	15	2.23

c) Momentos flectores en las paredes portantes

Se toma en cuenta solo las paredes que tengan vanos importantes en longitud, en este caso las paredes P_B y P_C

Primero se halla el cortante para cada porción de pared y luego se determina los respectivos momentos, como se muestra en la Tabla 6.13. Para el cálculo de momentos se asume que la altura del punto de inflexión es 0.65 de la altura de pared en el primer piso; en los otros pisos se toma 0.5 h. (Método del Portal Modificado)

Tabla 6.13

Pared	Piso	l (cm)	t (cm)	τ (kg/cm ²)	Q (t)	y _h (m)	M* (t - m)
P _{B1}	4	102.25	15	0.33	0.51	1.275	0.65
	3			0.80	1.23	1.275	1.57
	2			1.27	1.95	1.275	2.49
	1			1.75	2.58	1.660	2.30
							4.29
P _{B2}	4	83.75	15	0.33	0.42	1.275	0.54
	3			0.80	1.02	1.275	1.30
	2			1.27	1.62	1.275	2.07
	1			1.75	2.23	1.660	1.98
							3.71
P _{B3}	4	97.0	15	0.33	0.48	1.275	0.61
	3			0.80	1.16	1.275	1.48
	2			1.27	1.85	1.275	2.36
	1			1.75	2.55	1.660	2.27
							4.24
P _{B4}	4	55.0	15	0.33	0.27	1.275	0.35
	3			0.80	0.66	1.275	0.84
	2			1.27	1.05	1.275	1.34
	1			1.75	1.44	1.660	1.28
							2.40
P _{C1}	4	112.5	15	0.33	0.56	1.275	0.71
	3			0.80	1.35	1.275	1.72
	2			1.27	2.15	1.275	2.74
	1			1.75	2.96	1.660	2.63
							4.92

Continúa -----

Sigue -----

Pared	Piso	l (cm)	t (cm)	τ (kg/cm ²)	Q (t)	yh (m)	M* (t - m)
P _{C2}	4	154.0	15	0.33	0.76	1.275	0.97
	3			0.80	1.85	1.275	2.36
	2			1.27	2.94	1.275	3.75
	1			1.75	4.05	1.660	3.61
P _{C3}	4	194.0	15	0.33	0.96	1.275	1.22
	3			0.80	2.33	1.275	2.97
	2			1.27	3.70	1.275	4.72
	1			1.75	5.10	1.660	4.54

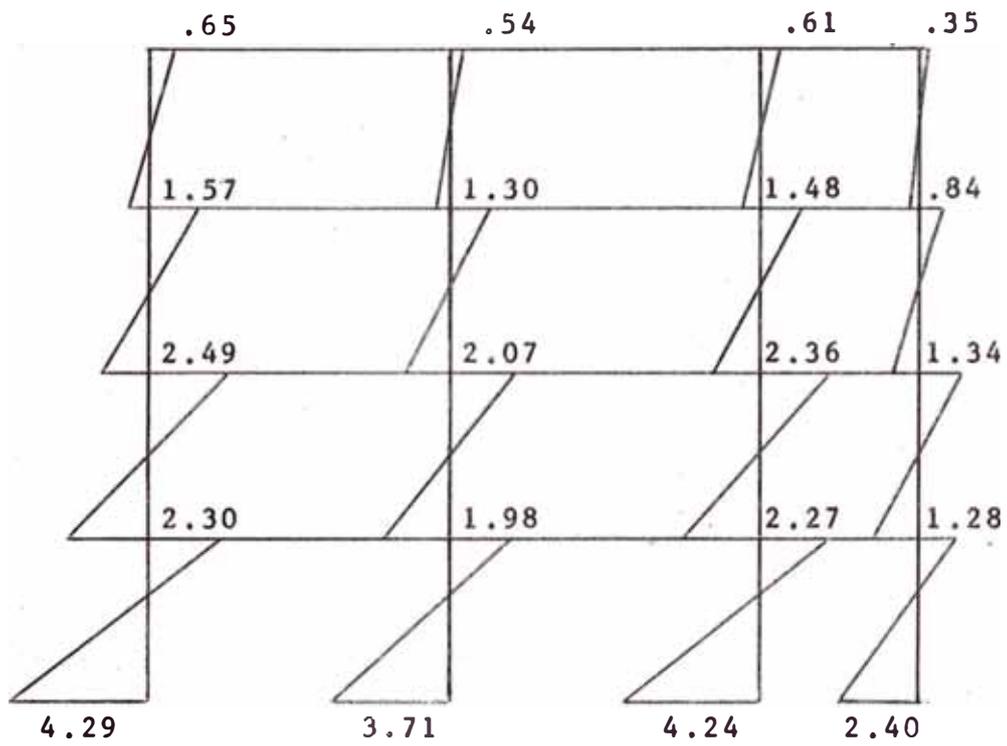
* Ver Diagramas 6.1 (a) y 6.2 (a)

d) Momentos flectores en las vigas de pared.

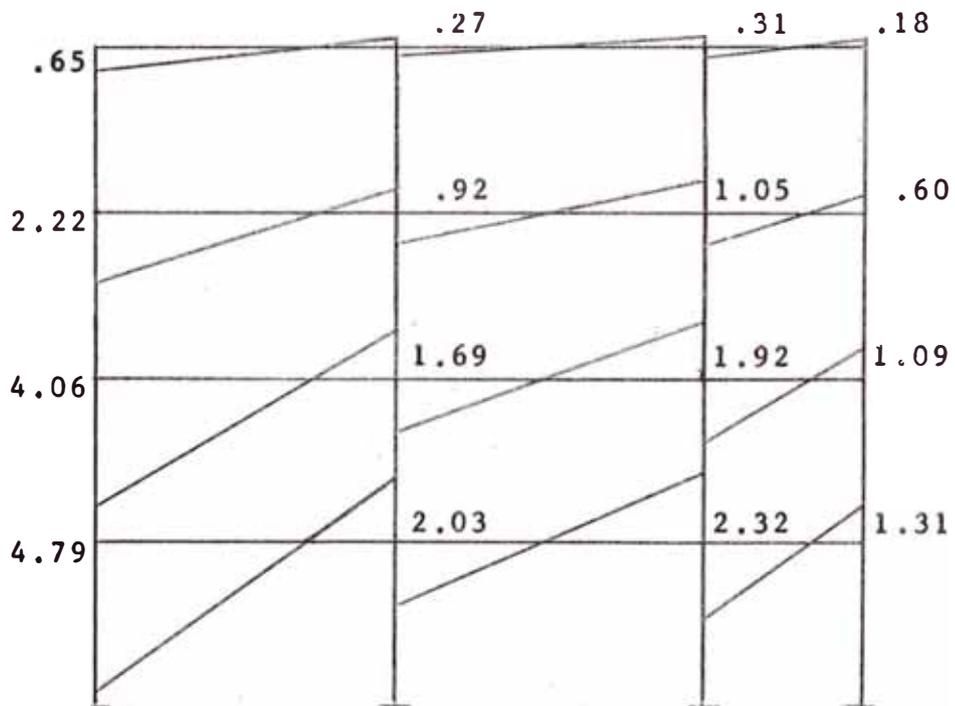
i) Momentos Teóricos

Se reparte los momentos de las paredes portantes, hallados en 5.c, entre las vigas de pared en proporción a la rigidez de estas últimas.

Puesto que en cada pared las rigideces de las vigas son iguales, la distribución de momentos da los resultados mostrados en los Diagramas 6.1 (b) y 6.2 (b).

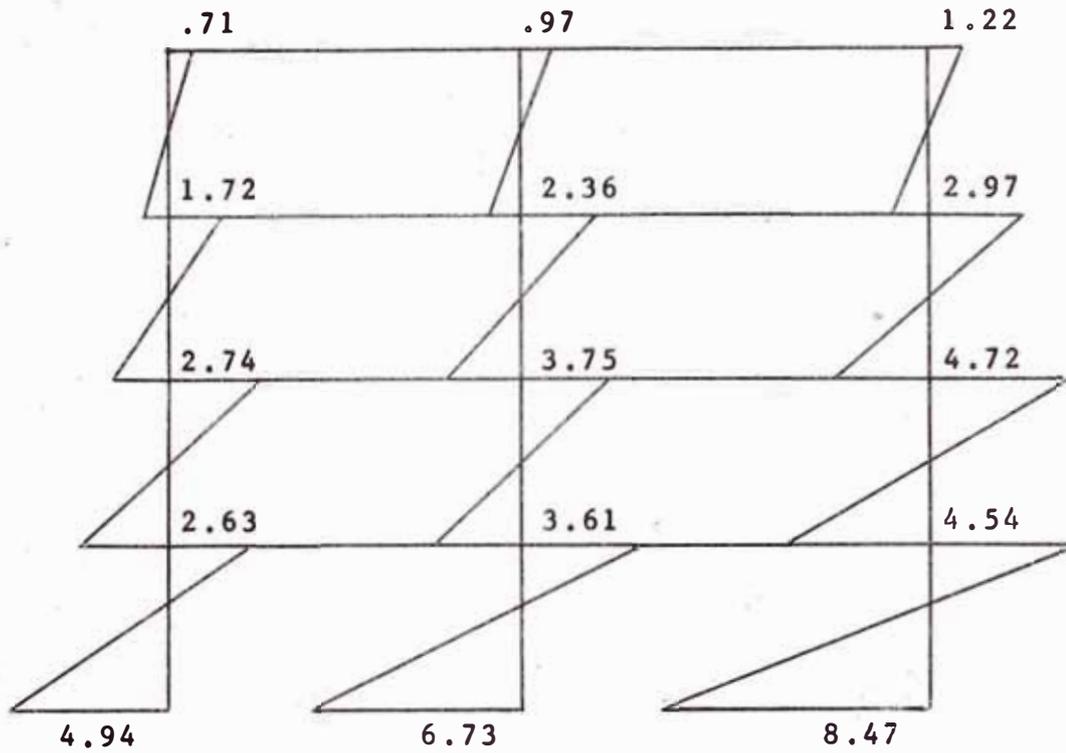


(a) Columnas

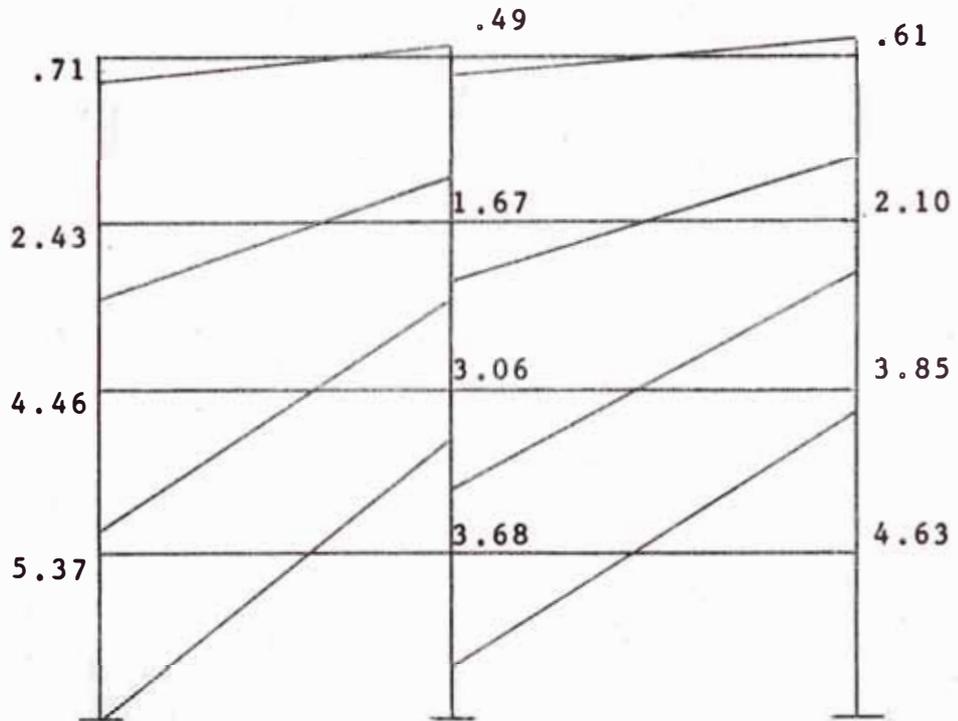


(b) Vigas

Fig. 6.2 Diagramas de Momentos en Pared P_B



(a) Columnas



(b) Vigas

Fig. 6.3 Momentos de la Pared P_c

ii) Momentos de Diseño

Para el diseño se toman los momentos correspondientes a las caras de las columnas-pared. Así por ejemplo, para la pared P_B del piso 4 se tiene:

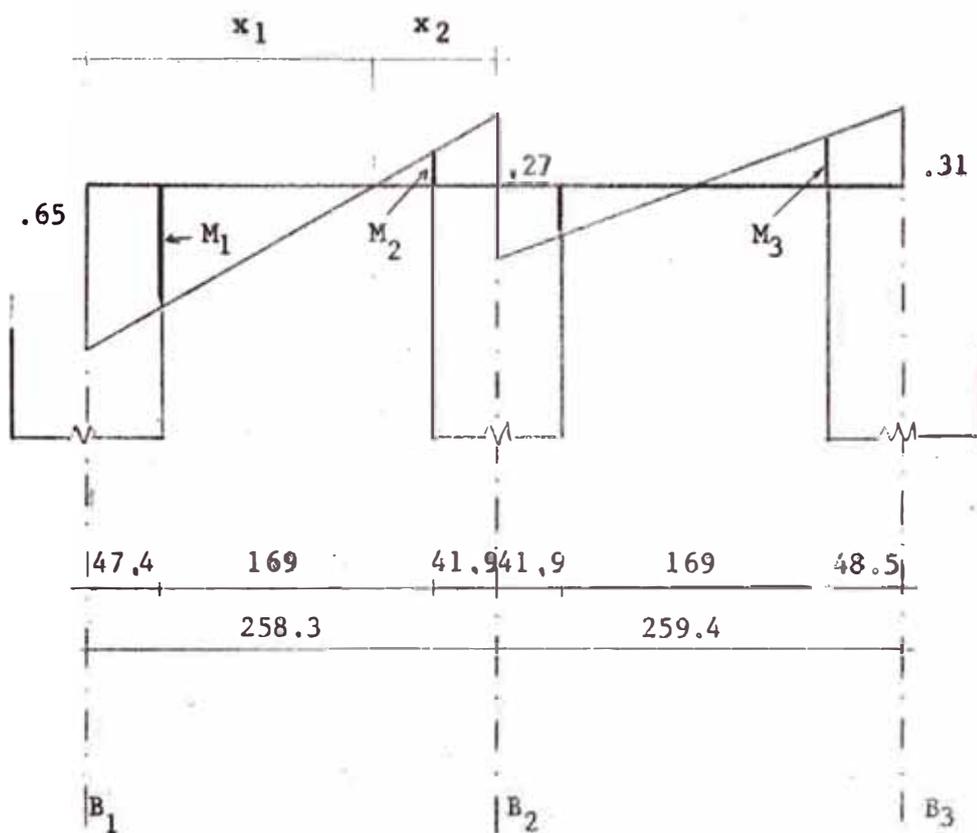


Fig. 6.4

Cálculo del Momento B_1 :

$$\frac{0.65}{0.27} = \frac{x_1}{x_2} \quad \longrightarrow \quad \frac{0.65}{0.65 + 0.27} = \frac{x_1}{x_1 + x_2}$$

$$\frac{0.65}{0.92} = \frac{x_1}{258.3} \quad \longrightarrow \quad x_1 = 182.6 \text{ cm.}$$

$$\frac{0.65}{B_1} = \frac{182.6}{182.6 - 47.4} \quad \longrightarrow \quad B_1 = 0.48 \text{ t-m}$$

Procediendo de manera análoga a la indicada se hallan los demás momentos. Los resultados se muestran en la Tabla 6.14.

Tabla 6.14

Piso \ Nudo	4	3	2	1
B_1	0.48	1.65	3.00	3.54
B_2	0.18	0.61	1.11	1.33
B_3	0.20	0.68	1.24	1.51
C_1	0.50	1.71	3.14	3.78
C_2	0.24	0.62	1.13	1.35
C_3	0.30	1.04	1.90	2.42

c) Armadura de las vigas

Como la abertura de los vanos es menor que 1.70m. los momentos debidos a las cargas verticales son muy pequeños y pueden ser despreciados. En consecuencia, el diseño se hace

considerando sólo los momentos debidos a las fuerzas horizontales y tomando sólo los dos mayores.

Para los cálculos se usan las fórmulas del método de las cargas de servicio

- Cuantía :

$$p = \frac{M/bd^2}{1.33 f_s}$$

- Area de acero :

$$A_s = pbd$$

Los resultados se dan en la Tabla 6.15.

Tabla 6.15

Pared	Piso	Viga	Momento (t-m)	bd	M/bd ²	P (%)	AS (cm ²)	Armadura
P _B	4	B ₁ - B ₂	0.48	15 x 45.5	1.55	-	-	1 Ø 5/8
		B ₂ - B ₃	0.20		0.64	-	-	1 Ø 5/8
	3	B ₁ - B ₂	1.65	15 x 45.5	5.31	0.29	1.98	1 Ø 5/8
		B ₂ - B ₃	0.68		2.19	-	-	1 Ø 5/8
2	B ₁ - B ₂	3.00	15 x 45.5	9.65	0.52	3.55	1 Ø 5/8	
	B ₂ - B ₃	1.24		2.19	0.21	1.44	1 Ø 5/8	
1	B ₁ - B ₂	3.54	15 x 45.5	11.40	0.61	4.16	1 Ø 5/8	
	B ₂ - B ₃	1.51		4.86	0.26	1.78	2 Ø 5/8	
P _C	4	C ₁ - C ₂	0.50	15 x 41	1.98	-	-	1 Ø 5/8
		C ₂ - C ₃	0.30		1.19	-	-	1 Ø 5/8
	3	C ₁ - C ₂	1.71	15 x 41	6.78	0.36	2.22	2 Ø 5/8
		C ₂ - C ₃	1.04		1.19	0.22	1.35	2 Ø 5/8
	2	C ₁ - C ₂	3.14	15 x 41	12.44	0.67	4.12	2 Ø 3/4
		C ₂ - C ₃	1.90		7.53	0.40	2.46	2 Ø 5/8
1	C ₁ - C ₂	3.78	15 x 41	14.96	0.80	4.92	2 Ø 3/4	
	C ₂ - C ₃	2.42		9.58	0.51	3.14	2 Ø 5/8	

6. Diseño de Juntas

Las juntas horizontales y verticales diseñadas para este caso, se muestran en el Anexo 2.

La resistencia de estas juntas ha sido probada experimentalmente y los cálculos que siguen son de verificación de los valores de diseño respecto a los máximos valores permisibles. (Se usan fórmulas del método de las cargas de servicio).

a) Esfuerzos de Corte

i) Juntas verticales

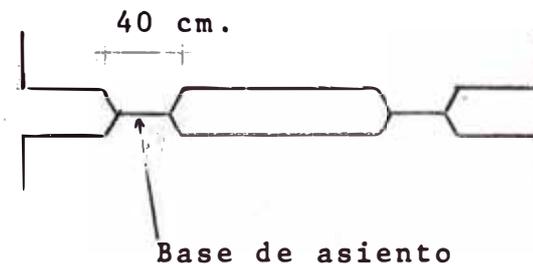
El mayor esfuerzo cortante horizontal promedio se produce en la dirección Y, siendo su valor 2.23 kg/cm^2

En consecuencia, el máximo esfuerzo cortante esperado es :

$$\tau_{\text{máx}} = 1.33 \times 2.23 = 2.97 \text{ Kg/cm}^2$$

Valor menor que el resultado experimental, que es 6 Kg/cm^2 .

ii) Juntas horizontales



El cortante producido en el primer piso es 165.3 ton.

Los cortantes críticos tienen lugar en las bases de asiento. El número de estas bases es :

$$\text{dirección X : } 9 \times 6 = 54$$

$$\text{dirección Y : } 34$$

De donde se obtiene el cortante en cada base de asiento.

$$\frac{165.3}{54} = 3.06 \text{ t} < 6 \text{ t} \quad (\text{valor experimental})$$

$$\frac{165.3}{34} = 4.87 \text{ t} < 6 \text{ t}$$

Teóricamente, la resistencia a cortante de cada base de asiento depende del esfuerzo cortante permisible del concreto ($v_c = 4.2 \text{ Kg/cm}^2$)

$$V = 1 \times t \times v_c = 40 \times 15 (4.2 \times 1.33) = 5600 \text{ kg.}$$

b) Esfuerzos de compresión y tensión

La verificación se hace en las juntas horizontales

i) Por carga vertical

Los esfuerzos críticos de compresión debidos a carga vertical se producen en las bases de asiento, y son los mostrados en la Tabla 6.16.

Tabla 6.16

Pared	Peso (t)	Base de asiento		Esfuerzo de Compresión (kg/cm ²)
		Número	Sección	
P _A	40.9	2	37 x 15	36.9 < 53*
P _B	48.3	3	37 x 15	27.5 "
P _C	47.7	4	37 x 15	21.5 "
P ₁₋₁	21.1	2	37 x 15	19.0 "
P ₁₋₂	17.2	2	37 x 15	15.5 "
P ₂	29.5	2	37 x 15	26.6 "
P ₃	18.2	2	37 x 15	16.4 "

* Máximo esfuerzo permisible de compresión del concreto.

ii) Por cargas combinadas

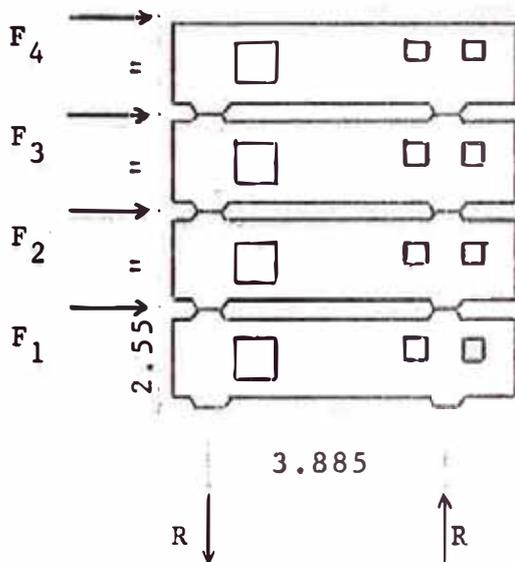
Aquí se toma en cuenta las fuerzas horizontales y se combina su efecto con el producido por las cargas verticales.

Las fuerzas horizontales a usarse en el cálculo son las originadas por cada piso en forma individual. En consecuencia, es necesario hallar previamente el esfuerzo cortante horizontal promedio por piso (no acumulado), tal como se muestra en la Tabla 6.17.

Tabla 6.17

Dirección	Piso	H(t)	A(cm ²)	τ_i (kg/cm ²)
X	4	31.2	6309x15	0.33
	3,2,1	44.7		0.47
Y	4	31.2	4941x15	0.42
	3,2,1	44.7		0.60

- Pared P_A



Longitud neta de pared

$$L = 117.5 + 144.5 + 63.0 + 67.5$$

$$L = 392.5 \text{ cm.}$$

Cálculo de la reacción R :

$$F_4 = 0.33 \times 392.5 \times 15 = 1,950 \text{ Kg.}$$

$$F_{3.2.1} = 0.47 \times 392.5 \times 15 = 2,750 \text{ Kg.}$$

$$M = 1.95 \times 10.2 + 2.75 \times 2.55 \times (3 + 2 + 1) = 62.1 \text{ t-m.}$$

$$R = \frac{62.1}{3.885} = 15.0 \text{ t}$$

Carga vertical :

$$R' = \frac{\text{Peso de pared}}{\text{No. de barras}} = \frac{40.9}{2} = 20.5 \text{ t}$$

Como $R' > R$ no hay tracción por momento flector

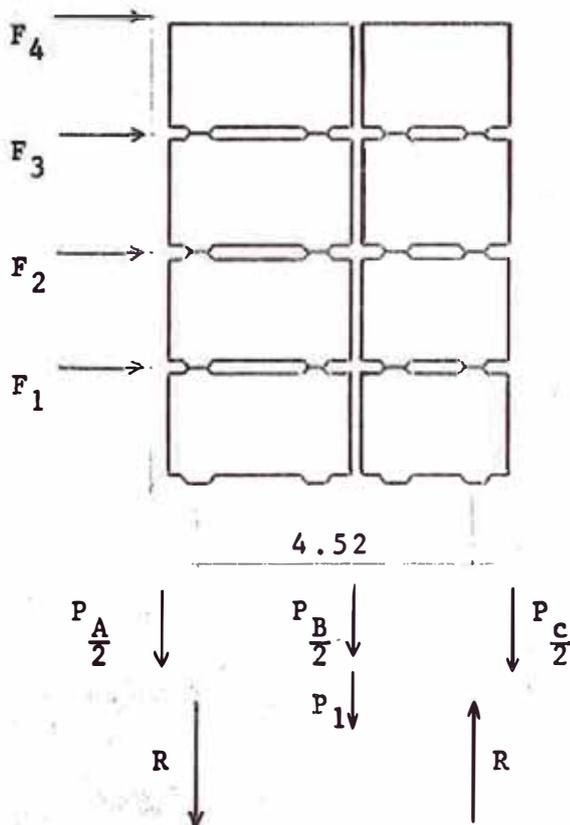
Esfuerzo compresivo combinado

$$\sigma_c = 36.9 + \frac{16000}{37 \times 15} = 65.7 \text{ kg/cm}^2$$

$$65.7 \text{ kg/cm}^2 < 1.33 \times 53 \text{ kg/cm}^2$$

- Pared P_1

$$L = 5.79 + 2 \times 7.5 = 594 \text{ cm.}$$



Momento de volteo :

$$F_4 = 0.42 \times 594 \times 15 = 3,750 \text{ Kg.}$$

$$F_{3,2,1} = 0.60 \times 594 \times 15 = 5,350 \text{ Kg.}$$

$$M_v = 3.75 \times 10.2 + 5.35 \times 2.55 \times 6 = 120.2 \text{ t-m}$$

Momento resistente :

$$\text{Peso de la pared } P_1 \text{ exterior : } 30.1 \text{ t (crítico)}$$

$$\text{Peso de la pared } P_1 \text{ interior : } 38.3 \text{ t}$$

$$\text{Peso de } P_A \text{ : } 40.9 \text{ t}$$

$$\text{Peso de } P_B \text{ : } 48.3 \text{ t}$$

$$M_R = \frac{40.9}{2} \times 5.79 + 30.1 \times \frac{5.79}{2} + \frac{48.3}{2} \times 2.69 = 270.7 \text{ t-m}$$

Se observa que $M_R > M_v$, en consecuencia no ocurre tensión.

Esfuerzo de compresión en la base de asiento por fuerzas horizontales :

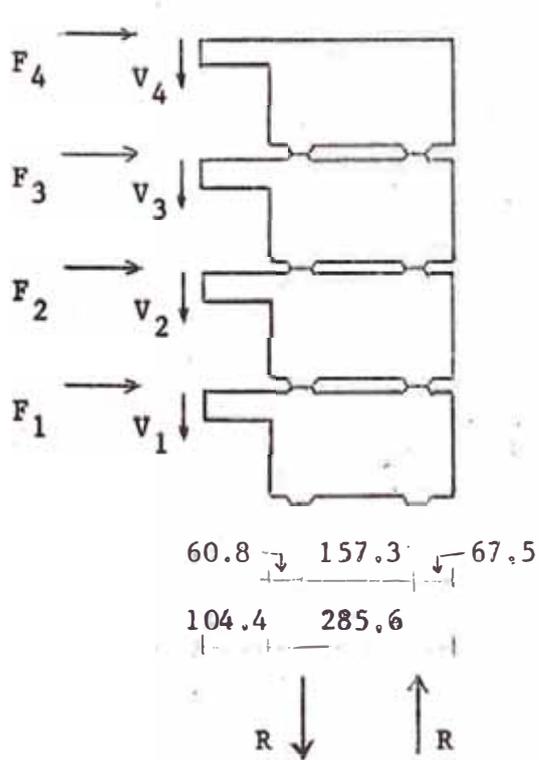
$$R = \frac{120 - 30.1 \times 2.26}{4.52} = 18.9 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{18900}{27 \times 15} = 34.0 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión combinado

$$\sigma_c = 19.0 + 34.0 = 53 \text{ kg/cm}^2 < 1.33 \times 53$$

- Pared P₂ :



Peso de la pared P₂ :

29.5 t

Momento de volteo :

$$F_4 = 0.42 \times 285.6 \times 15 = 1,800 \text{ kg.}$$

$$F_{3,2,1} = 0.60 \times 285.6 \times 15 = 2,570 \text{ kg}$$

$$M_v = 1.8 \times 10.2 + 2.57 \times 2.55 \times 6 = 57.7 \text{ t-m}$$

Momento resistente :

Para calcular el momento resistente en esta pared, se consideran 2 casos según el sentido de las fuerzas horizontales :

(1) Cuando el sentido es horario :

En este caso se toma en cuenta el cortante que actúa en el extremo del volado.

Volado del 4to. piso :

Cortante permisible: Está en función de las dimensiones de la viga y el esfuerzo cortante permisible entre la viga y la pared transversal P_A , que vale 4.2 kg/cm^2 .

$$V' = 4.2 \times 50 \times 7/8 \times 15 = 2,760 \text{ kg.}$$

Cortante debido al momento : Depende del refuerzo de la viga. Para una barra de $\emptyset 5/8''$

$$M = 2.0 \times 1.33 \times 7/8 \times 1.4 \times 50 = 163 \text{ t-m}$$

$$V'' = \frac{163}{104.4} = 1.56 \text{ t} \quad (\text{crítico})$$

Se escoge el menor valor por ser el crítico

$$V_A = 1.56 \text{ t}$$

Volados de los pisos 3ro, 2do, y 1ro.

Procediendo análogamente :

$$V' = 4.2 \times 40 \times 7/8 \times 15 = 2,210 \text{ kg.} \quad (\text{crítico})$$

$$V'' = \frac{4.0 \times 1.63 \times 40}{104.4} = 2,480 \text{ kg.}$$

$$V_{3,2,1} = 2.21 \text{ t}$$

Con estos valores se halla el momento resistente :

$$M_R = 29.5 \times (2.856/2 - 0.675) + (1.56 + 2.21 \times 3) \times 3.225$$

$$M_R = 48.6 \text{ t-m}$$

En consecuencia se produce tensión.

El esfuerzo de compresión debido a las fuerzas horizontales depende de la reacción R :

$$R = \frac{5.57 - 48.6}{1.573} = 5.79 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{5,790}{15 \times 37} = 10.43 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo de compresión combinado :

$$\sigma_c = 26.6 + 10.43 = 37.0 \text{ kg/cm}^2 < 1.33 \times 53$$

Para la fuerza de tensión de 5.79 t, el área de acero requerida en la zona de la base de asiento es :

$$A_s = \frac{5.79}{1.4 \times 1.33} = 3.12 \text{ cm.} \longrightarrow 2 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8$$

(2) Cuando el sentido es antihorario

Se considera contribuyente el 50% del peso de la pared transversal P_A (40.9 t) o sea 20.5 t. Entonces el momento resistente es :

$$M_R = 20.5 \times (1.573 + 0.675 - 0.80) + 29.5 (2.856/2 - 0.608)$$

$$M_R = 53.9 \text{ t.}$$

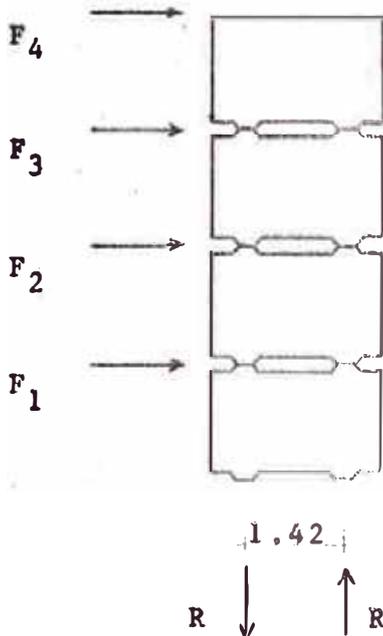
Aquí también ocurre tensión y su valor está dado por :

$$R = \frac{57.7 - 53.9}{1.573} = 2.42 \text{ t}$$

El área de acero para resistir esta tensión

$$A_S = \frac{0.42}{1.4 \times 1.33} = 1.3 \text{ cm}^2 \longrightarrow 1 \text{ } \phi \text{ } 5/8''$$

- Pared P₃



Peso de P₃ = 18.2 t

Además actúa la mitad del peso de la pared P_B,

Momento de volteo

$$F_4 = 0.42 \times 284 \times 15 = 1,800 \text{ kg.}$$

$$F_{3,2,1} = 0.60 \times 284 \times 15 = 2,560 \text{ kg.}$$

$$M = 1.8 \times 10.2 + 2.56 \times 2.55 \times 6 = 57.6 \text{ t-m.}$$

Momento resistente :

$$M_R = 18.2 \times \frac{1.42}{2} + \frac{48.3}{2} \times 2.055 = 62.6 \text{ t-m.}$$

No hay tensión en la base de asiento

Para la compresión :

$$R = \frac{62.6 - 57.6}{1.42} = 3.52 \text{ t.}$$

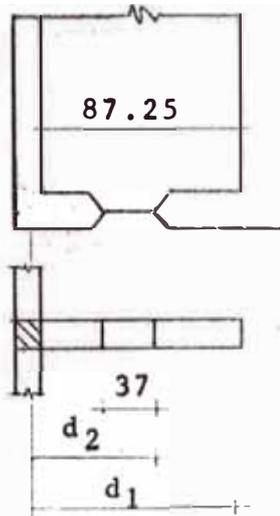
$$\sigma_c = 16.4 + \frac{3520}{15 \times 37} = 22.7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (admisible)}$$

- Paredes P_B y P_C

Se verifica si estas paredes pueden resistir los respectivos momentos flectores que actúan en la parte inferior del primer piso (ya calculados en 5.c).

La verificación se hace en secciones consideradas críticas, como el extremo de pared y/o la base de asiento.

Porción P_{B1} :



$$M = 4.29 \text{ t-m}$$

$$d_1 = 94.75 - 5 = 89.75 \text{ cm.}$$

$$d_2 = 94.75 - \frac{87.25 - 37}{2} = 69.6 \text{ cm.}$$

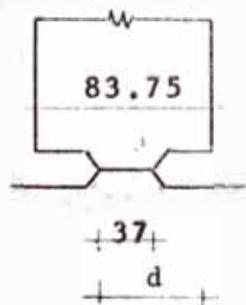
Areas de acero

$$A_s = \frac{M}{1.33 f_s d}$$

$$A_{s1} = \frac{429}{1.87 \times 89.8} = 2.56 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8 \text{ (} 4.00 \text{ cm}^2 \text{)}$$

$$A_{s2} = \frac{429}{1.87 \times 69.6} = 3.31 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8$$

Porción P_{B2}



$$M = 3.71 \text{ t-m}$$

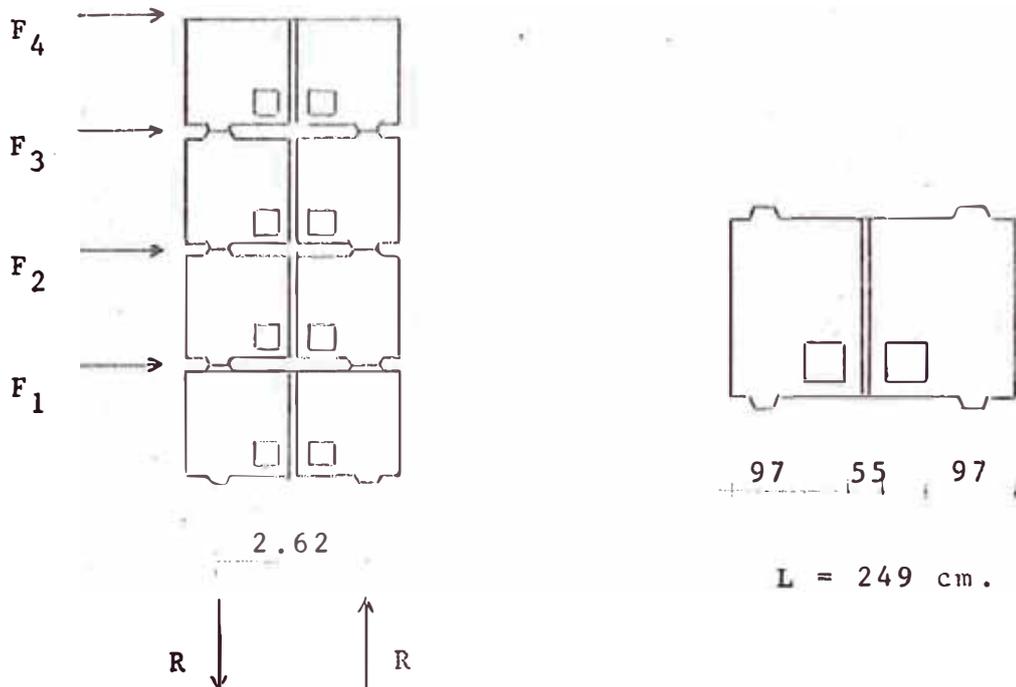
$$d = 83.75 - \frac{83.75 - 37}{2} - 6$$

$$d = 55.4 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{371}{1.87 \times 55.4} = 3.59 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8$$

Porción P_{B3}

Esta porción requiere un cálculo especial, pues integra las partes P_{B3} y P_{B4}



Momento de volteo

$$F_4 = 0.33 \times 249 \times 15 = 1,240 \text{ Kg.}$$

$$F_{3,2,1} = 0.47 \times 249 \times 15 = 1,760 \text{ Kg.}$$

$$M = 1.24 \times 10.2 + 1.76 \times 2.55 \times 6 = 39.6 \text{ t-m}$$

Peso propio de la pared P_{B3} (aproximadamente $1/3$ del peso P_B)

$$P_B/3 = 48.3/3 = 16.1 \text{ t}$$

Carga vertical de la pared P_3 : 18.2 t

Carga total

$$W = 16.1 + 18.2 = 34.3 \text{ t}$$

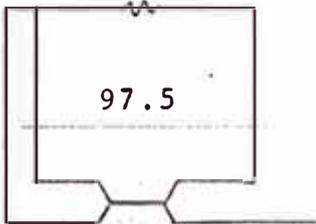
Tensión en la base de asiento

$$R = \frac{39.6}{2.62} - \frac{34.3}{2} = - 2.1 \text{ t}$$

Lo cual significa que no se produce tensión

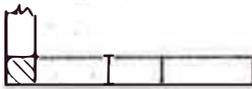
Porción P_{C1}

$$M = 4.92 \text{ t - m}$$



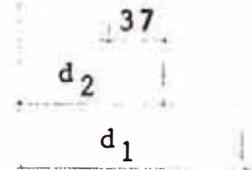
$$d_1 = 105 - 5 = 100 \text{ cm.}$$

$$d_2 = 105 - \frac{97.5 - 37}{2} = 74.7 \text{ cm.}$$



$$A_{s1} = \frac{492}{1.87 \times 100} = 2.64 \text{ cm}^2$$

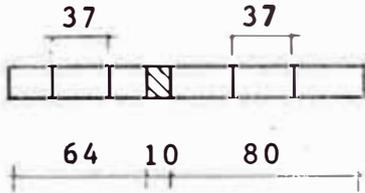
Suficiente con 2 \emptyset 5/8



$$A_{s2} = \frac{492}{1.87 \times 74.7} = 3.52 \text{ cm}^2$$

Suficiente con 2 \emptyset 5/8

Porción P_{C2} :

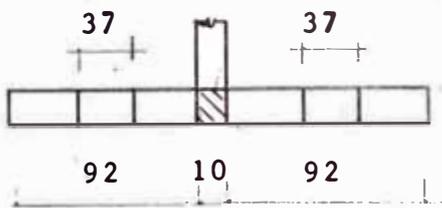


$$M = 6.73 \text{ t - m}$$

$$d = 154 - \frac{80 - 37}{2} - 5 = 127.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{673}{1.87 \times 127.5} = 2.82 \longrightarrow 2 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8$$

Porción P_{C3} :



$$M = 8.47 \text{ t - m}$$

$$d = 194 - \frac{92 - 37}{2} - 5 = 161.5 \text{ cm.}$$

$$A_s = \frac{847}{1.87 \times 161.5} = 2.81 \text{ cm}^2 \longrightarrow 2 \text{ } \emptyset \text{ } 5/8$$

COMENTARIO

Con fines puramente comparativos, para el diseño precedente se ha tomado los planos de una estructura ya calculada en Japón.

Al respecto es importante dar a conocer los siguientes puntos:

- (1) Pese a haberse mantenido el mismo coeficiente sísmico básico, se ha obtenido fuerzas sísmicas menores debido a la menor intervención de las cargas vivas, estipulada por nuestro reglamento.
- (2) En el diseño de las paredes y vigas pared se ha llegado a resultados similares. Esto debe atribuirse a la resistencia relativamente igual de los materiales usados (concreto de 180 kg/cm^2 y acero de 2400 kg/cm^2 en el caso japonés), y también a la compensación que se opera entre las fuerzas sísmicas menores y los esfuerzos permisibles menores.
En el Anexo 3 se muestra detalles estructurales de las paredes.
- (3) Para las juntas se ha respetado el diseño de las originales y se ha asumido la misma resistencia experimental, lo cual resulta conservador si se considera los materiales ligeramente más resistentes usados en nuestro caso.

C A P I T U L O 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

La prefabricación de elementos constructivos de concreto y su aplicación en la edificación de viviendas ha tenido bastante éxito en muchos países del orbe, debido a que, entre otras ventajas, resulta ser económica si la demanda y el volumen de producción son suficientemente grandes. Creemos que en las ciudades mayores de nuestro país, puede suceder otro tanto si se adopta este método constructivo; para averiguarlo cabalmente se sugiere la realización de un estudio de factibilidad técnico-económica.

Aquí merece destacarse el hecho de que la llamada prefabricación intermedia, en cuanto implica un mayor proceso industrial, ofrece mayores posibilidades para la construcción masiva de viviendas.

Se ha visto que algunas dimensiones de los elementos constructivos prefabricados y, por ende, de los conjuntos estructurales resultantes son comparativamente reducidas. Ello, aparte de favorecer la mejor utilización de las áreas urbanas, se traduce en una ventaja desde el punto de vista sísmico: La obtención de estructuras ligeras que generan fuerzas sísmicas menores.

Existen diferentes reglamentos de diseño según los tipos de construcción prefabricada que actualmente se usan. Sin embargo, en todos ellos es característica común la importante posición ocupada por los requisitos relativos a resistencia sísmica.

ca. Este ejemplo debería seguirse en nuestro país mediante la elaboración de reglamentos de diseño cuya aplicación conduzca a la obtención de edificaciones resistentes a sismos, aún cuando éstas no hayan sido planeadas con tal fin por el diseñador.

El diseño antisísmico en concreto armado ha logrado considerable desarrollo para el caso de estructuras de tipo apor_uticado. No obstante, la tendencia general en la construcción de viviendas con prefabricados de concreto consiste en emplear estructuras a base de paredes conectadas.

Las construcciones prefabricadas estudiadas están limitadas a tener baja altura, seguramente por razones de montaje y de comportamiento estructural de las juntas. En el caso de las construcciones de pared, esta limitación ha conducido a la práctica de proyectar edificios alargados en planta, y también ha facilitado el análisis sísmico de tales estructuras, como puede apreciarse en el ejemplo desarrollado en esta Tesis.

Nótese que, pese a no tratarse de estructuras ordinarias, la determinación de las fuerzas laterales se realiza por el método más simple y convencional, el de las fuerzas estáticas equivalentes. Obsérvese además que el coeficiente K_C empleado en dicho método es alto, con lo cual se busca conseguir gran rigidez en las estructuras de pared.

El diseño de las paredes se basa, según puede deducirse de lo estudiado, en el cálculo de esfuerzos por medio de un método aproximado y elemental, pero que ha dado buenos resultados para los efectos de resistencia sísmica. Sin embargo, sería conveniente investigar la aplicación de técnicas más precisas y refinadas, que se han desarrollado en el curso de los últimos años. En este sentido se puede recurrir, por ejemplo, a una publicación hecha por el ACI, titulada "Response of Multistory

Concrete Structures to Lateral Forces", o a trabajos que difundan el análisis de paredes conectadas.

Puesto que en el campo de las estructuras prefabricadas un solo cálculo puede ser aprovechado muchas veces, valdría la pena recurrir a las técnicas más elaboradas del análisis sísmico para el tratamiento de estas estructuras. A nuestro modo de ver, debería emplearse el análisis Tiempo-Historia, método que inclusive podría permitir la idealización de algún modelo matemático sofisticado capaz de involucrar la influencia de las juntas en el comportamiento de la estructura en conjunto.

En todo caso, el método de análisis sísmico a usarse debería tomar en cuenta la interacción suelo-estructura, importante factor omitido por el método presentado en este trabajo.

Reviste máxima importancia tener presente que la resistencia sísmica de las construcciones de concreto prefabricado es virtualmente controlada por sus juntas. En consecuencia, tales juntas deben diseñarse de manera que puedan suministrar suficiente resistencia como para soportar la máxima fuerza desarrollada durante un sismo, y absorber las deformaciones elásticas y plásticas que acompañan al movimiento.

El diseño de las juntas puede hacerse sobre la base de criterios teóricos o de experiencias pasadas. Sin embargo, es necesario realizar ensayos para verificar el grado de eficiencia que presentan cuando se hallan sometidas a sollicitaciones sísmicas.

En las estructuras prefabricadas de pared, las juntas se diseñan de acuerdo a modelos reconocidos como poseedores de amplia resistencia sísmica, lo cual parece indicar la carencia de métodos analíticos para tal efecto. Los cálculos relativos a

juntas mostrados en este trabajo son simples y se limitan a la verificación de esfuerzos.

Como recomendación final, se sugiere la realización y/o recopilación de estudios similares al presente de otros tipos de construcción con prefabricados de concreto armado, a fin de formar una biblioteca especializada.